



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
NÚCLEO DE DESENVOLVIMENTO AMAZÔNICO EM ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE INFRAESTRUTURA
E DESENVOLVIMENTO ENERGÉTICO**

PAULO ROBERTO FONTES DA SILVA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE 3 PONTES MISTAS EM OBRAS
RODOVIÁRIAS SUJEITAS À PROVA DE CARGA ESTÁTICA**

**TUCURUÍ – PA
2023**

PAULO ROBERTO FONTES DA SILVA

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE 3 PONTES MISTAS EM OBRAS
RODOVIÁRIAS SUJEITAS À PROVA DE CARGA ESTÁTICA**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, da Universidade Federal do Pará, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético. Área de concentração: Estrutura.

Orientador: Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto
Coorientador: Prof. Dr. Manoel J. Mangabeira P. Filho.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará
Gerada automaticamente pelo módulo Ficat, mediante os dados fornecidos pelo(a)
autor(a)

F682a FONTES DA SILVA, PAULO.
Análise do comportamento de 3 pontes mistas em obras
rodoviárias sujeitas à prova de carga estática / PAULO
FONTES DA SILVA. — 2023.
128 f. : il. color.

Orientador(a): Prof. Dr. Aarão Lima Neto
Coorientador(a): Prof. Dr. Manoel J. Mangabeira P. Filho
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará,
Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de
Infraestrutura e Desenvolvimento Energético, Tucuruí, 2023.

1. Instrumentação. 2. ensaios estáticos. 3. pontes
rodoviárias. 4. monitoramento estrutural. I. Título.

CDD 624

PAULO ROBERTO FONTES DA SILVA

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE 3 PONTES MISTAS EM OBRAS
RODOVIÁRIAS SUJEITAS À PROVA DE CARGA ESTÁTICA**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, da Universidade Federal do Pará, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético. Área de concentração: Estrutura.

Orientador: Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto

Coorientador: Prof. Dr. Manoel J. Mangabeira P. Filho

Aprovada em 01 de Março de 2023.


BANCA EXAMINADORA:



Prof. Dr. Aarão Ferreira Lima Neto/Orientador



Prof. Dr. Manoel José Mangabeira P. Filho/ Coorientador



Prof. Dr. Maurício Pina Ferreira /Examinador Interno



Prof. Dr. Marcos Honorato Oliveira / Examinador Externo

*Dedico este trabalho à minha esposa, Rose,
amiga e companheira de todos os momentos,
e aos meus filhos, Lucas e Luana.*

AGRADECIMENTOS

A Deus em primeiro lugar, por iluminar meu caminho.

Aos meus pais, Carlos Tenório e Rute(*in memorian*), pela criação e pelo exemplo de perseverança, integridade, amor e dedicação.

Agradeço à Universidade Federal do Pará - UFPA, pela minha formação como engenheiro civil.

Ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT, pela oportunidade para dedicação ao trabalho desenvolvido no mestrado do PPGINDE.

Aos amigos da Unidade Local de Altamira - DNIT, que não mediram esforços para me auxiliar durante todas as fases desta empreitada.

Ao meu orientador, professor Aarão Ferreira Lima Neto, por possibilitar a realização da pesquisa. Tão importante quanto, sou grato ao professor Manoel Mangabeira, pelas discussões e auxílio no trabalho, companheiro fiel durante a execução da pesquisa.

Um agradecimento especial ao corpo docente do PPGINDE por nos auxiliar e incentivar na lida acadêmica.

Ao Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia – NDAE, Núcleo de Modelagem Estrutural Aplicada – NUMEA, à Universidade Federal do Pará – UFPA (Campus Tucuruí e Belém) por disponibilizarem equipamentos, recursos financeiros e humanos para a realização das diversas etapas dessa pesquisa.

A minha esposa, pela amizade e apoio incondicional em todas as horas, e aos meus filhos, Lucas e Luana, pelo apoio e compreensão, aos momentos em que me fiz ausente.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Prova de carga sobre a ponte Poraquê	21
Figura 1.2 - Instrumentação da Ponte sobre o rio Anapú.....	22
Figura 1.3 - Ponte sobre o rio Arataú 1º colapso.....	24
Figura 1.4 - Ponte sobre o rio Arataú 2º colapso.....	24
Figura 2.1 - Ponte Victor Konder seção longitudinal	28
Figura 2.2 - Rolo compressor utilizado na prova de Carga	28
Figura 2.3 - Posição dos veículos no tabuleiro da ponte.....	29
Figura 2.4 - Disposição dos veículos na Ponte	29
Figura 2.5 - Disposição das cargas estáticas.....	32
Figura 2.6 - Disposição dos sensores em OAE.....	34
Figura 2.7 – Fluxograma de Metodologia da Prova de Carga em OAE	35
Figura 2.8 - KfV foil strain gage 350Ω	37
Figura 2.9 - Extensômetros elétricos.....	37
Figura 2.10 - Ponte de Wheatstone típica com strain gage.....	38
Figura 2.11 - LVDTs instalados na ponte sobre o rio Arataú.....	39
Figura 3.1 – Ilustrações dos procedimentos de aplicação de carga nas pontes	55
Figura 3.2 - Limite normativo de fissuras por ambiente.....	56
Figura 3.3 - Deslocamentos residuais permitidos	58
Figura 4.1 - Inspeção Visual e Avaliação da ponte Anapú.....	62
Figura 4.2 - LVDT Kyowa.....	62
Figura 4.3 – Sistema de Aquisição de Dados – ADS 2000	62
Figura 4.4 - Sequência do ensaio de prova de cargas nas OAEs estudadas	63
Figura 4.5 - Modelo computacional utilizado para a análise estrutural da pontes Arataú e Anapú	64
Figura 4.6 - Modelo computacional utilizado para a análise estrutural da ponte	66
Figura 4.7 - Considerações do trem-tipo utilizadas na modelagem computacional ..	67
Figura 4.8 - Planta de Situação das pontes estudadas.....	70
Figura 4.9 – Ponte sobre o Rio Arataú – Vista aérea	71
Figura 4.10 – Ponte sobre o Rio Anapú – Vista aérea	72
Figura 4.11 – Ponte sobre o Rio Poraquê - Vista aérea.....	74
Figura 4.12 - Vista das Pontes Arataú e Anapú	75

Figura 4.13 - Vista da Ponte Poraquê (a) Planta da OAE (b) Perfil Longitudinal..	76
Figura 4.14 – Detalhamento das Vigas Longarinas	77
Figura 4.15 – Perfil Transversal – Seção tipo	78
Figura 4.16 – Posicionamento dos LVDTs nas pontes.....	79
Figura 4.17 - LVDTs e potenciômetros posicionados na ponte Arataú	80
Figura 4.18 - Posicionamento dos extensômetros elétricos nas barras de aço do pilar PIII	80
Figura 4.19 – Posicionamento das seções monitoradas das longarinas.....	81
Figura 4.20 - Longarinas monitoradas e posicionamento dos extensômetros na seção S1	81
Figura 4.21 - Longarinas monitoradas e posicionamento dos extensômetros elétricos na seção S2	82
Figura 4.22– Detalhe do vão a ser monitorado na ponte Arataú.....	82
Figura 4.23 - Execução do ensaio de carga estática (a) ponte	84
Figura 4.24 - Metodologia de ensaio estático com as estações de monitoramento .	86

LISTA DE GRÁFICO

Gráfico 5.1 - Deslocamentos Verticais – Ponte Arataú	93
Gráfico 5.2 - Deslocamentos Verticais – Ponte Anapú.....	94
Gráfico 5.3- Deslocamentos Verticais – Ponte Poraquê	95
Gráfico 5.4 - Deslocamentos no Apoio e entre Juntas ponte Arataú.....	96
Gráfico 5.5 - Deformações no apoio da Viga V4 Ponte Arataú	98
Gráfico 5.6 - Deformações no ½ vão da Viga V4 Ponte Arataú	99
Gráfico 5.7 - Deformações no ½ vão da Viga V3	100
Gráfico 5.8 - Deformações nos contraventamentos	101
Gráfico 5.9 - Deformações nas barras dos pilares	102
Gráfico 5.10 - Deformações no ½ da Viga V2 Ponte Anapú	103
Gráfico 5.11 - Deformações no ½ vão da Viga V5 Ponte Anapú	104
Gráfico 5.12 - Deformações no apoio da Viga V2 Ponte Anapú	105
Gráfico 5.13 - Deformações no ½ do vão da Viga V2 Ponte Poraquê	106
Gráfico 5.14 - Deformações no ½ do vão da Viga V5 Ponte Poraquê	107
Gráfico 5.15 - Deformações no apoio da Viga V2 Ponte Poraquê	108
Gráfico 5.16 - Deformações no apoio da Viga V5 Ponte Poraquê	109
Gráfico 5.17 – Envoltória da variação do deslocamento ($\Delta\delta$) ponte Arataú	111
Gráfico 5.18 – Envoltória da variação do deslocamento ($\Delta\delta$) ponte Anapú	112
Gráfico 5.19 – Envoltória da variação do deslocamento ($\Delta\delta$) ponte Poraquê	113
Gráfico 5.20 – Perfil da variação da deformação ($\Delta\varepsilon$) ponte Arataú	114
Gráfico 5.21 – Perfil da variação da deformação ($\Delta\varepsilon$) ponte Anapú.....	115
Gráfico 5.22 – Perfil da variação da deformação ($\Delta\varepsilon$) ponte Anapú.....	115
Gráfico 6.1 – Deslocamento x tempo, ponte Arataú.....	120
Gráfico 6.2 – Deslocamento x tempo, ponte Anapú.....	120
Gráfico 6.3 – Deslocamento x tempo, ponte Poraquê.....	120

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 - Localização das pontes mista na BR 230/PA.....	21
Tabela 2.1 - Simulação de CIV e CNF	33
Tabela 3.1 – Resumo das motivações para realização de provas de carga	51
Tabela 3.2 – Resumo das atividades realizadas antes das provas de carga.....	52
Tabela 3.3 – Resumo dos pontos necessários para o monitoramento	53
Tabela 3.4 – Resumo dos procedimentos de aplicação de carga nas pontes	54
Tabela 3.5 – Resumo dos critérios de aceitação para deformações máximas	57
Tabela 3.6 – Resumo dos critérios de aceitação para deslocamento vertical máximo	58
Tabela 3.7 – Critérios de aceitação relacionados às deformações	59
Tabela 3.8 – Resumo dos critérios de aceitação para deslocamento vertical máximo	60
Tabela 3.9 – Resumo dos critérios de aceitação para deslocamento residuais.....	60
Tabela 4.1 - Carga consideradas na modelagem computacional	66
Tabela 4.2 - Especificação do LVDT LD Sensor	68
Tabela 4.3 - Especificação do Strain Gage para aço	69
Tabela 4.4 - Especificação da geometria das pontes.....	78
Tabela 4.5 - Especificação dos materiais das pontes estudadas.....	78
Tabela 4.6 - Cargas aplicadas no ensaio.....	83
Tabela 4.7 - Estações de ensaio.....	85
Tabela 5.1 - Posição e tempo do caminhão durante os ensaios (a) ponte Arataú (b) ponte Anapú (c) ponte Poraquê	88
Tabela 5.2 – Valores de deslocamento x posição do trem-tipo (a) ponte Arataú. (b) ponte Anapú (c) ponte Poraquê	89
Tabela 6.1 - Resumo da avaliação normativa em função dos deslocamentos máximos – OAE Arataú.....	117
Tabela 6.2 - Resumo da avaliação normativa em função dos deslocamentos máximos – OAE Anapú	118
Tabela 6.3 - Resumo da avaliação normativa em função dos deslocamentos máximos – OAE Poraquê.....	118
Tabela 6.4 - Resumo da avaliação normativa em função dos deslocamentos residuais – OAE Arataú.....	119

Tabela 6.5 - Resumo da avaliação normativa em função dos deslocamentos residuais – OAE Anapú.....	119
Tabela 6.6 - Resumo da avaliação normativa em função dos deslocamentos residuais – OAE Poraquê.....	119
Tabela 6.7 - Resumo da avaliação normativa em função das deformações – OAE Arataú.....	122
Tabela 6.8 - Resumo da avaliação normativa em função das deformações – OAE Anapú.....	122
Tabela 6.9 - Resumo da avaliação normativa em função das deformações – OAE Poraquê.....	122

LISTA DE EQUAÇÕES

Eq. 2.1 - Majoração de carga concentrada	32
Eq. 2.2 - Majoração de carga distribuída.....	32
Eq. 2.3 - Coeficiente de impacto vertical	33
Eq. 2.4 - Coeficiente de número de faixas	33
Eq. 3.1 - Carga aplicada durante o ensaio devido a carga trem-tipo	41
Eq. 3.2 - Carga aplicada durante o ensaio devido cargas trem-tipo e ações permanentes adicionais	41
Eq. 3.3 - Carga aplicada durante o ensaio devido a carga trem-tipo	43
Eq. 3.4 - Carga aplicada durante o ensaio devido ao peso próprio e ações permanentes adicionais	45
Eq. 3.5 - Carga aplicada durante o ensaio devido a ações permanentes adicionais, carga trem-tipo e outros carregamentos	45
Eq. 3.6 - Carga aplicada durante o ensaio devido a ações permanentes adicionais, carga trem-tipo e outros carregamentos	45

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	- American Concrete Institute
C.G.	- Centro de gravidade
CIV	- Coeficiente de impacto vertical
CNF	- Coeficiente do número de faixas
DNER	- Departamento Nacional de Estradas e Rodagens
DNIT	- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
ELS	- Estado Limite de Serviço
ELU	- Estado Limite Último
ERE	- Extensômetro de resistência elétrica
LVDT	- Linear variable differential transformer
MEF	- Modelo dos Elementos Finitos
OAE	- Obras de arte especiais
SGO	- Sistema de Gerenciamento de Obras de Arte Especiais
SNV	- Sistema Nacional de Viação
TR	- Tempo de retorno
UFPA	- Universidade Federal do Pará
VMD	- Volume médio diário

LISTA DE SÍMBOLOS

Ω	Resistência em Ohm
Q	Carregamento trem-tipo
G ₁	Peso próprio da estrutura
G ₂	Ações permanentes adicionais
F _{obj}	Carga aplicada no ensaio
A	Carregamento pelo acúmulo de água da chuva
N	Carregamento pelo acúmulo de neve
C	Carregamento devido às cargas da chuva
$\Psi_{i_{0,i}}$	Coefficiente de minoração
$\Delta\varepsilon_s$	Varição de deformação do aço
ε_{s0}	Deformação inicial do aço
ε_{ys}	Deformação específica do aço
$\Delta\varepsilon_c$	Varição de deformação do concreto
$\varepsilon_{c0_{c,lim}}$	Deformação inicial limite do concreto
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
$\Delta\varepsilon_{sw}$	Varição de deformação do aço no estribo
$\varepsilon_{y_{sw}}$	Deformação específica do aço do estribo
ε_{sw0}	Deformação inicial do aço do estribo
$\Delta\varepsilon_{cw}$	Varição de deformação do concreto da diagonal
$\varepsilon_{cw0_{cw,lim}}$	Deformação inicial limite do concreto na diagonal
$\varepsilon_{cw,lim}$	Deformação limite do concreto na diagonal
$\varepsilon_{s,calc}$	Deformação de cálculo do aço
$\varepsilon_{s,máx}$	Deformação máxima do aço
$\varepsilon_{c,calc}$	Deformação de cálculo do concreto
$\varepsilon_{c,máx}$	Deformação máxima do concreto
ε_{calc}	Deformação de cálculo
$\varepsilon_{máx}$	Deformação máxima
$\delta_{máx}$	Deslocamento cálculo
δ_{calc}	Deslocamento máximo
f _{yk}	Resistência característica do aço à tração
f _{yp}	Resistência característica do aço protendido à tração
$\Delta\delta$	Varição do deslocamento vertical
$\Delta\varepsilon$	Varição de deformação

$\Delta\delta_{\text{máx.teo}}$	Deslocamento teórico
$\delta_{\text{máx exp}}$	Deslocamento experimental
$\Delta\delta_{\text{máx.lim}}$	Deslocamento máximo normativo
δ_r	Deslocamento residual
$\Delta\delta_{r.lim}$	Deslocamento residual limite

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	20
1.1	JUSTIFICATIVA.....	23
1.2	OBJETIVOS.....	25
1.2.1	OBJETIVO GERAL.....	25
1.2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	25
1.2.3	ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	25
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	27
2.1	CONCEITUAÇÃO.....	27
2.2	AÇÕES E CARGAS EM PONTES RODOVIÁRIAS.....	31
2.3	INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO ESTRUTURAL.....	33
2.3.1	SISTEMA DE MONITORAMENTO.....	35
2.3.2	MEDIÇÃO DAS GRANDEZAS DE INTERESSE.....	36
3	RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS NACIONAIS E INTERNACIONAIS.....	40
3.1	RECOMENDAÇÕES DA NORMA BRASILEIRA ABNT NBR 9607(2019) ..	40
3.2	RECOMENDAÇÕES DA NORMA ESPANHOLA EHE-08(2010).....	42
3.3	RECOMENDAÇÕES DA NORMA AMERICANA ACI 318(2019).....	44
3.4	RECOMENDAÇÕES DA NORMA DA REPUBLICA TCHECA CSN 73 6209(1996).....	46
3.5	RECOMENDAÇÕES DA NORMA ALEMÃ Draft (2000).....	47
3.6	COMPARATIVO ENTRE A NORMA BRASILEIRA E INTERNACIONAIS ..	50
3.6.1	Motivações para realização de prova de carga.....	50
3.6.2	Atividades pré-prova de carga.....	51
3.6.3	Pontos de monitoramento.....	52
3.6.4	Intensidade e etapas de carregamento.....	53
3.6.5	Critérios de parada e aceitação.....	55
3.6.6	Resumo dos critérios estudados.....	59
4	METODOLOGIA.....	61
4.1	CONCEITUAÇÃO.....	61
4.2	MODELAGEM COMPUTACIONAL.....	63
4.2.1	Pontes Arataú e Anapú.....	63
4.2.2	Ponte Poraquê.....	65
4.3	EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NAS PROVAS DE CARGA.....	68
4.4	GEOMETRIA E CARACTERISTICAS DAS OAES ESTUDADAS.....	69
4.4.1	PONTE SOBRE O RIO ARATAÚ.....	70

4.4.2	PONTE SOBRE O RIO ANAPÚ	72
4.4.3	PONTE SOBRE O RIO PORAQUÊ.....	73
4.5	PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO DAS OAES.....	79
4.6	PLANO DE ENSAIOS DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA.....	82
5	RESULTADOS	87
5.1	ENSAIO EXPERIMENTAL.....	87
5.1.1	Deslocamento.....	87
5.1.2	Deformação	97
5.2	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAL E TEÓRICOS... 110	
5.2.1	Deslocamento.....	110
5.2.2	Deformação	113
6	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	117
6.1	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAL, TEÓRICOS COM REFERENCIAL NORMATIVO INTERNACIONAL	117
6.1.1	Deslocamentos.....	117
6.1.2	Deformações	121
7	CONCLUSÃO	123
8	REFERENCIAS	126

RESUMO

Ao longo da BR 230/PA, algumas pontes tiveram suas construções interrompidas há cerca de 20 anos, e com a finalidade de prover critério de avaliação às obras de pontes rodoviárias com estrutura mista em aço e concreto é que se propõe a metodologia em epígrafe. Como critério de aceitação utilizou-se de provas de carga de naturezas estática, em pontes rodoviárias com estrutura mista através de ensaios característicos, por intermédio de instrumentação com utilização de extensômetros e LVDT's (*Linear Variable Differential Transformer*), definindo-se os deslocamentos e deformações nos elementos estruturais da OAE (Obra de Arte Especial), com posterior modelagem computacional do modelo estrutural da ponte, tendo como objetivo avaliar o desempenho das pontes em serviço, tal como estabelecido na modelagem estrutural ao fulcro do projeto da OAE, que foram dimensionadas para um trem-tipo TB-45 (veículo-tipo de 450 kN de peso total), segundo a NBR 7188 (2013). Para monitorar os deslocamentos foram utilizados LVDT's, posicionados no meio do vão e $\frac{1}{4}$ do vão das longarinas centrais, assim como os extensômetros alocados nas vigas de aço, contraventamento e nas barras de aço CA-50 dos pilares com verificação das deformações das referendadas peças estruturais. Como resultados fora realizada uma avaliação das condições de serviços da ponte, confrontando os resultados experimentais das provas de carga estática com as previsões teórico-computacionais de modo a validar os modelos utilizados, em geral, as deformações observadas experimentalmente foram menos intensas que as estimativas teóricas. Tal fato corrobora para a concordância com a maior rigidez dos elementos estruturais, convalidando os resultados experimentais, pois apresentaram comportamento semelhante ao teórico, no entanto em menor intensidade das OAE's estudadas. Destarte, os resultados experimentais e teóricos-computacionais foram comparados com os normativos internacional sendo as razões de deslocamento máximo, deslocamento residual e deformação. A resposta experimental apresentou comportamento semelhante, para as pontes sobre os rios Arataú, Anapú e Poraquê, ao previsto teoricamente. Quanto ao normativo internacional os resultados foram divergentes, principalmente nas normas Turca, Espanhola e Alemã, devendo-se as condições de contorno impostos as referendadas normas.

Palavras-chave: Instrumentação; ensaios estáticos; pontes rodoviárias; monitoramento.

ABSTRACT

Along the BR 230/PA, some bridges had their constructions interrupted about 20 years ago, and with the purpose of providing evaluation criteria to the works of road bridges with mixed structure in steel and concrete is proposed the methodology above. As acceptance criteria, static load tests were used in road bridges with mixed structure through characteristic tests, through instrumentation using strain gauges and LVDT's (Linear Variable Differential Transformer), defining displacements and deformations in the structural elements of the OAE (Special Artwork Bridge), with subsequent computational modeling of the structural model of the bridge, aiming to evaluate the performance of the bridges in service, as established in the structural modeling to the core of the OAE project, which were sized for a type train TB-45 (Type Vehicle of 450 kN of total weight), according to NBR 7188 (2013). To monitor the displacements, LVDT's were used, positioned in the middle of the span and 1/4 of the span of the central stringers, as well as the strain gage allocated in the steel beams, brace and in the CA-50 steel bars of the pillars with verification of the deformations of the referenced structural parts. As results, an evaluation of the service conditions of the bridge was performed, compressing the experimental results of the static load tests with the theoretical-computational predictions in order to validate the models used, in general, the experimentally observed deformations were less intense than the theoretical estimates. This fact corroborates the agreement with the greater rigidity of the structural elements, validating the experimental results, because they presented behavior similar to the theoretical one, however in lower intensity of the OAE's studied. Thus, the experimental and theoric-computational results were compared with the international norms being the ratios of maximum displacement, residual displacement and deformation. The experimental response showed similar behavior, for the bridges over the Arataú, Anapú and Poraquê rivers, to the theoretically predicted. In addition to international norms, the results were divergent, especially in the Turkish, Spanish and German countries, and the boundary conditions imposed on the norms should be imposed.

Keywords: Instrumentation; static tests; road bridges; monitoring.

1 INTRODUÇÃO

Algumas pontes, ao longo da BR 230/PA, conhecida rodovia Transamazônica, tiveram suas construções interrompidas há cerca de 20 anos. A fim de se ter essas pontes entregues à sociedade, com celeridade e economia do dinheiro público, optou-se por aproveitar as estruturas existentes para finalizar a construção. Sendo assim, tonou-se imperioso verificar se estas pontes, após a finalização da obra, apresentavam comportamento estrutural capaz de garantir a segurança dos usuários.

Desta forma, o gestor DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes), na qualidade de autoridade pública, realizou provas de carga em algumas destas pontes. Os testes foram de naturezas estática, tendo como objetivo avaliar o desempenho das pontes, e verificar se iriam trabalhar dentro do Estado Limite de Serviço (ELS), estabelecido pelas normas brasileiras, segundo a ABNT NBR 9607 (2019), Prova de carga estática em estruturas de concreto - Requisitos e procedimentos. A rodovia BR-230/PA, apresenta trânsito intenso, com VMD (volume médio diário) correspondente a de 10.000 veículos/dia, com veículos de porte leve e pesado, sendo a principal via de ligação entre as regiões leste e oeste do estado paraense.

As Provas de carga são um conjunto de atividades destinadas a analisar o desempenho de uma estrutura por meio de medição e controle de efeitos causados pela aplicação de ações externas de intensidade e natureza previamente estabelecidas, isto é, consiste em aplicar sobre a estrutura a ser testada um carregamento pré-determinado com as características iguais às cargas de uso as quais as mesmas ficarão sujeitas em sua vida útil.

A maior parte das pontes em estrutura mista (aço e concreto) foram executadas com projetos que previam pontes novas, desde a sua fundação, porém, dentre estas, algumas pontes foram ampliadas, recuperadas e/ou reforçadas, aproveitando parte da estrutura existente. Destarte, identificamos estruturas mistas similares as estudadas na rodovia BR 230/PA, conforme Tabela 1.1.

Tabela 1.1 - Localização das pontes mistas na BR 230/PA

km (SNV BR230)	Pontes
194,40	Cajazeira
390,80	Arataú
495,50	Anapú
557,80	Poraquê
815,50	Uruará

Fonte: Autor (2021)

Como justificativa motivacional as provas de carga, ocorrem na ocasião de substituição das pontes provisórias de madeira por OAE's definitivas, sejam de concreto ou mistas ao longo da rodovia transamazônica, sendo ratificada pela escassez de estudos experimentais em pontes mistas na área de interesse, o que impede uma melhor avaliação das normas reguladoras nacionais e internacionais, principalmente pelo fato dessas normas não apresentarem parametrização para execução de provas de carga estática.

Tendo como objetivo principal avaliar a condição de serviço das estruturas quando submetidas às cargas de uso, e verificar se irão trabalhar dentro do Estado Limite de Serviço (ELS), estabelecido pelas normas brasileiras vigente segundo a ABNT NBR 9607 (2019), sendo a mesma específica para estruturas de concreto armado e protendido, o qual a norma epigrafe deste parágrafo não se aplica a especificidade das estruturas mistas(aço e concreto), sendo realizado apêndices da mesma para o desenvolvimento deste trabalho.

Figura 1.1 - Prova de carga sobre a ponte Poraquê



Fonte: Autor (2021)

Durante as atividades da Prova de Carga, foram utilizados sistemas de aquisição e sensores de medição, capazes de acompanhar os efeitos consequentes das cargas aplicadas. Isto possibilitou a análise de grandezas tais como deslocamentos e deformações, verificando-se assim o comportamento da estrutura com a devida comparação com modelo numérico gerado com informações da geometria e projeto da estrutura.

Este estudo se refere aos testes realizados na ponte sobre os rios *Anapu*, *Arataú* e *Poraquê* que foram dimensionadas para um trem-tipo TB-45. Para execução dos ensaios estáticos e dinâmicos, foi utilizado um caminhão tipo com carga referencial a de projeto de projeto; sendo para Ponte Arataú 83%, Anapú 79%, Poraquê 77%. O monitoramento estático foi realizada com sensores de deslocamentos LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) nas vigas, e de deformações (extensômetros elétricos) em vigas, contraventamento e pilares.

Os resultados foram comparados com os limites estabelecidos pelas normas brasileiras, e internacionais para o ELS, assim como, aos observados nas análises computacionais, indicando que a ponte está em conformidade estando em condições de aceitação aos critérios normativos. Isto possibilita uma análise, a posteriori, das grandezas que foram medidas, tais como deslocamentos e deformações, verificando-se assim, se a estrutura apresentou comportamento adequado com as deformações e deslocamentos no alvitre da normatização nacional e internacional para os quesitos de prova de carga estática em OAE's, na Figura 1.2, etapas da prova de carga na OAE Anapú, BR 230/PA.

Figura 1.2 - Instrumentação da Ponte sobre o rio Anapú



(a)



(b)

Fonte: Dados do Autor (2021)

Isto posto fora observado como anamnese, ao presente estudo, condições de correlação as prescrições normativas nacionais, internacionais corroborado com as condições estruturais e a modelagem computacional, realizada no *software* comercial SAP 2000, modelo este utilizado para fins de calibração e verificação dos locais e elementos a serem monitorados nas provas de carga.

Com o fulcro inicial do trabalho experimental fora realizados consulta aos procedimentos de inspeção e avaliação de OAEs ora definidos pelo DNIT em documentos específicos, conforme metodologia adotada pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) através do seu sistema de gestão de OAEs, o SGO (Sistema de Gerenciamento de Obra de Arte Especiais), e como apêndice justificativa temos que a OAE é nova, sendo que as informações das pontes objetos do estudo estão cadastradas no sistema SGO como elementos novos, ficando dispensada a inspeção e avaliação, a luz da NBR 9451 (2012), no escopo do ensaio experimental realizado pela UFPA (Universidade Federal do Pará).

1.1 JUSTIFICATIVA

A relevância desta pesquisa apoia-se no fato de haver escassez de estudos experimentais em pontes mistas na área de interesse, o que impede uma melhor avaliação das normas reguladoras nacionais e internacionais, principalmente pelo fato dessas normas não apresentarem parametrização para execução de provas de carga estática em OAEs (Obras de Arte Especial), muitas vezes transferindo essa responsabilidade para o profissional responsável pela execução da prova de carga, visto que a proficiência normativa em referência a NBR 9607 (2019), que trata sobre provas de carga estática em estruturas de concreto, não observa preceitos e aplicações a estruturas mista caso do trabalho em epígrafe.

Deste modo, o escopo da pesquisa visa apresentar critérios de prova de carga estática para pontes mistas no âmbito rodoviário com fulcro no estudo utilizando a literatura nacionais e internacionais, sendo elaborado parametrizações metodologia para elaboração de provas de cargas estáticas em OAEs através da maturidade ganha ao avanço dos ensaios, sintetizando atividades ao hiato operacional observado nas normas vigentes, concernente às provas de cargas em pontes rodoviárias, comparando-se ao modelo computacional utilizado como calibração para as provas de cargas realizadas nas OAE's sobre os rios Anapú, Arataú e Poraquê.

Isto posto, como relevância ao presente estudo ao fato de que a OAE sobre o rio Arataú, ter sofrido 02(dois) colapsos estruturais, tendo sua estrutura levada ao ELU (estado limite último), ocorrendo a ruptura da superestrutura da ponte. Vide Figura 1.3 que mostra o 1º colapso e a Figura 1.4 mostrando o 2º colapso.

Figura 1.3 - Ponte sobre o o rio Arataú 1º colapso



(a)

Fonte: Dados do Autor (2021)



(b)

Fonte: Dados do Autor (2021)

Figura 1.4 - Ponte sobre o rio Arataú 2º colapso



(a)

Fonte: Dados do Autor (2021)



(b)

Fonte: Dados do Autor (2021)

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GERAL

A pesquisa tem como objetivo geral avaliar a metodologia e critérios para pontes mistas em obras rodoviárias sujeitas à prova de carga estática, através de ensaios experimental, aplicadas as OAE's sobre os rios Anapú, Arataú e Poraquê.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar ensaio de prova de carga estática nas OAE's sobre os rios Arataú, Anapú e Poraquê;
- Avaliar o comportamento das pontes sobre os rios Anapú, Arataú e Poraquê baseado em resultados dos ensaios experimentais e modelagem computacional de prova de carga estática em confronto com as recomendações normativas estudadas;
- Avaliar os critérios das provas de carga em estruturas de pontes mistas rodoviárias baseado nas normas brasileira (ABNT NBR 9607, 2019), Espanhola (Ministerio de Fomento, 2009), Americana (ACI 318, 2019), Alemã (DAfStb, 2000), e Tcheca (CSN 73 6209, 1996)., demonstrando os resultados quanto ao deslocamento, deslocamento residual e deformações ocorridas nas OAE's sobre os rios Arataú, Anapú e Poraquê.

1.2.3 ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A presente dissertação está dividida em 8 capítulos, o primeiro dos quais é a presente introdução na qual busca se fazer uma abordagem geral dos temas que serão abordados, evidenciar a necessidade do estudo e o seu interesse dentro da Engenharia Civil, apresentar o estado da arte do tema de prova de cargas estáticas, justificativas e finalmente os objetivos do trabalho.

O capítulo 2 é dedicado a revisão dos conceitos básicos e histórico das provas de cargas em pontes, conceituação e instrumentação utilizada nas provas de cargas estáticas com estudo de casos realizados no Brasil e no mundo.

No capítulo 3 são apresentados os fundamentos com fulcro a norma Brasileira e Internacional com posterior

No capítulo 4 a descrição do objeto do estudo de caso de 03 pontes de estrutura mistas situadas na BR 230/PA com a devida metodologia utilizada no trabalho;

No capítulo 5 são apresentados os resultados dos ensaios realizados nas pontes sobre os rios Arataú, Anapú e Poraquê;

No Capítulo 6 estão elencadas as discussões aos resultados apresentados no capítulo anterior com os comparativos as normas nacionais e internacionais;

No Capítulo 7 encontra-se a conclusão do presente trabalho, sobre os resultados dos ensaios realizados e comparativo normativo, com a prescrição sobre trabalhos futuros a serem realizados;

No Capítulo 8 estará discretizado o referencial bibliográfico utilizado para fundamentação teórica do presente trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCEITUAÇÃO

Os ensaios de carga estáticos podem ser divididos em três tipos de acordo com os objetivos e o nível de carregamento envolvido (RYALL, 2010): ensaios à ruptura (*collapse load testing*), provas de carga (*proof load testing*) e ensaios de diagnóstico (*supplementary load testing*). As cargas utilizadas são normalmente caminhões carregados ou comboios, no caso das pontes ferroviárias, embora se possa recorrer a outras cargas, como depósitos de água ou sacos de cimento ou areia.

Os ensaios que levam a ruptura são realizados apenas em obras cuja demolição está decidida, sendo possível explorar toda a capacidade resistente da obra, permitindo a recolha de informação preciosa para posteriores estudos sobre comportamento estrutural, designadamente comportamentos não lineares, com benefícios mais evidentes quando existem outras obras semelhantes.

As provas de carga envolvem a aplicação incremental de cargas com o objetivo de determinar a máxima carga que a ponte pode suportar compatível com o seu funcionamento em regime linear. Evidentemente que a realização deste tipo de ensaios envolve um elevado risco de provocar danos, ou mesmo o colapso da estrutura, sendo necessário proceder a uma instrumentação detalhada e a uma análise cuidada da resposta da estrutura a cada incremento de carga, de forma a despistar indícios de um comportamento não linear ou anómalo.

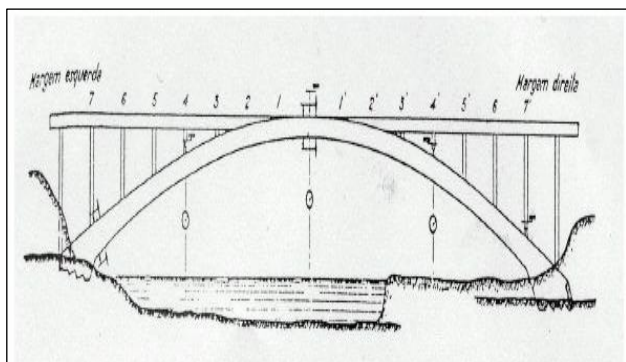
Estes ensaios são particularmente interessantes no domínio da avaliação da segurança de pontes existentes, na medida em que são mais conclusivos relativamente à capacidade resistente da obra de arte, permitindo a mobilização de reservas de resistência efetivas. Contudo, devido ao risco associado, o recurso a estes testes deve ser restrito aos casos em que não seja possível verificar a segurança da obra através de métodos numéricos e outros métodos experimentais, sendo uma última forma de tentar evitar a sua demolição.

Os ensaios de diagnóstico consistem na aplicação à estrutura de um carregamento conhecido, não superior ao resultante do tráfego existente, sem danificar a estrutura e, por maioria de razão, sem envolver riscos de colapso. Através da adequada instrumentação da obra, realizam-se as medições que permitam a caracterização do seu comportamento elástico, estabelecendo-se a comparação com

o comportamento previsto pelo respectivo modelo numérico. Associados a estes ensaios são frequentemente realizados ensaios pseudo-estáticos, em que um veículo ou uma linha de veículos, com peso conhecido, se move muito lentamente ao longo da ponte, permitindo a determinação de linhas de influência experimentais, ao custo, as recomendações para dimensionamento, a execução da técnica e a qualidade do processo (SANTOS, 2014).

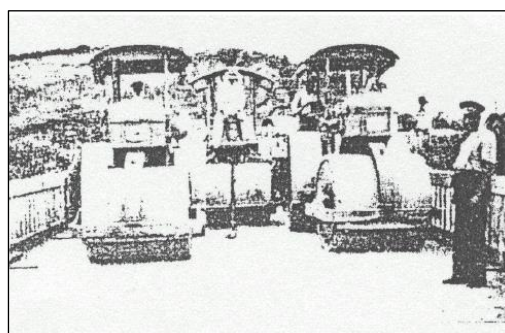
No Brasil, as primeiras provas de carga em estruturas foram realizadas na década de 30 e foram de responsabilidade do Prof^o. Telêmaco Hippolyto van Langendonk (Figura 2.1 e 2.2). Os ensaios foram executados em duas pontes rodoviárias. Um foi realizado na ponte Victor Konder e o outro realizado na ponte Lindóia, na ponte Victor Konder o objetivo do teste foi analisar o comportamento da ponte sob o novo trem-tipo adotado pelo Departamento Nacional de Estradas e Rodagens (DNER) e a influência do tabuleiro sobre o arco. Na ponte Lindóia, o objetivo foi estudar a rigidez das articulações (OLIVEIRA, 2006).

Figura 2.1 - Ponte Victor Konder seção longitudinal



Fonte: Oliveira et al (2006)

Figura 2.2 - Rolo compressor utilizado na prova de Carga



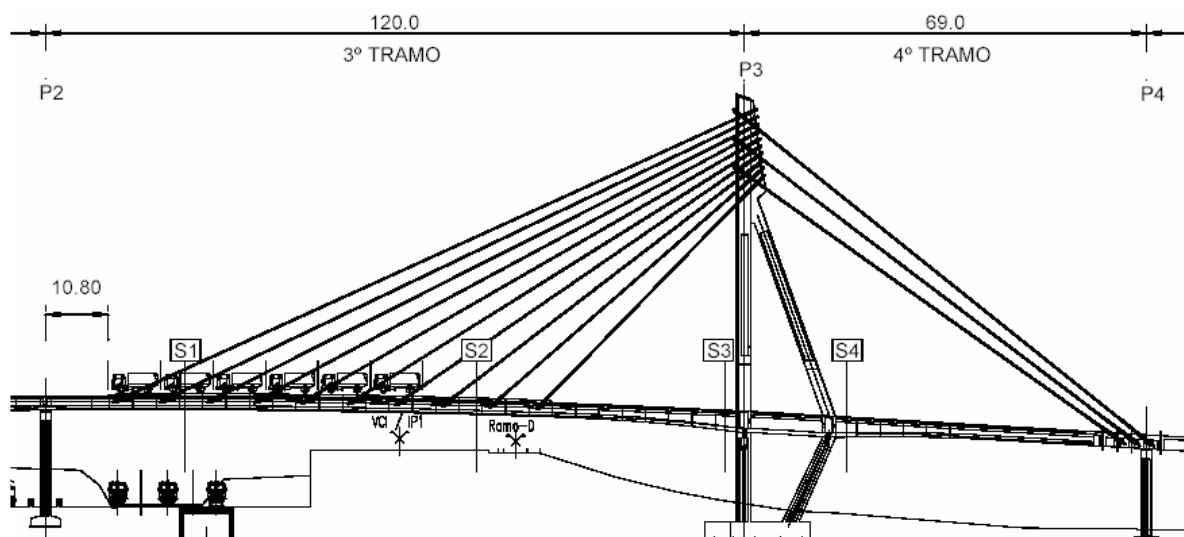
Fonte: Oliveira et al (2006)

O Programa de Manutenção e Reabilitação de Estruturas (PROARTE) do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) contempla as obras de reabilitação estrutural e funcional, bem como os serviços de manutenção preventiva e corretiva de estruturas constantes na malha rodoviária federal, Instrução de Serviço Nº 15/2018/DNIT, onde em uma das etapas preconiza, caso o seja, execução de provas de carga, seja pela falta de informação dos materiais, projetos e desinformação da estrutura a ser reconstruída e/ou reabilitada.

O emprego de ensaios estáticos permite a comprovação da adequação do modelo teórico adotado no projeto estrutural ao real comportamento estrutural

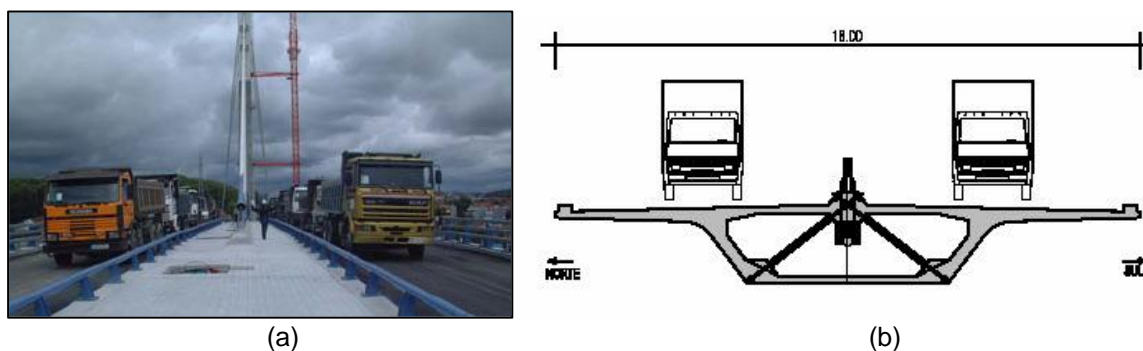
observado. Esta constatação é em geral realizada pela comparação de deslocamentos calculados com deslocamentos medidos ou, quando possível, pela comparação de linhas de influência teóricas com as experimentalmente observadas, as Figuras 2.3 e 2.4 extraídas de Félix *et al.*, (2003), mostram um ensaio de verificação do comportamento estático de um viaduto. Nesse ensaio, 12 veículos se deslocaram até sua imobilização no meio do vão maior.

Figura 2.3 - Posição dos veículos no tabuleiro da ponte



Fonte: FÉLIX *et al.* (2003)

Figura 2.4 - Disposição dos veículos na Ponte



Fonte: FÉLIX *et al.* (2003)

Segundo Casa, Johannio e Marulanda (2015) a prova de carga em pontes é um método que permite a avaliação do desempenho da ponte, especialmente quando métodos analíticos não fornecem respostas precisas sobre o comportamento da ponte. As provas de carga podem ser categorizadas em dois grupos: provas de carga diagnóstica e provas de carga, sendo a principal diferença o valor de carga aplicado

e a finalidade do teste. Enquanto as provas de diagnóstico envolvem frações da carga ao vivo do projeto, as prova de carga utilizam a carga completa fatorada exigida pelos Normativos Nacionais.

Prova de carga diagnóstica permitem a medição de respostas reais de uma estrutura com cargas conhecidas, com o objetivo de usar essas informações para calibrar modelos analíticos que podem mais tarde prever respostas a cargas mais elevadas.

De acordo com Andrade/Lantsoght/Castellanos/Marulanda, (2017), existem etapas que permitem que o teste seja realizado com sucesso. Essas etapas são a preparação, execução e análise dos resultados.

A etapa de preparação consiste em definir o tipo mais adequado de prova de carga e os objetivos, produzindo planos de segurança e instrumentação, e outros elementos que irão em seguida, ser usado nas fases seguintes do teste. Nesta fase, os modelos de elementos finitos desempenham um papel importante ao fornecer informações para identificar elementos secundários e não estruturais que possam afetar a resposta da ponte às cargas e desenvolver previsões de resposta para escolher a instrumentação correta e garantir a segurança da prova de carga, sendo posteriormente referenciado o plano de instrumentação da estrutura em anamnese.

Dado que o desenvolvimento dos modelos em *Finite Element Method* - MEF que está intimamente relacionado com a elaboração de prova de carga, a precisão das informações é uma prioridade para que esses testes sejam realizados corretamente. Isso inclui a posição crítica dos veículos de projeto, que ajudarão a obter não apenas uma ordem de magnitude para os resultantes de interesse, mas também a capacidade de distribuição de carga da estrutura e os locais mais relevantes para instrumentação.

Também mede a influência de elementos secundários e não estruturais que podem mais tarde ajudar a melhorar modelos analíticos na fase de pós-processamento. Este estudo planeja abordar a validade dos modelos lineares (MEF) para obter informações iniciais, mas relevantes, sobre o comportamento estrutural de pontes e a influência da capacidade de carga fornecendo resultados que podem mais tarde ajudar a ajustar modelos analíticos com informações experimentais.

Em síntese o prova de carga diagnóstica visa complementar e verificar as suposições e simplificações feitas na avaliação teórica. Este tipo de teste é utilizado

para uma melhor idealização estrutural e avaliação de propriedades materiais e comportamento estrutural. Os testes diagnósticos servem para verificar e ajustar as previsões de um modelo analítico. Destarte, deve-se considerar que a origem do carregamento de teste diagnóstico vem da necessidade de investigar a capacidade da estrutura da ponte de transportar as cargas de projeto antes de entrar em serviço. Os prova de carga foram realizados em muitos países há muito tempo e estão ligados à antiga tradição que obrigava o projetista a ficar debaixo da ponte enquanto o teste estava sendo realizado. Agora, o principal objetivo dos prova de carga diagnóstica é utilizar seus resultados como ferramenta de pesquisa, proporcionando uma melhor compreensão da forma como as cargas são transportadas e distribuídas através da estrutura da ponte (COST 345, 2004).

2.2 AÇÕES E CARGAS EM PONTES RODOVIÁRIAS

De acordo com a norma NBR 8681-2004 as ações são definidas como as causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. As ações são classificadas segundo sua variabilidade no tempo em três categorias: permanente, variável e excepcional. A NBR 7187 – 2003 determina que as ações permanentes em pontes podem ser: cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais, da pavimentação, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos e de dispositivos de sinalização; empuxos de terra e de líquidos; forças de protensão; A principal carga variável das pontes e viadutos rodoviários são as cargas móveis provenientes do tráfego de veículos.

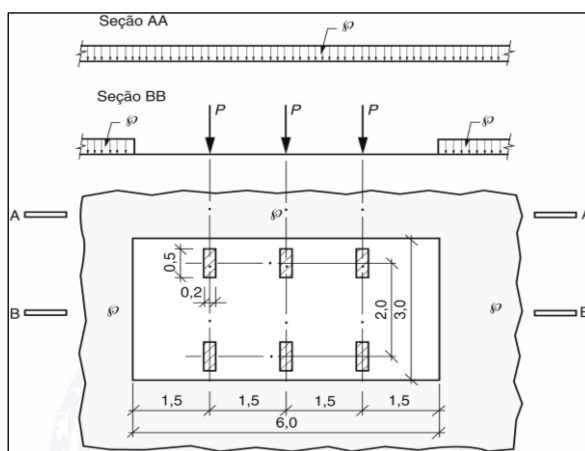
As cargas são consideradas através de trens tipo idealizados, que não necessariamente representam os veículos passantes naquela ponte, mas uma combinação que poderia resultar nos esforços mais críticos (ROSSIGALI, 2006).

Denomina-se trem tipo o conjunto do carregamento móvel a ser aplicado à estrutura em sua posição mais desfavorável no cálculo de esforços para cada seção de uma estrutura. Os trens tipos compõem-se de um ou mais veículos estipulados e multidão, que representa o tráfego de veículos de pequeno porte que pode acompanhar a passagem do veículo principal e é constituída por carga uniformemente distribuída. (NB6/43 - ABNT, 1943).

A NBR 7188 (2013), passou a adotar 2 classes: Classe 450: A carga móvel rodoviária TB-450 é definida por um veículo tipo de 450 kN, com seis rodas, então $P=75$ kN, três eixos de carga afastados entre si em 1,5m, com uma área de ocupação

de 18m² circundada por uma carga uniformemente distribuída 21 constante $p=5k$ N/m². Para obras em anel rodoviário e obras com distância inferior a 100km em rodovias de acesso a terminais portuários, as cargas móveis características devem ser majoradas 10%. Classe 240: Para obras em estradas vicinais municipais de uma faixa e obras particulares, a carga rodoviária é no mínimo igual ao trem tipo TB-240, que é definido por um veículo tipo de 240kN, $P= 40$ kN e a carga distribuída $p= 4,0$ kN/m². As características do veículo são semelhantes ao TB-450, vide Figura 2.5 (ANDRADE, 2017).

Figura 2.5 - Disposição das cargas estáticas



Fonte: NBR 7188-2013

A norma especifica ainda uma majoração nas cargas acidentais, conforme apresentado:

$$Q=P*CIV*CNF*CIA \quad \text{Eq. 2.1}$$

$$q=p*CIV*CNF*CIA \quad \text{Eq. 2.2}$$

A carga P é definida como o valor estático de uma roda do veículo p é o valor estático da carga móvel uniformemente distribuída, ambas aplicada no nível do pavimento, com valor característico sem qualquer majoração.

A carga concentrada Q , e a distribuída q , são os valores da carga móvel iguais aos característicos ponderados pelo coeficiente de impacto vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e de impacto adicional (CIA).

- Coeficiente de Impacto Vertical (CIV)

Simula o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores. O coeficiente de impacto vertical para estruturas com vão entre 10m e 200 é dado por:

$$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{l_{iv} + 50} \right), \text{ onde:} \quad \text{Eq. 2.3}$$

CIV é coeficiente de impacto vertical;

L_{iv} é Comprimento do vão em metros

- Coeficiente de Número de Faixas (CNF)

É a probabilidade de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas.

$$CNF = 1 - 0,05(n - 2) > 0,9, \text{ onde} \quad \text{Eq. 2.4}$$

CNF é coeficiente de número de faixas

n - número inteiro de faixas de tráfego rodoviário a serem carregados sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia.

- Coeficiente de Impacto Adicional (CIA)

Os esforços das cargas móveis devem ser majorados na região das juntas estruturais e extremidades da obra. Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0m para cada lado da junta devem ser majorados com o CIA, conforme definido abaixo

CIA = 1,25 para obras em concreto ou mista

CIA = 1,15 para obras em aço

A simulação para os valores de CIV de acordo com o vão e para CNF são apresentadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Simulação de CIV e CNF

Vão	5	8	10	20	30	40	50	60	80	100	120	140	160	180	200	
φNBR 7187*	1,37	1,34	1,33	1,26	1,19	1,12	1,05	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
CIV	1,35	1,35	1,35	1,3	1,27	1,24	1,21	1,19	1,16	1,14	1,12	1,11	1,10	1,09	1,08	
n	CIV/φ	0,99	1,00	1,02	1,03	1,06	1,10	1,15	1,19	1,16	1,14	1,12	1,11	1,10	1,09	1,08
1	CIV*CNF	1,42	1,42	1,42	1,37	1,33	1,3	1,27	1,25	1,22	1,2	1,18	1,17	1,16	1,15	1,14
2	CIV*CNF	1,35	1,35	1,35	1,30	1,27	1,24	1,21	1,19	1,16	1,14	1,12	1,11	1,10	1,09	1,08
3	CIV*CNF	1,28	1,28	1,29	1,24	1,20	1,17	1,15	1,13	1,10	1,08	1,07	1,06	1,05	1,04	1,03
4	CIV*CNF	1,22	1,22	1,22	1,17	1,14	1,11	1,09	1,07	1,05	1,03	1,01	1,00	0,99	0,98	0,98

*7087

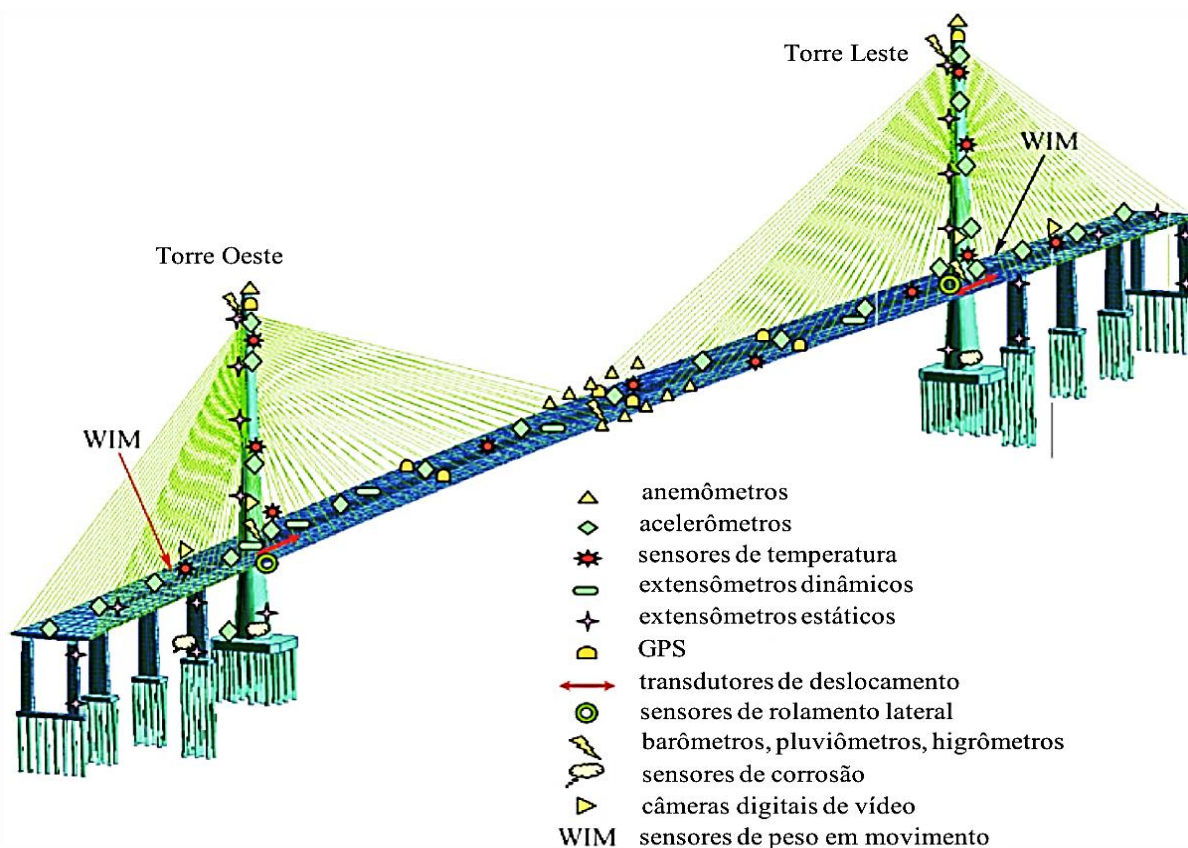
Fonte: NBR 7188-2013

2.3 INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO ESTRUTURAL

O Monitoramento Estrutural é realizado através de diversas atividades que incluem observação, aquisição de dados, transferência e análise dos dados adquiridos por medição a longo prazo durante a exploração da ponte, conforme pode

ser visto na Figura 2.6. A meta para o monitoramento da condição estrutural da ponte é criar um banco de dados para acompanhar o comportamento da estrutura da ponte, a fim de evitar qualquer avanço potencial na segurança e desempenho da OAE (capacidade de suporte, rigidez, facilidade de manutenção e durabilidade).

Figura 2.6 - Disposição dos sensores em OAE



Fonte: Front. Archit. Civ. Eng. China 2011

De acordo com Gonçalves *et al.*, (1993), é reiterado que o êxito de um ensaio de prova de carga está diretamente relacionado com a escolha dos equipamentos de medição compatíveis com as respostas esperadas, ou seja, com a sensibilidade adequada, na capacidade técnica e no treinamento da equipe responsável pela sua realização, o processo de instrumentação inclui a identificação das quantidades a serem medidas, a seleção apropriada dos sensores e equipamentos auxiliares, instalação dos sensores, calibração dos aparelhos, aquisição e análise de dados.

Segundo Oliveira, *et al.*, (2007) a seleção dos tipos de instrumentos dependerá do propósito do trabalho, das condições de projeto, e das variáveis que serão monitorados. Uma diversidade de instrumentos variando no grau de sofisticação está

disponível no mercado. A seguir serão mostrados alguns instrumentos frequentemente utilizados nos ensaios.

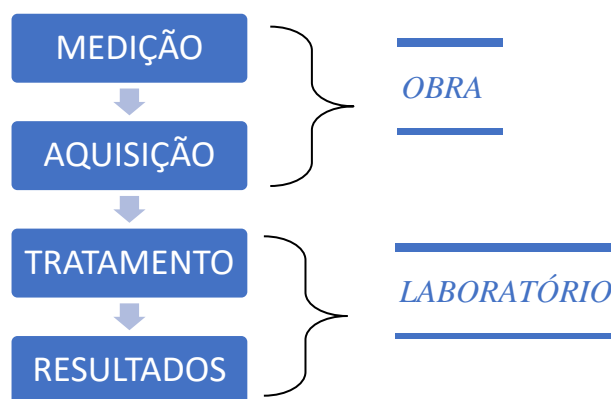
Essencialmente, um sistema de monitoramento é constituído por uma rede de sensores integrada à estrutura, a qual é conectada a sistemas de aquisição, de armazenamento e processamento de informação, com ligação a uma central remota por meio de sistemas de comunicação, sendo que, atualmente, os equipamentos que compõem os sistemas de monitoramento apresentam elevado grau de automação, versatilidade e flexibilidade (BERGMEISTER; SANTA, 2001).

Nos sistemas de monitoramento, o acompanhamento do comportamento das estruturas ao longo do tempo é realizado por meio da medição de grandezas como a deformação, o deslocamento linear ou angular, a temperatura, a umidade relativa e a força, entre outras. A partir da devida interpretação dessas informações, é possível determinar o estado da estrutura observada, e estudar, entre outros aspectos, o comportamento reológico e a durabilidade dos materiais constituintes, os efeitos estruturais decorrentes da adoção de um determinado processo construtivo e eventuais ocorrências relacionadas com a utilização indevida da obra (FÉLIX, 2005).

2.3.1 SISTEMA DE MONITORAMENTO

Os sistemas de monitoramento mais recentes são constituídos por componentes integrados que são responsáveis pelas etapas de medição, aquisição e comunicação dos dados (MUFTI, 2001). Desta forma, um sistema de monitoramento completo é formado pelos seguintes subsistemas (WAYNE, 2007):

Figura 2.7 – Fluxograma de Metodologia da Prova de Carga em OAE



Fonte: Adaptado de Wayne (2007)

2.3.2 MEDIÇÃO DAS GRANDEZAS DE INTERESSE

Quando ao monitoramento de estruturas de Engenharia Civil, usualmente procura-se a resposta do sistema estrutural, que em geral pode ser encontrada a partir da análise conjunta das informações provenientes da associação de duas ou mais grandezas relevantes, dentre as quais destacam-se as deformações, deslocamentos, acelerações, temperatura, umidade e força, obtidas em elementos ou regiões de interesse que compõem o sistema investigado (WAINE, 2007)

Naturalmente, a determinação das grandezas a serem monitoradas é dependente do tipo de problema existente (para o caso de monitoramento de estruturas que já apresentam patologias) ou que se pretende evitar, bem como da profundidade da investigação realizada. A escolha das grandezas deve ser feita de forma cuidadosa e inteligente, para que posteriormente sejam definidos, qualitativa e quantitativamente, os sensores e os equipamentos auxiliares necessários (HARRIS; SABNIS, 1999).

ii) SENSORES ELÉTRICOS

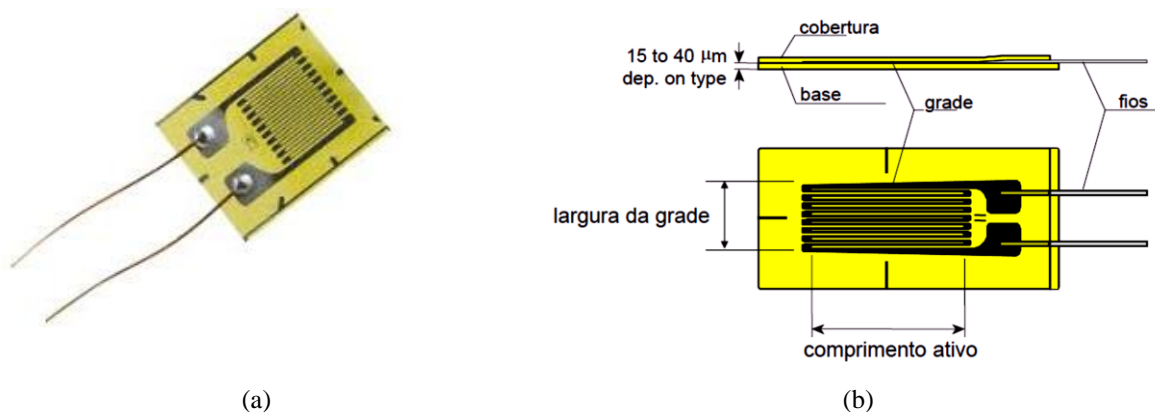
A descoberta do princípio de funcionamento do extensômetro de resistência elétrica "*strain gage*" baseia-se nos trabalhos de 1856 feitos por Lord Kelvin, que submeteu fios de cobre e de metal a uma determinada tensão e anotou seus aumentos de resistência com o deslocamento aplicado. Ele observou que o fio de metal mostrou um maior aumento na resistência elétrica do que o fio de cobre, estando ambos submetidos ao mesmo deslocamento.

Devido ao aumento da praticidade e precisão nas medições de deformações advindos do uso dos ERE's (extensômetro de resistência elétrica) sua utilização nos mais variados materiais (metais, polímeros, compósitos, madeira, concreto, etc.) e ramos da engenharia tem crescido desde a sua produção em escala industrial, vindo a tornar-se no mais comum dispositivo para medição de deformações em elementos estruturais, sendo também largamente utilizado na construção de transdutores para medição de outras grandezas.

Na medição de deformações utilizando o ERE, assume-se que a deformação do objeto de estudo é transferida sem perdas para o extensômetro (WAYNE, 2007). Na maioria dos casos apenas a superfície do objeto pode ser monitorada, o que exigirá que haja boa aderência entre este e o sensor, que pode ser obtida por meio do tratamento superficial e emprego de adesivo adequado, o qual adicionalmente poderá

funcionar como isolante elétrico (DOEBELIN, 1990). Na medição de deformações em regiões internas do objeto de interesse, como por exemplo, no interior de um elemento estrutural de concreto, é necessário que os ERE's sejam introduzidos durante o processo construtivo da peça, sendo necessária a devida proteção do extensômetro, que normalmente consegue-se mediante encapsulamento, geralmente utilizando-se materiais poliméricos.

Figura 2.8 - KfV foil strain gage 350 Ω

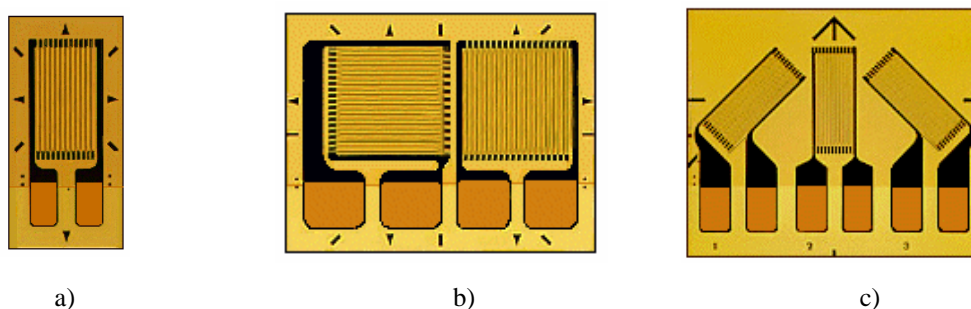


Fonte: Kyowa-ei.com

Fonte: SILVIO ZANECTI EPUSP (2016)

Os extensômetro elétricos podem ser uniaxial, biaxial ou rosetas de duas direções e por fim triaxial, rosetas delta ou rosetas de três direções, onde cada extensômetros elétricos têm forma específica para cada aplicação, demonstrados na Figura 2.9.

Figura 2.9 - Extensômetros elétricos: (A) uniaxial; (B) biaxial; (C) triaxial

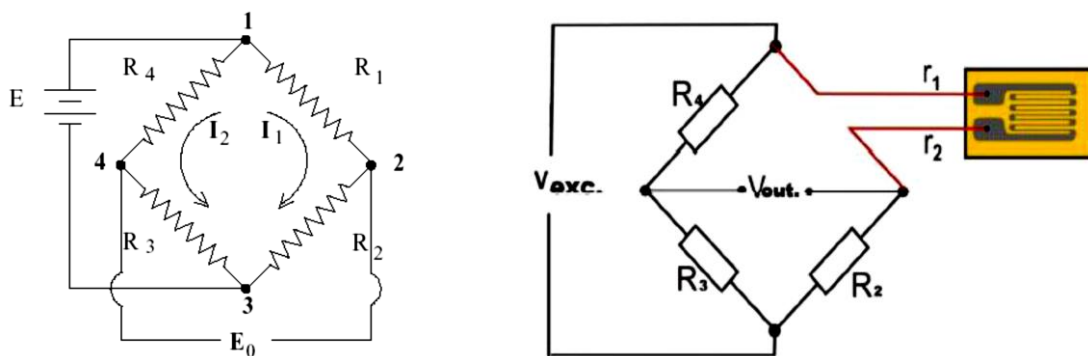


Fonte: www.vishay.com/brands/measurements_group/strain_gages/mmter.htm

Para o condicionamento de sinais provenientes de ERE's, usualmente emprega-se a ponte de Wheatstone, um circuito desenvolvido por Charles Wheatstone que permite a medição de impedâncias (resistências, capacitâncias e indutâncias) com grande sensibilidade.

A ponte de Wheatstone típica é composta por quatro resistências R_i ($i = 1, 2, 3$ e 4), sendo geralmente utilizadas para medir resistências de 1Ω a $1 \text{ M}\Omega$. A ponte é excitada nos terminais “A” e “D” por uma fonte de tensão, apresentando uma diferença de potencial V entre estes terminais. Os terminais “C” e “B” constituem a saída da ponte e a tensão V_o entre eles é denominada tensão de saída. A ponte assim construída apresenta dois divisores de tensão independentes ($R_1 + R_2$ e $R_3 + R_4$), denominados ramos da ponte. As resistências R_i , dispostas de forma simétrica, são denominados braços da ponte, conforme Figura 2.10.

Figura 2.10 - Ponte de Wheatstone típica com strain gage



Fonte: SILVIO ZANECTI EPUSP (2016)

2.3.2.1 DESLOCAMENTO

O deslocamento de um ponto corresponde a uma transformação que se traduz pela mudança de sua posição, relativamente a um sistema de referência fixo, e no âmbito do monitoramento estrutural, sua medição em estruturas civis constitui tarefa de maior relevância quando da avaliação do progresso de processos construtivos sofisticados ou cuja evolução exija rigoroso acompanhamento, a fim de evitar problemas estruturais que ocasionem prejuízos à integridade e à futura vida útil da edificação. A medição de deslocamentos também é importante em edificações que apresentam respostas estruturais não previstas, bem como para avaliação do estado de segurança de estruturas (WAYNE, 2007).

Figura 2.11 - LVDTs instalados na ponte sobre o rio Arataú



Fonte: Autor (2022).

3 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS NACIONAIS E INTERNACIONAIS

A presente proposta versa analisar as diversas normalizações, nacionais, para o caso específico ABNT NBR 9607(2019), “*prova de carga estática em estruturas de concreto*” e internacionais, espanhola EHE-08(2010), “*Code on Structure concrete*”, americana ACI 318 (2019) “*Building Code Requirements for Structural Concrete*”, Alemã *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton:2000* e norma da República Tcheca CSN 73 6209 (1996).

Cada ferramenta normativa tem suas próprias particularidades. Neste trabalho são analisados os aspectos inerentes à recomendação para aplicação de um ensaio de prova de carga, à metodologia da aplicação do carregamento e aos critérios de aceitação da estrutura ensaiada.

A norma brasileira e a recomendação normativa europeia são publicações desvinculadas (CSN 73 6209, 1996 e norma Alemã) das normas de dimensionamento. O mesmo não acontece com as normas americanas e com a recomendação espanhola, pois essas fazem parte das normas de dimensionamento de estruturas de concreto (EHE 08 e ACI 318).

3.1 RECOMENDAÇÕES DA NORMA BRASILEIRA ABNT NBR 9607(2019)

A norma brasileira (ABNT NBR 9607, 2019) apresenta requisitos e procedimentos para provas de carga estática em estruturas de concreto. Esta recomenda que provas de carga estáticas devem ser realizadas nas seguintes situações: aceitação de estruturas; alteração das condições de uso da estrutura; fases construtivas que acarretem solicitações excepcionais; após acidentes ou anomalias; falta total ou parcial de elementos de projeto; desconhecimento das condições construtivas; estudo do comportamento da estrutura; uso materiais que não atendam aos requisitos de projeto; ou passagem de conjuntos transportadores de cargas especiais indivisíveis.

Antes da prova de carga propriamente dita, a norma brasileira indica a realização de estudos prévios que determinem critérios de ensaio, tais como: capacidade portante da estrutura; dimensionamento do carregamento; escolha dos efeitos e pontos da estrutura a serem controlados; previsão teórica destes efeitos; tolerâncias dos desvios entre as medidas realizadas e as previsões teóricas; e requisitos de aceitação.

Quanto às medições realizadas durante a prova de carga, a norma indica quais medidas devem ser realizadas para comparar com as previsões teóricas. As medições a serem realizadas são: deslocamentos lineares; rotações; deformações; influência das condições ambientais; e aberturas de fissuras. Vale ressaltar que as medições de deslocamentos lineares e aberturas de fissuras devem respeitar os limites da ABNT NBR 6118 (2014) e não apresenta limites quantitativos em relação a deformações, rotações e influência das condições ambientais, dando a liberdade para o executor do ensaio determinar as tolerâncias da diferença entre o teórico e o experimental.

A carga aplicada durante o ensaio de prova de carga de pontes e viadutos deve ser conforme a Equação 3.1 para pontes novas ou segundo a Equação 3.2 para demais casos. Sendo Q o carregamento gerado devido ao trem-tipo, G_2 as ações permanentes adicionais, previstas ao longo da vida útil da estrutura e F_{obj} a carga aplicada durante a execução do ensaio. A norma indica ainda que as cargas devem ser aferidas durante o ensaio por meio de procedimento que proporcione precisão de $\pm 5\%$ em relação ao previsto no projeto da prova de carga

$$F_{obj} = 0,7 \cdot Q \quad \text{Eq. 3.1}$$

$$F_{obj} = 0,78 \cdot (1,35 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q) \quad \text{Eq. 3.2}$$

Antes do ensaio devem ser medidas o gradiente térmico no ambiente da estrutura, a umidade relativa do ar e a velocidade e direção do vento por um período compatível com o tempo dispendido no ensaio para caracterizar as condições ambientais e avaliar seus efeitos na estrutura. Logo após essa caracterização o carregamento é aplicado em 4 etapas, cada uma com duração até a estabilização dos deslocamentos, sendo o tempo máximo de 15 minutos por etapa. Após a última etapa e a estabilização dos deslocamentos, o carregamento total da prova de carga deve ser mantido por no mínimo 10 min. O descarregamento deve ser realizado em 2 etapas com tempo máximo de 15 min cada. Para a análise dos deslocamentos residuais, a última leitura deve ser realizada 5 minutos após a completa retirada dos carregamentos.

A norma indica critérios para parada do ensaio e imediato descarregamento da estrutura caso sejam observados deslocamentos contínuos, sem estabilização das leituras, ou leituras superiores aos limites aceitáveis. Por fim, a Obra de Arte Especial

(OAE) de concreto é considerada aceita pela norma brasileira caso o ensaio seja finalizado sem atingir os critérios de parada, não apresentar deslocamentos verticais nem aberturas de fissuras superiores aos limites da ABNT NBR 6118 (2014), não apresentar deformações ou rotações superiores aos estipulados previamente pelo executor da prova de carga e não apresentar deslocamento residual superior à 5% do deslocamento máximo após 5 min do total descarregamento da OAE.

3.2 RECOMENDAÇÕES DA NORMA ESPANHOLA EHE-08(2010)

Os documentos que apresentam as instruções para prova de carga em estruturas de pontes rodoviárias e ferroviárias são: EHE-08 (2010), *Ministerio de fomento-direction general de carreteras* (1999), Ministerio de fomento (2005), Ministerio de fomento (2009), Ministerio de fomento (2010) e Ministerio de fomento (2012). Estas determinam quais provas de carga estáticas de recebimento de obras novas são obrigatórias para OAEs de vão maior ou igual à 10 m ou 12 m para pontes ferroviárias e rodoviárias, respectivamente. Para vão inferiores, os responsáveis pela obra ou pela realização do projeto poderão indicar a realização da prova de carga em função das características ou circunstâncias da estrutura. A norma espanhola para estruturas de concreto armado EHE-08 (2010) ainda recomenda a realização da prova de carga quando se tem dúvidas em relação à segurança, funcionalidade ou durabilidade da estrutura.

Segundo a EHE-08 (2010), provas de carga de recebimento dinâmicas são obrigatórias para casos de pontes com passagem de pedestres, áreas de trânsito onde esperasse que as vibrações causem desconforto aos usuários, pontes com vãos superiores à 60 m, projetos incomuns ou utilizados novos materiais, vale ressaltar que o *Ministerio de fomento-direction general de carreteras* (1999) ainda extrapola estes critérios para pontes de estruturas metálicas ou mistas, além disso, as provas de carga devem acontecer somente depois de atingida a resistência à compressão do concreto de projeto.

Além da prova de carga de recebimento da estrutura, esta última recomendação impõe a realização de prova de carga após ações importantes de ampliação e/ou reabilitação da OAEs em serviço. A Ministerio de fomento (2005) ainda indica obrigatoriedade de provas de carga periódicas para pontes ferroviárias de estruturas metálicas e mistas, já para pontes com ligações arrebitadas e

parafusadas o período entre as provas de carga não pode superar 15 anos, e 30 anos para pontes com ligações soldadas.

De modo a evitar grandes estudos prévios, as recomendações espanholas indicam que o projeto de prova de carga deve ser realizado pelos projetistas das OAEs, neste deve conter informações relativas aos carregamentos, instrumentação, valores teóricos previstos para as medições experimentais e abertura de fissura.

Além das condições ambientais de temperatura e umidade em cima e embaixo do tabuleiro, também deverão ser monitoradas aberturas de fissuras antes, durante e ao fim do prova de carga, além de deslocamentos verticais no meio dos vão e nas linhas dos apoios, sendo os valores das flechas a diferença entre os dois últimos. Para pontes de estruturas metálicas, estruturas mistas ou estruturas especiais também devem ser previstas a leitura de deformações nas seções críticas.

A quantidade de pontos de medições de flecha varia com o tipo da estrutura. Em caso de tabuleiros apoiados sobre longarinas deve ser adotado o mínimo de 3 pontos de medição, um na longarina central e uma em cada longarina de borda, já para o caso de seções caixão, deve-se utilizar mais de um ponto de modo a monitorar a resposta à torção prevista na estrutura.

A carga aplicada durante o ensaio de prova de carga de pontes e viadutos deve ser mantida dentro dos limites pré-estipulados, como mostra a Equação 3.3. Onde Q é o carregamento gerado devido ao trem-tipo. A norma indica ainda que as cargas devem ser aferidas durante o ensaio, por meio de procedimento que proporcione precisão de $\pm 5\%$ em relação ao previsto no projeto da prova de carga

$$F_{obj} \cong 0,6 \cdot Q \leq 0,7 \cdot Q \quad \text{Eq. 3.3}$$

As recomendações apontam que o carregamento deve ser aplicado em no mínimo duas etapas no meio do tabuleiro para casos normais ou aplicada na metade direita ou esquerda para avaliar efeitos da torção em OAEs curvas ou com seção assimétrica. O processo de descarregamento deve ser realizado de forma análoga ao carregamento e com mesmo número de etapas. A menos que determinado pelo projetista da prova de carga, não são necessários adotar critérios de parada ou mesmo esperar a estabilização das leituras entre as etapas de carregamento de descarregamento.

Para a aquisição dos dados dos pontos de monitoramento as normas espanholas estabelecem um critério de estabilização de todos os efeitos monitorados,

as leituras serão consideradas estáveis caso os valores da diferença das leituras (10 minutos após a aplicação da carga máxima) e os valores instantâneos (após o término da aplicação de carga) sejam no máximo 5% dos valores instantâneos. Caso as leituras superem o primeiro critério adotado, é permitido a espera de outro período de 10 minutos, a diferença entre as leituras nesse período e os valores das leituras do primeiro intervalo de 10 min não podem superar 20% dos valores da diferença entre os valores nos intervalos e os instantâneos, de forma semelhante, deve ser avaliado as leituras após a total retirada do carregamento a fim de obter os valores residuais das leituras.

Após o ensaio devem ser avaliadas os deslocamentos residuais da OAE e comparadas com os limites estipulados. Para pontes de concreto armado o deslocamento residual limite é de 20% do deslocamento máximo, 15% para pontes de concreto protendido e estruturas mistas, e 10% para pontes de estruturas metálicas. Caso os deslocamentos residuais sejam maiores que o dobro do deslocamento residual limite então a prova de carga deve ser aceita, caso sejam superiores ao limite, porém menor ou igual ao dobro do limite então a prova de carga deve ser refeita com novos limites para deslocamento residual. Os novos deslocamentos residuais aceitáveis devem ser inferiores à um terço dos deslocamentos residuais obtidos na prova de carga anterior.

Por fim, segundo as recomendações espanholas, a obra de arte especial é considerada aceita caso o ensaio não apresente deslocamentos verticais nem aberturas de fissuras superiores aos limites da EHE-08 (2010), não apresente qualquer sinal de esgotamento ou perda da capacidade portante em nenhuma parte da estrutura e não apresente deslocamentos verticais inferiores à 60% ao previsto teoricamente, nem 15% superiores para pontes de concreto armado ou estruturas mistas ou 10% superiores para pontes de concreto protendido ou estruturas metálicas.

3.3 RECOMENDAÇÕES DA NORMA AMERICANA ACI 318(2019)

O ACI 318 (2019) é a norma norte americana para edificações novas em concreto e apresenta recomendações para a prova de carga estática em estruturas de concreto. A recomendação indica a necessidade de prova de carga quando existem dúvidas quanto à segurança de um elemento estrutural ou de toda estrutura. A prova de carga deve ser realizada em estruturas com pelo menos 56 dias de construção finalizada. A única atividade pré-ensaio determinada pela norma

americana é o *As Built* dos elementos estruturais para a confirmação da geometria dos elementos estruturais, posição e diâmetro das barras de aço para confirmação das informações de projeto e se necessário, determinação da resistência do concreto através de extrações de testemunhos.

O monitoramento da estrutura deve ser capaz de medir deslocamentos, deformações, deslizamentos e aberturas de fissura na posição onde se espera a máxima intensidade da resposta experimental. Assim como a norma brasileira, a norma americana não apresenta parâmetros quantitativos para a avaliação de alguns parâmetros medidos durante o ensaio, como deformações e deslizamentos.

O carregamento aplicado durante o ensaio deve ser o maior entre as Equações 3.4, 3.5 e 3.6. Onde Q é o carregamento gerado devido ao trem-tipo, G_1 é o peso próprio da estrutura, G_2 são as ações permanentes adicionais, A são carregamentos devido ao acúmulo de água da chuva, N são carregamentos devido ao acúmulo de neve e C é o carregamento devido às cargas da chuva.

$$F_{obj} = 0,3 \cdot G_1 + 0,3 \cdot G_2 \quad \text{Eq. 3.4}$$

$$F_{obj} = 0,1 \cdot G_2 + 1,6 \cdot Q + 0,5 \cdot (A \text{ ou } N \text{ ou } C) \quad \text{Eq. 3.5}$$

$$F_{obj} = 0,1 \cdot G_2 + Q + 1,6 \cdot (A \text{ ou } N \text{ ou } C) \quad \text{Eq. 3.6}$$

Para o caso de estruturas novas, o ACI 318 (2019) indica o ensaio de prova de carga com carregamento monotônico, o qual consiste em aplicar quatro etapas de carregamento aproximadamente iguais, iniciando pelo menos 1 hora após o início da aquisição de dados. O carregamento máximo deve ser mantido por pelo menos 24 horas após o término da quarta etapa de carregamento e a última leitura deve ser realizada após 24 horas do total descarregamento da estrutura, em caso de não aceitação da estrutura, é permitido que o ensaio seja reiniciado 72 horas após o descarregamento da estrutura.

A estrutura de concreto pode ser considerada aceita caso: não apresente sinais de deslocamento, esmagamento ou qualquer indício de ruptura do concreto; não apresente fissuras que indiquem uma eminente falha por cisalhamento; não apresente fissuras de cisalhamento com projeção horizontal maior que a altura do elemento estrutural para membros sem armadura de cisalhamento; não apresente fissuras devido à falha de ancoragem em região de ancoragens e transpasses de

barras; não apresente aberturas de fissura superiores aos limites da norma ACI 224R-01 (2001); deslocamento máximo durante o ensaio não superior a 1,3 mm ou $l/2000$; e deslocamento residual inferior à 25% do deslocamento máximo, onde l é o vão do elemento estrutural. Caso a estrutura supere os limites de deslocamento vertical máximo e deslocamento residual, é permitido o segundo ensaio e este não pode apresentar um deslocamento residual superior à 20% do deslocamento máximo.

3.4 RECOMENDAÇÕES DA NORMA DA REPUBLICA TCHECA CSN 73 6209(1996).

Assim como a norma alemã, não foi possível ter acesso aos documentos originais da norma CSN 73 6209 (1996), sendo assim as informações a respeito da norma foram obtidas através do trabalho de Frýba e Pirner (2001) e confirmadas em Lantsoght (2019). Estes indicam que a prova de carga estática deva ser obrigatória em qualquer ponte nova com vão superior à 18 m. Antes da prova de carga é necessário medir os deslocamentos verticais dos elementos através de métodos geodésicos.

Durante a prova de carga devem ser monitorados deslocamentos verticais nos pontos onde apresentem maior intensidade, acomodações nos suportes e encurtamento dos apoios. É recomendado também a medição de temperatura do ar e da estrutura, deformações, desenvolvimento de fissuras e estabilidade de elementos comprimidos.

O carregamento deve ser aplicado na maior intensidade possível, não superando os valores de projeto, de modo que os efeitos relativos ao carregamento do ensaio sejam maiores que 50% dos efeitos esperados pelo carregamento de projeto, mas nunca superando os efeitos provocados pelo carregamento esperado em projeto. O carregamento deve ser posicionado de modo que cause a maior intensidade nos pontos de medição. A prova de carga deve iniciar pelo menos 72 horas após a aplicação total do peso próprio para pontes de concreto e após 3 horas para pontes de metálicas. Vale salientar que provas de carga em pontes de concreto só podem ser realizadas após 3 meses da concretagem dos elementos estruturais da ponte.

O carregamento deve durar no mínimo 30 minutos em pontes de concreto e 15 min em pontes de estrutura metálica. As medições devem ser realizadas antes do início do carregamento, imediatamente após o carregamento, 10 minutos após o

carregamento total aplicado, imediatamente depois do descarregamento e após um intervalo de 10 minutos do término do descarregamento. Esse procedimento usualmente é realizado duas vezes. Após a prova estática, os efeitos totais na estrutura serão entendidos como uma soma dos efeitos elásticos somados a efeitos permanentes.

Para a aceitação da prova de carga, Frýba e Pirner (2001) apontam 3 critérios para aceitação da estrutura. O primeiro é relacionado aos efeitos elásticos na estrutura, onde a razão entre os valores do efeito elástico e os valores da previsão teórica não podem ser inferiores à 0,6, 0,7 e 0,8 e devem ser menores ou iguais à 1,1, 1,05 e 1,05 para pontes de concreto armado, concreto protendido e estruturas metálicas, respectivamente. O segundo critério está relacionado à abertura de fissuras, onde, as fissuras não podem apresentar abertura superior aos limites normativos durante a prova de carga em pontes de concreto.

O último critério é relacionado aos efeitos permanentes na estrutura. Os efeitos permanentes do primeiro ensaio não podem superar 25% dos efeitos totais medidos na estrutura para estruturas de concreto armado, 20% para concreto protendido e 10% para pontes com estruturas metálicas. Para pontes novas, caso os efeitos residuais superem o critério de aceitação, mas não superiores à 50% para pontes de concreto armado e protendido ou 30% para pontes de estrutura metálica, o ensaio pode ser repetido, mas dessa vez, com valores limites de 12,5% para pontes de concreto armado, 10% para pontes de concreto protendido e 5% para pontes de estrutura metálica. Se ainda assim a prova de carga não atender aos critérios para efeitos residuais, o ensaio pode ser repetido por uma terceira vez com os seguintes critérios de aceitação: 4,16% dos efeitos totais para pontes de concreto armado; 3,33% para pontes de concreto protendido; e 0,83% para pontes de estrutura metálica.

3.5 RECOMENDAÇÕES DA NORMA ALEMÃ DAfStb (2000)

A recomendação alemã para provas de carga em estruturas de concreto armado é intitulada como DAfStb (2000). Como não foi possível ter acesso ao documento original, o resumo desta norma aqui apresentado foi escrito com base na leitura dos trabalhos de Schacht, Wedel e Marx (2016), Schacht, Bolle e Marx (2018) e Lantsoght (2019). Segundo o anexo nacional alemão a Eurocode 2 (DIN EN 1992-1, 2012), provas de carga devem ser realizadas quando não existirem modelos estruturais suficiente para avaliação da estrutura, avaliação de elementos estruturais produzidos em série e para checar suposições adotadas durante a análise estrutural

da construção. O monitoramento da estrutura deve ser realizado de modo a obter os dados de deformações na zona comprimida de concreto e na armadura nas seções críticas à flexão, deformações na biela de concreto e nos estribos em seções críticas ao cisalhamento, deslocamentos nos apoios, abertura de fissura e deslocamento verticais.

A intensidade dos carregamentos deve seguir as combinações de carregamento de projeto da ponte, considerando o peso próprio dos elementos estruturais. A Prova de carga, segundo as recomendações alemãs podem ser realizados nos três seguintes níveis de avaliação: prova de carga para diagnóstico; prova de carga; e prova de carga até a ruptura. Na prova de carga para diagnóstico são aplicados os carregamentos da combinação de carregamento característicos, sem fatores de segurança, com a finalidade de avaliar a estrutura sob carregamentos de serviço. O objetivo é determinar deslocamentos, deformações assim como o comportamento estrutural da ponte sob carregamentos de serviço, calibração de modelos numéricos, verificação de suposições da análise estrutural e avaliar desenvolvimento de danos e efeitos de durabilidade. conforme a Equação 3.7

$$F_{obj} = 0,35 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_1 + \sum_{i>1} 1,5 \cdot \Psi_{i_0,i} \quad \text{Eq. 3.7}$$

A prova de carga é utilizada para avaliar a estrutura em situações de projeto, com os carregamentos majorados pelos fatores de segurança. Vale ressaltar que apenas o adicional dos pesos próprios ou de cargas variáveis devem ser considerados com fator de segurança. O objetivo deste ensaio é provar a segurança estrutural sob o determinado carregamento sem ocorrência de deformações críticas. Por fim, a prova de carga até a ruptura é útil para avaliação de segurança estrutural ou controle de qualidade de elementos estruturais ou estruturas.

Na prova de carga de diagnóstico, o carregamento deve ser aplicado em uma etapa correspondente a 10% do carregamento de serviço, depois deve ser aplicado 50% da carga de serviço e em seguida descarregar até 10%, logo em seguida o carregamento deve ser elevado até uma carga intermediária, descarregada e depois seguir três ciclos de carga e descarga com o carregamento de serviço. Na prova de carga onde os carregamentos alcançam os níveis de projeto deve seguir os mesmos procedimentos da prova de diagnóstico acrescentando um ciclo de carga e descarga de um carregamento intermediário entre a carga de serviço e a de projeto, depois um

ciclo até a carga de projeto, depois um ciclo na carga de serviço e por fim um ciclo na carga de serviço com duração de 15 minutos na carga máxima.

Ao contrário das demais recomendações, a prática alemã adota apenas critérios de parada do ensaio ao invés de critérios de aceitação. A estrutura será considerada aceita caso nenhuma medição supere os critérios de parada em nenhum ciclo de carregamento. Caso algum critério de parada seja alcançado o ensaio deve ser interrompido e a estrutura imediatamente descarregada. O primeiro critério de parada é relacionado a deformação da superfície do concreto na região comprimida, onde a variação de deformação medida somada com uma estimativa de deformação do concreto devido às cargas permanentes aplicadas da estrutura antes da prova de carga devem estar entre 0,6 ‰ e 0,8 ‰ para concreto de resistência superior à 25 MPa. O segundo corresponde à deformação nas barras de flexão tracionadas, onde a variação de deformação somada com a deformação estimada nestas barras devido às cargas permanentes aplicadas antes da prova de carga deve ser inferior à 70% da deformação de escoamento da barra. Este limite pode ser substituído por 90% caso se conheça o comportamento tensão-deformação da barra monitorada.

O terceiro critério está relacionado à abertura de fissuras. Fissuras novas não podem apresentar abertura superior a 0,5 mm e fissuras existentes não podem apresentar variação de abertura superior a 0,3 mm. Após a prova de carga, as fissuras existentes não podem apresentar uma abertura residual superior 30% da abertura máxima observada e as existentes não podem apresentar uma abertura residual superior à 20%. O quarto critério é relacionado com o deslocamento vertical no meio do vão. Este critério é associado tanto a observação de um incremento de deslocamento não linear quanto a um deslocamento residual superior a 10% após as retiradas de carregamento. O último critério está relacionado ao cisalhamento do elemento estrutural. A variação de deformação medida na biela comprimida somada com uma estimativa de deformação do concreto, devido às cargas permanentes aplicadas da estrutura antes da prova de carga, devem estar entre 0,36 ‰ e 0,48 ‰. E a variação de deformação nos estribos somado com a deformação estimada devido às cargas permanentes aplicadas antes da prova de carga deve ser inferior à 35% da deformação de escoamento da barra. Este limite pode ser substituído por 45% caso se conheça o comportamento carga deformação da barra monitorada.

3.6 COMPARATIVO ENTRE A NORMA BRASILEIRA E INTERNACIONAIS

Este subitem apresenta uma comparação entre as normas brasileira (ABNT NBR 9607, 2019), Espanhola (Ministerio de Fomento, 2009), Americana (ACI 318, 2019), Alemã (DAfStb, 2000), e Tcheca (CSN 73 6209, 1996) para prova de carga estática com foco em Obras de Arte Especiais. A avaliação entre as normas será realizada através de comparações de motivação para realização de prova de carga, atividades pré-prova de carga, pontos de monitoramento, intensidade e etapas de carregamento, critérios de parada e aceitação.

3.6.1 Motivações para realização de prova de carga

A Tabela 3.1 apresenta um resumo dos principais motivos para execução de provas de carga em pontes segundo as recomendações estudadas neste trabalho. Dentre estas recomendações, a norma brasileira é a única que não apresenta motivações para a realização de uma prova de carga, apresentando indicações de quando a norma pode ser utilizada, sem a obrigação da execução da prova de carga. Embora as outras recomendações tenham motivações pontuais, a execução de prova de carga é obrigatória quando a obra de arte transcorre em uma dessas motivações. Vale ressaltar que as recomendações brasileiras podem aumentar a segurança de suas obras de arte se tornarem compulsórias algumas de suas motivações.

Tabela 3.1 – Resumo das motivações para realização de provas de carga

Norma	Motivação
Brasileira	Aceitação de estruturas; Alteração das condições de uso da estrutura; Fases construtivas que acarretem solicitações excepcionais; Após acidentes ou anomalias; Falta total ou parcial de elementos de projeto; Desconhecimento das condições construtivas; Estudo do comportamento da estrutura; Uso materiais que não atendam aos requisitos de projeto; Passagem de conjuntos transportadores de cargas especiais indivisíveis.
Americana	Existência de dúvidas quanto à segurança de elementos estruturais ou toda estrutura.
Espanhola	Aceitação de OAEs com vão \geq a 10 m (OAE ferroviária) ou 12 m (OAE rodoviária); Existência de dúvidas quanto à segurança, funcionalidade ou durabilidade da estrutura; Após ampliações na estrutura; Após reabilitações na estrutura; A cada 15 anos para OAEs metálicas ou mistas com ligação aparafusadas ou rebitadas; A cada 30 anos para OAEs metálicas ou mistas com ligação soldadas.
Alemã	Ausência modelos estruturais suficiente para avaliação da estrutura; Para avaliação de elementos estruturais produzidos em série; Para checar suposições adotadas durante a análise estrutural da construção.
Tcheca	Aceitação de OAEs com vão superior a 18 m.

Fonte: Dados do Autor (2021)

3.6.2 Atividades pré-prova de carga

A Tabela 3.2 apresenta um resumo das atividades realizadas antes da execução de provas de carga para todas as normas citadas neste trabalho. É notório que a norma brasileira, é a que apresenta mais atividades antes de uma execução de prova de carga, sendo a mais detalhada dentre as recomendações em relação aos estudos prévios tanto para obras de arte em que se conhecem os projetos originais quanto para obras de arte com ausência dos projetos. Vale salientar que a incorporação de poucas atividades como: *As Built*, ensaios de pacometria e caracterização dos materiais nas seções críticas, conforme indicado pela norma americana, poderia aumentar a precisão das análises estruturais.

Tabela 3.2 – Resumo das atividades realizadas antes das provas de carga

Norma	Atividades
Brasileira	Análise dos projetos originais Inspeção da estrutura com foco em detecção de anomalias em: vinculações, aparelhos de apoio, restrições, sinais de deterioração dos materiais, fissuração, deformações e movimentações de juntas ou recalques; Determinar capacidade portante da estrutura; Dimensionamento do carregamento; Escolha dos efeitos e pontos da estrutura a serem controlados; Previsão teórica destes efeitos; Determinar tolerâncias dos desvios entre as medidas realizadas e as previsões teóricas; E requisitos de aceitação. Na falta ausência dos projetos originais, a ABNT NBR 9607 (2019) ainda recomenda: <i>As built</i> das formas, vinculações e juntas; Identificação da função original da estrutura; Determinar intensidade e frequência das cargas atuantes; Determinar a idade da estrutura; Identificação das normas vigentes; Análise de obras similares da mesma época; Determinar a resistência à compressão e modulo de elasticidade do concreto através de extração de testemunho; Avaliar a homogeneidade do concreto através de ensaios de esclerometria ou ultrassom; Ensaios de Pacometria; E avaliação da conservação da estrutura através da inspeção.
Americana	<i>As built</i> das seções críticas de todos os elementos estruturais; Realização de ensaios de Pacometria das seções críticas; Extração de testemunhos para determinar a resistência à compressão do concreto.
Espanhola	Determinar posição e intensidade dos carregamentos; Determinar valores teóricos para as medições experimentais; Determinar o modulo de elasticidade do concreto através de extração de testemunhos.
Alemã	Não há detalhes sobre isso nos trabalhos estudados.
Tcheca	Determinar como será aplicado o carregamento e sua distribuição; Determinar os pontos de medição; Medir os deslocamentos verticais dos elementos através de métodos geodésicos.

Fonte: Dados do Autor (2021)

3.6.3 Pontos de monitoramento

A Tabela 3.3 apresenta o resumo de pontos monitorados por cada norma deste trabalho, é possível perceber que os principais critérios analisados foram “deslocamentos lineares no vão” e “abertura de fissuras”, abordados por todas as normas. Os critérios menos abordados foram “velocidade e direção do vento”, “rotações”, “deformações na diagonal comprimida”, “deformações nos estribos”, “deslizamentos” e “estabilidade em elementos comprimidos”.

Tabela 3.3 – Resumo dos pontos necessários para o monitoramento

Medições	Brasileira	Americana	Espanhola	Alemã	Tcheca
Temperatura	X		X ¹		X ²
Umidade	X		X		
Velocidade e direção do vento	X				
Deslocamentos lineares no vão	X	X	X ³	X	X
Deslocamentos nos apoios			X		X
Rotações	X				
Deformações na face comprimida	X	X	X ⁴		X
Deformações nas barras tracionadas	X	X	X ⁴		X
Deformações na diagonal comprimida				X	
Deformações nos estribos				X	
Deslizamentos		X			
Abertura de fissuras	X	X	X	X	X
Estabilidade em elementos comprimidos					X

¹ Temperatura e umidade devem ser medidas em cima e embaixo do tabuleiro.

² Temperatura do ar e da estrutura.

³ Os deslocamentos devem ser monitorados no mínimo nas longarinas das extremidades e na central em pontes de tabuleiro apoiados em longarinas. Em pontes de vigas caixão, os deslocamentos devem ser medidos em vários pontos da seção.

⁴ As deformações nas seções críticas são medidas em pontes de estrutura metálicas, mistas e materiais novos.

3.6.4 Intensidade e etapas de carregamento

A Tabela 3.4 apresenta as intensidades de carregamento, número de etapas de carregamento e descarregamento além do número de repetições da prova de carga conforme as normas estudadas. Vale ressaltar que na intensidade de carregamento está apresentado apenas o carregamento que deve ser adicionado além do peso próprio (G_1) e todos os demais carregamentos permanentes (G_2).

Tabela 3.4 – Resumo dos procedimentos de aplicação de carga nas pontes

Norma	Intensidade	Nº de etapas de carregamento	Nº de etapas de descarregamento	Nº de repetições
Brasileira	$0,7 \cdot Q$ para OAEs novas	4	2	1*
	$1,17 \cdot Q$ para demais casos			
Maior valor entre:				
Americana	- $0,3 \cdot G_1 + 0,3 \cdot G_2$	4	1	1*
	- $0,1 \cdot G_2 + 1,6 \cdot Q + 0,5 \cdot (A_{ou} N_{ou} C)$			
	- $0,1 \cdot G_2 + Q + 1,6 \cdot (A_{ou} N_{ou} C)$			
Espanhola	$\cong 0,6 \cdot Q \leq 0,7 \cdot Q$	≥ 2	≥ 2	1*
Alemã	$0,35 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_1 + \sum_{i>1} 1,5 \cdot \psi_{0,i}$	***	***	***
$\psi_{0,i} = 0,4 \dots 0,8$ conforme o DIN EC2				
Tcheca	Entre $> 0,5 \cdot Q$ e $\leq 1 \cdot Q$	1	1	1**

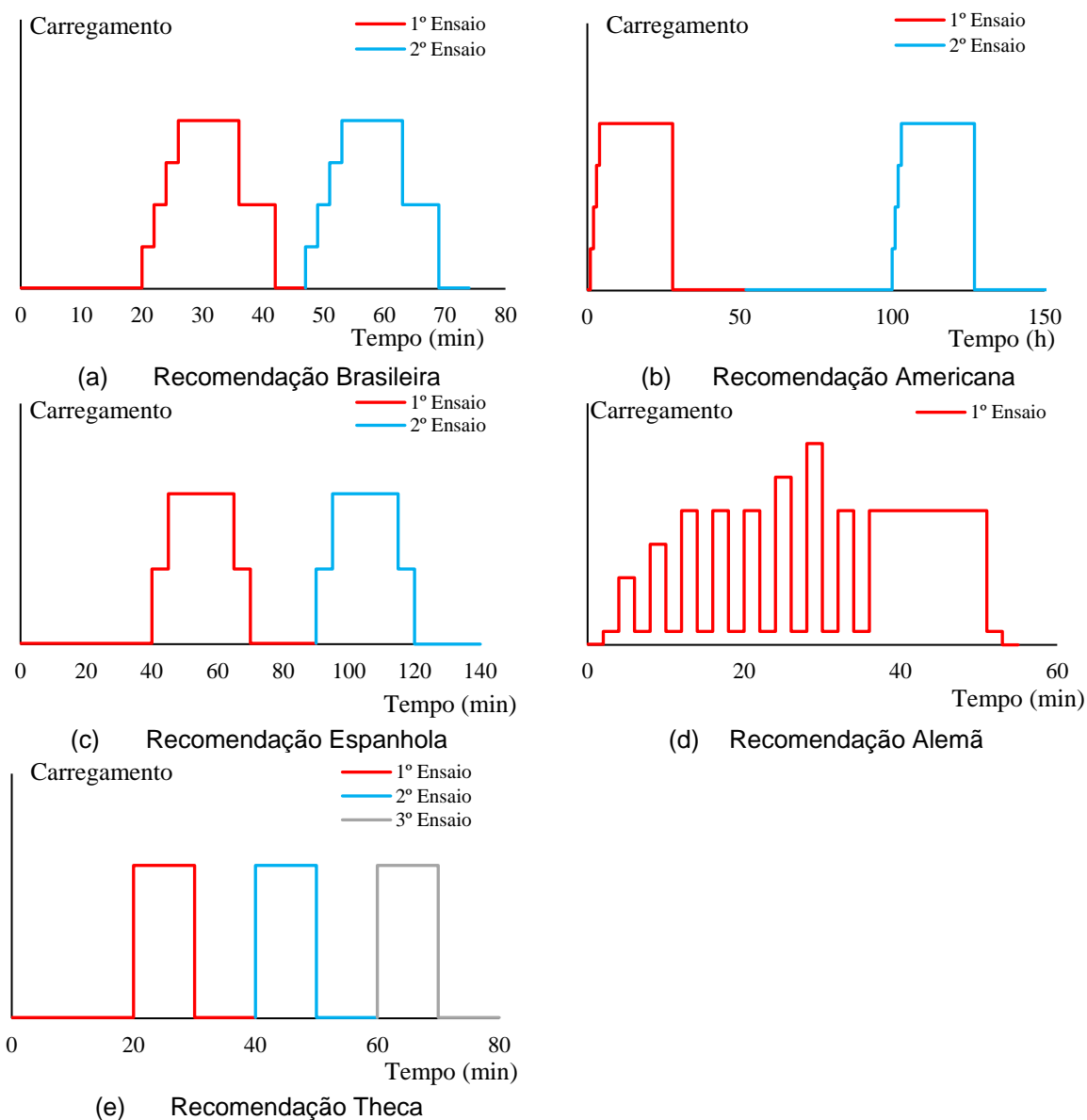
* o procedimento deve ser repetido mais uma vez caso as leituras residuais superem valores admissíveis

** o procedimento pode ser repetido até duas vezes se as leituras residuais superem valores admissíveis

*** o procedimento de carregamento e descarregamento não pode ser simplificado, ver Figura 3.1

Em relação a intensidade do carregamento, a ABNT NBR 9607 (2019) apresenta valores percentuais da carga do Estado Limite de Serviço (ELS) assim como as recomendações espanhola e tcheca. Ademais, a divisão em 4 etapas aplicada no Brasil mostra-se bem coerente ao aplicado pelos outros países, exceto à utilizada pela República Tcheca, de apenas 1 etapa, o que ocasiona um risco maior ao procedimento. As recomendações alemãs consideram uma intensidade de carregamento semelhante às cargas de projeto avaliando o Estado Limite Último (ELU) da estrutura. Esse nível de carregamento só pode ser alcançado devido às suas complexas etapas de aplicação de carregamento e devido a sua forma de aplicação de carga, executada com estruturas de reação e carregamento controlado por macaco hidráulico, o que parece distante de ser aplicado em OAEs brasileiras. Assim como as recomendações alemãs, as recomendações americanas apresentam combinações de carga próximas aos carregamentos no ELU para estruturas novas, porém com um tempo de permanência de carregamento elevado. A Figura 3.1 ilustra as etapas de carregamento, descarregamento e o número de repetições.

Figura 3.1 – Ilustrações dos procedimentos de aplicação de carga nas pontes

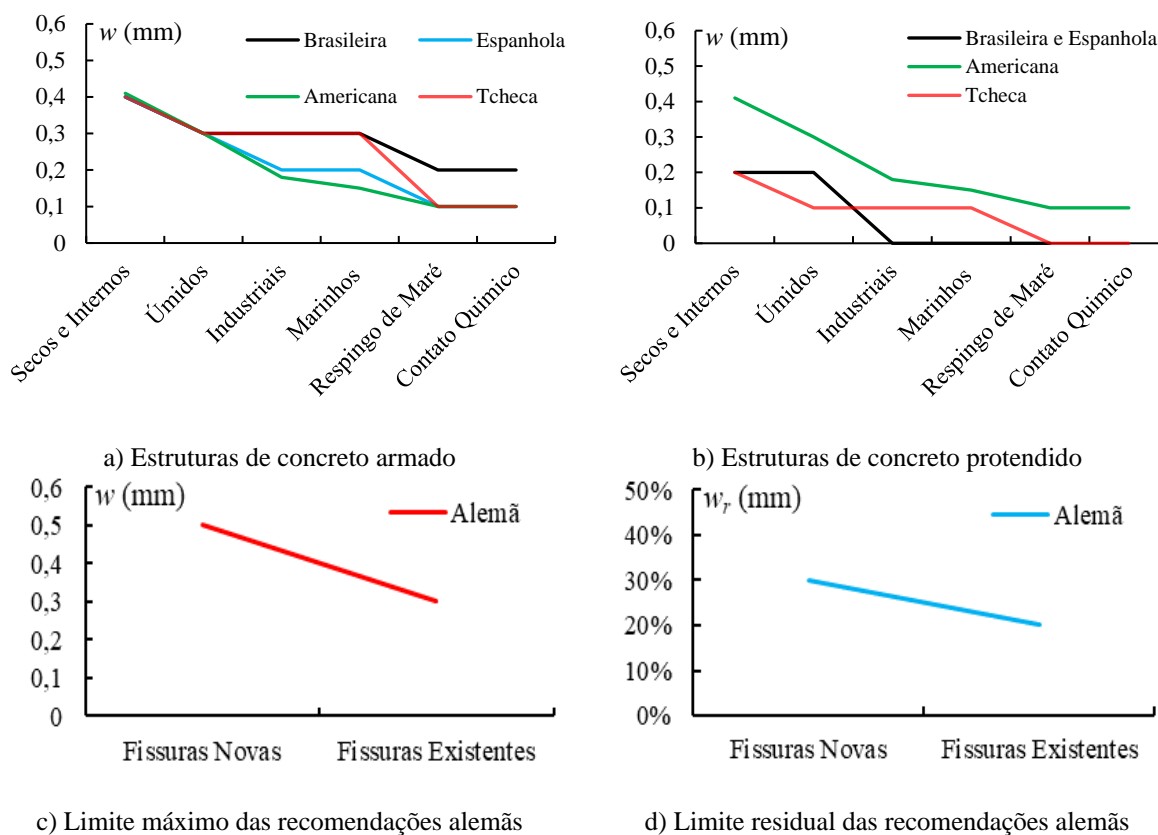


3.6.5 Critérios de parada e aceitação

3.6.5.1 Abertura de Fissuras

A Figura 3.2 apresenta os limites de abertura de fissura para cada ambiente de exposição, é possível notar que as normas determinam seus critérios em função de estruturas executadas em concreto armado ou concreto protendido, além disso, a norma DAfStb (2000) define limites de abertura de fissura também em função de estruturas novas e existentes.

Figura 3.2 - Limite normativo de fissuras por ambiente



3.6.5.2 Deformações

A Tabela 3.5 apresenta os critérios de aceitação para deformações máximas para as normas espanhola, alemã e tcheca, dentre elas, a norma espanhola dita seus critérios apenas para estruturas metálicas, abdicando de deformações em estruturas de concreto. A norma brasileira e a norma americana, aconselham o acompanhamento de deformações, contudo, não apresentam critérios de aceitação para estes.

Tabela 3.5 – Resumo dos critérios de aceitação para deformações máximas

Tipo de OAE	Espanhola	Alemã	Tcheca
Deformações na armadura tracionada	X	$\Delta\varepsilon_s < 0,7 \cdot \varepsilon_{ys} - \varepsilon_{s0}$; ou $\Delta\varepsilon_s < 0,9 \cdot \varepsilon_{ys} - \varepsilon_{s0}$ caso se conheça o comportamento tensão deformação da barra	$0,6 \cdot \varepsilon_{s,calc} < \varepsilon_{s,máx} < 1,1 \cdot \varepsilon_{s,calc}$ para concreto armado e $0,7 \cdot \varepsilon_{s,calc} < \varepsilon_{s,máx} < 1,05 \cdot \varepsilon_{s,calc}$ para concreto protendido
Deformações na face comprimida do concreto	X	$\Delta\varepsilon_c < \varepsilon c 0_{c,lim}$; onde $\varepsilon_{c,lim}$ para $f_{ck} < 25\text{MPa}$ $\varepsilon_{c,lim}$ para $f_{ck} > 25\text{MPa}$	$0,6 \cdot \varepsilon_{c,calc} < \varepsilon_{c,máx} < 1,1 \cdot \varepsilon_{c,calc}$ para concreto armado e $0,7 \cdot \varepsilon_{c,calc} < \varepsilon_{c,máx} < 1,05 \cdot \varepsilon_{c,calc}$ para concreto protendido
Deformações nos estribos	X	$\Delta\varepsilon_{sw} < 0,35 \cdot \varepsilon_{ysw} - \varepsilon_{sw0}$; ou $\Delta\varepsilon_{sw} < 0,45 \cdot \varepsilon_{ysw} - \varepsilon_{sw0}$ caso se conheça o comportamento tensão deformação da barra	X
Deformações diagonal de concreto	X	$\Delta\varepsilon_{cw} < \varepsilon cw 0_{cw,lim}$; onde $\varepsilon_{cw,lim}$ para $f_{ck} < 25\text{MPa}$ $\varepsilon_{cw,lim}$ para $f_{ck} > 25\text{MPa}$	X
Deformações em longarinas metálicas	$6 \cdot \varepsilon_{calc} < \varepsilon_{máx} < 1,1 \cdot \varepsilon_{calc}$	X	$0,8 \cdot \varepsilon_{calc} < \varepsilon_{máx} < 1,05 \cdot \varepsilon_{calc}$

3.6.5.3 Deslocamentos máximos

A Tabela 3.6 apresenta o resumo dos critérios de aceitação para deslocamentos máximos para as recomendações normativas. Foram utilizadas as recomendações americanas para estrutura de concreto armado e concreto protendido, em que não são apresentados critérios específicos para OAEs de estruturas metálicas e estruturas mistas. Nota-se que as recomendações brasileiras e americanas aplicam critérios de projeto para avaliar o deslocamento máximo, o que mostra incompatibilidade com os carregamentos próximos ao Estado de Limite Último das recomendações americanas. Em contraste, as recomendações tchecas e espanholas não se limitam apenas a critérios fixos de deslocamento máximo em função do Estado Limite de Serviço apresentando intervalos em função da previsão teórica. As recomendações alemãs não apresentam critérios de deslocamento máximo devido a prova de carga ser realizada em função do estado de limite último.

Tabela 3.6 – Resumo dos critérios de aceitação para deslocamento vertical máximo

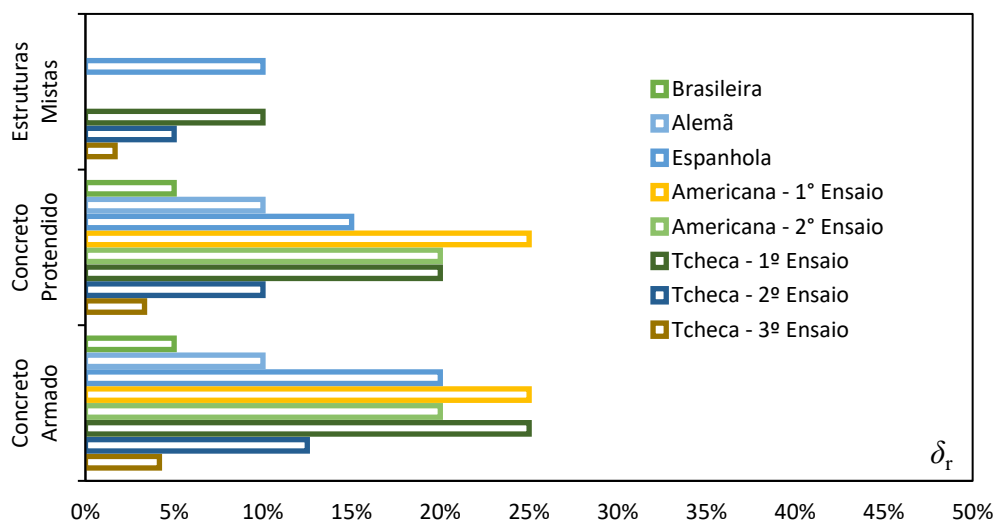
Tipo de OAE	Brasileira	Americana	Espanhola	Tcheca
Concreto armado	$\delta_{m\acute{a}x} \leq l/350$	$\delta_{m\acute{a}x} \leq l/2000$ ou $\delta_{m\acute{a}x} \leq 1,3mm$	$\delta_{m\acute{a}x} \leq l^2/(20000 \cdot h)$ ou $0,6 \cdot \delta_{calc} < \delta_{m\acute{a}x} < 1,15 \cdot \delta_{calc}$	$0,6 \cdot \delta_{calc} < \delta_{m\acute{a}x} < 1,1 \cdot \delta_{calc}$
Concreto protendido	$\delta_{m\acute{a}x} \leq l/350$	$\delta_{m\acute{a}x} \leq l/2000$ ou $\delta_{m\acute{a}x} \leq 1,3mm$	$0,6 \cdot \delta_{calc} < \delta_{m\acute{a}x} < 1,1 \cdot \delta_{calc}$	$0,7 \cdot \delta_{calc} < \delta_{m\acute{a}x} < 1,05 \cdot \delta_{calc}$
Estruturas mistas	$\delta_{m\acute{a}x} \leq l/800$ ou $\delta_{m\acute{a}x} \leq l/1000$ para pontes com passeio	X	$0,6 \cdot \delta_{calc} < \delta_{m\acute{a}x} < 1,15 \cdot \delta_{calc}$	$0,8 \cdot \delta_{calc} < \delta_{m\acute{a}x} < 1,05 \cdot \delta_{calc}$
Estruturas metálicas	$\delta_{m\acute{a}x} \leq l/800$ ou $\delta_{m\acute{a}x} \leq l/1000$ para pontes com passeio	X	$0,6 \cdot \delta_{calc} < \delta_{m\acute{a}x} < 1,1 \cdot \delta_{calc}$	$0,8 \cdot \delta_{calc} < \delta_{m\acute{a}x} < 1,05 \cdot \delta_{calc}$

3.6.5.4 Deslocamentos residuais

A Figura 3.3 apresenta os critérios normativos para deslocamentos residuais variados por tipos de ponte (estruturas mistas, concreto armado e concreto protendido). As recomendações existentes no parâmetro para estruturas metálicas são equivalentes às estruturas mistas. As recomendações americanas e tcheca apresentam possibilidade de reteste em casos de não-aceitação com critérios mais rigorosos.

É notório que a norma brasileira apresenta o menor deslocamento residual máximo permitido (5%), sendo três vezes menor que a média das demais orientações normativas (16%), se mostrando a mais rigorosa entre as demais.

Figura 3.3 - Deslocamentos residuais permitidos



3.6.6 Resumo dos critérios estudados

3.6.6.1 Deformações

A Tabela 3.7 apresenta os resumos dos critérios de aceitação relacionados a deformações em longarinas metálicas. As recomendações brasileiras e americanas recomendam o monitoramento da deformação durante provas de carga, contudo não definem critérios objetivos para aceitação de estruturas, deixando para o responsável pela prova de carga a definição de critérios de aceitação em função do nível de deformação.

Tabela 3.7 – Critérios de aceitação relacionados às deformações

Tipo de OAE	Espanhola	Alemã	Tcheca
Deformações em longarinas metálicas	$0,6 \cdot \varepsilon_{calc} < \varepsilon_{m\acute{a}x} < 1,1 \cdot \varepsilon_{calc}$	X	$0,8 \cdot \varepsilon_{calc} < \varepsilon_{m\acute{a}x} < 1,05 \cdot \varepsilon_{calc}$

3.6.6.2 3 Deslocamentos verticais

A Tabela 3.8 apresenta o resumo dos critérios de aceitação para deslocamentos máximos para as recomendações normativas. Vale salientar que como os carregamentos das recomendações americanas são próximas dos Estado de Limite Último, logo seus valores de limites para deslocamento máximos são limites diferentes das limitações do Estado Limite de Serviço. As recomendações alemãs não apresentam critérios de deslocamento máximo devido a prova de carga ser realizada em função do estado de limite último. As recomendações tchecas e espanholas não se limitam apenas a critérios fixos de deslocamento máximo em função do Estado Limite de Serviço. Estas recomendações apresentam intervalos em função da previsão teórica. Para o limite de deslocamento máximo da recomendação brasileira foi adotado $l/1000$, com pontes com passeio, utilizado para evitar efeitos estruturais em serviço considerando apenas os carregamentos após a construção da laje, segundo a ABNT NBR 6118 (2014).

Tabela 3.8 – Resumo dos critérios de aceitação para deslocamento vertical máximo

Tipo de OAE	Brasileira	Americana	Espanhola	Tcheca
Estruturas mistas	$\delta_{m\acute{a}x} \leq l/800$ ou $\delta_{m\acute{a}x} \leq l/1000$ para pontes com passeio	X	$0,6 \cdot \delta_{calc} < \delta_{m\acute{a}x} < 1,15 \cdot \delta_{calc}$	$0,8 \cdot \delta_{calc} < \delta_{m\acute{a}x} < 1,05 \cdot \delta_{calc}$
Estruturas metálicas	$\delta_{m\acute{a}x} \leq l/800$ ou $\delta_{m\acute{a}x} \leq l/1000$ para pontes com passeio	X	$0,6 \cdot \delta_{calc} < \delta_{m\acute{a}x} < 1,1 \cdot \delta_{calc}$	$0,8 \cdot \delta_{calc} < \delta_{m\acute{a}x} < 1,05 \cdot \delta_{calc}$

3.6.6.3 Deslocamento Residual

A Tabela 3.9 apresenta os critérios para deslocamentos residuais segundo as recomendações normativas abordadas. As recomendações americanas e tcheca apresentam possibilidade de repetição de prova de carga em casos de não-aceitação do ensaio anterior, contudo, com critérios mais rigorosos. O critério adotado para as recomendações americanas é a redução de 5% para o segundo ensaio, já para as orientações tchecas, é nítido uma redução gradativa do padrão de aceitação, começando com 25%, no segundo ensaio 12,5% metade do valor anterior, e no terceiro ensaio sendo 1/3 do critério anterior (4,2%). É notório que a norma brasileira apresenta o menor deslocamento residual máximo permitido (5%), sendo três vezes menor que a média das demais orientações normativas (16 %), se mostrando a mais rigorosa entre as demais, sendo que a prescrição normativa brasileiro e americana não indica valores residuais de deslocamento para estruturas mistas.

Tabela 3.9 – Resumo dos critérios de aceitação para deslocamento residuais

Norma	Etapa	Deslocamento residual (%)
Brasileira	Etapa única	$\delta_r \leq 0,05 \cdot \delta_{m\acute{a}x}$
Alemã	Etapa única	$\delta_r \leq 0,10 \cdot \delta_{m\acute{a}x}$
Espanhola	Etapa única	$\delta_r \leq 0,20 \cdot \delta_{m\acute{a}x}$
Americana	1º Ensaio	$\delta_r \leq 0,25 \cdot \delta_{m\acute{a}x}$
Americana	2º Ensaio	$\delta_r \leq 0,20 \cdot \delta_{m\acute{a}x}$
Tcheca	1º Ensaio	$\delta_r \leq 0,25 \cdot \delta_{m\acute{a}x}$
Tcheca	2º Ensaio	$\delta_r \leq 0,125 \cdot \delta_{m\acute{a}x}$
Tcheca	3º Ensaio	$\delta_r \leq 0,042 \cdot \delta_{m\acute{a}x}$

4 METODOLOGIA

4.1 CONCEITUAÇÃO

Para a realização dos ensaios foram desenvolvidas etapas das atividades, de acordo com recomendações presentes nas versões vigentes das Normas Técnicas Brasileiras, aprovadas e regulamentadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), que foram parâmetros para todas as atividades desenvolvidas, e-las, Os ensaios as OAE's Arataú, Anapú e Poraquê, foram realizados em épocas distintas, na seguinte sequência cronológica:

- 1ª ponte, Poraquê, o ensaio foi realizado em 07/2020.
- 2ª ponte, Anapú, o ensaio foi realizado em 11/2020.
- 3ª ponte, Arataú, o ensaio foi realizado em 06/2021

Desta forma, para as provas de carga estática, foram considerados as seguintes etapas para execução plena do ensaio:

- Inspeção visual das pontes, utilizando da ferramenta do SGO, avaliando-se a existência de manifestações patológicas e gerando dados auxiliares ao planejamento das atividades de campo relacionadas com a prova de carga;
- Modelagem e análise computacional da ponte, a fim de estudar e estabelecer os pontos de instalação dos equipamentos para o monitoramento da resposta da ponte durante a prova de carga;
- Instrumentação das longarinas, pilares e contraventamento em pontos pré-definidos, para o monitoramento da resposta da ponte em termos de vibração, deslocamentos verticais e deformações;
- Prova de carga estática inicialmente, onde um veículo com cerca de 37,2 toneladas, aproximadamente 83% do peso do veículo padrão de projeto, foi utilizado para carregar a ponte, em que o veículo trafegou e parou em posições específicas para a medição da resposta da ponte;
- Análise e discussão dos resultados preliminares;
- Comparação dos resultados experimentais aplicados aos parâmetros das normas Americana, Alemã, Espanhola e da República Tcheca.

Figura 4.1 - Inspeção Visual e Avaliação da ponte Anapú



(a)

(b)

Fonte: Dados do Autor (2021)

O ensaio estático realizados nas pontes Anapú, Arataú e Poraquê tem como objetivo coletar dados de deslocamento e deformação nos elementos estruturais. Nesse ensaio são utilizados transdutores de deslocamentos (LVDT's) e extensômetros elétricos para a deformação do aço. Todos os dados dos instrumentos de medição são captados por um módulo de aquisição de dados, para captar as leituras provenientes dos sensores e instrumentos utiliza-se o sistema de aquisição automática de dados.

Para leitura de deformações nos elementos estruturais, adota-se extensômetros de resistência elétrica, os extensômetros elétricos são posicionados em pontos específicos visando obter o comportamento dos elementos estruturais. A partir das informações obtidas na análise computacional, define-se os pontos a serem instrumentados.

Figura 4.2 - LVDT Kyowa



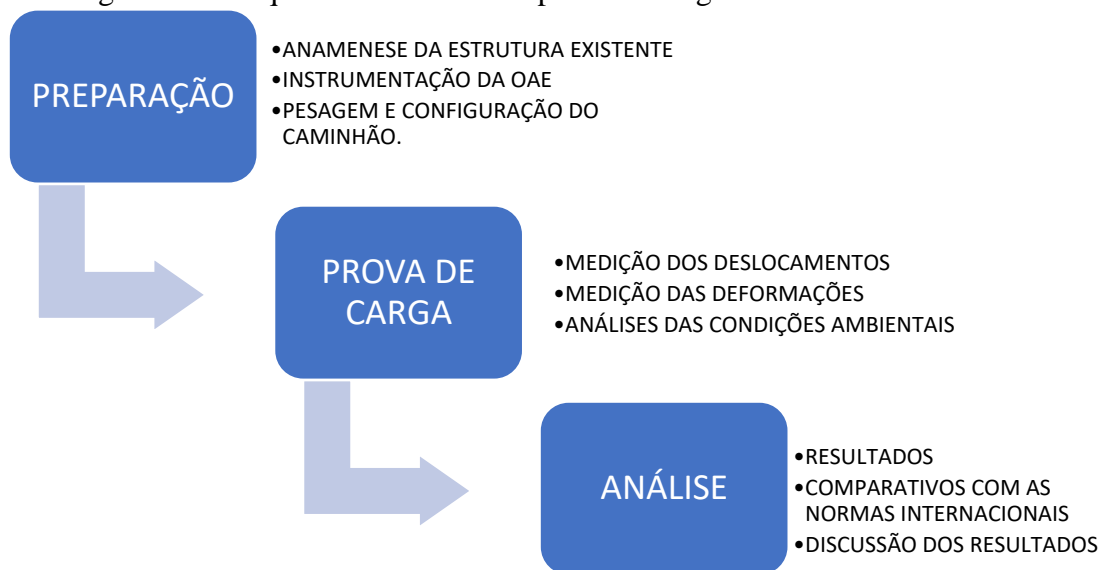
Fonte: Kyowa, 2020

Figura 4.3 – Sistema de Aquisição de Dados – ADS 2000



Fonte: UFPA, 2020.

Figura 4.4 - Sequência do ensaio de prova de cargas nas OAEs estudadas



Fonte: Dados do Autor (2021)

4.2 MODELAGEM COMPUTACIONAL

4.2.1 Pontes Arataú e Anapú

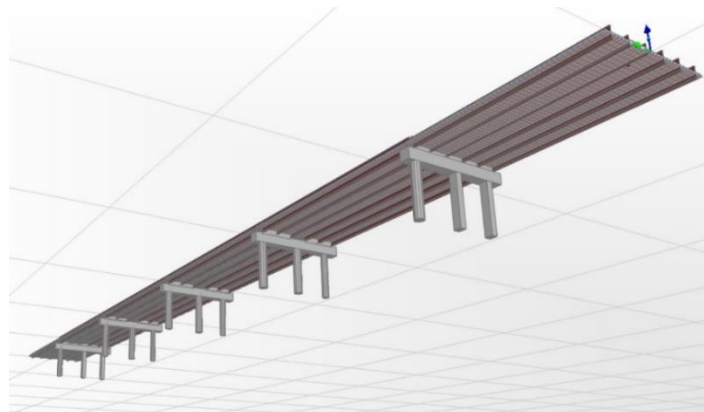
O modelo computacional utilizado para a análise estrutural estática e dinâmica da ponte foi desenvolvido utilizando o *software* comercial SAP2000®. Os pilares e as vigas (longarinas, transversinas e travessas) foram modelados através de elementos de barra (*frame*), enquanto as lajes do tabuleiro foram simuladas com elementos de casca (*shell*). Todas as dimensões adotadas seguiram as medidas especificadas em projeto, que foram validadas em campo na inspeção preliminar.

As condições de contorno adotadas para a estrutura da ponte buscaram respeitar as hipóteses básicas identificadas durante a análise do projeto e da memória de cálculo. Nas extremidades do tabuleiro da ponte, as condições de apoio das longarinas foram representadas de maneira aproximada com apoios de segundo gênero inseridos pontualmente no eixo dos aparelhos de apoio existentes nas travessas PI e PVII, impedindo, assim, apenas as translações nas direções X, Y e Z.

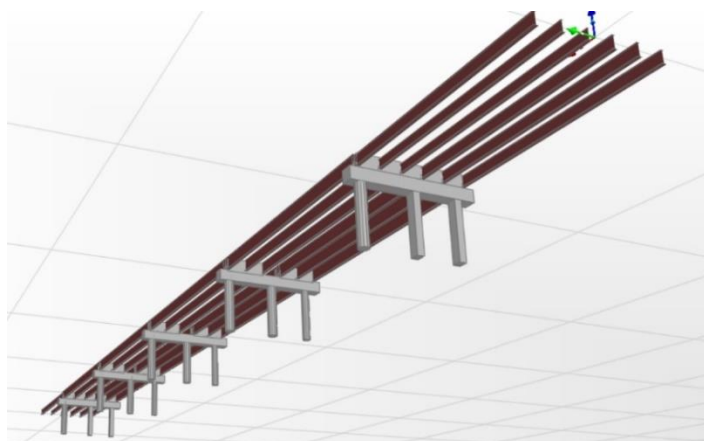
Nos apoios internos (travessas PII à PVI), foi assumido que as longarinas são biapoiadas e há uma junta de dilatação dividindo os tabuleiros. No restante dos apoios internos (travessas PIII, PIV e PV), as vigas são biapoiadas e o tabuleiro é contínuo, sem juntas de dilatação. Essas hipóteses encontram suporte no detalhamento das armaduras e na memória de cálculo. No caso da ligação dos pilares com as fundações, assumiu-se ligações engastadas, com restrição tanto de translações

quanto de rotações. A Figura 4.6 apresenta imagens do modelo computacional gerado para a análise estrutural da ponte.

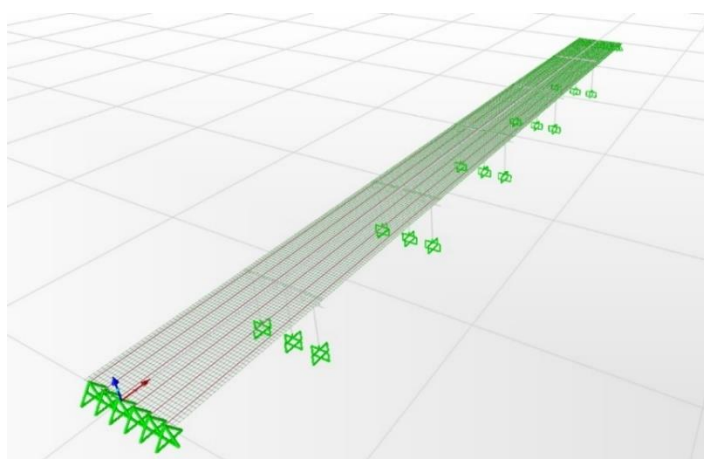
Figura 4.5 - Modelo computacional utilizado para a análise estrutural da ponte: (a) Vista extrudada do modelo computacional; (b) Vista extrudada das longarinas; (c) Vista tridimensional da malha de elementos finitos com as condições de apoio adotadas. OAEs Arataú e Anapú



(a)



(b)



(c)

Fonte: Adaptado de Parecer técnico, Lima neto *et al*

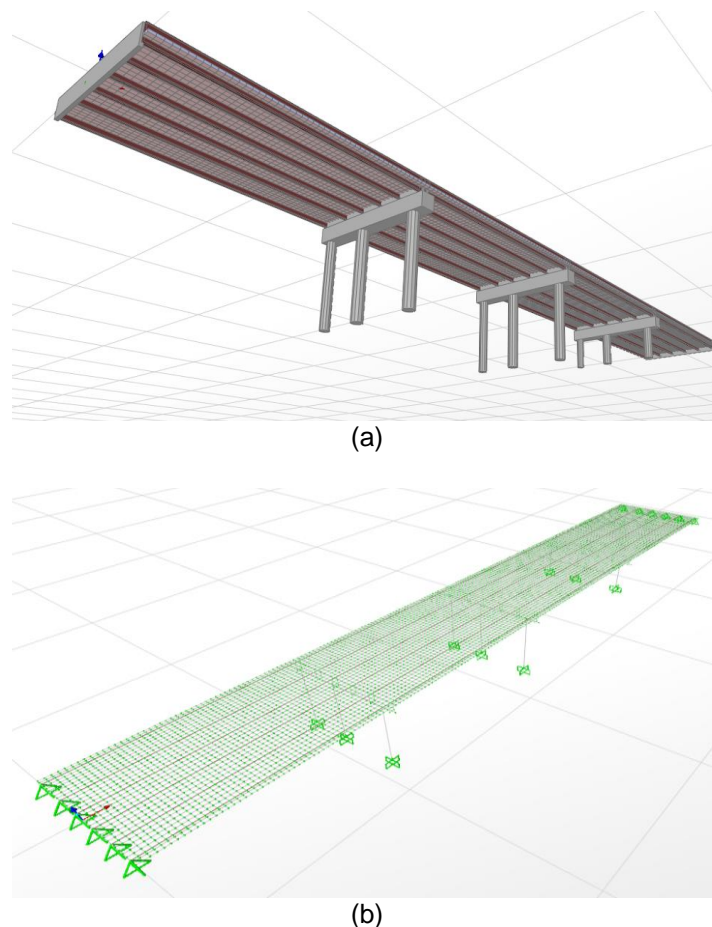
4.2.2 Ponte Poraquê

O modelo computacional utilizado para a análise estrutural estática e dinâmica da ponte foi desenvolvido utilizando o *software* comercial SAP2000®. Os pilares e as vigas (longarinas, transversinas e travessas) foram modelados através de elementos de barra (*frame*), enquanto as lajes do tabuleiro foram simuladas com elementos de casca (*shell*). Todas as dimensões adotadas seguiram as medidas especificadas em projeto, que foram validadas em campo na inspeção preliminar. Destaca-se, também, que os travamentos foram desconsiderados na simulação computacional.

As condições de contorno adotadas para a estrutura da ponte buscaram respeitar as hipóteses básicas identificadas durante a análise do projeto e da memória de cálculo. Nas extremidades do tabuleiro da ponte, as condições de apoio das longarinas (VA11 à VA16 e VA61 à VA66) foram representadas de maneira aproximada, com apoios de segundo gênero inseridos pontualmente no eixo dos aparelhos de apoio existentes nas travessas PI e PV, impedindo, assim, apenas as translações nas direções X, Y e Z.

Nos apoios centrais (travessas PII à PIV), foi assumido que as longarinas são biapoiadas e as lajes do tabuleiro são contínuas, hipótese essa que encontra suporte no detalhamento das armaduras e na memória de cálculo. No caso da ligação dos pilares com as fundações, assumiu-se ligações engastadas, com restrição tanto de translações quanto de rotações. A Figura 4.7 mostra imagens do modelo computacional, gerado para a análise estrutural da ponte.

Figura 4.6 - Modelo computacional utilizado para a análise estrutural da ponte | (a) Vista extrudada do modelo computacional | (b) Vista tridimensional da malha de elementos finitos com as condições de apoio adotadas



Fonte: Adaptado de Parecer técnico, Lima neto *et al*

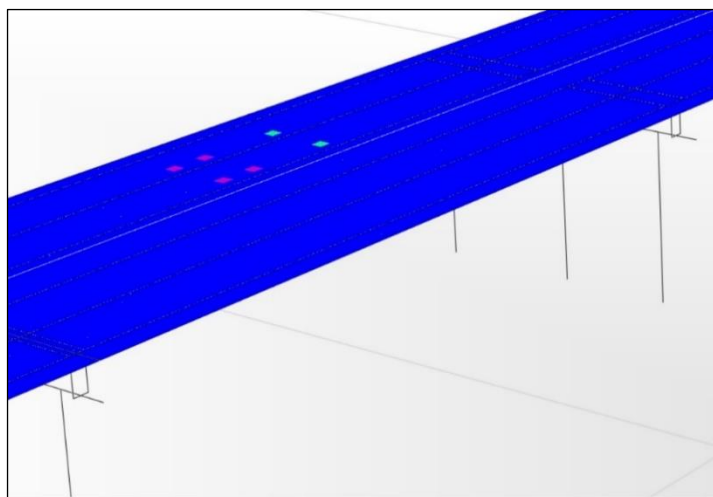
Para a prova de carga, foi aplicada no tabuleiro um trem-tipo conforme Tabela 4.1, representado da carga padrão do trem tipo normativo, estacionado em diversos pontos para a leitura dos aparelhos. No modelo computacional, a simulação desse carregamento foi feita com a aplicação de uma carga estática superficial simulando o contato entre as 6 rodas e o tabuleiro, em cada uma das posições realizadas no ensaio. É possível observar a aplicação do carregamento em 3 pontos distintos em que o veículo esteve posicionado no sentido transversal da ponte, conforme mostra Figura 4.8.

Tabela 4.1 - Carga consideradas na modelagem computacional

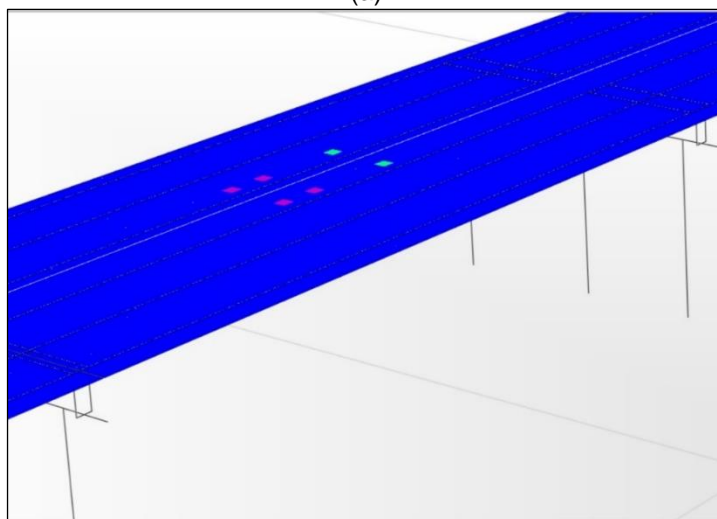
Ponte	%Trem-Tipo TB 45	Carga Aplicada (tf)
Arataú	82,26	37,18
Anapú	78,70	35,40
Poraquê	77,00	33,00

Fonte: autor, 2023

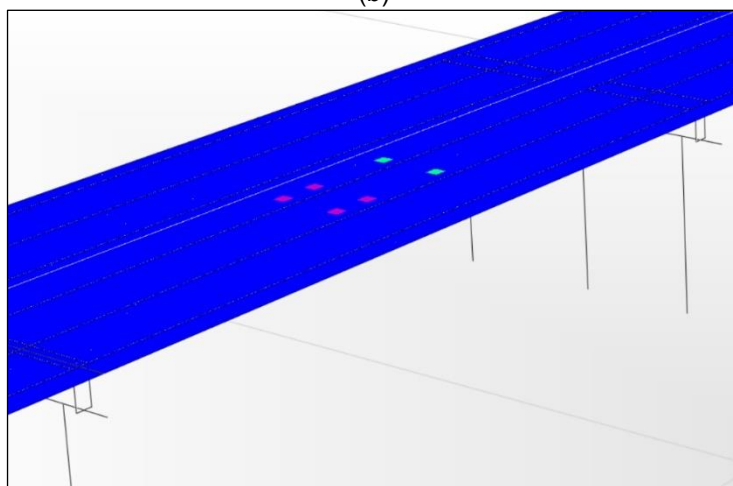
Figura 4.7 - Considerações do trem-tipo utilizadas na modelagem computacional | (a) ensaio 1 | (b) ensaio 2 | (c) ensaio 3



(a)



(b)



(c)

4.3 EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NAS PROVAS DE CARGA

O ensaio estático teve como objetivo coletar dados de deslocamento e deformação nos elementos estruturais. Nesse ensaio foram utilizados transdutores de deslocamentos (LVDT's), extensômetros elétricos para concreto, extensômetros elétricos para aço. Todos os dados dos instrumentos de medição foram captados por um módulo de aquisição de dados.

Para monitorar os deslocamentos dos elementos estruturais, foram utilizados 9 transdutores de deslocamentos (LVDT's), sendo monitorados os pontos centrais dos vãos de cada longarina, 1 LVDT posicionado na distância de 1/4 do vão da longarina central, 1 LVDT posicionado na junta de dilatação da ponte e 1 LVDT posicionado no aparelho de apoio da longarina com a transversina.

Foram utilizados um LVDT da marca Kyowa, sendo utilizado ainda 2 LVDT's da marca LD Sensor, sendo um LDS-50 com capacidade nominal de 51 mm e um LDS-100 com capacidade nominal de 100 mm, suas especificações constam na Tabela 4.2. Além desses, também foram utilizados 4 potenciômetros digitais com capacidade de medição de 50 mm.

Tabela 4.2 - Especificação do LVDT LD Sensor

Faixa do Modelo	Elementos	Tipo do Modelo	
		LDS - XX	
Descrição	Unidade	50	100
Deslocamento	mm	51	101
Peso	grama	180/200	320
Força de Uso	gf	50 - 250	120 - 400
Sensibilidade (nominal)	mV/mm	0.9/0.96	0.38
Saida FS (nominal)	mV/V	9.0/9.6	7.5

Fonte: Adaptado de Ld Sensor, 2021.

Para leitura de deformações nos elementos estruturais, foram adotados extensômetros de resistência elétrica da marca EXCEL Sensores, específicos para cada tipo de material. A Tabela 4.3 apresenta as características do extensômetro elétrico na superfície do aço e as especificações do extensômetro elétrico utilizado na superfície do concreto.

Tabela 4.3 - Especificação do Strain Gage para aço

IDENTIFICAÇÃO					DIMENSÕES			
BASE METAL	COMPENS. DE TEMP.	TAMANHO E FORMA	RESIST. ELÉTRICA (OHMS)	OPÇÕES	ESPAÇAMENTO DA GRELHA		ESPAÇAMENTO DA BASE	
					Comp. (mm)	Larg. (mm)	Comp. (mm)	Larg. (mm)
PA	6	125 BA	120	L	3	1,5	8	5
PA	6	1500 BA	120	L	40	3	49	9

Fonte: Adaptado de Excel Sensores, 2021

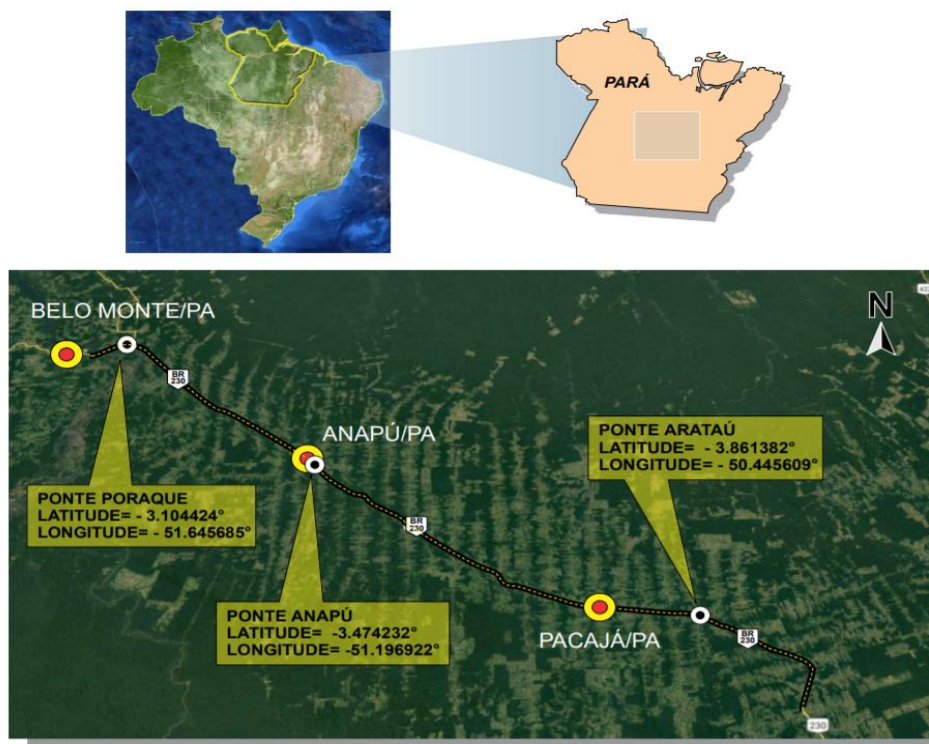
Os extensômetros elétricos foram posicionados em pontos específicos visando obter o comportamento dos elementos estruturais. Sendo que a partir das informações obtidas na análise computacional, definiu-se melhor os pontos a serem instrumentados.

Para captar as leituras provenientes dos sensores e instrumentos utilizados no ensaio utilizou-se o sistema de aquisição automática de dados modelo ADS-2000, da fabricante LYNX. Para estes ensaios foram utilizados dois módulos de aquisição compostos por 16 canais cada.

4.4 GEOMETRIA E CARACTERÍSTICAS DAS OAES ESTUDADAS

A geometria das OAE's sobre os rios Anapú, Puraquê e Arataú, são similares, salvaguarda os vãos em atendimento aos estudos hidrológicos, para um tempo de retorno (TR) de 100 anos, sendo todas paramétricas na égide de metodologia executiva, sendo assim descrevemos a localização geográfica, geometria da estrutura e característica das pontes mistas objeto deste trabalho.

Figura 4.8 - Planta de Situação das pontes estudadas



Fonte: Adaptado DNIT, 2022

4.4.1 PONTE SOBRE O RIO ARATAÚ

A Ponte sobre o rio Arataú, localizada no km 390,00 da BR 230/PA, apresenta um comprimento total de 168,00m, com estrutura mista de concreto armado, concreto protendido e aço. Sendo as longarinas compostas por perfis metálicos tipo *I*. A ponte apresenta uma estrutura existente a qual foi utilizada para compor a estrutural atual da ponte. A ponte apresenta 6 vãos, sendo os 4 vãos centrais com aproximadamente 30 metros de comprimento e os 2 vão das extremidades com aproximadamente 23 metros.

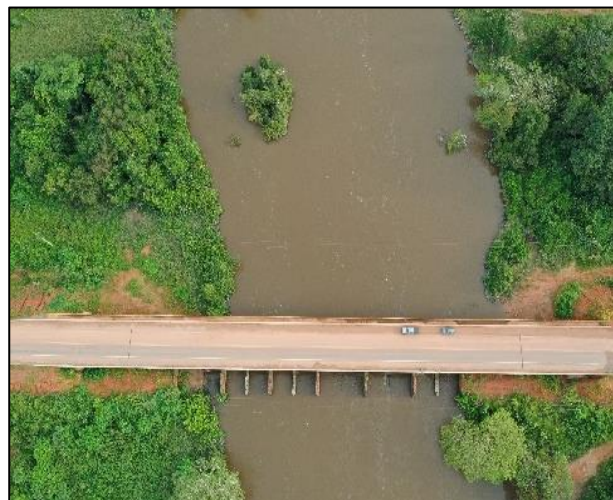
O tabuleiro da ponte apoia-se em longarinas metálicas e transversinas que transmitem os esforços para os 21 pilares, a largura da ponte é 14,30 m, compreendendo guarda-corpos, padrão New Jersey com base de 40 cm, passeio para pedestre de 1,50 m e acostamento de 2,5 m.

A superestrutura da ponte é constituída por lajes maciças apoiadas sobre vigas principais (longarinas) em perfis de aço tipo *I enrijecido*, que por sua vez são apoiadas sobre vigas auxiliares (travessas), executadas em concreto protendido. As travessas são ligadas a três pilares de seção circular formando pórticos. As fundações são de dois tipos: estaca raiz com bloco de coroamento e tubulão.

Figura 4.9 – Ponte sobre o Rio Arataú – Vista aérea



(a)



(b)



(c)



(d)

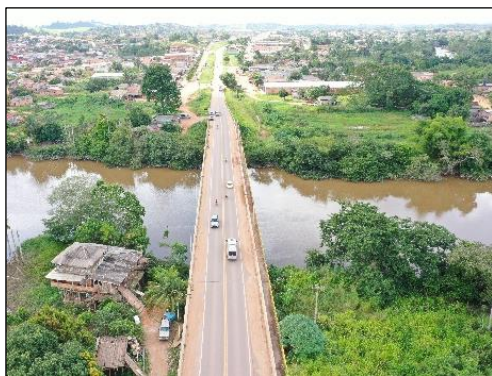
Fonte: Dados do Autor (2021)

4.4.2 PONTE SOBRE O RIO ANAPÚ

A ponte sobre o rio Anapú está localizada no km 498,100 da Rodovia BR-230/PA, na sede do município de Anapú/PA. A ponte que foi executada em estrutura mista, composta por longarinas de aço, pilares e transversinas de concreto armado, tendo sido projetada para um trem-tipo TB-45, possui um comprimento total de aproximadamente 162 m, compreendendo seis vãos isostáticos, sendo dois situados nas extremidades direcionadas no sentido Marabá/PA e Altamira/PA, com 21,10 m e 20,75 m, respectivamente, e os demais vãos centrais são simétricos de 30 m. A estrutura é composta por 7 transversinas, 3 pilares por transversinas e 6 longarinas de estrutura de aço, sendo 2 pré-existentes e 4 novas. A largura da ponte é 14,30 m, compreendendo guarda-corpos, padrão New Jersey com base de 40 cm, passeio para pedestre de 1,50 m e acostamento de 2,5 m.

A superestrutura da ponte é constituída por lajes maciças apoiadas sobre vigas principais (longarinas) em perfis de aço tipo “I enrijecido”, que por sua vez são apoiadas sobre vigas auxiliares (travessas), executadas em concreto protendido. As travessas são ligadas a três pilares de seção circular formando pórticos. As fundações são de dois tipos: estaca raiz com bloco de coroamento e tubulão.

Figura 4.10 – Ponte sobre o Rio Anapú – Vista aérea



(a)



(b)



(c)



(d)

Fonte: Dados do Autor (2021)

4.4.3 PONTE SOBRE O RIO PORAQUÊ

A ponte sobre o rio Poraquê está localizada no km 566,00 da Rodovia BR-230/PA, no município de Anapú/PA.

A construção foi executada em estrutura mista, aço e concreto armado, com seu arranjo possuindo um comprimento total de aproximadamente 98,30 metros, compreendendo quatro vãos, sendo dois vãos maiores simétricos de 24,15 metros de comprimento, localizados nos extremos da ponte, e outros dois, também, simétricos com medidas de 24,00 metros.

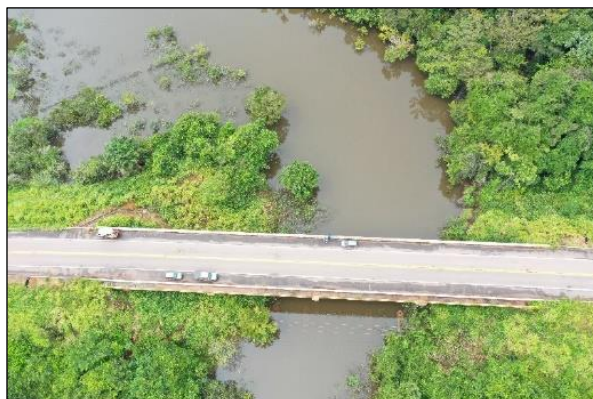
As extremidades, onde se situam os encontros com a rodovia, possuem largura de 12,80 metros; e, suas arestas, destinadas ao acostamento, possuem guarda-corpos com base de 40 centímetros cada, além desses, a lateral esquerda, no sentido Marabá – Altamira, possui um passeio com largura de 1,50 metro que se estende por todo o comprimento da obra.

A superestrutura da ponte é constituída, em cada um dos vãos, por lajes maciças apoiadas sobre 24 vigas principais (longarinas) em estrutura metálica com perfis Tipo *I enrijecido*, que por sua vez são apoiadas sobre vigas auxiliares (travessas), executadas em concreto protendido, que estão apoiadas em transversinas pré-existentes de concreto armado, transversalmente dispostas em relação ao seu eixo longitudinal. Sendo estas vigas apoiadas sobre pilares de seção circular. Já as fundações são de dois tipos, estaca raiz com bloco de coroamento e tubulão.

Figura 4.11 – Ponte sobre o Rio Poraquê - Vista aérea



(a)



(b)



(c)

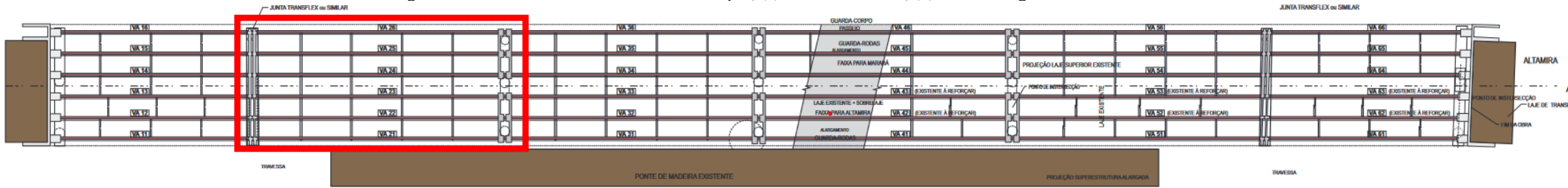


(d)

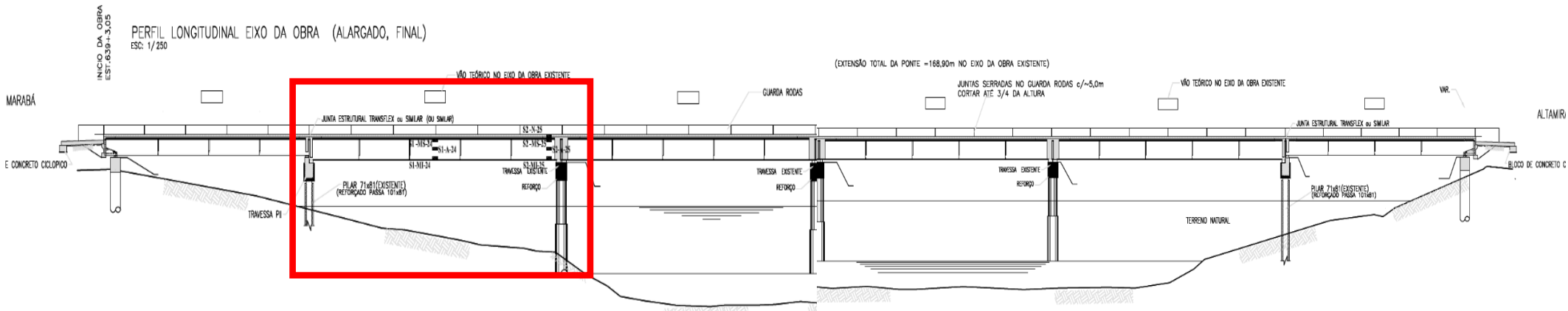
Fonte: Dados do Autor (2021)

Nas Figuras 4.13, 4.14 e 4.16, representamos planta, perfil longitudinal e seção transversal, onde apresenta-se a informações da geometria e projeto das pontes Arataú, Anapú e Poraquê, na Figura 4.15 temos a representação do Detalhamento das Vigas Longarinas metálicas das OAEs estudadas. Na Tabela 4.4, apresentou-se a especificação da geometria das pontes, com informações das dimensões da superestrutura das OAEs, de igual modo a Tabela 4.5, demonstra as especificações dos materiais utilizados nas pontes estudadas.

Figura 4.12 - Vista das Pontes Arataú e Anapú | (a) Planta da OAE | (b) Perfil Longitudinal

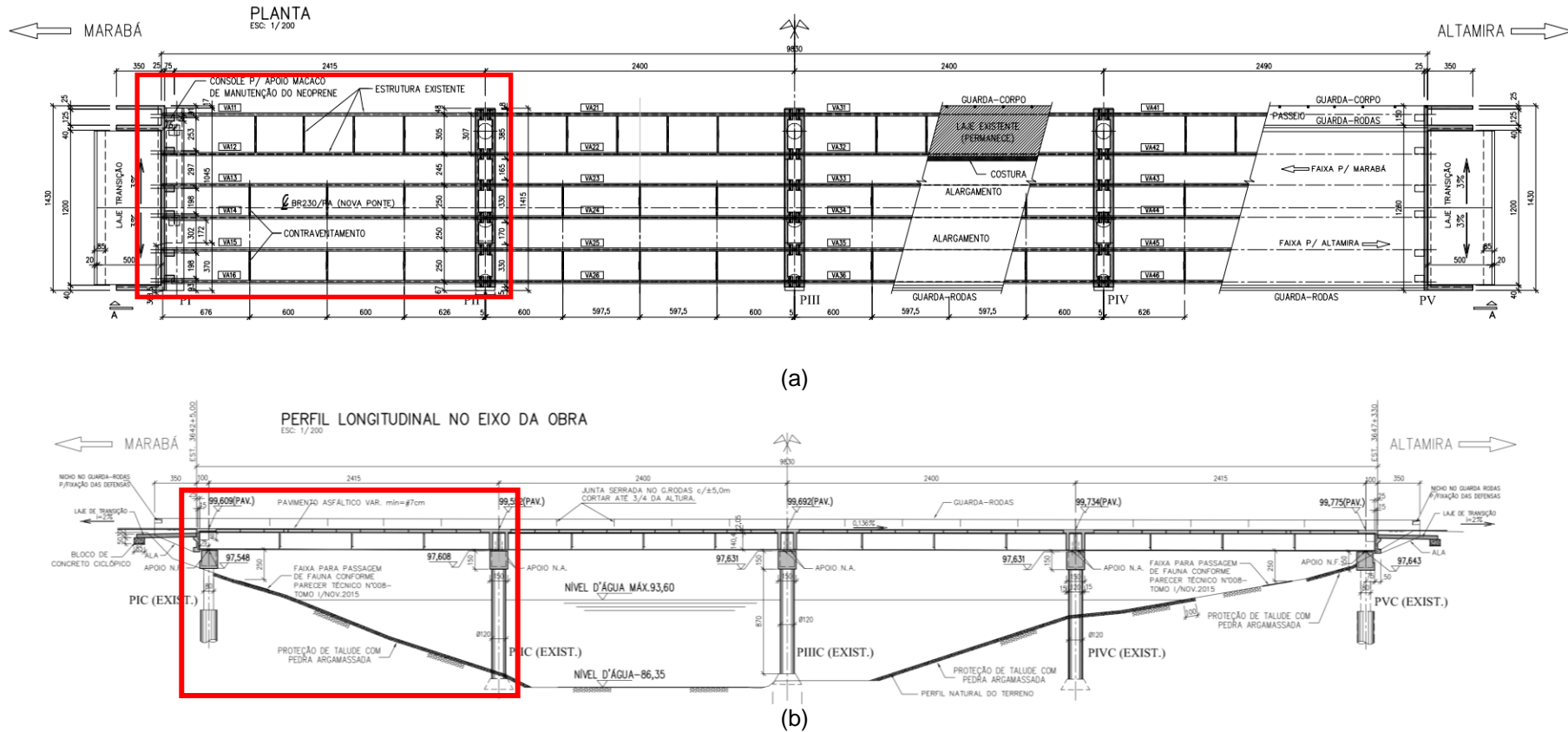


(a)



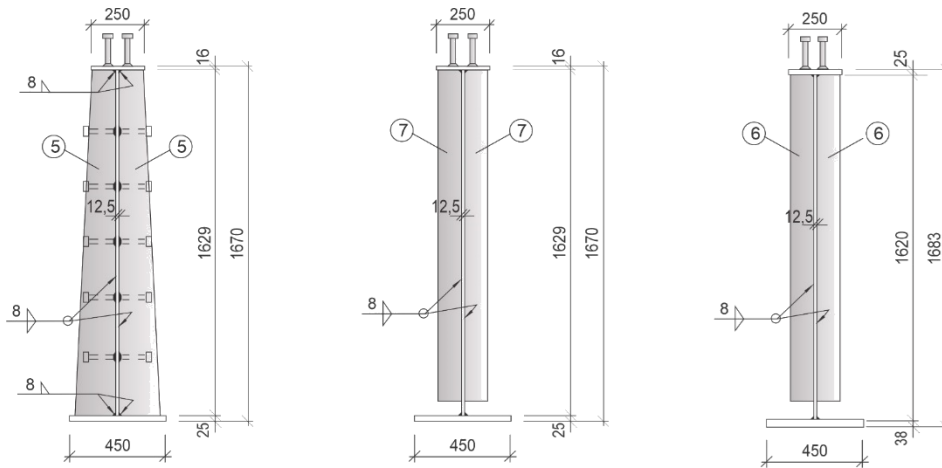
(b)

Figura 4.13 - Vista da Ponte Poraquê | (a) Planta da OAE | (b) Perfil Longitudinal

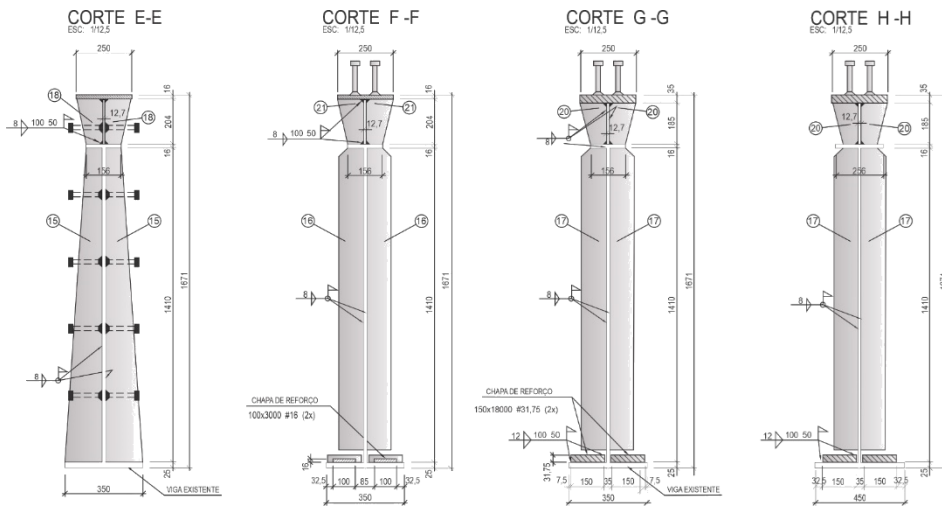


Fonte: DNIT(2017)

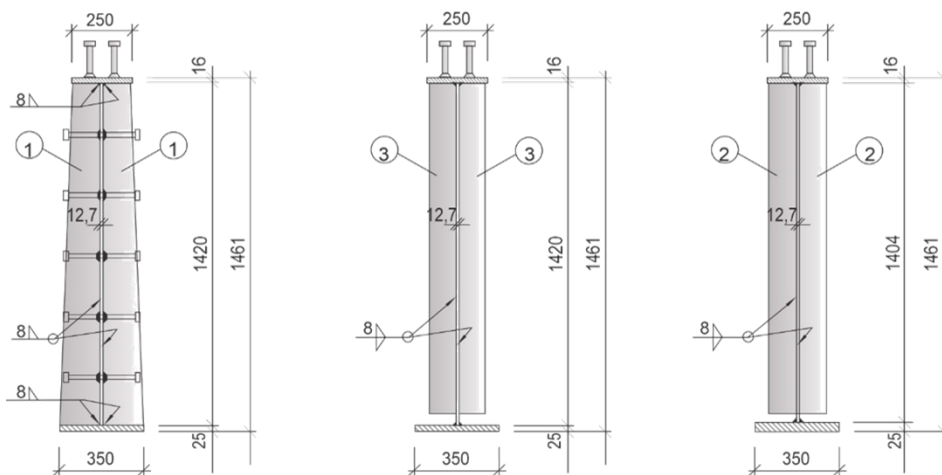
Figura 4.14 – Detalhamento das Vigas Longarinas | (a) Ponte Arataú | (b) Ponte Anapú | (c) Ponte Poraquê



(a)



(b)



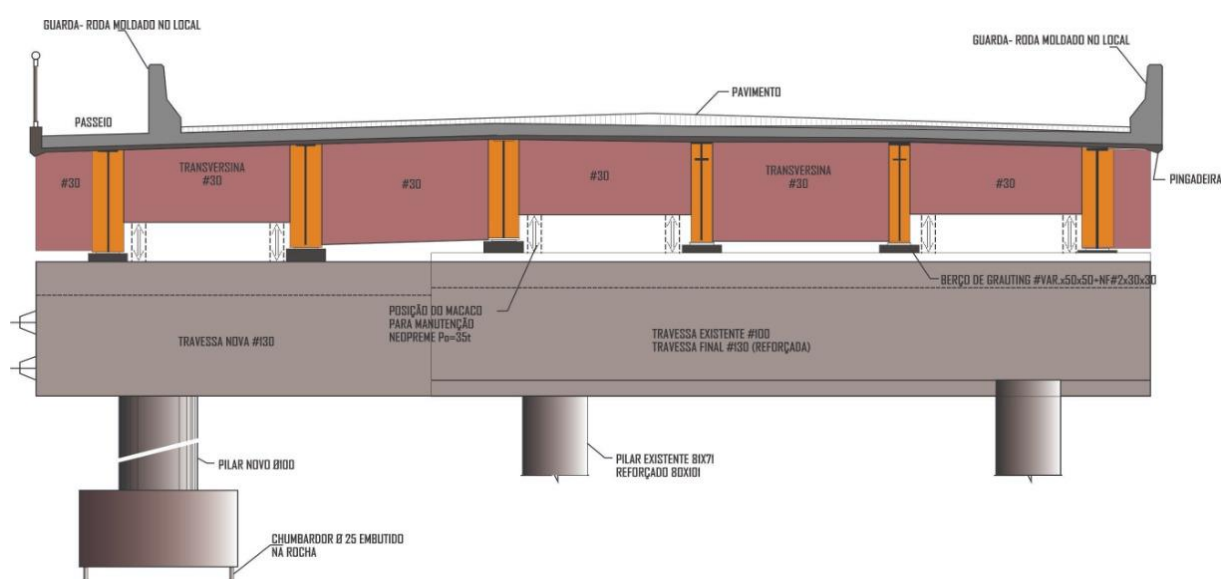
(c)

Tabela 4.4 - Especificação da geometria das pontes

	PONTE ARATAÚ	PONTE ANAPÚ	PONTE PORQUÊ
Comprimento(m)	168,00	168,00	98,00
Nº de vãos	6,00	6,00	4,00
Largura(m)	14,30	14,30	14,30
Vão Monitorado	2º	2º	1º
Passeio(m)	1,50	1,50	1,50
Comprimento Vão monitorado(m)	30,00	30,00	24,00
Acostamento(m)	2,50	2,50	2,50

Fonte: Autor (2017)

Figura 4.15 – Perfil Transversal – Seção tipo



Fonte: DNIT, 2017

Tabela 4.5 - Especificação dos materiais das pontes estudadas

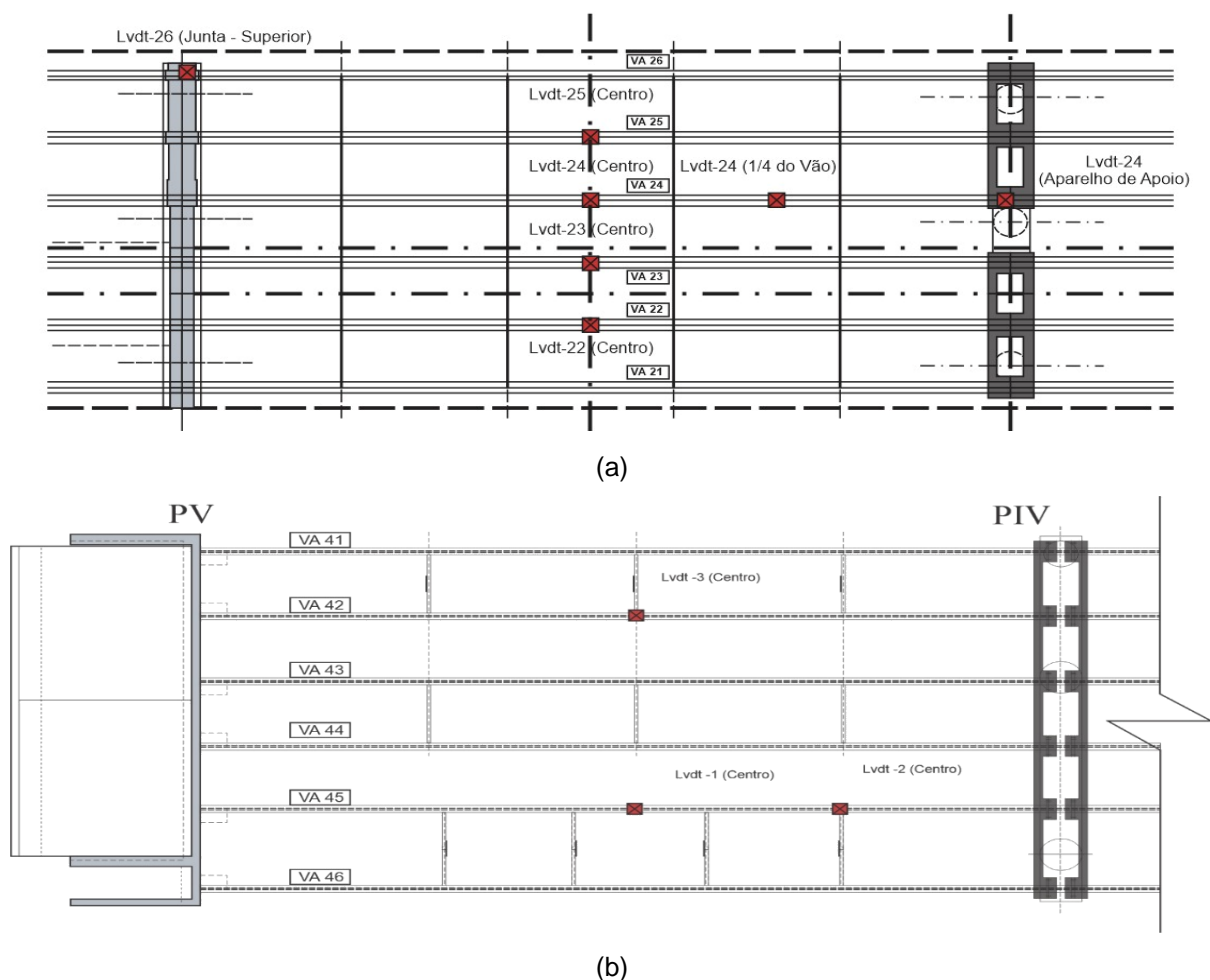
Material	Especificação
Aço Comum	CA – 50 /CA -60 fyk = 500/600 Mpa
Aço de Protensão	CP-190-RB fyp=190t/mm ²
Fundação	Estacas Injetadas tipo raiz Ø40cm, capacidade 98t.
Concreto: Lastro de Regularização	fck = 15 MPa
Bloco Fundação/ Pilares	30 MPa
Longarinas	Aço Estrutural Corten
Transversina de Apoio	30 MPa
Laje tabuleiro	30 MPa
Transversina de Entrada/ Alas	30 MPa
Defensas e laje de Aproximação	30 MPa

Fonte: DNIT (2017)

4.5 PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO DAS OAEs

Os LVDT's foram posicionados para detectar os deslocamentos no meio de cada longarina, e para a longarina e na posição de $\frac{1}{4}$ do vão da longarina VA24, também se utilizou potenciômetros para mensurar o deslocamento na junta de movimentação e no aparelho de apoio.

Figura 4.16 – Posicionamento dos LVDTs nas pontes | (a) Arataú e Anapú. | (b) Poraquê



Fonte: Autor (2022).

Neste viés informamos que a prévia da locação da instrumentação foi pré-definida após modelagem computacional e sendo definido o melhor posicionamento de acordo com análise dos esforços da estrutura global, nas Figuras 4.18.

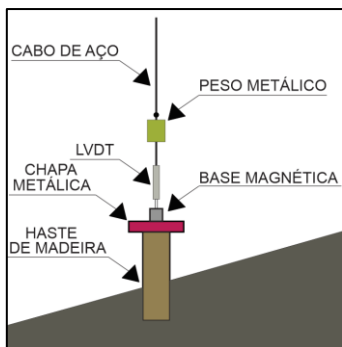
Figura 4.17 - LVDTs e potenciômetros posicionados na ponte Arataú



a) Centro das longarinas



b) Aparelho de apoio



c) Detalhamento

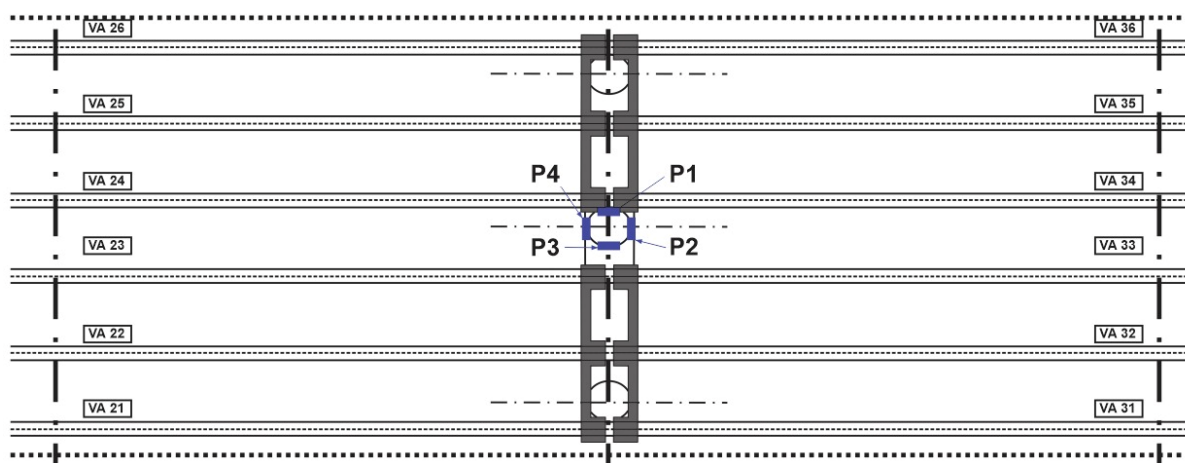


d) Junta

Fonte: Dados do Autor (2021)

O plano de instrumentação dos pilares considerou o pilar PIII central no qual foram monitoradas quatro barras, uma em cada canto do pilar. Sendo os extensômetros elétricos nomeados como P1, P2, P3 e P4, conforme exibido na Figura 4.19.

Figura 4.18 - Posicionamento dos extensômetros elétricos nas barras de aço do pilar PIII

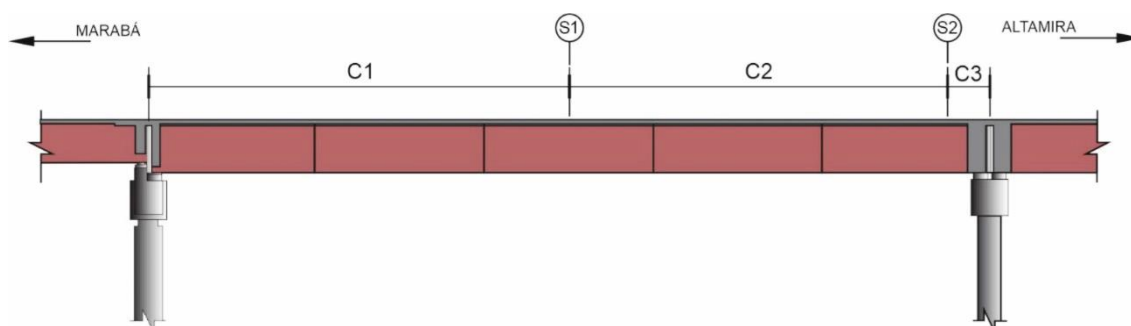


Fonte: Dados do Autor (2022).

Com relação ao acompanhamento das longarinas, os pontos monitorados foram especificados de acordo com a seção e o posicionamento das longarinas,

sendo monitoradas duas seções transversais. A seção S1 foi posicionada no meio do vão da longarina e a seção S2 próxima ao pilar PIII A Figura 4.20 ilustra o posicionamento das seções ao longo da longarina.

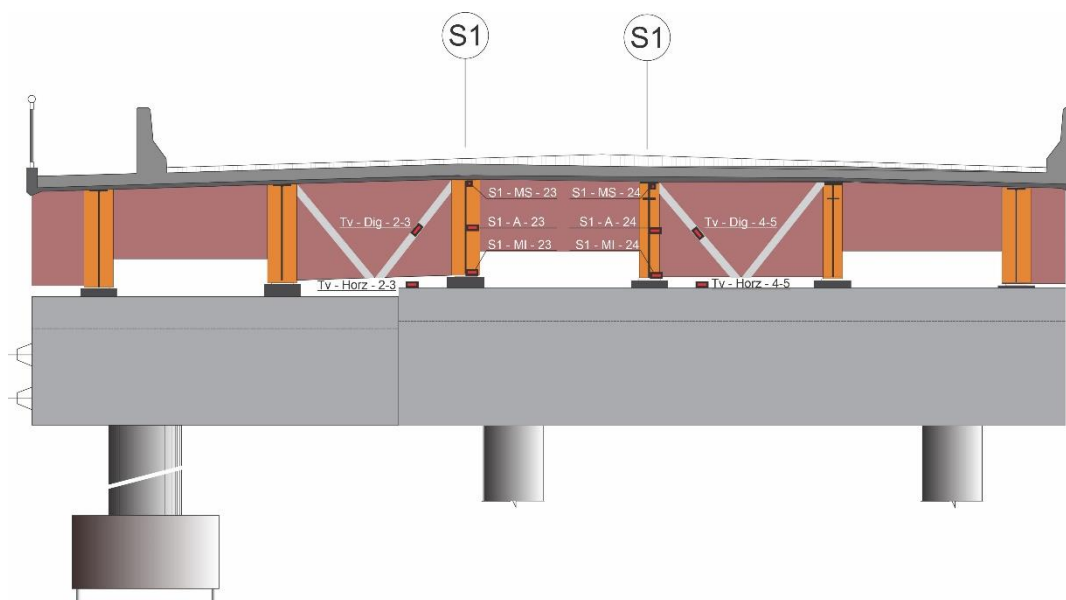
Figura 4.19 – Posicionamento das seções monitoradas das longarinas



Fonte: Adaptado de DNIT (2022).

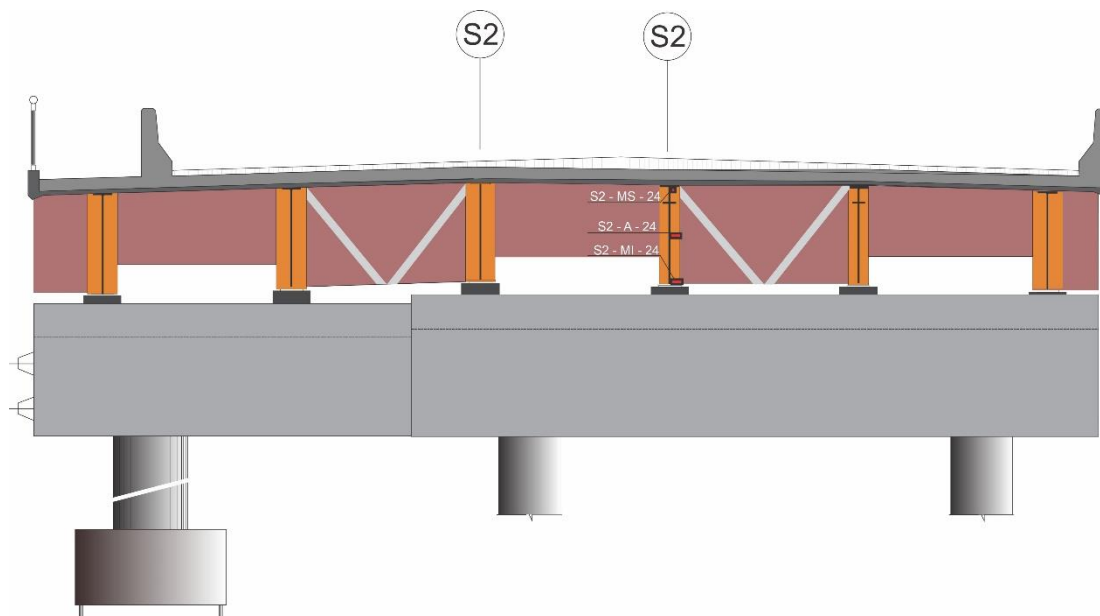
Os extensômetros elétricos foram posicionados na seção transversal com o objetivo de obter as variações de deformações de cada seção monitorada. As Figuras 4.21 e 4.22 demonstram as longarinas monitoradas e o posicionamento dos extensômetros elétricos nas seções mencionadas.

Figura 4.20 - Longarinas monitoradas e posicionamento dos extensômetros na seção S1



Fonte: Adaptado de DNIT (2022).

Figura 4.21 - Longarinas monitoradas e posicionamento dos extensômetros elétricos na seção S2

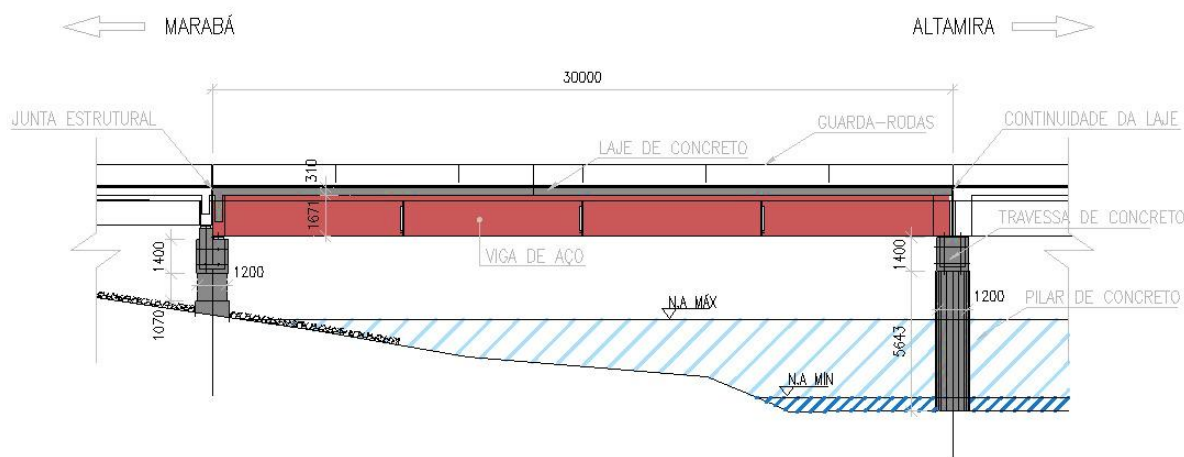


Fonte: Adaptado de DNIT (2022).

4.6 PLANO DE ENSAIOS DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA

As condições de contorno adotadas para a estrutura das pontes buscaram respeitar as hipóteses básicas identificadas durante a análise do projeto e da memória de cálculo. Nas extremidades do tabuleiro da ponte, as condições de apoio das longarinas foram representadas de maneira aproximada aos apoios de segundo gênero, inseridos pontualmente no eixo dos aparelhos de apoio existentes nas travessas impedindo, assim, apenas as translações nas direções X, Y e Z.

Figura 4.22– Detalhe do vão a ser monitorado na ponte Arataú



Fonte: Dados do Autor (2021).

Nos apoios centrais foi assumido que as longarinas são biapoiadas e as lajes do tabuleiro são contínuas, com exceção das lajes presentes entre as longarinas adjacentes aos apoios, onde há uma junta de dilatação. Essas hipóteses encontram suporte no detalhamento das armaduras e na memória de cálculo. No caso da ligação dos pilares com as fundações, assumiu-se ligações engastadas, com restrição tanto de translações quanto de rotações.

A prova de carga foi aplicada no tabuleiro um trem-tipo da carga padrão de um caminhão com carga conhecida, estacionado em diversos pontos para a leitura dos aparelhos. No modelo computacional, a simulação desse carregamento foi feita com a aplicação de uma carga estática superficial simulando o contato entre as 6 rodas e o tabuleiro, em cada uma das posições realizadas no ensaio.

O ensaio estático consistiu em posicionar o caminhão carregado com carga conhecida, em pontos específicos, pré-determinados sobre a OAE, servindo como carregamento estático ao longo de seu comprimento, a Tabela 4.6 apresenta a carga aplicada, com a devida equivalência ao trem-tipo TB 45.

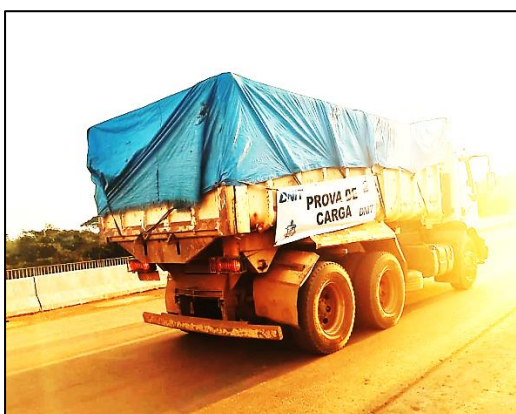
Tabela 4.6 - Cargas aplicadas no ensaio

Ponte	%Trem-Tipo TB 45	Carga Aplicada(tf)
Arataú	82,26	37,18
Anapú	78,70	35,40
Poraquê	77,00	33,00

Fonte: Autor (2023)

A Figura 4.24 mostra o caminhão posicionado durante a realização do ensaio estático e seu comprovante de pesagem.

Figura 4.23 - Execução do ensaio de carga estática (a) ponte Arataú | (b) ponte Anapú | (c) ponte Poraquê



BR 155 - Km 06 - Marabá / PA (94) 96163-1655		
DATA/HORA: 19/10/2021 18:00:01 - Oper.: ESCRITÓRIO		
TICKET Nº.: 3320	CAMINHÃO BASCULANTE	Destino/Procedência: ARTELESTE
Placa: HIM2851	Cavalo: HIM2851	Lote: TESTE
Motorista: FABIO CARVALHO PEREIRA		Fornecedor/Cliente: ROCHA ENGENHARIA LTDA
Produto: AREIA LAVADA MÉDIA		NOTA FISCAL: AREIAL PARANÁ
Transportadora: ARTELESTE		
Campo personalizado: CARREGADO		
OBS.: TESTE		
P. BRUTO: 37180 kg		PESO LÍQUIDO: 37180 kg
		Desconto: 0,000% - 0 kg Peso embalagem: 0 kg
Ass. Operador	Ass. Motorista	

(a)



ROCHA ENGENHARIA Ltda BR 230 - Km 06 - Altamira / PA (93) 98812-9020 / (94) 99132-4193		
TICKET DE BALANÇA - PESAGEM ÚNICA		
DATA/HORA: 19/10/2020 17:01:46 - Oper.: ESCRITÓRIO		
TICKET Nº.: 1315	CAMINHÃO BASCULANTE	Destino/Procedência: ARTELESTE
Placa: HIM2851	Cavalo: HIM2851	Lote: TESTE
Motorista: PEDRO PAULO PEREIRA MOTA		Fornecedor/Cliente: ROCHA ENGENHARIA LTDA
Produto: BRITA 01 19 MM		NOTA FISCAL:
Transportadora: ARTELESTE		
Campo personalizado: CARREGADO		
OBS.: TESTE		
P. BRUTO: 35450 kg	TARA: 11310 kg	PESO LÍQUIDO: 24140 kg
		Desconto: 0,000% - 0 kg Peso embalagem: 0 kg
		Liq. Corrigido: 24140 kg
Ass. Operador	Ass. Motorista	Operação: Expedição
Fotos da pesagem:		

(b)



ROCHA ENGENHARIA Ltda BR 230 - Km 06 - Altamira / PA (93) 98812-9020 / (94) 99132-4193		
TICKET DE BALANÇA - PESAGEM ÚNICA		
DATA/HORA: 23/09/2020 08:43:50 - Oper.: ESCRITÓRIO		
TICKET Nº.: 923	CAMINHÃO BASCULANTE	Destino/Procedência: TESTE
Placa: DWM1108	Cavalo: DWM1108	Lote:
Motorista: PEDRO PAULO PEREIRA MOTA		Fornecedor/Cliente: ROCHA ENGENHARIA LTDA
Produto: BRITA 01 19 MM		NOTA FISCAL:
Transportadora: ARTELESTE		
Campo personalizado: CARREGADO		
OBS.: TESTE NAS PONTES PENETECAL 2 JAKAREZINHO; DNIT/ARTELESTE		
P. BRUTO: 34690 kg	TARA: 12580 kg	PESO LÍQUIDO: 22110 kg
		Desconto: 0,000% - 0 kg Peso embalagem: 0 kg
		Liq. Corrigido: 22110 kg
Ass. Operador	Ass. Motorista	Operação: Expedição
Fotos da pesagem:		

(c)

Fonte: Dados do Autor (2021).

Os pontos foram nomeados de conforme Tabela 4.7 no sentido adotado de realização do ensaio. Estes pontos representam a posição do ponto médio entre os eixos traseiros do caminhão. O caminhão ficou parado em cada ponto por volta de 30 segundos para estabilização do carregamento e no meio do vão monitorado, o caminhão ficou posicionado durante 10 minutos.

Tabela 4.7 - Estações de ensaio

Ponte	Nº de estações	Sentido do ensaio
Arataú	11	Marabá-Altamira
Anapú	16	Marabá-Altamira
Poraquê	12	Marabá-Altamira

Fonte: Autor (2023)

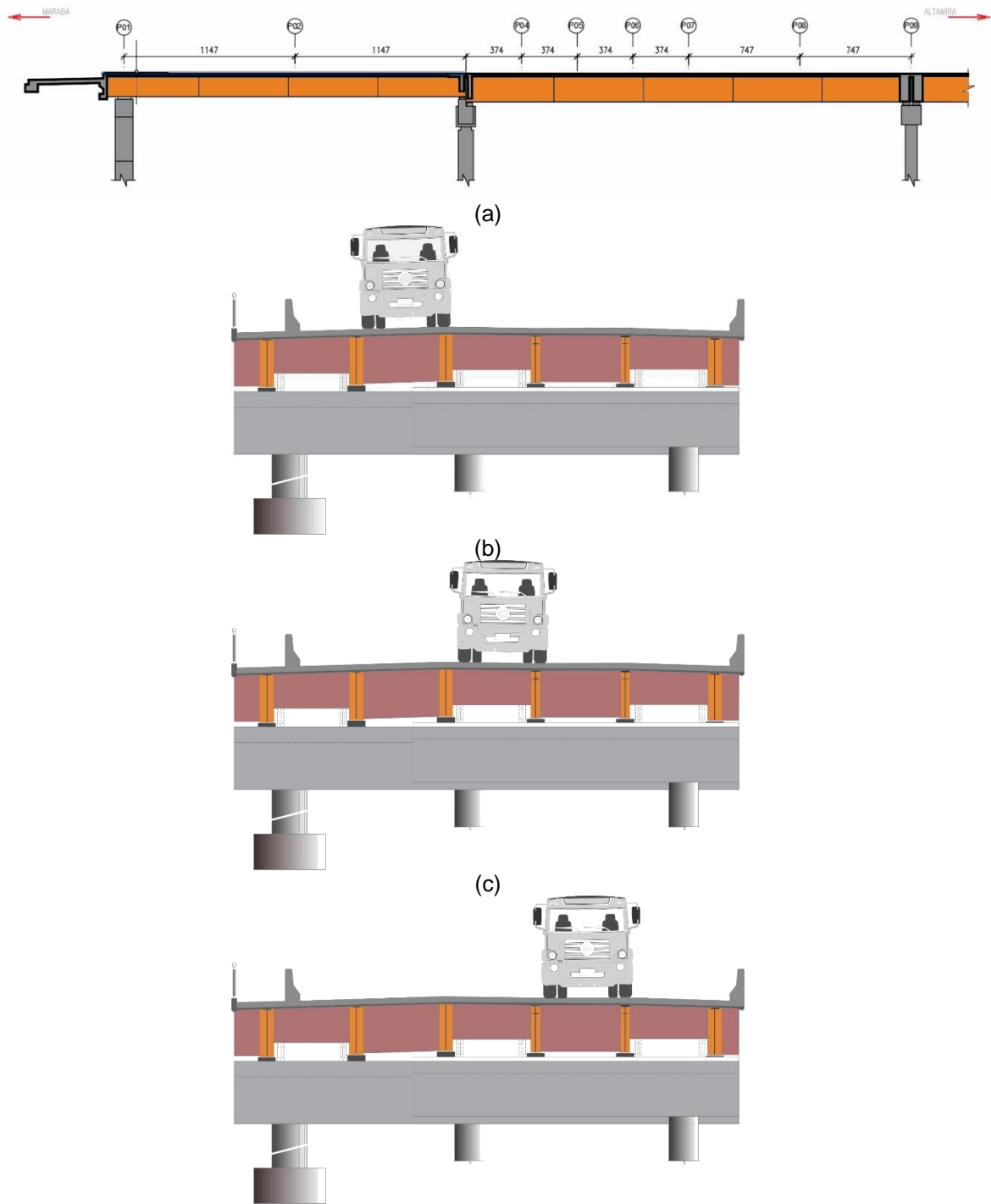
Os pontos de posicionamento do carregamento foram determinados conforme os vãos da ponte, sendo eles: pontos de apoio e 1/2 dos vãos não monitorados. A Figura 4.25 ilustra os pontos monitorados, assim como sua seção transversal com a posição do caminhão em cada ensaio realizado.

Foram realizados 3 ensaios de prova de carga estática, nas OAEs estudadas, sendo eles denominados como:

- Ensaio 01: caminhão percorreu todos os pontos no sentido Marabá para Altamira no sentido decrescente da rodovia – faixa esquerda da BR 230/Pa.
- Ensaio 02: caminhão percorreu todos os pontos no sentido Marabá para Altamira no eixo da ponte.
- Ensaio 03: caminhão percorreu todos os pontos no sentido Marabá para Altamira no sentido crescente da rodovia, faixa direita da BR 230/Pa.

A Figura 4.25 ilustra a metodologia executiva referente aos ensaios 01, 02 e 03, tão quanto a discretização das estações e vão monitorado das OAEs Arataú, Anapú e Poraquê

Figura 4.24 - Metodologia de ensaio estático com as estações de monitoramento ensaio estático
(a) | Ensaio 1 (b) | Ensaio 2 (c) | Ensaio 3 (d)



(d)
Fonte: Adaptado de DNIT (2022)

5 RESULTADOS

Aos resultados das provas de carga estática serão apresentadas as variações dos deslocamentos, deslocamento residual, deformações na seção das longarinas e, deformações nos pilares. Os resultados experimentais das provas de carga estática serão utilizados para confrontar as previsões teórico-computacionais de modo a validar os modelos utilizados, com posterior comparação as prescrições normativas ante citadas no presente trabalho.

5.1 ENSAIO EXPERIMENTAL

Como resultados de uma forma geral, a prova de carga estática permitiu a medição satisfatória das variações de deslocamento vertical, das deformações nas longarinas e nos travamentos. Apenas as variações de deformação nas armaduras do pilar apresentaram grande ruído, impossibilitando uma melhor análise da sua resposta sob carga.

Deste modo, a motivação da pesquisa experimental só pode fundamentar a correlação entre análise experimental e a análise computacional, com a devida confluência e estudo comparativo levando-se em consideração o normativo nacional e internacional, ao discorrer da presente pesquisa no alvitre dos resultados experimentais já realizados preliminarmente.

5.1.1 Deslocamento

A variação de deslocamento vertical ($\Delta\delta$), em função do tempo de início de cada ensaio, pode ser observada na Tabela 5.1. Esta variação representa apenas os deslocamentos causados pela passagem do caminhão, uma vez que os deslocamentos devido ao peso próprio não foram medidos na prova de carga. A Tabela 5.1 apresenta a de localização, no sentido de Marabá em direção à Altamira, do caminhão em função do tempo em cada ensaio para o correto entendimento dos efeitos de todos os gráficos deste tópico.

Tabela 5.1 - Posição e tempo do caminhão durante os ensaios | (a) ponte Arataú | (b) ponte Anapú | (c) ponte Poraquê

Ensaio		Posição (m)								
		0,0	11,2	22,4	26,2	29,9	33,6	37,4	44,9	52,4
Tempo (s)	Ensaio 1	47	98	144	193	223	277	311	1022	1065
	Ensaio 2	11	43	92	126	170	201	240	844	886
	Ensaio 3	39	64	101	131	169	194	219	845	874
Ensaio		Posição (m)								
		67,0	81,6	96,7	111,8	126,9	142,0	153,7	165,3	
Tempo (s)	Ensaio 1	1110	1146	1184	1218	1254	1291	1333	1374	
	Ensaio 2	925	971	1018	1105	1143	1210	1245	1276	
	Ensaio 3	928	962	1000	1035	1074	1112	1151	1197	

(a)

Ensaio		Posição (m)								
		0,0	10,5	21,0	22,0	28,5	36,0	43,5	51,0	66,0
Tempo (s)	Ensaio 1	28	79	127	168	215	265	335	385	436
	Ensaio 2	228	276	329	397	442	486	528	580	626
	Ensaio 3	263	318	366	414	466	513	559	602	652
Ensaio		Posição (m)								
		81,0	96,0	111,0	126,0	141,0	151,0	161,0	-	-
Tempo (s)	Ensaio 1	526	588	640	699	750	781	841	-	-
	Ensaio 2	669	716	773	826	879	921	961	-	-
	Ensaio 3	706	756	803	855	906	952	998	-	-

(b)

Ensaio		Posição (m)								
		0,0	12,0	24,0	36,0	48,0	60,0	72,0	73,0	78,0
Tempo (s)	Ensaio 1	29	77	114	150	192	226	267	301	342
	Ensaio 2	43	81	122	169	208	248	292	330	366
	Ensaio 3	38	78	134	179	220	257	300	333	366
Ensaio		Posição (m)								
		84,0	90,0	96,0	-	-	-	-	-	-
Tempo (s)	Ensaio 1	383	427	462	-	-	-	-	-	-
	Ensaio 2	406	442	478	-	-	-	-	-	-
	Ensaio 3	406	437	476	-	-	-	-	-	-

(c)

Fonte: Dados do Autor (2022).

A Tabela 5.2 representa os valores de deslocamento aferidos nos 03 ensaios, onde demonstra-se o deslocamento em função da posição do trem-tipo utilizado no experimento. A área hachurada demonstra o vão instrumentado, onde conseqüentemente obteve-se os maiores de variação de deslocamento ($\Delta\delta$).

Tabela 5.2 – Valores de deslocamento x posição do trem-tipo| (a) ponte Arataú.| (b) ponte Anapú | (c) ponte Porquê

Posição		Ensaio 1 - Guarda Rodas						
		Tempo			Deslocamento(mm)			
Estação	m	min	seg	Total(S)	Viga 2	Viga 3	Viga 4	Viga 5
1	0	0	47	47	0,017	0	-0,013	-0,014
2	11,2	1	38	98	0,081	0,064	0,01	-0,014
3	22,4	2	24	144	-0,182	-0,246	-0,152	-0,041
4	26,15	3	13	193	-1,712	-2,077	-1,33	-0,583
5	29,9	3	43	223	-2,957	-3,595	-2,199	-0,963
6	33,65	4	37	277	-4,043	-4,941	-2,876	-1,22
7	37,4	5	11	311	-4,339	-5,268	-2,99	-1,275
8	44,9	17	2	1022	-2,795	-3,39	-2,101	-0,847
9	52,4	17	45	1065	-0,239	-0,448	-0,283	-0,082
10	67	18	30	1110	0,108	-0,034	-0,027	0,003
11	81,6	19	6	1146	0,131	-0,024	-0,007	0,01
12	96,7	19	44	1184	0,124	-0,037	-0,003	0,021
13	111,8	20	18	1218	0,121	-0,037	-0,003	0,014
14	126,9	20	54	1254	0,124	-0,034	-0,003	0,034
15	142	21	31	1291	0,138	-0,037	-0,007	0,038
16	153,65	22	13	1333	0,121	-0,037	-0,013	0,062
17	165,3	22	54	1374	0,128	-0,037	-0,064	0,123

Posição		Ensaio 2 - Meio da Ponte						
		Tempo			Deslocamento(mm)			
Estação	m	min	seg	Total(S)	Viga 2	Viga 3	Viga 4	Viga 5
1	0	0	11	11	0,01	-0,017	-0,007	0
2	11,2	0	43	43	0,034	0,013	0,024	0
3	22,4	1	32	92	-0,276	-0,461	-0,434	-0,216
4	26,15	2	6	126	-1,285	-2,08	-1,862	-0,998
5	29,9	2	50	170	-2,227	-3,669	-3,219	-1,649
6	33,65	3	21	201	-3,011	-5,163	-4,26	-2,173
7	37,4	4	0	240	-3,149	-5,587	-4,647	-2,293
8	44,9	14	4	844	-1,991	-3,538	-3,172	-1,676
9	52,4	14	46	886	-0,108	-0,31	-0,209	-0,103
10	67	15	28	928	0,074	-0,034	0,074	0,069
11	81,6	16	2	962	0,094	-0,013	0,074	0,089
12	96,7	16	40	1000	0,071	-0,047	0,02	0,048
13	111,8	17	15	1035	0,074	-0,04	0,061	0,069
14	126,9	17,5	23,5	1073,5	0,091	-0,024	0,057	0,082
15	142	18	32	1112	0,091	-0,02	0,061	0,079
16	153,65	19	11	1151	0,091	-0,024	0,071	0,086
17	165,3	19	57	1197	0,084	-0,027	0,064	0,079

Posição		Ensaio 3 – Passeio						
		Tempo			Deslocamento(mm)			
Estação	m	min	seg	Total(S)	Viga 2	Viga 3	Viga 4	Viga 5
1	0	0	39	39	-0,003	0,01	0,003	0
2	11,2	1	4	64	-0,01	0	0,024	0,01
3	22,4	1	41	101	-0,165	-0,36	-0,505	-0,405
4	26,15	2	11	131	-0,696	-1,501	-2,152	-1,687
5	29,9	2	49	169	-1,14	-2,484	-3,708	-2,828
6	33,65	3	14	194	-1,517	-3,346	-5,186	-3,798
7	37,4	3	39	219	-1,568	-3,534	-5,644	-4,097
8	44,9	14	5	845	-1,416	-3,177	-4,933	-3,637
9	52,4	14	34	874	-0,057	-0,205	-0,317	-0,278
10	67	15	25	925	0,04	-0,01	-0,088	-0,099
11	81,6	16	11	971	0,061	-0,003	-0,064	-0,086
12	96,7	16	58	1018	0,05	-0,007	-0,077	-0,086
13	111,8	18	25	1105	0,067	0,003	-0,074	-0,072
14	126,9	19	3	1143	0,064	-0,007	-0,061	-0,055
15	142	20	10	1210	0,057	-0,003	-0,047	-0,045
16	153,65	20	45	1245	0,061	0,007	-0,047	-0,051
17	165,3	21	16	1276	0,054	-0,007	-0,044	-0,051

VÃO MONITORADO

(a)

Posição		Ensaio 1 - Guarda Rodas						
		Tempo			Deslocamento(mm)			
Estação	m	min	seg	Total(S)	Viga 2	Viga 3	Viga 4	Viga 5
1	0	0	28	28	-0,008	-0,028	-0,028	0,026
2	10,5	1	19	79	0,008	0,116	0,096	0,034
3	21	2	7	127	-0,275	-0,242	-0,24	-0,103
4	22	2	48	168	-0,74	-0,853	-0,747	-0,291
5	28,5	3	35	215	-2,093	-2,782	-2,083	-0,784
6	36	4	25	265	-2,816	-3,95	-2,684	-1,054
7	43,5	5	35	335	-1,525	-2,104	-1,539	-0,681
8	51	6	25	385	-0,037	-0,104	0,003	-0,017
9	66	7	16	436	0,386	0,361	0,427	0,219
10	81	8	46	526	0,033	0,009	0,126	0,064
11	96	9	48	588	-0,049	0,061	0,052	0,026
12	111	10	40	640	0,004	-0,04	0,132	0,103
13	126	11	39	699	0,021	-0,018	0,118	0,077
14	141	12	30	750	0,021	-0,012	0,132	0,081
15	151	13	1	781	0,029	-0,006	0,111	0,064
16	161	14	1	841	0,025	-0,012	0,128	0,086

Posição		Ensaio 2 - Meio da Ponte						
		Tempo			Deslocamento(mm)			
Estação	m	min	seg	Total(S)	Viga 2	Viga 3	Viga 4	Viga 5
1	0	3	48	228	-0,008	0,000	0,008	0,030
2	10,5	4	36	276	0,008	0,073	0,092	0,086
3	21	5	29	329	-0,197	-0,373	-0,463	-0,206
4	22	6	37	397	-0,366	-0,676	-0,832	-0,36
5	28,5	7	22	442	-1,246	-2,486	-3,197	-1,371
6	36	8	6	486	-1,620	-3,412	-4,466	-1,834
7	43,5	8	48	528	-0,970	-1,838	-2,415	-1,153
8	51	9	40	580	-0,127	-0,177	-0,201	-0,103
9	66	10	26	626	0,288	0,382	0,489	0,343
10	81	11	9	669	0,008	-0,003	0,100	0,056
11	96	11	56	716	-0,016	-0,049	0,028	0,013
12	111	12	53	773	0,000	-0,024	0,080	0,051
13	126	13	46	826	0,021	0,040	0,077	0,056
14	141	14	39	879	0,008	0,034	0,080	0,069
15	151	15	21	921	0,008	0,031	0,074	0,069
16	161	16	1	961	0,016	0,031	0,069	0,047

Posição		Ensaio 3 – Passeio						
		Tempo			Deslocamento(mm)			
Estação	m	min	seg	Total(S)	Viga 2	Viga 3	Viga 4	Viga 5
1	0	4	23	263	-0,008	-0,018	-0,026	-0,026
2	10,5	5	18	318	-0,016	0,024	0,028	0,009
3	21	6	6	366	-0,095	-0,257	-0,404	-0,343
4	22	6	54	414	-0,193	-0,434	-0,741	-0,634
5	28,5	7	46	466	-0,539	-1,498	-2,819	-2,297
6	36	8	33	513	-0,658	-1,853	-3,742	-3,197
7	43,5	9	19	559	-0,456	-1,159	-2,162	-1,881
8	51	10	2	602	-0,058	-0,079	-0,19	-0,227
9	66	10	52	652	0,127	0,309	0,456	0,403
10	81	11	46	706	0,000	0,024	0,051	-0,004
11	96	12	36	756	-0,062	-0,043	-0,031	-0,111
12	111	13	23	803	-0,058	-0,015	0,013	-0,043
13	126	14	15	855	-0,045	-0,028	-0,011	-0,056
14	141	15	6	906	-0,016	-0,018	0,013	-0,06
15	151	15	52	952	-0,008	-0,012	0,008	-0,077
16	161	16	38	998	-0,016	-0,006	0,016	-0,056
VÃO MONITORADO								

(b)

Posição		Ensaio 1 - Lado Novo					
		Tempo			Deslocamento(mm)		
Estação	m	min	seg	Total(S)	1 - Ant.	2 - Ant.	3 - Novo
1	0	0	29	29	-0,028	0,017	0,000
2	12	1	17	77	-0,003	0,000	-0,008
3	24	1	54	114	-0,123	0,017	0,004
4	36	2	30	150	-0,026	0,000	-0,008
5	48	3	12	192	-0,113	0,004	-0,008
6	60	3	46	226	-0,033	0,126	0,309
7	72	4	27	267	0,206	-0,021	-0,008
8	73	5	1	301	0,032	-0,126	-0,239
9	78	5	42	342	-0,007	-0,358	-1,093
10	84	6	23	383	-0,435	-0,446	-1,604
11	90	7	7	427	-0,555	-0,312	-1,225
12	96	7	42	462	-0,492	-0,067	-0,231

Posição		Ensaio 2 - Meio da Ponte					
		Tempo			Deslocamento(mm)		
Estação	m	min	seg	Total(S)	1 - Ant.	2 - Ant.	3 - Novo
1	0	0	43	43	-0,311	-0,021	-0,016
2	12	1	21	81	0,022	-0,008	0,012
3	24	2	2	122	0,209	0,000	0,008
4	36	2	49	169	0,374	-0,034	0,000
5	48	3	28	208	0,706	0,004	0,016
6	60	4	8	248	0,911	0,185	0,214
7	72	4	52	292	1,123	-0,076	0,008
8	73	5	30	330	0,621	-0,190	-0,124
9	78	6	6	366	-0,056	-0,606	-0,627
10	84	6	46	406	-0,710	-0,699	-0,915
11	90	7	22	442	-0,834	-0,459	-0,660
12	96	7	58	478	-0,661	-0,063	-0,124

Posição		Ensaio 3 - Lado Antigo					
		Tempo			Deslocamento(mm)		
Estação	m	min	seg	Total(S)	1 - Ant.	2 - Ant.	3 - Novo
1	0	0	38	38	0,032	0,008	0,008
2	12	1	18	78	0,354	0,017	0,012
3	24	2	14	134	0,383	0,008	0,025
4	36	2	59	179	0,134	-0,034	0,012
5	48	3	40	220	-0,071	0,025	0,025
6	60	4	17	257	-0,012	0,261	0,074
7	72	5	0	300	0,094	-0,215	0,058
8	73	5	33	333	0,340	-0,404	0,066
9	78	6	6	366	0,241	-1,251	-0,062
10	84	6	46	406	-1,404	-1,230	-0,140
11	90	7	17	437	-1,971	-0,640	-0,132
12	96	7	56	476	-1,460	-0,076	-0,033

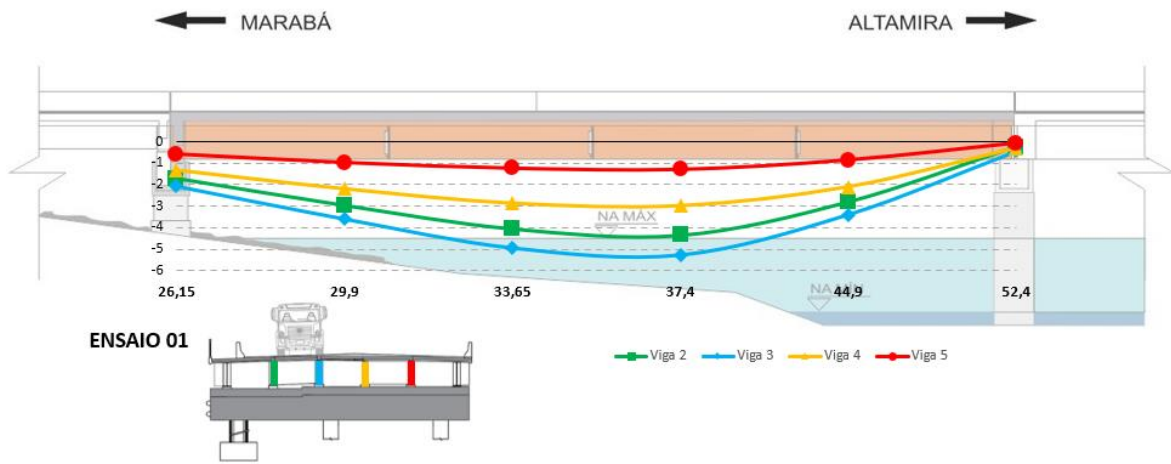
VÃO MONITORADO

(c)

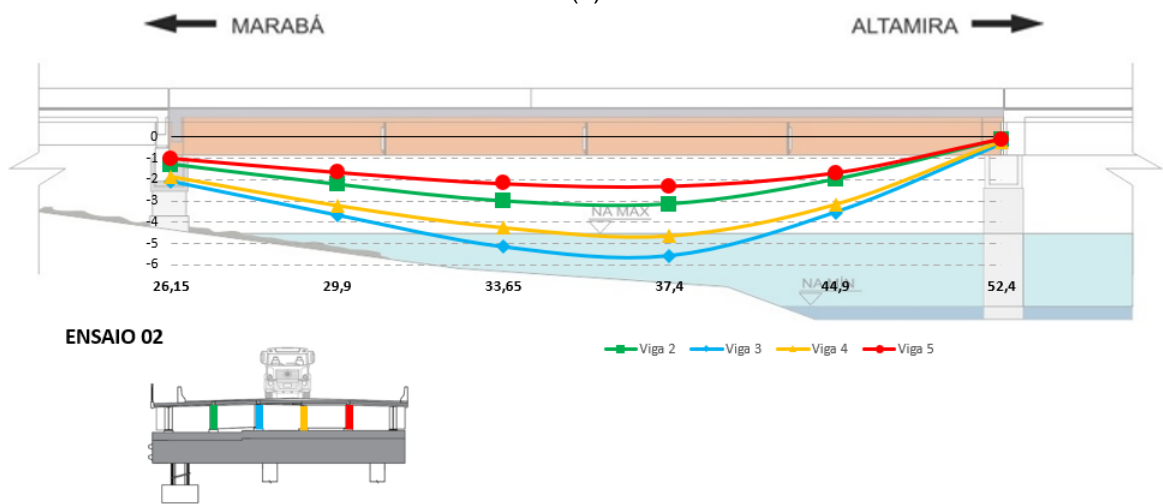
Os Gráficos 5.1, 5.2 e 5.3 mostram os deslocamentos nos vãos monitorados de acordo com a instalação dos LVDT's nas longarinas metálicas, onde observa-se que o maior deslocamento ocorreu no meio do vão nas OAEs sobre os rios Arataú e Anapú, sendo já previsto na modelagem computacional, e que o maior deslocamento absoluto medido foi de 5,64 mm na ponte sobre o rio Arataú.

No caso da ponte Poraquê onde fora instalado um número menor de LVDT's, apenas em 02 nas vigas longarinas, os valores apresentados no gráfico tiveram um comportamento que difere da modelagem computacional tanto na distribuição da carga quanto no gráfico deslocamento x extensão do vão monitorado, ficando desconforme em relação as OAE's sobre os rios Arataú e Anapú.

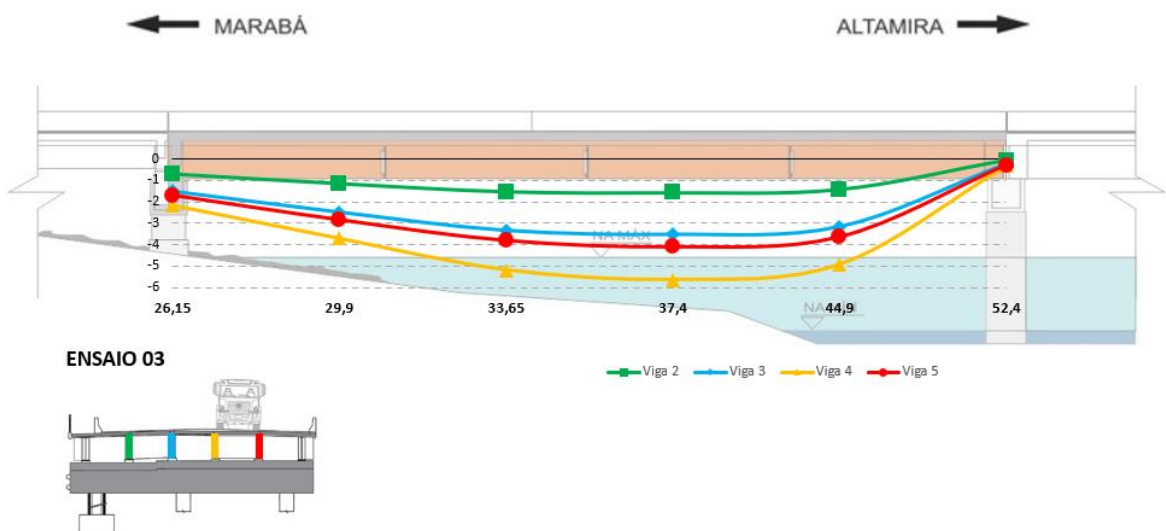
Gráfico 5.1 - Deslocamentos Verticais – Ponte Arataú: (a) Ensaio 1 | (b) Ensaio 2 | (c) Ensaio 3



(a)



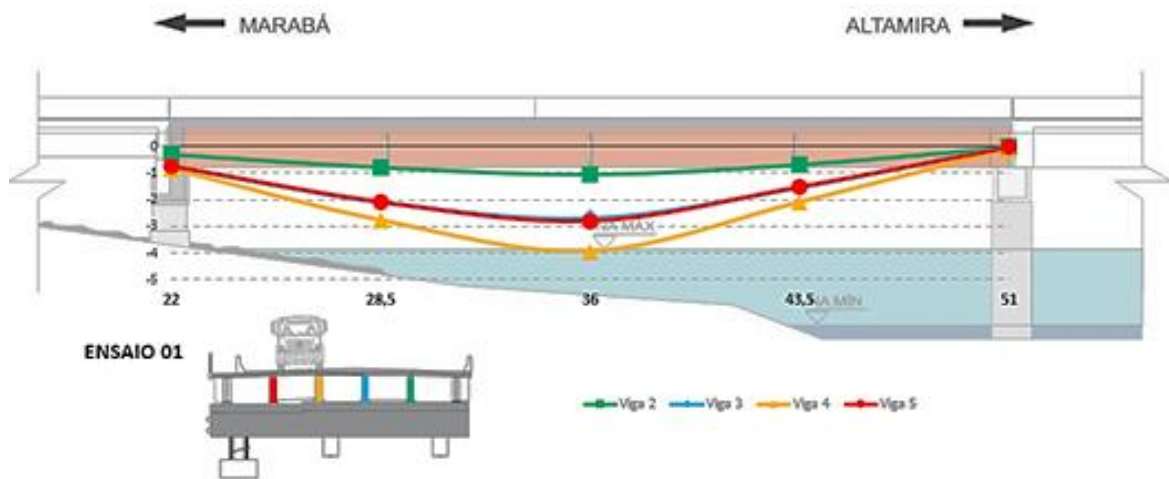
(b)



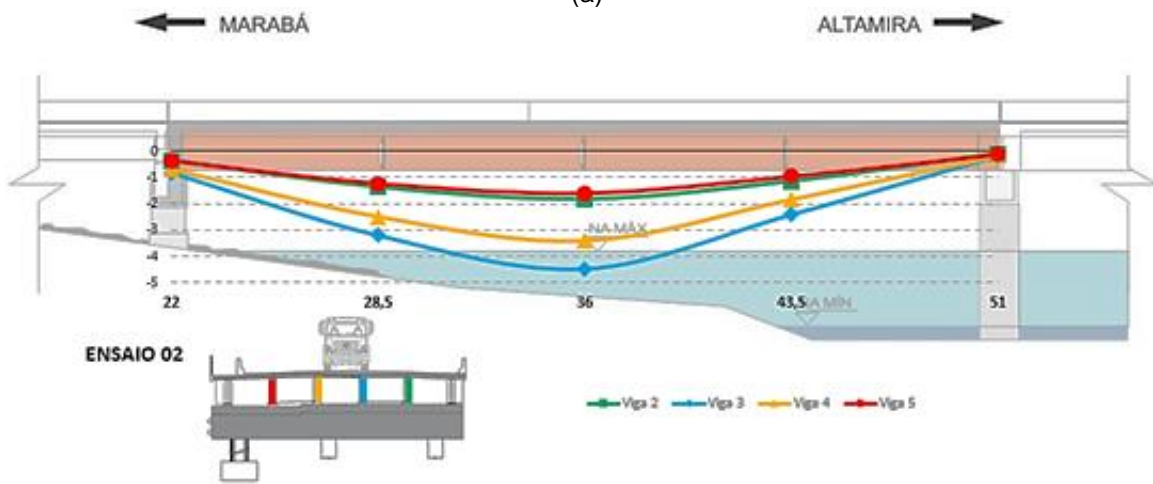
(c)

Fonte: Dados do Autor (2022).

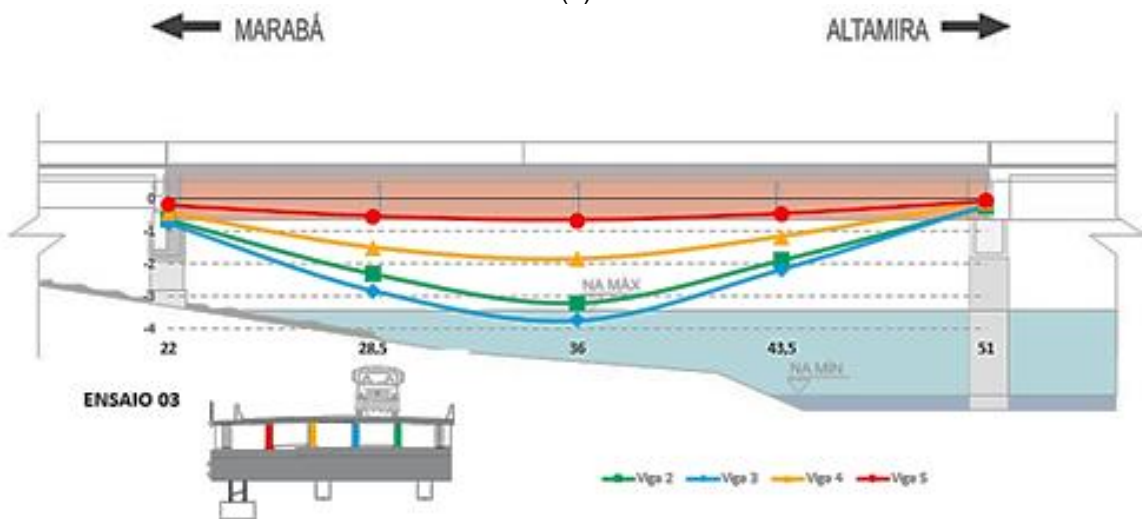
Gráfico 5.2 - Deslocamentos Verticais – Ponte Anapú: (a) Ensaio 1; (b) Ensaio 2; (c) Ensaio 3



(a)



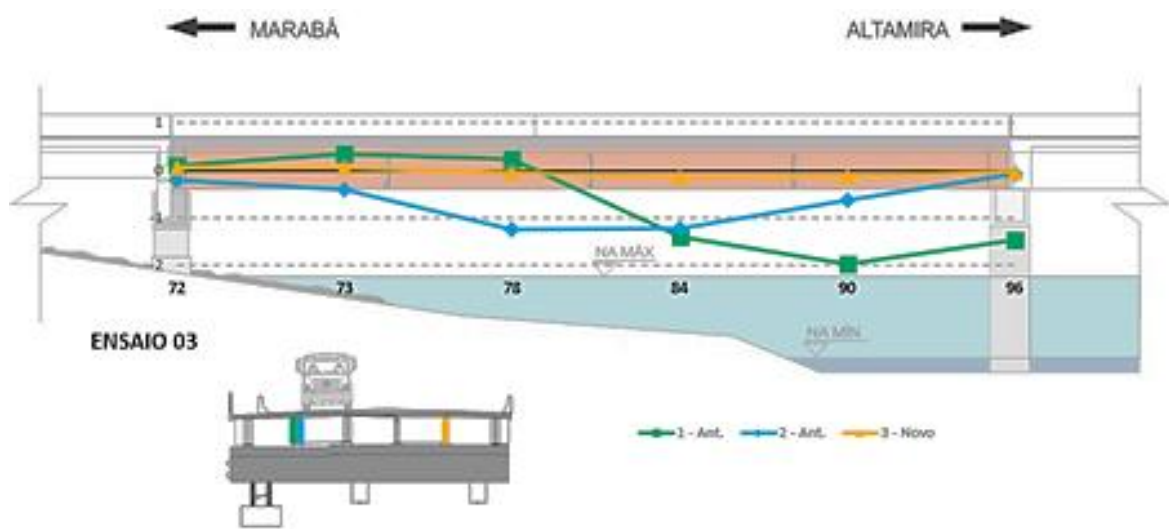
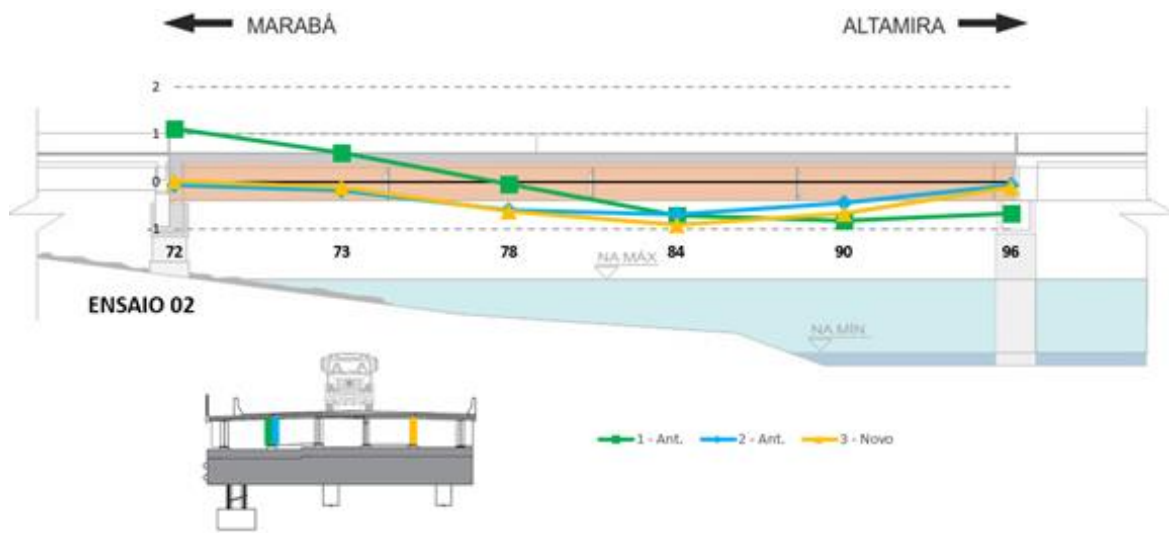
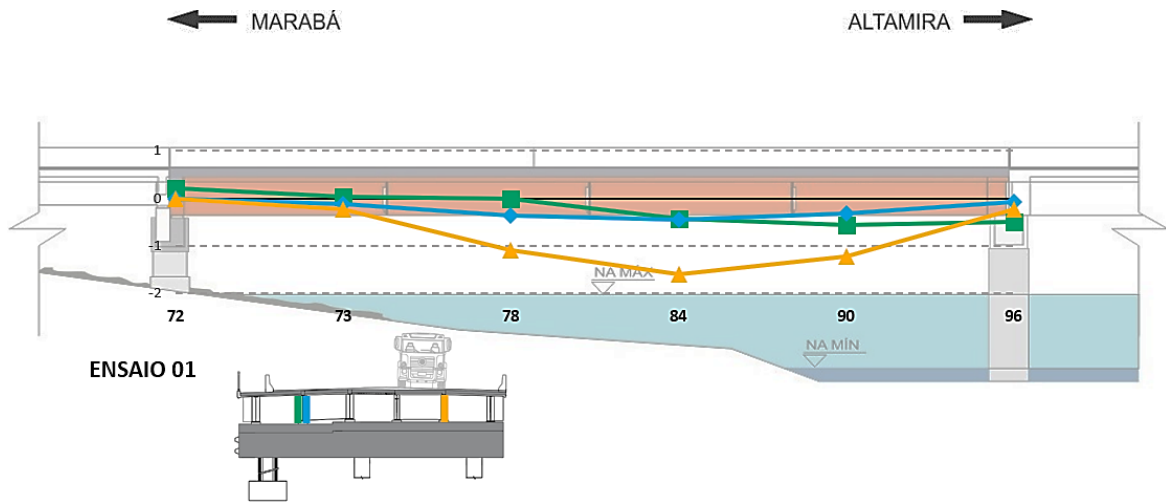
(b)



(c)

Fonte: Dados do Autor (2022).

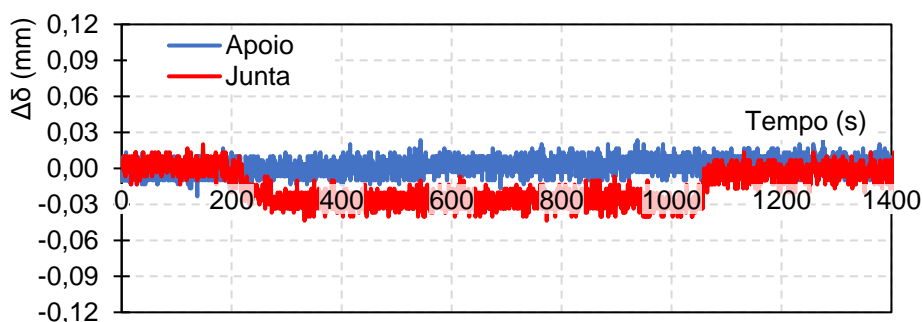
Gráfico 5.3 - Deslocamentos Verticais – Ponte Poraquê: (a) Ensaio 1 | (b) Ensaio 2 | (c) Ensaio 3



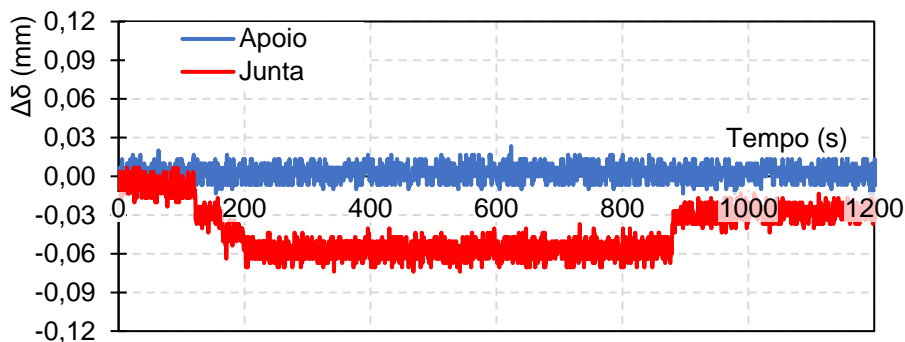
Fonte: Dados do Autor (2022).

O Gráfico 5.4 apresenta o deslocamento vertical medido no apoio, de modo a avaliar a compressão do aparelho de apoio, representado por uma linha cheia de cor azul, e o deslocamento vertical medido entre as juntas entre os tabuleiros, representado por uma linha cheia de cor vermelha. Os deslocamentos do apoio em todos os ensaios apresentaram medidas não excedentes a 0,3mm, podendo afirmar que não houve deslocamento de compressão acima do esperado no aparelho de apoio. Os deslocamentos entre as juntas apresentaram valores mais relevantes, porém sem comprometer estabilidade ou funcionalidade da ponte, com deslocamento máximo observado nos ensaios igual à 0,1 mm.

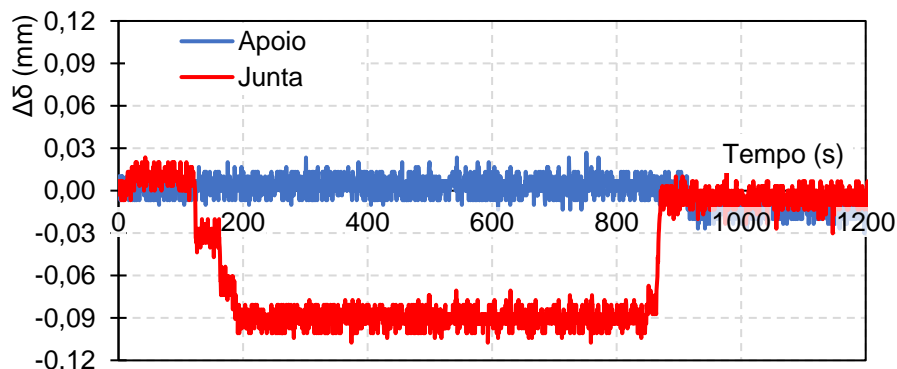
Gráfico 5.4 - Deslocamentos no Apoio e entre Juntas ponte Arataú: (a) Ensaio 1; (b) Ensaio 2; (c) Ensaio 3



(a)



(b)



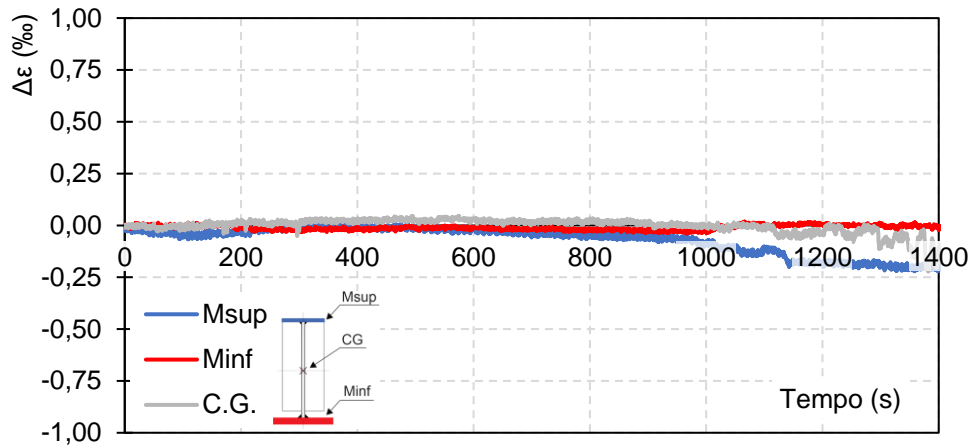
(c)

Fonte: Autoria própria, 2022.

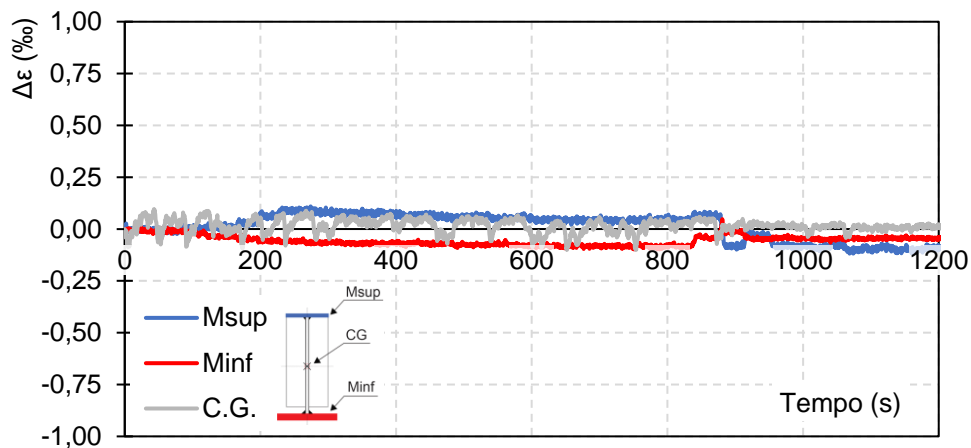
5.1.2 Deformação

Como resultado as estruturas da ponte sobre o rio Arataú temos as imagens dos Gráficos 5.5 à 5.7 onde apresentam as variações de deformação ($\Delta\epsilon$) medidas nas mesas inferiores e superiores das longarinas metálicas observadas no meio do vão da longarina V3 e V4 e no centro de gravidade da longarina (C.G.) meio do vão da longarina V4, no entanto as leituras próximas ao apoio da longarina V4 foram próximas do nulo, sendo invisibilizadas pelo ruído apresentado na leitura. Isso já era previsto, uma vez que a região próxima ao apoio monitorado é um ponto de momento fletor próximo de zero durante toda duração o ensaio.

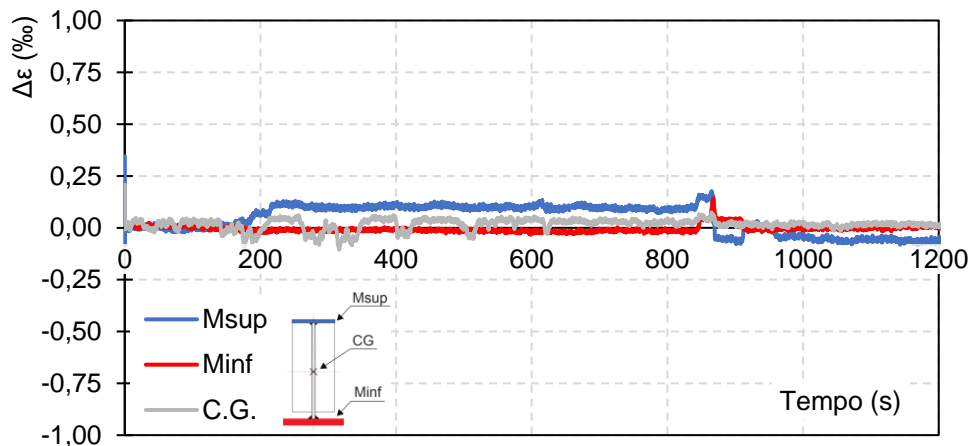
Gráfico 5.5 - Deformações no apoio da Viga V4 Ponte Arataú: (a) Ensaio 1; (b) Ensaio 2; (c) Ensaio 3



(a)



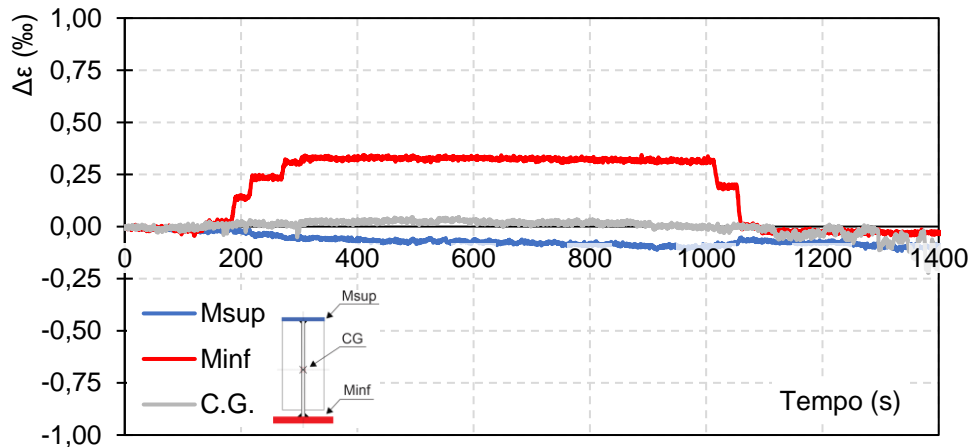
(b)



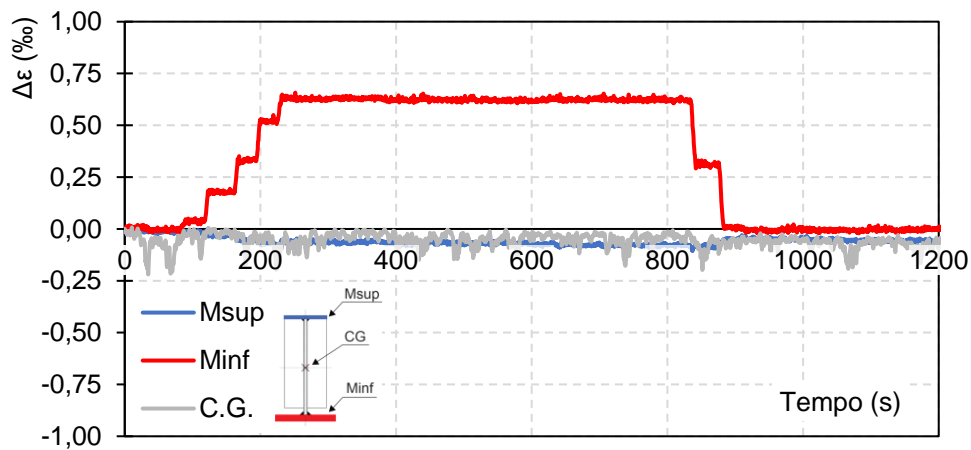
(c)

Fonte: Dados do Autor (2022).

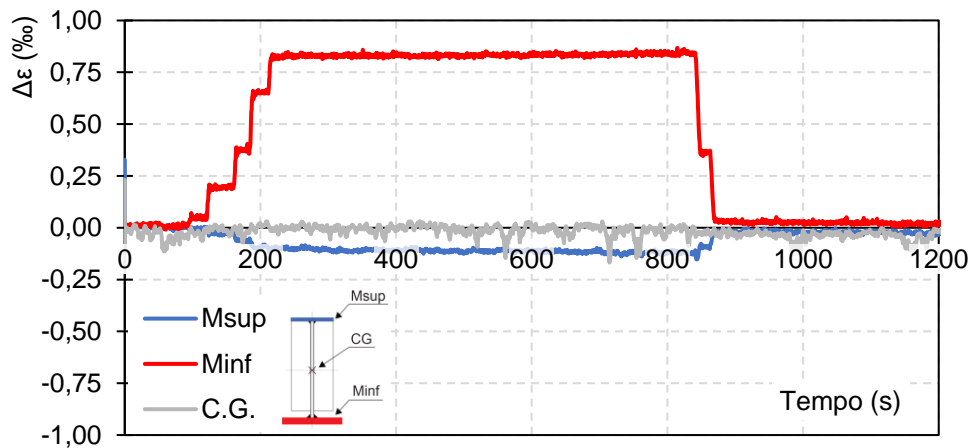
Gráfico 5.6 - Deformações no ½ vão da Viga V4 Ponte Arataú: (a) Ensaio 1; (b) Ensaio 2; (c) Ensaio 3



(a)



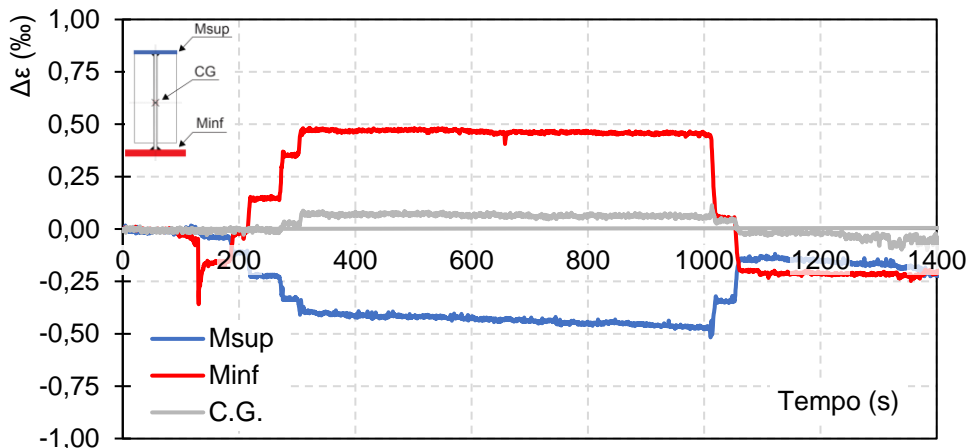
(b)



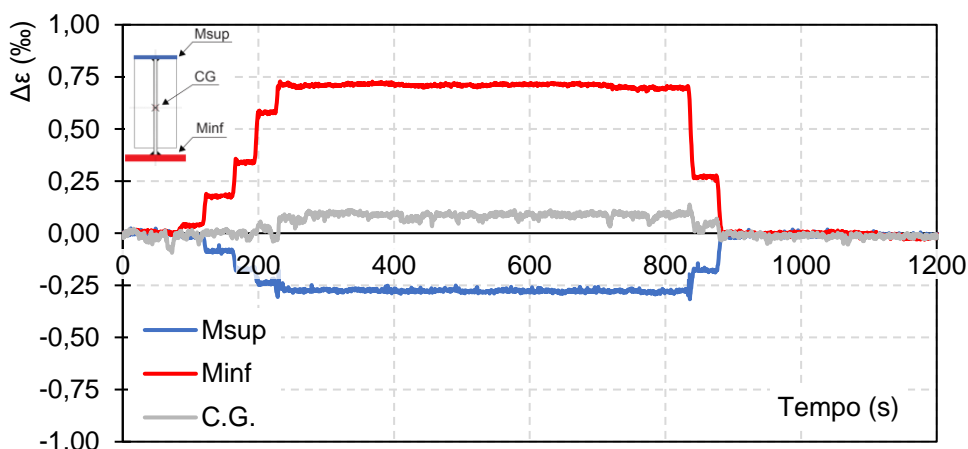
(c)

Fonte: Dados do Autor (2020).

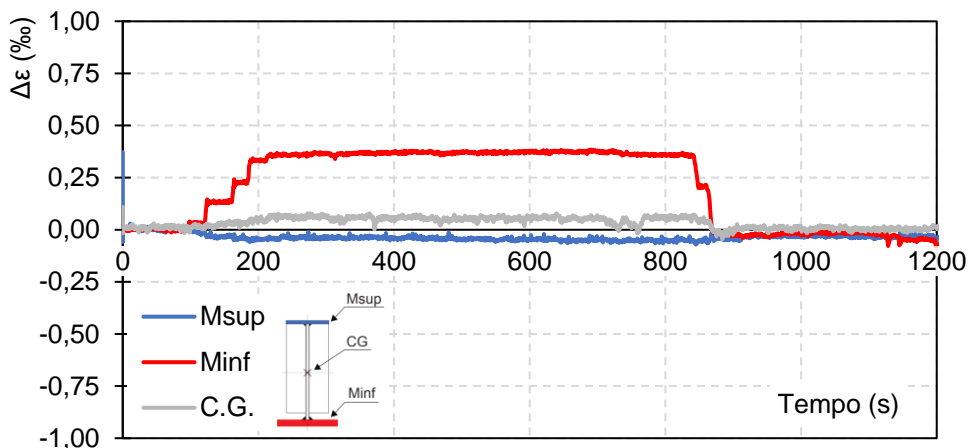
Gráfico 5.7 - Deformações no ½ vão da Viga V3: (a) Ensaio 1; (b) Ensaio 2; (c) Ensaio 3



(a)



(b)

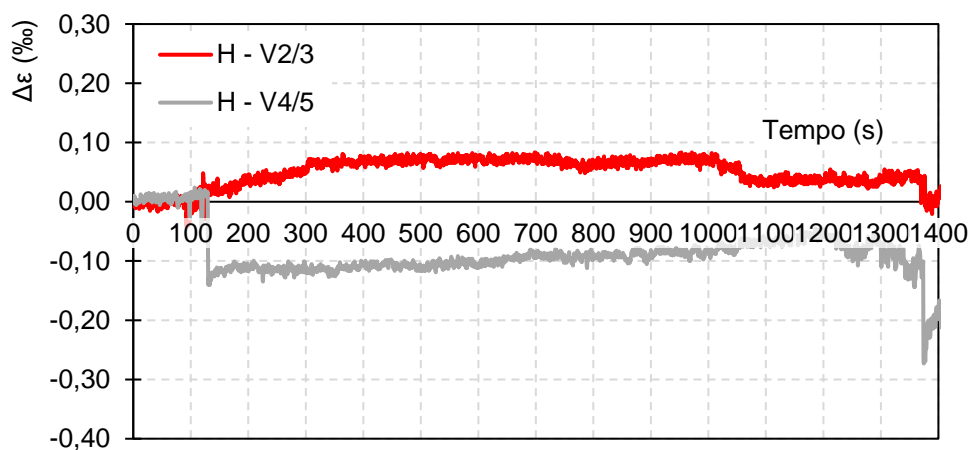


(c)

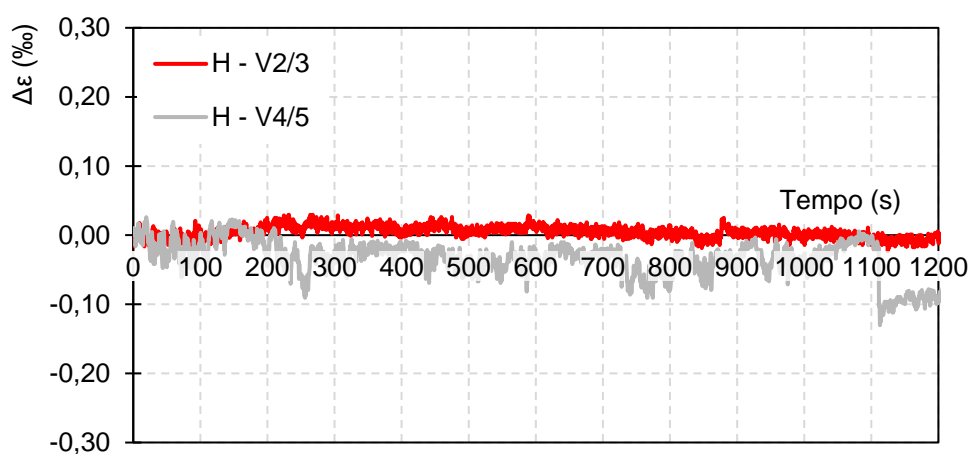
Fonte: Dados do Autor (2022).

O Gráfico 5.8 apresenta as deformações nos travamentos nas regiões pré-existentes e novas para avaliar se eles trabalharam durante a prova de carga. As legendas *H* referem-se aos travamentos na horizontal e diagonais, respectivamente e V2/3 à região pré-existente e V4/5 à região nova.

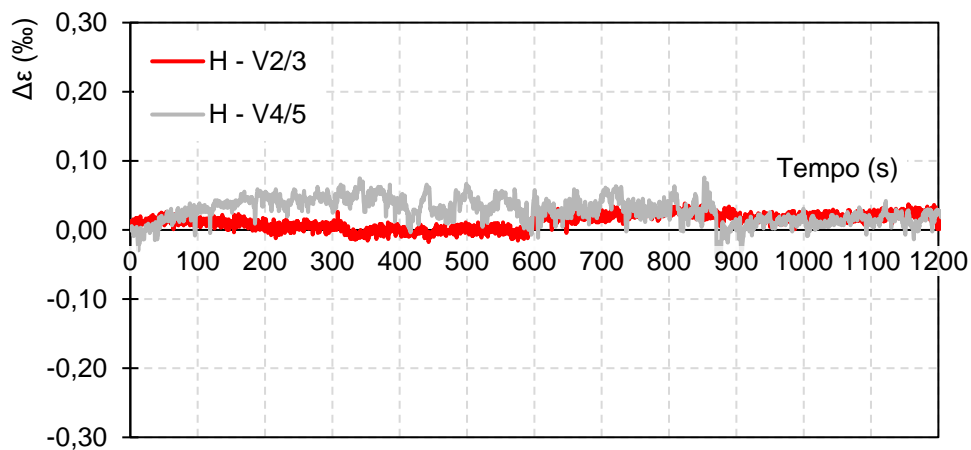
Gráfico 5.8 - Deformações nos contraventamentos: (a) Ensaio 1; (b) Ensaio 2; (c) Ensaio 3



(a)



(b)

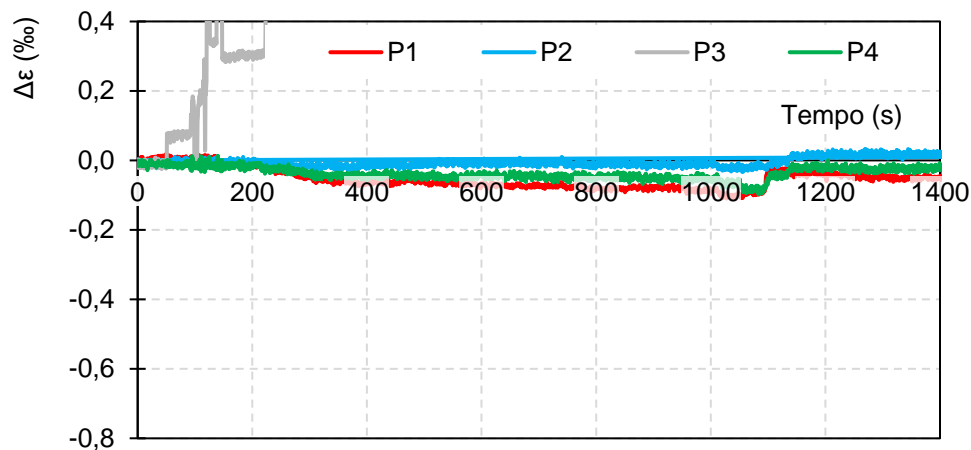


(c)

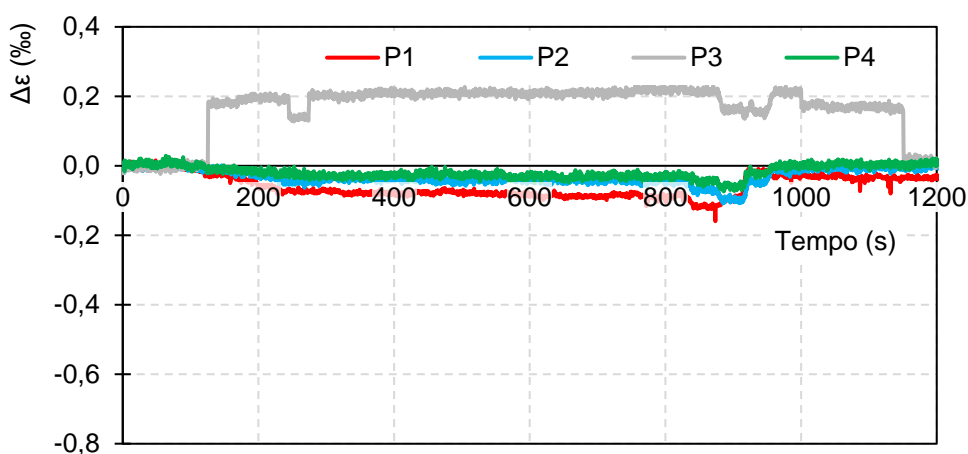
Fonte: Autoria própria, 2020.

O Gráfico 5.9 apresenta as variações das deformações ($\Delta\varepsilon$) observadas nas barras dos pilares. Com exceção do extensômetro P3.

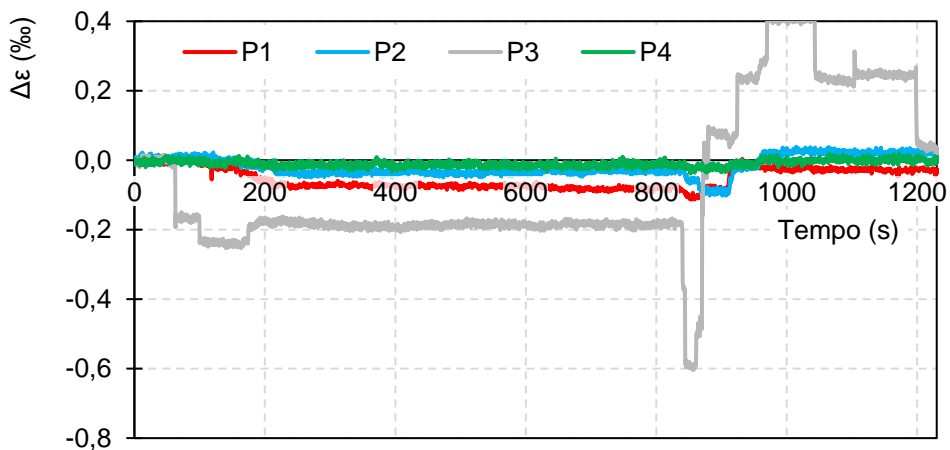
Gráfico 5.9 - Deformações nas barras dos pilares: (a) Ensaio 1; (b) Ensaio 2; (c) Ensaio 3



(a)



(b)

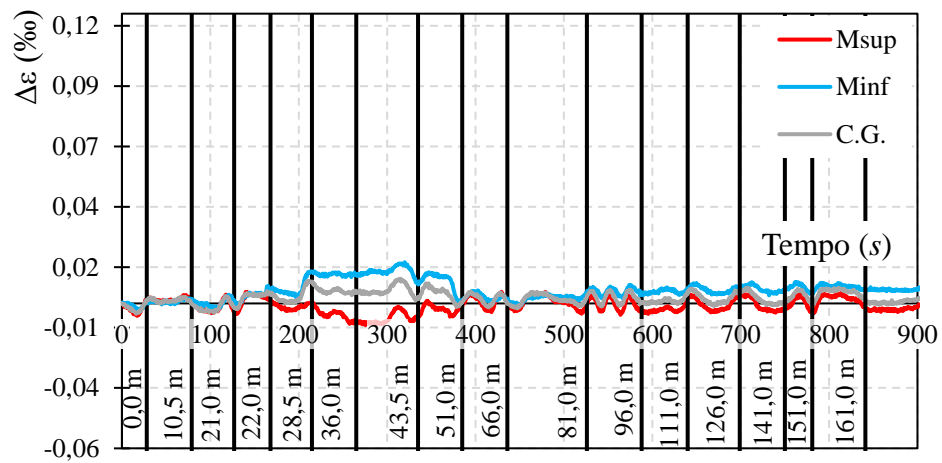


(c)

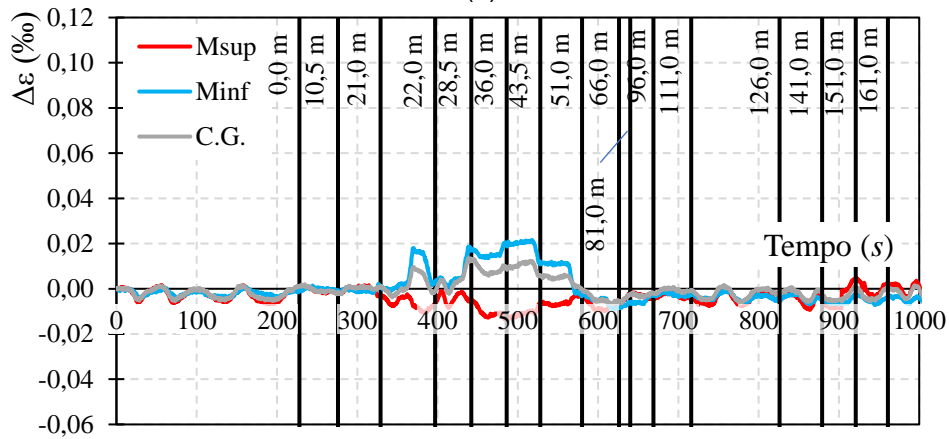
Fonte: Dados do Autor (2022)

Ao caso da OAE Anapú cujo entendimento fora realizar a verificação dos esforços de deformação nas longarinas V2 e V5, sendo a viga V2 uma estrutura existente reforçada e a viga V5 estrutura nova, neste episódio apresentamos os gráficos de variações de deformação ($\Delta\epsilon$), Gráficos 5.10 ao 5.12.

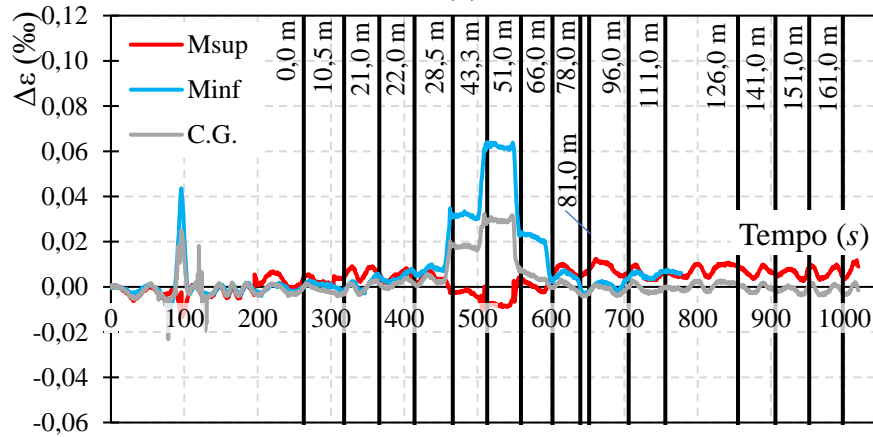
Gráfico 5.10 - Deformações no ½ da Viga V2 Ponte Anapú: (a) Ensaio 1; (b) Ensaio 2; (c) Ensaio 3



(a)



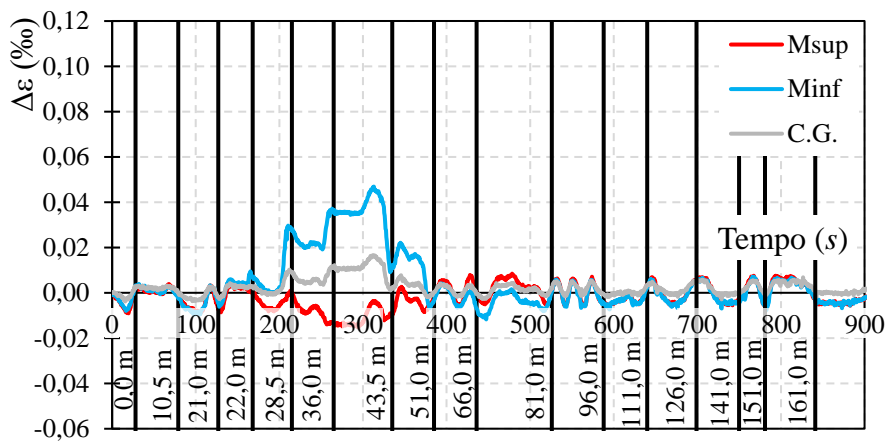
(b)



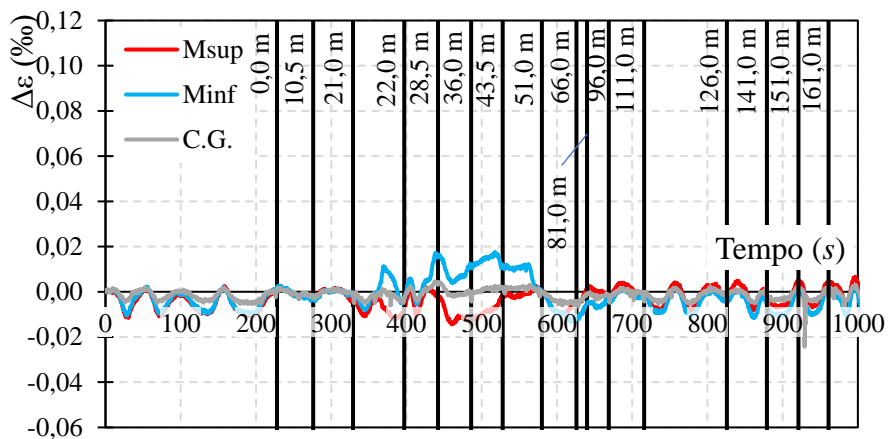
(c)

Fonte: Dados do Autor (2022).

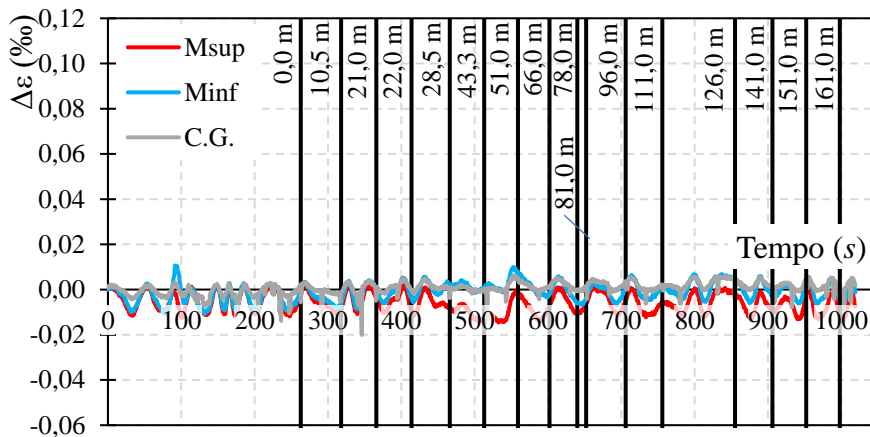
Gráfico 5.11 - Deformações no ½ vão da Viga V5 Ponte Anapú: (a) Ensaio 1; (b) Ensaio 2; (c) Ensaio 3



(a)



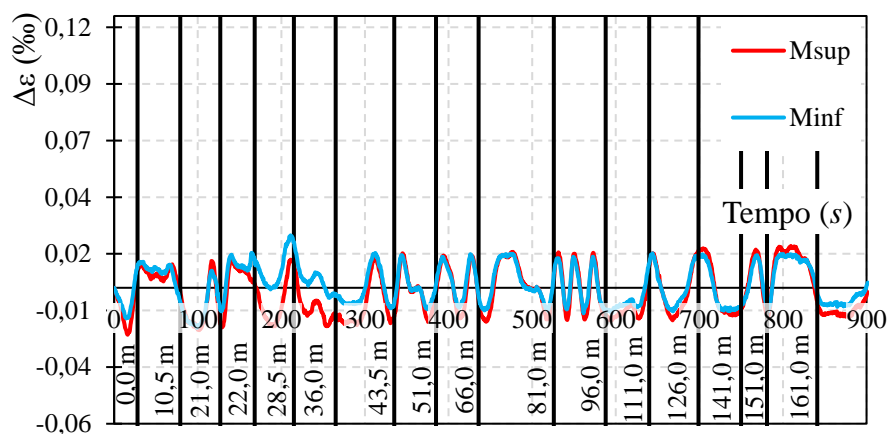
(b)



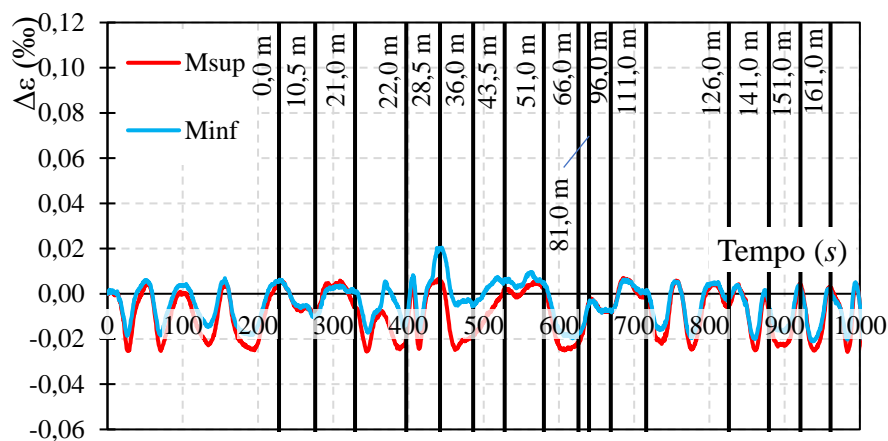
(c)

Fonte: Dados do Autor (2022).

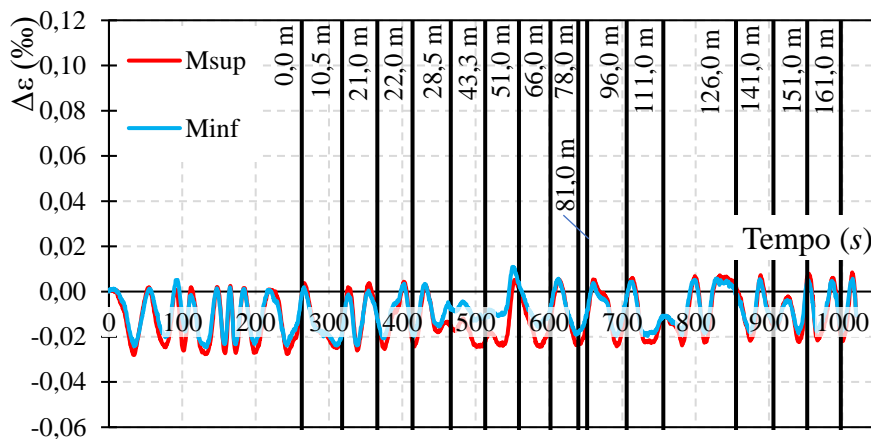
Gráfico 5.12 - Deformações no apoio da Viga V2 Ponte Anapú: (a) Ensaio 1; (b) Ensaio 2; (c) Ensaio 3.



(a)



(b)



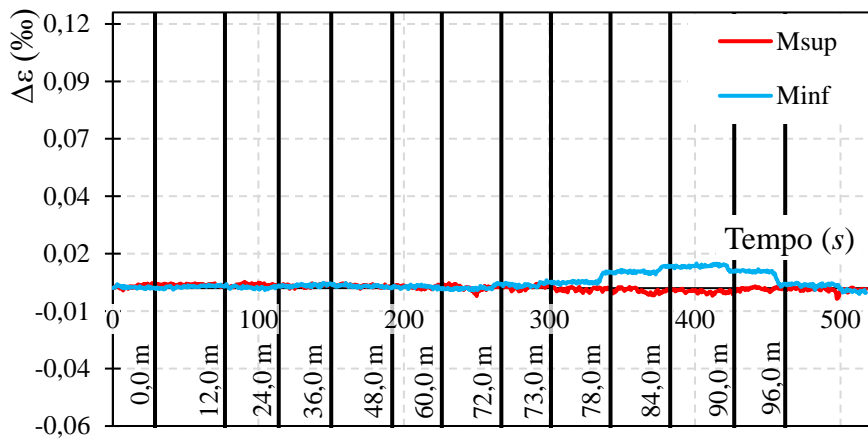
(c)

Fonte: Dados do Autor (2022).

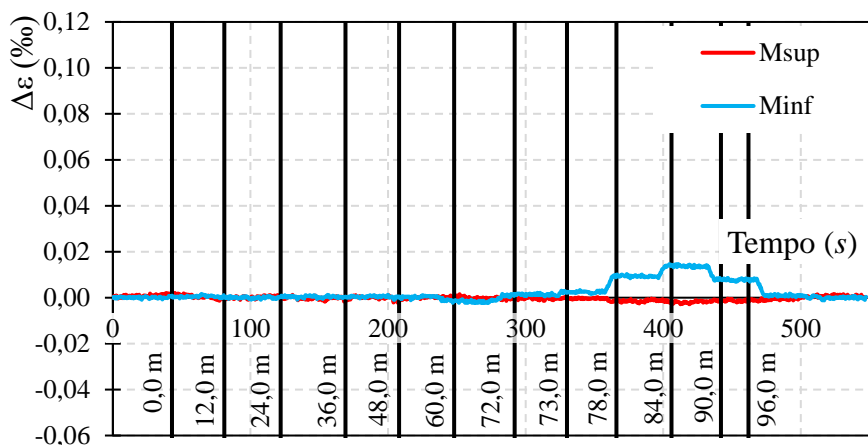
De igual modo a premissa do ensaio para ponte poraquê fora realizar a verificação dos esforços de deformação nas longarinas V2 e V5, sendo a viga V2 uma estrutura existente reforçada e a viga V5 estrutura nova, neste ensejo

apresentamos os gráficos de variações de deformação ($\Delta\varepsilon$), Gráficos 5.13 ao 5.16.

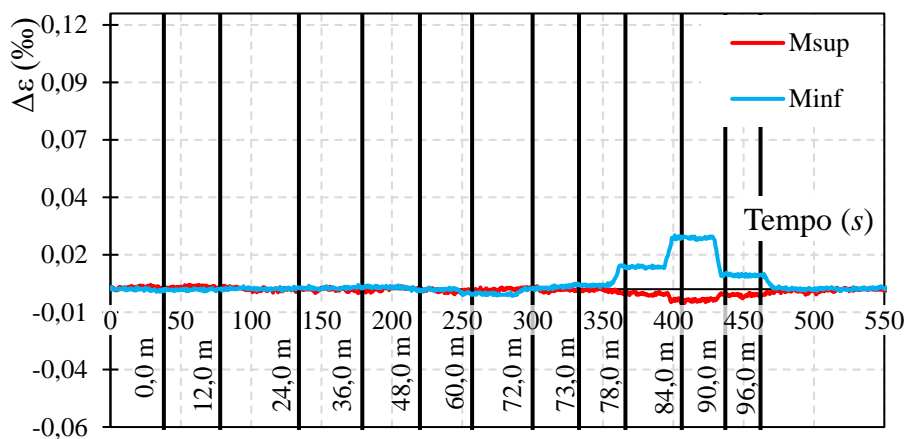
Gráfico 5.13 - Deformações no $\frac{1}{2}$ do vão da Viga V2 Ponte Poraquê: (a) Ensaio 1; (b) Ensaio 2; (c) Ensaio 3.



(a)



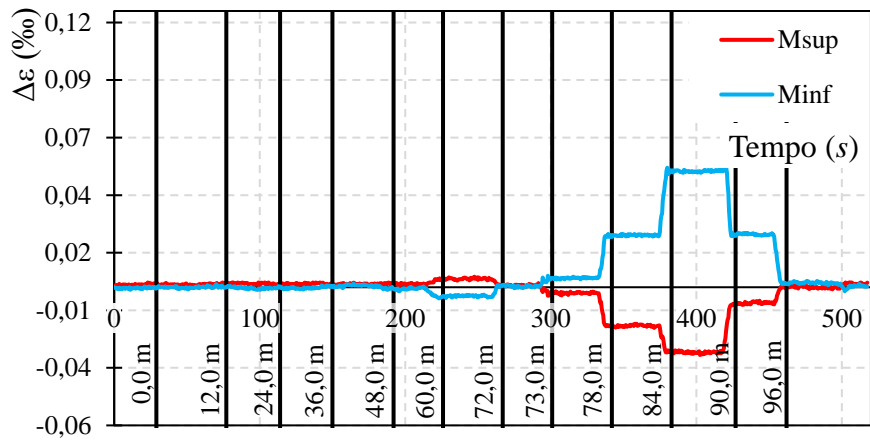
(b)



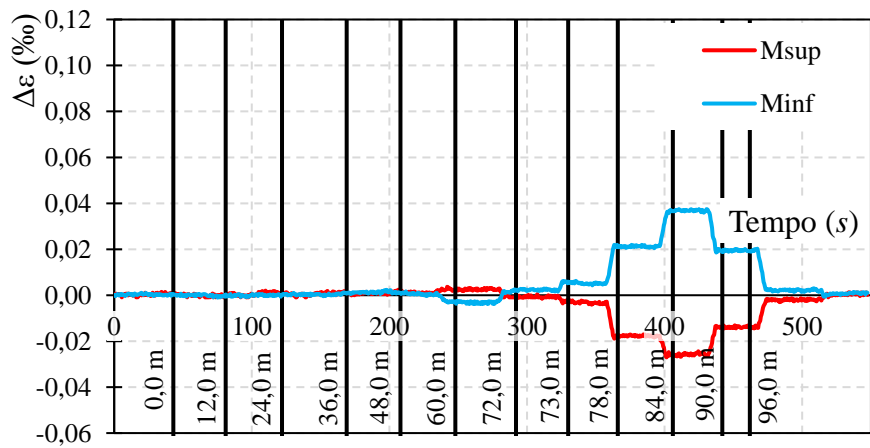
(c)

Fonte: Autoria própria, 2020.

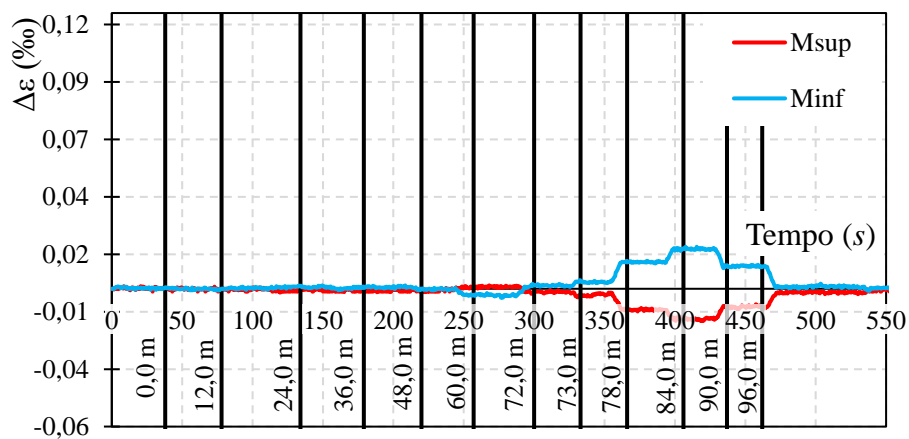
Gráfico 5.14 - Deformações no ½ dovão da Viga V5 Ponte Poraquê: (a) Ensaio 1; (b) Ensaio 2; (c) Ensaio 3.



(a)



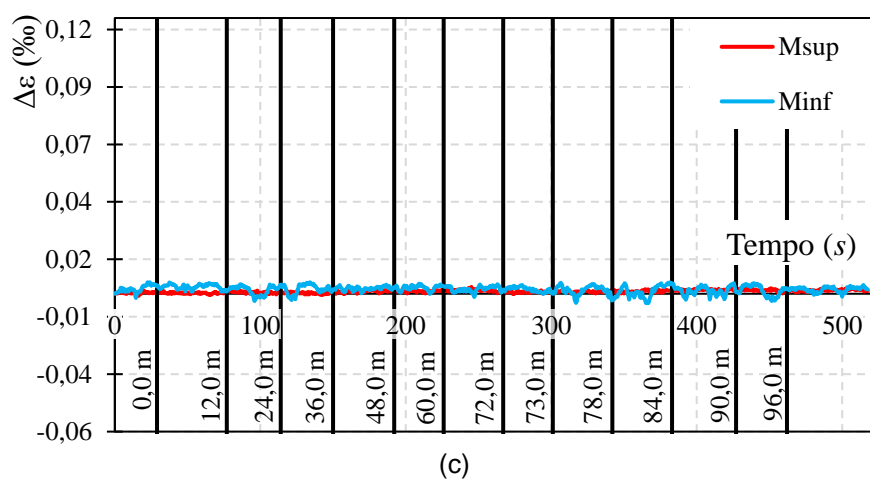
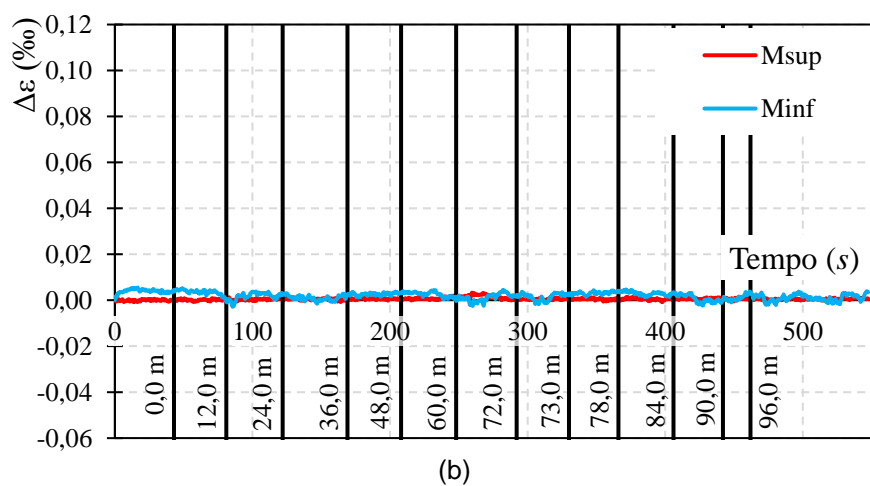
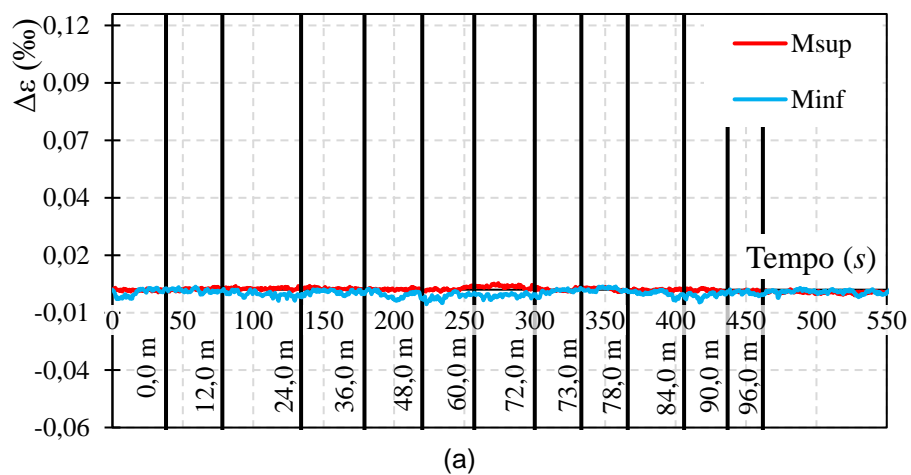
(b)



(c)

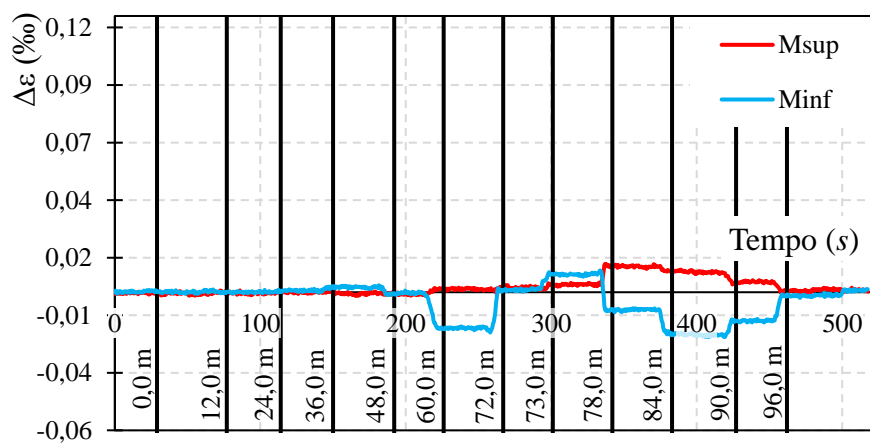
Fonte: Autoria própria, 2020.

Gráfico 5.15 - Deformações no apoio da Viga V2 Ponte Poraquê: (a) Ensaio 1; (b) Ensaio 2; (c) Ensaio 3.

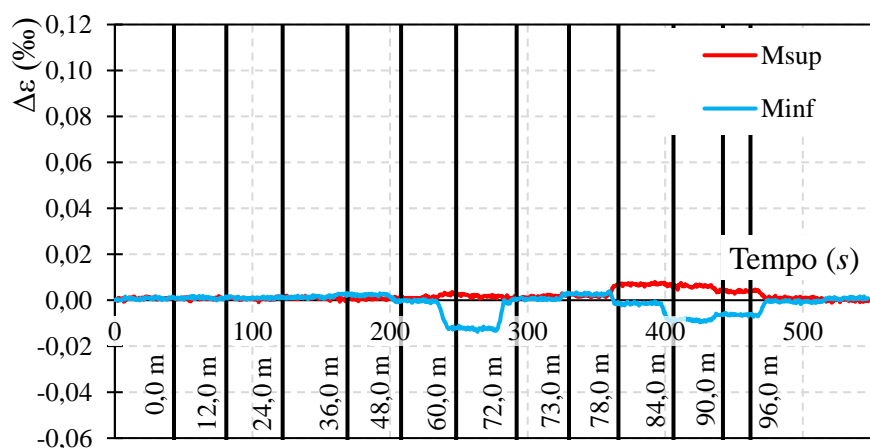


Fonte: Autoria própria, 2020.

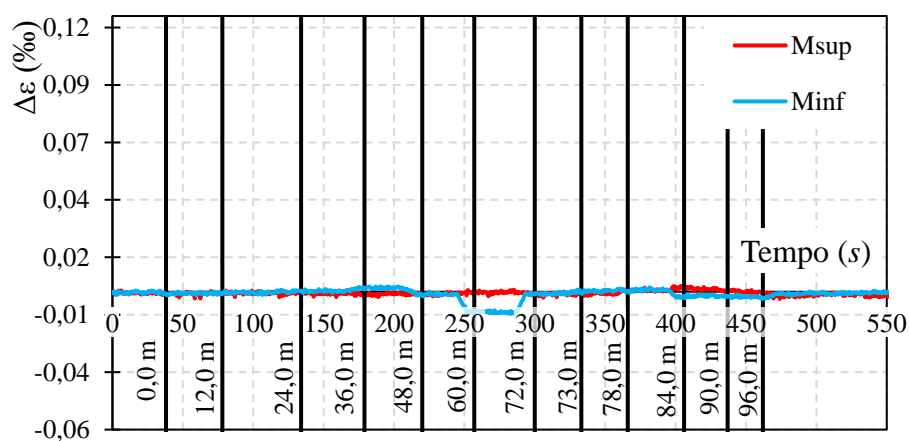
Gráfico 5.16 - Deformações no apoio da Viga V5 Ponte Poraquê: (a) Ensaio 1; (b) Ensaio 2; (c) Ensaio 3



(a)



(b)



(c)

Fonte: Autoria própria, 2020.

5.2 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAL E TEÓRICOS

5.2.1 Deslocamento

Como premissa do presente foi realizar o comparativo entre o comportamento estrutural da modelagem computacional e o ensaio experimental realizado, nota-se que as previsões teóricas apresentaram uma boa correlação com os resultados experimentais, com pequenas diferenças observadas, sempre a favor da segurança. Desta forma, quanto à variação de deslocamentos verticais, conclui-se que o comportamento experimental se comportou de acordo com as previsões teóricas do modelo computacional, as Figuras 5.17 a 5.19 apresentam a síntese do comportamento no meio do vão as variações de deslocamentos verticais ($\Delta\delta$) de maior intensidade das longarinas monitoradas em cada ensaio, quando o trem tipo se posicionou no meio do vão monitorado, para as OAEs Arataú, Anapú e Poraquê.

Note-se que ao gráfico 5.19, referente a ponte Poraquê não apresentou resultados convergentes entre teórico e o experimental, porém, os resultados experimentais foram mais rígidos que as previsões teóricas.

Gráfico 5.17 – Envoltória da variação do deslocamento ($\Delta\delta$) ponte Arataú: (a) Ensaio 1; (b) Ensaio 2; (c) Ensaio 3.

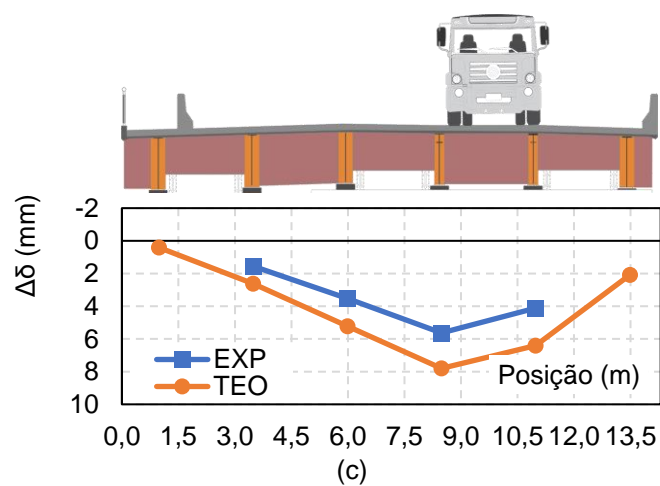
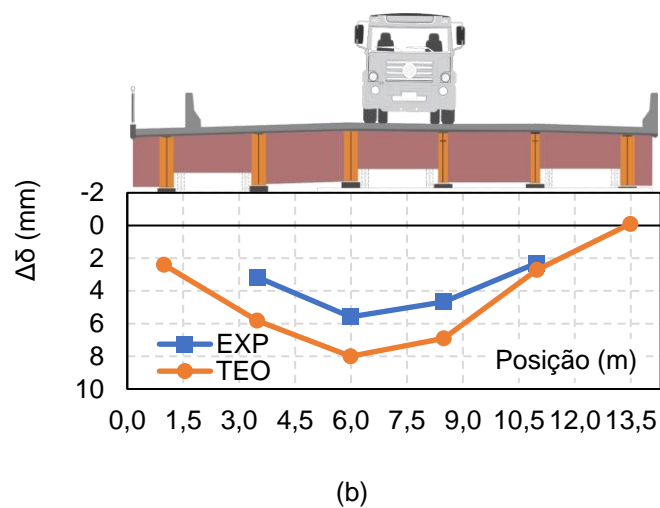
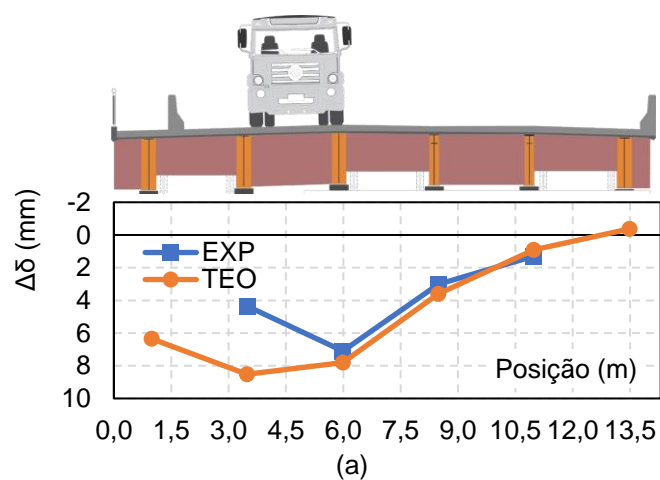
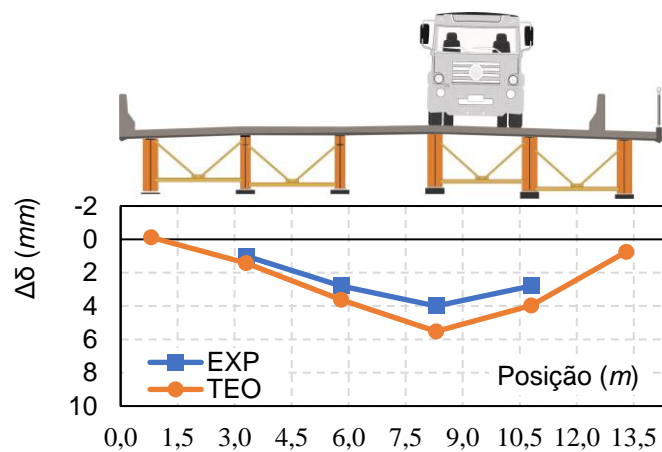
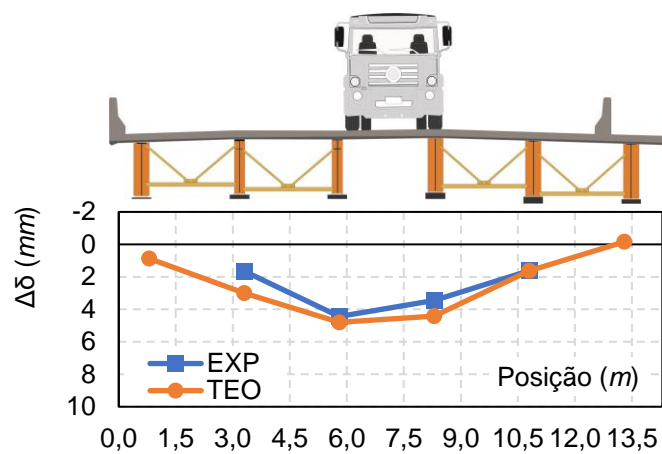


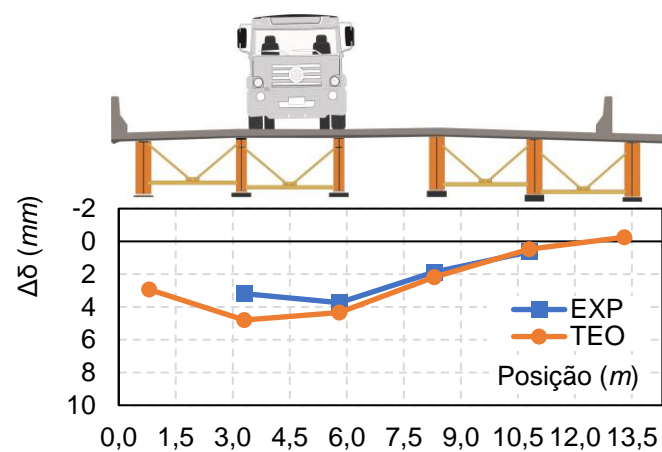
Gráfico 5.18 – Envoltória da variação do deslocamento ($\Delta\delta$) ponte Anapú: (a) Ensaio 1 | (b) Ensaio 2 | (c) Ensaio 3



(a)

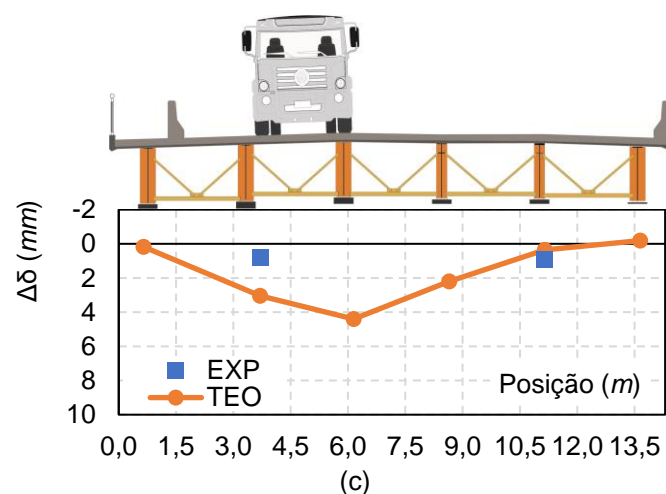
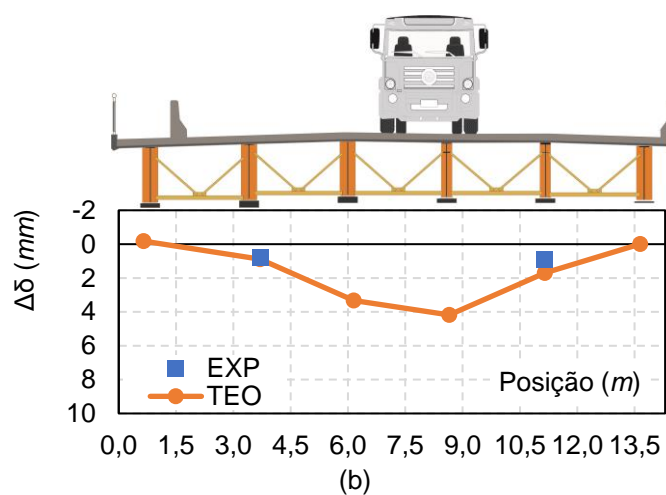
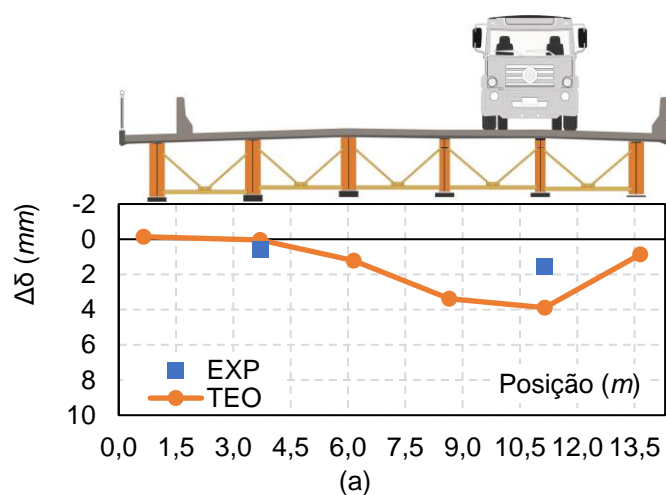


(b)



(c)

Gráfico 5.19 – Envoltória da variação do deslocamento ($\Delta\delta$) ponte Poraquê: (a) Ensaio 1 | (b) Ensaio 2 | (c) Ensaio 3



Fonte: Autoria própria, 2020.

5.2.2 Deformação

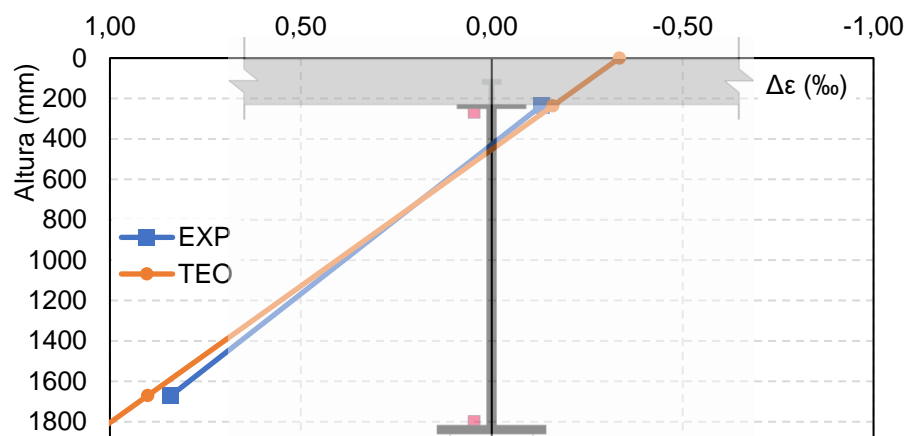
As deformações observadas experimentalmente foram menos intensas que as estimativas teóricas. Isso entra em concordância com a maior rigidez dos resultados

de deslocamento vertical. Os resultados experimentais foram satisfatórios pois apresentaram comportamento semelhante ao teórico, porém em menor intensidade.

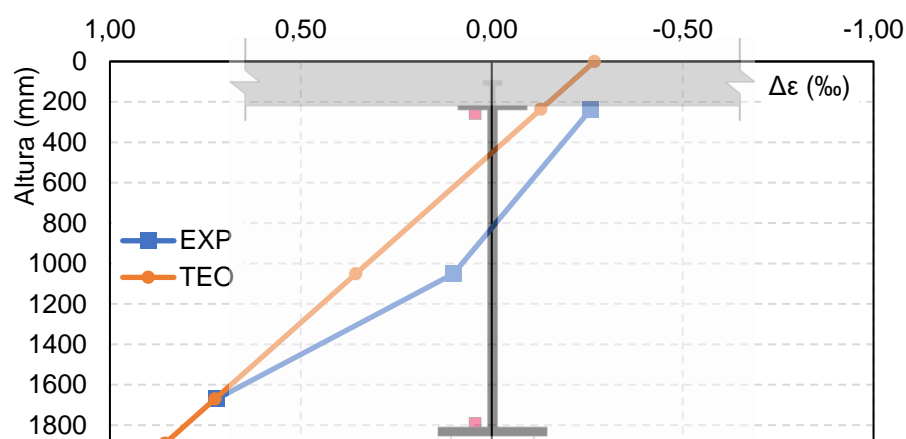
Para obter as deformações teóricas, foram utilizados como dados de entrada; a geometria da seção transversal da viga, as características do material, e, os detalhes de armaduras apresentados em projeto e na memória de cálculo. As solicitações aplicadas na análise linear de seção foram obtidas através da modelagem computacional realizada no SAP2000® para obter as exatas posições, do trem tipo, que proporcionaram as maiores intensidades de deformação em cada seção, respectivamente.

Os Gráficos de 5.20 a 5.22, apresenta o comportamento estrutural das deformações nas OAEs Arataú, Anapú e Poraquê

Gráfico 5.20 – Perfil da variação da deformação ($\Delta\varepsilon$) ponte Arataú: (a) Viga V4; (b) Viga V3

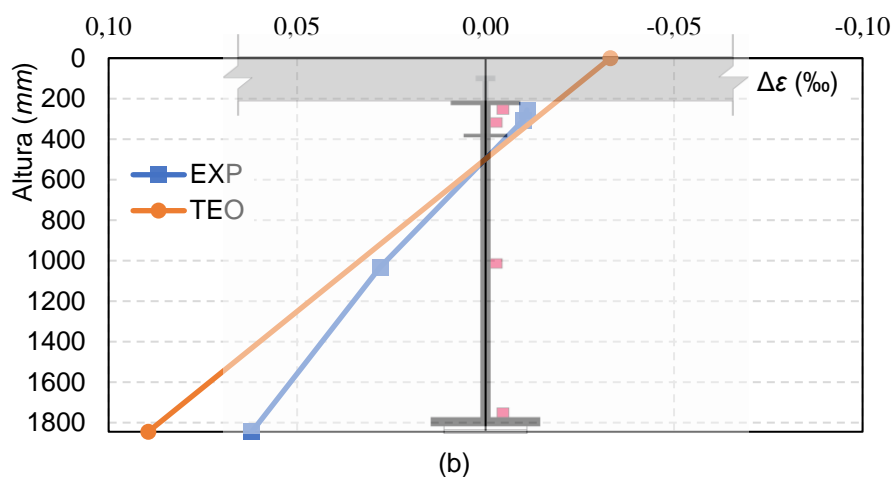
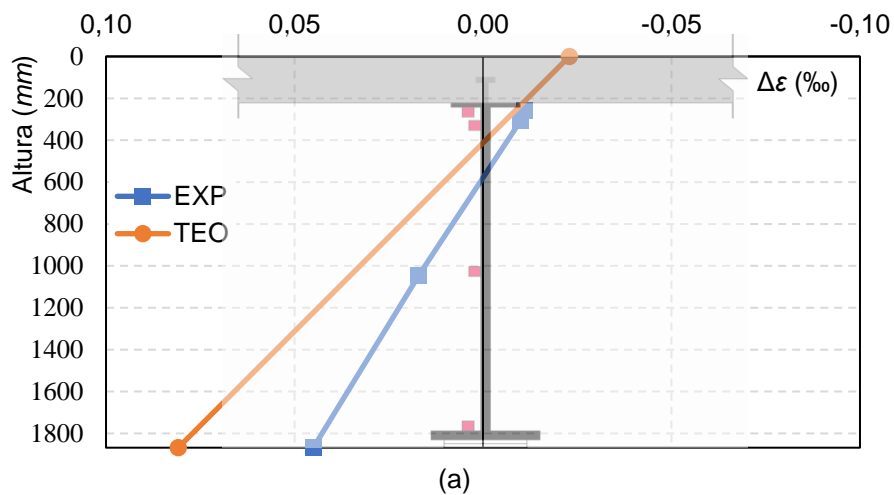


(a)

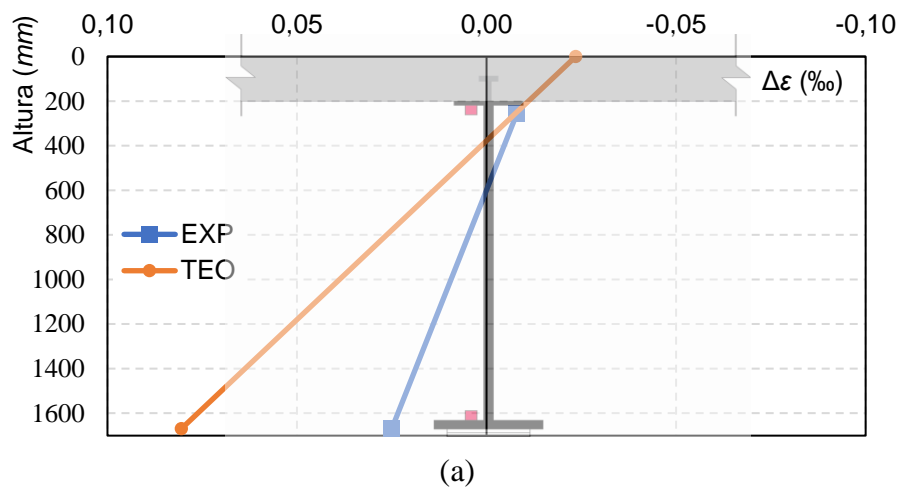


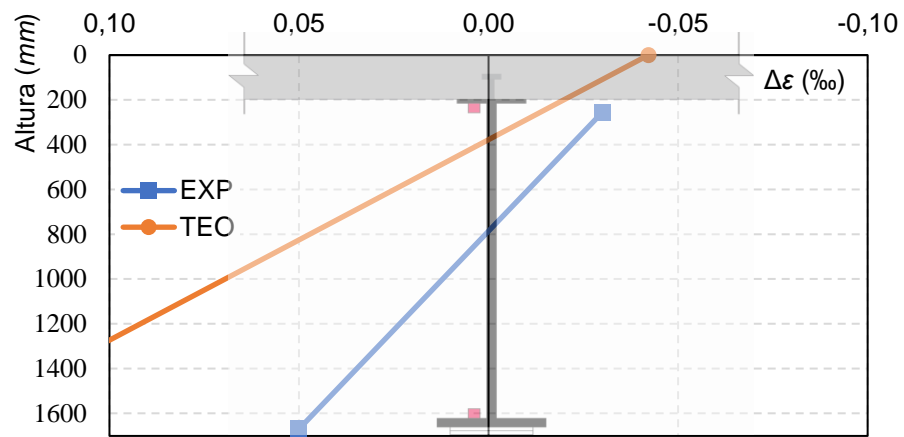
(b)

Fonte: Autoria própria, 2022.

Gráfico 5.21 – Perfil da variação da deformação ($\Delta\varepsilon$) ponte Anapú: (a) viga V5; (b) viga V2

Fonte: Autoria própria, 2020.

Gráfico 5.22 – Perfil da variação da deformação ($\Delta\varepsilon$) ponte Poraquê: (a) viga V2; (b) viga V5



(b)

Fonte: Autoria própria, 2020.

6 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Este capítulo se destina à exposição da análise dos resultados apresentados no capítulo anterior, tendo como foco os aspectos que possam estabelecer o comparativo com os normativos internacionais, sobre provas de carga estática em pontes mista.

6.1 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAL, TEÓRICOS COM REFERENCIAL NORMATIVO INTERNACIONAL.

6.1.1 Deslocamentos Máximos

Os deslocamentos máximos foram obtidos através de medições no ensaio da prova de carga, tão quanto na modelagem computacional. As Tabelas 6.1, 6.2 e 6.3 apresentam a avaliação normativa em função dos deslocamentos máximos. A norma alemã não apresenta critério em função do deslocamento vertical máximo pois apresenta recomendações para intensidade de carregamento próximos ao Estado Limite Último. O deslocamento máximo foi na ordem de 15% superior as limitações da norma tcheca, sendo assim, as OAEs Arataú, Anapú e Poraquê não foram aceitas devido a este critério. As recomendações Brasileira e espanhola apresentaram aceitação com base no critério de deslocamentos verticais máximo, sendo assim as pontes passaram na verificação, exceto a ponte Poraquê, a luz da recomendação espanhola. Além disso, a norma americana não apresenta valores de referência para estruturas mistas, visto que seus carregamentos são pensados para o ELU, o que pode caracterizar que as estruturas americanas são mais rígidas que estruturas brasileiras.

A partir da combinação de carregamento quase permanente, indicada pela ABNT NBR 8800 (2008), foram obtidos os deslocamentos elásticos imediatos em cada uma das longarinas presentes no tabuleiro, como pode ser observado na Figura 6.1, onde o azul representa os valores mínimos e o roxo os valores máximos.

Tabela 6.1 - Resumo da avaliação normativa em função dos deslocamentos máximos – OAE Arataú

Norma	$\Delta\delta_{\text{máx.teo}}$	$\delta_{\text{máx.exp.}}$	$\Delta\delta_{\text{máx.lim}}$	$\Delta\delta_{\text{máx.exp.}} / \Delta\delta_{\text{máx.lim}}$	Status
Brasileira	8,10 mm	5,64mm	30,00 mm	0,19	Aceito
Americana	8,10 mm	5,64mm	15 mm	-	-
Espanhola	8,10 mm	5,64mm	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} = 4,86$ mm	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} / \Delta\delta_{\text{máx.exp}}$	0,86
			$\Delta\delta_{\text{máx.lim.sup}} = 9,31$ mm		
Tcheca	8,10 mm	5,64mm	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} = 6,48$ mm	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} / \Delta\delta_{\text{máx.exp}}$	1,15
			$\Delta\delta_{\text{máx.lim.sup}} = 8,51$ mm		

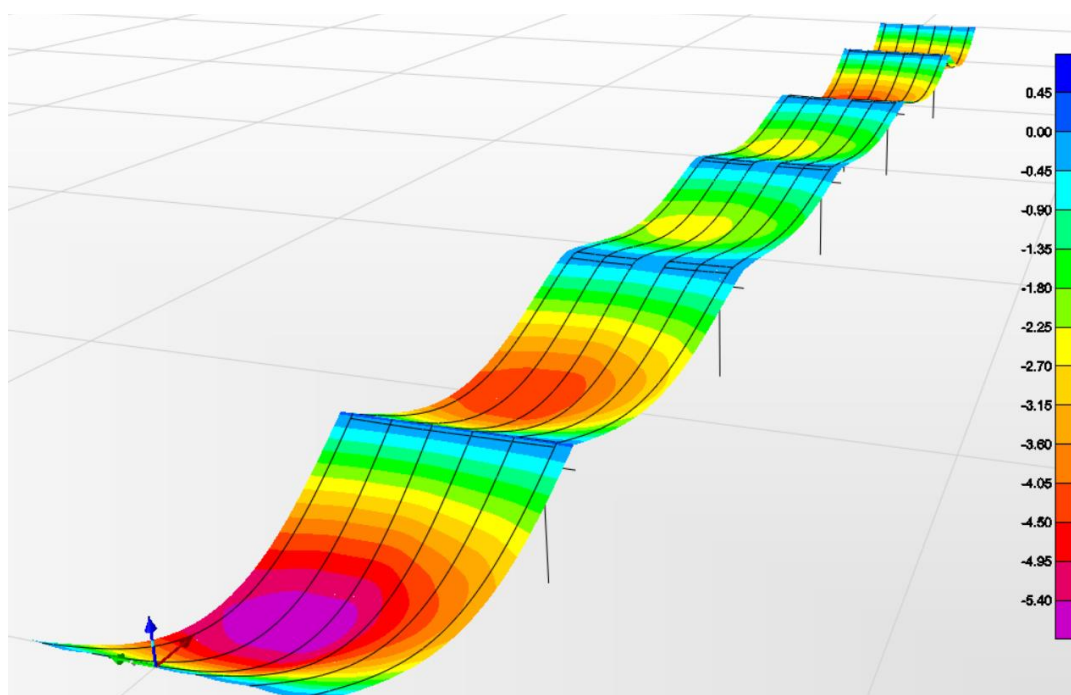
Tabela 6.2 - Resumo da avaliação normativa em função dos deslocamentos máximos – OAE Anapú

Norma	$\Delta\delta_{\text{máx.teo}}$	$\delta_{\text{máx.exp.}}$	$\Delta\delta_{\text{máx.lim}}$	$\Delta\delta_{\text{máx.exp.}} / \Delta\delta_{\text{máx.lim}}$	Status	
Brasileira	5,73 mm	4,48mm	30,00 mm	0,15	Aceito	
Americana	5,73 mm	4,48mm	-	-	-	
Espanhola	5,73 mm	4,48mm	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} = 3,44$ mm	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} / \Delta\delta_{\text{máx.teo}}$	0,76	Aceito
			$\Delta\delta_{\text{máx.lim.sup}} = 6,58$ mm			
Tcheca	5,73 mm	4,48mm	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} = 4,58$ mm	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} / \Delta\delta_{\text{máx.teo}}$	1,02	Não Aceito
			$\Delta\delta_{\text{máx.lim.sup}} = 6,01$ mm			

Tabela 6.3 - Resumo da avaliação normativa em função dos deslocamentos máximos – OAE Poraquê

Norma	$\Delta\delta_{\text{máx.teo}}$	$\delta_{\text{máx.exp.}}$	$\Delta\delta_{\text{máx.lim}}$	$\Delta\delta_{\text{máx.exp.}} / \Delta\delta_{\text{máx.lim}}$	Status	
Brasileira	4,32 mm	2,00mm	24,00 mm	0,08	Aceito	
Americana	4,32 mm	2,00mm	-	-	-	
Espanhola	4,32 mm	2,00mm	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} = 2,62$ mm	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} / \Delta\delta_{\text{máx.teo}}$	1,31	Não Aceito
			$\Delta\delta_{\text{máx.lim.sup}} = 4,97$ mm			
Tcheca	4,32 mm	2,00mm	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} = 3,46$ mm	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} / \Delta\delta_{\text{máx.teo}}$	1,73	Não Aceito
			$\Delta\delta_{\text{máx.lim.sup}} = 4,54$ mm			

Figura 6.1 - Deslocamentos ponte Arataú



Fonte: Dados do Autor, 2023

6.1.2 Deslocamento Residual

Os deslocamentos residuais foram obtidos através de medições no ensaio da prova de carga. As Tabelas 6.4, 6.5 e 6.6 apresentam a avaliação normativa em função dos deslocamentos residuais. Em contrapartida, por mais que a norma brasileira apresente o maior limite de deslocamentos verticais máximos, esta apresenta o critério mais rígido dentre as demais recomendações normativas, para o deslocamento residual. A razão entre deslocamento residual (δ_r) observado e

deslocamento residual limite ($\Delta\delta_r.lim$) máximo foi de 35% para a recomendação brasileira e na ordem de 7% para as demais, isso para o caso da ponte arataú.

Os Gráficos 6.1 e 6.2 demonstram o deslocamento residual (δ_r) na Viga metálica onde apresentou-se o maior valor residual nas pontes Arataú e Anapú, nota-se que o valor foi muito próximo de zero, o deslocamento residual fora verificado na estrutura após 5 minutos da passagem do trem tipo, segundo a norma brasileira, ABNT NBR 9607 (2019), sendo que todas as OAEs foram aceitas por este critério.

O Gráfico 6.3 demonstra o deslocamento residual (δ_r) na Viga metálica onde apresentou-se o maior valor residual na ponte Poraquê, no entanto na metodologia do ensaio não foi possível, atender a recomendação normativa do tempo de acomodação de 5 minutos, não se pode afirmar se a metodologia não executada interferiu no resultado, mas foi a OAE, com os maiores valores residuais, da ordem de 0,23 mm, ou seja, 80% maior que os deslocamentos aferidos nas OAEs, Arataú e Anapú.

Tabela 6.4 - Resumo da avaliação normativa em função dos deslocamentos residuais – OAE Arataú

Norma	$\delta_r.exp(mm)$	$\Delta\delta_{exp}(mm)$	$\Delta\delta_{max\ lim.}(mm)$	$\delta_r.teo / \Delta\delta_{max.lim}$	Status
Brasileira	0,07	5,64	0,28	0,35	Aceito
Alemã	0,07	5,64	0,56	0,12	Aceito
Espanhola	0,07	5,64	1,13	0,06	Aceito
Americana	0,07	5,64	1,41	0,05	Aceito
Tcheca	0,07	5,64	1,41	0,05	Aceito

Tabela 6.5 - Resumo da avaliação normativa em função dos deslocamentos residuais – OAE Anapú

Norma	$\delta_r.exp(mm)$	$\Delta\delta_{máx}(mm)$	$\Delta\delta_r.lim(mm)$	$\Delta\delta_r / \Delta\delta_r.lim$	Status
Brasileira	0,03	4,48	0,22	0,13	Aceito
Alemã	0,03	4,48	0,45	0,06	Aceito
Espanhola	0,03	4,48	0,90	0,03	Aceito
Americana	0,03	4,48	1,12	0,02	Aceito
Tcheca	0,03	4,48	1,12	0,02	Aceito

Tabela 6.6 - Resumo da avaliação normativa em função dos deslocamentos residuais – OAE Poraquê

Norma	$\delta_r.exp(mm)$	$\Delta\delta_{máx}(mm)$	$\Delta\delta_r.lim(mm)$	$\Delta\delta_r / \Delta\delta_r.lim$	Status
Brasileira	0,23	2,00	0,10	2,30	Não Aceito
Alemã	0,23	2,00	0,20	1,15	Não Aceito
Espanhola	0,23	2,00	0,40	0,58	Aceito
Americana	0,23	2,00	0,50	0,46	Aceito
Tcheca	0,23	2,00	0,50	0,46	Aceito

Gráfico 6.1 – Deslocamento x tempo, ponte Arataú

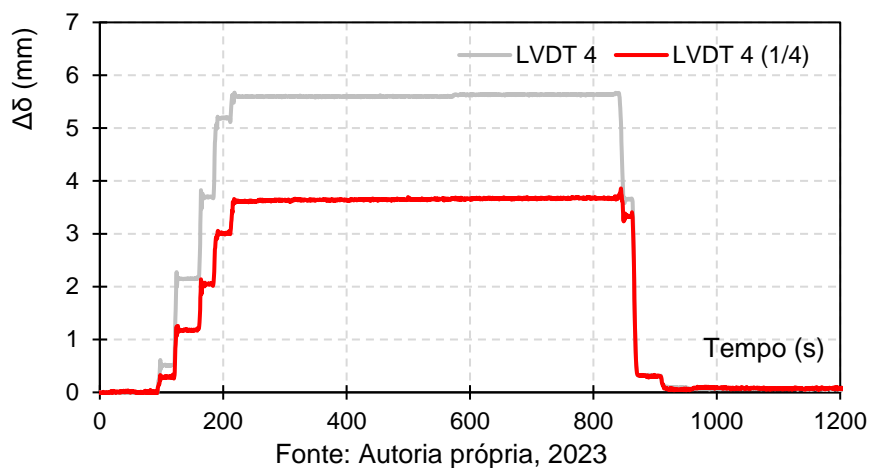


Gráfico 6.2 – Deslocamento x tempo, ponte Anapú

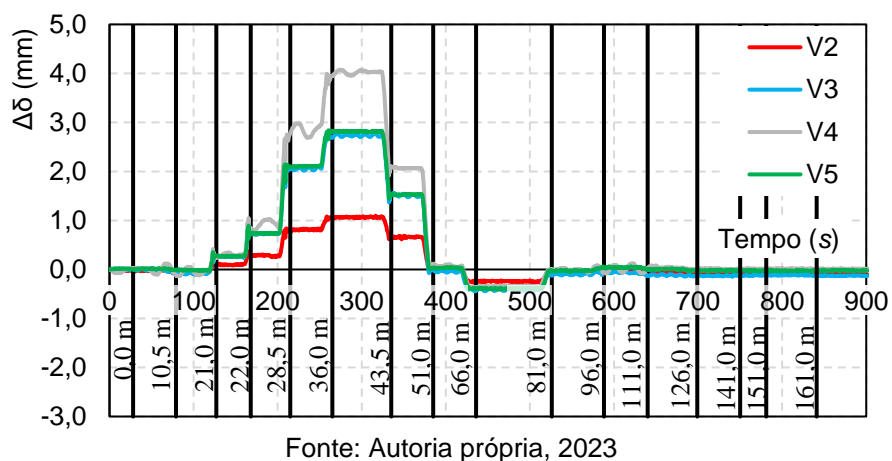
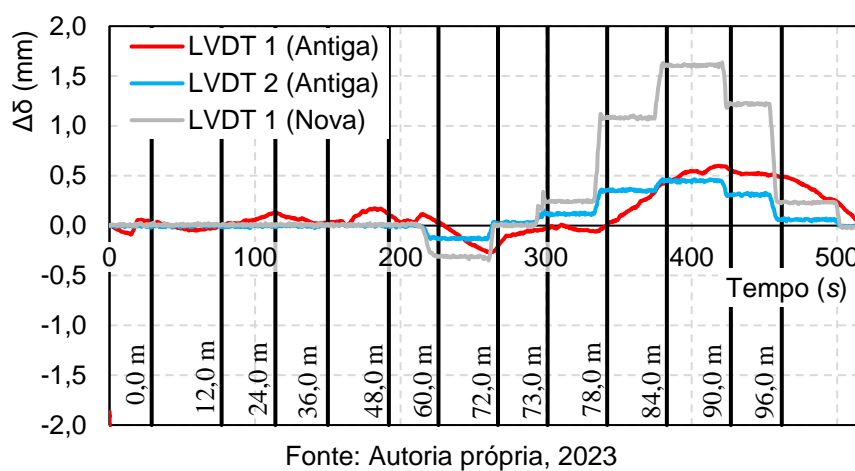


Gráfico 6.3 – Deslocamento x tempo, ponte Poraquê



6.1.3 Deformações

As Deformações são obtidas como calibração do modelo computacional, imprescindível e necessária nas recomendações normativas, espanhola e turca. Ao ensaio realizado nas OAEs Arataú, Anapú e Poraquê, demonstrou o comportamento estrutural bem sensível ao elaborado na modelagem, sendo possível aferir ao trabalho experimental, quanto sua precisão e acurácia, visto que os resultados experimentais se encontram em confronto com as estimativas teóricas por intermédio de análise linear das seções estudadas, sendo possível afirmar que as longarinas estudadas não apresentaram deformação plástica.

Para OAE Arataú, nas longarinas V3 e V4 na região do meio do vão, o registro de variação de deformação na mesa superior de maior intensidade foi aproximadamente de $-0,5\%$. Em relação as variações de deformação na mesa inferior, estas foram mais intensas que as variações observadas na mesa superior, alcançando deformações próximas a $0,83\%$ na viga de centro. As variações de deformações no centro de gravidade da longarina (C.G.) da longarina V4 apresentaram deformações diferente de zero e positivo nas regiões mais críticas. Isto indica que o tabuleiro trabalha como mesa colaborante contribuindo no comportamento da estrutura.

A OAE Anapú o registro de variação de deformação de maior intensidade, na mesa superior, foi de aproximadamente $0,015\%$ (compressão). Em relação as variações de deformação na mesa inferior, estas foram mais intensas que as variações observadas na mesa superior, alcançando deformações próximas a $0,06\%$ (tração) na viga de centro. As variações de deformações no centro de gravidade da longarina (C.G.) apresentaram deformações diferentes de zero e positivas nas regiões mais críticas. Indicando que o tabuleiro trabalha como mesa colaborante, contribuindo no comportamento da estrutura.

A OAE Poraquê apresentação comportamento estrutural similar as pontes Arataú e Anapú, antecitadas. Os contraventamentos apresentaram deformações de baixa intensidade, indicando que cumprem o papel de evitar flambagem local e flambagem lateral por torção dentro de limites aceitáveis de segurança, sendo o comportamento similar nas OAEs Arataú, Anapú e Poraquê. Os pilares não apresentaram deformações fora do esperado, para o caso do estado limite de serviço, dado sua geometria e inércia robusta.

No comparativo com normativo internacional fora realizada análise na mesa inferior tracionada, onde apresentou-se nas 03 pontes os maiores valores de deformação, sendo que as normas brasileira e americana não possuem valores de referência para validar o ensaio. A norma alemã não apresenta critério em função da deformação máxima pois apresenta recomendações para intensidade de carregamento próximos ao Estado Limite Último.

As Tabelas 6.7, 6.8 e 6.9 apresentam a avaliação normativa em função das deformações. Os parâmetros de Deformação não foram aceitos nas OAEs Arataú e Anapu, já na ponte Poraquê o critério normativo foi aceito apenas na norma Tcheca.

Tabela 6.7 - Resumo da avaliação normativa em função das deformações – OAE Arataú

Norma	$\Delta\epsilon_{\text{máx.teo}}$	$\Delta\epsilon_{\text{exp.}}$	$\Delta\epsilon_{\text{máx.lim}}$	$\Delta\epsilon_{\text{máx.exp.}} / \Delta\epsilon_{\text{máx.lim}}$	Status	
Brasileira	0,08‰	0,05‰	-	-	-	
Americana	0,08‰	0,05‰	-	-	-	
Espanhola	0,08‰	0,05‰	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} = 0,05 \text{ ‰}$	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} / \Delta\delta_{\text{máx.teo}}$	1,00	Não Aceito
			$\Delta\delta_{\text{máx.lim.sup}} = 0,09 \text{ ‰}$			
Tcheca	0,08‰	0,05‰	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} = 0,06 \text{ ‰}$	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} / \Delta\delta_{\text{máx.teo}}$	1,20	Não aceito
			$\Delta\delta_{\text{máx.lim.sup}} = 0,08 \text{ ‰}$			

Tabela 6.8 - Resumo da avaliação normativa em função das deformações – OAE Anapu

Norma	$\Delta\epsilon_{\text{máx.teo}}$	$\Delta\epsilon_{\text{exp.}}$	$\Delta\epsilon_{\text{máx.lim}}$	$\Delta\epsilon_{\text{máx.exp.}} / \Delta\epsilon_{\text{máx.lim}}$	Status	
Brasileira	0,06‰	0,03‰	-	-	-	
Americana	0,06‰	0,03‰	-	-	-	
Espanhola	0,06‰	0,03‰	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} = 0,04 \text{ ‰}$	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} / \Delta\delta_{\text{máx.teo}}$	1,33	Não Aceito
			$\Delta\delta_{\text{máx.lim.sup}} = 0,07 \text{ ‰}$			
Tcheca	0,06‰	0,03‰	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} = 0,05 \text{ ‰}$	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} / \Delta\delta_{\text{máx.teo}}$	1,66	Não Aceito
			$\Delta\delta_{\text{máx.lim.sup}} = 0,06 \text{ ‰}$			

Tabela 6.9 - Resumo da avaliação normativa em função das deformações – OAE Poraquê

Norma	$\Delta\epsilon_{\text{máx.teo}}$	$\Delta\epsilon_{\text{exp.}}$	$\Delta\epsilon_{\text{máx.lim}}$	$\Delta\epsilon_{\text{máx.exp.}} / \Delta\epsilon_{\text{máx.lim}}$	Status	
Brasileira	0,08‰	0,03‰	-	-	-	
Americana	0,08‰	0,03‰	-	-	-	
Espanhola	0,08‰	0,03‰	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} = 0,05 \text{ ‰}$	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} / \Delta\delta_{\text{máx.teo}}$	1,70	Não Aceito
			$\Delta\delta_{\text{máx.lim.sup}} = 0,09 \text{ ‰}$			
Tcheca	0,08‰	0,03‰	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} = 0,06 \text{ ‰}$	$\Delta\delta_{\text{máx.lim.inf}} / \Delta\delta_{\text{máx.teo}}$	0,75	Aceito
			$\Delta\delta_{\text{máx.lim.sup}} = 0,08 \text{ ‰}$			

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

7.1 CONCLUSÕES

Este trabalho apresenta ensaios de prova de carga estática realizado nas pontes Anapú, Arataú e Poraquê e teve como objetivo coletar dados de deslocamento e deformação nos elementos estruturais, tais como viga longarina, contraventamento e pilares. Nesse ensaio foram utilizados transdutores de deslocamentos (LVDT's) e extensômetros elétricos para a deformação do aço. Todos os dados dos instrumentos de medição são captados por um módulo de aquisição de dados, para captar as leituras provenientes dos sensores e instrumentos utiliza-se o sistema de aquisição automática de dados, fora feito comparativo com a modelagem numérica elaborada como etapa anterior as provas de cargas estática, com objetivo de referenciar os pontos críticos a que a estrutura da ponte estaria sendo provada. Os resultados de deste trabalho foram comparados com as recomendações das normas brasileira (ABNT NBR 9607, 2019), Espanhola (Ministerio de Fomento, 2009), Americana (ACI 318, 2019), Alemã (DAfStb, 2000), e Tcheca (CSN 73 6209, 1996) para confirmar a segurança dos critérios apresentados na ABNT NBR 9607 (2019) e aplicar critérios de avaliação omissos na norma nacional, as conclusões deste trabalho são elencadas a seguir:

- Foram realizados ensaios experimentais nas 03 OAES, Arataú, Anapú e Poraquê, onde foi possível refinar a metodologia de ensaio de modo cronológico, ou seja, do 1º ensaio (ponte Poraquê), ao último ensaio (ponte Arataú), visto a evolução na maturidade com a Norma ABNT NBR 9607 (2019), fora adquirida, refinando a metodologia de execução dos ensaios, sendo refletido nos comparativos teórico-computacional e experimental;
- A modelagem computacional, fora realizado de modo a calibrar o ensaio, e demonstrou valores semelhantes aos realizados em campo, para a metodologia executiva das pontes Arataú e Anapú demonstrando a fiel aplicação dos modelos de elementos finitos utilizados, em contraponto ao ensaio sobre a ponte Poraquê onde observou-se inconformidade nos resultados devido à não maturidade no método executivo de ensaio;

- Os resultados obtidos de deformação, demonstraram através da análise linear das seções das vigas longarinas, a condição esperada de não apresentar deformação plástica, na seção estudada, sendo assim resultados experimentais foram satisfatórios pois apresentaram comportamento semelhante ao teórico, porém em menor intensidade;
- As prescrições normativas internacionais inferiram conceitos para se analisar quantos a característica de rigidez da estrutura, visto que as normas Americana, Espanhola, Alemã e Tcheca, possuem estruturas mais rígidas que as brasileiras;
- Os deslocamentos foram convalidados pela norma espanhola e americana, exceto as normas Tcheca e Alemã, que levam a OAE ao ELU;
- Os deslocamentos residuais foram convalidados pelas normas internacionais nas OAEs Arataú e Anapú, já na ponte Poraquê as normas brasileira e americana não aceitaram os resultados obtidos;
- No critério de deformação as recomendações normativas espanhola e Tcheca não aceitaram os valores apresentados as OAEs Arataú e Anapú, já para ponte Poraquê foi convalidado o resultado com fulcro a norma Tcheca;
- Em relação o monitoramento dos pilares das OAEs estudadas, os valores obtidos foram próximos a zero, inferindo que os esforços no encontro com a travessa são de pequena magnitude;
- No monitoramento de juntas e apoio, ao caso das pontes Arataú e Anapú, os deslocamentos do apoio em todos os ensaios(1, 2 e 3) apresentaram medidas de pequena grandeza, podendo afirmar que não houve deslocamento relevantes de compressão no aparelho de apoio. Os deslocamentos entre as juntas apresentaram valores mais relevantes, porém sem comprometer estabilidade ou funcionalidade da ponte
- Para execução dos ensaios de prova de carga estática, recomendamos a metodologia prescrita neste trabalho nos ensaios desta magnitude em OAEs no Brasil.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

São apresentados a seguir algumas sugestões para trabalhos futuros:

- Avaliação provas de carga estática em pontes de concreto armado;
- Avaliação de provas de carga estática em pontes de concreto protendido;
- Avaliação de provas de carga estática em pontes em aço;
- Avaliação dos Normativos internacionais aos itens anteriores;
- Estudo da modelagem computacional como etapa preliminar as provas de carga em pontes.
- Avaliação de prova de carga estática em pontes ferroviárias;
- Avaliação de prova de carga dinâmica em pontes mistas rodoviárias;
- Avaliação de prova de carga dinâmica em pontes de concreto rodoviárias
- Avaliação normativa internacional para análise modal em pontes rodoviárias;
- Aplicação de ferramentas da confiabilidade estrutural nos ensaios de prova de cargas em pontes rodoviárias e ferroviárias.

8 REFERÊNCIAS

ALAMPALLI, S., FRANGOPOL, D., GRIMSON, J., HALLING, M., KOSNIK, D., LANTSOGHT, E., YANG, D., ZHOU, Y. **Bridge Load Testing: State-of-the-practice**. ASCE, 2020. Disponível em: doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001678](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001678)

ALMEIDA, P.A.O. **Introdução à extensometria elétrica de resistência**. São Paulo. Notas de aula – EPUSP, 1996.

ALMEIDA, P.A.O. **Transdutores para medida de deslocamentos lineares**. São Paulo. Notas de aula – EPUSP, 2004.

AMERICAN ROAD TRANSPORTATION BUILDERS ASSOCIATION (ARTBA). **Bridge Conditions Report**. Washington, D.C. Disponível em: <https://artbabridgereport.org/reports/2021-ARTBA-Bridge-Report.pdf>

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14)**. ACI Committee, 2014.

ARAUJO, M.C. Slab-on-girder prestressed concrete bridges: linear and nonlinear finite element analysis and experimental load tests. **LSU Doctoral Dissertations**, 1119, 2009. Disponível em: https://digitalcommons.lsu.edu/gradschool_dissertations/1119

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT 9607:2019. “**prova de carga estática em estruturas de concreto**”.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 9607 (2019) – **Prova de carga estática em estruturas de concreto – Requisitos e procedimentos**.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 9452 (2019) – **Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto – Procedimento**.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118 (2014) – **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15307 (2006) – **Ensaio não Destrutivo – Provas de Carga Dinâmicas em Grandes Estruturas**.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 16694 (2020) – **Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto**.

ASSOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA – AIS. **Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP 14**. Bogotá D.C, 2014.

BARRIAS, ANTONIO. **Monitorização de deslocamentos em estruturas com recurso ao GNSS - LABEST/FEUP**. PORTO, 2014.

COLE, T.J.; ALTMAN, D.G. Statistics Notes: What is a percentage difference?. **BMJ Research Methods & Reporting**, 2017. Disponível em: doi: <https://doi.org/10.1136/bmj.j3663>

EAMON, C., CHEHAB, A.; PARRA-MONTESINOS, G. Field Tests of Two Prestressed-Concrete Girder Bridges for LiveLoad Distribution and Moment Continuity. **Journal of Bridge Engineering**, 21(5), 2016. Disponível em: doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000859](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000859)

IDRISS, R.; LIANG, Z. In-Service Shear and Moment Girder Distribution Factors in Simple-Span Prestressed Concrete Girder Bridge: Measured with Built-in Optical Fiber Sensor System. Transportation Research Record: **Journal of the Transportation Research Board**, 2172(1), 2010. Disponível em: doi: <https://doi.org/10.3141/2172-16>

GREEN, T., YAZDANI, N.; SPAINHOUR, L. Contribution of Intermediate Diaphragms in Enhancing Precast Bridge Girder Performance. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, 18(3), 2004. Disponível em: doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2004\)18:3\(142\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2004)18:3(142))

HUANG, D., WANG, T.L.; SHAHAWY, M. Impact Studies of Multigirder Concrete Bridges. **Journal of Structural Engineering**, 119(8), 1993. Disponível em: doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1993\)119:8\(2387\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:8(2387))

LANTSOGHT, E., DE BOER, A., VAN DER VEEN, C., HORDIJK. **Optimizing Finite Element Models for Concrete Bridge Assessment with Proof Load Testing**. Frontiers in Built Environment, 2019. Disponível em: doi: <https://doi.org/10.3389/fbuil.2019.00099>

LANTSOGHT, E. **Proof load testing of reinforced concrete bridges: Experience from a program of testing in the Netherlands**. 1er Congreso Iberoamericano de Ingeniería Civil, 2017. Disponível em: http://pure.tudelft.nl/ws/portalfiles/portal/30723991/Proof_load_testing_of_reinforced_concrete_bridges_Ing._Eva_Lastsoght.pdf

LEFEBVRE, P. **The instrumentation, testing, and structural modeling of a steel girder bridge for long-term structural health monitoring**. Master's Theses and Capstones, University of New Hampshire. 2010. Disponível em: <https://core.ac.uk/download/pdf/215515969.pdf>

LOBO, S.; CHRISTENSON, R. A *simplified shear-strain based bridge weigh-in-motion method for in-service highway bridges*. **Métodos & Materiales**, 8, 11-22, 2018. Disponível em: doi: <https://doi.org/10.15517/mym.v8i1.34551>

MUÑOZ, E.; GÓMEZ, D. **Análisis de la evolución de los daños en los puentes de Colombia**. Bogotá: Pontificia Universidad Javeriana, 2011.

NEMETSCHKE GROUP. **Basic Concept Training Scia Engineer** 2011.0. Hasselt, 2011.

REINDERS, S. **Service life monitoring of concrete bridges**. Delft: Delft University of Technology, 2016.

SCHWARZ, M.; LAMAN, J. Response of **Prestressed Concrete I-Girder Bridges to Live Load**. **Journal of Bridge Engineering**, 6(1), 1999. Disponível em: doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2001\)6:1\(1\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2001)6:1(1))

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. **Primer on Bridge Load Testing**. Transportation Research Circular, no. E-C257, 2019. Disponível em <http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/circulars/ec257.pdf>

TIMOSHENKO, S.; WOINOWSKY-KRIEGER, S. **Theory of Plates and Shells**. McGraw-Hill., 1987.

TORRES, E. **Diseño de Puentes - Interpretación del código AASHTO**. Quito: Abya – Yala, 2013.

WANG, C.; ZHANG, H. **A probabilistic framework to optimize the target proof load for existing bridges**. *Innovative Infrastructure Solutions*, 2020. Disponível em: [doi: https://doi.org/10.1007/s41062-020-0261-9](https://doi.org/10.1007/s41062-020-0261-9)

ROSA, F. B. **Comparação das metodologias de inspeção de obras de arte: Metodologias GDE/UnB e DNIT**. Trabalho de Conclusão de Curso, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2014. 110 p.

EUQUERES, P. **Metodologia de inspeção de pontes de concreto armado**, Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, 2011. 168 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. **Manual de projetos de obras-de-arte especiais**, Rio de Janeiro, RJ, 1996. 225 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **Implantação e operação em âmbito nacional do sistema de gerenciamento de pontes - 3ª fase, Relatório final**, Brasília, DF, 2004a. 5 v.

_____. **Manual de inspeção de pontes rodoviárias**, 2ª ed. Rio de Janeiro, RJ, 2004b. 253 p.

_____. **NORMA DNIT 010: Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido - Procedimento**. Brasília, 2004c. 18 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT, **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**, Rio de Janeiro, 2014, 238p.

_____. **NBR 9452: Vistoria de pontes e viadutos de concreto**, Rio de Janeiro, 2012, 11 p.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS - AASHTO. **The manual for bridge evaluation**. 2 ed. Washington, 2013, 558 p.