

**AVALIAÇÃO DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL DE OBRAS DE ARTE
ESPECIAIS EXISTENTES USANDO AEROFOTOGRAMETRIA E BIM**

GUSTAVO SOARES PEREIRA PRIMO

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

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

BRASÍLIA / DF: SETEMBRO – 2025

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

**AVALIAÇÃO DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL DE OBRAS DE ARTE
ESPECIAIS EXISTENTES USANDO AEROFOTOGRAMETRIA E BIM**

GUSTAVO SOARES PEREIRA PRIMO

ORIENTADOR: RAMON SALENO YURE RUBIM COSTA SILVA
COORIENTADOR: FRANCISCO EVANGELISTA JÚNIOR

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

BRASÍLIA / DF: SETEMBRO-2025
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA

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

**AVALIAÇÃO DA INTEGRIDADE ESTRUTURAL DE OBRAS DE ARTE
ESPECIAIS EXISTENTES USANDO AEROFOTOGRAMETRIA E BIM**

GUSTAVO SOARES PEREIRA PRIMO

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

APROVADA POR:

Prof. Ramon Saleno Yure Rubim Costa Silva, *D.Sc* (UnB)
(Orientador)

Prof. Francisco Evangelista Junior, *PhD* (UnB)
(Coorientador)

Prof. Marcus Vinícius Girão de Moraes, *Dr. Univ.* (UnB)
(Examinador interno)

Prof. Cleirton André Silva Freitas, *D.Sc* (UFCA)
(Examinador externo)

BRASÍLIA/DF, 26 DE SETEMBRO DE 2025

FICHA CATALOGRÁFICA

PRIMO, GUSTAVO SOARES PEREIRA

Avaliação da integridade estrutural de obras de arte especiais existentes usando aerofotogrametria e BIM [Distrito Federal] 2025.

xxii, 172p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre em Estruturas e Construção Civil, 2025).

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Obras de Arte Especiais

2. Aerofotogrametria

3. BIM

4. Análise Estrutural

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Mestre)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PRIMO, G.S.P. (2025). Avaliação da integridade estrutural de obras de arte especiais existentes usando aerofotogrametria e BIM. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM – XXA/25, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 172p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Gustavo Soares Pereira Primo.

TÍTULO: Avaliação da Integridade Estrutural de Obras De Arte Especiais Existentes Usando Aerofotogrametria e BIM.

GRAU: Mestre

ANO: 2025

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

Gustavo Soares Pereira Primo

e-mail: gustavo.spp@hotmail.com

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador, Prof. Ramon Saleno Yure Rubim Costa Silva, e ao meu coorientador, Prof. Francisco Evangelista Junior, por toda a orientação e apoio durante o desenvolvimento desta dissertação. Sou grato por cada reunião, sugestão e crítica construtiva que contribuíram para o enriquecimento deste trabalho.

Ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil (PECC) da Universidade de Brasília (UnB), deixo meu sincero agradecimento pela formação sólida e pelo ambiente de aprendizado e troca intelectual que tanto favoreceram meu crescimento. Agradeço a todos os professores do programa, cujas aulas e orientações contribuíram com minha trajetória. Estendo esse agradecimento aos colegas de mestrado, pelos diálogos construtivos, pela convivência e por auxiliarem nos desafios dessa caminhada.

A UnB, por si só, merece um agradecimento especial, não apenas pela infraestrutura pelos e recursos oferecidos, mas também pelo espaço de acolhimento que encontrei tanto no mestrado quanto na graduação. Essa vivência possibilitou meu amadurecimento acadêmico e pessoal.

Ao Luis Henrique Prates, meu muito obrigado por toda a ajuda na execução da metodologia deste trabalho. Sua disposição em auxiliar e seu conhecimento com as inspeções das OAEs e processamento dos voos fez uma enorme diferença.

À minha família, especialmente aos meus pais, minha base incondicional, agradeço por todo o amor, paciência e apoio ao longo desta caminhada. Nos momentos de incerteza, foram vocês que me deram força para seguir em frente.

Aos meus amigos, agradeço pelo companheirismo e pelas conversas que tornaram essa jornada mais leve. Vocês foram essenciais nos momentos de cansaço e dúvida, bem como nas ocasiões de celebração. Em especial, agradeço a Ana Carolina Esteves, Gabriela Contreira, Georgia Bofill, Henrique Correia, Isadora Carvalho, Maria Luisa Duran, Marina Júlio, Victor Hugo Machado e Vinícius Oliveira, por estarem sempre presentes ao longo dos anos, oferecendo palavras de incentivo e apoio verdadeiro quando eu mais precisei.

A todos vocês, meu mais sincero obrigado.

“The bridge of life is built by wisdom and extends across the chasm of fear.”

Matshona Dhliwayo

RESUMO

A gestão eficiente de Obras de Arte Especiais (OAEs) é fundamental para a manutenção da malha viária e para a segurança dos usuários, sendo a etapa de inspeção essencial nesse processo. No entanto, observa-se uma deficiência no número das inspeções realizadas em função de limitações logísticas e dependência de análises visuais. Nesse cenário, o presente trabalho investigou a aplicação da tecnologia de aerofotogrametria com uso de drones junto da modelagem BIM como forma de realizar as inspeções. Duas OAEs localizadas no Distrito Federal (um viaduto no Eixo Monumental e a Ponte das Garças) foram inspecionadas, sendo os voos processados no *software* Agisoft Metashape[®] e posteriormente modelados no Autodesk Revit[®], o que permitiu aferir a geometria das estruturas e registrar as manifestações patológicas. Diferentes metodologias de inspeção foram aplicadas ao imageamento realizado, incluindo a GDE-UnB, as das normas NBR 9452 (2023) e DNIT 010/2004 – PRO e a *Linee Guida* (2022), cujos resultados mostraram que tais metodologias convergiram em avaliações similares, embora considerem alguns parâmetros diferentes. Além disso, o viaduto foi modelado em elementos finitos no *software* CSIBridge[®] e submetido a uma análise estrutural semiprobabilística proposta pela diretriz italiana, considerando variações nos materiais, carregamentos e idade da estrutura em cenários com e sem danos. Constatou-se que a análise pode ser aplicada de forma prática e rápida, permitindo obter informações a respeito da situação atual da OAE e indicando as ações a serem tomadas a seguir, se mostrando uma metodologia aplicável em larga escala.

Palavras-chave: Obras de Arte Especiais. Aerofotogrametria. BIM. Análise Estrutural.

ABSTRACT

Efficient management of Bridge Structures (OAEs) is fundamental for maintaining the road network and ensuring user safety, with inspections representing an essential stage in this process. However, a deficiency in the number of inspections is observed, due to logistical constraints and reliance on visual assessments. In this context, the present study investigated the application of aerial photogrammetry technology using drones, combined with BIM modeling, as a means of conducting inspections. Two OAEs located in the Federal District (a viaduct on the Eixo Monumental and the Ponte das Garças bridge) were inspected, with flights processed in Agisoft Metashape[®] software and subsequently modeled in Autodesk Revit[®]. This approach enabled the assessment of the structures' geometry and the documentation of pathological manifestations. Different inspection methodologies were applied to the resulting imagery, including those of GDE-UnB, NBR 9452 (2023), DNIT 010/2004 – PRO, and the *Linee Guida* (2022). The results indicated that these methodologies converged toward similar evaluations, despite considering some differing parameters. Furthermore, the viaduct was modeled with finite elements in CSIBridge[®] software and subjected to a semi-probabilistic structural analysis proposed by the Italian guidelines, accounting for variations in materials, loads and structural age under scenarios with and without damage. It was found that this analysis can be implemented in a practical and rapid manner, providing relevant information regarding the current condition of the OAE and indicating the subsequent actions to be undertaken, thereby demonstrating its applicability on a large scale.

Keywords: Bridge Structures. Aerial photogrammetry. BIM. Structural Analysis.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. JUSTIFICATIVA.....	5
1.2. OBJETIVOS.....	7
1.2.1. Objetivos gerais	7
1.2.2. Objetivos específicos.....	7
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO	7
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	9
2.1. INSPEÇÕES DE OAEs	9
2.1.1. NORMA DNIT 010/2004 – PRO (2004).....	9
2.1.2. ABNT NBR 9452 (2023)	12
2.1.3. Manual de Manutenção de Obras de Arte Especiais – OAEs – DNIT (2016).....	14
2.2. METODOLOGIA GDE-UnB	15
2.3. FOTOGRAMETRIA.....	20
2.4. PATOLOGIAS EM OAEs DE CONCRETO ARMADO	23
2.4.1. Corrosão de armadura.....	23
2.4.2. Desagregação.....	24
2.4.3. Desplacamento	25
2.4.4. Eflorescência	25
2.4.5. Fissura.....	26
2.4.6. Falha de concretagem	26
2.4.7. Abrasão.....	27
2.5. ANÁLISE ESTATÍSTICA	27
2.5.1. Variáveis aleatórias	29
2.5.2. Probabilidade de Falha	36

2.5.3. Análise de sensibilidade	38
2.5.4. Análise de confiabilidade	40
2.6. LINEE GUIDA – MIT (2022)	42
2.6.1. Abordagem multinível.....	43
2.6.2. Classes de Atenção	45
2.6.3. Análise da Estrutura	53
2.7. ESTADO DA ARTE.....	59
2.7.1. Arias <i>et al.</i> (2007).....	62
2.7.2. Nishiyama <i>et al.</i> (2015).....	63
2.7.3. Seo <i>et al.</i> (2018)	64
2.7.4. Dabous <i>et al.</i> (2023)	66
2.7.5. Cosenza & Losanno (2021).....	68
2.7.6. Buratti <i>et al.</i> (2022)	68
2.7.7. Capogna <i>et al.</i> (2023)	69
2.7.8. Gara <i>et al.</i> (2025).....	70
2.7.9. Masi <i>et al.</i> (2025)	71
2.7.10. Natali <i>et al.</i> (2023).....	72
2.7.11. Sano <i>et al.</i> (2025)	74
2.7.12. Santasiero <i>et al.</i> (2025).....	75
3. METODOLOGIA PROPOSTA.....	77
3.1. OBJETOS DE ESTUDO.....	77
3.1.1. OAE 1 – Eixo Monumental – Via S1 – Próximo à Catedral Militar.....	77
3.1.2. OAE 2 – Ponte das Garças	78
3.2. DRONES UTILIZADOS PARA AEROFOTOGRAMETRIA	79
3.2.1. Drone – DJI Mavic Air 2.....	79
3.2.2. Drone – DJI Mini 3.....	80
3.3. INSPEÇÕES DAS OAEs.....	82

3.3.1. OAE 1 - Viaduto.....	82
3.3.2. OAE 2 - Ponte	83
3.4. PROCESSAMENTO E MODELAGEM BIM	85
3.4.1. Processamento do voo	85
3.4.2. Modelagem BIM	87
3.5. DETERMINAÇÃO DAS VARIÁVEIS ESTRUTURAIS E FATORES PARCIAIS.....	88
3.5.1. Propriedades geométricas	88
3.5.2. Propriedades dos materiais	89
3.5.3. Carregamentos	90
3.5.4. Fatores parciais	92
3.5.5. Delimitação do estudo	93
3.6. ANÁLISE ESTRUTURAL.....	94
3.6.1. Carregamentos considerados	97
3.6.2. Combinação de ações	98
3.6.3. Verificações estruturais	98
4. RESULTADOS.....	100
4.1. INSPEÇÕES COM AEROFOTOGRAMETRIA	100
4.1.1. Processamento e modelagem BIM	100
4.1.2. Nota para as inspeções.....	113
4.2. ANÁLISE ESTRUTURAL PELA LINEE GUIDA	130
4.2.1. Momento Fletor Negativo Longitudinal.....	130
4.2.2. Momento Fletor Positivo Longitudinal	134
4.2.3. Momento Fletor Negativo Transversal.....	136
4.2.4. Momento Fletor Positivo Transversal	139
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	143
5.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	144

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	146
APÊNDICE A	167
ANEXO A – PROJETO VIADUTO WALMOR ZEREDO.....	170

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 2.1 – Notas de avaliação dos elementos estruturais conforme a DNIT 010/2004 – PRO (2004). (Fonte: DNIT 010, 2004, adaptado)	11
Tabela 2.2 – Notas de avaliação dos elementos de OAEs conforme a ABNT NBR 9452/2023. (Fonte: ABNT NBR 9452, 2023, adaptado)	13
Tabela 2.3 – Fatores de intensidade por dano. (Fonte: PAVONI, 2019, adaptado).....	16
Tabela 2.4 – Fatores de ponderação por família. (Fonte: LAURIA, 2018, adaptado).....	18
Tabela 2.5 – Fatores de relevância por família. (Fonte: LAURIA, 2018, adaptado).....	18
Tabela 2.6 – Níveis de deterioração da estrutura e do elemento reformulada. (Fonte: EUQUERES, 2011).....	19
Tabela 2.7 – Levantamento bibliográfico das variáveis aleatórias em OAEs e suas PDFs. (Fonte: PRIMO <i>et al.</i> , 2025, adaptado).....	29
Tabela 2.8 – Estado das pontes conforme confiabilidade. (Fonte: THOFT-CHRISTENSEN <i>et al.</i> , 1999, adaptado).....	42
Tabela 2.9 – Parâmetros para determinação do CdA estrutural. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido)	46
Tabela 2.10 – Classificação das estradas segundo massa máxima permitida. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido)	46
Tabela 2.11 – Frequência de trânsito de veículos comerciais por faixa. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido)	47
Tabela 2.12 – Classes de periculosidade estrutural. (Fonte: MIMS, 2022)	47
Tabela 2.13 – Classes do nível de dano estrutural. (Fonte: MIMS, 2022, adaptado)	47
Tabela 2.14 – Classes de vulnerabilidade estrutural com base na solução estrutural, material e comprimento do maior vão. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido).....	48
Tabela 2.15 – Nível de tráfego médio diário sobre a ponte. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido) 49	
Tabela 2.16 – Classes de exposição estrutural com base no tráfego médio diário e comprimento médio do vão. (Fonte: MIMS, 2022, adaptado).....	49
Tabela 2.17 – Classes de exposição com base na tipologia do obstáculo transposto. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido).....	50

Tabela 2.18 – Determinação da CdA estrutural. (Fonte: MIMS, 2022, adaptado)	51
Tabela 2.19 – Combinação das CdAs geotécnica e hidráulica. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido)	52
Tabela 2.20 – Determinação da CdA global. (Fonte: MIMS, 2022, adaptado)	52
Tabela 2.21 – Fatores de segurança obtidos para a ponte estudada. (Fonte: COSENZA; LOSANNO, 2021, adaptado)	68
Tabela 3.1 – Escala Beaufort para classificação de vento. (Fonte: SEMASA, s.d.)	82
Tabela 3.2 – Armaduras adotadas para a OAE 1. (Fonte: autor)	89
Tabela 3.3 – Fatores parciais a serem adotados conforme Linee Guida. (Fonte: autor)	93
Tabela 4.1 – Relação de danos por elemento – OAE 1. (Fonte: autor)	115
Tabela 4.2 – Cálculo Gd – OAE 1. (Fonte: autor)	115
Tabela 4.3 – Cálculo Gd para Gde superior a 15 – OAE 1. (Fonte: autor)	116
Tabela 4.4 – Relação de danos por elemento – OAE 2. (Fonte: autor)	118
Tabela 4.5 – Cálculo Gd – OAE 2. (Fonte: autor)	119
Tabela 4.6 – Cálculo Gd para Gde superior a 15 – OAE 2. (Fonte: autor)	120
Tabela 4.7 – Notas de classificação conforme NBR 9452/2023 – OAE 1. (Fonte: autor)	122
Tabela 4.8 – Notas de classificação conforme NBR 9452/2023 – OAE 2. (Fonte: autor)	123
Tabela 4.9 – Notas de avaliação conforme DNIT 010/2004-PRO – OAE 1. (Fonte: autor) ..	125
Tabela 4.10 – Notas de avaliação conforme DNIT 010/2004-PRO – OAE 2. (Fonte: autor) ..	125
Tabela 4.11 – Análise de momento fletor negativo longitudinal sem danos. (Fonte: autor) ..	133
Tabela 4.12 – Análise de momento fletor negativo longitudinal com danos. (Fonte: autor) ..	134
Tabela 4.13 – Análise de momento fletor positivo longitudinal sem danos. (Fonte: autor) ..	136
Tabela 4.14 – Análise de momento fletor positivo longitudinal com danos. (Fonte: autor) ..	136
Tabela 4.15 – Análise de momento fletor negativo transversal sem danos. (Fonte: autor) ...	139
Tabela 4.16 – Análise de momento fletor negativo transversal com danos. (Fonte: autor) ...	139
Tabela 4.17 – Análise de momento fletor positivo transversal sem danos. (Fonte: autor)	141
Tabela 4.18 – Análise de momento fletor positivo transversal com danos. (Fonte: autor)	141

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 1.1 – Exemplos de Pontes. (a) Viaduto. (b) Passarela. (c) Aqueduto. (Fontes: SCHWINGEL, 2023; ORLANDI, 2020; JUNIOR, 2023).....	2
Figura 1.2 – Idade média de pontes estadunidenses em rodovias interestaduais por estado. (Fonte: GHAHARI <i>et al.</i> , 2019, traduzido)	3
Figura 1.3 – Inspeção de ponte por aerofotogrametria com auxílio de drone. (a) Inspeção. (b) Modelo gerado. (Fonte: MANDIROLA <i>et al.</i> , 2022, adaptado).....	4
Figura 2.1 – Fluxograma de gerenciamento de uma OAE. (Fonte: NBR 9452, 2023).....	14
Figura 2.2 – Fluxograma da metodologia para o cálculo do Grau de Deterioração da Estrutura. (Fonte: CASTRO, 1994)	16
Figura 2.3 – Uso de drone para inspecionar abaixo do tabuleiro. (Fonte: MANDIROLA <i>et al.</i> , 2022).....	20
Figura 2.4 – Local de estudo para fotogrametria com drone. (Fonte: ELKHRACHY, 2021, adaptado).....	22
Figura 2.5 – Resultado do processamento da fotogrametria. (a) Agisoft Metashape®. (b) Pix4D Mapper®. (Fonte: ELKHRACHY, 2021).....	22
Figura 2.6 – Esquematização das sombras geradas ao se sobrevoar objetos. (Fonte: SILVA, L. <i>et al.</i> , 2022).....	22
Figura 2.7 – Imageamento obtido para voos com diferentes graus de sobreposição. (a) Voo unidirecional com sobreposição de 60% transversal e 70% longitudinal. (b) Voo unidirecional com sobreposição de 80% transversal e 80% longitudinal. (c) Voo bidirecional com sobreposição de 80% transversal e 80% longitudinal. (Fonte: SILVA, L. <i>et al.</i> , 2022).....	23
Figura 2.8 – Exemplo de corrosão de armadura. (Fonte: OLIVEIRA, 2020).....	24
Figura 2.9 – Exemplo de desagregação. (Fonte: KARNAK, 2024).....	24
Figura 2.10 – Exemplo de deslocamento. (Fonte: SILVA <i>et al.</i> , 2018).....	25
Figura 2.11 – Exemplo de eflorescência. (Fonte: ECIVIL, 2016)	25
Figura 2.12 – Exemplo de fissura. (Fonte: PAPATZANI, 2002)	26
Figura 2.13 – Exemplo de falha de concretagem. (Fonte: DRYPLAN, 2016)	27
Figura 2.14 – Exemplo de abrasão. (Fonte: PAVONI, 2019).....	27

Figura 2.15 – Sequência de atividades para a gestão de pontes. (Fonte: DAS <i>et al.</i> , 2000, traduzido)	28
Figura 2.16 – Histograma das frequências dos fatores de carga de resistência. (Fonte: GALVÃO <i>et al.</i> , 2021, traduzido).....	41
Figura 2.17 – Relação custo por confiabilidade. (Fonte: FENG <i>et al.</i> , 2024, traduzido)	41
Figura 2.18 – Deterioração do índice de confiabilidade no tempo. (Fonte: Frangopol <i>et al.</i> , 2001, traduzido)	42
Figura 2.19 – Fluxograma para determinação da classe de vulnerabilidade estrutural final. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido)	49
Figura 2.20 – Fluxograma para determinação da classe de exposição estrutural final. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido).....	50
Figura 2.21 – Custos associados aos diferentes cenários. (Fonte: BARON <i>et al.</i> , 2023)	60
Figura 2.22 – Evolução do índice de confiabilidade das pontes no decorrer dos anos em diferentes cenários. (Fonte: BARON <i>et al.</i> , 2023).....	60
Figura 2.23 – Dados do levantamento de pontes realizado. (a) Jurisdição das pontes. (b) Distribuição das inspeções realizadas. (Fonte: SANTOS <i>et al.</i> , 2022, traduzido).....	61
Figura 2.24 – Modelo 3D da ponte Fillaboa. (Fonte: ARIAS <i>et al.</i> , 2007)	62
Figura 2.25 – Alvos para monitoramento da fissura. (Fonte: NISHIYAMA <i>et al.</i> , 2015, traduzido)	64
Figura 2.26 – Foto da ponte inspecionada. (Fonte: SEO <i>et al.</i> , 2018).....	64
Figura 2.27 – Lado inferior do tabuleiro com danos aparentes. (a) Foto capturada. (b) Modelo 3D gerado por PhotoScan. (Fonte: SEO <i>et al.</i> , 2018, adaptado).....	65
Figura 2.28 – Pontos de locação da câmera. (Fonte: DABOUS <i>et al.</i> , 2023).....	66
Figura 2.29 – Nuvem de pontos gerada. (Fonte: DABOUS <i>et al.</i> , 2023)	67
Figura 2.30 – Superfícies de contorno geradas. (Fonte: DABOUS <i>et al.</i> , 2023).....	67
Figura 2.31 – Modelagem 3D da estrutura sem texturização. (Fonte: DABOUS <i>et al.</i> , 2023).....	67
Figura 2.32 – Percentagem do número de vezes que análises 3 ou 4 são necessárias. (Fonte: Sano <i>et al.</i> , 2023, traduzida).....	75
Figura 3.1 – OAE 1 – Localização. (Fonte: GOOGLE EARTH, 2025)	77
Figura 3.2 – OAE 1 – Vista Lateral. (Fonte: GOOGLE MAPS)	78
Figura 3.3 – OAE 2 – Localização. (Fonte: GOOGLE EARTH, 2025)	78
Figura 3.4 – OAE 2 – Vista Lateral. (Fonte: BRANDÃO, 2018).....	79
Figura 3.5 – Drone – DJI Mavic Air 2. (Fonte: DJI, 2020)	80

Figura 3.6 – Drone – DJI Mini 3. (Fonte: DJI, 2022)	81
Figura 3.7 – Alvo para fotografias aéreas. (Fonte: SCCS, 2024).....	84
Figura 3.8 – Alvo na lateral do tabuleiro. (Fonte: autor)	84
Figura 3.9 – OAE 2 – Vista Inferior. (Fonte: autor)	85
Figura 3.10 – Processamento via Agisoft Metashape®. (a) Posições da câmera. (b) Nuvem de pontos. (Fonte: SILVA <i>et al.</i> , 2024).....	86
Figura 3.11 – Modelo 3D gerado via Agisoft Metashape®. (Fonte: SILVA <i>et al.</i> , 2024)	86
Figura 3.12 – Exemplo de marcadores no Agisoft Metashape® em fotos de diferentes posições. (Fonte: autor)	87
Figura 3.13 – Trem-tipo para veículos pesados – 44 toneladas. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido).	91
Figura 3.14 – Trem-tipo para veículos médios – 26 toneladas. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido).	91
Figura 3.15 – Trem-tipo para veículos leves – 7,5 toneladas. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido).	91
Figura 3.16 – Trem-tipo para veículos muito leves – 3,5 toneladas. (Fonte: MIMS, 2022)....	92
Figura 3.17 – Vista isométrica do modelo. (Fonte: autor).	94
Figura 3.18 – Seção transversal do modelo com elementos extrudados. (Fonte: autor).....	94
Figura 3.19 – Exemplo de patologias encontradas durante inspeção. (Fonte: autor).....	96
Figura 3.20 – Localização das patologias encontradas durante a inspeção. (Fonte: autor).	96
Figura 3.21 – Consideração de danos na modelagem. (Fonte: autor).	96
Figura 3.22 – Exemplo de aplicação dos carregamentos permanentes. (Fonte: autor).	97
Figura 3.23 – Trem tipo de 44t. (Fonte: autor).....	97
Figura 3.24 – Trem tipo de 26t. (Fonte: autor).....	98
Figura 4.1 Superfícies de contorno da OAE 1 – Vista sem modelagem. (Fonte: autor).....	100
Figura 4.2 – Superfícies de contorno da OAE 1 – Vista com modelagem. (Fonte: autor)	101
Figura 4.3 – Superfícies de contorno da OAE 1 – Implantação com modelagem. (Fonte: autor)	101
Figura 4.4 – Modelo BIM da OAE 1 – Planta de mesoestrutura com superfícies de contorno. (Fonte: autor).....	102
Figura 4.5 – Modelo BIM da OAE 1 – Planta de mesoestrutura sem superfícies de contorno. (Fonte: autor).....	102

Figura 4.6 – Modelo BIM da OAE 1 – Corte transversal com superfícies de contorno. (Fonte: autor)	103
Figura 4.7 – Modelo BIM da OAE 1 – Corte longitudinal com superfícies de contorno. (Fonte: autor).....	103
Figura 4.8 – Modelo BIM da OAE 1 – Esquemática corte longitudinal com superfícies de contorno. (Fonte: autor).....	103
Figura 4.9 – Modelo BIM da OAE 1 – Esquemática corte transversal com superfícies de contorno. (Fonte: autor).....	103
Figura 4.10 – OAE 1 - Fotografia patologia aproximada. (Fonte: autor)	104
Figura 4.11 – Modelo BIM da OAE 1 – Isométrico da patologia. (Fonte: autor).....	104
Figura 4.12 – Modelo BIM da OAE 1 – Isométrico da patologia detalhado. (Fonte: autor)	105
Figura 4.13 Superfícies de contorno da OAE 2 – Encontro Asa Sul – Vista sem modelagem. (Fonte: autor).....	107
Figura 4.14 Superfícies de contorno da OAE 2 – Encontro Asa Sul – Esquemática corte longitudinal. (Fonte: autor)	107
Figura 4.15 Modelo BIM da OAE 2 – Encontro Asa Sul – Implantação. (Fonte: autor)	108
Figura 4.16 Modelo BIM da OAE 2 – Encontro Asa Sul – Vigas. (Fonte: autor).....	108
Figura 4.17 Modelo BIM da OAE 2 – Encontro Asa Sul – Pilares. (Fonte: autor)	109
Figura 4.18 Modelo BIM da OAE 2 – Encontro Asa Sul – Corte Transversal. (Fonte: autor)	109
Figura 4.19 Modelo BIM da OAE 2 – Encontro Asa Sul – Vista Longitudinal. (Fonte: autor)	109
Figura 4.20 Superfícies de contorno da OAE 2 – Região Central – Vista sem modelagem. (Fonte: Autor).....	110
Figura 4.21 Modelo BIM da OAE 2 – Região Central – Esquemática corte transversal com superfícies de contorno. (Fonte: autor)	110
Figura 4.22 Modelo BIM da OAE 2 – Região Central – Esquemática corte longitudinal com superfícies de contorno. (Fonte: autor)	110
Figura 4.23 Modelo BIM da OAE 2 – Região Central – Implantação. (Fonte: autor)	111
Figura 4.24 Modelo BIM da OAE 2 – Região Central – Vigas. (Fonte: autor).....	111
Figura 4.25 Modelo BIM da OAE 2 – Região Central – Pilares. (Fonte: autor)	111
Figura 4.26 Modelo BIM da OAE 2 – Região Central – Corte Transversal. (Fonte: autor)..	111
Figura 4.27 Modelo BIM da OAE 2 – Região Central – Vista Longitudinal. (Fonte: autor)	112

Figura 4.28 Exemplo de patologia do tabuleiro da OAE1 entre os pilares 1 e 4. (Fonte: autor)	114
Figura 4.29 Exemplo de patologia do tabuleiro da OAE1 entre os pilares 4 e 7. (Fonte: autor)	114
Figura 4.30 Exemplo de patologia do tabuleiro da OAE1 atrás do pilar 7. (Fonte: autor) ...	114
Figura 4.31 Exemplo 1 de patologia do tabuleiro da OAE2. (Fonte: autor)	117
Figura 4.32 Exemplo 2 de patologia do tabuleiro da OAE2. (Fonte: autor)	117
Figura 4.33 Exemplo 3 de patologia do tabuleiro da OAE2. (Fonte: autor)	117
Figura 4.34 – Fotografia da OAE 1 em 2015. (Fonte: Google Maps, 2015)	127
Figura 4.35 – Momentos fletores longitudinais de peso próprio para o modelo sem danos [kNm/m]. (Fonte: autor)	131
Figura 4.36 – Momentos fletores longitudinais de peso próprio para o modelo com danos [kNm/m]. (Fonte: autor)	131
Figura 4.37 – Envoltória mínima de momentos fletores longitudinais de carga móvel (44t) para o modelo sem danos [kNm/m]. (Fonte: autor)	131
Figura 4.38 – Envoltória mínima de momentos fletores longitudinais de carga móvel (44t) para o modelo com danos [kNm/m]. (Fonte: autor)	132
Figura 4.39 – Envoltória mínima de momentos fletores longitudinais de carga móvel (26t) para o modelo sem danos [kNm/m]. (Fonte: autor)	132
Figura 4.40 – Envoltória mínima de momentos fletores longitudinais de carga móvel (26t) para o modelo com danos [kNm/m]. (Fonte: autor)	132
Figura 4.41 – Envoltória máxima de momentos fletores longitudinais de carga móvel (44t) para o modelo sem danos [kNm/m]. (Fonte: autor)	134
Figura 4.42 – Envoltória máxima de momentos fletores longitudinais de carga móvel (44t) para o modelo com danos [kNm/m]. (Fonte: autor)	135
Figura 4.43 – Envoltória máxima de momentos fletores longitudinais de carga móvel (26t) para o modelo sem danos [kNm/m]. (Fonte: autor)	135
Figura 4.44 – Envoltória máxima de momentos fletores longitudinais de carga móvel (26t) para o modelo com danos [kNm/m]. (Fonte: autor)	135
Figura 4.45 – Momentos fletores transversais de peso próprio para o modelo sem danos [kNm/m]. (Fonte: autor)	137
Figura 4.46 – Momentos fletores transversais de peso próprio para o modelo com danos [kNm/m]. (Fonte: autor)	137

Figura 4.47 – Envoltória mínima de momentos fletores transversais de carga móvel (44t) para o modelo sem danos [kNm/m]. (Fonte: autor)	137
Figura 4.48 – Envoltória mínima de momentos fletores transversais de carga móvel (44t) para o modelo com danos [kNm/m]. (Fonte: autor).....	138
Figura 4.49 – Envoltória mínima de momentos fletores transversais de carga móvel (26t) para o modelo sem danos [kNm/m]. (Fonte: autor)	138
Figura 4.50 – Envoltória mínima de momentos fletores transversais de carga móvel (26t) para o modelo com danos [kNm/m]. (Fonte: autor).....	138
Figura 4.51 – Envoltória máxima de momentos fletores transversais de carga móvel (44t) para o modelo sem danos [kNm/m]. (Fonte: autor)	140
Figura 4.52 – Envoltória máxima de momentos fletores transversais de carga móvel (44t) para o modelo com danos [kNm/m]. (Fonte: autor).....	140
Figura 4.53 – Envoltória máxima de momentos fletores transversais de carga móvel (26t) para o modelo sem danos [kNm/m]. (Fonte: autor)	140
Figura 4.54 – Envoltória máxima de momentos fletores transversais de carga móvel (26t) para o modelo com danos [kNm/m]. (Fonte: autor).....	141

LISTA DE SIGLAS

Sigla	Significado
3D	Três dimensões / Tridimensional
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANAC	Agência Nacional de Aviação Civil
ArPDF	Arquivo Público do Distrito Federal
AT	<i>Aerial triangulation</i>
BBA	<i>Bundle Block Adjustment</i>
BIM	<i>Building Information Modeling</i>
BrIM	<i>Bridge Information Modeling</i>
CC	<i>Classe di Conseguenza</i>
CdA	<i>Classe di Attenzione</i>
CNT	Confederação Nacional dos Transportes
DER	Departamento de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
FC	<i>Fattori di Confidenza</i>
FEM	<i>Finite Element Method</i>
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
FORM	<i>First-Order Reliability Method</i>
FOSM	<i>First Order Second Moment</i>
FRZ	<i>Flight Restriction Zone</i>
GDE	Grau de Deterioração Estrutural
GPS	<i>Global position system</i>
IABSE	<i>International Association for Bridge and Structural Engineering</i>
ISPRS	<i>International Society for Photogrammetry and Remote Sensing</i>
JCSS	<i>Joint Committee on Structural Safety</i>
KPI	<i>Key Performance Indicators</i>
LC	<i>Livelli di Conoscenza</i>

LHS	<i>Latin Hypercube Sampling</i>
MCS	<i>Monte Carlo Simulations</i>
MIMS	<i>Ministero delle Infrastrutture e della Mobilità Sostenibili</i>
MIT	<i>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</i>
NBI	<i>National Bridge Inventory</i>
NBR	Norma Brasileira
NTC	<i>Norme Tecniche per le Costruzioni</i>
OAE	Obra de Arte Especial
PDF	<i>Probability Density Function</i>
PECC	Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil
PMC	<i>Probabilistic Model Code</i>
QCP	<i>Quality Control Plan</i>
RBAC-E	Regulamento Brasileiro de Aviação Civil Especial
RPA	Aeronave Remotamente Pilotada
SGO	Sistema de Gerenciamento de Obras de Arte Especial
TCU	Tribunal de Contas da União
UAS	<i>Unmanned aerial system</i>
UAV	<i>Unmanned aerial vehicle</i>
UnB	Universidade de Brasília
VANT	Veículo aéreo não tripulado
VLOS	<i>Visual Line of Sight</i>
ZAD	Zona de Aproximação ou de Decolagem
ZEA	Zona de Entorno de Aeródromo
ZEH	Zona de Entorno de Heliponto

1. INTRODUÇÃO

A malha rododiferroviária é um elemento de grande importância para a economia de um país, possibilitando o transporte de mercadorias e pessoas. Conforme a CNT (2022), o Brasil possui uma malha rodoviária superior a 1,7 milhão de quilômetros, sendo o meio utilizado para o transporte de mais de 70% das mercadorias em território nacional e movimentando cerca de 6% do PIB do país (WASAKI ENGENHARIA, 2024; COMPROVEI, 2024). No entanto, segundo FGV (2020), o impacto na economia pode ser de cerca de 29%, visto que permite a interligação entre produtores e consumidores.

Tais rodovias e ferrovias, por percorrerem por grandes extensões, encontram obstáculos naturais ou artificiais em seus trajetos, tais como relevo, núcleos habitacionais e até mesmo outras vias. Dentre as formas de se vencer tais obstáculos, uma das mais frequentes são as pontes. As pontes (Figura 1.1) podem ser conceituadas como construções que visam a continuidade de uma via ao transpor de forma elevada um obstáculo físico sem bloquear a passagem por debaixo delas.

Tais estruturas começaram a ser construídas séculos atrás, possuindo diversas geometrias e podendo ser executadas com diferentes materiais, como pedra, madeira, metal e concreto. Além disso, dependendo das suas características, podem receber outros nomes, como: viadutos (não transpõe água), passarela (apenas trânsito de pedestre) e aqueduto (utilizados para adução de água) (SILVA, R., 2022).

A norma NBR 7187 (ABNT, 2021), por sua vez, agrupa as pontes, viadutos e passarelas como OAEs (Obra de Arte Especial). Tais estruturas são definidas como:

- Pontes: estruturas sujeitas a cargas em movimento de posição variável (carga móvel), utilizadas para transpor um obstáculo natural (rio, córrego, vale, etc.);
- Viadutos: estruturas para transpor obstáculos artificiais (avenida, rodovia, etc.);
- Passarelas: estruturas longilíneas destinadas à transposição de um obstáculo natural e/ou artificial para uso exclusivo de pedestres e/ou ciclistas.

Já norma NBR 7188 (ABNT, 2024) apresenta conceitos bastante semelhantes, diferenciando-se no fato de que a carga móvel não é mencionada na definição (apesar de ser um dos carregamentos descritos na norma para este tipo de estrutura) e no tipo de obstáculos

transpostos por pontes e viadutos. Esta norma descreve que as pontes transpõem canais aquíferos (rio, mar, lago, córrego, etc.) e os viadutos transpõem rodovias, ferrovias, vales, grotas ou contornos de encosta.



Figura 1.1 – Exemplos de Pontes. (a) Viaduto. (b) Passarela. (c) Aqueduto. (Fontes: SCHWINGEL, 2023; ORLANDI, 2020; JUNIOR, 2023)

Segundo Srikanth e Arockiasamy (2020), os Estados Unidos possuem mais de 600 mil pontes ao redor do país, sendo que quase 40% possuem mais de 50 anos de idade, valor que é indicado pelos autores como vida de projeto médio para este tipo de estrutura, além de ressaltar que cerca de 9% se encontram em um estado estruturalmente deficiente. Segundo Ghahari *et al.* (2019), nos Estados Unidos as pontes possuem uma idade média de 43 anos, tendo o estado do Havaí a maior média 32% superior à nacional (Figura 1.2). No Canadá, mais de 40% das pontes possuíam idade superior a 30 anos no início dos anos 2000, estando uma parcela significativa necessitada de reforços, recuperações ou substituições (MUFTI, 2001). Já nos Países Baixos, a maioria das pontes possuem mais de 30 anos de idade (KLATTER; NOORTWIJK, 2003) Isto ressalta a importância e necessidade de se executar manutenções periódicas das estruturas, levantando-se a situação da estrutura e tomando as devidas providências cabíveis de forma a minimizar a deterioração estrutural e garantir sua segurança e servicibilidade.

O Brasil, por sua vez, não possui um levantamento da quantidade exata de pontes existentes no país, sendo o valor exato desconhecido mesmo pelo DNIT e os DER's, porém o vice-presidente da IABSE (*International Association for Bridge and Structural Engineering*), Julio Timerman, afirma que extraoficialmente a estimativa é de que há cerca de 120 mil pontes e viadutos espalhados pelo território brasileiro (GUIADOTRC, 2020). Segundo Santos *et al.* (2022), as pontes brasileiras são majoritariamente feitas em concreto armado, porém como grande parte das estruturas não estão catalogadas, não se possui muitas informações a respeito do seu estado de conservação. Oliveira, Greco & Bittencourt (2019) mencionam um

levantamento de 4.725 pontes brasileiras, com idade média de 40 anos, no qual 4,7% necessitavam de intervenções imediatas ou de médio prazo, e 38% apresentavam danos estruturais leves e/ou necessidade de manutenções regulares.

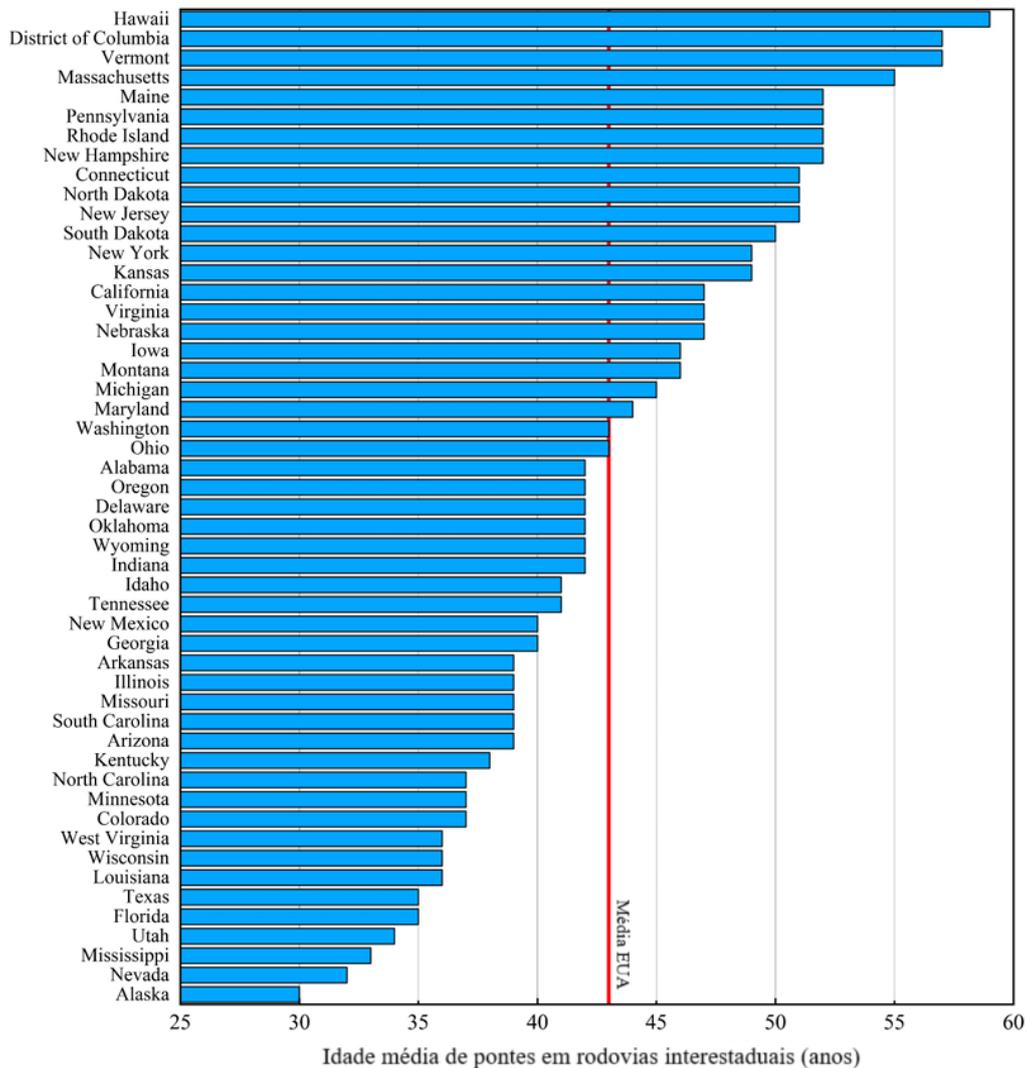


Figura 1.2 – Idade média de pontes estadunidenses em rodovias interestaduais por estado. (Fonte: GHAHARI *et al.*, 2019, traduzido)

Conforme Baron *et al.* (2023) as OAEs sofrem um processo de deterioração de resistência no decorrer do tempo em função da exposição às intempéries e carregamentos. Consequentemente, em função do cenário de falta de inspeções e de manutenções, diversas estruturas se encontram em situações precárias, podendo trazer prejuízos à economia e comprometer a segurança dos usuários. Tal cenário pode ser explicado pelo fato de que muitas OAEs não estão catalogadas ou se encontram em locais distantes e de difícil acesso, não possuindo um local seguro para que a inspeção possa ocorrer (KOCH *et al.*, 2014).

Visando-se combater os desafios encontrados para a realização de inspeções, novas tecnologias começaram a ser implementadas para se facilitar e automatizar o processo de inspeção de pontes e viadutos. Ao se utilizar equipamentos para inspecionar as estruturas, as inspeções se tornam mais rápidas, fáceis, precisas e podem ser realizadas a uma distância segura, sem exigir um maquinário muito caro (ZHU, GERMAN & BRILAKIS, 2010).

Dentre as novas tecnologias de inspeção, pode-se destacar as realizadas por meio de fotogrametrias com auxílio de drone (pequeno veículo aéreo não tripulado e controlado de forma remota que, se equipado de uma câmera, pode ser usado para a filmagens e fotografias) uma técnica não destrutiva que possibilita, a partir de uma série de fotografias sobrepostas, captar a geometria e colher dados quanto aos danos existentes na estrutura (BAQERSAD *et al.*, 2017). Por ser realizada de um ponto de vista aéreo, também é chamada de aerofotogrametria.

Esta tecnologia vem ganhando espaço no mercado por possibilitar o registro fotográfico das condições da estrutura de forma próxima e de alta resolução sem gerar riscos à segurança dos trabalhadores, visto que o uso de drones substitui a necessidade de se usar equipamentos, como balancins e andaimes, para que a equipe de inspeção consiga alcançar certos elementos. Isto pode tornar o processo mais rápido e com maior custo-benefício (MANDIROLA *et al.*, 2022). As fotografias tiradas pelo drone podem ser compiladas e através de análises em diferentes softwares comerciais transformadas em um modelo 3D de forma a possibilitar diversas análises, assim como visto na Figura 1.3.



Figura 1.3 – Inspeção de ponte por aerofotogrametria com auxílio de drone. (a) Inspeção. (b) Modelo gerado.

(Fonte: MANDIROLA *et al.*, 2022, adaptado)

Além disso, de uma grande quantidade de OAEs em comparação com uma limitada de recursos disponíveis para sua gestão, observa-se também uma necessidade de priorizar as estruturas em pior estado para fins de manutenção (Frangopol *et al.*, 2001). Com isto, métodos analíticos e computacionais estão sendo cada vez mais utilizados para a avaliação destas estruturas, dada a sua complexidade.

Nesse contexto, análises estatísticas têm se mostrado ferramentas fundamentais para lidar com a falta de informações e as incertezas inerentes à geometria, às propriedades dos materiais e aos carregamentos das estruturas (Matos *et al.*, 2019). Por meio da aplicação de modelos probabilísticos, é possível estimar a probabilidade de falha de uma ponte ou viaduto ao longo do tempo, considerando variabilidades reais e possíveis cenários futuros. Tais abordagens permitem uma avaliação mais precisa do desempenho estrutural, orientando decisões de gestão e alocação de recursos.

1.1. JUSTIFICATIVA

Conforme apresentado na introdução, as pontes e viadutos são estruturas importantes para permitir que a malha rodoferroviária de um país consiga se estender a diferentes locais, possibilitando, pois, um deslocamento mais eficiente de pessoas e/ou mercadorias. Estas estruturas, por estarem expostas a uma série de carregamentos e condições ambientais, passando por um processo de deterioração estrutural.

No cenário brasileiro, no entanto, há uma certa negligência quanto ao levantamento das pontes e viadutos existentes no país, não tendo-se informações quanto às características e condições de muitas estruturas. Consequentemente, também há uma defasagem quanto à realização das manutenções necessárias para que a estrutura atinja o seu tempo de vida útil de projeto, principalmente no âmbito das pontes sob jurisdição pública.

Segundo a reportagem de Sardinha (2016), em 2004 houve uma inspeção de 1212 pontes das quais 139 (cerca de 11% da amostra analisada) foram classificadas como estado crítico ou problemático. Já no ano de 2011, auditores do TCU apuraram que apenas 5 haviam sofrido algum grau de intervenção. Em 2013, um novo levantamento, contando com 3491 espécimes, registrou 155 (cerca de 4,5%) com danos graves à estrutura. Além disto, ressalta que no

período dos 10 anos anteriores à 2013, foram registrados 44 colapsos em pontes que, diversas vezes, foram marcados com a perda de vidas de motoristas e passageiros. Segundo o apuramento do TCU, 31% das inspeções das pontes somente são realizadas quando se há graves danos estruturais evidentes e que 41% dos supervisores não tinham experiência com projeto estrutural, manutenção ou OAEs.

A técnica de aerofotogrametria com o auxílio de drones é uma das formas que podem ser utilizadas como uma forma a reduzir o problema de falta de inspeções de pontes e viadutos, visto que conseguiria de forma eficiente, segura e relativamente rápida capturar fotografias da estrutura. Tais registros, além de demonstrarem as patologias e danos sofridos pelas pontes, podem ser utilizados para a construção de seus modelos digitais, possibilitando análises, além das visuais, que seriam mais precisas e confiáveis.

Nos últimos anos, há uma tendência crescente para o uso de modelagem de informações de construção (BIM) para engenharia de projetos em diversos segmentos, mas existem ainda poucos estudos sobre a implementação do BIM no âmbito de infraestrutura, especialmente na área de transportes. O BIM pode ser definido como uma tecnologia que está associada a um banco de dados de informações sobre um projeto. A aplicação do BIM em pontes e viadutos, também conhecida por BrIM (Bridge Information Modeling) que visa obter a geometria de pontes existentes com as patologias no concreto para o desenvolvimento de soluções preliminares de reabilitação, quando necessárias (VITAL *et al.*, 2023).

Diante do cenário de deterioração progressiva e da ausência de informações detalhadas sobre grande parte das OAEs brasileiras, destaca-se a relevância do uso de análises estatísticas como ferramenta complementar no processo de avaliação estrutural dessas obras. Métodos estatísticos possibilitam incorporar as incertezas relacionadas às propriedades dos materiais, às ações atuantes e ao estado de degradação das estruturas, permitindo estimativas mais acuradas da sua capacidade resistente e da probabilidade de falha. Isto, por sua vez, possibilita a tomada de decisões informadas no contexto da gestão das estruturas.

Nesse sentido, a integração entre ferramentas digitais (como aerofotogrametria e BrIM) e análises estatísticas se consolida como um caminho promissor para a garantia da segurança estrutural e da durabilidade das OAEs no país.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivos gerais

Este trabalho possui como objetivo geral conduzir inspeções usando aerofotogrametria em duas Obras de Arte Especiais existentes no Distrito Federal e, a partir dos dados coletados, gerar modelos em BIM de suas estruturas. Além disso, busca-se avaliar suas condições estruturais atuais.

1.2.2. Objetivos específicos

Este trabalho possui como objetivos específicos:

- Inspecionar uma ponte e um viaduto por meio da tecnologia de fotogrametria com auxílio de drones;
- Processar os voos realizados no *software* Agisoft Metashape®;
- Desenvolver modelos BIM no *software* Autodesk Revit® a partir do processamento dos voos;
- Avaliar as condições das OAEs por diferentes metodologias de inspeção;
- Modelar o viaduto utilizando *software* CSIBridge® e realizar análises estáticas lineares;
- Aferir a condição atual do viaduto considerando as patologias existentes na estrutura.

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em 5 capítulos, 1 apêndice e 1 anexo.

O Capítulo 2. traz, por sua vez, uma revisão bibliográfica de trabalhos científicos a respeito do tema. Assuntos já abordados por outros autores são apresentados, levantando-se o estado da arte respeito do tópico.

No Capítulo 3. há uma descrição da metodologia de pesquisa realizada no presente trabalho para a execução das inspeções por fotogrametria, modelagem e análise dos objetos de estudo escolhidos.

No Capítulo 4. há a apresentação dos resultados obtidos com base na metodologia proposta para as inspeções por aerofotogrametria, modelagem e análise das OAEs.

O Capítulo 5. traz as considerações finais da pesquisa realizada e sugestões para trabalhos futuros.

O APÊNDICE A apresenta os códigos MATLAB utilizados no decorrer da pesquisa.

O ANEXO A – PROJETO VIADUTO WALMOR ZEREDO apresenta as pranchas de um projeto utilizadas como referência para os dados de uma das OAEs estudadas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, é apresentada uma revisão bibliográfica acerca dos conceitos que fundamentam esta pesquisa, de modo a estabelecer um embasamento teórico. Discutem-se as normas e estudos referentes às inspeções de OAEs. Em seguida, aborda-se a tecnologia de fotogrametria e normativas voltadas para sua aplicação. Além disso, destacam-se os principais tipos de manifestações patológicas observadas em elementos de concreto armado. Por fim, o capítulo apresenta metodologias que podem ser empregadas para possibilitar a análise da segurança estrutural das OAEs.

2.1. INSPEÇÕES DE OAEs

Segundo Turner & Richardson (1994), um sistema de inspeções periódicas de OAEs começou na década de 1970 nos Estados Unidos, com a criação do NBI (*National Bridge Inventory*). Tal sistema se mostrou bastante útil, uma vez que fornece uma base de dados para a manutenção das pontes estadunidenses, sendo então a principal fonte de informação utilizada pela FHWA (*Federal Highway Administration*) (SMALL *et al.*, 1999). Além disto, os autores afirmam que a crescente diferença entre a quantia de verba disponível e a necessária para a manutenção de todas as pontes se tornou um fator de grande importância que, na década de 1980, levou a uma busca ainda maior no país por otimização do sistema de decisões a respeito da priorização das atividades a serem executadas.

Em um contexto brasileiro, a priorização entre as diferentes estruturas pode ser feita com base nas normas, nos manuais e nos estudos que trazem informações e orientações quanto aos procedimentos que devem ser realizados para o processo de inspeção. Apresenta-se, a seguir, um levantamento de tais normativas e trabalhos.

2.1.1. NORMA DNIT 010/2004 – PRO (2004)

A norma intitulada “Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido – Procedimento” do DNIT, publicada no ano de 2004, objetiva fixar as condições necessárias para que uma inspeção de uma OAE de concreto estrutural (armado e/ou protendido) possa ser realizada. Conforme a norma, as inspeções são conceituadas como uma atividade técnica especializada (realizada sempre por um Engenheiro Diplomado) que envolve a coleta de dados dos elementos da ponte, a partir de um exame minucioso da estrutura, seguida da

elaboração de relatórios que mostrem os dados coletados e recomendações de ações futuras.

As inspeções são classificadas em 5 tipos:

- Inspeção Cadastral: se trata da primeira inspeção a ser realizada (preferencialmente logo após a sua construção ou quando houver alterações na configuração da obra ou quando se registra a estrutura no SGO (Sistema de Gerenciamento de Obras de Arte Especial)), devendo ser altamente documentativa (contendo todos os informes construtivos) já que servirá de base para todas as inspeções subsequentes;
- Inspeção Rotineira; se trata das inspeções periódicas (que devem ser habitualmente a cada dois anos) nas quais devem ser detectados novos defeitos e verificada visualmente as evoluções dos defeitos detectados em inspeções anteriores, além de anotar quaisquer manutenções que tenham sido realizadas;
- Inspeção Extraordinária: se trata de uma inspeção não programada em função de um dano estrutural excepcional que a estrutura tenha sofrido, podendo este ser causado pelo homem ou pela natureza;
- Inspeção Especial: se trata de uma inspeção visual pormenorizada (realizada em intervalos não superiores a 5 anos), fazendo-se uso de lunetas, andaimes ou veículos especiais para se acessar as áreas de difícil acesso, podendo-se necessitar do complemento de medições de flechas e deformações; e
- Inspeção Intermediária: se trata de uma inspeção realizada (quando recomendado por inspeções anteriores) para se monitorar um defeito detectado, acompanhando o seu progresso de forma a estipular as providências a serem tomadas.

Já os defeitos, que são quaisquer faltas de conformidade com os requisitos estipulados no projeto ou normativas vigentes, por sua vez, são categorizados em:

- Defeito tolerável: não reduz o desempenho da estrutura de forma substancial;
- Defeito grave: o desempenho da estrutura pode ser parcialmente afetado; e
- Defeito crítico: o desempenho da estrutura pode ser acentuadamente afetado.

A norma indica que as inspeções devem ser conduzidas de forma sistemática e organizada de forma a garantir que toda a estrutura tenha sido inspecionada, resultando em documentos fotográficos e fichas de inspeção preenchidas sejam completos, devendo-se realizar um mínimo de 6 fotos de forma a registrar (conforme possível) as vistas superior, inferior, laterais, dos apoios/articulações/juntas, especialmente dos defeitos encontrados, de cada

elemento. Posteriormente, deve-se atribuir uma nota de 1-5 (Tabela 2.1) para cada elemento, conforme o grau do dano no elemento, as ações corretivas necessárias e a condição de estabilidade, sendo a nota final da ponte a menor obtida dentre os elementos com função estrutural.

Tabela 2.1 – Notas de avaliação dos elementos estruturais conforme a DNIT 010/2004 – PRO (2004). (Fonte: DNIT 010, 2004, adaptado)

Notas de avaliação dos elementos estruturais conforme a DNIT 010/2004 - PRO				
Nota	Danos no elemento / Insuficiência estrutural	Ação corretiva	Condições de estabilidade	Classificação das condições da ponte
5	Não há danos nem insuficiência estrutural	Nada a fazer	Boa	Obra sem problemas
4	Há alguns danos, mas não há sinais de que estejam gerando insuficiência estrutural	Nada a fazer, apenas serviços de manutenção	Boa	Obra sem problemas importantes
3	Há danos gerando alguma insuficiência estrutural, mas não há sinais de comprometimento da estabilidade da obra	A recuperação da obra pode ser postergada, devendo-se porém, neste caso, colocar-se o problema em observação sistemática	Boa aparentemente	Obra potencialmente problemática. Recomenda-se acompanhar a evolução dos problemas através das inspeções rotineiras para detectar, em tempo hábil, um eventual agravamento da insuficiência estrutural
2	Há danos gerando significativa insuficiência estrutural na ponte, porém não há ainda, aparentemente, um risco tangível de colapso estrutural	A recuperação (geralmente com reforço estrutural) da obra deve ser feita no curto prazo	Sofrível	Obra problemática. Postergar demais a recuperação da obra pode levá-la a um estado crítico, implicando também sério comprometimento da vida útil da estrutura. Inspeções intermediárias são recomendáveis para monitorar os problemas
1	Há danos gerando grave insuficiência estrutural na ponte; o elemento em questão encontra-se em estado crítico, havendo um risco tangível de colapso estrutural	A recuperação (geralmente com reforço estrutural) - ou em alguns casos, substituição da obra - deve ser feita sem tardar	Precária	Obra crítica. Em alguns casos, pode configurar uma situação de emergência, podendo a recuperação da obra ser acompanhada de medidas preventivas especiais, tais como: restrição de carga na ponte, interdição total ou parcial ao deslocamentos e deformações, etc.

2.1.2. ABNT NBR 9452 (2023)

A norma intitulada “Inspeções de pontes, viadutos e passarelas - Procedimento” da ABNT, publicada no ano de 1986 e com edição mais recente vigente do ano de 2023, estabelece os requisitos para que inspeções em estruturas de pontes, viadutos e passarelas de concreto, aço ou mistas de aço e concreto possam ser realizadas.

Esta norma utiliza 4 categorias de inspeções: cadastral, rotineira, especial e extraordinária, cujos conceitos são bastante semelhantes a DNIT 010/2004 – PRO, diferenciando-se nos intervalos de tempo em que estes devem ser realizados. A inspeção cadastral deve ser realizada após a conclusão da estrutura ou quando houver alterações na configuração da obra; a rotineira em intervalos não superiores a 1 ano; a especial em intervalos de 5 anos, podendo ser postergada até 8 anos desde que tenha nota boa ou superior na inspeção anterior e todos os seus elementos podem ser acessados em uma inspeção rotineira; e a extraordinária quando necessário.

Cada elemento da estrutura deve ser analisado de forma a considerar os parâmetros estruturais (relacionados à estabilidade e capacidade portante), funcionais (relacionados aos fins que a estrutura possui, conforto e segurança) e de durabilidade (relacionados à vida útil). Após a inspeção, a condição da estrutura deve ser avaliada em um valor de 0 (emergencial) a 5 (excelente), como pode ser visto na Tabela 2.2, considerando-se todos os elementos inspecionados. Cada elemento deverá, quando aplicável, ser avaliado quanto aos três parâmetros, sendo a nota final de cada parâmetro a menor nota atribuída aos componentes estruturais.

Ressalta-se que a norma apresenta, em seus anexos, tabelas para OAEs de concreto, aço e/ou mistas que indicam quais classificações devem ser consideradas para elementos principais (cujo dano pode levar a colapso total ou parcial da estrutura), secundários (cujo dano pode causar ruptura localizada) e complementares (cujo dano não causa comprometimento estrutural, apenas funcional). Além disso, a norma apresenta um fluxograma do gerenciamento de uma OAE, apresentando o fluxo de decisões a serem tomadas com base no resultado das inspeções, conforme pode ser visto na Figura 2.1.

Tabela 2.2 – Notas de avaliação dos elementos de OAEs conforme a ABNT NBR 9452/2023. (Fonte: ABNT NBR 9452, 2023, adaptado)

Notas de avaliação dos elementos das OAEs conforme a NBR 9452 (2023)				
Nota	Condição	Caracterização estrutural	Caracterização funcional	Caracterização de durabilidade
5	Excelente	A estrutura se encontra em condições satisfatórias, apresentando defeitos irrelevantes e isolados	A OAE apresenta segurança e conforto aos usuários	A OAE se encontra em condições satisfatórias, apresentando defeitos irrelevantes e isolados
4	Boa	A estrutura apresenta danos de baixa gravidade, localizados e em pequenas áreas, sem comprometer a segurança estrutural	A OAE apresenta pequenos danos que não chegam a causar desconforto ou insegurança ao usuário	A OAE apresenta pequenas e poucas anomalias, que não comprometem sua vida útil, em região de baixa agressividade ambiental.
3	Regular	Há danos que podem vir a gerar alguma deficiência estrutural, mas não há sinais de comprometimento da estabilidade da obra. Recomenda-se acompanhamento dos problemas	A OAE apresenta desconforto ao usuário, com defeitos que requerem ações	A OAE apresenta anomalias de moderada gravidade, que comprometem sua vida útil, em região de moderada a alta agressividade ambiental. A OAE apresenta de moderadas a muitas anomalias, que comprometem sua vida útil, em região de baixa agressividade ambiental
2	Ruim	Há danos comprometendo a segurança estrutural da OAE sem aparente risco iminente de colapso. Sua evolução pode levar ao colapso estrutural. A OAE necessita de investigações significativas	A OAE possui funcionalidade visivelmente comprometida, com riscos de segurança ao usuário	A OAE apresenta de moderadas a muitas anomalias, que comprometem sua vida útil, em região de alta agressividade ambiental. A OAE apresenta muitas anomalias, que comprometem sua vida útil, em região de baixa agressividade ambiental
1	Crítica	Há danos gerando grave insuficiência estrutural na OAE. Há elementos estruturais em estado crítico, com risco tangível de colapso estrutural localizado. A OAE necessita de intervenção imediata, podendo ser necessária restrição de carga, interdição parcial, escoramento provisório, instrumentação, associadas ou não	A OAE apresenta condições funcionais limitadas de utilização em regiões localizadas	A OAE se encontra em elevado grau de deterioração em regiões localizadas, apontando problema já de risco estrutural e/ou funcional, requerendo intervenção imediata, podendo ser necessárias restrição de carga e interdição parcial ao tráfego
0	Emergencia I	Há elementos estruturais principais colapsados, evoluindo para instabilidade da estrutura. É necessária a interdição total, até que haja avaliação e reclassificação por consultoria especializada ou intervenção	A OAE não apresenta condições funcionais de utilização. A OAE deve ser interditada	A OAE se encontra em elevado grau de deterioração, gerando grave insuficiência estrutural e/ou funcional, requerendo intervenção emergencial e interdição total

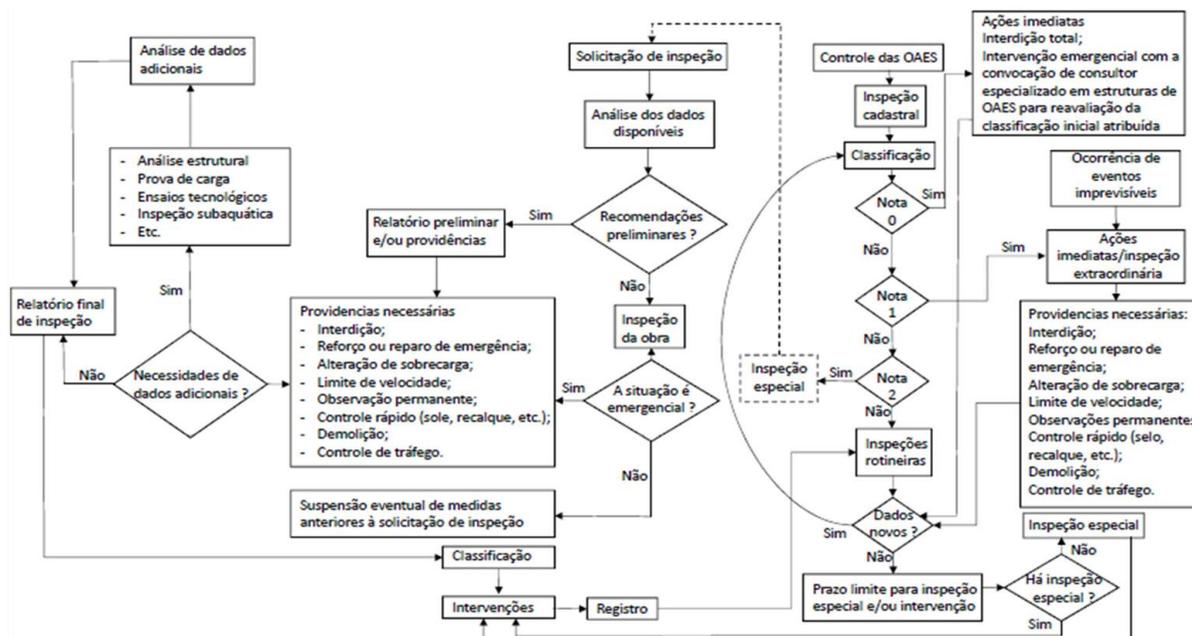


Figura 2.1 – Fluxograma de gerenciamento de uma OAE. (Fonte: NBR 9452, 2023)

2.1.3. Manual de Manutenção de Obras de Arte Especiais – OAEs – DNIT (2016)

Conforme o manual, a norma DNIT 010/2004 – PRO estabelece o guia de procedimento para as inspeções, sendo usado como referência para a identificação das estruturas no SGO do DNIT, porém sem especificar os trabalhos de manutenção. Este manual elaborado pelo DNIT visa, de acordo com o próprio departamento, suprir a necessidade de se estipular os serviços mínimos de manutenção a serem realizados de forma a garantir a funcionalidade das OAEs pelo maior período possível.

O processo de manutenção é conceituado como o conjunto das operações feitas com o intuito de se garantir a integridade da estrutura, preservando-a da deterioração. Tal processo deve ser feito em elementos com vida útil restante significativa com o intuito de se evitar grandes despesas em processos de reabilitação ou reconstrução posteriormente. As manutenções são originadas a partir dos resultados das inspeções, podendo ser classificadas em dois tipos:

- Manutenção programada ou rotineira: se trata do conjunto de atividades básicas para preservar a condição atual da estrutura, impedindo que uma deficiência estrutural se desenvolva, não necessitando de um planejamento detalhado e podendo ser realizado em intervalos de tempo agendado. Exemplos deste tipo de manutenção são: limpezas

de forma geral, selagem de fissuras não estruturais, lubrificação de juntas de dilatação, entre outros; e

- Manutenção corretiva: se trata do conjunto de atividades específicas de consertos menores, cuja necessidade é atribuída conforme o que fora identificado no processo de inspeção. Exemplos deste tipo de correção são: substituição da pista de rolamento, substituição de elementos de drenagem, selagem de juntas, entre outros.

No decorrer do manual, diversas atividades de manutenção, separadas por região da estrutura (superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura), são descritas, apresentando-se os seus objetivos, as frequências nas quais devem ser realizadas, os preparos necessários, as etapas a serem executadas e as observações a serem consideradas no processo.

2.2. METODOLOGIA GDE-UnB

A metodologia do Grau de Deterioração Estrutural da Universidade de Brasília (GDE-UnB) é uma metodologia que busca fornecer uma análise da degradação estrutural e uma avaliação quantitativa a respeito do desempenho dos elementos estruturais quanto à segurança, funcionalidade e estética. Inicialmente, tal metodologia fora proposta por Castro (1994), com base na formulação proposta por Klein *et al.* (1991), para a avaliação de estruturas de edificações em concreto armado por meio de inspeções técnicas visuais periódicas. Com o passar dos anos, a metodologia sofreu modificações e adaptações (Lopes, 1998; Boldo, 2002; Fonseca, 2007; Euqeres, 2011; Verly, 2015; Lauria, 2018; Pavoni, 2019), possibilitando a sua aplicação para OAEs de concreto armado.

Conforme a metodologia GDE-UnB, a estrutura pode ser dividida em famílias de elementos estruturais típicos. Para cada uma delas, deve-se ser montada uma relação entre as possíveis manifestações de dano e seus respectivos fator de ponderação de dano F_p , visando quantificar a importância relativa do dano ao tipo de elemento.

Esta relação deve ser usada para guiar as inspeções de forma a se aferir o fator de intensidade de dano F_i dos danos de cada elemento, pelo qual infere-se a evolução do processo de deterioração. Sendo, desta forma, os F_p iguais para todos os elementos de uma mesma família e os F_i averiguados para cada elemento durante a inspeção.

A partir disto, deve-se calcular o grau de dano D de cada manifestação nos elementos e consequentemente o grau de deterioração G_{de} desses. Posteriormente, calcula-se os graus de deterioração para cada família G_{df} . Além disto, considera-se um fator de relevância estrutural da família F_r para o cálculo do grau de deterioração da estrutura G_d . Tal metodologia é representada no fluxograma apresentado na Figura 2.2.

Dada a sequência de mudanças feitas na metodologia do decorrer do tempo, apresenta-se um compilado dos fatores a serem considerados. Os fatores de intensidade F_i podem ser vistos na Tabela 2.3, enquanto os fatores de ponderação F_p podem ser encontrados na Tabela 2.4, já os fatores de relevância F_r podem ser vistos na Tabela 2.5.

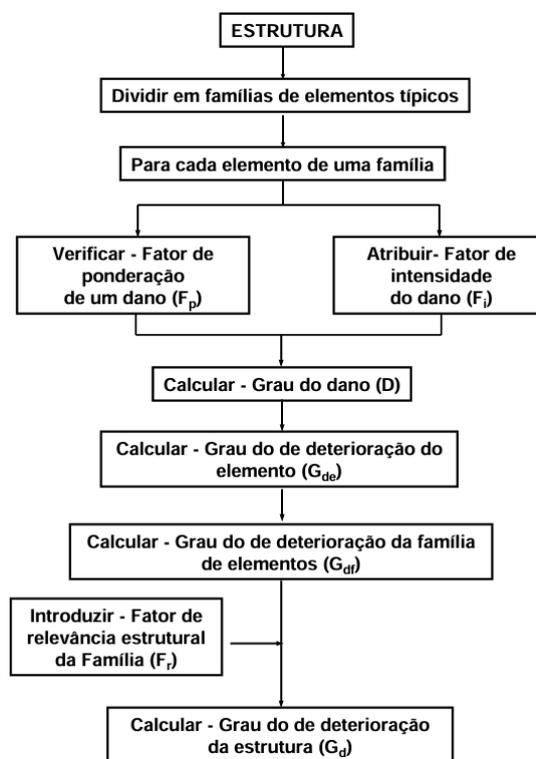


Figura 2.2 – Fluxograma da metodologia para o cálculo do Grau de Deterioração da Estrutura. (Fonte: CASTRO, 1994)

Tabela 2.3 – Fatores de intensidade por dano. (Fonte: PAVONI, 2019, adaptado)

Dano	Fator de intensidade
Abrasão do concreto	2 – Arrasto na superfície
	3 – Quebra de seção leve provocando fissuras
	4 – Quebra de seção com exposição de armaduras
Cobrimento deficiente	1 – Menor que o previsto em norma sem, no entanto, permitir a localização da armadura
	2 – Menor que o previsto em norma permitindo a localização visual da armadura ou armadura exposta em pequenas dimensões
	3 – Deficiente, com armaduras expostas em extensões significativas

Tabela 2.3 – (continuação)

Dano	Fator de intensidade
Corrosão de armaduras	2 – Manifestações leves, pequenas manchas
	3 – Grandes manchas e/ou fissuras de corrosão
	4 – Corrosão acentuada da armadura principal, com perda relevante de seção (>20% do diâmetro)
Deslocamento por empuxo	3 – Deslocamento lateral da cortina no sentido horizontal, estável
	4 – Deslocamento lateral da cortina no sentido horizontal, instável
Desagregação	2 – Início da manifestação
	3 – Manifestações leves, início do estofamento do concreto
	4 – Perda acentuada de seção e esfrelamento do concreto
Desplacamento	2 – Pequenas escamações do concreto
	3 – Lascamento de grandes proporções, com exposição da armadura
	4 – Lascamento acentuado com perda relevante de seção
Desvio de geometria	2 – Pilares e cortinas com excentricidade $e \leq h/100$ (h=altura)
	3 – Pilares e cortinas com excentricidade $h/100 \leq e < h/50$
	4 – Pilares e cortinas com excentricidade $e \geq h/50$
Eflorescência	1 – Início de manifestações
	2 – Manchas de pequenas dimensões
	3 – Manchas acentuadas, em grandes extensões
	4 – Grandes formações de crostas de carbonato de cálcio (estalactites)
Falha de concretagem	1 – Superficial e pouco significativa em relação às dimensões da peça
	2 – Significativa em relação às dimensões da peça
	3 – Significativa em relação às dimensões da peça, com ampla exposição da armadura
	4 – Perda relevante de seção transversal da peça (>20% da área)
Fissura	1 – Abertura menores do que as máximas previstas em norma
	2 – Estabilizadas, com abertura até 40% acima dos limites de norma
	3 – Aberturas excessivas, estabilizadas
	4 – Aberturas excessivas, não estabilizadas
Flechas	1 – Não perceptíveis a olho nu
	2 – Perceptíveis a olho nu, dentro dos limites previstos em norma
	3 – Superiores em até 40% às previstas na norma
	4 – Excessivas
Infiltração de água	1 – Indícios de umidade
	2 – Pequenas manchas
	3 – Grandes manchas
	4 – Generalizada
Mancha	2 – Manchas escuras de pouca extensão, mas significativas (< 50% da área visível do elemento estrutural)
	3 – Manchas escuras de grande extensão (> 50%)
	4 – Manchas escuras em todo o elemento estrutural (100%)

Tabela 2.3 – (continuação)

Dano	Fator de intensidade
Sinais de esmagamento do concreto	3 – Desintegração do concreto na extremidade superior do pilar, causada por sobrecarga ou movimentação da estrutura, fissuras diagonais isoladas
	4 – Fissuras bi-diagonais, com lascamento e/ou esmagamento do concreto por cisalhamento-compressão, com perda substancial do material, exposição e início de flambagem de armaduras

Tabela 2.4 – Fatores de ponderação por família. (Fonte: LAURIA, 2018, adaptado)

Dano	Fatores de ponderação					
	Guarda-rodas	Tabuleiro	Pilar/Pilar-parede	Longarina	Transversina	Cortina/Contenção
Abrasão do concreto	3	3	3	3	3	3
Cobrimento deficiente	3	3	3	3	3	3
Corrosão de armaduras	5	5	5	5	5	5
Desagregação	3	3	3	3	3	3
Deslocamento por empuxo	-	-	5	-	-	5
Desplacamento	3	3	3	3	3	3
Desvio de geometria	-	-	3	3	3	3
Eflorescência	2	2	2	2	2	2
Falha de concretagem	2	2	2	2	2	2
Fissura	2	2	2	2	2	2
Flechas	-	5	-	5	5	-
Infiltração de água	3	3	3	3	3	3
Mancha	3	3	3	3	3	3
Sinais de esmagamento do concreto	4	-	4	4	4	4

Tabela 2.5 – Fatores de relevância por família. (Fonte: LAURIA, 2018, adaptado)

Família	Fator de relevância da família
Guarda-rodas	1
Cortina / Contenção	3
Transversinas	
Tabuleiro	4
Cortinas centrais	5
Pilar / Pilar-parede	
Longarina	

Segundo Fonseca (2007), o cálculo do dano D é dado pela Equação 1, sendo calculado com base nos fatores de intensidade e de ponderação. O G_{de} , segundo Lopes (1998) pode ser calculado pela Equação 2 com base nos danos (onde $D_{máx}$ é o dano máximo) e o número n de danos detectados. O G_{df} (Equação 3), por sua vez, segundo Boldo (2002) é obtido ao se considerar os graus de deterioração dos elementos (onde $G_{de\,máx}$ é o seu valor máximo) e o número m de elementos na família.

Já o G_d (Equação 4), segundo Verly (2015), pode ser calculado ao se considerar os graus de deterioração das famílias, os coeficientes K (Equação 5), sendo $K_{máx}$ o seu valor máximo, o número k de famílias. O G_d , no entanto, deve-se ser calculado ao se considerar todos os G_{de} levantados e somente os valores que sejam superiores a 15, sendo este identificado como G_d^* .

$$D = \begin{cases} 0,8 \cdot F_i \cdot F_p, & F_i \leq 2 \\ (12 \cdot F_i - 28) \cdot F_p, & F_i \geq 3 \end{cases} \quad \text{Equação 1}$$

$$G_{de} = D_{máx} \cdot \left(1 + \frac{\sum_{i=1}^n D_i - D_{máx}}{\sum_{i=1}^n D_i} \right) \quad \text{Equação 2}$$

$$G_{df} = G_{de\,máx} \cdot \left(1 + \frac{\sum_{i=1}^m G_{de\,i} - G_{de\,máx}}{\sum_{i=1}^m G_{de\,i}} \right) \quad \text{Equação 3}$$

$$G_d = \frac{K_{máx}}{7,07} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sum_{i=1}^k K_i - K_{máx}}{\sum_{i=1}^k K_i}} \quad \text{Equação 4}$$

$$K_i = G_{df\,i} \cdot F_r \quad \text{Equação 5}$$

Com isto, é possível classificar a estrutura com base nos seus níveis de deterioração (vide Tabela 2.6), podendo, assim, levantar o estado atual da estrutura e planejar as ações a serem adotadas. Ressalta-se que os trabalhos aqui citados indicam a última vez que as informações foram modificadas no decorrer do histórico de alterações da metodologia.

Tabela 2.6 – Níveis de deterioração da estrutura e do elemento reformulada. (Fonte: EUQUERES, 2011)

Nível de deterioração	Gd	Ações a serem adotadas
Baixo	≤ 15	Estado aceitável. Manutenção preventiva
Médio	16 - 50	Definir prazo/natureza para nova inspeção. Planejar intervenção em longo prazo (máx. 2 anos)
Alto	51 - 80	Definir prazo/natureza para inspeção especializada. Planejar intervenção em médio prazo (máx. 18 meses)
Sofrível	81 - 100	Definir prazo/natureza para inspeção especializada. Planejar intervenção em curto prazo (máx. 1 ano)
Crítico	≥ 101	Inspeção especial emergencial. Planejar intervenção imediata

2.3. FOTOGRAMETRIA

De acordo com a ISPRS (*International Society for Photogrammetry and Remote Sensing* – Sociedade Internacional de Fotogrametria e Sensoriamento Remoto), a tecnologia de fotogrametria se trata da obtenção de medições precisas e acuradas a partir de fotografias dos objetos físicos. O termo “*photogrammetry*” (fotogrametria) utilizado pela primeira vez, em um trabalho publicado no ano de 1867 pelo geógrafo alemão Otto Kersten, época na qual a tecnologia se encontrava em estado incipiente, porém é uma tática que vem se desenvolvendo e ganhando usos em diversas áreas de conhecimento como engenharia, arqueologia, medicina, robótica, entre outros (ISPRS, 2023; GRIMM, 1980).

No âmbito da Engenharia Civil, esta tecnologia pode ser utilizada para se monitorar e inspecionar estruturas, sendo uma alternativa mais rápida, segura e barata do que as técnicas tradicionais de inspeção (SEO; DUQUE; WACKER, 2018). No que se diz respeito a inspeção de pontes e viadutos, por geralmente se tratar de uma área de inspeção relativamente pequena, costuma-se fazer uso de veículos aéreos não tripulados (VANT) como drones, chamados na literatura internacional de UAV (*unmanned aerial vehicle*) ou UAS (*unmanned aerial system*).

Tais equipamentos costumam ser utilizados em detrimento de aeronaves tripuladas tradicionais, segundo Mandirola *et al.* (2022), devido ao fato de que os VANTs costumam ter dimensões e peso reduzidos que os possibilitam pairar próximo ao objeto e acessar locais pequenos e/ou de baixa altitude, assim como a região abaixo do tabuleiro de uma ponte, conforme visto na Figura 2.3.



Figura 2.3 – Uso de drone para inspecionar abaixo do tabuleiro. (Fonte: MANDIROLA *et al.*, 2022)

A coleta de dados, no decorrer da inspeção, se dá por uma sequência de registro fotográficos com certa sobreposição conforme o drone se locomove ao redor da estrutura, ressaltando-se

que a precisão e acurácia dos dados coletados é diretamente correlacionada com a proximidade da câmera com a estrutura. Além disto, também são feitos uso de técnicas para o alinhamento e georreferenciamento das fotografias, como a sincronização do drone com o sistema GPS ou o uso de pontos de referência com coordenadas conhecidas que possam ser identificados nas fotos, resultando em uma maior precisão e acurácia (ELKHRACHY, 2021).

A partir dos imageamentos realizados, uma variedade de *softwares* comerciais pode ser utilizada para o processamento das imagens e a conversão delas em um modelo digital que fornece as informações coletadas em 3D, tais como o Agisoft Metashape[®], SimActive Corretalor 3D[®], Bentley Context Capture[®], Pix4DMapper[®], Photomodeler[®] e Photoscan[®] (VITAL *et al.*, 2023; SEO, DUQUE; WACKER, 2018; MANDIROLA *et al.*, 2022; ELKHRACHY, 2021; ARIAS *et al.*, 2007; DABOUS *et al.*, 2023; SEO *et al.*, 2018). Um exemplo desta conversão pode ser visto na Figura 2.4, que mostra a região delimitada para a inspeção que fora convertida em um modelo digital pelo *software* Agisoft Metashape[®] (Figura 2.5(a)) e Pix4DMapper[®] (Figura 2.5(b)).

Segundo Silva, L. *et al.* (2022), a porcentagem de sobreposição entre as fotos também é um fator importante para a qualidade dos imageamentos coletados, visto que ao se fotografar os elementos, uma parcela deles não se encontra no campo de visão da câmera (Figura 2.6), gerando “sombras” no resultado do processamento. Pela Figura 2.7, pode-se perceber que quanto maior a sobreposição entre as fotos (tanto na direção longitudinal quanto transversal ao percurso do drone) menos sombras são encontradas, obtendo-se, pois, um modelo mais completo. Segundo os autores, uma sobreposição de pelo menos 80% em cada direção recomendada para se maximizar os resultados obtidos, principalmente se forem realizados voos em ambas as direções.

No entanto, por ser uma técnica baseada em fotografias, há certas limitações quanto às condições do local de inspeção que devem ser respeitadas. Conforme Arias *et al.* (2007) questões como as condições atmosféricas influenciam bastante na qualidade dos dados a serem obtidos. Os autores indicam que fatores que influenciam na quantidade de luz ambiente (horário, nuvens), estabilidade do drone (velocidade do vento) e seu funcionamento (chuva, neve) devem ser considerados para se garantir uma boa visualização da estrutura.



Figura 2.4 – Local de estudo para fotogrametria com drone. (Fonte: ELKHRACHY, 2021, adaptado)



(a)

(b)

Figura 2.5 – Resultado do processamento da fotogrametria. (a) Agisoft Metashape®. (b) Pix4DMapper®. (Fonte: ELKHRACHY, 2021)

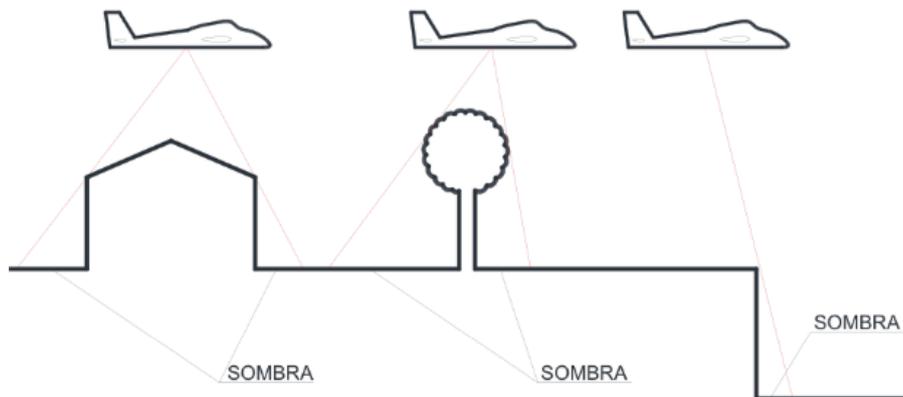


Figura 2.6 – Esquematisação das sombras geradas ao se sobrevoar objetos. (Fonte: SILVA, L. *et al.*, 2022)

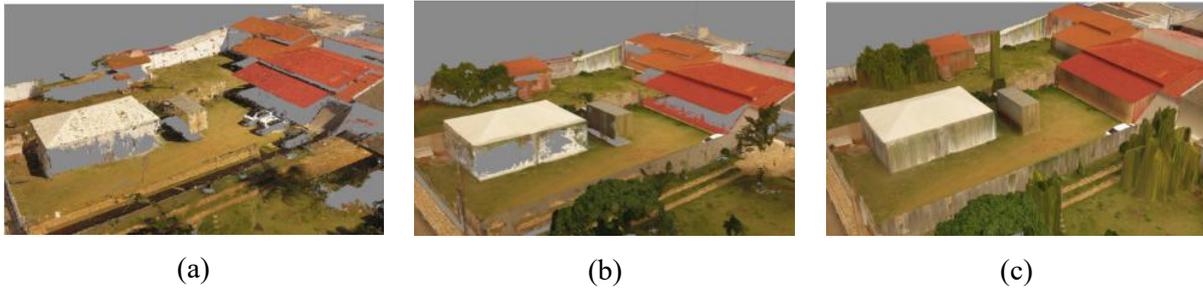


Figura 2.7 – Imageamento obtido para voos com diferentes graus de sobreposição. (a) Voo unidirecional com sobreposição de 60% transversal e 70% longitudinal. (b) Voo unidirecional com sobreposição de 80% transversal e 80% longitudinal. (c) Voo bidirecional com sobreposição de 80% transversal e 80% longitudinal.

(Fonte: SILVA, L. *et al.*, 2022)

2.4. PATOLOGIAS EM OAEs DE CONCRETO ARMADO

As manifestações patológicas em estruturas de concreto armado podem ser conceituadas como sinais de um processo de deterioração (FILHO, 2021). Segundo Verly (2015), inspeções visuais periódicas podem ser utilizadas para a identificação das patologias e relacioná-las com suas origens de forma a possibilitar que ações eficazes possam ser tomadas. No entanto, caso as intervenções não sejam realizadas dentro de um prazo compatível, uma limitação dos carregamentos sofridos, ou até mesmo interrupção total do uso, da OAE pode ser necessária.

As OAEs, por estarem expostas às intempéries do ambiente em que se encontra além de sofrerem uma série de carregamentos acidentais repetitivos, se tornam mais propensos ao desenvolvimento de patologias (LOURENÇO, 2009). Tais patologias podem advir de uma série de fatores, sendo capazes de influenciar as propriedades físico-mecânicas dos elementos que compõem a estrutura (LAURIA, 2018). A seguir serão apresentadas as principais patologias presentes em obras de arte especial em concreto armado.

2.4.1. Corrosão de armadura

A corrosão da armadura se dá pela reação eletrolítica de oxidação do aço que esteja exposto ao oxigênio, formando uma camada de ferrugem pulverulenta e porosa de cor marrom-avermelhada. Segundo Verly (2015), os óxidos e hidróxidos formados acabam por aumentar o volume total da barra de aço, induzindo tensões de tração no concreto, podendo levar até a formação de fissuras. Esta camada de ferrugem eventualmente se desprende da barra de aço,

havendo uma redução da seção total da armadura e expondo o material para uma nova leva de oxidação, fator que pode reduzir consideravelmente a resistência estrutural e conseqüentemente a vida útil da estrutura se não for tratado em tempo adequado (TECNOSIL, 2017). Um exemplo de corrosão de armadura em um pilar pode ser visto na Figura 2.8.



Figura 2.8 – Exemplo de corrosão de armadura. (Fonte: OLIVEIRA, 2020)

2.4.2. Desagregação

A desagregação do concreto se dá pela perda da propriedade aglomerante do concreto, tornando os seus agregados livres (DNIT, 2004) e, segundo Bozio e Fisch (2023), esta patologia se dá como uma consequência do processo de corrosão, visto que os seus subprodutos se acumulam no interior do material e podem levar a tensões e variações de volume. Conseqüentemente, fenômeno é marcado pelo desarranjo das camadas externas do concreto e desintegração da massa da estrutura, o que gera deficiência na coesão e queda na resistência, visto que há uma diminuição da área efetiva de concreto (VASCONCELOS, 2018). Um exemplo de desagregação em concreto pode ser visto na Figura 2.9.



Figura 2.9 – Exemplo de desagregação. (Fonte: KARNAK, 2024)

2.4.3. Desplacamento

A patologia de deslocamento se trata da perda das camadas superficiais de concreto, podendo ocorrer de forma súbita ou gradual (EHRENBRING *et al.*, 2017). Este fenômeno pode advir de um conjunto de fatores como falhas de concretagem, recalques, corrosões e infiltrações (MONTEIRO, 2021). Assim como a desagregação, este fenômeno resulta na redução da área de concreto do elemento estrutural, podendo expor a armadura e deixando-a suscetível a corrosão. Isto acaba por reduzir a resistência e a vida útil da estrutura. Um exemplo de deslocamento de uma lasca de concreto em um pilar pode ser visto na Figura 2.10.



Figura 2.10 – Exemplo de deslocamento. (Fonte: SILVA *et al.*, 2018)

2.4.4. Eflorescência

A eflorescência se dá por um processo de lixiviação com o gás carbônico em função da infiltração de água no concreto, resultando na dissolução do cálcio presente no concreto e na formação de depósitos brancos de carbonato de cálcio na superfície do elemento, podendo levar até mesmo a formação de estalactites (BERTI; JUNIOR; AKASAKI, 2019). Tal fenômeno, pode levar a perda de resistência do concreto uma vez que aumenta a porosidade do material (PEREIRA, 2021). Um exemplo de depósito de carbonato de cálcio formado por causa do processo de eflorescência pode ser visto na Figura 2.11.



Figura 2.11 – Exemplo de eflorescência. (Fonte: ECIVIL, 2016)

2.4.5. Fissura

Apesar do concreto fissurar normalmente em função da sua baixa resistência às tensões de tração em comparação com as de compressão, fissuras excessivas podem ser prejudiciais à estrutura. As fissuras, dependendo de seu tamanho, podem levar a acúmulos de tensão (que pode levar ao aumento da fissuração) e redução da área de concreto (que resulta na diminuição da resistência), além de facilitar que outras patologias se desenvolvam, acelerando a taxa de corrosão em função da exposição da armadura (MARCELLI, 2007) e criando um caminho para a infiltração de água que leva a eflorescência (ANONI; RODRIGUES, 2022)

Segundo Souza e Ripper (1998), faz-se necessário avaliar a fissura quanto a sua abertura (cuja abertura limite no Brasil é delimitada pela NBR 6118 (ABNT, 2023) e evolução no decorrer do tempo de forma a entender-se a tendência de crescimento da fissura e a urgência de intervenção. Um exemplo de fissuração excessiva em uma cortina de uma ponte pode ser visto na Figura 2.12.



Figura 2.12 – Exemplo de fissura. (Fonte: PAPATZANI, 2002)

2.4.6. Falha de concretagem

As falhas de concretagem, popularmente conhecidas como “bicheiras” representam espaços vazios que não foram preenchidos durante o processo da concretagem da estrutura. Este tipo de patologia pode ser causado, dentre outros motivos, pelo uso de concretos com baixa trabalhabilidade, uso de formas não estanques, pouco controle de execução, espaçamento inadequado da armadura dentre outros fatores (AECWEB, 2021). Em função dos espaços vazios, a área de concreto é reduzida e conseqüentemente o elemento possui uma menor resistência estrutural do que o planejado desde o início da estrutura. Um exemplo de falha de concretagem pode ser visto na Figura 2.13.



Figura 2.13 – Exemplo de falha de concretagem. (Fonte: DRYPLAN, 2016)

2.4.7. Abrasão

A abrasão do concreto é o desgaste da superfície da estrutura em função do atrito mecânico, muitas vezes causado pelo tráfego de veículos, principalmente o topo de ônibus e caminhões no tabuleiro, resultando na diminuição da área de concreto e, conseqüentemente, da resistência do elemento (WINKEL, 2019). Além disto, a abrasão pode levar a exposição da armadura a qual estará suscetível ao atrito e à corrosão. Um exemplo de abrasão de um tabuleiro pode ser visto na Figura 2.14.



Figura 2.14 – Exemplo de abrasão. (Fonte: PAVONI, 2019)

2.5. ANÁLISE ESTATÍSTICA

De acordo com Pakrashi *et al.* (2019), uma OAE deve contar com um QCP (*Quality Control Plan* – Plano de Controle de Qualidade) que deve especificar o que deve ser realizado de forma a se atingir os requerimentos necessários para garantir uma boa performance da estrutura, representados pelos indicadores chave de performance (KPI – *Key Performance*

Indicators) (RIJKSWATERSTAAT, 2012 *apud* BARON *et al.*, 2023) tais como a segurança, custo, confiabilidade estrutural e funcionalidade da estrutura.

Em função da expansão da malha rodoferroviária e conseqüente aumento da quantidade de OAEs, há uma crescente tendência do diferencial entre os recursos financeiros disponíveis e os necessários para o sistema de manutenção das estruturas (SMALL *et al.*, 1999). Faz-se, pois, necessário uma forma de se otimizar o processo de escolha das estruturas que devem ser trabalhadas.

Porém, segundo Thompson *et al.* (1998) e Small & Cooper (1998), até a década de 1960, a gestão das OAEs (em um contexto estadunidense) se dava por ações de manutenções e reparos apenas de forma reativa, ou seja, quando a necessidade de um reparo ou reabilitação se mostrava evidente. Já com a implementação de sistemas de inspeções e coletas de dados, na década de 1970, diferentes formas de análise das OAEs começaram a surgir de forma a priorizar as estruturas em pior estado, devendo-se seguir uma seqüência de atividades (DAS *et al.*, 2000), como apresentada na Figura 2.15.

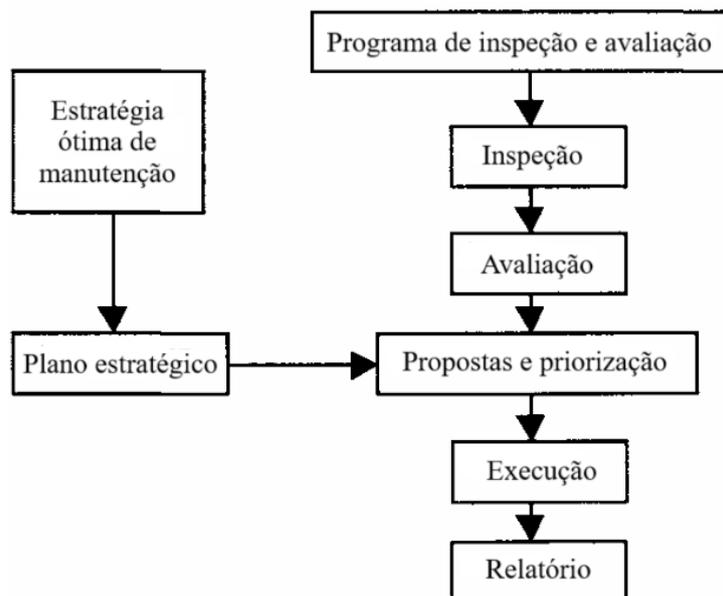


Figura 2.15 – Seqüência de atividades para a gestão de pontes. (Fonte: DAS *et al.*, 2000, traduzido)

Dentre as diferentes formas, ressalta-se a análise estatística, que visa trabalhar com grandes quantidades de dados, descobrindo-se padrões e tendências. Segundo Wisniewski *et al.* (2012), os modelos teóricos para descrever o comportamento de uma estrutura se baseiam em informações como geometria, propriedades dos materiais que possuem um certo grau de

variação natural, podendo ser tratadas como variáveis aleatórias. Tais variáveis são então utilizadas para se analisar o comportamento da estrutura, podendo-se aferir seu nível de segurança e sua probabilidade de falha.

2.5.1. Variáveis aleatórias

A análise estrutural de OAEs, como pontes e viadutos, envolve a consideração de diversas variáveis que influenciam diretamente o comportamento da estrutura. Conforme visto anteriormente, dentre essas variáveis, destacam-se as informações geométricas, as propriedades dos materiais empregados e os carregamentos aplicados. Cada uma dessas variáveis apresenta incertezas inerentes, que podem ser tratadas de maneira mais realista por meio de modelagem probabilística. Nesse contexto, a adoção de funções de distribuição probabilística adequadas permite representar de forma mais fiel a variabilidade dos parâmetros estruturais e suas influências sobre a resposta global da estrutura.

Conforme apontado na literatura científica, diferentes estudos propõem PDFs (*Probability Distribution Function*) para modelar as variáveis envolvidas na análise estrutural de OAEs. A Tabela 2.7 apresenta, com base em trabalhos da literatura científica, um levantamento das funções de distribuição probabilística adotadas para diferentes variáveis relevantes na análise estrutural de OAEs. Ressalta-se, porém, que uma parcela dos autores considerou um truncamento das PDFs indicadas de forma a se remover valores fisicamente impossíveis.

Tabela 2.7 – Levantamento bibliográfico das variáveis aleatórias em OAEs e suas PDFs. (Fonte: PRIMO *et al.*, 2025, adaptado)

Variável	PDF	Referência
Concreto		
Resistência do concreto à compressão	Normal	ALAM <i>et al.</i> (2022) BARON (2023) BARON <i>et al.</i> (2023) CASAS; WISNIEWSKI (2007) CRUZ; WISNIEWSKI; CASAS (2008) GALVÃO <i>et al.</i> (2021) HENRIQUES (1998) JACINTO <i>et al.</i> (2016) MATOS <i>et al.</i> (2016) MATOS <i>et al.</i> (2019) MIRZA; HATZINIKOLAS; MACGREGOR (1979) PARMIANI; ORTA (2022) SANTIAGO <i>et al.</i> (2020) SANTOS <i>et al.</i> (2024) WISNIEWSKI (2007) WISNIEWSKI (2012)

Tabela 2.7 – (continuação)

Variável	PDF	Referência
Concreto		
Resistência do concreto à compressão (continuação)	Lognormal	AL-MOSAWE; NEVES; OWEN (2022) BARLETT; MACGREGOR (1996) CAVACO <i>et al.</i> (2017) ENRIGHT; FRANGOPOL (1998) HANLEY <i>et al.</i> (2017) MATOS (2013) MIRZA; HATZINIKOLAS; MACGREGOR (1979) WISNIEWSKI (2007) WISNIEWSKI (2012)
Resistência do concreto à tração	Normal	AL-MOSAWE; NEVES; OWEN (2022) GALVÃO <i>et al.</i> (2021) HENRIQUES (1998) MATOS <i>et al.</i> (2016) MATOS <i>et al.</i> (2019) MIRZA; HATZINIKOLAS; MACGREGOR (1979) SPAETHE (1992) WISNIEWSKI (2007) WISNIEWSKI (2012)
	Lognormal	MATOS (2013) SPAETHE (1992) WISNIEWSKI (2007) WISNIEWSKI (2012) ZHANG <i>et al.</i> (2024)
Módulo de elasticidade do concreto	Normal	AL-MOSAWE; NEVES; OWEN (2022) BARON (2023) BARON <i>et al.</i> (2023) BLATMAN; SUDRET (2010) GALVÃO <i>et al.</i> (2021) HENRIQUES (1998) LIU <i>et al.</i> (2020) MARELLI; SUDRET (2018) MATOS <i>et al.</i> (2016) MATOS <i>et al.</i> (2019) MIRZA; HATZINIKOLAS; MACGREGOR (1979) ROCHA <i>et al.</i> (2015) WISNIEWSKI (2007) WISNIEWSKI (2012)
	Lognormal	MATOS (2013) ZHANG <i>et al.</i> (2024)
Densidade do concreto	Normal	BARON (2023) BARON <i>et al.</i> (2023) CABANZO <i>et al.</i> (2022) CAVACO <i>et al.</i> (2017) CHOUDHURY; KAUSHIK (2019) GALVÃO <i>et al.</i> (2021) LIU <i>et al.</i> (2020) MATOS (2013) MATOS <i>et al.</i> (2019) PARMIANI; ORTA (2022) ROCHA <i>et al.</i> (2015) WISNIEWSKI (2007)
Densidade da pavimentação	Normal	MATOS <i>et al.</i> (2019) PARMIANI; ORTA (2022)

Tabela 2.7 – (continuação)

Variável	PDF	Referência
Concreto		
Índice de Poisson	Normal	BARON (2023) BARON <i>et al.</i> (2023)
Deformação máxima em fendilhação	Normal	HENRIQUES (1998)
Deformação máxima em fendilhação	Normal	HENRIQUES (1998)
	Lognormal	MATOS (2013)
Coefficiente de fluência	Normal	HENRIQUES (1998)
Relação água/cimento	Triangular	KONG <i>et al.</i> (2002)
Tempo de cura	Normal	KONG <i>et al.</i> (2002)
Adensamento do concreto	Normal	STEWART (1995)
	Lognormal	STEWART (1995)
Aço (armadura)		
Área transversal da armadura	Normal	BARON (2023) BARON <i>et al.</i> (2023) CASAS; WISNIEWSKI (2007) CRUZ; WISNIEWSKI; CASAS (2008) ENRIGHT; FRANGOPOL (1998) GALVÃO <i>et al.</i> (2021) MATOS <i>et al.</i> (2016) MATOS <i>et al.</i> (2019) MATOS (2013) MIRZA; MACGREGOR (1979a) PARMIANI; ORTA (2022) SANTIAGO <i>et al.</i> (2020) SANTOS <i>et al.</i> (2024) WISNIEWSKI (2007) WISNIEWSKI (2012)
	Lognormal	HANLEY <i>et al.</i> (2017)
Tensão de escoamento do aço	Normal	ALAM <i>et al.</i> (2022) AL-MOSAWE; NEVES; OWEN (2022) BARON (2023) BARON <i>et al.</i> (2023) CASAS; WISNIEWSKI (2007) CAVACO <i>et al.</i> (2017) CRUZ; WISNIEWSKI; CASAS (2008) GALVÃO <i>et al.</i> (2021) HENRIQUES (1998) JACINTO <i>et al.</i> (2016) MATOS <i>et al.</i> (2016) MATOS <i>et al.</i> (2019) MATOS (2013) MIRZA; MACGREGOR (1979a) NOWAK; SZERSZEN (2003) SANTIAGO <i>et al.</i> (2020) SANTOS <i>et al.</i> (2024) WISNIEWSKI (2007) WISNIEWSKI (2012)
	Lognormal	ENRIGHT; FRANGOPOL (1998) HANLEY <i>et al.</i> (2017) PARMIANI; ORTA (2022) SOBRINO (1993) WISNIEWSKI (2007) WISNIEWSKI (2012)
	Beta	MIRZA; MACGREGOR (1979a)

Tabela 2.7 – (continuação)

Variável	PDF	Referência
Tensão de escoamento do aço protendido	Normal	AL-MOSAWE; NEVES; OWEN (2022) GALVÃO <i>et al.</i> (2021) HENRIQUES (1998) JACINTO <i>et al.</i> (2012) SANTIAGO <i>et al.</i> (2020) SANTOS <i>et al.</i> (2024) WISNIEWSKI (2012)
	Lognormal	WISNIEWSKI (2012)
Tensão última do aço	Normal	AL-MOSAWE; NEVES; OWEN (2022) BARON (2023) BARON <i>et al.</i> (2023) HENRIQUES (1998) MATOS (2013) MATOS <i>et al.</i> (2019) WISNIEWSKI (2007) WISNIEWSKI (2012)
	Lognormal	WISNIEWSKI (2007) WISNIEWSKI (2012)
Tensão última do aço protendido	Normal	AL-MOSAWE; NEVES; OWEN (2022) GALVÃO <i>et al.</i> (2021) HENRIQUES (1998) JACINTO <i>et al.</i> (2012) SANTOS <i>et al.</i> (2024) WISNIEWSKI (2012)
	Lognormal	WISNIEWSKI (2012)
Módulo de elasticidade do aço	Normal	AL-MOSAWE; NEVES; OWEN (2022) JACINTO <i>et al.</i> (2012) MATOS <i>et al.</i> (2016) MATOS (2013) MIRZA; MACGREGOR (1979a) PARMIANI; ORTA (2022) WISNIEWSKI (2007) WISNIEWSKI (2012)
	Lognormal	ZHANG <i>et al.</i> (2024)
Deformação máxima do aço	Normal	AL-MOSAWE; NEVES; OWEN (2022) JACINTO <i>et al.</i> (2012) MATOS (2013) WISNIEWSKI (2012)
	Lognormal	WISNIEWSKI (2012)
Aço (elemento estrutural)		
Geometria perfil metálico	Lognormal	WANG <i>et al.</i> (2010)
Área da seção transversal de cabo	Lognormal	WANG <i>et al.</i> (2010)
Resistência do cabo de aço	Lognormal	ZHANG <i>et al.</i> (2024)
Geometria		
Cobrimento da armadura	Normal	ALAM <i>et al.</i> (2022) AL-MOSAWE; NEVES; OWEN (2022) CHEN <i>et al.</i> (2023) JACINTO <i>et al.</i> (2016) MATOS <i>et al.</i> (2016) MATOS <i>et al.</i> (2019) MATOS (2013) MIRZA; MACGREGOR (1979b) SANTOS <i>et al.</i> (2024) SOBRINO (1993)

Tabela 2.7 – (continuação)

Variável	PDF	Referência
Cobrimento da armadura (continuação)	Lognormal	CHEN <i>et al.</i> (2024) ENRIGHT; FRANGOPOL (1998)
Espessura do pavimento	Triangular	BOUZAS <i>et al.</i> (2023) MIRZA; MACGREGOR (1979b)
	Normal	PARMIANI; ORTA (2022)
Largura	Normal	BOUZAS <i>et al.</i> (2023) CABANZO <i>et al.</i> (2022) CRUZ; WISNIEWSKI; CASAS (2008) MATOS <i>et al.</i> (2016) MATOS <i>et al.</i> (2019) MATOS (2013) MIRZA; MACGREGOR (1979b) MOREIRA (2014) MOREIRA <i>et al.</i> (2016) PARMIANI; ORTA (2022) SANTOS <i>et al.</i> (2024) SOBRINO (1993) WISNIEWSKI (2007) ZHANG <i>et al.</i> (2024)
Comprimento	Normal	CABANZO <i>et al.</i> (2022) MATOS (2013)
Altura/Espessura	Normal	BOUZAS <i>et al.</i> (2023) CASAS; WISNIEWSKI (2007) CRUZ; WISNIEWSKI; CASAS (2008) GALVÃO <i>et al.</i> (2021) HENRIQUES (1998) MATOS <i>et al.</i> (2016) MATOS <i>et al.</i> (2019) MATOS (2013) MIRZA; MACGREGOR (1979b) MOREIRA (2014) MOREIRA <i>et al.</i> (2016) PARMIANI; ORTA (2022) SANTOS <i>et al.</i> (2024) SOBRINO (1993) WISNIEWSKI (2007)
Momento de Inércia	Normal	BLATMAN; SUDRET (2010) MARELLI; SUDRET (2018) ZHANG <i>et al.</i> (2024)
Área da seção transversal	Normal	BLATMAN; SUDRET (2010) MARELLI; SUDRET (2018)
Carregamentos		
Cargas permanentes	Normal	ALAM <i>et al.</i> (2022) AL-MOSAWE; NEVES; OWEN (2022) CASAS; WISNIEWSKI (2007) CRUZ; WISNIEWSKI; CASAS (2008) FENG <i>et al.</i> (2024) GALAMBOS <i>et al.</i> (1982) HENRIQUES (1998) HOLICKY; SYKORA (2011) JACINTO <i>et al.</i> (2016) JIANG; LI; JIANG (2017) MATOS <i>et al.</i> (2016) NOWAK (1993) NOWAK; SZERSZEN (1998)

Tabela 2.7 – (continuação)

Variável	PDF	Referência
Cargas permanentes (continuação)	Normal	PORTELA (2018) SANTIAGO <i>et al.</i> (2020) SANTOS <i>et al.</i> (2024) SYKORA <i>et al.</i> (2017) VEJDIRECTORATET (2004) ZHANG <i>et al.</i> (2024)
Cargas móveis	Gumbel	AL-MOSAWE; NEVES; OWEN (2022) CASAS <i>et al.</i> (2007) CONDE <i>et al.</i> (2021) HAJDIN <i>et al.</i> (2018) HENRIQUES (1998) JIANG; LI; JIANG (2017) LYRA; BECK; STUCCHI (2020) MATOS (2013) MATOS <i>et al.</i> (2016) MATOS <i>et al.</i> (2019) MELBOURNE <i>et al.</i> (2007) MOREIRA <i>et al.</i> (2016) NOWAK (1993) PARMIANI; ORTA (2022) SANTOS <i>et al.</i> (2024) WISNIEWSKI (2007) ZHANG <i>et al.</i> (2024)
	Normal	BARON (2023) BARON <i>et al.</i> (2023) CASAS; WISNIEWSKI (2007) CRUZ; WISNIEWSKI; CASAS (2008) GALVÃO <i>et al.</i> (2021)
	Exponencial	CAVACO <i>et al.</i> (2017)
Cargas de vento	Normal	ZHANG <i>et al.</i> (2024)
Cargas de neve	Gumbel	HOLICKY; SYKORA (2011) SYKORA <i>et al.</i> (2017)
Carga de impacto	Lognormal	GETTER; CONSOLAZIO (2011) GHOLIPOUR <i>et al.</i> (2022) GHOSN <i>et al.</i> (2003) KUNZ <i>et al.</i> (1998) WANG; MORGENTHAL (2018)
Carga de explosão	Lognormal	CONWEP (1991) GHOLIPOUR <i>et al.</i> (2022) STEWART (2018)
Temperatura	Gumbel	HENRIQUES (1998)
Alvenaria		
Módulo de elasticidade alvenaria	Normal	BARON (2023)
Coesão da alvenaria	Normal	BARON (2023)
	Lognormal	BOUZAS <i>et al.</i> (2023)
Ângulo de atrito da alvenaria	Normal	BARON (2023)
Ângulo de dilatação da alvenaria	Normal	BARON (2023) BOUZAS <i>et al.</i> (2023)
	Normal	BARON <i>et al.</i> (2023)
Resistência à tração da alvenaria	Lognormal	BOUZAS <i>et al.</i> (2023) MOREIRA (2014) MOREIRA <i>et al.</i> (2016)

Tabela 2.7 – (continuação)

Variável	PDF	Referência
Densidade da alvenaria	Normal	BOUZAS <i>et al.</i> (2023) CABANZO <i>et al.</i> (2022) MOREIRA (2014) MOREIRA <i>et al.</i> (2016) SU; LI; JIANG (2019)
Solo/Aterro		
Módulo de elasticidade do solo	Normal	BARON (2023)
Densidade do solo	Normal	BOUZAS <i>et al.</i> (2023) MOREIRA (2014) MOREIRA <i>et al.</i> (2016)
	Lognormal	CABANZO <i>et al.</i> (2022) CONDE <i>et al.</i> (2021) ZAMPIERI; ZANINI; FALESCHINI (2016)
Coesão do solo	Normal	BARON (2023) CONDE <i>et al.</i> (2021) MOREIRA (2014) MOREIRA <i>et al.</i> (2016)
	Lognormal	BOUZAS <i>et al.</i> (2023) CABANZO <i>et al.</i> (2022) CAVICCHI; GAMBAROTTA (2006) CONDE <i>et al.</i> (2017) ZAMPIERI; ZANINI; FALESCHINI (2016)
Ângulo de atrito do solo	Normal	BOUZAS <i>et al.</i> (2023) CAVICCHI; GAMBAROTTA (2006) CONDE <i>et al.</i> (2021) MOREIRA (2014) MOREIRA <i>et al.</i> (2016) OLIVEIRA <i>et al.</i> (2010)
	Lognormal	CABANZO <i>et al.</i> (2022) CONDE <i>et al.</i> (2021)
Inclinação longitudinal	Lognormal	CABANZO <i>et al.</i> (2022) KALLIAS; IMAM (2016)
Patologias		
Taxa de corrosão do aço	Lognormal	ALAM <i>et al.</i> (2022)
Concentração superficial de cloretos	Lognormal	CHEN <i>et al.</i> (2023) CHEN <i>et al.</i> (2024) WANG <i>et al.</i> (2022)
Concentração crítica de cloretos	Lognormal	CHEN <i>et al.</i> (2023) CHEN <i>et al.</i> (2024) ZHU <i>et al.</i> (2021)
Coeficiente de difusão de cloretos	Lognormal	CHEN <i>et al.</i> (2023) CHEN <i>et al.</i> (2024) WANG <i>et al.</i> (2022)
Comprimento inicial de fissura	Lognormal	KALA (2017) KALA (2018) KALA (2019) KREJSA; KALA; SEITL (2016) MALJAARS; VROUWENVELDER (2014)
Largura da fissura	Normal	KALA (2017) KALA (2018) KALA (2019) KALA <i>et al.</i> (2017)
Variação de tensão na fissura	Normal	KALA (2019) KREJSA <i>et al.</i> (2017) KREJSA; KALA ; SEITL (2016)

Tabela 2.7 – (continuação)

Variável	PDF	Referência
Comprimento mínimo detectável de fissura	Normal	KALA (2019) KREJSA <i>et al.</i> (2017) KREJSA; KALA ; SEITL (2016)

Entretanto, apesar da existência de diretrizes gerais para a caracterização estatística, o levantamento bibliográfico de parâmetros estatísticos globais, como média e desvio padrão, para cada variável não é viável. Isso ocorre devido à grande diversidade das soluções estruturais adotadas para OAEs, resultando em uma ampla gama de geometrias e materiais utilizados e consequentemente dos valores a serem adotados.

Além disso, os carregamentos considerados no projeto dessas estruturas estão fortemente condicionados às normativas vigentes em cada país, dificultando a definição de parâmetros estatísticos universais. Dessa forma, a análise probabilística dessas variáveis deve ser realizada caso a caso, considerando as especificidades de cada estrutura a ser estudada.

Todavia, o PMC (*Probabilistic Model Code*) do JCSS (*Joint Committee on Structural Safety*) (JCSS, 2001) possui uma tentativa de apresentar uma parcela das variáveis de forma consistente, apresentando recomendações para suas PDFs e de como se estimar seus valores. Quanto à incerteza geométrica, a norma indica que pode ser adequadamente modelada através de PDFs normal ou lognormal. Porém é apontado que, por possuir uma variabilidade pequena, quando comparada com os demais parâmetros, essa pode ser negligenciada, apesar de que Moreira *et al.* (2016) indica que isso pode não se aplicar a pontes de alvenaria.

2.5.2. Probabilidade de Falha

As análises estatísticas, visando aferir o nível de segurança de uma estrutura ou elemento, busca calcular a probabilidade de falha. A probabilidade de falha de uma estrutura (ou elemento estrutural) normalmente parte de uma função de critério de falha (ou de performance) $G(R, S)$ que apresenta uma relação entre a resistência estrutural R e as solicitações impostas S (HASOFER & LIND, 1974; DITLEVSEN & MADSEN, 1996; LEMAIRE; 2009; NOWAK & COLLINS, 2012). Tal relação pode ser apresentada pela diferença entre a resistência e a solicitação (Equação 6) ou a razão entre elas (Equação 7).

$$G(R, S) = R - S \quad \text{Equação 6}$$

$$G(R, S) = \frac{R}{S} - 1 \quad \text{Equação 7}$$

Desta forma, a função do critério de falha apresenta valores negativos em situações de falha, valor nulo na iminência de falha e valores positivos nas demais situações. Já a probabilidade de falha P_f é dada pelo cálculo da probabilidade de que R seja maior do que S , o que pode ser expressa na Equação 8 pela integral de uma função densidade de probabilidade (PDF – *Probability Distribution Function*) conjunta $f_x(x)$, considerando todas as variáveis envolvidas.

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \int_{R-S \leq 0} f_x(x) \cdot dx \quad \text{Equação 8}$$

Em função do alto nível de complexidade presente nas estruturas reais, a resolução da integral apresentada normalmente não pode ser calculada analiticamente, devendo-se buscar outros métodos para isto. Uma das dificuldades se encontra na determinação da PDF conjunta do sistema, destacando-se três grupos de metodologias para isto: os métodos aproximados, métodos de amostragem, métodos de metamodelagem.

Os métodos aproximados, também chamados de métodos baseados em gradientes, buscam calcular a probabilidade de falha do sistema ao se transformar o problema do espaço real (superfície de falha) em um espaço padrão normalizado, podendo-se mapear as variáveis aleatórias ali presentes, destacando-se os a análise de confiabilidade estrutural que visa computar a probabilidade de falha da estrutura ou elemento com base na presença da incerteza de certos parâmetros (MARELLI & SUDRET, 2018). Dentre as diferentes formas de se analisar a confiabilidade, destaca-se a confiabilidade FOSM (*First Order Second Moment*) ou FORM (*First-Order Reliability Method*), proposto por Hasofer & Lind (1974); LHS (*Latin Hypercube Sampling*) (AYYUB & MCCUEN, 1995; OLSSON et al., 2003); as simulações por subconjuntos (AU & BECK, 2001); amostragem por importância (MELCHERS, 1989; BJERAGER, 1987); e amostragem direcional (NIE & ELLINGWOOD, 2004).

Os métodos de amostragem se dão por métodos computacionais de forma a simular uma amostragem aleatória das variáveis, sendo baseados nas Simulações de Monte Carlo (MCS – *Monte Carlo Simulations*). As MCS são um método estatístico utilizado para estimar resultados de processos complexos e incertos por meio da geração de um elevado número de amostras aleatórias para se estimar os resultados de um determinado problema. Por este método, a probabilidade de falha é obtida a partir da fração de instâncias em que a falha fora obtida (NOWAK; COLLINS, 2012; DITLEVSEN; MADSEN, 1996; LEMAIRE, 2009).

Os métodos de metamodelagem são abordagens utilizadas para estimar a probabilidade de falha de forma a substituir a PDF conjunta do sistema em uma função mais simples de se resolver (TEIXEIRA *et al.*, 2021). Desta forma, os metamodelos (ou modelos substitutos) são introduzidos de forma a ajustar o sistema a uma função aproximada da real, diminuindo-se o custo computacional associado. Dentre os métodos de modelagem, cita-se as superfícies de resposta polinomial (ZIO, 2013), método de expansão de caos (BALTMAN & SUDRET, 2010; MARELLI & SUDRET, 2018), Kriging (KAYMAZ, 2005) e *Support Vector Machines* (BOURINET *et al.*, 2011).

Independentemente do método escolhido para se estimar a PDF conjunta do sistema, diferentes formas podem ser aplicadas para se analisar a segurança de uma estrutura. A análise parte da coleta dos dados gerais da OAE (idade, dimensões, intervenções já realizadas), por meio de informações dos projetos originais, de inspeções visuais e, quando tiver, dados de testes não destrutivos (BARON *et al.*, 2023). Tais informações podem ser utilizadas para se analisar a estrutura em situações sem danos, obtendo-se a confiabilidade inicial, e com os danos presentes no momento da inspeção, permitindo a avaliação da diminuição da resistência e confiabilidade no decorrer do tempo (BARON, 2023).

Para a análise de resistência, normalmente é realizada uma modelagem em algum *software* que utilize o FEM (*Finite Element Method*), como o DIANA FEA[®] (BARON *et al.*, 2023; Galvão *et al.* 2021), ATENA[®] (Matos *et al.*, 2019). Neste modelo, serão aplicados os dados existentes a respeito da geometria, das propriedades dos materiais e de todos os carregamentos permanentes e acidentais.

No caso dos carregamentos, Baron *et al.* (2023) indica que se deve considerar os carregamentos móveis provenientes do tráfego de veículos conforme normativa vigente no país, porém as demais cargas como temperatura, sismos e vento nem sempre são considerados para a análise. No entanto, segundo Wang *et al.* (2010), a análise probabilística em elementos finitos costuma ter dificuldades quanto à convergência do modelo, podendo-se ser necessário realizar ajustes como redução do tamanho da malha ou o tempo do incrementos.

2.5.3. Análise de sensibilidade

Visando-se diminuir o custo computacional da análise estatística da OAE, costuma-se realizar previamente uma análise de sensibilidade das variáveis aleatórias, de forma a se trabalhar

apenas com as variáveis que possuem maior influência sobre a estrutura. A Equação 9 demonstra uma forma de se calcular a importância de cada variável, sendo essa baseada em Ditlevsen & Madsen (1996) e utilizada nos trabalhos de Matos *et al.* (2016), Matos *et al.* (2019), Moreira *et al.* (2016), Matos (2013), Galvão *et al.* (2021), Baron *et al.* (2023) e Baron (2023).

$$b_k = COV \cdot \sum_{i=0}^n \left(\frac{\Delta y_{i,k}}{y_{m,k}} \right) / \left(\frac{\Delta x_{i,k}}{x_{m,k}} \right) \quad \text{Equação 9}$$

onde:

- b_k representa a importância da variável aleatória analisada, indicada pelo subíndice k ;
- COV representa o coeficiente de variação da variável analisada;
- $\Delta x_{i,k}$ representa o desvio da variável analisada;
- $\Delta y_{i,k}$ representa o desvio da resposta estrutural em relação à variável analisada;
- $x_{m,k}$ representa a média da variável analisada;
- $y_{m,k}$ representa a média da resposta estrutural; e
- n representa o número de desvios aplicados a uma variável.

Matos *et al.* (2019) indicam que para esta análise de sensibilidade, deve-se adicionar ou subtrair o desvio padrão do valor médio da variável analisada, mantendo-se as demais variáveis fixas no seu valor médio. Além disso, os autores alegam que as variáveis aleatórias em OAEs costumam se aproximar de uma distribuição normal e, ao se comparar os valores de importância encontrados para cada parâmetro, deve-se estabelecer um limiar mínimo.

Tal limiar se trata de um valor arbitrário o qual serve para escolher as variáveis mais influentes no comportamento da estrutura. Seu valor pode ser ajustado de forma a englobar menos ou mais variáveis a depender das necessidades de quem esteja analisando. Matos *et al.* (2019), Galvão *et al.* (2021) e Matos *et al.* (2016) estabeleceram um limiar mínimo de 10%, enquanto Baron (2023) utilizou 20% e Moreira *et al.* (2016), 35%. Além disso, ressalta-se a tensão de escoamento da armadura que costuma ser o parâmetro com a maior importância calculada, segundo Galvão *et al.* (2021), Wisniewski *et al.* (2012), Matos *et al.* (2019) e Nowak *et al.* (1994).

2.5.4. Análise de confiabilidade

Análises por meio do índice de confiabilidade pode ser realizada de forma a se estimar quantitativamente o nível de segurança de uma estrutura ao se comparar a resistência e a solicitação estrutural. Tais parâmetros, por sua vez, podem ser considerados como variáveis aleatórias, visto que são resultantes da junção de diferentes variáveis. Desta forma, várias simulações podem ser realizadas, considerando diferentes combinações das variáveis levantadas de forma a se estimar as PDFs da resistência e da solicitação estrutural.

Baron *et al.* (2023), Baron (2023), Galvão *et al.* (2021), Matos *et al.* (2019), Moreira *et al.* (2016) realizaram diferentes análises em elementos finitos da OAE, variando-se as diferentes variáveis aleatórias (selecionadas pela análise de sensibilidade) conforme a técnica de amostragem por LHS (*Latin Hypercube Sampling*), utilizando a metodologia de Olsson *et al.* (2003), e obtendo-se as resistências estruturais de cada caso como um múltiplo da solicitação.

O resultado desta repetida análise pode, então, ser utilizado para montar um histograma (Figura 2.16) da frequência das resistências encontradas e, com isso, aproximar uma PDF para o sistema, obtendo-se os parâmetros estatísticos como média e desvio padrão. Nos trabalhos supracitados, o histograma fora aproximado de uma PDF normal e, posteriormente, os parâmetros estatísticos foram utilizados para se aferir o índice de confiabilidade FOSM (Equação 10) proposto por Hasofer & Lind (1974). Isso permitiu observar a probabilidade de falha da estrutura por meio da função densidade acumulada de uma distribuição normal padrão (Equação 11) (JUNIOR, 2022; HASOFER & LIND, 1974).

$$\beta_{FOSM} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{(\sigma_R)^2 + (\sigma_S)^2}} \quad \text{Equação 10}$$

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad \text{Equação 11}$$

onde:

- β_{FOSM} representa o índice de confiabilidade;
- μ_R representa a média da resistência estrutural;
- μ_S representa a média dos esforços solicitantes;
- σ_R representa o desvio padrão da resistência estrutural;
- σ_S representa o desvio padrão dos esforços solicitantes;
- P_f representa a probabilidade de falha da estrutura; e

- Φ representa a função de distribuição normal padrão.

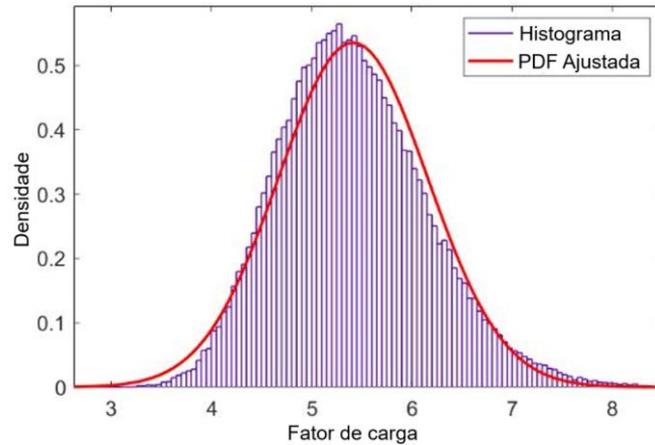


Figura 2.16 – Histograma das frequências dos fatores de carga de resistência. (Fonte: GALVÃO *et al.*, 2021, traduzido)

Conforme Feng *et al.* (2024), o índice de confiabilidade da estrutura, deve ser maior que um índice de confiabilidade alvo, o mínimo a ser utilizado como uma diretriz para se garantir a segurança. Segundo os autores, deve-se buscar o equilíbrio (Figura 2.17) entre os custos de construção da estrutura (quanto maior a segurança, mais caro é para se construir) e os custos de falha e manutenção, os quais podem ser diretos ou indiretos (ex: perda da funcionalidade da malha viária).

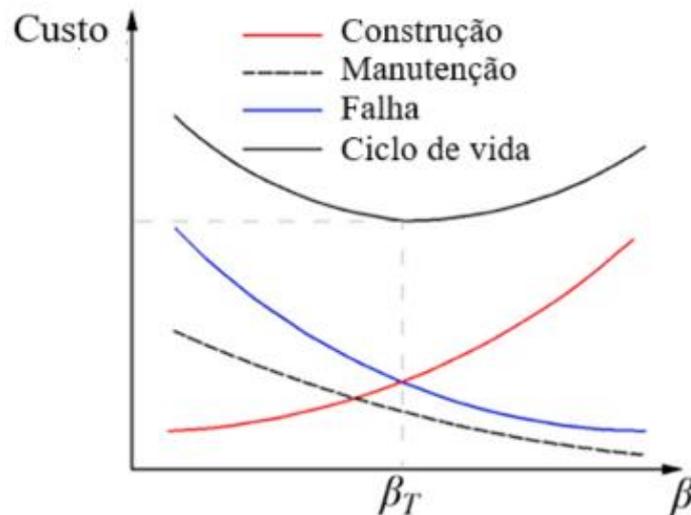


Figura 2.17 – Relação custo por confiabilidade. (Fonte: FENG *et al.*, 2024, traduzido)

O estado da OAE pode ser classificado a partir do valor de sua confiabilidade de forma a indicar o seu desempenho, havendo diferentes classificações no decorrer da literatura. Um exemplo dessa classificação é apresentada na Tabela 2.8, o qual classifica o estado de uma ponte do nível 5 (extremamente bom) ao 1 (inaceitável) com base do valor do índice de

confiabilidade. Porém, tal classificação pode mudar a depender das características da estrutura, havendo normativas que especificam tais índices alvo, como EN 1990 (2004), ISO 2394 (2015), ISO 13822 (2015) e PMC (2001) e do fib (2003).

Tabela 2.8 – Estado das pontes conforme confiabilidade. (Fonte: THOFT-CHRISTENSEN *et al.*, 1999, adaptado)

Estado	Número do estado	β
Extremamente bom	5	>10
Muito bom	4	[8;10]
Bom	3	[6;8]
Aceitável	2	[4,6;6]
Inaceitável	1	$<4,6$

Além disso, análises a respeito da projeção da evolução do índice de confiabilidade no decorrer do tempo podem ser realizadas de forma a se verificar o final da vida útil da estrutura. Um exemplo disso é apresentado por Frangopol *et al.* (2001) na Figura 2.18, a qual mostra a evolução do índice de confiabilidade a depender do índice inicial (β_0), da idade de início das manifestações patológicas (t_i), quantidade de manutenções e suas respectivas durações (t_{PD}), além do intervalo entre manutenções (t_P), aumento da confiabilidade após a manutenção (γ) e os índices de deterioração da confiabilidade (α e θ) até que se atinja o índice de confiabilidade alvo.

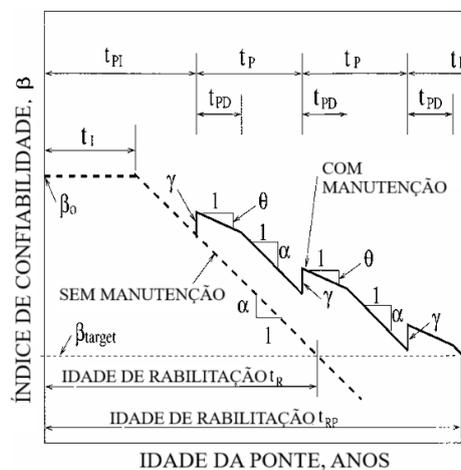


Figura 2.18 – Deterioração do índice de confiabilidade no tempo. (Fonte: Frangopol *et al.*, 2001, traduzido)

2.6. LINEE GUIDA – MIT (2022)

A crescente preocupação com a segurança das infraestruturas viárias levou à elaboração da “Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il

monitoraggio dei ponti esistenti” (Diretriz para classificação e gestão de riscos, avaliação de segurança e o monitoramento das pontes existentes) no ano de 2020, publicada pelo *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*, sob a responsabilidade do MIT (*Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti* – Ministério das Infraestruturas e dos Transportes) da Itália. Estas diretrizes estabelecem uma metodologia sistemática e estruturada para a gestão da segurança de pontes existentes, com o objetivo de reduzir o risco estrutural a níveis aceitáveis, priorizando intervenções baseadas em critérios técnicos objetivos.

A *Linee Guida* foi originalmente publicada em dezembro de 2020 pelo MIT, com caráter experimental por um período de 24 meses, até dezembro de 2022 (MIT, 2020). Em julho de 2022, uma nova versão foi publicada pelo MIMS (*Ministero delle Infrastrutture e della Mobilità Sostenibili* – Ministério das Infraestruturas e da Mobilidade Sustentável), estendendo esse período para 48 meses, com término previsto para dezembro de 2024 (MIMS, 2022). Posteriormente, em dezembro de 2024, um novo decreto do MIT prorrogou o caráter experimental para 60 meses, com vigência até dezembro de 2025 (MIT, 2024).

A diretriz é aplicável a todas as obras de arte com vão total superior a 6,0 metros, incluindo pontes rodoviárias e ferroviárias. É previsto a aplicação de procedimentos padronizados para o cadastro das estruturas, inspeções, análises de risco, verificações estruturais e monitoramento contínuo, permitindo uma gestão racional do patrimônio existente e facilitando a tomada de decisões baseadas em critérios de risco e relevância funcional. Além disso, possui uma análise multinível envolvendo análises semiprobabilísticas, reduzindo o problema de elevado custo computacional.

2.6.1. Abordagem multinível

As diretrizes adotam um sistema de abordagem multinível, com seis níveis progressivos de complexidade e aprofundamento, que visam otimizar o uso de recursos técnicos e financeiros ao aplicar, de forma seletiva, diferentes níveis de avaliação conforme o risco e a criticidade da estrutura. Os níveis definidos são:

- Nível 0: Cadastro das obras: tem como finalidade estabelecer um inventário sistemático das OAEs existentes, reunindo informações fundamentais sobre sua localização, data de construção, tipologia estrutural e geometria. A coleta de dados baseia-se na documentação técnica disponível e em fontes administrativas, sendo

complementada por ferramentas georreferenciadas e sistemas de mapeamento digital. É elaborada uma ficha de cadastro seguindo o padrão exigido pelo *Archivio Informatico Nazionale delle Opere Pubbliche* (AINOP). Esse nível é essencial para estimar o número total de estruturas a serem geridas, permitindo sua organização em categorias e a priorização de inspeções futuras.

- Nível 1: Inspeções visuais: realizam-se inspeções visuais padronizadas em campo com o objetivo de verificar a consistência dos dados coletados no cadastro e identificar o estado de conservação da estrutura. Esse nível envolve a elaboração de fichas de defeitos específicas por elemento estrutural e material, documentadas com fotografias e medições geométricas sempre que possível. Além disso, são identificados elementos críticos cuja degradação pode comprometer a integridade global da estrutura. Também se avaliam aspectos geomorfológicos e hidrológicos do entorno, por meio da “*Ficha de Frane e Idraulica*”, para subsidiar a análise de riscos nos níveis subsequentes.
- Nível 2: Classificação do risco: é o ponto central da abordagem multinível, pois nele é atribuída a CdA (*Classe di Attenzione* – Classe de Atenção) para cada ponte, com base em três fatores de risco: periculosidade, vulnerabilidade e exposição. Esses fatores, e consequente CdA, são estimados de forma independente para diferentes tipos de risco: estrutural, sísmico, geotécnico e hidráulico. Posteriormente, é feita uma combinação das CdAs parciais de forma a obter-se a CdA global/total da estrutura. A metodologia emprega fluxogramas lógicos e tabelas paramétricas, permitindo classificar as estruturas em cinco níveis de criticidade: Alta, Médio-Alta, Média, Médio-Baixa e Baixa. Esta classificação (aplicada tanto para os parâmetros analisados quanto para as CdAs) orienta a escolha dos próximos níveis de intervenção, otimizando os recursos disponíveis conforme o grau de risco associado.
- Nível 3: Avaliação preliminar: consiste em uma avaliação técnica de caráter preliminar, destinada a definir se é necessária a execução de análises de segurança estruturais completas (Nível 4). A decisão se baseia na comparação dos esforços máximos previstos pelo projeto original e as normativas vigentes (exemplo razão entre os momentos fletores máximos) e nos danos identificados durante as inspeções. Além disso, podem ser consideradas informações complementares, como resultados de ensaios não destrutivos ou dados históricos. Essa etapa é especialmente útil para

estruturas com CdA Média ou Médio-Alta, permitindo racionalizar o uso de recursos ao evitar análises desnecessárias.

- Nível 4: Verificação aprofundada: compreende a avaliação estrutural detalhada da obra, com base nas normativas em vigor, sendo ressaltada a NTC 2018 (MIT, 2018) “*Norme Tecniche per le costruzioni*” no contexto italiano. Essa etapa envolve a criação de modelos estruturais confiáveis (por exemplo, modelos numéricos por elementos finitos), a execução de ensaios destrutivos e não destrutivos, levantamentos detalhados das propriedades dos materiais e caracterização das ações atuantes. Também são considerados os LCs (*Livelli di Conoscenza* – Níveis de Conhecimento) e aplicados os fatores de confiança correspondentes. O objetivo é avaliar a segurança da estrutura e servir de base para definir as ações necessárias de serem tomadas.
- Nível 5: Avaliação de relevância estratégica: embora não tratado de forma aprofundada nas diretrizes, refere-se à análise da importância da estrutura na malha de transportes. Tal análise é recomendada para obras com alto impacto socioeconômico ou localizadas em pontos importantes para a malha viária, sendo realizados estudos para analisar as consequências de uma possível interrupção da utilização da ponte. Essa avaliação orienta decisões quanto à priorização de investimentos, planejamento de redundâncias e resiliência da rede. A metodologia pode se apoiar em estudos como análises de custo-benefício, simulações de tráfego e índices de acessibilidade.

É importante destacar que a metodologia não exige a conclusão integral de um determinado nível para que se inicie o seguinte. Em função de condições emergenciais e/ou da disponibilidade limitada de recursos, os gestores podem priorizar determinados trechos viários ou pontes específicas e iniciar diretamente avaliações mais aprofundadas. Essa flexibilização permite compatibilizar as análises detalhadas com a necessidade do cadastro das OAEs, especialmente em regiões com elevado número de estruturas e documentação incompleta.

2.6.2. Classes de Atenção

Para o nível 2 da abordagem multinível, no qual há a classificação do risco da estrutura, faz-se necessário atribuir o CdA para cada estrutura. A CdA representa o nível de risco associado a uma determinada estrutura e orienta as ações subseqüentes em termos de inspeções,

monitoramento, estudos complementares e intervenções. Ela é determinada, por meio da análise de três fatores principais:

- Periculosidade: refere-se à probabilidade de ocorrência de eventos adversos, como falhas estruturais, deslizamentos de terra, inundações ou sismos.
- Vulnerabilidade: avalia a suscetibilidade da estrutura a sofrer danos frente às ameaças consideradas, levando em conta aspectos como o tipo estrutural, o estado de conservação e o material constitutivo.
- Exposição: considera as consequências associadas a uma eventual falha da estrutura, incluindo volume de tráfego, presença de pessoas e importância estratégica do ativo.

Segundo a *Linee Guida*, cada estrutura pode ser classificada em CdAs parciais quanto a sua situação de risco estrutural, sísmico, geotécnico e hidráulico conforme os fatores apresentados. A fim de exemplo, são apresentados os parâmetros primários e secundários a serem considerados para atribuir uma classificação do CdA estrutural (Tabela 2.9) junto de uma descrição de como cada um deles é determinado.

Tabela 2.9 – Parâmetros para determinação do CdA estrutural. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido)

	Parâmetros primários	Parâmetros secundários
Periculosidade	Carregamento veicular previsto	-
Vulnerabilidade	Nível de dano Solução estrutural, vão, material	Velocidade de evolução dos danos Norma de projeto
Exposição	Tráfego diário médio e vão	Presença de vias alternativas Tipo de entidade transposta

A diretriz indica que no caso da CdA estrutural, a periculosidade está relacionada à probabilidade de a ponte ser afetada pela passagem de veículos de massa significativa (superior a 3,5 toneladas). Para tal análise, observa-se qual é a classificação da estrada quanto à sua massa veicular máxima permitida (Tabela 2.10) e com base na frequência diária média de veículos comerciais (Tabela 2.11), pode-se estimar o nível de periculosidade pela Tabela 2.12.

Tabela 2.10 – Classificação das estradas segundo massa máxima permitida. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido)

Classe	Descrição
Classe A	Carregamento previsto na Norma Técnica de projeto
Classe B	Limitação de carga a 44t (≈73% da carga de norma)
Classe C	Limitação de carga a 26t (≈43% da carga de norma)
Classe D	Limitação de carga a 8t (≈13% da carga de norma)
Classe E	Limitação de carga a 3,5t (≈6% da carga de norma)

Tabela 2.11 – Frequência de trânsito de veículos comerciais por faixa. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido)

Alta	Média	Baixa
≥ 700 veículos/dia/faixa	300 < veículos/dia/faixa < 700	≤ 300 veículos/dia/faixa

Tabela 2.12 – Classes de periculosidade estrutural. (Fonte: MIMS, 2022)

Classe A	Frequência de veículos comerciais		
	Alta	Média	Baixa
	Alta	Alta	Média-alta
Classe B	Frequência de veículos comerciais		
	Alta	Média	Baixa
	Alta	Média-alta	Média
Classe C	Frequência de veículos comerciais		
	Alta	Média	Baixa
	Média-alta	Média	Média-baixa
Classe D	Frequência de veículos comerciais		
	Alta	Média	Baixa
	Média	Média-baixa	Baixa
Classe E	Baixa		

Já para os parâmetros de vulnerabilidade, determina-se inicialmente, com base no resultado das inspeções realizadas, o nível de dano da estrutura com base nas classes de baixa a alta, vide Tabela 2.13. Posteriormente, analisa-se a velocidade de evolução da degradação estrutural, visto que representa a tendência de crescimento dos defeitos. Para tal, observa-se se o período de construção ou última intervenção de manutenção significativa fora antes de 1945, entre 1945 e 1980 ou após 1980.

Tabela 2.13 – Classes do nível de dano estrutural. (Fonte: MIMS, 2022, adaptado)

Alta	Defeitos de severidade alta ou média-alta e de qualquer intensidade em elementos críticos ou presença de condições críticas
Média-alta	Defeitos de severidade alta ou médio-alta e de alta intensidade em elementos cuja falha pode comprometer a estática da obra
Média	Defeitos de severidade alta ou médio-alta e de alta intensidade em elementos cuja falha não pode comprometer o comportamento estático global da obra e defeitos de severidade alta e de média-baixa intensidade
Média-baixa	Defeitos de severidade média-alta com intensidade média-baixa e defeitos de severidade média ou baixa e de qualquer intensidade, em grande número
Baixa	Defeitos de média a baixa severidade e de qualquer intensidade, em pequeno número

Analisa-se, então, as normas que estavam em vigência no período do projeto da estrutura, visto que, segundo a própria diretriz, o histórico regulatório italiano sofreu variação na definição dos carregamentos e métodos de cálculo estrutural. As pontes são divididas em duas categorias: categoria 1 (pontes destinadas ao trânsito de cargas civis e militares) e categoria 2 (pontes destinadas apenas ao trânsito de cargas civis). A partir disto, é possível dividir a vulnerabilidade normativa em 3 classes:

- Classe A:
 - Pontes de categoria 1 projetadas com normas anteriores a 1952; ou
 - Pontes de categoria 2 projetadas normas anteriores a 1990.
- Classe B:
 - Pontes de categoria 1 projetadas com normas publicadas entre 1952 e 1990 (vãos menores de 10m) ou entre 1952 e 2005 (vãos maiores que 10m); ou
 - Pontes de categoria 2 projetadas conforme normas publicadas em 1990 (vãos menores que 10m) ou entre 1990 e 2005 para vão maiores que 10m.
- Classe C:
 - Pontes de categoria 1 e 2 projetadas conforme normas publicadas a partir de 2005 (vãos menores que 10m) ou 2008 (vãos maiores que 10 m).

Além disto, analisa-se a classe de vulnerabilidade em função da solução estrutural, material e comprimento do vão, conforme pode ser visto na Tabela 2.14, sendo a classe indicada aumentada em 1 (quando possível) no caso de a estrutura possuir mais de 3 vãos. Com isto, segue-se o diagrama representado na Figura 2.19 para a determinação da classe final da vulnerabilidade estrutural.

Tabela 2.14 – Classes de vulnerabilidade estrutural com base na solução estrutural, material e comprimento do maior vão. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido)

Solução estrutural	Material	vão≤5m	5<vão<15m	15≤vão<25m	vão≥25m
Vigas simplesmente apoiadas	Concreto armado	Média-baixa	Média	Média-alta	Alta
	Concreto protendido	Média-baixa	Média	Média	Média-alta
	Aço	Baixa	Média-baixa	Média	Média-alta
	Metal (pontes históricas)	Média-baixa	Média	Média-alta	Alta
	Madeira	Média	Média-alta	Alta	Alta
	Mista (aço-concreto)	Média-baixa	Média	Média-alta	Alta
Vigas contínuas	Concreto armado	Baixa	Média-baixa	Média	Média-alta
	Concreto protendido	Baixa	Média-baixa	Média	Média
	Aço	Baixa	Baixa	Média-baixa	Média
	Metal (pontes históricas)	Baixa	Média-baixa	Média	Média-alta
	Mista (aço-concreto)	Baixa	Média-baixa	Média	Média-alta
Arco maciço	Alvenaria	Baixa	Média-baixa	Média-baixa	Média
	Concreto armado	Baixa	Média-baixa	Média	Média
Arco delgado	Concreto armado	Média-baixa	Média	Média	Média-alta
Vigas Gerber / Pontes em balanço	Concreto armado	Média-alta	Alta	Alta	Alta
	Concreto protendido	Média-alta	Média-alta	Média-alta	Alta
	Aço	Média	Média-alta	Média-alta	Alta
	Metal (pontes históricas)	Média-alta	Média-alta	Alta	Alta
	Mista (aço-concreto)	Média-alta	Alta	Alta	Alta
Laje apoiada	Concreto armado	Média-baixa	Média	Média-alta	Alta
Laje engastada	Concreto armado	Baixa	Média-baixa	Média	Média-alta

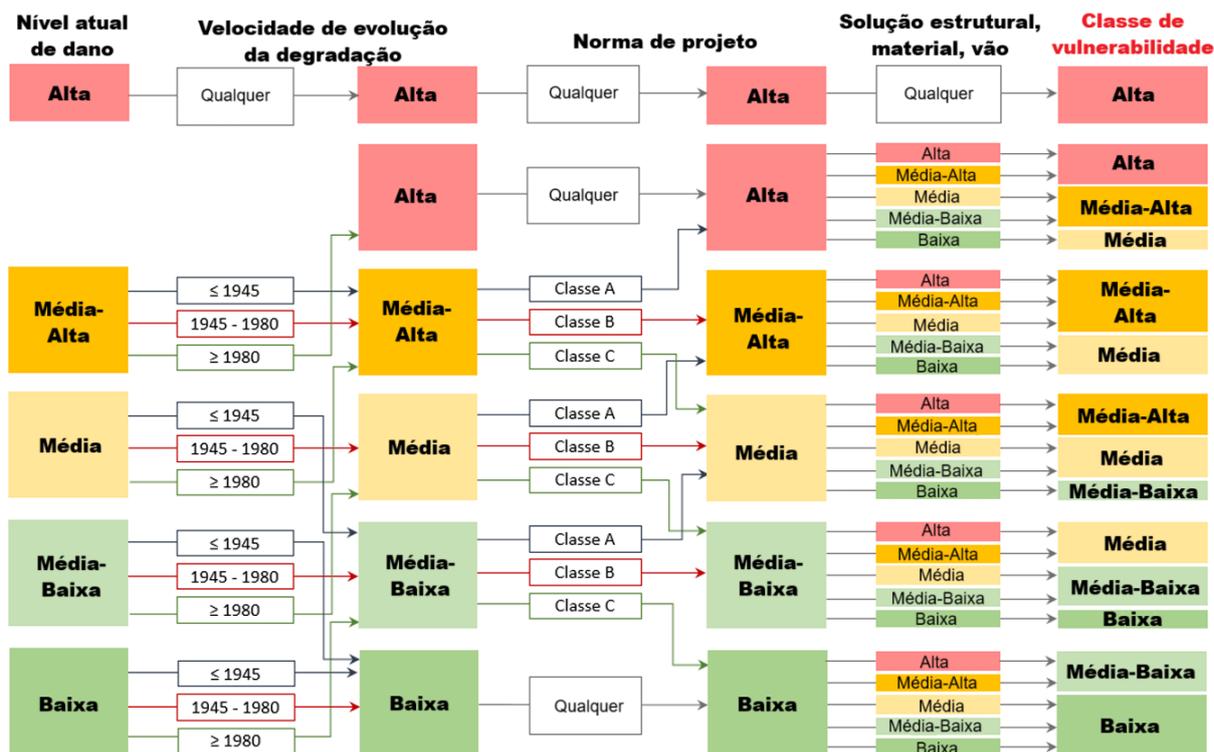


Figura 2.19 – Fluxograma para determinação da classe de vulnerabilidade estrutural final. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido)

A determinação do nível de exposição é baseada no tráfego diário médio de veículos (Tabela 2.15) e comprimento médio dos vãos (Tabela 2.16), presença ou ausência de alternativas viárias para a estrutura em questão e tipo de obstáculo transposto (Tabela 2.17). De forma similar à vulnerabilidade, segue-se um fluxograma (Figura 2.20) para a determinação da classe de exposição estrutural.

Por fim, utiliza-se as tabelas da diretriz para a determinação do CdA estrutural, sendo um compilado das possíveis combinações das classes determinadas apresentado na Tabela 2.18.

Tabela 2.15 – Nível de tráfego médio diário sobre a ponte. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido)

Alto	Médio	Baixo
≥ 25000 veículos/dia	$10000 < \text{veículos/dia} < 25000$	≤ 10000 veículos/dia

Tabela 2.16 – Classes de exposição estrutural com base no tráfego médio diário e comprimento médio do vão.

(Fonte: MIMS, 2022, adaptado)

Vão médio	Nível de tráfego médio diário		
	Alto	Médio	Baixo
Grande ($> 50\text{m}$)	Alta	Média-alta	Média
Médio ($20 \leq \text{vão} \leq 50\text{m}$)	Média-alta	Média	Média-baixa
Pequeno ($< 20\text{m}$)	Média	Média-baixa	Baixa

Tabela 2.17 – Classes de exposição com base na tipologia do obstáculo transposto. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido)

Alta	Obstáculo transposto cujo uso envolve aglomeração significativa de pessoas e/ou com funções públicas e sociais essenciais e/ou cuja interrupção provoque situações de emergência e/ou obstáculo de alto valor ambiental, econômico ou social (Ex: Ferrovia, área construída/antropizada, vias primárias, etc.)
Média	Obstáculo transposto cujo uso envolve aglomeração normal de pessoas, sem funções públicas ou sociais essenciais, cuja interrupção não causa situações de emergência e/ou obstáculos com valor ambiental, econômico ou social limitado (Ex: estradas secundárias, cursos d'água, lagos, corpos d'água marinhos, etc.)
Baixa	Obstáculo transposto cujo uso envolve aglomeração ocasional de pessoas e desprovida de valor ambiental, econômico ou social (Ex: descontinuidades naturais, depressões no terreno, etc.)

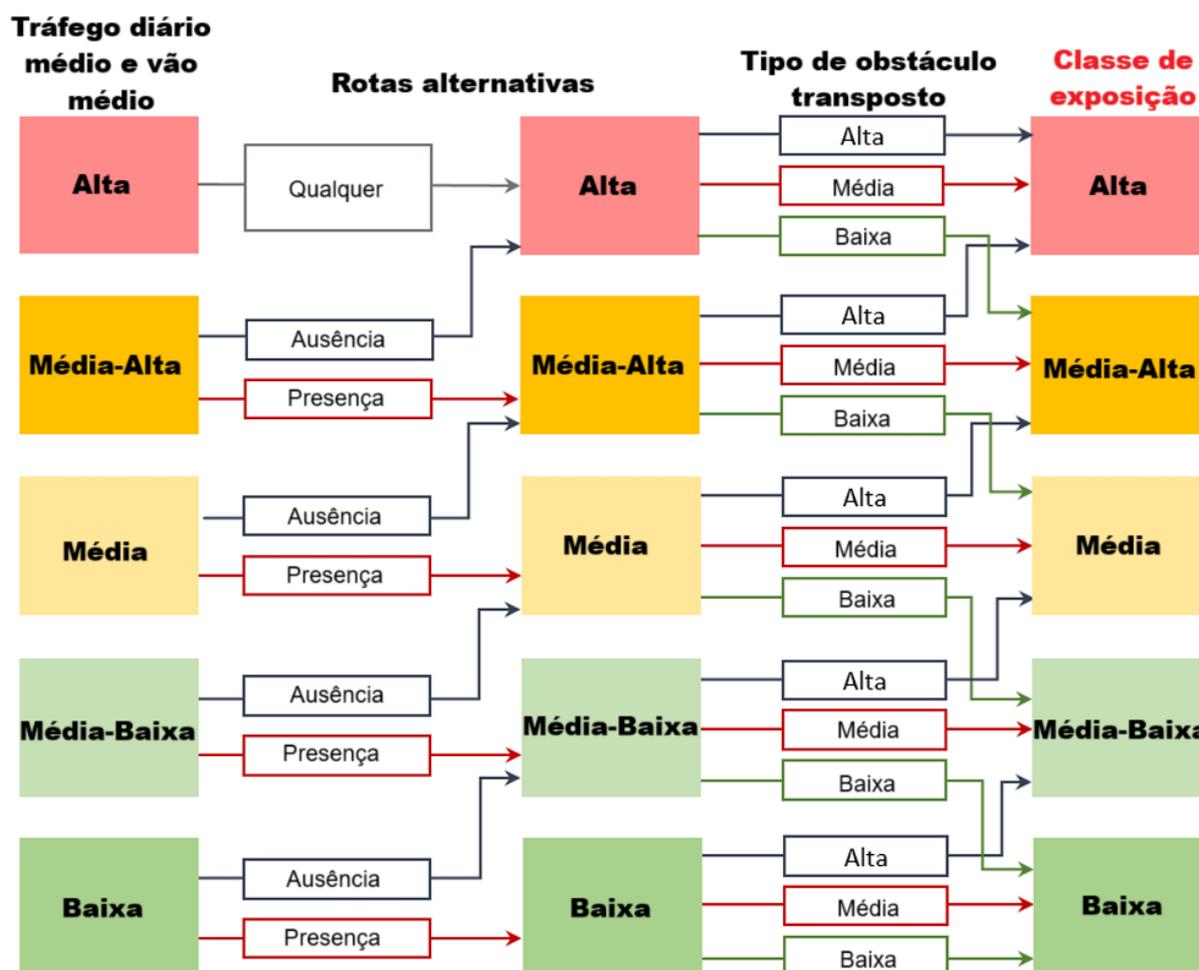


Figura 2.20 – Fluxograma para determinação da classe de exposição estrutural final. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido)

Na CdA estrutural (assim como nas demais), a estrutura é classificada em uma das seguintes cinco classes de atenção. Cada classe determina um protocolo de ações técnicas que podem incluir desde simples inspeções visuais até modelagens estruturais detalhadas e monitoramento instrumental contínuo. Além disso, a classificação deve ser revista periodicamente, especialmente após intervenções de manutenção, surgimento de novos dados

ou evolução dos estados de degradação observados. As classes, com suas respectivas implicações, são:

- CdA Alta: indica risco elevado e exige a imediata execução de análises aprofundadas (nível 4), inspeções especiais, monitoramento contínuo e eventuais restrições operacionais. Essas estruturas demandam atenção prioritária.
- CdA Médio-Alta: refere-se a estruturas com risco significativo. Devem ser submetidas a avaliações preliminares (nível 3), inspeções periódicas regulares e possível instalação de sistemas de monitoramento. Se for julgado necessário, executar análises mais aprofundadas (nível 4) de verificação
- CdA Média: sugere risco moderado. São exigidas inspeções periódicas, avaliações preliminares (nível 3) e, caso evidências de degradação progressiva sejam identificadas, avaliações complementares podem ser indicadas.
- CdA Médio-Baixa: aponta baixo risco estrutural. São mantidas apenas as inspeções periódicas. Não é previsto análises adicionais
- CdA Baixa: estruturas com risco muito reduzido, exigindo apenas o acompanhamento regular das inspeções periódicas conforme o plano de manutenção rotineira.

Tabela 2.18 – Determinação da CdA estrutural. (Fonte: MIMS, 2022, adaptado)

Classe de periculosidade Alta		Classe de exposição				
		Alta	Média-alta	Média	Média-baixa	Baixa
Classe de vulnerabilidade	Alta	Alta				
	Média-alta	Alta		Média-alta		
	Média	Alta	Média-alta		Média	
	Média-baixa	Média-alta	Média			
	Baixa	Média-alta	Média		Média-baixa	
Classe de periculosidade Média-alta		Classe de exposição				
		Alta	Média-alta	Média	Média-baixa	Baixa
Classe de vulnerabilidade	Alta	Alta				
	Média-alta	Alta	Média-alta			Média
	Média	Média-alta		Média		
	Média-baixa	Média			Média-baixa	
	Baixa	Média		Média-baixa		Baixa
Classe de periculosidade Média		Classe de exposição				
		Alta	Média-alta	Média	Média-baixa	Baixa
Classe de vulnerabilidade	Alta	Alta				
	Média-alta	Média-alta			Média	
	Média	Média-alta	Média			
	Média-baixa	Média			Média-baixa	
	Baixa	Média		Média-baixa	Baixa	

Tabela 2.18 – (continuação)

Classe de periculosidade Média-baixa		Classe de exposição				
		Alta	Média-alta	Média	Média-baixa	Baixa
Classe de vulnerabilidade	Alta	Alta				
	Média-alta	Média-alta		Média		
	Média	Média-alta	Média		Média-baixa	
	Média-baixa	Média		Média-baixa		Baixa
	Baixa	Média	Média-baixa		Baixa	
Classe de periculosidade Baixa		Classe de exposição				
		Alta	Média-alta	Média	Média-baixa	Baixa
Classe de vulnerabilidade	Alta	Alta				
	Média-alta	Média-alta	Média			Média-baixa
	Média	Média			Média-baixa	Baixa
	Média-baixa	Média		Média-baixa	Baixa	
	Baixa	Média-baixa		Baixa		

Segundo a diretriz, os quatro tipos de CdA podem ser combinadas de forma a se atingir uma CdA global da estrutura. Primeiramente, faz-se uma combinação das CdAs geotécnica e hidráulica, conforme apresentado na Tabela 2.19 e, posteriormente, utiliza-se o resultado para combinar com a CdA sísmica com base no nível obtido na CdA estrutural. A Tabela 2.20 apresenta um compilado das possíveis combinações das CdAs individuais de forma a se obter a CdA global.

Tabela 2.19 – Combinação das CdAs geotécnica e hidráulica. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido)

		CdA Geotécnica				
		Alta	Média-alta	Média	Média-baixa	Baixa
CdA Hidráulica	Alta	Alta		Média-alta		Média
	Média-alta	Alta	Média-alta		Média	
	Média	Média-alta		Média		Média-baixa
	Média-baixa	Média-alta	Média		Média-baixa	
	Baixa	Média		Média-baixa		Baixa

Tabela 2.20 – Determinação da CdA global. (Fonte: MIMS, 2022, adaptado)

CdA estrutural Alta		CdA hidráulica/geotécnica				
		Alta	Média-alta	Média	Média-baixa	Baixa
CdA sísmica	Alta	Alta				
	Média-alta	Alta				
	Média	Alta				
	Média-baixa	Alta				
	Baixa	Alta				

Tabela 2.20 – (continuação)

CdA estrutural Média-alta		CdA hidráulica/geotécnica				
		Alta	Média-alta	Média	Média-baixa	Baixa
CdA sísmica	Alta	Alta		Média-alta		
	Média-alta	Alta	Média-alta		Média	
	Média	Média-alta		Média		
	Média-baixa	Média-alta		Média		
	Baixa	Média-alta	Média			
CdA estrutural Média		CdA hidráulica/geotécnica				
		Alta	Média-alta	Média	Média-baixa	Baixa
CdA sísmica	Alta	Alta	Média-alta		Média	
	Média-alta	Média-alta		Média		
	Média	Média-alta	Média			
	Média-baixa	Média				Média-baixa
	Baixa	Média	Média-baixa			
CdA estrutural Média-baixa		CdA hidráulica/geotécnica				
		Alta	Média-alta	Média	Média-baixa	Baixa
CdA sísmica	Alta	Média-alta	Média			
	Média-alta	Média				Média-baixa
	Média	Média			Média-baixa	
	Média-baixa	Média		Média-baixa		
	Baixa	Média	Média-baixa			
CdA estrutural Baixa		CdA hidráulica/geotécnica				
		Alta	Média-alta	Média	Média-baixa	Baixa
CdA sísmica	Alta	Média		Média-baixa		
	Média-alta	Média		Média-baixa		
	Média	Média	Média-baixa			
	Média-baixa	Média-baixa				Baixa
	Baixa	Média-baixa			Baixa	

2.6.3. Análise da Estrutura

A análise de segurança no Nível 4, conforme estabelecido pelas *Linee Guida 2022*, representa a etapa mais aprofundada da avaliação estrutural de pontes existentes e é conduzida quando os níveis anteriores indicam a necessidade de investigações rigorosas. Tal etapa de análise é considerada necessária quando: se há uma redução evidente da capacidade resistente da estrutura; erros de projeto e/ou execução foram encontrados; previsão de alteração dos carregamentos para qual a estrutura fora originalmente projetada; e execução de intervenções estruturais.

Conforme ressaltado por Cosenza & Losanno (2021), a metodologia apresentada é consistente com o proposto pelo boletim fib 80 (2016) e essa fase busca determinar, com base em dados

coletados e modelagem da ponte, se a estrutura pode continuar operando com segurança dentro de um horizonte de tempo previamente definido, chamado de tempo de referência (t_{ref}), conforme o índice de confiabilidade FORM. Além do tempo de referência, as análises fazem uso das classificações de classes de consequência e níveis de conhecimento para ajustar os critérios de verificação de segurança, orientando a escolha dos parâmetros de cálculo a serem utilizados.

2.6.3.1. Tempo de Referência

Segundo a diretriz, o tempo de referência pode ser conceituado como o intervalo de tempo ao qual a verificação é referida. Ao final desse tempo, assume-se que as análises devem ser repetidas e verificações adicionais devem ser incluídas ou intervenções devem ser realizadas.

A escolha do t_{ref} pode afetar diretamente a magnitude das ações adotadas na verificação e os coeficientes de segurança, sendo tal escolha dependente da condição funcional da estrutura:

- Adequado (*Adeguato – code conforming*): quando a ponte atende integralmente às normas técnicas vigentes, adota-se um t_{ref} de 50 anos;
- Operacional (*Operativo*): quando a estrutura permanece em serviço sem intervenções estruturais imediatas, mas com confiabilidade suficiente para uso normal, adota-se um t_{ref} de 30 anos; e
- Transitável (*Transitabile*): quando as verificações realizadas estão satisfeitas para um prazo limitado, adotando-se medidas: (a) limitação de cargas permitidas ou (b) restrição do uso da ponte, adota-se um t_{ref} de 5 anos;

2.6.3.2. Classe de Consequência

Outro conceito essencial nessa etapa é a CC (*Classe di Conseguenza – Classe de Consequência*), que reflete a gravidade das consequências de uma eventual falha estrutural. Essa classificação determina o rigor exigido nos parâmetros de segurança, sendo as CC mais altas associadas a critérios mais conservadores, tal classificação é retirada do Eurocode 0 (EN 1990, 2002), sendo as estruturas são classificadas em três categorias:

- CC1 para estruturas de baixa consequência para perda de vida humana e impacto econômico, social e/ou ambiental baixo/negligenciável. É apresentado o exemplo de armazéns;

- CC2 para estruturas de média consequência para perda de vida humana e impacto econômico, social e/ou ambiental considerável. É apresentado o exemplo de escritórios; e
- CC3 para estruturas de alta consequência para perda de vida humana e impacto econômico, social e/ou ambiental importante. É nesta categoria em que a maioria das estruturas de ponte se enquadram.

2.6.3.3. Nível de Conhecimento

A verificação aprofundada no Nível 4 também se fundamenta no grau de conhecimento efetivo da estrutura existente. Esse aspecto é formalizado pelo conceito de LC (*Livelli di Conoscenza* – Nível de Conhecimento), que varia de LC1 a LC3. No LC1, o conhecimento sobre a estrutura é limitado, com informações escassas ou não verificadas; no LC2, há um conhecimento intermediário com dados parciais de inspeção e documentos; e no LC3, o conhecimento é completo, sustentado por investigações detalhadas, ensaios laboratoriais e documentação original. A esse nível de conhecimento associa-se um FC (*Fattori di Confidenza* – Fator de Confiança), aplicado na resistência dos materiais como redutor da capacidade resistente nominal. Assim, quanto menor o LC, maior será o FC e, portanto, menor a resistência de cálculo considerada. Os valores típicos de FC são 1,35 para LC1, 1,20 para LC2 e 1,00 para LC3, de modo que a precisão do conhecimento permite reduzir o conservadorismo nas verificações.

2.6.3.4. Verificação Estrutural

A análise da segurança estrutural de pontes existentes demanda uma abordagem que considere explicitamente a confiabilidade estrutural ao longo de um período de referência reduzido, compatível com a vida útil remanescente da obra. Conforme proposto nas novas diretrizes italianas para avaliação de pontes existentes, tal análise se apoia em fundamentos probabilísticos, buscando garantir que a probabilidade de falha da estrutura se mantenha inferior a um valor alvo estabelecido. Essa exigência se baseia nas formulações de probabilidade de falha expressa na Equação 8 e, conseqüentemente, na função de estado limite demonstrada na Equação 6, sendo o símbolo para as ações (Solicitações) indicado como *E*.

Sob a hipótese de que as variáveis seguem distribuição normal, a probabilidade de falha também pode ser reescrita com base na função distribuição acumulada da normal padrão, conforme a Equação 11. Esta equação, por sua vez, pode ser invertida de forma a ser possível obter o índice de confiabilidade, conforme visto na Equação 12.

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - P_f) \quad \text{Equação 12}$$

Para garantir que a estrutura atenda ao nível de segurança requerido, adota-se o método dos estados limites com fatores parciais, com base no boletim fib 80 (2016), segundo o qual os valores de projeto da resistência R_d e da ação E_d são obtidos pela multiplicação ou divisão dos valores característicos pelos respectivos fatores de segurança. A verificação de segurança exige que a condição de que resistência seja superior às solicitações seja satisfeita. Os valores de projeto para a resistência (Equação 13) se baseia no valor da resistência característica R_k e no fator parcial γ_M , enquanto o para o valor de projeto das solicitações (Equação 14) é definido pelas solicitações características E_k e o fator parcial γ_E .

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad \text{Equação 13}$$

$$E_d = E_k \cdot \gamma_E \quad \text{Equação 14}$$

A escolha do índice de confiabilidade β a ser adotado na análise de estruturas existentes envolve tanto aspectos econômicos quanto sociais. Para estruturas novas, um índice β_{new} de 4,3 costuma ser adotado no caso de estruturas CC3, mas, no caso de estruturas existentes, admite-se uma redução $\Delta\beta$ de 1,5 desse valor, com base na consideração de que os custos de reabilitação aumentam significativamente à medida que se busca níveis elevados de confiabilidade. Além disso, a diretriz determina um índice de confiabilidade mínimo econômico $\beta_{0,economic}$ (Equação 15) e de segurança humana $\beta_{0,t,human\ safety}$, o qual pode ser calculado caso a caso para reduzir o número de perdas de vida humana em caso de falha estrutural com base na probabilidade de falha alvo e tempo de referência da estrutura. Dessa forma, a estrutura determina o índice de confiabilidade mínimo $\beta_{0,t}$ conforme expresso na Equação 16. Conforme o boletim fib n° 80 (2016), um $\beta_{0,t}$ de 2,8 seria suficiente para pontes com vãos de até 30 metros, enquanto vão maiores necessitariam de índices maiores.

$$\beta_{0,economic} = \beta_{new} - \Delta\beta \quad \text{Equação 15}$$

$$\beta_{0,t} = \text{máx} (\beta_{0,economic}; \beta_{0,t,human\ safety}) \quad \text{Equação 16}$$

Com o índice de confiabilidade estabelecido, procede-se ao cálculo dos fatores parciais reduzidos, tanto para ações quanto para materiais, os quais são adotados apenas em condições de carga operacionais e transitáveis, visto que um cenário adequado deve utilizar os fatores parciais previstos nas normativas vigentes. No caso das ações externas permanentes (G), o fator parcial γ_G (Equação 17) é obtido pela composição dos fatores associados à incerteza da carga γ_g (Equação 18) e ao modelo de cálculo γ_{sd} , o qual possui valor de 1,05 para ações desfavoráveis e de 1,00 para ações favoráveis. A parcela γ_g é determinada a partir do coeficiente de variação da carga permanente V_G e da sensibilidade da estrutura a essa ação α_E de valor igual a -0,7 conforme o boletim fib 80 (2016). A diretriz indica que em condições padrões, V_G pode ser considerado igual a 0,1, mas que tal valor pode ser menor em condições de controle acurado da variação da geometria e das propriedades dos materiais.

$$\gamma_G = \gamma_{sd} \cdot \gamma_g \quad \text{Equação 17}$$

$$\gamma_g = \frac{G_d}{G_k} = \frac{\mu_G \cdot (1 - \alpha_E \cdot \beta \cdot V_G)}{\mu_G} = 1 - \alpha_E \cdot \beta \cdot V_G \quad \text{Equação 18}$$

No caso das ações variáveis (Q), como o tráfego veicular, o fator de segurança γ_Q também é composto por uma parcela de incerteza do modelo e uma parcela de incerteza do carregamento γ_q (Equação 19) e é definido de forma equivalente à apresentada na Equação 17. O termo γ_{sd} costuma ser de 1,12 no caso de ações desfavoráveis conforme o boletim fib nº 80, enquanto γ_q pode ser avaliado com base em $F_{Q,t_{ref}}^{-1}$ que é a inversa da distribuição de extremos (tipicamente Gumbel) das cargas de tráfego no tempo de referência estipulado e seus valores característicos Q_k .

$$\gamma_q = \frac{F_{Q,t_{ref}}^{-1}[\Phi(-\alpha_E \cdot \beta), t_{ref}]}{Q_k} \quad \text{Equação 19}$$

No entanto, a diretriz, baseada no boletim fib 80, já apresenta para estruturas CC3 valores para os fatores parciais de tráfego e de vento com base nos tempos de referência. Para uma condição operacional (tempo de referência de 30 anos), o fator γ_Q pode ser considerado como 1,20 em cargas de tráfego e 1,50 para as de vento. Já em uma condição transitável (b) (5 anos) de restrição do uso da ponte, os valores são de 1,20 e 1,26, respectivamente.

Porém, em uma condição transitável (a) (5 anos) de redução de carregamento, os coeficientes são determinados com base na fiscalização das infrações das proibições de trânsito, a qual é

necessária para que as limitações de carga sejam respeitadas. Tal fiscalização pode ser classificada como:

- Nível 1: controle de excesso de carga veicular (pesagem direta ou análise documental) é feito por amostragem. Adota-se um fator de 1,60;
- Nível 2: controle de excesso de carga veicular (pesagem direta ou análise documental) é realizado de forma sistemática e contínua com procedimento de bloqueio dos veículos com excesso de carga. Adota-se fator de 1,35; e
- Nível 3: controle de excesso de carga veicular análogo ao nível 2, mas utilizando pesagem dos veículos e bloqueio garantido em caso de excesso de carga. Adota-se um fator de 1,10.

Além disso, no caso de carregamentos veiculares em tráfego fluido, deve-se considerar um coeficiente de impacto (Equação 20), o qual é calculado a partir do vão em metros.

$$\phi = 1,4 - \frac{L - 10}{150} \quad \text{Equação 20}$$

No âmbito da resistência, ao se considerar os materiais (M), o fator parcial γ_M (Equação 21) é composto por fatores de incerteza do material γ_m , do modelo resistente γ_{Rd1} e da geometria γ_{Rd2} . O termo γ_m , por sua vez, depende da distribuição estatística da resistência. Para distribuição normal, aplica-se a Equação 22 e para lognormal, a Equação 23, nas quais V_R é o coeficiente de variação do material e α_R uma constante de valor igual a 0,8. Já para γ_{Rd1} , o boletim fib 80 (2016) indica um valor de 1,05 para concreto e 1,025 para aço, enquanto para γ_{Rd2} , 1,05 é assumido para considerar as incertezas da geometria, porém um valor unitário pode ser considerado quando a variação da geometria for considerada desprezível.

$$\gamma_M = \gamma_m \cdot \gamma_{Rd1} \cdot \gamma_{Rd2} \quad \text{Equação 21}$$

$$\gamma_m = \frac{R_k}{R_d} = \frac{1 - 1.645 \cdot V_R}{1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot V_R} \quad \text{Equação 22}$$

$$\gamma_m = \frac{R_k}{R_d} = \frac{\exp(-1.645 \cdot V_R)}{\exp(-\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R)} \quad \text{Equação 23}$$

Com base nesses fatores (reduzidos ou não), define-se o valor de cálculo da resistência do material f_d (Equação 24) com base no FC (dependente do LC da estrutura), γ_M e as resistências média f_m e característica f_k do material.

$$f_d = \min\left(\frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M}; \frac{f_k}{FC}\right) \quad \text{Equação 24}$$

Com base nos valores de cálculo obtidos para as resistências dos materiais e para os efeitos das ações, a verificação final da segurança da estrutura é expressa por meio do fator de segurança estrutural, usualmente denotado por FS. Este fator corresponde à razão entre a resistência de cálculo da seção M_{Rd} (no caso de verificação à flexão) e o esforço solicitante de cálculo M_{Ed} . O valor de FS quantifica, a margem de segurança presente na estrutura frente ao carregamento considerado.

Para que a estrutura seja considerada segura, exige-se que $FS \geq 1.0$, o que indica que a resistência supera, ou ao menos iguala, o esforço solicitado. Valores de FS inferiores a 1.0 sinalizam uma insuficiência estrutural, devendo-se adotar medidas corretivas, como restrições operacionais (ex: redução de faixas ou controle de tráfego) ou intervenções de reforço estrutural. A determinação do FS é, portanto, o final da metodologia de análise, reunindo os efeitos das incertezas de carregamento, das características resistentes dos materiais e do grau de conhecimento disponível sobre a estrutura existente.

2.7. ESTADO DA ARTE

Baron *et al.* (2023) indica que as pontes no decorrer do tempo sofrem perdas em sua servicibilidade, durabilidade e integridade estrutural e que tais estruturas podem ser administradas em 3 cenários (Figura 2.22):

- Não realizar nenhum tipo de ação e reconstruir (linha preta): consiste em deixar a ponte deteriorar até chegar à falha operacional e reconstruí-la, representando a falta de manutenções;
- Ações preventivas (linha rosa com pontilhado): consistem em ações realizadas periodicamente de forma a retardar o avanço da deterioração da estrutura, porém sem que haja uma melhora da situação estrutural. Um exemplo deste cenário seria a aplicação de proteções contra a corrosão da armadura;
- Ações corretivas (linha azul tracejada): consistem em ações feitas periodicamente de forma a reabilitar os componentes que foram deteriorados. Um exemplo deste cenário seria a execução de reforços estruturais.

Percebe-se pela Figura 2.22 que as ações corretivas são as mais eficientes para se manter o bom estado das pontes no decorrer do tempo, visto que é o único cenário que traz

melhoras da confiabilidade da estrutura em algum momento. Porém, ao analisar-se a Figura 2.21, compreende-se que as ações preventivas são as que geram um menor custo no decorrer do tempo, o que mostra que as ações preventivas e corretivas devem ser combinadas de forma a se obter uma administração mais eficiente das pontes, principalmente em grande quantidade.

Nota-se, também pela Figura 2.21, que o cenário de não realizar nenhum tipo de ação e reconstruir é o que gera o maior custo total, sendo este concentrado em curtos intervalos de tempo. Isto ressalta novamente a importância de manutenções em pontes e viadutos no decorrer dos anos. No entanto, para que as devidas manutenções possam ser executadas, faz-se necessário a inspeção das estruturas para se planejar o que necessita ser feito.

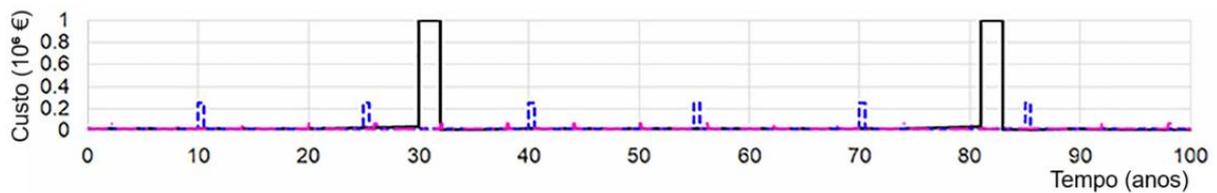


Figura 2.21 – Custos associados aos diferentes cenários. (Fonte: BARON *et al.*, 2023)

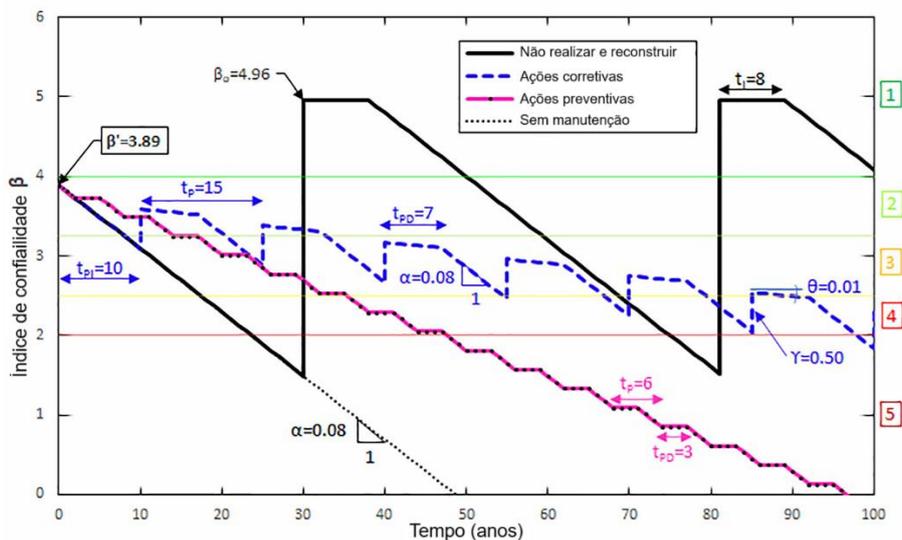


Figura 2.22 – Evolução do índice de confiabilidade das pontes no decorrer dos anos em diferentes cenários.

(Fonte: BARON *et al.*, 2023)

Conforme a NBR 15575-1 (ABNT, 2024), as estruturas devem possuir uma vida útil de projeto de pelo menos 50 anos, porém a idade média das pontes localizadas em rodovias brasileiras é superior a 30 anos (DRUN & SOUZA, 2018). Isto indica uma necessidade por inspeções e manutenções das estruturas que muitas vezes não é atendida, podendo levar a pontes cuja vida útil é comprometida ou até mesmo podendo chegar ao colapso da estrutura.

Tal informação pode ser comprovada por meio da Figura 2.23, a qual mostra que, em um levantamento de 10.331 pontes feito em 2021, as pontes sob jurisdição privada (cerca de 33% da população analisada) representam aproximadamente 56% das inspeções realizadas, enquanto as pontes sob jurisdição pública (66% da população) receberam apenas 44% das inspeções num intervalo de 13 anos.

A questão da falta de levantamentos e, conseqüentemente, da falta de inspeções das pontes e viadutos no país pode ser explicada pelo fato de que muitas das pontes se encontram em locais remotos, exigindo um deslocamento considerável até o seu local, e não possuem um local seguro para que as equipes de inspeção possam estacionar e/ou trabalhar. As inspeções, as quais normalmente são realizadas de forma manual e dependentes de análises visuais e subjetivas, representam um trabalho moroso e oneroso, além de possuírem uma incerteza inerente (KOCH *et al.*, 2014).

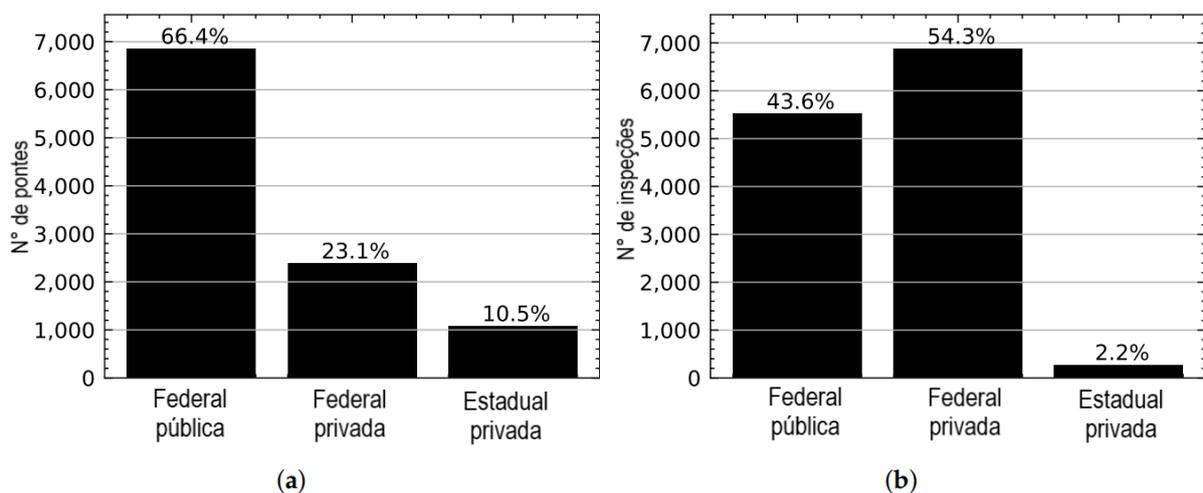


Figura 2.23 – Dados do levantamento de pontes realizado. (a) Jurisdição das pontes. (b) Distribuição das inspeções realizadas. (Fonte: SANTOS *et al.*, 2022, traduzido)

Desta forma, percebe-se que para um bom sistema de gestão e manutenção das OAEs, faz-se necessário o uso de técnicas para priorizar as estruturas em pior estado, assim como a análise de confiabilidade, de forma a se ter uma melhor distribuição dos recursos financeiros disponíveis. Porém, para que isso seja possível, também é preciso otimizar o processo de inspeções e coletas de dados das OAEs, algo que pode ser feito com a implementação de tecnologias como a aerofotogrametria.

Apresenta-se, portanto, um levantamento do estado da arte presente na literatura a respeito da aplicação da aerofotogrametria e da diretriz italiana quanto à inspeção e verificação das

estruturas. Serão expostos os trabalhos científicos, ressaltando-se os seus roteiros e conclusões relevantes sobre o tema.

2.7.1. Arias *et al.* (2007)

Uma vez que os elementos do patrimônio arquitetônico costumam ser frágeis e de alto valor sociocultural, os autores buscaram uma forma de aprimorar a conservação e restauração das estruturas a partir da obtenção de informações acuradas do estado atual dos elementos, já que normalmente não se possui as informações iniciais das estruturas.

Neste trabalho, um estudo de caso foi realizado na ponte Fillaboa, uma ponte de alvenaria localizada na Espanha construída na época do império romano e que sofreu processos de reconstrução no decorrer dos séculos. O estudo realizado, visando-se a aferição das características estruturais, trabalhou com a junção da fotogrametria e GPR para se obter a geometria, homogeneidade do material e mapeamento das fissuras existentes.

Para o processo de fotogrametria, escolheu-se um dia e horário com condições de visibilidade consideradas adequadas e de menor fluxo do rio, havendo, pois, uma maior parte da estrutura acima do nível da água. Após uma inspeção visual prévia do local, alvos circulares foram instalados no decorrer da estrutura e suas coordenadas adquiridas pelo uso de uma estação topográfica. Além disso, utilizou-se uma câmera fotográfica para se fotografar a estrutura.

Posteriormente, tais fotos foram aplicadas no *software* Photomodeler Pro[®] para se realizar o processamento dos dados coletados e um processo de restituição, no qual as delimitações de cada pedra utilizada na ponte. Por fim, fez-se o modelo 3D de wireframe da estrutura (Figura 2.24), permitindo a obtenção dos dados geométricos da ponte e locação das fissuras.

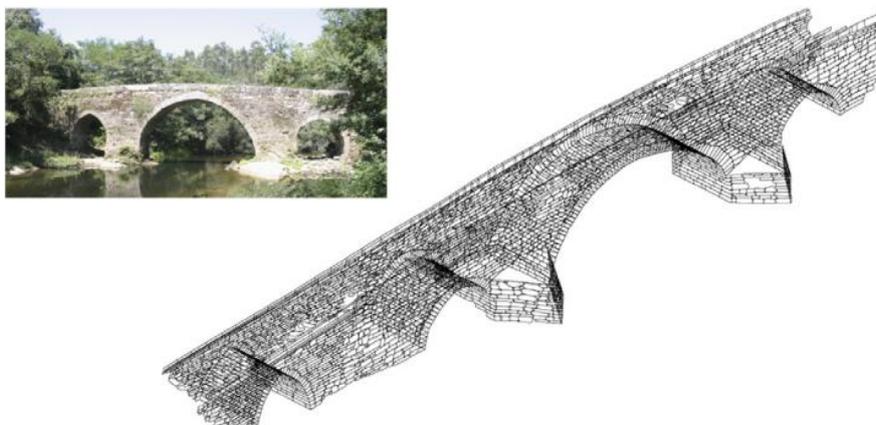


Figura 2.24 – Modelo 3D da ponte Fillaboa. (Fonte: ARIAS *et al.*, 2007)

Já para o processo GPR, antenas de diferentes frequências foram movidas ao longo da ponte de forma a se obter radargramas de diferentes profundidades de penetração. Tais radargramas foram utilizados de forma a se avaliar a homogeneidade e disposição dos materiais no interior da estrutura, verificando se há mudanças nas suas condições internas. Isto permite determinar as diferentes áreas dentro da ponte e complementar o mapeamento das fissuras realizado.

A partir das informações coletadas, fez-se um modelo FEM da ponte no *software* Rambshell®, o qual possibilitou a importação da geometria criada e aplicação das propriedades dos materiais e carregamentos. Fez-se uma análise da resistência estrutural, obtendo-se as regiões de maior acúmulo de tensão e uma estimativa da carga última resistida. Tais informações se mostram bastante valiosas para se programar os processos de conservação das estruturas.

2.7.2. Nishiyama *et al.* (2015)

O processo de inspeção de um estrutura existente é uma etapa importante para se determinar seu estado atual, segurança e durabilidade, além do planejamento de reforços e reparos. Segundo os autores, para estruturas de concreto, a abertura de fissuras é um dos principais sinais para se analisar sua durabilidade e conseqüentemente a evolução das fissuras deve ser acompanhada de forma a prevenir danos importantes à estrutura.

Para otimizar o processo da evolução monitoramento de fissuras, os autores propuseram uma metodologia que faz uso da fotogrametria, o que elimina a necessidade de expertise humana para uma análise visual acurada. Para isto, dois alvos são instalados ao lado da fissura a ser analisada (Figura 2.25) e posteriormente fotografados no decorrer do tempo de forma a aferir os deslocamentos sofridos.

Este processo é possível, conforme os autores, pois os alvos possuem círculos de dimensão e disposição conhecida. Desta forma, consegue-se fazer uma conversão das coordenadas da foto original para as coordenadas globais, permitindo que as fotografias possam ser retiradas de diversas inclinações sem comprometer a obtenção dos resultados.

O estudo de caso desta pesquisa fora realizado em um túnel que atualmente possui diversas fissuras em suas paredes em função de um deslizamento de terra que atingiu uma parcela da estrutura. Diferentes alvos foram analisados no decorrer do tempo, obtendo-se quais foram as regiões mais afetadas no decorrer do tempo. Isto permite um melhor planejamento das regiões

prioritárias a serem restauradas, otimizando, pois, a locação de recursos e reduzindo o risco de falha estrutural.

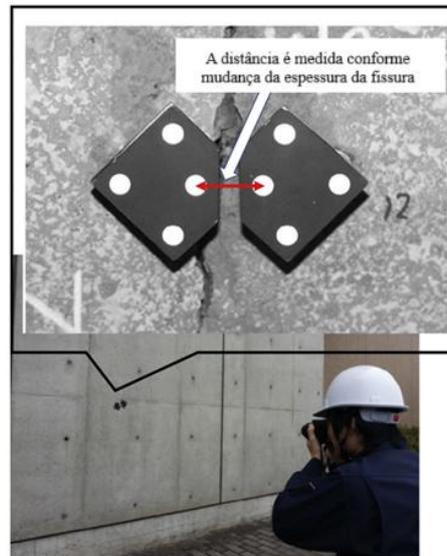


Figura 2.25 – Alvos para monitoramento da fissura. (Fonte: NISHIYAMA *et al.*, 2015, traduzido)

2.7.3. Seo *et al.* (2018)

Em sua pesquisa, os autores buscaram avaliar a efetividade do uso de drones para a inspeção de pontes. O estudo fora realizado em uma ponte localizada no estado da Dakota do Sul (Estados Unidos) que possui um tabuleiro de concreto armado e demais elementos estruturais visíveis de madeira (Figura 2.26). Já o drone utilizado é o DJI Phantom 4, escolhido por apresentar, segundo os autores, características (ex: qualidade da câmera, duração da bateria, distância máxima de voo, etc.) consideradas boas a um preço razoável.



Figura 2.26 – Foto da ponte inspecionada. (Fonte: SEO *et al.*, 2018)

Para a metodologia da inspeção, começou-se por um levantamento das informações existentes a respeito da estrutura, como projetos originais e relatórios técnicos para serem usados como referência. Estes documentos auxiliam na identificação das regiões importantes para a inspeção e conseqüente planejamento dos voos. Tal planejamento, por sua vez, deve considerar os pontos de risco em potencial e buscar por espaços seguros para decolagem/aterrissagem e para visualizar e pilotar o drone de forma a garantir a segurança das pessoas e do equipamento, além de se escolher o percurso de voo mais eficiente para o drone.

Partindo para a inspeção em si, escolheu-se um dia e horário cujas condições meteorológicas fossem adequadas para pilotar o drone escolhido e garantir uma boa visibilidade para a câmera. Em seguida, parte-se para etapa de identificação dos danos por meio do imageamento da estrutura. Posteriormente, utilizou-se o *software* PhotoScan® para realizar uma triangulação das fotografias capturadas e obter um modelo 3D da estrutura. Um exemplo da inspeção da parte inferior do tabuleiro pode ser visto na Figura 2.27. Nesta região percebeu-se, pela inspeção por drone, a presença de manifestações patológicas de deslocamento do concreto, eflorescência e exposição da armadura.

Para fins comparativos, a estrutura também fora inspecionada por métodos tradicionais. No entanto, os autores consideraram que não houve diferenças importantes entre os registros tradicionais e os por drone, havendo, no entanto, a identificação de pequenas fissuras na estrutura que não foram identificadas pela forma tradicional. Desta forma, foi possível concluir que os resultados entre os métodos foram bastante similares, sendo possível então afirmar que a inspeção por drone se mostrou bastante acurada.



Figura 2.27 – Lado inferior do tabuleiro com danos aparentes. (a) Foto capturada. (b) Modelo 3D gerado por PhotoScan. (Fonte: SEO *et al.*, 2018, adaptado)

2.7.4. Dabous *et al.* (2023)

Em sua pesquisa, os autores buscaram aplicar a fotogrametria para obter um modelo digital 3D de uma ponte localizada na cidade de Sharjah (Emirados Árabes Unidos) e observar seus defeitos. A ponte possui um fluxo diário médio de 4,500 veículos e sua superestrutura é de concreto armado, possuindo um tabuleiro sustentado por longarinas e transversinas que, por sua vez, são sustentados por 4 pilares.

Para realizar as fotografias, fez-se uso de uma câmera digital em 11 posições (Figura 2.28) ao redor da estrutura, sendo 3 em cada lateral e 4 abaixo. Para cada ponto, fotografou-se a ponte alternando-se a inclinação vertical da câmera de forma a aumentar a parcela da ponte fotografada.

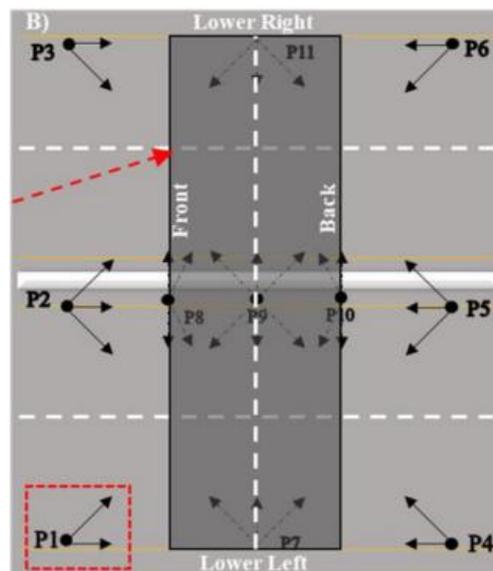


Figura 2.28 – Pontos de localização da câmera. (Fonte: DABOUS *et al.*, 2023)

Além disso, buscou-se uma sobreposição de pelo menos 80% entre fotografias de forma a maximizar a coleta de informações e ângulos de 90° entre a orientação da câmera e a parcela fotografada para se reduzir as incertezas. Posteriormente, uma vez que o objetivo da fotogrametria neste caso é obter um modelo 3D da estrutura e sua aquisição da geometria, uma estação GPS fora utilizada para aferir as coordenadas de pontos ao redor da estrutura de forma a permitir que esta possa ser corretamente escalada.

Para o processamento dos dados, utilizou-se o *software* PhotoModeler® no qual houve o processo de triangulação das fotos e geração das nuvens de pontos (Figura 2.29) e as

superfícies de contorno texturizadas da estrutura (Figura 2.30). O modelo fora então exportado para o Autodesk Revit® (Figura 2.31) para preencher o espaço entre as superfícies geradas e assim obter-se a geometria da estrutura.

Comparou-se as coordenadas dos pontos obtidas no modelo com as aferidas via GPS por meio do erro quadrático médio. Os erros obtidos para o modelo desta ponte se encontram entre 0,0280 e 0,0880 m, indicando uma boa acurácia para os resultados obtidos e compatibilidade entre o modelo e a realidade.

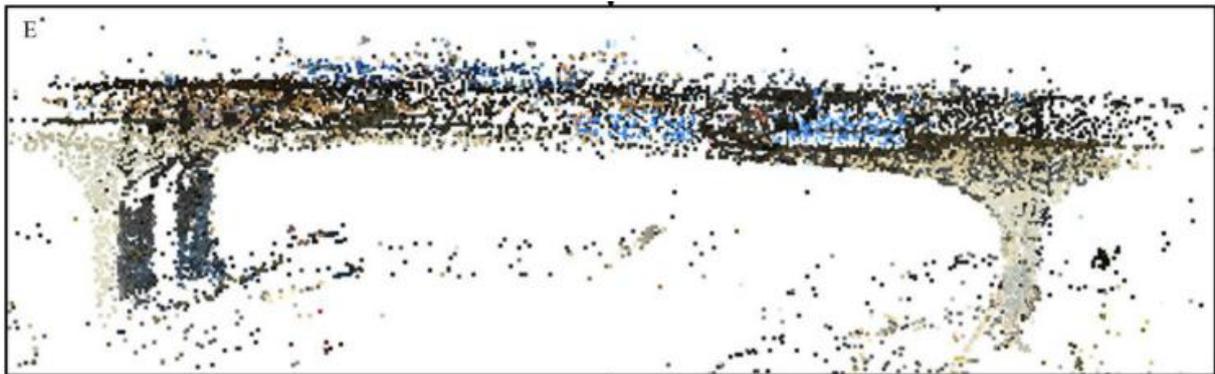


Figura 2.29 – Nuvem de pontos gerada. (Fonte: DABOUS *et al.*, 2023)



Figura 2.30 – Superfícies de contorno geradas. (Fonte: DABOUS *et al.*, 2023)



Figura 2.31 – Modelagem 3D da estrutura sem texturização. (Fonte: DABOUS *et al.*, 2023)

2.7.5. Cosenza & Losanno (2021)

Os autores apresentam uma metodologia para a avaliação da segurança estrutural de pontes existentes de concreto, com base na *Linee Guida* italiana aprovadas em 2020 (MIT,2020). O estudo concentra na apresentação da metodologia da diretriz e sua aplicação em uma ponte real como estudo de caso, realizando-se os procedimentos até o nível 4 previsto pela diretriz.

A metodologia foi aplicada a uma ponte real como estudo de caso. Trata-se de um viaduto rodoviário de três vãos, com seção transversal em vigas tipo I protendidas. A estrutura, considerada de classe de consequência CC3, apresentava danos consideráveis em parte das cordoalhas, o que exigiu a verificação de sua capacidade remanescente (análise de nível 4). Foram realizados ensaios destrutivos para se alcançar o Nível de Conhecimento LC3, o que permitiu aplicar fator de confiança $FC = 1$. A verificação foi feita com modelos em grelha no *software* Midas Gen[®], considerando redução da armadura protendida e variações dos fatores parciais segundo a classe de desempenho avaliada.

Considerou-se uma situação de adequada (conformidade com as normas), operacional e transitável com restrições do uso das faixas de rolamento (tipo b). Obteve-se, apenas nesse último cenário, um fator de segurança superior a 1, vide Tabela 2.21. Desta forma, os autores concluíram que a estrutura, apesar dos danos, poderia ser mantida em operação com segurança por meio da adoção de medidas de restrição de tráfego.

Tabela 2.21 – Fatores de segurança obtidos para a ponte estudada. (Fonte: COSENZA; LOSANNO, 2021, adaptado)

	MED [kN]	Sem danos		Com danos	
		MRD [kN]	FS [-]	MRD [kN]	FS [-]
Adequado	6375	5642	0.89	5002	0.78
Operacional	5773	5908	1.02	5241	0.91
Transitável (b)	5195	5908	1.14	5241	1.01

2.7.6. Buratti *et al.* (2022)

O artigo faz uso da metodologia da *Linee Guida* 2020 (MIT, 2020), focando nos níveis 0, 1 e 2, para a avaliação do risco estrutural de pontes existentes na região da Toscana, Itália, com base em um sistema de classificação fundamentado em inspeções visuais e levantamento de dados por meio de formulários padronizados. O principal objetivo do estudo é aplicar um método rápido de avaliação de risco que permita classificar pontes e viadutos rodoviários de

forma preliminar, identificando aquelas que requerem ações de verificação estrutural mais detalhada.

A abordagem considera a escassez de dados técnicos disponíveis (nível 0) para muitas pontes antigas e se baseia na coleta de informações geométricas, estruturais e de deterioração visível, sem a necessidade de análises estruturais numéricas inicialmente. A metodologia utilizada está centrada no preenchimento de fichas de levantamento (nível 1) contendo campos como: tipologia estrutural, ano de construção, comprimento total e por vão, tipo de material, grau de deterioração visível, presença de fenômenos patológicos (fissuração, armaduras expostas, entre outros), tipo de fundação e contexto geotécnico. Cada item recebe uma pontuação associada ao nível de criticidade. O risco estrutural é então classificado dentre os 5 níveis de CdA (de baixo a alto), permitindo uma avaliação comparativa entre estruturas.

Os dados levantados foram aplicados a um conjunto de 586 estruturas (das quais apenas 541 foram consideradas realmente como pontes/viadutos e as demais desconsideradas). Com base no censo realizado, foi possível classificar as estruturas quanto ao seu nível de risco (nível 2 da diretriz), identificando quais requerem atenção prioritária. Além disso, foi possível construir um banco de dados a respeito do período de construção, solução estrutural e geometria das pontes analisadas.

A principal conclusão do estudo é que o método desenvolvido oferece uma ferramenta eficaz para gestão estratégica de ativos de infraestrutura viária, permitindo obter informações sobre o tipo e condição estrutural e hierarquizar os recursos disponíveis. Embora se trate de uma abordagem simplificada, ela foi considerada útil quando aplicada em larga escala, permitindo criar um banco de dados considerável para futuros estudos. Os autores ressaltam que, uma vez identificadas as estruturas críticas, estas devem ser submetidas a análises estruturais mais aprofundadas e ensaios para uma avaliação definitiva da segurança estrutural.

2.7.7. Capogna *et al.* (2023)

O artigo propõe um modelo computacional automatizado para a determinação da CdA Sísmica de pontes rodoviárias, em conformidade com a Linee Guida 2022 (MIT, 2022). O objetivo principal do estudo é desenvolver uma ferramenta padronizada e interoperável que permita o cálculo automático da CdA, facilitando sua aplicação em plataformas de

computação em nuvem e promovendo um sistema modular e de código aberto para apoio à gestão de infraestrutura viária.

A CdA Sísmica é calculada com base na combinação de três componentes fundamentais: periculosidade, vulnerabilidade e exposição sísmica, sendo cada componente classificado por meio de parâmetros primários e secundários, com base em dados obtidos nas inspeções de campo e informações disponíveis sobre a obra. A CdA é então determinada realizada por meio da combinação dos níveis dos componentes.

A metodologia utiliza operadores lógicos e tabelas de decisão, em que a vulnerabilidade assume maior peso relativo. Assim, estruturas com alto grau de degradação apresentam, invariavelmente, CdA elevada, mesmo em cenários de baixa periculosidade sísmica e reduzida exposição. O modelo proposto foi implementado em uma planilha Excel, organizada em duas folhas: uma de cálculo e outra de interface com o usuário. Esta estrutura permite sua futura adaptação para sistemas baseados em WebGIS, promovendo a escalabilidade do modelo para aplicação em grandes bases territoriais.

Os resultados demonstram a aplicabilidade prática do modelo automatizado para classificar rapidamente a CdA de pontes com base em dados levantados durante inspeções de campo. O sistema também pode ser utilizado em tempo real durante vistorias, por meio de menus suspensos, auxiliando o operador na classificação imediata da obra e na identificação de riscos sísmicos críticos. Além disso, conclui-se que o protótipo desenvolvido representa um avanço significativo para a gestão de risco em pontes, promovendo a padronização e automação de procedimentos, bem como a integração com sistemas de nuvem e plataformas abertas.

2.7.8. Gara *et al.* (2025)

Os autores apresentam um estudo de caso que aplica a metodologia multinível da *Linee Guida* 2022 italiana, demonstrando sua implementação sequencial em duas pontes gêmeas de concreto protendido com viga-caixão e juntas Gerber. O principal objetivo do artigo é a aplicação da diretriz, desde as etapas iniciais de inspeção até o monitoramento estrutural, consolidando o potencial da *Linee Guida* como referência internacional para a gestão da segurança estrutural.

Primeiramente, foram realizados o cadastramento georreferenciado (nível 0), inspeções visuais padronizadas (nível 1) com aplicação dos formulários oficiais, classificação da Classe de Atenção (CdA) com base em múltiplos fatores de risco (nível 2). Como fora atribuída uma CdA alta para ambas as pontes, a avaliação preliminar de segurança (nível 3) fora dispensada, partindo diretamente para uma verificação mais aprofundada (nível 4).

Tal avaliação foi conduzida por modelagens numéricas no *software* SAP2000[®], seguindo as recomendações da NTC 2018 para dimensionamento estrutural, abrangendo ações estáticas e sísmicas. Além disso, ensaios destrutivos e não destrutivos foram realizados, permitindo atingir o nível de conhecimento LC3, possibilitando o uso de propriedades mais acuradas e fatores de ponderação mais reduzidos. Definiu-se os níveis de desempenho com base no tempo de referência, sendo ambas as estruturas classificadas como "transitáveis", implicando a necessidade de reavaliações periódicas e/ou intervenções dentro de cinco anos.

Ademais, segundo os autores, o artigo fora um dos primeiros a executar os procedimentos propostos para o monitoramento da estrutura, realizando ensaios experimentais para avaliar o comportamento estático e dinâmico das estruturas, os quais foram feitos entre 2022 e 2023. Foram conduzidos ensaios estáticos com o uso de um caminhão para carregar a estrutura, ensaios dinâmicos de vibração ambiental e análise modal operacional, além do uso de transdutores para medição da abertura de fissuras. Isto permitiu o acompanhamento da evolução do comportamento das estruturas no decorrer do tempo e servindo como base para a tomada de decisões para uma gestão eficaz.

2.7.9. Masi *et al.* (2025)

O estudo conduzido insere-se no contexto da implementação e avaliação prática da *Linee Guida* 2020 (MIT,2020), que orientam, na Itália, a classificação de risco, a avaliação da segurança e o monitoramento de pontes existentes. O artigo centra-se na aplicação da diretriz, sendo parte de um projeto mais amplo que envolveu cerca de 600 pontes italianas. Especificamente, o artigo apresenta a criação de um banco de dados com cerca de 12.000 registros de inspeção de aparelhos de apoio, instalados em 255 dessas pontes.

A coleta de dados foi realizada por equipes acadêmicas que aplicaram, conforme prescrito pela *Linee Guida*, os formulários de inspeção de Nível 1. Esse nível, previsto no processo da diretriz, corresponde à fase inicial de avaliação qualitativa e visual da estrutura, por meio de

fichas padronizadas por elemento (neste caso, os apoios), com o intuito de classificar a condição de cada componente e orientar, se necessário, a transição para fases mais aprofundadas.

A ficha de inspeção da *Linee Guida* exige o preenchimento de campos como identificação do trecho e do inspetor, descrição dos defeitos visuais observados (ex: “oxidação”, “extrusão”, “deformação da base”), gravidade (G), extensão (K_1) e intensidade (K_2) dos danos, além de observações adicionais e fotografias. No caso de aparelhos de apoio, gravidade é avaliada com valores entre 2 e 4, enquanto K_1 e K_2 são expressos nos valores 0,2, 0,5 ou 1.

Uma limitação identificada pelos autores diz respeito à ausência de um campo explícito para identificação do tipo de apoio no formulário. Em diversos casos, a tipologia do dispositivo teve de ser inferida a partir do defeito identificado. Tal lacuna compromete a rastreabilidade entre inspeções sucessivas, sendo um ponto de melhoria sugerido para versões futuras da diretriz. Ademais, o estudo evidenciou inconsistências no preenchimento dos formulários, como a atribuição incorreta de defeitos específicos de apoios elastoméricos a dispositivos metálicos, o que compromete a precisão dos dados, reforçando a necessidade de treinamento técnico para as inspeções.

Com base no banco de dados estruturado a partir dos formulários, os autores conduziram uma análise estatística detalhada que permitiu caracterizar tanto a distribuição tipológica quanto a incidência de defeitos nos elementos inspecionados. Além disso, fora possível correlacionar os tipos de aparelho de apoio com o período de construção das pontes e quais os defeitos mais presentes, fornecendo uma base para a priorização de análises de Nível 2.

Em suma, o estudo demonstra, na prática, como a *Linee Guida* 2020 pode ser utilizada para constituir uma base nacional de dados de inspeção de aparelhos de apoio, revelando tanto o potencial de padronização e gerenciamento em larga escala quanto as limitações do modelo atual. O uso da diretriz como base permitiu a sistematização de dados críticos para a priorização de intervenções e reforça a importância de aperfeiçoamentos contínuos, especialmente em relação à completude e precisão dos formulários de Nível 1.

2.7.10. Natali *et al.* (2023)

Os autores aplicaram a metodologia estabelecida pela *Linee Guida* a um conjunto real de 661 pontes existentes, com o objetivo de avaliar a aplicabilidade e a eficácia do sistema de

classificação de risco estrutural. O foco da investigação foi a validação da abordagem multinível proposta pela diretriz, com especial atenção à fase de classificação do Nível 2.

A amostra analisada compreende majoritariamente pontes localizadas na região da Toscana (Itália). Inicialmente, os dados foram coletados seguindo os procedimentos dos Níveis 0 e 1: levantamento documental e inspeções visuais sistematizadas, conforme os formulários previstos na diretriz. Com base nessas informações, o Nível 2 foi aplicado para classificar cada ponte quanto à sua CdA estrutural, a partir da combinação qualitativa dos fatores de periculosidade, vulnerabilidade e exposição.

A etapa subsequente envolveu um estudo estatístico para analisar a influência relativa dos parâmetros que compõem a vulnerabilidade estrutural. Para isso, os autores compararam dois conjuntos de dados:

- Amostra uniforme: construída artificialmente com 225 combinações teóricas possíveis dos parâmetros definidos nas diretrizes, distribuídas de forma equilibrada entre os níveis de dano, diferentes períodos de construção, geometria e solução estrutural.
- Amostra real: composta pelas 661 pontes inspecionadas, com distribuição natural de características, refletindo as práticas construtivas de cada época.

Com base no estudo realizado, os pesquisadores destacam que, para a amostra uniforme, um nível de dano elevado é decisivo na definição da vulnerabilidade, independentemente do período de construção. Já o nível de dano médio-alto tende a resultar em vulnerabilidade média ou médio-alta para pontes construídas até 1980, e médio-alta ou alta para aquelas construídas após 1980. Por sua vez, um nível de dano médio apresenta uma distribuição mais equilibrada entre os diferentes níveis de vulnerabilidade. Em relação aos níveis de dano baixo e médio-baixo, observou-se que sua influência na vulnerabilidade é menos significativa, sendo que as pontes construídas antes de 1980 tendem a ser classificadas nos níveis de vulnerabilidade baixo ou médio-baixo, enquanto aquelas construídas após 1980 apresentam uma distribuição mais ampla, efeito atribuído ao parâmetro de velocidade de degradação.

Os autores indicam, no entanto, que certas combinações presentes na amostra uniforme são improváveis de serem encontradas na realidade. Isto se dá devido ao fato de que certas soluções estruturais são mais comuns em certos períodos, além de que níveis de dano costumam crescer com o passar do tempo caso não haja manutenção.

Desta forma, percebeu-se que estruturas anteriores a 1945 são classificadas em uma vulnerabilidade baixa enquanto as posteriores em uma média ou média-alta. Isto ocorre devido ao fato de que as pontes anteriores a 1945 são principalmente de alvenaria em arco e se enquadram no nível baixo quanto a solução estrutural combinada com o tamanho do vão. Já as pontes posteriores são principalmente de concreto armado e a vulnerabilidade dessas estruturas pode variar bastante em função da categoria de solução estrutural combinada com tamanho do vão.

Além disso, os autores mencionam a necessidade de um critério de desempate para pontes classificadas em uma mesma CdA. Para isto, é sugerido o uso do nível relativo ao parâmetro de vulnerabilidade, priorizando-se os casos de maior vulnerabilidade, já que esta representa o estado de conservação da estrutura, possibilitando, pois, uma melhor alocação de recursos disponíveis.

2.7.11. Sano *et al.* (2025)

O artigo apresenta a aplicação prática das *Linee Guida* italianas para a avaliação preliminar de risco em pontes rodoviárias existentes, por meio de uma abordagem multiriscos baseada em inspeção visual e análise qualitativa. O principal objetivo do estudo é aplicação prática das diretrizes italianas, realizando os níveis 0 a 4 da metodologia multinível.

O estudo de caso selecionado foi a ponte Marcaria, localizada sobre o rio Ogliona Itália, com cinco vãos totalizando cerca de 124 metros. Trata-se de uma ponte em concreto armado, com características estrutura em viga-caixão, vãos inferiores a 50 metros e inserida em via secundária. Realizou-se os procedimentos descritos na *Linee Guida* para os níveis 0 a 2, obtendo-se uma CdA total alta, indicando a necessidade de uma análise de nível 4.

No Nível 4, elaborou-se um modelo em elementos finitos no *software* Midas[®], adotando hipóteses conservadoras quanto a armaduras e características geotécnicas do solo (por exemplo, ângulo de atrito, densidade saturada). Os resultados do Nível 4 indicaram que todos os componentes estruturais, com exceção das vigas, atendem à classe “*Code-conforming*”. As vigas, por sua vez, foram classificadas como “*Fully-operational*”, devido à resistência limitada do concreto.

Por fim, os autores realizaram uma análise de sensibilidade genérica da influência de cada tipo de risco na determinação da CdA Total. Para isso, definiram o índice r_{ij} conforme a

Equação 25, onde os subíndice i varia de 1 a 5 representando os níveis de baixo a alto e o subíndice j varia de 1 a 4 representando a categoria de risco (1 – estrutural, 2 – sísmica, 3 – hidráulica, 4 – geotécnica); n_{ij} representa o número de vezes em que uma determinada CdA total correspondente a uma CdA_{ij} é de classe média ou superior; e N representa o número total de combinações possíveis com os demais riscos.

$$r_{ij}(\%) = \frac{n_{ij}}{N} \cdot 100 \quad \text{Equação 25}$$

Tal análise demonstrou que o risco estrutural exerce maior influência sobre a CdA total. Isso pode ser visto na Figura 2.32, mostrando como a CdA estrutural é determinante na exigência de análises superiores (níveis 3 e 4 da metodologia multinível) da estrutura.

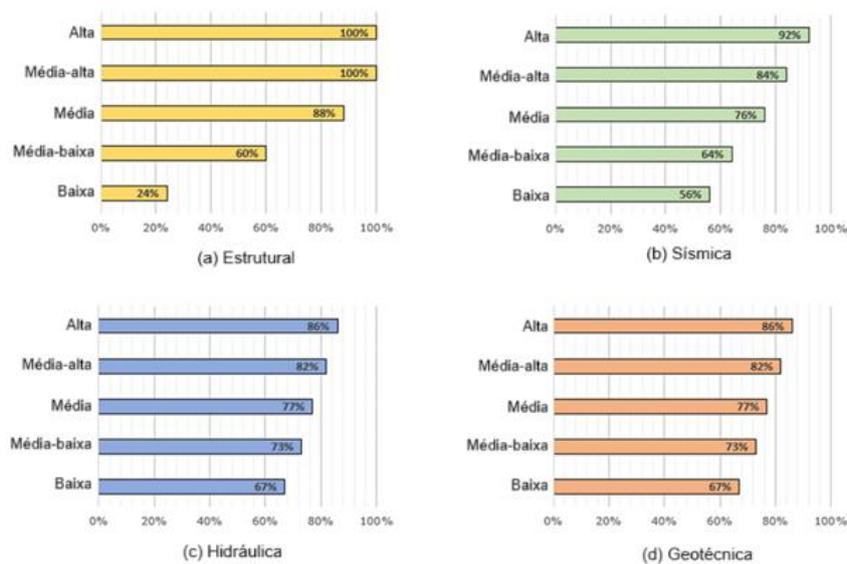


Figura 2.32 – Percentagem do número de vezes que análises 3 ou 4 são necessárias. (Fonte: Sano *et al.*, 2023, traduzida)

2.7.12. Santasiero *et al.* (2025)

Diante do envelhecimento progressivo das infraestruturas viárias italianas e da necessidade de avaliações sistemáticas e coerentes em nível nacional, o artigo os autores propõem uma aplicação prática da *Linee Guida* 2020. O trabalho tem como principal objetivo testar a eficácia da abordagem multirrisco e multinível da diretriz, avaliando seu potencial e suas limitações quando aplicadas em grande escala. A metodologia se fundamenta na estrutura proposta pela diretriz, que compreende cinco níveis de análise. A presente pesquisa concentra-se nos três primeiros (níveis 0, 1 e 2).

Na análise das CdA parciais da estrutura, os autores propuseram uma avaliação de sensibilidade por meio da definição de três índices auxiliares: I_H (Equação 26), I_V (Equação 27) e I_E (Equação 28), correspondentes, respectivamente, à influência relativa da periculosidade, da vulnerabilidade e da exposição na determinação da CdA parcial. Esses índices foram introduzidos com o intuito de quantificar, de forma sistemática, qual dos três fatores exerce maior impacto na classificação final de cada CdA. Para isso, os autores atribuíram valores de 1 a 5 aos níveis de risco (sendo 1 para nível baixo e 5 para alto) e calcularam a sensibilidade da CdA estrutural com relação a cada parâmetro analisado.

Isto foi feito ao se considerar o valor da classe de atenção $CdA_{i,j,k}$ em que i , j e k representam os níveis de periculosidade, vulnerabilidade e exposição, respectivamente. Com isso, foi possível concluir que, no caso da CdA estrutural, a exposição exerce uma influência superior à periculosidade, já a vulnerabilidade exerce influência significativamente superior sobre a CdA em comparação com as outras duas. Um processo semelhante também é feito de forma a se avaliar a sensibilidade da CdA total em comparação com as CdAs parciais (estrutural, sísmica e hidráulica/geotécnica). Tal análise verificou que a CdA sísmica e a hidráulica/geotécnica possuem uma influência semelhante, enquanto a estrutural possui uma influência bastante superior às demais.

$$I_H = \frac{\sum_{i=2}^5 \sum_{j=1}^5 \sum_{k=1}^5 (CdA_{i,j,k} - CdA_{i-1,j,k})}{1000} \quad \text{Equação 26}$$

$$I_V = \frac{\sum_{i=1}^5 \sum_{j=2}^5 \sum_{k=1}^5 (CdA_{i,j,k} - CdA_{i,j-1,k})}{1000} \quad \text{Equação 27}$$

$$I_E = \frac{\sum_{i=1}^5 \sum_{j=1}^5 \sum_{k=2}^5 (CdA_{i,j,k} - CdA_{i,j,k-1})}{1000} \quad \text{Equação 28}$$

Apesar da metodologia fornecer uma CdA para a estrutura, um dos principais limites observados é o fato de que todas as pontes são agrupadas em apenas cinco categorias de CdA, sem a possibilidade de distinguir e priorizar as pontes dentro de um mesmo nível, comprometendo a eficácia da tomada de decisões. Reconhecendo essa lacuna, os autores propuseram um critério adicional para priorização interna entre pontes pertencentes à mesma CdA. O método se dá no cálculo de um índice de prioridade p_i (Equação 29), o qual baseia-se em características estruturais, como o comprimento total L_i da ponte e um coeficiente de dualidade d_i (igual a 1,0 para pontes com estrutura única e 0,5 para pontes com estruturas separadas por sentido de tráfego). Essa fórmula permitiu estabelecer uma hierarquia dentro de cada classe de atenção, facilitando a alocação racional de recursos.

$$p_i = L_i \cdot d_i \quad \text{Equação 29}$$

3. METODOLOGIA PROPOSTA

Visando-se cumprir os objetivos estabelecidos neste trabalho, apresenta-se, além de descrever os objetos de estudo e os equipamentos utilizados, a metodologia planejada para se realizar as inspeções com drone, a modelagem BIM das OAEs e a análise de uma das estruturas segundo os requisitos propostos pela diretriz italiana.

3.1. OBJETOS DE ESTUDO

Para este trabalho, prevê-se a inspeção e análise de duas OAEs (um viaduto e uma ponte) em concreto armado existentes na cidade de Brasília-DF. O viaduto se encontra no Eixo Monumental e suas características são descritas no item 3.1.1. Já a ponte atravessa o Lago Paranoá, conectando a Asa Sul ao Lago Sul, e suas características são descritas no item 3.1.2.

3.1.1. OAE 1 – Eixo Monumental – Via S1 – Próximo à Catedral Militar

A OAE 1 escolhida se trata de um viaduto que, assim como muitos em Brasília, não possui um nome próprio conhecido, devendo ser identificado pela sua localização. Este se encontra no Eixo Monumental, na via S1, próximo à Catedral Militar Rainha da Paz em Brasília-DF (Figura 3.1) sobre a Avenida das Jaqueiras que possibilita acesso à Região Administrativa do Cruzeiro Velho.

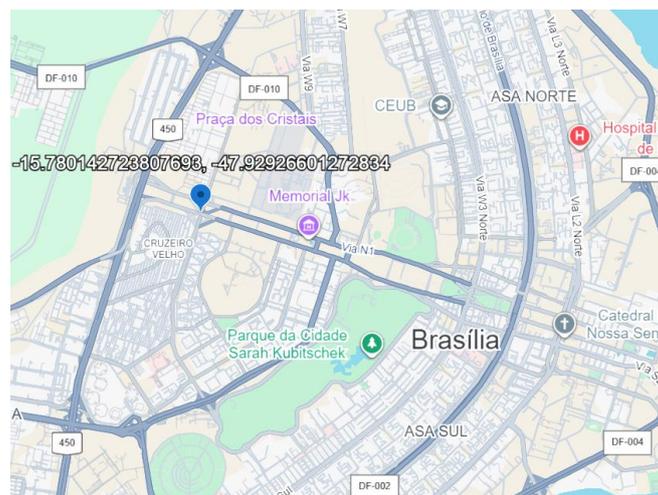


Figura 3.1 – OAE 1 – Localização. (Fonte: GOOGLE EARTH, 2025)

No decorrer das pesquisas realizadas, não se encontrou um registro oficial da conclusão da construção do viaduto. No entanto, conforme publicado pela Revista Brasília (NOVACAP,

1960), este viaduto já existia na inauguração de Brasília no ano de 1960 e, como a cidade foi construída entre os anos de 1956 e 1960, deduz-se que este possui entre 65 e 69 anos de idade.

A estrutura do viaduto, toda de concreto armado, se dá por 1 tabuleiro com dimensões aproximadas (segundo ferramenta de medição do Google Earth®) de 42m de extensão total e largura de 28,5m, sem longarinas ou transversinas aparentes, por cima do qual passam 7 faixas de rolamento e 1 passeio para pedestres, além de guarda-rodas em ambos os lados. Além disto, a estrutura consta com 9 pilares-parede, agrupados em 3 linhas de 3 pilares cada, como pode ser visto na Figura 3.2.



Figura 3.2 – OAE 1 – Vista Lateral. (Fonte: GOOGLE MAPS)

3.1.2. OAE 2 – Ponte das Garças

A OAE 2 ponte escolhida, oficialmente denominada Ponte Presidente Médici, é conhecida atualmente como Ponte das Garças (ou até mesmo Ponte Gilberto Salomão em função da sua proximidade com o centro comercial Gilberto Salomão) e é uma das pontes existentes na cidade de Brasília-DF utilizadas para se atravessar o Lago Paranoá.

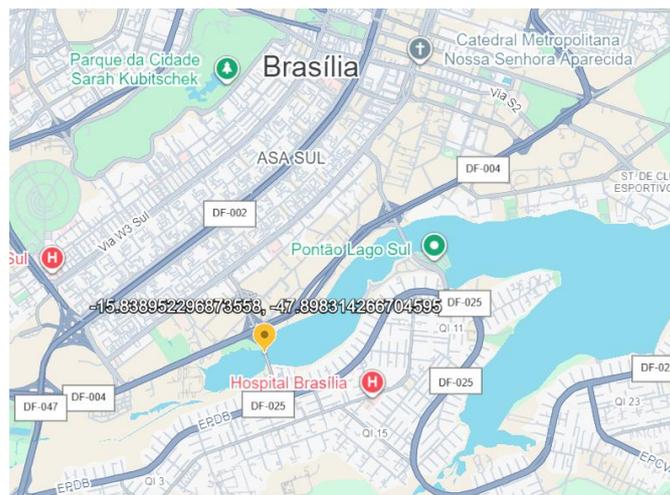


Figura 3.3 – OAE 2 – Localização. (Fonte: GOOGLE EARTH, 2025)

A Ponte das Garças foi a primeira ponte a ser erguida para atravessar o Lago Paranoá e sua construção iniciou-se em meados de junho de 1973 e fora inaugurada em 14 de janeiro de

1974 (completando 50 anos em 2024). A estrutura é de concreto armado, possui uma extensão de 300 metros de comprimento com 18 metros de largura (contando com 4 pistas de rolamento) (ALVES, 2017).

A estrutura da ponte se dá por se dá por um tabuleiro que é sustentado por 4 longarinas que, por sua vez, são conectadas a partir de uma série de transversinas. Além disto, a ponte consta com um total de 9 pares de pilares-parede (Figura 3.4) com vãos intermediários de aproximadamente 30m, segundo ferramenta de medição do Google Earth®.



Figura 3.4 – OAE 2 – Vista Lateral. (Fonte: BRANDÃO, 2018)

3.2. DRONES UTILIZADOS PARA AEROFOTOGRAMETRIA

Uma pesquisa fora realizada no ArPDF (Arquivo Público do Distrito Federal) acerca dos projetos das OAEs escolhidas, porém esta não apresentou resultados. Desta forma, optou-se pelo uso da tecnologia de aerofotogrametria com auxílio de drones para realizar-se as inspeções e obter as informações referentes às estruturas.

Os drones utilizados para a realização das inspeções das OAEs 1 e 2 têm suas características técnicas são descritas nos itens 3.2.1 e 3.2.2, respectivamente.

3.2.1. Drone – DJI Mavic Air 2

O drone utilizado para as inspeções da OAE 1 foi do modelo Mavic Air 2 da empresa chinesa DJI (Figura 3.5). Segundo a DJI (2020), este drone possui as seguintes especificações técnicas:

- Peso: 570g;
- Dimensões: 183×253×77 mm (comprimento × espessura × altura) quando desdobrado;
- Velocidade máxima de ascensão: 4 m/s;
- Velocidade máxima de descensão: 3 m/s;
- Velocidade máxima de voo horizontal: 19 m/s
- Distância máxima de voo: 18,5 km;
- Resistência máxima ao vento: 29-38 km/h;
- Temperatura de funcionamento: -10° a 40°C;
- Sistema de satélite: GPS;
- Duração máxima de voo (sem vento): 34 minutos;
- Capacidade da bateria: 3500 mAh;
- Resolução máxima de foto: 48MP (8000×6000 píxeis);
- Abertura da lente: f/2.8;
- Cartões suportados: Compatível com cartões microSD com capacidade de até 256 GB;



Figura 3.5 – Drone – DJI Mavic Air 2. (Fonte: DJI, 2020)

3.2.2. Drone – DJI Mini 3

O drone utilizado para as inspeções da OAE 2 foi do modelo Mini 3 da empresa chinesa DJI (Figura 3.5). Segundo a DJI (2022), este drone possui as seguintes especificações técnicas:

- Peso: 248g;
- Dimensões: 251×362×72 mm (comprimento × espessura × altura) quando desdobrado;
- Velocidade máxima de ascensão: 5 m/s;
- Velocidade máxima de descensão: 3,5 m/s;
- Velocidade máxima de voo horizontal: 16 m/s
- Distância máxima de voo: 18 km;
- Resistência máxima ao vento: 38,5 km/h;

- Temperatura de funcionamento: -10° a 40°C;
- Sistema de satélite: GPS;
- Duração máxima de voo (sem vento): 38 minutos;
- Capacidade da bateria: 2453 mAh;
- Resolução máxima de foto: 48MP (8064×6048 píxeis);
- Abertura da lente: f/1.7;
- Cartões suportados: Compatível com cartões microSD com capacidade de até 256 GB;



Figura 3.6 – Drone – DJI Mini 3. (Fonte: DJI, 2022)

Desta forma, ambos os drones utilizados se caracterizam como RPAs de classe 3 (peso máximo de decolagem inferior a 25kg), vide regulamento RBAC-E nº 94/2017 emd nº 3 (ANAC, 2023), sendo o DJI Mini 3 (peso inferior a 250g) dispensado de cadastro ou registro e o DJI Mavic Air 2 devidamente registrado na ANAC (Agência Nacional de Aviação Civil). Dado o objetivo do projeto de realizar a inspeção de duas OAEs em território urbano, as condições de voo se classificam como VLOS (*Visual Line of Sight*) em altitudes inferiores a 400 pés, não sendo necessário um projeto autorizado nem certificado médico aeronáutico ou habilitação emitida pela ANAC. Ademais, optou-se por fazer uso de observadores para auxiliar o piloto a manter os drones em regiões seguras, buscando evitar colisões com veículos e respeitar a distância mínima de pessoas próximas.

Além disso, a OAE 1 não se encontra em FRZs (*Flight Restriction Zone*), ZADs (Zona de Aproximação ou de Decolagem), ZEAs (Zona de Entorno de Aeródromo), ZEHs (Zona de Entorno de Heliponto) ou áreas de segurança conhecidas, conforme determinado pelas normas MCA 56-2 (DECEA, 2023) e ICA 100-40 (DECEA, 2023), não havendo restrições especiais quanto às altitudes de voo. Já para a OAE 2, por se encontrar em uma região próxima do Aeroporto Internacional de Brasília – Presidente Juscelino Kubitschek, encontrou-se restrições quanto à altitude máxima de voo para evitar a necessidade de se solicitar permissão aos órgãos competentes. Segundo medidas realizadas com auxílio da ferramenta do Google

Earth[®], a OAE 2 dista, em sua região mais próxima, aproximadamente 2290 metros da pista de decolagem/aterrissagem porém fora da zona de 20° a partir do eixo da pista, limitando a altitude de voo a 200 pés (60,96m), vide MCA 56-2 (DECEA, 2023).

3.3. INSPEÇÕES DAS OAEs

3.3.1. OAE 1 - Viaduto

As inspeções do viaduto foram realizadas no dia 21 de setembro de 2023, por volta das 15h. Conforme o registro meteorológico da estação Aeroporto Brasília Presidente Juscelino Kubitschek (METEORED, 2023), para este horário, Brasília constava com uma temperatura de 30°C, sem precipitação no local, velocidade do vento de 13 km/h e umidade relativa do ar de 25,3%. Desta forma, o dia escolhido constava com poucas nuvens e classificada pela escala Beaufort (Tabela 3.1) como uma Brisa Fraca, possibilitando uma operação com drone sem prejuízo à sua funcionalidade, estabilidade e visibilidade.

Inicialmente, fez-se um ganho de altitude com o drone, levando-o para uma área sem risco de colisões para que este pudesse se orientar com o sistema GPS. Enquanto isso, configurou-se o drone para que este pudesse realizar fotografias de forma repetida em intervalos constantes de 2 segundos, visando-se, a partir de um controle manual e visual da velocidade, uma sobreposição de 80% entre as fotos.

Tabela 3.1 – Escala Beaufort para classificação de vento. (Fonte: SEMASA, s.d.)

Efeito de Beaufort				
Grau	Designação	m/s	km/h	Efeitos em terra
0	Calmo	<0.3	<1	Fumaça sobe na vertical
1	Aragem	0.3 a 1.5	1 a 5	Fumaça indica direção do vento
2	Brisa leve	1.6 a 3.3	6 a 11	As folhas das árvores movem; os moinhos começam a trabalhar
3	Brisa fraca	3.4 a 5.4	12 a 19	As folhas agitam-se e as bandeiras desfraldam ao vento
4	Brisa moderada	5.5 a 7.9	20 a 28	Poeira e pequenos papéis levantados; movem-se os galhos das árvores
5	Brisa forte	8.0 a 10.7	29 a 38	Movimentação de grandes galhos e árvores pequenas
6	Vento fresco	10.8 a 13.8	39 a 49	Movem-se os ramos das árvores; dificuldade em manter um guarda-chuva aberto; assobio em fios de postes
7	Vento forte	13.9 a 17.1	50 a 61	Movem-se as árvores grandes; dificuldade em andar contra o vento
8	Ventania	17.2 a 20.7	62 a 74	Quebram-se galhos de árvores; dificuldade em andar contra o vento; barcos permanecem nos portos
9	Ventania forte	20.8 a 24.4	75 a 88	Danos em árvores e pequenas construções; impossível andar contra o vento
10	Tempestade	24.5 a 28.4	89 a 102	Árvores arrancadas; danos estruturais em construções
11	Tempestade violenta	28.5 a 32.6	103 a 117	Estragos generalizados em construções
12	Furacão	>32.7	>118	Estragos graves e generalizados em construções

Após tais calibrações, o processo de inspeção em si foi iniciado, realizando-se as seguintes etapas de voo:

- Etapa 1: voo circular ao redor do viaduto com o drone em uma altitude acima da estrutura e câmera inclinada para baixo de forma a fotografar a estrutura como um todo;
- Etapa 2: voos longitudinais e transversais ao sentido do viaduto com o drone em uma altitude acima da estrutura e câmera orientada para baixo, retirando-se fotos do topo do tabuleiro;
- Etapa 3: voos horizontais longitudinais ao sentido do viaduto com o drone na lateral da estrutura e câmera orientada para frente, visando-se fotografar a lateral do tabuleiro e pilares;
- Etapa 4: voos transversais ao sentido do viaduto com o drone em altitude inferior à do tabuleiro e com câmera inclinada para cima, permitindo fotografar a face inferior do tabuleiro; e
- Etapa 5: voos circulares ao redor dos pilares para fotografá-los, ajustando-se a inclinação da câmera conforme a disponibilidade de espaço de forma a pilotar o drone com segurança.

3.3.2. OAE 2 - Ponte

As inspeções da ponte das garças foram realizadas no dia 31 de agosto de 2024, por volta das 08h. Conforme o registro meteorológico da estação Aeroporto Brasília Presidente Juscelino Kubitschek deste dia (METEORED, 2024), para este horário, Brasília constava com uma temperatura de 14°C, sem precipitação no local, velocidade do vento de 1,9 km/h e umidade relativa do ar de 25,3%. Desta forma, o dia escolhido constava com poucas nuvens e classificada pela escala Beaufort (Tabela 3.1) como uma aragem, possibilitando uma operação com drone sem prejuízo à sua funcionalidade, estabilidade e visibilidade.

Em função das dimensões da OAE, optou-se por fazer uso de alvos (Figura 3.7) visando facilitar a etapa de processamento das imagens posteriormente. Foram colados 3 alvos na estrutura na parte superior do tabuleiro (1 em cada extremidade e 1 no centro) ao longo do eixo da estrutura. Além disso, colou-se 4 alvos nas faces laterais do tabuleiro (2 em cada

face), posicionados aproximadamente a 1/3 e 2/3 da extensão da ponte, como mostrado na Figura 3.8.

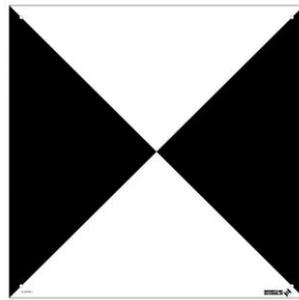


Figura 3.7 – Alvo para fotografias aéreas. (Fonte: SCCS, 2024)

Para o processo de voo, fez-se um procedimento semelhante ao explicitado no item 3.3.1. Inicialmente, fez-se o processo de calibração, seguido dos voos circulares gerais ao redor da estrutura, voos longitudinais e transversais sobre o tabuleiro. Já para as laterais da estrutura e parte inferior (vide Figura 3.9), prevendo-se uma dificuldade de se executar os voos de forma eficiente das margens do lago ou de cima da ponte, em função da função de uma falta de visibilidade do drone, fez-se uso de uma embarcação para auxiliar o processo de inspeção de forma a possibilitar, pois, uma boa visibilidade do drone e consequentemente levar a uma redução dos riscos de dano ao equipamento e a uma melhoria dos dados coletados.



Figura 3.8 – Alvo na lateral do tabuleiro. (Fonte: autor)

Com o auxílio da embarcação, foi possível realizar voos longitudinais fotografando a lateral do tabuleiro (Figura 3.8). Contudo, observou-se um aumento significativo da velocidade do

vento, o qual prejudicou a estabilidade do drone. Já para a parte inferior, o vento impossibilitou a realização dos voos, visto que o controle sobre o equipamento ficou bastante comprometido. Desta forma, as imagens dessa parte foram capturadas com auxílio de telefones celulares, enquanto a embarcação manobrava pelos vãos entre cada dupla de pilares, como pode ser visto na Figura 3.9.



Figura 3.9 – OAE 2 – Vista Inferior. (Fonte: autor)

3.4. PROCESSAMENTO E MODELAGEM BIM

3.4.1. Processamento do voo

A partir das imagens coletadas no processo de inspeção, fez-se necessário realizar uma etapa de processamento dos dados de forma a gerar um modelo 3D da estrutura, que pode ser utilizado para uma modelagem BIM e acompanhamento da estrutura. Inicialmente, realizou-se uma filtragem das fotografias de forma a se eliminar as que sejam classificadas insatisfatórias quanto aos quesitos de nitidez, foco e/ou arraste.

Em seguida, o processamento fora realizado por meio do *software* Agisoft Metashape[®], sendo este processo dividido em duas etapas principais (AGISOFT, 2024; SILVA, 2024):

- Alinhamento: Nesta etapa, o *software* realiza, a partir dos dados de longitude, latitude, elevação e orientação do drone presentes nos dados EXIF (*Exchangeable Image File Format*) das fotos, uma triangulação aérea (AT) das fotografias e o ajuste de bloco de feixe (BBA). Ou seja, o programa posiciona as fotografias (Figura 3.10-a) conforme a posição e orientação da câmera no espaço e procura os pontos em comum entre as

fotos próximas, combinando-as. Isto resulta em uma nuvem de pontos (Figura 3.10-b) referente à estrutura inspecionada.

- Superfícies de Contorno: Nesta etapa, a partir do conjunto de posições de câmera, cria-se um modelo texturizado foto-realística (Figura 3.11) da estrutura que pode ser exportado e analisado por outros *softwares*.

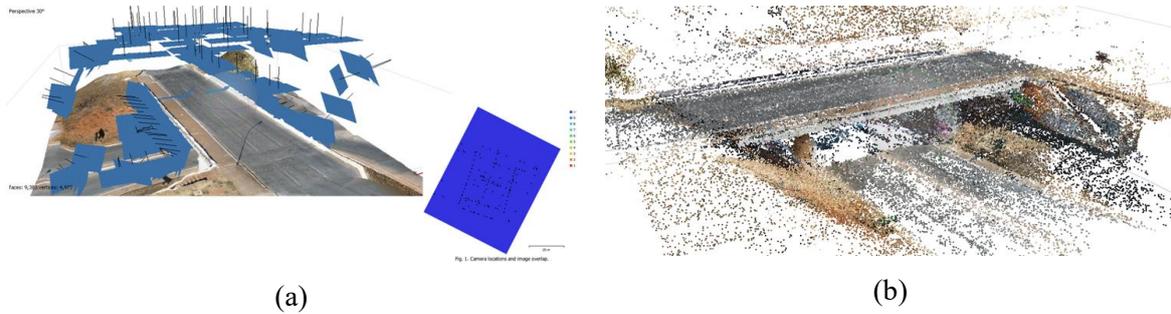


Figura 3.10 – Processamento via Agisoft Metashape®. (a) Posições da câmera. (b) Nuvem de pontos. (Fonte: SILVA *et al.*, 2024)



Figura 3.11 – Modelo 3D gerado via Agisoft Metashape®. (Fonte: SILVA *et al.*, 2024)

É importante ressaltar, no entanto, que em função da necessidade de se realizar uma parcela das fotografias com o uso de aparelhos celulares, parte das fotos não possuem tais metadados, sendo necessário realizar uma adaptação do processo. Neste caso, o alinhamento das fotos teve que ser realizado de forma manual, criando-se marcadores entre diferentes fotos de forma a indicar alguns pontos chave em comum para que o restante do alinhamento pudesse prosseguir.

Tais marcadores (Figura 3.12) foram posicionados de forma a se buscar pontos que possam ser identificados facilmente de forma visual, visando-se evitar possíveis imprevistos. A quantidade de marcadores em cada região do projeto fora definida por um processo iterativo

de forma a buscar um resultado que apresentasse visualmente uma melhor convergência entre as fotos.



Figura 3.12 – Exemplo de marcadores no Agisoft Metashape® em fotos de diferentes posições. (Fonte: autor)

Além disto, visando diminuir o custo computacional do processamento e a obtenção de resultados mais detalhados, as fotos foram processadas em blocos a depender da região fotografada. Isto é, fez-se o processamento isoladamente das fotos da parte superior do tabuleiro; das fotos da lateral da ponte; das fotos da parte inferior da ponte. Posteriormente, fez-se uso dos marcadores para alinhar e unificar os segmentos da estrutura.

3.4.2. Modelagem BIM

A partir do processo de processamento dos voos realizados, exportou-se os resultados obtidos utilizando-se arquivos de extensão “.e57”. Com isto, utilizou-se o *software* Autodesk Recap® para importar o arquivo e, em seguida, remover as informações não pertinentes (alheias à estrutura) presentes no modelo desenvolvido no Agisoft Metashape®.

Após tal ajuste, foi exportado um arquivo da nuvem de pontos cuja extensão “.rcs” é compatível *software* com o Autodesk Revit®. Neste *software*, fora possível realizar medições quanto às dimensões e gerar o modelo 3D da estrutura, preenchendo o espaço existente na nuvem de pontos. Isto, por sua vez, possibilitou a geração de desenhos em planta, cortes, elevações e vistas 3D da OAE com as patologias representadas. O resultado deste procedimento pode ser encontrado no item 4.1.1 deste trabalho.

Com isto, as inspeções das OAEs selecionadas descritas neste item e no 3.3. serviram como base para a avaliação das estruturas pelos diferentes métodos de inspeção. Desta forma, fez-se uso das fotografias retiradas para se avaliar a situação das OAEs com base nas metodologias GDE-UnB (item 2.2. deste trabalho), NBR 9452 (item 2.1.2), DNIT 010/2004 (item 2.1.1) e análise de nível 2 (CdA estrutural) pela *Linee Guida* (item 2.6.2). O resultado deste procedimento pode ser visto no item 4.1.2 deste trabalho.

3.5. DETERMINAÇÃO DAS VARIÁVEIS ESTRUTURAIS E FATORES PARCIAIS

Para se viabilizar a análise de uma OAE, é fundamental que as informações a respeito da estrutura sejam conhecidas. Visto que a pesquisa no ArPDF não obteve sucesso em encontrar os projetos originais das estruturas, faz-se necessário apresentar como as variáveis foram determinadas, bem como os seus parâmetros estatísticos adotados.

3.5.1. Propriedades geométricas

As propriedades geométricas das estruturas foram determinadas a partir do processo de aerofotogrametria e modelagem BIM, seguindo a metodologia já descrita neste capítulo. No entanto, esta parte contempla apenas a parte das dimensões concreto.

Quanto à parte da armadura (áreas de aço, bitolas e espaçamentos), optou-se para a OAE 1, basear-se no projeto estrutural (ZEREDO, 2016) de um viaduto calculado pelo engenheiro civil Walmor Zeredo. Deste projeto, obteve-se as áreas de aço para resistir ao momento relativas ao elemento do tabuleiro, sendo as adotadas (com adaptações relativas às áreas de aço mínima) apresentadas na Tabela 3.2.

Destaca-se que, como a diretriz italiana utiliza como base a NTC (2018), a qual não possui um tópico explicitando a redução da área mínima para a armadura da laje, realizou-se um ajuste de forma a atender o valor mínimo padrão de 0,15% da área de concreto, apresentado pela normativa brasileira. Consequentemente, buscando-se manter a bitola utilizada por Walmor Zeredo, alterou-se a armadura para o momento positivo transversal.

Ressalta-se que Walmor Zeredo foi um dos responsáveis pelo projeto de diversas OAEs no período de construção de Brasília (CONFEA, 2019), justificando o uso de um de seus projetos

mais recentes como base para o objeto de estudo. Uma parcela do projeto pode ser vista no ANEXO A – PROJETO VIADUTO WALMOR ZEREDO, no qual se encontram a prancha de forma e a prancha de armadura do tabuleiro.

Tabela 3.2 – Armaduras adotadas para a OAE 1. (Fonte: autor)

Momento	Direção	Armadura
Positivo	Longitudinal	Ø25mm c/ 25cm ($\approx 19,64 \text{ cm}^2/\text{m}$)
Negativo	Longitudinal	Ø25mm c/ 15cm ($\approx 32,73 \text{ cm}^2/\text{m}$) + Ø12,5mm c/ 15cm ($\approx 8,18 \text{ cm}^2/\text{m}$)
Positivo	Transversal	Ø12,5mm c/ 7,5cm ($\approx 16,36 \text{ cm}^2/\text{m}$)
Negativo	Transversal	Ø25mm c/ 15cm ($\approx 32,73 \text{ cm}^2/\text{m}$) + Ø12,5mm c/ 15cm ($\approx 8,18 \text{ cm}^2/\text{m}$)

3.5.2. Propriedades dos materiais

Quanto às propriedades dos materiais, buscou-se analisar tanto a estrutura (quando possível), o projeto de Walmor Zeredo, a diretriz e a revisão bibliográfica (capítulo 2. deste trabalho) realizada, adaptando-os às especificidades da estrutura em análise.

3.5.2.1. Propriedades do concreto

Dada a falta dos projetos originais das estruturas e a inviabilidade de se extrair corpos de prova das estruturas, a resistência à compressão característica do concreto adotada para a OAE 1 fora a mesma do projeto de Walmor Zeredo, sendo esta de 30 MPa. Com isso, adotou-se o valor de 38MPa para a resistência a compressão média do material, em conformidade com a norma NBR 6118 (ABNT, 2023) e a *Linee Guida* (2022).

Quanto a coeficiente de variação da resistência à compressão, Baron (2023) e Galvão *et al.* (2021) recomendam um valor de 12%. No entanto, a *Linee Guida* indica um valor de 15% (podendo ser diminuído em casos de controle de qualidade garantido do concreto). Desta forma, optou-se por adotar o valor estabelecido pela diretriz.

Visto que JCSS (2001) indica que as propriedades do concreto podem ser representadas tanto por PDFs normais quanto lognormais, optou-se por adotar uma PDF normal, assim como Cosenza & Losanno (2021) para os fatores parciais. Isso é compatível com o adotado na literatura encontrada (Tabela 2.7), a qual costuma adotar uma distribuição normal. Para as demais propriedades do concreto, fez-se uso das normativas NBR 6120 (ABNT, 2019) para a obtenção do peso específico do concreto armado de $25\text{kN}/\text{m}^3$ e a NBR 6118 (ABNT, 2023)

para o módulo de elasticidade secante de 27 GPa no caso da OAE 1 e 32GPa para a OAE 2. Já para a pavimentação asfáltica, considerou-se um peso específico de 24kN/m³.

3.5.2.2. Armadura

Novamente em função da falta dos projetos e memórias originais, considerações foram necessárias. Para o tipo de aço adotado, considerou-se que este seja o aço CA-50 que é o tipo de aço comumente utilizado para a armação de elementos de concreto armado em território brasileiro, adotando-se o valor da tensão de escoamento indicado pela NBR 6118 (ABNT, 2023) de 500 MPa.

Adotou-se as recomendações da JCSS (2001), Matos *et al.* (2016), Baron (2013), Matos *et al.* (2019) e Wisniewski (2007), adotando um desvio padrão de 30MPa, conseqüente tensão média de 560 MPa e PDF normal (visto que é a mais adotada na literatura encontrada, vide Tabela 2.7). Isso representa um coeficiente de variação de cerca de 5%, valor compatível com o determinado pela diretriz italiana.

3.5.3. Carregamentos

3.5.3.1. Carregamentos permanentes

O carregamento permanente considerado se dá pelo peso próprio dos elementos estruturais (tabuleiro, vigas e pilares-parede) e não estruturais (guarda-rodas e pavimentação). Os elementos estruturais, assim como os guarda-rodas e as calçadas são de concreto armado, enquanto a pavimentação para as faixas de rolamento é de asfalto.

Para o peso específico do concreto, Baron *et al.* (2023), Baron (2023), Galvão *et al.* (2021) e Wisniewski (2007) adotam um coeficiente de variação de 8%, já para a pavimentação asfáltica, Matos *et al.* (2019) adota um valor de 10%. Dessa forma, considerando que a diretriz italiana recomenda um valor de 10% para os carregamentos permanentes em condições gerais, adotou-se um valor de 10% para o coeficiente de variação dos carregamentos permanentes.

3.5.3.2. Cargas móveis

Para o carregamento do tráfego de veículos, a *Linee Guida* (2022) faz, para o caso adequado e operacional, o uso do trem-tipo previsto na NTC (2018). Já para o caso transitável de redução de carga, os trem-tipo utilizados são referentes a passagem de veículos pesados (44t), médios (26t), leves (7,5t) e muito leves (3,5t) (Figura 3.13 a Figura 3.16, respectivamente).

Visando se assemelhar ao trem-tipo TB-45 (45t) previsto pela normativa brasileira NBR 7188 (ABNT, 2024), fez-se uma adaptação dos carregamentos. Adotou-se o trem-tipo de 44 toneladas para o caso adequado e operacional, sendo os de 26 a 3,5 toneladas considerados para os casos transitáveis. Ressalta-se que, para os casos de redução de carga, é utilizado inicialmente os maiores carregamentos primeiro, sendo utilizado a próxima categoria de trem-tipo apenas se preciso, possibilitando a determinação do nível de restrição de carga necessário.

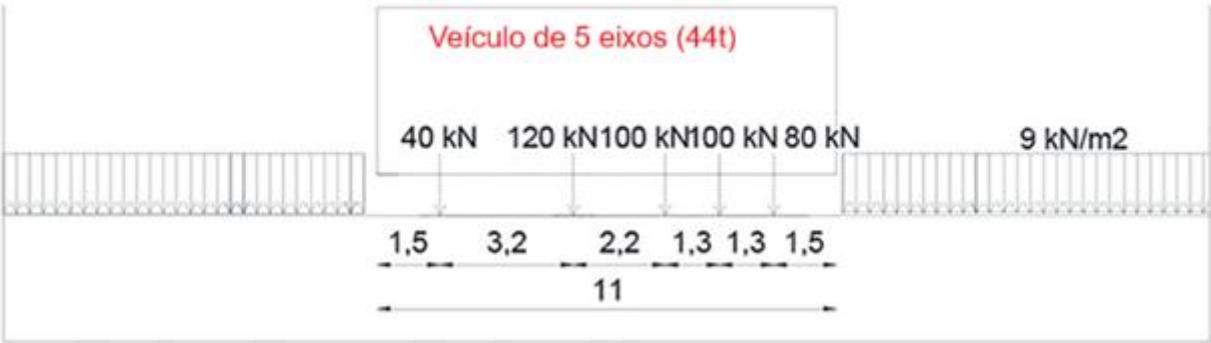


Figura 3.13 – Trem-tipo para veículos pesados – 44 toneladas. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido).

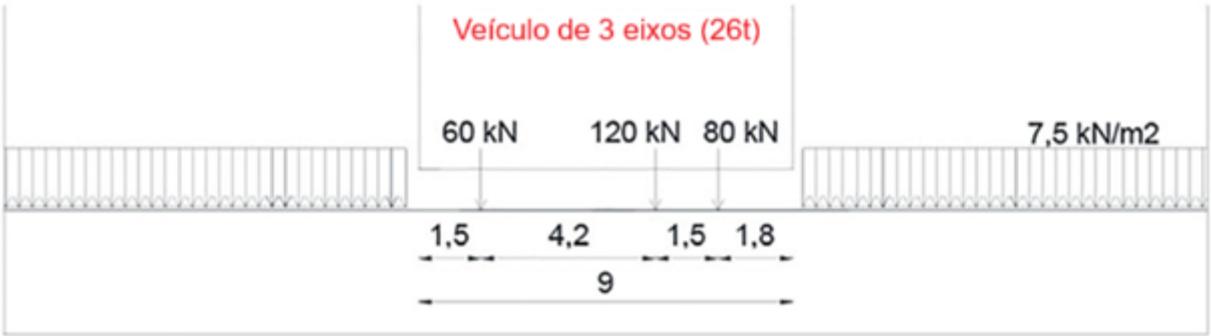


Figura 3.14 – Trem-tipo para veículos médios – 26 toneladas. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido).



Figura 3.15 – Trem-tipo para veículos leves – 7,5 toneladas. (Fonte: MIMS, 2022, traduzido).



Figura 3.16 – Trem-tipo para veículos muito leves – 3,5 toneladas. (Fonte: MIMS, 2022).

3.5.4. Fatores parciais

A classificação das estruturas adotou a classe de consequência CC3, em virtude de ambas se localizarem em vias relevantes para a mobilidade urbana de Brasília, estabelecendo ligação entre setores importantes da cidade. Nessas condições, uma eventual falha da estrutura poderia representar consideráveis risco de perda de vida humana e impacto socioeconômico. Adicionalmente, a OAE 1 está inserida no Eixo Monumental de Brasília, atribuindo-lhe relevância sociocultural, enquanto a OAE 2 realiza a transposição do Lago Paranoá, fator que adiciona relevância ambiental. Esses os aspectos reforçam a escolha da CC3, conforme critérios estabelecidos pela diretriz.

Os fatores parciais utilizados neste estudo, destinados a majorar os carregamentos e a minorar as resistências de cálculo, foram definidos em conformidade com as recomendações da *Linee Guida* italiana (2022) e NTC (2018), conforme descrito no item 0 deste trabalho. Isto significa que os fatores parciais para resistência do concreto e do aço foram de 1,50 e 1,15, respectivamente, enquanto os dos carregamentos permanentes e móveis foram de 1,35 e 1,50.

Já para os casos operacional e transitável, no âmbito dos carregamentos móveis, adotou-se um fator de 1,20 e 1,35, sendo este último relativo a um caso transitável de redução de carga em que há uma fiscalização de nível 2. Já para os fatores relativos às resistências dos materiais, considerou-se o nível de conhecimento e consequente fator de confiança.

Para o nível de conhecimento, considerando-se as inspeções realizadas por aerofotogrametria e a execução de ensaios não destrutivos para a obtenção de propriedades do concreto, definiu-se um nível LC2. De acordo com a *Linee Guida*, essa classificação implica a adoção de um fator de confiança FC igual a 1,20 aplicado na determinação das resistências.

No Apêndice A.1. apresenta-se um código desenvolvido em MATLAB para o cálculo automatizado dos fatores parciais aplicáveis ao concreto, ao aço e às cargas permanentes,

contemplando as situações operacional e transitável. Os resultados, junto dos demais fatores parciais (caso adequado e fatores de cargas móveis para todos os casos) determinados conforme estabelecido pela *Linee Guida* (2022), são encontrados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Fatores parciais a serem adotados conforme Linee Guida. (Fonte: autor)

Caso	Fatores Parciais			
	γ_c	γ_s	γ_G	γ_Q
Adequado	1.50	1.15	1.35	1.50
Operacional	1.2507	1.1087	1.2558	1.20
Transitável (a) - nível 2	1.2507	1.1087	1.2558	1.35

3.5.5. Delimitação do estudo

No presente estudo, foram selecionadas duas Obras de Arte Especiais (OAE 1 e OAE 2). Em ambos os casos, não foi possível localizar os projetos estruturais originais. A determinação da geometria das estruturas foi viabilizada por meio de inspeções com aerofotogrametria, cujas imagens permitiram o desenvolvimento de modelos 3D no ambiente BIM e serviram como base para a aplicação das diferentes metodologias de inspeção adotadas. Já as propriedades dos materiais foram obtidas com base na comparação de normativas e literatura.

No entanto, não foi possível obter informações precisas sobre as armaduras de nenhuma das estruturas, visto que os projetos originais não foram encontrados. Diante dessa limitação, para a OAE 1 adotou-se como referência o projeto do engenheiro Walmor Zeredo, responsável por diversas obras semelhantes no período de construção de Brasília (CONFEA, 2019), permitindo a definição, por analogia, da configuração da armadura do tabuleiro. Já a OAE 2 apresenta solução estrutural distinta e não dispõe de projeto similar disponível, impossibilitando o mesmo procedimento.

Em função dessas diferenças, optou-se por aplicar a análise estrutural de nível 4, conforme estabelecido pela *Linee Guida* (2022), apenas ao tabuleiro da OAE 1, utilizando as variáveis determinadas nesta seção como base para a modelagem e verificação de segurança. Ressalta-se que, com base nas inspeções realizadas, verificou-se que os danos presentes na estrutura estavam majoritariamente concentrados no tabuleiro, sendo compatível com a escolha do elemento para análise.

3.6. ANÁLISE ESTRUTURAL

Visando uma análise estrutural sem elevado custo computacional que possa ser realizada em grande escala, buscou-se, para a OAE 1, realizar uma análise de nível 4 estabelecida pela *Linee Guida* (2022) (item 0 deste trabalho) de forma a realizar uma verificação da segurança estrutural, a qual poderá servir de base para a definição da necessidade ou não de intervenções para assegurar os níveis aceitáveis de risco e de desempenho.

O modelo numérico foi desenvolvido no *software* CSIBridge® v24.0.0, utilizando uma representação mista de elementos finitos do tipo *shell* e tipo *frame*, buscando-se representar os elementos estruturais. O tabuleiro foi modelado por meio de elementos *shell* com malha quadrada de aproximadamente 0,50 x 0,50m, adotando espessuras de 95cm na região central do tabuleiro, a qual sofre transição gradual até atingir 50cm nas laterais, representando o afinamento observado na geometria obtida via aerofotogrametria. Tal transição pode ser vista na Figura 3.18. Já os elementos não estruturais, como o guarda-rodas e a pavimentação, não foram modelados, sendo representados por carregamentos.

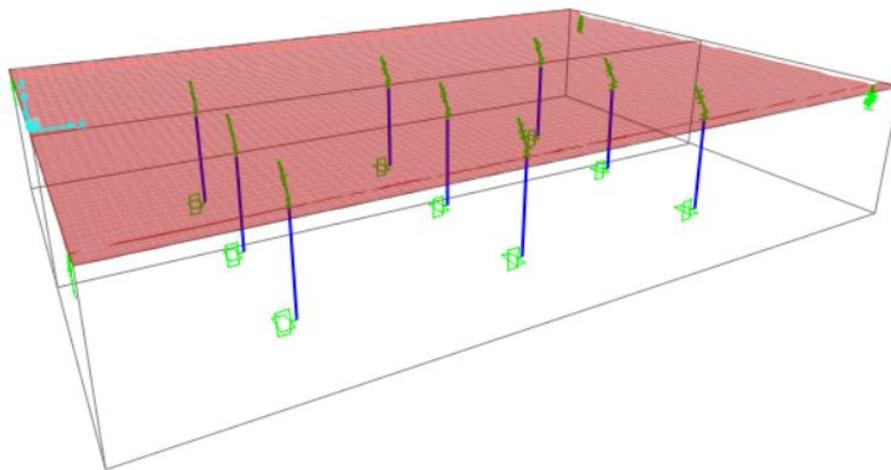


Figura 3.17 – Vista isométrica do modelo. (Fonte: autor).

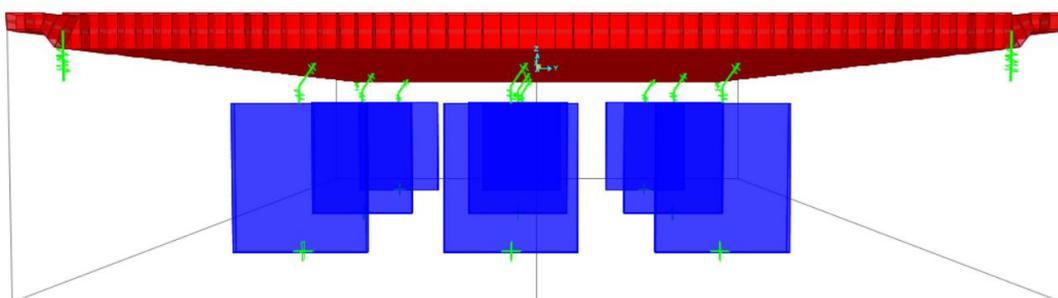


Figura 3.18 – Seção transversal do modelo com elementos extrudados. (Fonte: autor).

Os pilares-parede, por sua vez, foram representados por elementos *frame* de seção 4,8x0,35m, conectados ao tabuleiro de forma a representar a hiperestaticidade da estrutura, permitindo a transferência adequada dos esforços entre os dois elementos. Devido à falta de informações a respeito da fundação, essas foram representadas por meio de engastes na base dos pilares-parede, simulando a transição de esforços entre os elementos. Similarmente, os encontros foram representados por apoios articulados posicionados nas extremidades do tabuleiro, reproduzindo o contato e as restrições entre o tabuleiro e a laje de transição. Com isso, as condições de contorno da estrutura foram definidas, conforme ilustrado na Figura 3.17.

Além disso, buscou-se analisar o efeito das patologias presentes no tabuleiro da estrutura observadas durante o processo de inspeção. Em função da falta de ensaios realizados, possíveis cenários de dano foram considerados para simular a situação atual da OAE em que diferentes níveis de conservadorismo foram aplicados para a perda de área de aço em função do processo de corrosão. Os três cenários considerados foram:

- Cenário 1: redução de 40% do módulo de elasticidade do concreto, redução da área de aço longitudinal de 10% (cerca de 5,13% do diâmetro);
- Cenário 2: Redução de 40% do módulo de elasticidade do concreto, redução da área de aço longitudinal de 20% (cerca de 10,56% do diâmetro) e 10% da transversal (5,13% do diâmetro); e
- Cenário 3: Redução de 40% do módulo de elasticidade do concreto, redução da área de aço longitudinal de 30% (cerca de 16,33% do diâmetro) e 20% da transversal (10,56% do diâmetro).

Para isso, dois modelos foram gerados, sendo um sem a presença dos danos, representando a estrutura em um estado inicial e outra com danos localizados, representando o estado atual com as patologias encontradas durante a inspeção, exemplificadas pelas Figura 3.19 e Figura 3.20. Para representar as manifestações patológicas existentes encontradas durante o processo de inspeção, criou-se um material de forma a se considerar uma redução do módulo de elasticidade em relação ao resto da estrutura. Tais danos podem ser vistos na Figura 3.21, na qual os elementos *shell* em verde representam a parcela da estrutura em que os danos foram considerados.



Figura 3.19 – Exemplo de patologias encontradas durante inspeção. (Fonte: autor).



Figura 3.20 – Localização das patologias encontradas durante a inspeção. (Fonte: autor).

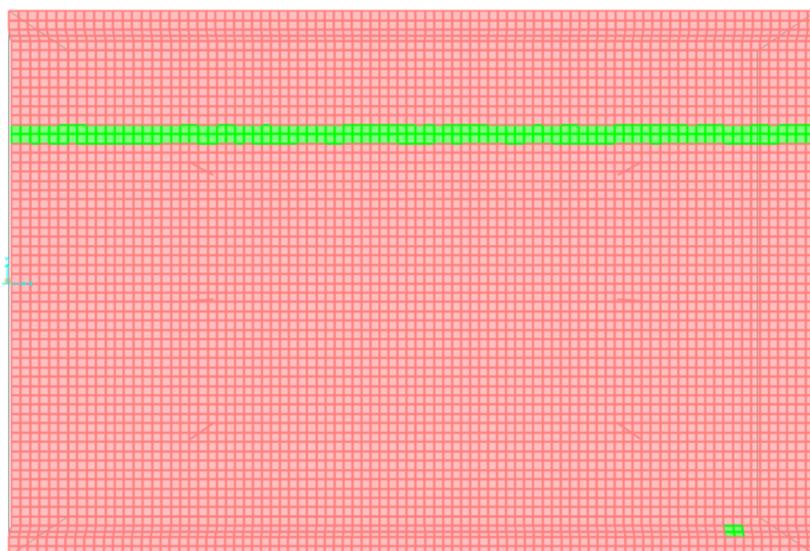


Figura 3.21 – Consideração de danos na modelagem. (Fonte: autor).

3.6.1. Carregamentos considerados

Conforme descrito no item 3.5.5 deste trabalho, os carregamentos aplicados ao modelo são divididos em cargas permanentes de peso próprio e cargas acidentais de tráfego veicular.

Quanto ao carregamento permanente, os elementos de frame e shell têm seu peso próprio calculado automaticamente pelo *software* dadas as propriedades dos materiais e geometria aplicadas. Já para o guarda-rodas e calçadas de concreto armado, seu carregamento fora calculado como uma carga uniformemente distribuída a partir da geometria e peso específico e aplicada em seu centro de massa em toda a extensão longitudinal do tabuleiro (Figura 3.22). Os guarda-rodas representaram cargas de 1,65 kN/m, e as calçadas de 5,63kN/m e 15,75kN/m respectivamente. Já para a pavimentação asfáltica, considerou-se uma altura média de 7cm resultando em um carregamento distribuído de 1,68 kN/m².

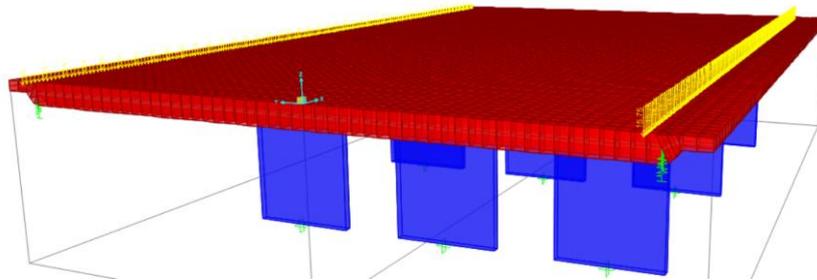


Figura 3.22 – Exemplo de aplicação dos carregamentos permanentes. (Fonte: autor).

Para os carregamentos móveis, por sua vez adotou-se o trem-tipo de 44t (Figura 3.23) para os casos adequado e operacional e o trem-tipo de 26t (Figura 3.24) para o caso transitável de redução de carga. Considerou-se faixas de 3m de largura, conforme estabelecido pela diretriz italiana, pelas quais o veículo transitou ao longo da estrutura.

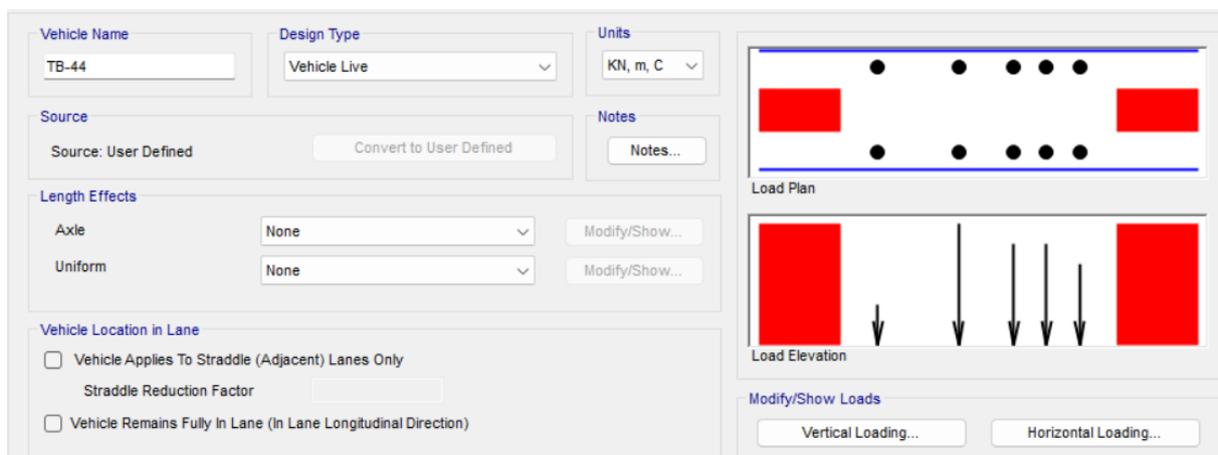


Figura 3.23 – Trem tipo de 44t. (Fonte: autor).

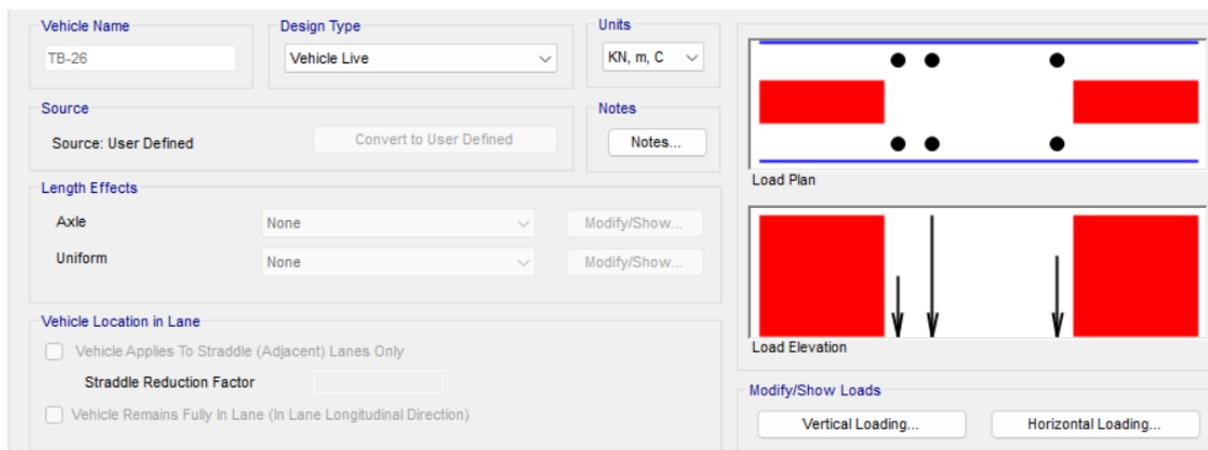


Figura 3.24 – Trem tipo de 26t. (Fonte: autor).

Ressalta-se que, visto o foco em analisar as capacidades resistentes do tabuleiro ao momento fletor, os carregamentos horizontais, como frenagem/aceleração e de vento e não foram considerados, visto que estes causariam efeitos majoritariamente nos pilares.

3.6.2. Combinação de ações

As combinações de ações utilizadas neste trabalho seguiram as recomendadas pela NTC (2018), conforme indicado pela *Linee Guida* (2022). No entanto, como não fora considerado um carregamento sísmico, as combinações de estado-limite último tornam-se equivalentes às propostas pela NBR 6118 (ABNT, 2023).

A Equação 30 apresenta a combinação adotada, na qual G_k e Q_k representam, respectivamente, o somatório das cargas permanentes e a carga móvel características, enquanto γ_G e γ_Q são seus fatores parciais correspondentes.

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k \quad \text{Equação 30}$$

Uma vez que os parâmetros mudam a depender do cenário a ser analisado, fez-se uso da funcionalidade de combinações do *software* para a criar separadamente uma combinação linear do somatório dos esforços permanentes característicos e outra apenas com o carregamento móvel. Os esforços de cálculo podem, então, ser determinados pela aplicação dos fatores parciais.

3.6.3. Verificações estruturais

Para realizar as verificações estruturais do tabuleiro da OAE 1, fez-se uso das variáveis de geometria e de propriedade dos materiais bem como os fatores parciais obtidos no item 3.5.

deste trabalho. Para cada verificação, determinou-se a resistência de cálculo e a comparou com os esforços solicitantes de cálculo resultantes das combinações de ações realizadas.

Com base nas informações disponíveis a respeito da armadura existente, foram efetuadas análises de estado-limite último de momento fletor positivo e negativo nas direções longitudinal e transversal. Conforme recomendado pela *Linee Guida* (2022), seguiu-se a metodologia de dimensionamento prescrita na NTC (2018) com as alterações indicadas pela diretriz. Com o auxílio de um código MATLAB (anexo A.2. deste trabalho), calculou-se os momentos fletores resistentes para as seções analisadas com base nas propriedades de geometria e do material apresentadas neste capítulo para os diferentes cenários de dano a serem analisados.

Posteriormente, foi possível avaliar o atendimento aos critérios de segurança estabelecidos pela diretriz italiana, verificando se as resistências encontradas superam as solicitações nos casos adequado, operacional e transitável tipo (a). Para fins comparativos, as análises foram feitas considerando tanto um cenário sem danos quanto um com danos estruturais, representando a situação identificada nas inspeções. O resultado desta etapa se encontra no item 4.2. deste trabalho.

4. RESULTADOS

O presente capítulo apresenta e discute os resultados obtidos a partir da metodologia detalhada no capítulo 3. deste trabalho. Os resultados estão organizados conforme a sequência das etapas desenvolvidas.

4.1. INSPEÇÕES COM AEROFOTOGRAMETRIA

4.1.1. Processamento e modelagem BIM

Conforme metodologia apresentada nos itens 3.3. e 3.4. deste trabalho, o processamento das inspeções realizadas por aerofotogrametria se deu pela conversão do imageamento das OAEs em nuvens de pontos. Posteriormente, tais nuvens foram importadas para o *software* Revit® de forma a permitir a criação de modelos 3D dos elementos das estruturas, possibilitando a obtenção de suas geometrias. Apresenta-se, pois, neste item, o resultado da modelagem BIM.

4.1.1.1. OAE 1 - Viaduto

A partir do modelo BIM gerado da OAE 1, visto nas Figura 4.4 a Figura 4.12 (dimensões em centímetro), confirmou-se que a estrutura transpõe 42 m e aferiu-se que a estrutura possui 2 vãos de 12,30 m e outros 2 vãos de 8,85 e 8,55 m. O tabuleiro possui aproximadamente 28,53 m de largura e 95cm de espessura (45cm de espessura mínima nas regiões misuladas). Verificou-se que os pilares possuem uma seção transversal de aproximadamente 480x35 cm e altura de 5,40m. Tais dimensões se mostram compatíveis com as medições preliminares realizadas antes do processo de inspeção.



Figura 4.1 Superfícies de contorno da OAE 1 – Vista sem modelagem. (Fonte: autor)



Figura 4.2 – Superfícies de contorno da OAE 1 – Vista com modelagem. (Fonte: autor)



Figura 4.3 – Superfícies de contorno da OAE 1 – Implantação com modelagem. (Fonte: autor)

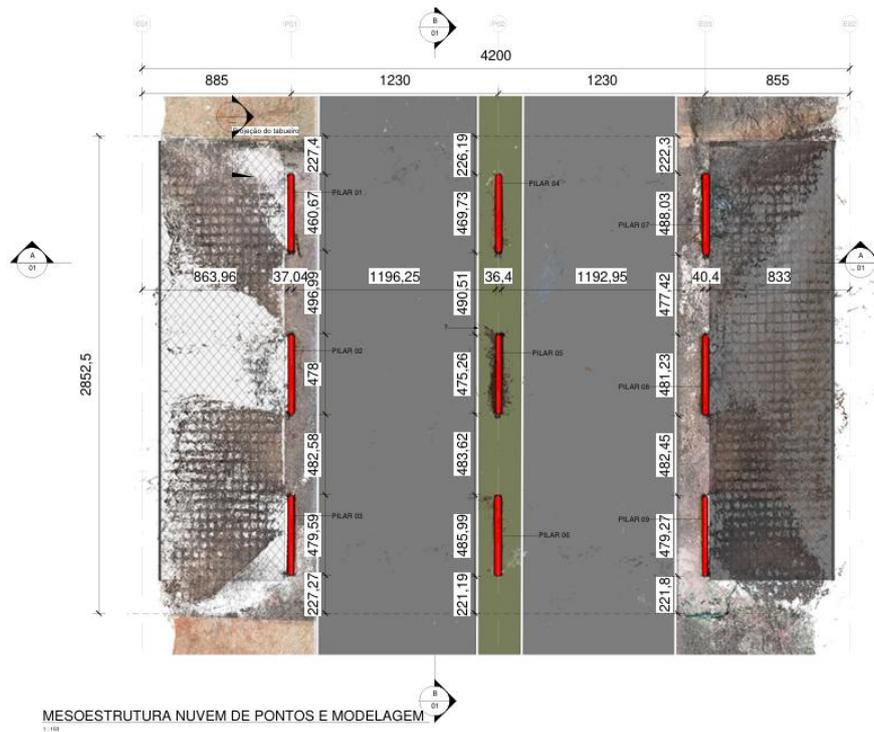


Figura 4.4 – Modelo BIM da OAE 1 – Planta de mesoestrutura com superfícies de contorno. (Fonte: autor)

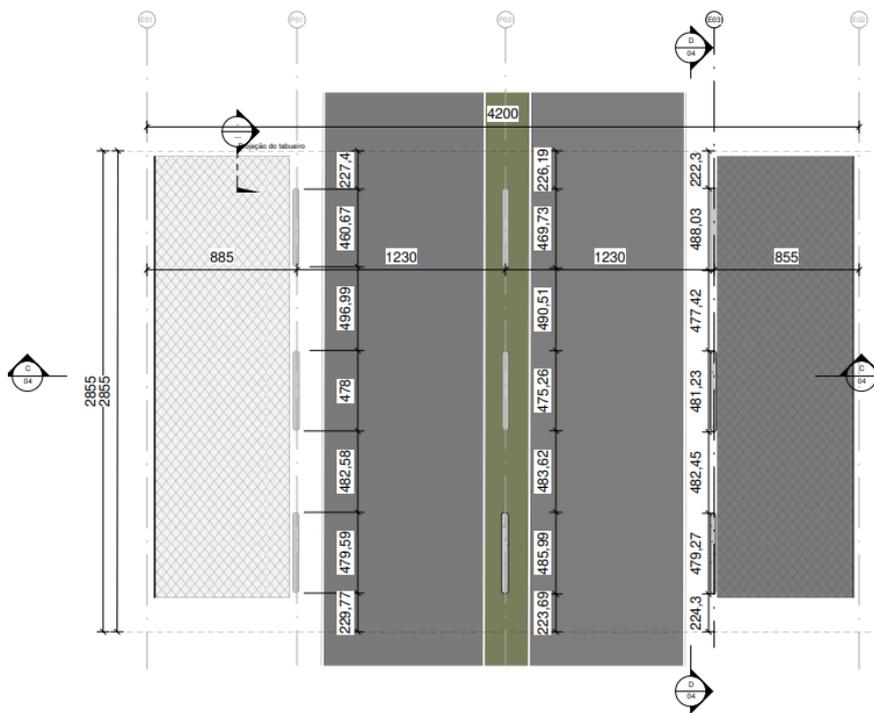


Figura 4.5 – Modelo BIM da OAE 1 – Planta de mesoestrutura sem superfícies de contorno. (Fonte: autor)

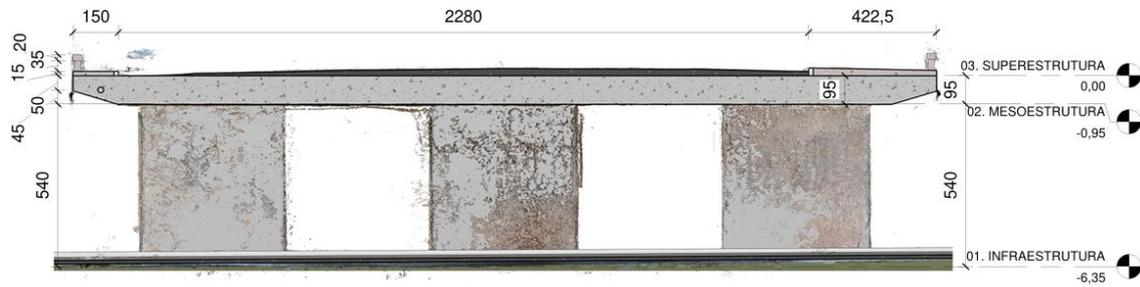


Figura 4.6 – Modelo BIM da OAE 1 – Corte transversal com superfícies de contorno. (Fonte: autor)

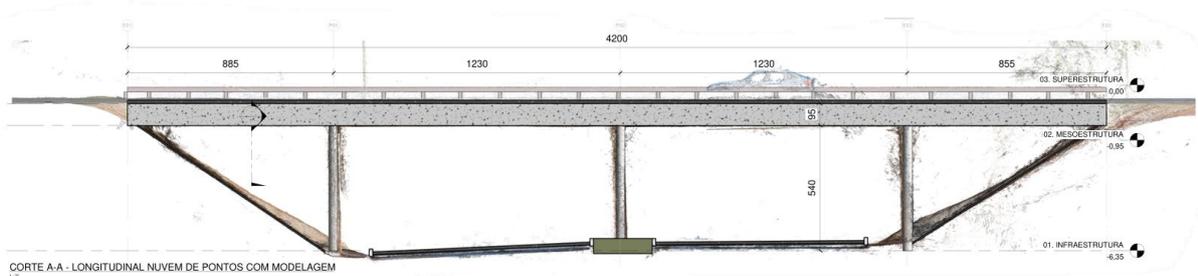


Figura 4.7 – Modelo BIM da OAE 1 – Corte longitudinal com superfícies de contorno. (Fonte: autor)



Figura 4.8 – Modelo BIM da OAE 1 – Esquemática corte longitudinal com superfícies de contorno. (Fonte: autor)



Figura 4.9 – Modelo BIM da OAE 1 – Esquemática corte transversal com superfícies de contorno. (Fonte: autor)

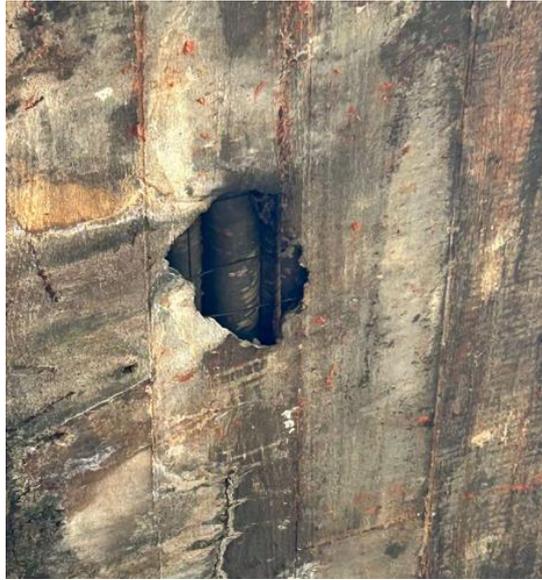


Figura 4.10 – OAE 1 - Fotografia patologia aproximada. (Fonte: autor)



Figura 4.11 – Modelo BIM da OAE 1 – Isométrico da patologia. (Fonte: autor)

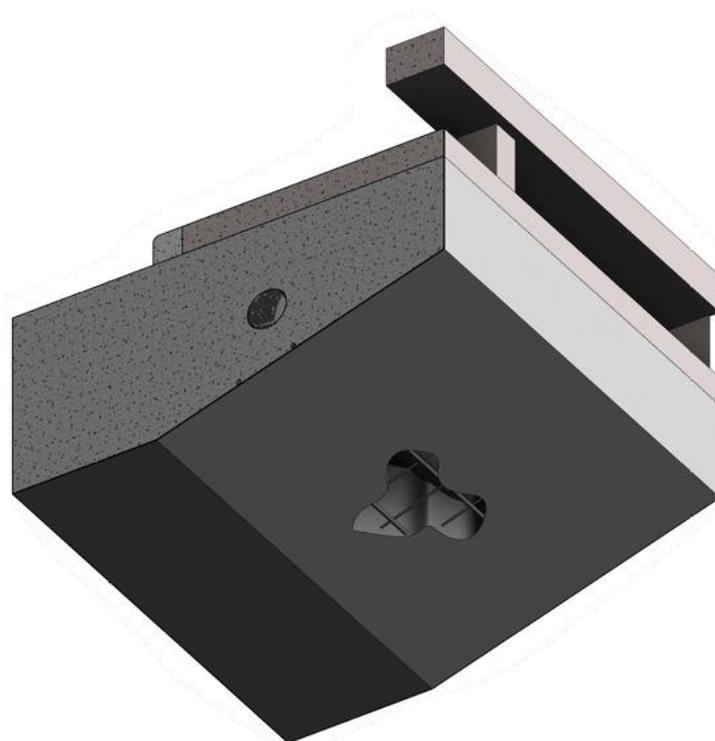


Figura 4.12 – Modelo BIM da OAE 1 – Isométrico da patologia detalhado. (Fonte: autor)

A partir da Figura 4.1, a qual apresenta apenas as superfícies de contorno sem a modelagem BIM, é possível verificar a qualidade e completude do imageamento realizado. Percebe-se que a parte superior do tabuleiro, por exemplo, se encontra bem texturizada e com nível adequado de detalhamento, resultado compatível com o elevado nível de sobreposição das fotografias capturadas de diferentes ângulos.

Em contrapartida, regiões que não eram o foco da inspeção, como as pistas da avenida transposta (Figura 4.1) e os taludes (Figura 4.4 e Figura 4.8), apresentam lacunas significativas. Isto se dá pela escassez de dados a respeito dessas regiões, visto que não foram propriamente fotografadas, ressaltando, pois, a importância da sobreposição das fotos para a qualidade do processamento.

Nota-se a presença de um carro nos resultados da inspeção, estando este especialmente visível na Figura 4.7. Tal veículo se encontrava estacionado sobre a estrutura durante uma parcela dos voos. Esse acontecimento serve para demonstrar como objetos em movimento tendem a não aparecer, evidenciando que a interrupção do trânsito pode, muitas vezes, ser evitada com o uso da aerofotogrametria.

Entretanto, percebeu-se pelas Figura 4.6 a Figura 4.9, que as superfícies de contorno ao redor dos pilares-parede, principalmente na parte central da OAE, apresentam uma certa perda de acurácia. Isto se dá pelo fato de que o processamento dos voos usa como base os metadados das imagens, sobretudo as coordenadas de GPS registrados. Na região abaixo do tabuleiro, notou-se que o aparelho teve sua conexão com o sistema GPS prejudicada, comprometendo a precisão dos metadados. Além disso, desvios de percurso e pausas no processo foram necessárias devido ao tráfego de veículos pelas pistas inferiores, podendo prejudicar o nível de sobreposição das fotos em certos pontos da estrutura.

Por fim, destaca-se a patologia encontrada no tabuleiro (Figura 4.10), pode ser eficiente modelada na estrutura (Figura 4.12), servindo como registro das manifestações patológicas existentes e possibilitando a comparação com inspeções futuras.

4.1.1.2. OAE 2 – Ponte das Garças

Antes de se apresentar os resultados, é importante destacar que, em função da grande quantidade de elementos existentes na estrutura, adotou-se uma lógica sistemática para nomeá-los de forma eficiente e organizada:

- Eixos dos pilares: enumerados de 1 (encontro na região do Lago Sul) a 9 (encontro na região da Asa Sul) e os vãos foram numerados de 1 a 8, seguindo o mesmo sentido dos eixos: o vão 1 situa-se entre os eixos 1 e 2; o vão 2, entre os eixos 2 e 3; e assim sucessivamente.
- Pilares: identificados com base no número do eixo seguido das letras N ou S para indicar se este está na lateral “sul” (voltada para a ponta da Asa Sul) ou “norte” (voltada para a ponta da Asa Norte) da cidade. Exemplo: o pilar 9N se encontra no nono eixo (o mais próximo da Asa Sul) e seu indicador N indica que este está na lateral “norte”;
- Longarinas: nomeadas segundo a lógica N/S acompanhada de um indicativo int/ext que diferencia a posição em relação ao tabuleiro: próxima ao centro (int) ou à borda (ext); e
- Transversinas: identificadas conforme o número do vão, seguido pela lógica N/S e por um algarismo de 1 a 4 (ordem seguindo numeração dos eixos e vãos). Exemplo: a transversina V8S3 se encontra no oitavo vão, na lateral “sul” e é a terceira transversina do vão.

Em função da extensão da ponte, apresenta-se aqui dois trechos da modelagem, sendo um o encontro da ponte na região da Asa Sul (vão 8) representada pelas Figura 4.13 a Figura 4.19 e outro de dois vãos próximos ao centro (vãos 3 e 4) da estrutura (Figura 4.20 a Figura 4.27), os quais possuem suas medidas apresentadas em metro. Com base nos resultados obtidos, confirmou-se que a ponte possui cerca de 18m de largura e que os vãos são de aproximadamente 30m. Identificou-se, também, que os pilares possuem uma seção aproximada de 5,65x0,45m, longarinas de seção 1,80x0,45m e transversinas de 0,50x0,20m além do nível em que o tabuleiro, vigas e pilares estão. Dessa forma, considera-se que a geometria dos elementos da OAE 2 pode ser obtida.



Figura 4.13 Superfícies de contorno da OAE 2 – Encontro Asa Sul – Vista sem modelagem. (Fonte: autor)

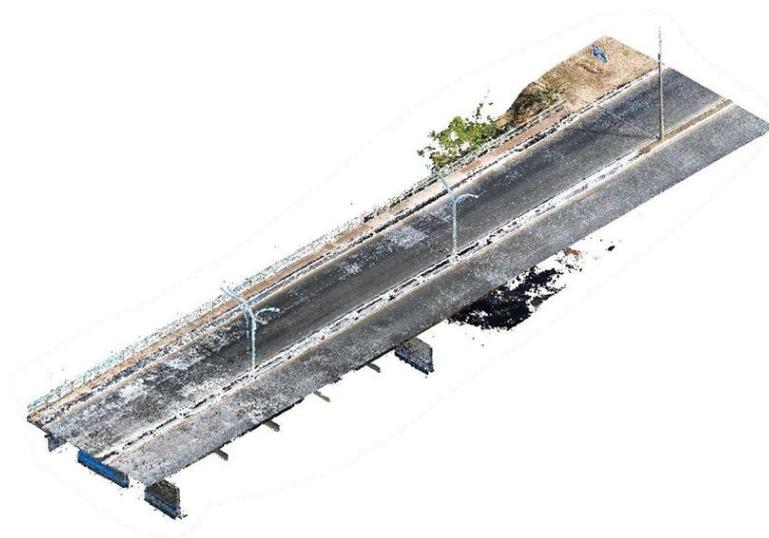


Figura 4.14 Superfícies de contorno da OAE 2 – Encontro Asa Sul – Esquemática corte longitudinal. (Fonte: autor)

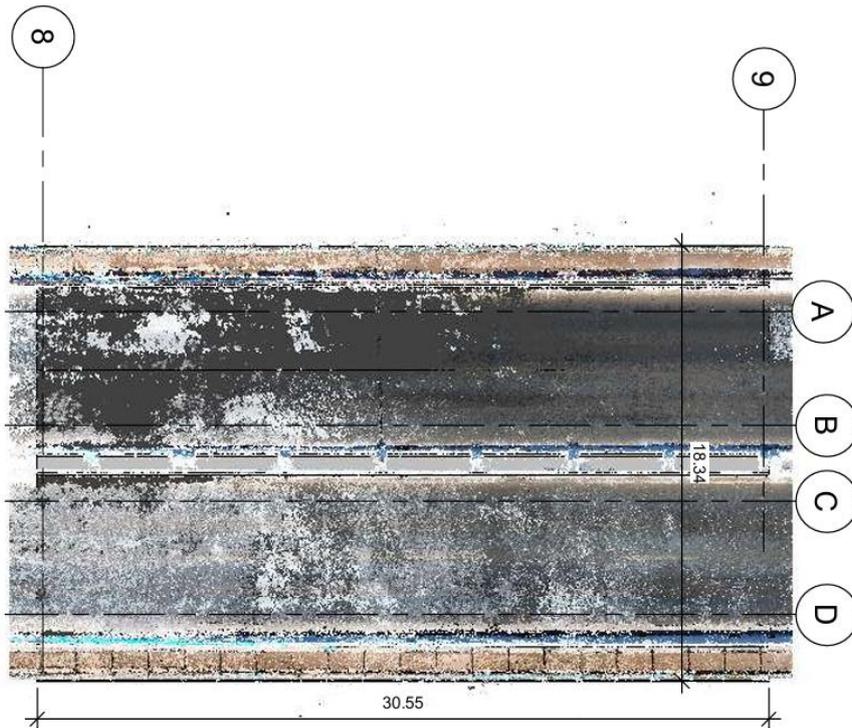


Figura 4.15 Modelo BIM da OAE 2 – Encontro Asa Sul – Implantação. (Fonte: autor)

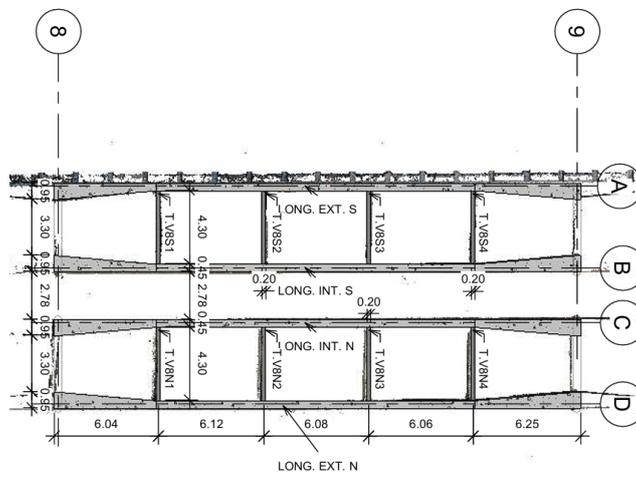


Figura 4.16 Modelo BIM da OAE 2 – Encontro Asa Sul – Vigas. (Fonte: autor)

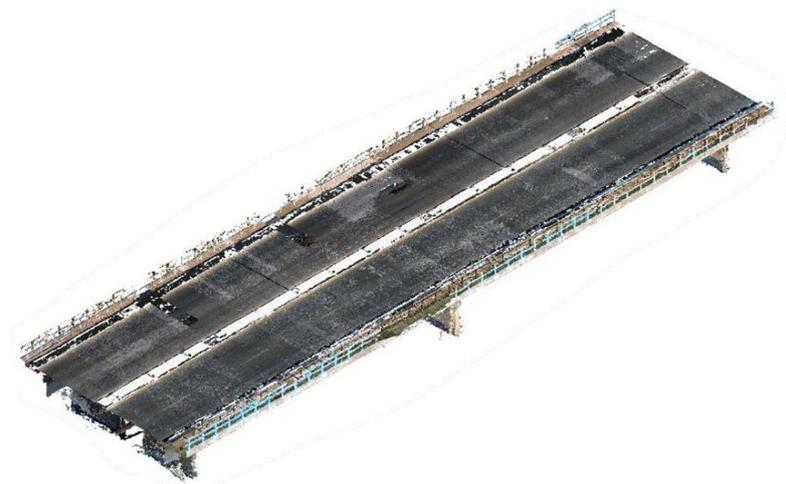


Figura 4.20 Superfícies de contorno da OAE 2 – Região Central – Vista sem modelagem. (Fonte: Autor)

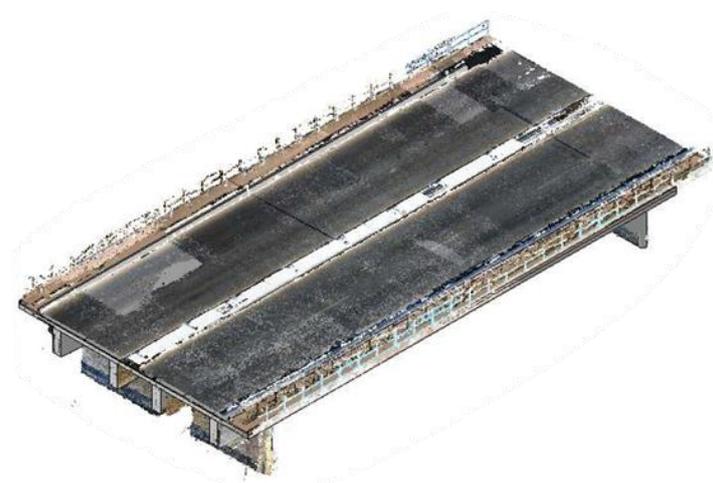


Figura 4.21 Modelo BIM da OAE 2 – Região Central – Esquemática corte transversal com superfícies de contorno. (Fonte: autor)



Figura 4.22 Modelo BIM da OAE 2 – Região Central – Esquemática corte longitudinal com superfícies de contorno. (Fonte: autor)

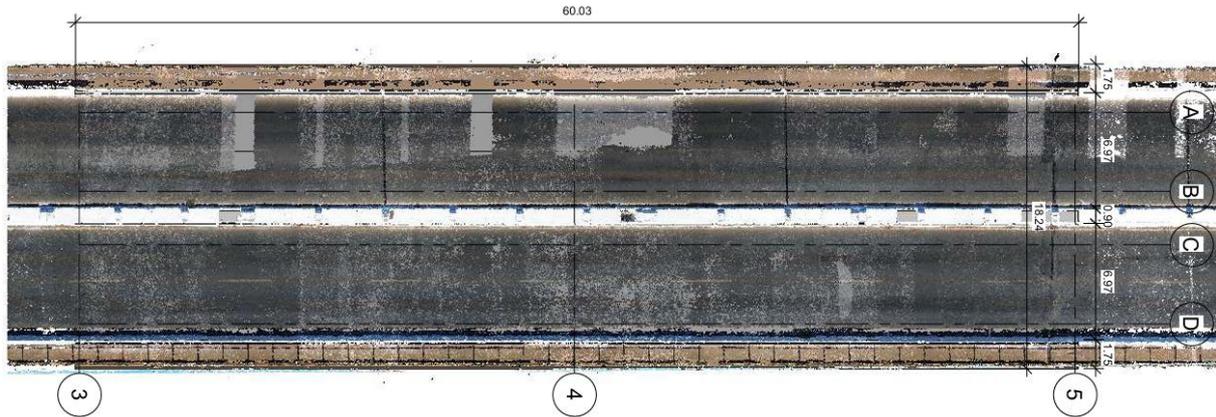


Figura 4.23 Modelo BIM da OAE 2 – Região Central – Implantação. (Fonte: autor)

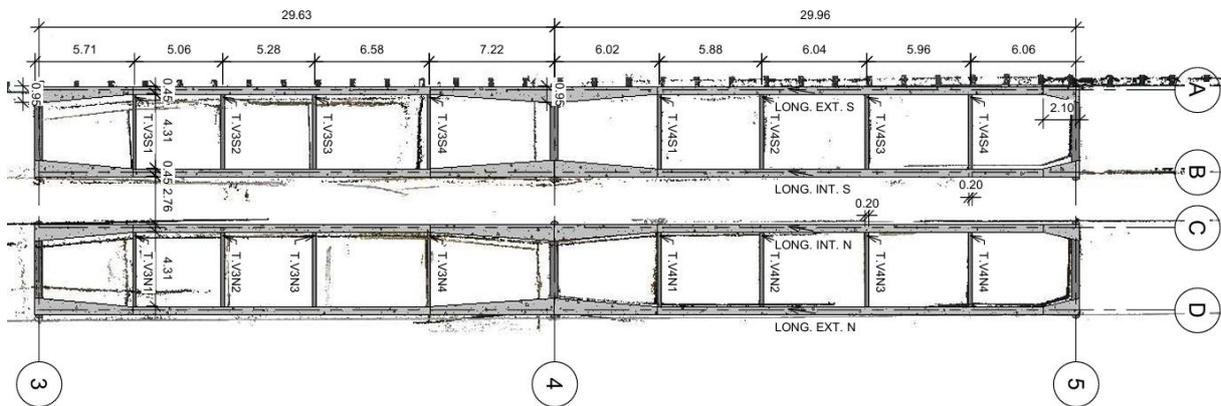


Figura 4.24 Modelo BIM da OAE 2 – Região Central – Vigas. (Fonte: autor)

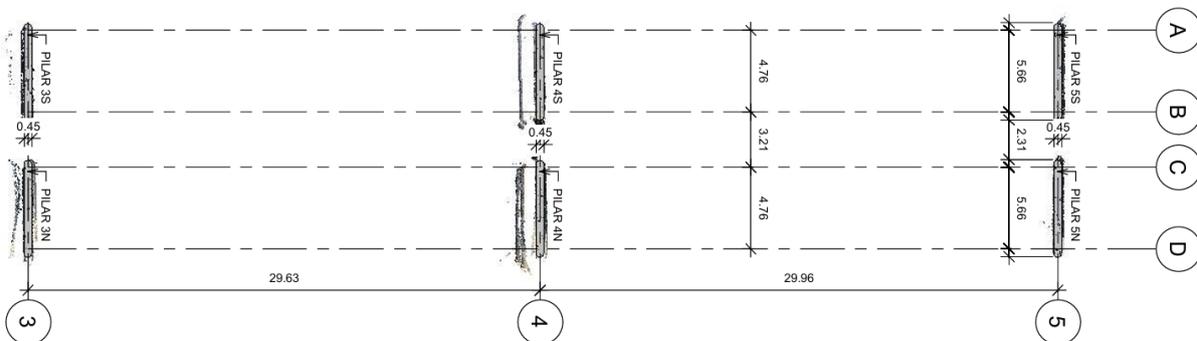


Figura 4.25 Modelo BIM da OAE 2 – Região Central – Pilares. (Fonte: autor)

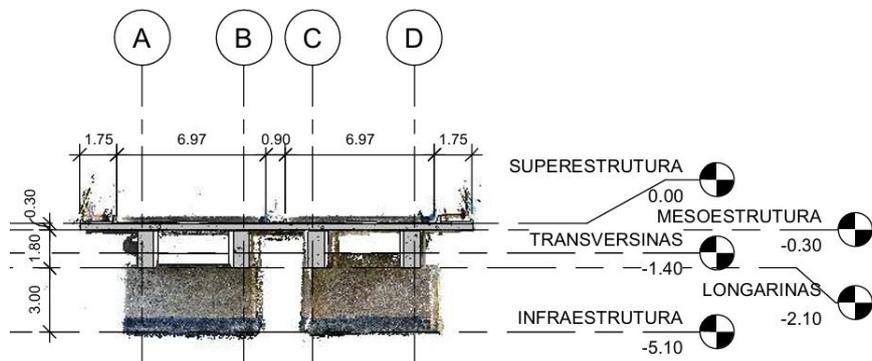


Figura 4.26 Modelo BIM da OAE 2 – Região Central – Corte Transversal. (Fonte: autor)

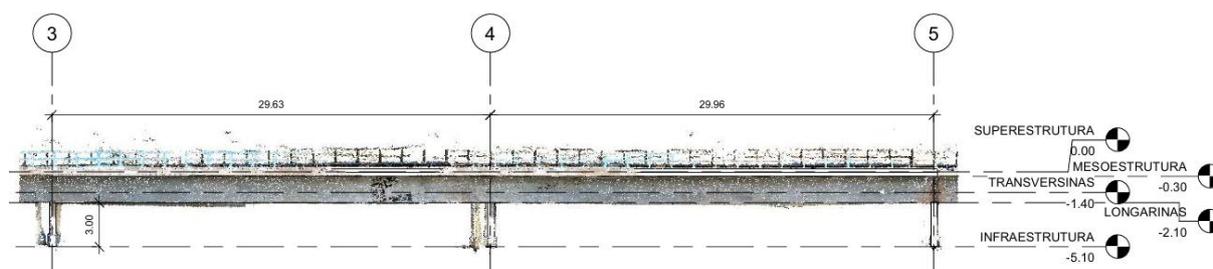


Figura 4.27 Modelo BIM da OAE 2 – Região Central – Vista Longitudinal. (Fonte: autor)

No entanto, ao se comparar os resultados obtidos para a OAE 1 e a OAE 2, percebe-se uma diferença na qualidade de seus processamentos. Para isso, levanta-se alguns pontos como: problemas de qualidade das fotos, posicionamento das câmeras e falta dos metadados.

Quanto aos problemas da qualidade das fotos, percebeu-se que uma parcela considerável das imagens possuíam questões como falta de foco, arrasto e superexposição. A falta de foco e o arrasto podem ser explicados pelos problemas de estabilidade causados pelo vento, conforme indicado no item 3.3. deste trabalho. Já a questão da superexposição (popularmente conhecida como “foto estourada”) se dá pela luminosidade excessiva, tornando as fotos sem muitos detalhes discerníveis. Imagina-se que isso ocorreu em função dos reflexos de luz advindos da superfície da água e/ou dos elementos pintados de branco sobre o tabuleiro, como pode ser visto na região central da Figura 4.15.

Percebeu-se que tais problemas dificultavam a habilidade do *software* Agisoft Metashape® de triangular as fotografias e gerar nuvens de pontos condizentes com a realidade. Por outro lado, a ausência de tais fotos prejudica o grau de sobreposição das informações, levando a formação de lacunas ou áreas com menor densidade de informação.

Além disso, o uso de câmeras de celular fez com que as fotografias fossem capturadas de um local fixo (embarcação parada no meio dos vãos), contribuindo para a formação de lacunas importantes na parte inferior do tabuleiro e vigas (Figura 4.18). Ademais, as fotos de celular não possuíam os metadados de coordenadas GPS, levando a necessidade de uma triangulação manual das fotografias para se obter os resultados. Tal processo, apesar de possível, se mostrou bastante demorado e necessitando de um processo iterativo para se obter um resultado considerado adequado.

Conseqüentemente, percebe-se a existência de inconsistências na posição dos elementos, podendo levar a variabilidade da geometria encontrada. Esses acontecimentos acabam por ratificar a importância da sobreposição de imagens e mudança da posição da câmera para a

obtenção de uma boa qualidade de processamento. No entanto, como a estrutura de OAEs tende a adotar elementos retilíneos e com um certo grau de simetria, conseguiu-se obter a geometria dos elementos da ponte ao se comparar as diferentes seções obtidas (Figura 4.6 e Figura 4.18).

4.1.2. Nota para as inspeções

Conforme apresentado no item 3.4. deste trabalho, são apresentados os resultados de classificação das notas das OAEs obtidos a partir da aplicação das metodologias de avaliação estrutural previamente descritas no capítulo de revisão bibliográfica: NBR 9452 (ABNT, 2023); DNIT 10/2004; GDE-UnB; e nível 2 da *Linee Guida* (2022) às duas OAEs inspecionadas no presente estudo. Assim, a comparação entre os resultados obtidos permite avaliar não apenas a condição estrutural das OAEs analisadas sob diferentes perspectivas.

Ressalta-se que cada uma dessas abordagens adota critérios próprios para a classificação do estado das estruturas, com variações nos parâmetros considerados, na forma de pontuação e nos níveis de exigência. Além disso, por se tratar de inspeções visuais, os elementos de infraestrutura não foram inspecionados.

4.1.2.1. GDE-UnB

Conforme exposto no item 2.2. deste trabalho, cada tipo dano possui um fator de ponderação próprio e recebe um valor quanto a intensidade do dano por elemento, o qual, por sua vez, possui um fator de relevância relativo à família de elementos.

- OAE 1 – Viaduto

Para fins de exemplo das patologias registradas, apresenta-se fotografias de uma parcela das manifestações patológicas encontradas no elemento do tabuleiro, conforme visto nas. Percebe-se pelas Figura 4.10 e Figura 4.28 a Figura 4.30 que o elemento apresenta casos de cobertura deficiente, indícios de infiltração de água e corrosão da armadura, eflorescência e fissuras, deslocamento e manchas. Estas manifestações foram comparadas com a Tabela 2.3 para a determinação de seus fatores de intensidade.

A Tabela 4.1, apresenta a relação dos fatores de intensidade de cada tipo dano, ressaltando seu fator de ponderação e o fator de relevância do elemento, culminando no cálculo de seu G_{de} .

Em seguida, a Tabela 4.2 apresenta o cálculo do G_d da estrutura com base nos G_{de} de cada elemento e nos fatores de relevância de cada família, possibilitando o cálculo do nível de deterioração da estrutura. De forma similar, a Tabela 4.3 apresenta o cálculo do G_d e nível de deterioração da estrutura ao se considerar apenas os G_{de} com valores superiores a 15.



Figura 4.28 Exemplo de patologia do tabuleiro da OAE1 entre os pilares 1 e 4. (Fonte: autor)



Figura 4.29 Exemplo de patologia do tabuleiro da OAE1 entre os pilares 4 e 7. (Fonte: autor)



Figura 4.30 Exemplo de patologia do tabuleiro da OAE1 atrás do pilar 7. (Fonte: autor)

Tabela 4.1 – Relação de danos por elemento – OAE 1. (Fonte: autor)

Elemento	Fr	Dano	Fp	Fi	D	Gde
<i>Guarda Rodas Norte</i>	1	Cobrimento deficiente	3	2	4.8	13.14
		Corrosão de armaduras	5	2	8	
		Desplacamento	3	2	4.8	
		Manchas	3	2	4.8	
<i>Guarda Rodas Sul</i>	1	Corrosão de armaduras	5	2	8	11.00
		Manchas	3	2	4.8	
<i>Pilar 1</i>	5	Cobrimento deficiente	3		0	6.40
		Infiltração de água	3	1	2.4	
		Desvio de geometria	3	2	4.8	
<i>Pilar 2</i>	5	Falhas de concretagem	2	1	1.6	1.60
<i>Pilar 3</i>	5	Cobrimento deficiente	3	2	4.8	7.20
		Desagregação	3	2	4.8	
<i>Pilar 4</i>	5	Cobrimento deficiente	2	1	1.6	1.60
<i>Pilar 5</i>	5	Cobrimento deficiente	2	1	1.6	1.60
<i>Pilar 6</i>	5	Cobrimento deficiente	2	1	1.6	3.36
		Infiltração de água	3	1	2.4	
<i>Pilar 7</i>	5	Cobrimento deficiente	3	2	4.8	34.15
		Corrosão de armaduras	5	2	8	
		Desplacamento	3	2	4.8	
		Infiltração de água	3	3	24	
<i>Pilar 8</i>	5	-			0	0.00
<i>Pilar 9</i>	5	-			0	0.00
<i>Tabuleiro</i>	4	Cobrimento deficiente	3	2	4.8	63.61
		Corrosão de armaduras	5	3	40	
		Desplacamento	3	2	4.8	
		Eflorescência	2	3	16	
		Fissuras	2	2	3.2	
		Infiltração de água	3	3	24	
		Manchas	3	2	4.8	

Tabela 4.2 – Cálculo Gd – OAE 1. (Fonte: autor)

Elemento	Grau de Deterioração do Elemento (Gde)	Grau de Deterioração da Família (Gdf)	Fator de Relevância (Fr)	Grau de Deterioração Estrutural (Gd)	Nível de Deterioração da Estrutura
<i>Guarda Rodas Norte</i>	13.14	15.86	1	43.49	Médio
<i>Guarda Rodas Sul</i>	11.00				
<i>Pilar 1</i>	6.40	40.25	5		
<i>Pilar 2</i>	1.60				
<i>Pilar 3</i>	7.20				
<i>Pilar 4</i>	1.60				
<i>Pilar 5</i>	1.60				
<i>Pilar 6</i>	3.36				
<i>Pilar 7</i>	34.15				
<i>Pilar 8</i>	0.00	63.61	4		
<i>Pilar 9</i>	0.00				
<i>Tabuleiro</i>	63.61				

Tabela 4.3 – Cálculo Gd para Gde superior a 15 – OAE 1. (Fonte: autor)

Elemento	Grau de Deterioração do Elemento (Gde > 15)	Grau de Deterioração da Família (Gdf)	Fator de Relevância (Fr)	Grau de Deterioração Estrutural (Gd)	Nível de Deterioração da Estrutura
<i>Guarda Rodas Norte</i>	0.00	0.00	1	42.60	Médio
<i>Guarda Rodas Sul</i>	0.00				
<i>Pilar 1</i>	0.00	34.15	5		
<i>Pilar 2</i>	0.00				
<i>Pilar 3</i>	0.00				
<i>Pilar 4</i>	0.00				
<i>Pilar 5</i>	0.00				
<i>Pilar 6</i>	0.00				
<i>Pilar 7</i>	34.15				
<i>Pilar 8</i>	0.00				
<i>Pilar 9</i>	0.00				
<i>Tabuleiro</i>	63.61	63.61	4		

Como pode ser visto, ambas as formas de cálculo do G_{de} obtiveram um valor parecido, visto que os danos estão mais concentrados ao tabuleiro e um dos pilares, enquanto os demais elementos possuem um G_{de} mais baixo. Desta forma, ambos os Gd calculados para a estrutura foram de nível médio. Segundo a metodologia, deve-se planejar algum tipo de intervenção para um prazo de 2 anos.

- OAE 2 – Ponte das Garças

De forma similar à OAE 1, apresenta-se a fim de exemplo algumas fotografias do tabuleiro de forma a se observar as patologias presentes no tabuleiro da OAE 2. Conforme as fotografias capturadas durante a inspeção (Figura 4.31 a Figura 4.33), percebe-se que a estrutura possui instâncias de cobertura deficiente, desagregação e deslocamento, fissuras, infiltração de água, eflorescência, manchas e indícios de corrosão das armaduras. Estas manifestações foram comparadas com a Tabela 2.3 para a determinação de seus fatores de intensidade.

Desta forma, a Tabela 4.4 discrimina os danos encontrados por elemento, a Tabela 4.5 apresenta o cálculo do G_d e a Tabela 4.6 do G_d ao se considerar apenas os G_{de} com valores superiores a 15. Nesta estrutura, percebe-se também uma concentração dos danos nas longarinas e no tabuleiro, fazendo com que o valor do G_d calculado de ambas as considerações seja próximo. Desta forma, o nível de deterioração da estrutura, conforme indicado para ambos os métodos, é de nível médio.



Figura 4.31 Exemplo 1 de patologia do tabuleiro da OAE2. (Fonte: autor)



Figura 4.32 Exemplo 2 de patologia do tabuleiro da OAE2. (Fonte: autor)



Figura 4.33 Exemplo 3 de patologia do tabuleiro da OAE2. (Fonte: autor)

Ressalta-se que como há 64 transversinas, divididas em 16 grupos de 4 (vide item 4.1.1.2), optou-se por representá-las por meio de seus grupos (vão e lateral). Isto se justifica pelo fato de que as manifestações patológicas dentro de cada grupo são bem distribuídas e não há uma

grande divergência entre grupos (Tabela 4.4). Desta forma, o grau de deterioração da família obtido não é muito alterado.

Tabela 4.4 – Relação de danos por elemento – OAE 2. (Fonte: autor)

Elemento	Fr	Dano	Fp	Fi	D	Gde
<i>Guarda Rodas N</i>	1	Manchas	3	2	4.8	4.80
<i>Guarda Rodas S</i>	1	Manchas	3	2	4.8	4.80
<i>Longarina N-Ext</i>	5	Cobrimento deficiente	3	2	4.8	33.88
		Corrosão de armaduras	5	2	8	
		Eflorescência	2	1	1.6	
		Infiltração de água	3	1	2.4	
		Manchas	3	3	24	
<i>Longarina N-Int</i>	5	Cobrimento deficiente	3	2	4.8	33.88
		Corrosão de armaduras	5	2	8	
		Eflorescência	2	1	1.6	
		Infiltração de água	3	1	2.4	
		Manchas	3	3	24	
<i>Longarina S-Ext</i>	5	Cobrimento deficiente	3	2	4.8	33.88
		Corrosão de armaduras	5	2	8	
		Eflorescência	2	1	1.6	
		Infiltração de água	3	1	2.4	
		Manchas	3	3	24	
<i>Longarina S-Int</i>	5	Cobrimento deficiente	3	2	4.8	33.88
		Corrosão de armaduras	5	2	8	
		Eflorescência	2	1	1.6	
		Infiltração de água	3	1	2.4	
		Manchas	3	3	24	
<i>Pilar 1-N</i>	5	Manchas	3	2	4.8	4.80
<i>Pilar 1-S</i>	5	Manchas	3	2	4.8	4.80
<i>Pilar 2-N</i>	5	Manchas	3	2	4.8	4.80
<i>Pilar 2-S</i>	5	-				0.00
<i>Pilar 3-N</i>	5	-				0.00
<i>Pilar 3-S</i>	5	Manchas	3	2	4.8	4.80
<i>Pilar 4-N</i>	5	-				0.00
<i>Pilar 4-S</i>	5	-				0.00
<i>Pilar 5-N</i>	5	-				0.00
<i>Pilar 5-S</i>	5	Eflorescência	2	1	1.6	7.54
		Infiltração de água	3	2	4.8	
		Manchas	3	2	4.8	
<i>Pilar 6-N</i>	5	-				0.00
<i>Pilar 6-S</i>	5	-				0.00
<i>Pilar 7-N</i>	5	Falhas de concretagem	2	1	1.6	1.60
<i>Pilar 7-S</i>	5	-				0.00
<i>Pilar 8-N</i>	5	-				0.00
<i>Pilar 8-S</i>	5	-				0.00
<i>Pilar 9-N</i>	5	Manchas	3	2	4.8	4.80
<i>Pilar 9-S</i>	5	Manchas	3	2	4.8	4.80

Tabela 4.4 – (continuação)

Elemento	Fr	Dano	Fp	Fi	D	Gde
<i>Tabuleiro</i>	4	Cobrimento deficiente	3	2	4.8	66.67
		Corrosão de armaduras	5	3	40	
		Desagregação	3	2	4.8	
		Desplacamento	3	2	4.8	
		Eflorescência	2	1	1.6	
		Fissuras	2	3	16	
		Infiltração de água	3	3	24	
		Manchas	3	3	24	
<i>Transversinas V1N</i>	4	-				0.00
<i>Transversinas V1S</i>	4	-				0.00
<i>Transversinas V2N</i>	4	Desagregação	3	2	4.8	4.80
<i>Transversinas V2S</i>	4	-				0.00
<i>Transversinas V3N</i>	4	-				0.00
<i>Transversinas V3S</i>	4	Manchas	3	2	4.8	4.80
<i>Transversinas V4N</i>	4	-				0.00
<i>Transversinas V4S</i>	4	-				0.00
<i>Transversinas V5N</i>	4	-				0.00
<i>Transversinas V5S</i>	4	-				0.00
<i>Transversinas V6N</i>	4	-				0.00
<i>Transversinas V6S</i>	4	-				0.00
<i>Transversinas V7N</i>	4	-				0.00
<i>Transversinas V7S</i>	4	-				0.00
<i>Transversinas V8N</i>	4	Manchas	3	2	4.8	4.80
<i>Transversinas V8S</i>	4	Manchas	3	2	4.8	4.80

Tabela 4.5 – Cálculo Gd – OAE 2. (Fonte: autor)

Elemento	Grau de Deterioração do Elemento (Gde)	Grau de Deterioração da Família (Gdf)	Fator de Relevância (Fr)	Grau de Deterioração Estrutural (Gd)	Nível de Deterioração da Estrutura
<i>Guarda Rodas N</i>	4.80	5.88	1	46.73	Médio
<i>Guarda Rodas S</i>	4.80				
<i>Longarina N-Ext</i>	33.88	44.82	5		
<i>Longarina N-Int</i>	33.88				
<i>Longarina S-Ext</i>	33.88				
<i>Longarina S-Int</i>	33.88				
<i>Pilar 1-N</i>	4.80	10.21	5		
<i>Pilar 1-S</i>	4.80				
<i>Pilar 2-N</i>	4.80				
<i>Pilar 2-S</i>	0.00				
<i>Pilar 3-N</i>	0.00				
<i>Pilar 3-S</i>	4.80				
<i>Pilar 4-N</i>	0.00				
<i>Pilar 4-S</i>	0.00				

Tabela 4.5 – (continuação)

Elemento	Grau de Deterioração do Elemento (Gde)	Grau de Deterioração da Família (Gdf)	Fator de Relevância (Fr)	Grau de Deterioração Estrutural (Gd)	Nível de Deterioração da Estrutura
<i>Pilar 5-N</i>	7.54	10.21	5	46.73	Médio
<i>Pilar 5-S</i>	7.54				
<i>Pilar 6-N</i>	0.00				
<i>Pilar 6-S</i>	0.00				
<i>Pilar 7-N</i>	1.60				
<i>Pilar 7-S</i>	0.00				
<i>Pilar 8-N</i>	0.00				
<i>Pilar 8-S</i>	0.00				
<i>Pilar 9-N</i>	4.80				
<i>Pilar 9-S</i>	4.80				
<i>Tabuleiro</i>	66.67	66.67	4		
<i>Transversina V1N</i>	0.00	6.35	4		
<i>Transversina V1S</i>	0.00				
<i>Transversina V2N</i>	4.80				
<i>Transversina V2S</i>	0.00				
<i>Transversina V3N</i>	0.00				
<i>Transversina V3S</i>	4.80				
<i>Transversina V4N</i>	0.00				
<i>Transversina V4S</i>	0.00				
<i>Transversina V5N</i>	0.00				
<i>Transversina V5S</i>	0.00				
<i>Transversina V6N</i>	0.00				
<i>Transversina V6S</i>	0.00				
<i>Transversina V7N</i>	0.00				
<i>Transversina V7S</i>	0.00				
<i>Transversina V8N</i>	4.80				
<i>Transversina V8S</i>	4.80				

Tabela 4.6 – Cálculo Gd para Gde superior a 15 – OAE 2. (Fonte: autor)

Elemento	Grau de Deterioração do Elemento (Gde > 15)	Grau de Deterioração da Família (Gdf)	Fator de Relevância (Fr)	Grau de Deterioração Estrutural (Gd)	Nível de Deterioração da Estrutura
<i>Guarda Rodas N</i>	0.00	0.00	1	45.52	Médio
<i>Guarda Rodas S</i>	0.00				
<i>Longarina N-Ext</i>	33.88	44.82	5		
<i>Longarina N-Int</i>	33.88				
<i>Longarina S-Ext</i>	33.88				
<i>Longarina S-Int</i>	33.88				

Tabela 4.6 – (continuação)

Elemento	Grau de Deterioração do Elemento (Gde > 15)	Grau de Deterioração da Família (Gdf)	Fator de Relevância (Fr)	Grau de Deterioração Estrutural (Gd)	Nível de Deterioração da Estrutura
<i>Pilar 1-N</i>	0.00	0.00	5	45.52	Médio
<i>Pilar 1-S</i>	0.00				
<i>Pilar 2-N</i>	0.00				
<i>Pilar 2-S</i>	0.00				
<i>Pilar 3-N</i>	0.00				
<i>Pilar 3-S</i>	0.00				
<i>Pilar 4-N</i>	0.00				
<i>Pilar 4-S</i>	0.00				
<i>Pilar 5-N</i>	0.00				
<i>Pilar 5-S</i>	0.00				
<i>Pilar 6-N</i>	0.00				
<i>Pilar 6-S</i>	0.00				
<i>Pilar 7-N</i>	0.00				
<i>Pilar 7-S</i>	0.00				
<i>Pilar 8-N</i>	0.00				
<i>Pilar 8-S</i>	0.00				
<i>Pilar 9-N</i>	0.00				
<i>Pilar 9-S</i>	0.00				
<i>Tabuleiro</i>	66.67	66.67	4		
<i>Transversina V1N</i>	0.00	0.00	4		
<i>Transversina V1S</i>	0.00				
<i>Transversina V2N</i>	0.00				
<i>Transversina V2S</i>	0.00				
<i>Transversina V3N</i>	0.00				
<i>Transversina V3S</i>	0.00				
<i>Transversina V4N</i>	0.00				
<i>Transversina V4S</i>	0.00				
<i>Transversina V5N</i>	0.00				
<i>Transversina V5S</i>	0.00				
<i>Transversina V6N</i>	0.00				
<i>Transversina V6S</i>	0.00				
<i>Transversina V7N</i>	0.00				
<i>Transversina V7S</i>	0.00				
<i>Transversina V8N</i>	0.00				
<i>Transversina V8S</i>	0.00				

4.1.2.2. NBR 9452 (2023)

Conforme apresentado no item 2.1.2 deste trabalho, cada elemento da estrutura deve ser classificado quanto a sua caracterização estrutural, funcional e de durabilidade, sendo a menor

classificação encontrada dentre os elementos estruturais para cada categoria a considerada para a estrutura como um todo.

- OAE 1 – Viaduto

A Tabela 4.7 apresenta um resumo da classificação de cada elemento da estrutura quanto aos três tipos de caracterização. Nota-se que para o viaduto analisado, o tabuleiro e pilares foram classificados como elementos principais, enquanto os guarda-rodas foram classificados como elementos complementares.

Com base nas patologias registradas, o viaduto fora classificado com nota estrutural 3 (regular), pelo qual há um certo nível de deficiência estrutural, mas sem sinais de comprometimento da estabilidade, recomendando-se acompanhar os problemas. A funcionalidade recebeu uma nota de funcionalidade 4 (boa), visto que não se considerou que as patologias identificadas causam desconforto ou insegurança ao usuário. Já para o quesito de durabilidade, uma nota 3 fora atribuída visto que os danos encontrados podem vir a comprometer a sua vida útil, como o cobrimento deficiente e indícios de corrosão da armadura.

Desta forma, como pode ser visto no fluxograma apresentado na Figura 2.1, como a menor classificação fora de nota 3, deve-se manter as inspeções rotineiras para controle da estrutura.

Tabela 4.7 – Notas de classificação conforme NBR 9452/2023 – OAE 1. (Fonte: autor)

Elemento	Caracterização		
	Estrutural	Funcional	Durabilidade
GRN	5	5	3
GRS	5	5	4
Tabuleiro	3	4	3
P1	4	5	5
P2	4	5	4
P3	4	5	3
P4	4	5	4
P5	4	5	4
P6	4	5	4
P7	3	5	3
P8	5	5	5
P9	5	5	5
Final	3	4	3
	Regular	Boa	Regular

- OAE 2 – Ponte das Garças

Já no caso da ponte das garças, a Tabela 4.8 apresenta o resumo das classificações dos elementos, sendo que as transversinas apresentadas de forma agrupada. Nota-se que para esta estrutura, considerou-se o tabuleiro, as longarinas e os pilares como elementos principais, as transversinas como elementos secundários e os guarda-rodas como elementos complementares.

Em função das patologias registradas no tabuleiro, a nota estrutural e funcional foi regular (3), sendo considerado um certo desconforto ao usuário mas sem sinais de comprometimento de estabilidade, mas com defeitos que requerem ações. Já para a questão de durabilidade, o tabuleiro fora classificado com nota 2 (ruim), visto que apresenta uma extensão considerável de anomalias que comprometem a sua vida útil.

Portanto, segundo o fluxograma apresentado na Figura 2.1, a estrutura, por apresentar uma nota 2, deve ser submetida a uma inspeção especial de forma a melhor se estudar as patologias encontradas e se estabelecer as providências a serem tomadas.

Tabela 4.8 – Notas de classificação conforme NBR 9452/2023 – OAE 2. (Fonte: autor)

Elemento	Caracterização		
	Estrutural	Funcional	Durabilidade
GRN	5	5	5
GRS	5	5	5
Tabuleiro	3	3	2
Longarina N Externa	4	5	3
Longarina N Interna	4	5	3
Longarina S Externa	4	5	3
Longarina S Interna	4	5	3
P1N	5	5	4
P1S	5	5	4
P2N	5	5	4
P2S	5	5	4
P3N	5	5	4
P3S	5	5	5
P4N	5	5	4
P4S	5	5	4
P5N	5	5	3
P5S	5	5	3
P6N	5	5	5
P6S	5	5	5
P7N	5	5	4
P7S	5	5	5
P8N	5	5	5
P8S	5	5	5

Tabela 4.8 – (continuação)

Elemento	Caracterização		
	Estrutural	Funcional	Durabilidade
P9N	5	5	4
P9S	5	5	4
Transversinas V1N	5	5	5
Transversinas V1S	5	5	5
Transversinas V2N	5	5	5
Transversinas V2S	5	5	5
Transversinas V3N	5	5	5
Transversinas V3S	5	5	5
Transversinas V4N	5	5	5
Transversinas V4S	5	5	5
Transversinas V5N	5	5	5
Transversinas V5S	5	5	5
Transversinas V6N	5	5	5
Transversinas V6S	5	5	5
Transversinas V7N	5	5	5
Transversinas V7S	5	5	5
Transversinas V8N	5	5	5
Transversinas V8S	5	5	5
Final	3	3	2
	Regular	Regular	Ruim

4.1.2.3. DNIT 10 (2004)

Conforme indicado no item 2.1.1 deste trabalho, cada elemento deve receber uma nota com base em seus danos, sendo a nota final da estrutura determinada pela menor nota recebida por um elemento de função estrutural.

- OAE 1 – Viaduto

A Tabela 4.9 apresenta um resumo das notas recebidas pelos elementos da estrutura, considerando-se o tabuleiro e os pilares como os elementos de função estrutural. Em função dos danos presentes no tabuleiro e no pilar P7, a estabilidade da estrutura fora classificada como “boa aparentemente”, pelo qual há um certo grau de insuficiência estrutural, mas sem sinais de comprometimento de estabilidade. Consequentemente, sua condição fora classificada como “potencialmente problemática”, recomendando-se acompanhar a evolução dos problemas em inspeções rotineiras para se detectar o agravamento da condição em tempo hábil.

Tabela 4.9 – Notas de avaliação conforme DNIT 010/2004-PRO – OAE 1. (Fonte: autor)

Elemento	Nota	Condição de estabilidade	Classificação
GRN	3	Boa aparentemente	Potencialmente problemática
GRS	4	Boa	Sem problemas importantes
Tabuleiro	3	Boa aparentemente	Potencialmente problemática
P1	4	Boa	Sem problemas importantes
P2	4	Boa	Sem problemas importantes
P3	4	Boa	Sem problemas importantes
P4	4	Boa	Sem problemas importantes
P5	4	Boa	Sem problemas importantes
P6	4	Boa	Sem problemas importantes
P7	3	Boa aparentemente	Potencialmente problemática
P8	4	Boa	Sem problemas importantes
P9	4	Boa	Sem problemas importantes
Final	3	Boa aparentemente	Potencialmente problemática

- OAE 2 – Ponte das Garças

Para a estrutura da ponte, a Tabela 4.10 apresenta o resumo das notas recebidas, sendo o tabuleiro, as longarinas e transversinas (apresentadas em grupos) e os pilares classificados como elementos estruturais. De forma similar à OAE 1, a estrutura recebeu uma condição de estabilidade “boa aparentemente” e classificação “potencialmente problemática”. Com isso, recomenda-se acompanhar a estrutura por meio de inspeções rotineiras para se detectar um eventual agravamento da insuficiência estrutural

Tabela 4.10 – Notas de avaliação conforme DNIT 010/2004-PRO – OAE 2. (Fonte: autor)

Elemento	Nota	Condição de estabilidade	Classificação
GRN	4	Boa	Sem problemas importantes
GRS	4	Boa	Sem problemas importantes
Tabuleiro	3	Boa aparentemente	Potencialmente problemática
Longarina N Externa	3	Boa aparentemente	Potencialmente problemática
Longarina N Interna	3	Boa aparentemente	Potencialmente problemática
Longarina S Externa	3	Boa aparentemente	Potencialmente problemática
Longarina S Interna	3	Boa aparentemente	Potencialmente problemática
P1N	4	Boa	Sem problemas importantes
P1S	4	Boa	Sem problemas importantes
P2N	4	Boa	Sem problemas importantes
P2S	4	Boa	Sem problemas importantes
P3N	4	Boa	Sem problemas importantes
P3S	4	Boa	Sem problemas importantes
P4N	4	Boa	Sem problemas importantes
P4S	4	Boa	Sem problemas importantes
P5N	4	Boa	Sem problemas importantes
P5S	4	Boa	Sem problemas importantes
P6N	4	Boa	Sem problemas importantes
P6S	4	Boa	Sem problemas importantes
P7N	4	Boa	Sem problemas importantes

Tabela 4.10 – (continuação)

Elemento	Nota	Condição de estabilidade	Classificação
P7S	4	Boa	Sem problemas importantes
P8N	4	Boa	Sem problemas importantes
P8S	4	Boa	Sem problemas importantes
P9N	4	Boa	Sem problemas importantes
P9S	4	Boa	Sem problemas importantes
Transversinas V1N	5	Boa	Sem problemas
Transversinas V1S	5	Boa	Sem problemas
Transversinas V2N	4	Boa	Sem problemas importantes
Transversinas V2S	5	Boa	Sem problemas
Transversinas V3N	5	Boa	Sem problemas
Transversinas V3S	4	Boa	Sem problemas importantes
Transversinas V4N	5	Boa	Sem problemas
Transversinas V4S	5	Boa	Sem problemas
Transversinas V5N	5	Boa	Sem problemas
Transversinas V5S	5	Boa	Sem problemas
Transversinas V6N	5	Boa	Sem problemas
Transversinas V6S	5	Boa	Sem problemas
Transversinas V7N	5	Boa	Sem problemas
Transversinas V7S	5	Boa	Sem problemas
Transversinas V8N	4	Boa	Sem problemas importantes
Transversinas V8S	4	Boa	Sem problemas importantes
Final	3	Boa aparentemente	Potencialmente problemática

4.1.2.4. Linee Guida (2022)

Conforme apresentado no item 2.7. deste trabalho, o nível 2 da Linee Guida visa a determinação das CdAs das estruturas como forma de identificar a sua condição e determinar os procedimentos seguintes. Neste trabalho, calculou-se a CdA estrutural das OAEs analisadas com base nos parâmetros de periculosidade, vulnerabilidade e exposição conforme estabelecidos pela diretriz.

- OAE 1 – Viaduto

Para se determinar a classe de periculosidade estrutural do viaduto, inicialmente observou-se que:

- Conforme a Tabela 2.10, o viaduto pode ser classificado como “Classe B” ao se considerar um trem-tipo TB-45 previsto nas normativas brasileiras para carregamento de OAEs;
- Com base na Tabela 2.11, assumiu-se, devido à ausência de estudo de tráfego da região, uma frequência de trânsito de veículos comerciais por faixa de trânsito média;

- Desta forma, a Tabela 2.12 indica a classe de periculosidade estrutural do viaduto como média-alta.

Posteriormente, ao se observar a classe de vulnerabilidade estrutural:

- Considera-se o nível de dano (Tabela 2.13) como classe média, ao se considerar o processo de corrosão da armadura do tabuleiro (severidade alta conforme apêndices da diretriz) de intensidade média-baixa;
- A estrutura fora construída no início da década de 1960, porém considera-se a sua última intervenção após o ano de 1980. Tal informação fora obtida por meio do registro fotográfico (Figura 4.34) da OAE presente no Google Maps®, o qual mostra que até 2015 a estrutura possuía um número diferente de faixas de trânsito e não possuía uma das calçadas.



Figura 4.34 – Fotografia da OAE 1 em 2015. (Fonte: Google Maps, 2015)

- Considerando que o viaduto fora planejado apenas para cargas civis (categoria 2) e com normativas anteriores à 1990, fora classificado como uma estrutura de classe A. É importante notar que, apesar da *Linee Guida* se referir às normativas italianas, Gara *et al.* (2025) indica que estas são baseadas nos Eurocode (EN 1990, EN 1991-2, EN 1992-1-1), os quais, por sua vez, serviram como base para a formulação das normas brasileiras. Portanto, optou-se por seguir a classificação apresentada na *Linee Guida*, visto o ano em que a estrutura fora construída;
- Considerando uma estrutura de laje maciça apoiada sobre os pilares de concreto armado e vão entre 5 e 15 metros, a Tabela 2.14 indica uma classe de vulnerabilidade conforme a solução estrutural média.
- Desta forma, com base na Figura 2.19, a classe de vulnerabilidade do viaduto é média-alta.

Já para a classe de exposição estrutural:

- Dada a falta de um estudo de tráfego da região, assumiu-se um fluxo diário médio (Tabela 2.15) de nível médio e, considerando vãos inferiores a 20 metros, obtém-se pela Tabela 2.16 um classe de exposição estrutural com base no tráfego médio diário média-baixa;
- Considerando que o objeto transposto é uma avenida que dá acesso a uma das regiões administrativas do Distrito Federal e a estrutura está localizada no eixo monumental (marco de importância sociocultural para a cidade), classificou-se, pela Tabela 2.17, a classe de exposição da estrutura com base na tipologia do obstáculo como média;
- Desta forma, levando em conta a existência de rotas alternativas em Brasília para o trecho em questão, considerou-se a classe de exposição estrutural como médio baixa, vide Figura 2.20.

Portanto, ao se contabilizar as três classes levantadas, pode-se, pela Tabela 2.18, considerar a CdA estrutural do viaduto como média-alta. Isso significa que a estrutura deve ser submetida a verificações de nível 3 ou 4 para a verificação do nível de segurança da estrutura.

- OAE 2 – Ponte das Garças

De forma análoga ao processo realizado para a OAE 1, para se determinar a classe de periculosidade estrutural da Ponte das Garças, inicialmente observou-se que:

- Conforme a Tabela 2.10, a ponte pode ser classificada como “Classe B” ao se considerar um trem-tipo TB-45 previsto nas normativas brasileiras para carregamento de OAEs;
- Com base na Tabela 2.11, assumiu-se uma frequência de trânsito de veículos comerciais por faixa de trânsito baixa. Ressalta-se que, mesmo não havendo um estudo de tráfego da via, por haver duas outras pontes que atravessam o lago Paranoá e conectam as regiões da Asa Sul e Lago Sul, considerou-se uma frequência baixa suficiente;
- Desta forma, a Tabela 2.12 indica a classe de periculosidade estrutural da ponte como média.

Posteriormente, ao se observar a classe de vulnerabilidade estrutural:

- Considera-se o nível de dano (Tabela 2.13) como classe média, ao se considerar o processo de corrosão da armadura do tabuleiro (severidade alta conforme apêndices da diretriz) de intensidade média-baixa;
- A estrutura fora construída na primeira metade da década de 1970, porém considera-se a sua última intervenção após o ano de 1980. Tal informação fora retirada da reportagem do G1 (G1 DF, 2018), a qual indica a interrupção do trânsito para reformas em 2018;
- Considerando que o viaduto fora planejado apenas para cargas civis (categoria 2) e com normativas anteriores à 1990, fora classificado como uma estrutura de classe A. Seguiu-se, para esta classificação, a mesma lógica descrita nos resultados da OAE 1.
- Considerando uma estrutura de tabuleiro sobre vigas contínuas de concreto armado e vão maior que 25 metros, a Tabela 2.14 indica uma classe de vulnerabilidade conforme a solução estrutural média-alta.
- Desta forma, com base na Figura 2.19, a classe de vulnerabilidade do viaduto é alta.

Já para a classe de exposição estrutural:

- Dada a falta de um estudo de tráfego da região, assumiu-se um fluxo diário baixo (visto a existência das outras duas pontes) (Tabela 2.15) de nível médio e, considerando vãos entre 20 e 50 metros, obtém-se pela Tabela 2.16 um classe de exposição estrutural com base no tráfego médio diário média;
- Considerando que o objeto transposto é um lago, classificou-se, pela Tabela 2.17, a classe de exposição da estrutura com base na tipologia do obstáculo como média;
- Desta forma, levando em conta a existência de rotas alternativas, considerou-se a classe de exposição estrutural como média, vide Figura 2.20.

Portanto, ao se contabilizar as três classes levantadas, pode-se, por uma tabela equivalente à Tabela 2.18, considerar a CdA estrutural do viaduto como alta. Isto indicaria a necessidade de análises aprofundadas de nível 4 para avaliar o nível de segurança da estrutura.

Dessa forma, apesar dos diferentes parâmetros levados em consideração pelas metodologias de classificação das OAEs por inspeção visual, percebeu-se que os resultados obtidos se mostram compatíveis entre si no que tange às manifestações patológicas existentes. No entanto, a metodologia de análise de nível 2 (para a atribuição de uma CdA) da *Linee Guida* é

a única que também leva em consideração fatores como o tempo (idade da estrutura, mudanças normativas, tempo desde a última intervenção), geometria e materiais utilizados.

A inclusão desses fatores pela diretriz italiana ajuda a diminuir o grau de subjetividade da análise, visto que não depende exclusivamente do grau de intensidade de patologias observado pela inspeção visual. Além disso, isso se mostra bastante útil para diferenciar as OAEs existentes e auxiliar no processo de priorização dos recursos entre elas.

4.2. ANÁLISE ESTRUTURAL PELA LINEE GUIDA

Com base na metodologia apresentada no item 3.6. deste trabalho, realizou-se análises de momento fletor para o tabuleiro da OAE 1, seguindo as recomendações da diretriz italiana. O objetivo principal das verificações se dá em aferir a segurança da estrutura pela razão entre os momentos de cálculo solicitante e resistente nos diferentes cenários analisados. Tais resultados são apresentados separadamente com base nas diferentes direções e armaduras.

4.2.1. Momento Fletor Negativo Longitudinal

Inicialmente, analisou-se o modelo sem danos para se estabelecer um cenário de referência para comparação, sendo os seus esforços solicitantes característicos apresentados nas Figura 4.35 a Figura 4.40. Observou-se que os maiores momentos fletores solicitantes combinados se concentravam nas proximidades dos pilares 4 e 6, sendo escolhida a região próxima ao pilar 4 como ponto para análise, visto que se encontra na faixa em que os danos foram posteriormente considerados.

Os resultados das análises sem danos podem ser vistas na Tabela 4.11 e das com danos, para os três cenários, na Tabela 4.12. A partir da comparação entre os resultados obtidos, percebe-se uma redução dos esforços característicos nos cenários com danos. Isso é um comportamento coerente com a redução do módulo de elasticidade do material, levando a uma redistribuição dos esforços na estrutura.

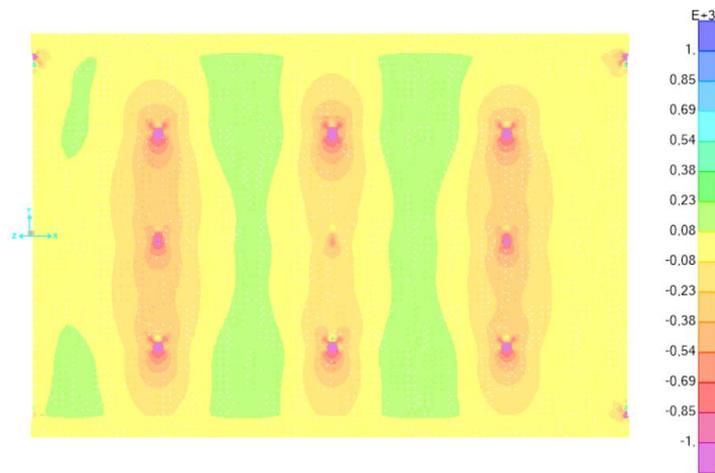


Figura 4.35 – Momentos fletores longitudinais de peso próprio para o modelo sem danos [kNm/m]. (Fonte: autor)

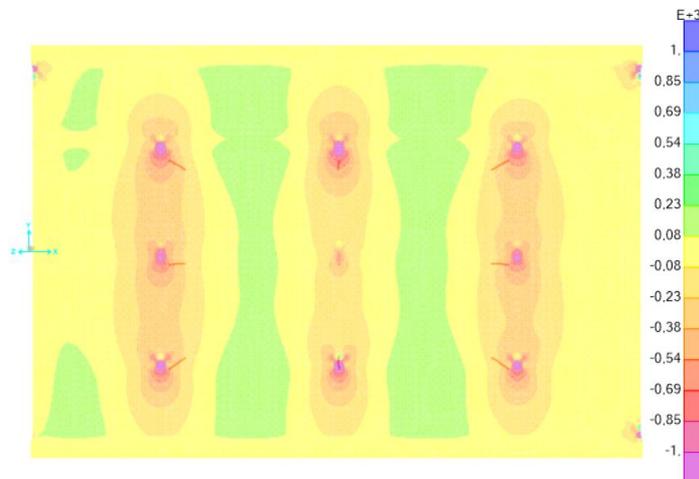


Figura 4.36 – Momentos fletores longitudinais de peso próprio para o modelo com danos [kNm/m]. (Fonte: autor)

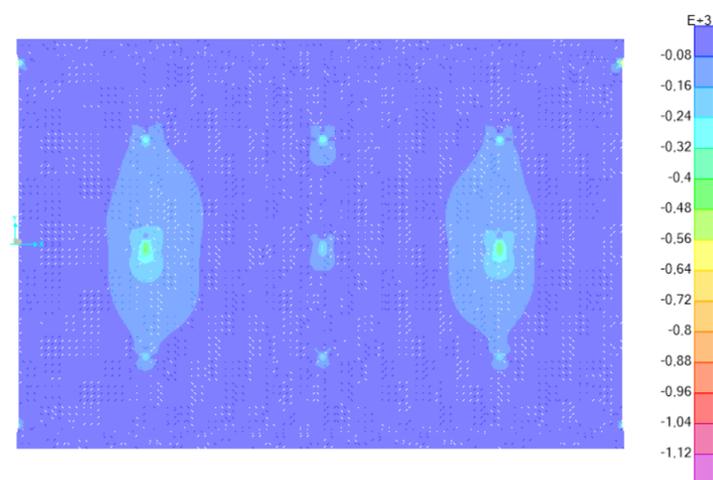


Figura 4.37 – Envoltória mínima de momentos fletores longitudinais de carga móvel (44t) para o modelo sem danos [kNm/m]. (Fonte: autor)

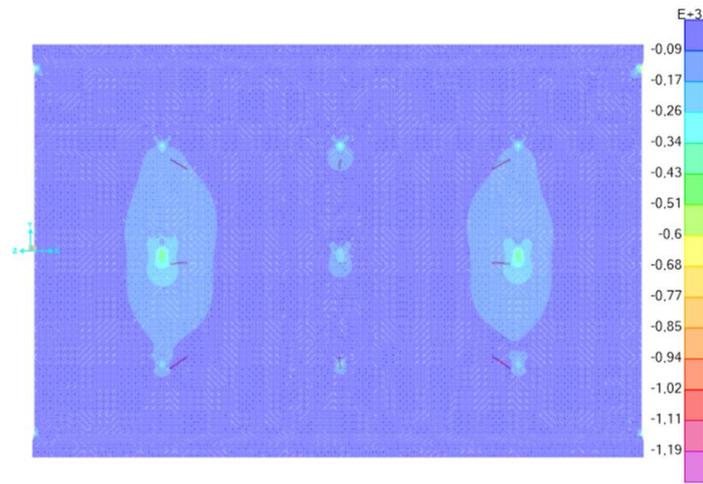


Figura 4.38 – Envoltória mínima de momentos fletores longitudinais de carga móvel (44t) para o modelo com danos [kNm/m]. (Fonte: autor)

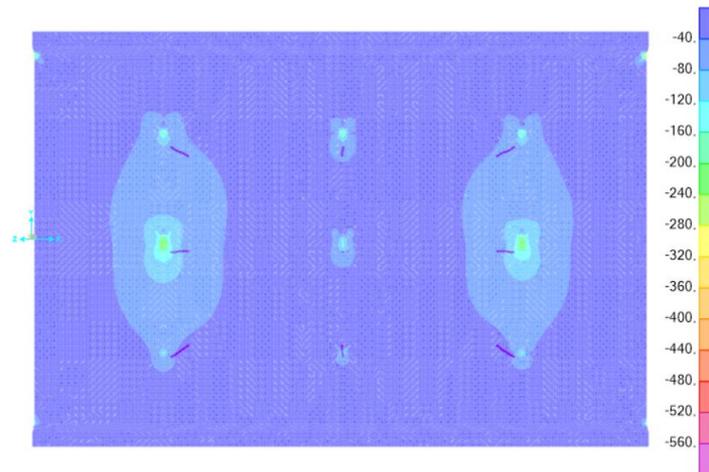


Figura 4.39 – Envoltória mínima de momentos fletores longitudinais de carga móvel (26t) para o modelo sem danos [kNm/m]. (Fonte: autor)

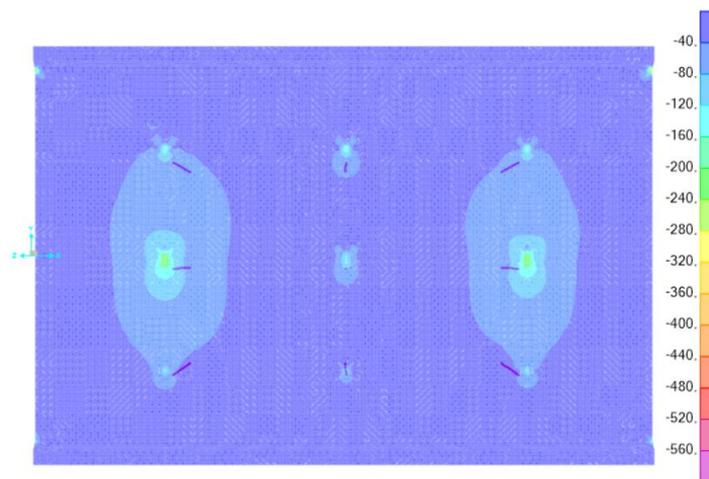


Figura 4.40 – Envoltória mínima de momentos fletores longitudinais de carga móvel (26t) para o modelo com danos [kNm/m]. (Fonte: autor)

Pelo cenário sem danos (Tabela 4.11), percebe-se que o fator de segurança calculado é inferior a 1 para o caso adequado, sendo encontrado um valor satisfatório para o caso operacional e transitável. Embora tenham sido considerados carregamentos móveis e fatores parciais distintos daqueles previstos pelas normativas brasileiras, as diferenças entre os valores não são significativamente expressivas. Dessa forma, entende-se que o motivo desses fatores pode ser explicado pela evolução do grau de conservadorismo das normativas no decorrer do tempo, conforme apresentado por Haley *et al.* (2017), ou as diferenças de geometria entre a OAE de Walmor Zeredo utilizada como base e a estrutura analisada.

Pelo cenário 1 de danos (Tabela 4.12), constata-se que a estrutura se encontra em conformidade para o caso adequado, estando em conformidade com as exigências normativas para os carregamentos propostos e devendo apenas ser acompanhada por inspeções e manutenções regulares.

Para o cenário 2 de danos (Tabela 4.12), a estrutura se encontra satisfatória para o caso operacional, indicando que a estrutura mantém a capacidade resistente frente às solicitações para fatores parciais reduzidos para um tempo de referência de 30 anos. Dessa forma, a estrutura deve passar por inspeções e manutenções regulares e, caso não tenham sido realizadas readequações, medidas apropriadas devem ser avaliadas, tais como readequação, reabilitação ou fechamento da OAE.

Já para o cenário 3 (Tabela 4.12), o fator de segurança é suficiente para o caso transitável de redução de carga, estando a estrutura capaz de resistir ao trem-tipo de veículos de até 26 toneladas ao se considerar os fatores parciais reduzidos e um tempo de referência de 5 anos. Com isso, a estrutura deve passar por inspeções rigorosas, devendo-se executar um trabalho de reabilitação ou de fechamento da estrutura ao final do tempo de referência.

Tabela 4.11 – Análise de momento fletor negativo longitudinal sem danos. (Fonte: autor)

Análise de Momento Fletor Negativo – Longitudinal – Próximo ao P4 – Sem Danos								
Fatores de Ponderação			Esforços Característicos	Caso	Esforços de Cálculo		FS	
Caso	γ_G	γ_Q			M_{ed} (kNm)	M_{rd} (kNm)	(M_{rd}/M_{ed})	
Adequado	1.3500	1.5000	M_{gk} (kNm)	-922.56	Adequado	1,555.74	1,446.47	0.93
Operacional	1.2558	1.2000	M_{qk} (44t) (kNm)	-149.39	Operacional	1,406.78	1,494.12	1.06
Transitável (a)	1.2558	1.3500	M_{qk} (26t) (kNm)	- 85.45	Transitável (a)	1,318.28	1,494.12	1.13
Coef. de Impacto								
\emptyset	1.3847							

Tabela 4.12 – Análise de momento fletor negativo longitudinal com danos. (Fonte: autor)

Análise de Momento Fletor Negativo – Longitudinal – Próximo ao P4 – Com Danos							
Caso	Esforços de Cálculo				FS		
	M_{ed} (kNm)	M_{rd1} (kNm)	M_{rd2} (kNm)	M_{rd3} (kNm)	(M_{rd1}/M_{ed})	(M_{rd2}/M_{ed})	(M_{rd3}/M_{ed})
Adequado	1,218.56	1,307.70	1,167.62	1,026.24	1.07	0.96	0.84
Operacional	1,103.13	1,349.94	1,204.60	1,058.09	1.22	1.09	0.96
Transitável (a)	1,030.82	1,349.94	1,204.60	1,058.09	1.31	1.17	1.03

4.2.2. Momento Fletor Positivo Longitudinal

O procedimento adotado fora análogo ao apresentado no item 4.2.1, sendo os seus esforços solicitantes característicos apresentados nas Figura 4.35 a Figura 4.44. Escolheu-se para o ponto de análise a região do vão entre os pilares 4 e 7, também na faixa onde os danos foram considerados. Os resultados das análises sem danos podem ser vistas na Tabela 4.13 e das com danos na Tabela 4.14. Percebe-se a mesma redistribuição dos esforços em função da diminuição do módulo de elasticidade, como indicado no item 4.2.1.

Para as análises realizadas, tanto no cenário sem quanto nos cenários com danos, a estrutura apresenta fatores de segurança satisfatórios para uma análise de caso adequado. Isso representa que a estrutura resiste aos esforços solicitantes sem a necessidade de redução dos fatores parciais, estando em conformidade com a norma NTC (2018) quanto ao momento fletor longitudinal positivo. Por essa análise, a estrutura é considerada aceitável, sendo necessárias apenas inspeções e manutenções rotineiras no decorrer do tempo.

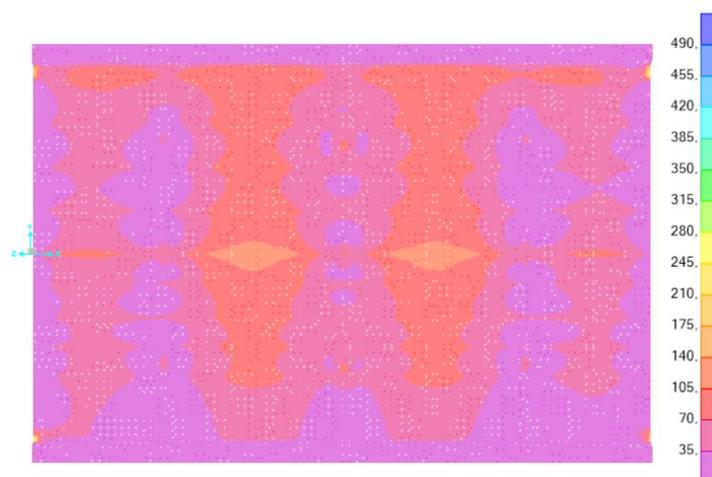


Figura 4.41 – Envoltória máxima de momentos fletores longitudinais de carga móvel (44t) para o modelo sem danos [kNm/m]. (Fonte: autor)

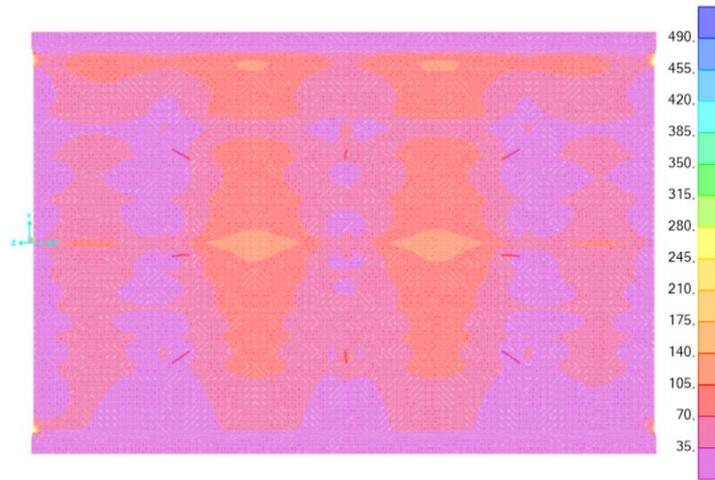


Figura 4.42 – Envoltória máxima de momentos fletores longitudinais de carga móvel (44t) para o modelo com danos [kNm/m]. (Fonte: autor)

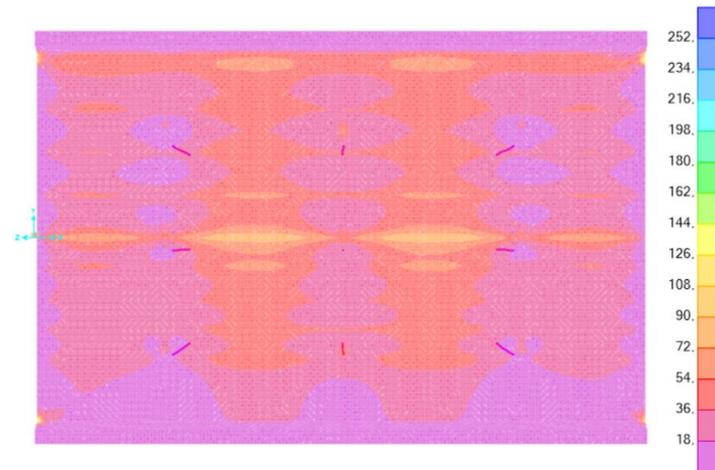


Figura 4.43 – Envoltória máxima de momentos fletores longitudinais de carga móvel (26t) para o modelo sem danos [kNm/m]. (Fonte: autor)

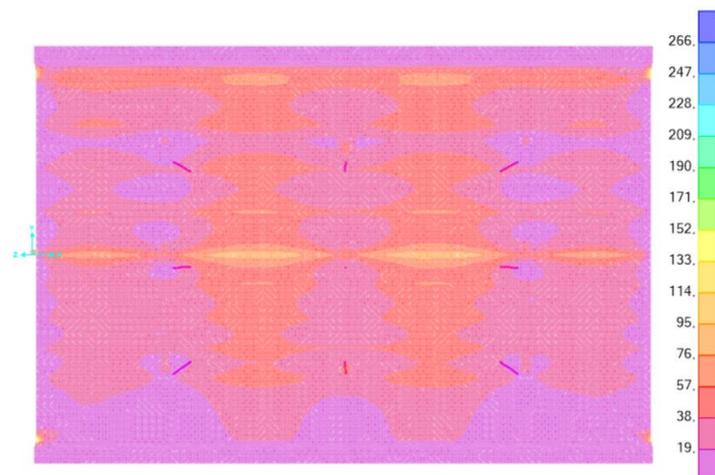


Figura 4.44 – Envoltória máxima de momentos fletores longitudinais de carga móvel (26t) para o modelo com danos [kNm/m]. (Fonte: autor)

Tabela 4.13 – Análise de momento fletor positivo longitudinal sem danos. (Fonte: autor)

Análise de Momento Fletor Positivo – Longitudinal – No vão – Sem Danos								
Fatores de Ponderação			Esforços Característicos		Caso	Esforços de Cálculo		FS
Caso	γ_G	γ_Q				M_{ed} (kNm)	M_{rd} (kNm)	(M_{rd}/M_{ed})
Adequado	1.3500	1.5000	M_{gk} (kNm)	190.28	Adequado	419.51	708.22	1.69
Operacional	1.2558	1.2000	M_{qk} (44t) (kNm)	78.30	Operacional	369.06	729.24	1.98
Transitável (a)	1.2558	1.3500	M_{qk} (26t) (kNm)	37.95	Transitável (a)	309.89	729.24	2.35
Coef. de Impacto								
\emptyset	1.3847							

Tabela 4.14 – Análise de momento fletor positivo longitudinal com danos. (Fonte: autor)

Análise de Momento Fletor Positivo – Longitudinal – No vão – Com Danos							
Caso	Esforços de Cálculo				FS		
	M_{ed} (kNm)	M_{rd1} (kNm)	M_{rd2} (kNm)	M_{rd3} (kNm)	(M_{rd1}/M_{ed})	(M_{rd2}/M_{ed})	(M_{rd3}/M_{ed})
Adequado	249.41	638.75	568.98	498.91	2.56	2.28	2.00
Operacional	218.59	657.53	585.54	513.28	3.01	2.68	2.35
Transitável (a)	181.70	657.53	585.54	513.28	3.62	3.22	2.82

4.2.3. Momento Fletor Negativo Transversal

O procedimento adotado fora análogo ao apresentado no item 4.2.1, sendo os seus esforços solicitantes característicos apresentados nas Figura 4.45 a Figura 4.50. Escolheu-se para o ponto de análise a região próxima ao pilar 4. Os resultados das análises sem danos podem ser vistas na Tabela 4.15 e das com danos na Tabela 4.16.

Assim como as demais análises, percebeu-se uma redução dos esforços em função da diminuição do módulo de elasticidade. Além disso, os resultados obtidos são semelhantes aos apresentados no item 4.2.1, percebendo-se que no cenário sem danos a estrutura se encontra adequada para o caso operacional, possivelmente em função da mudança das normativas ou diferenças entre o projeto utilizado como base e a estrutura analisada. Já para os casos com danos, pelos cenário 1, 2 e 3 a estrutura se encontra satisfatória para os casos adequado, operacional e transitável com redução de carga para o trem-tipo de 26 toneladas, respectivamente.

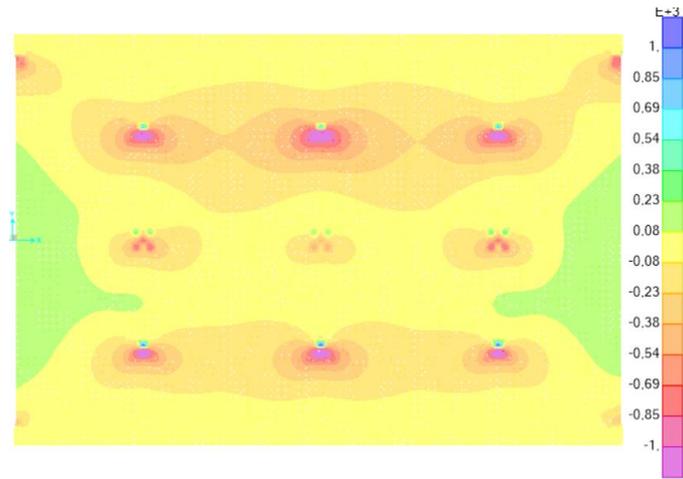


Figura 4.45 – Momentos fletores transversais de peso próprio para o modelo sem danos [kNm/m]. (Fonte: autor)

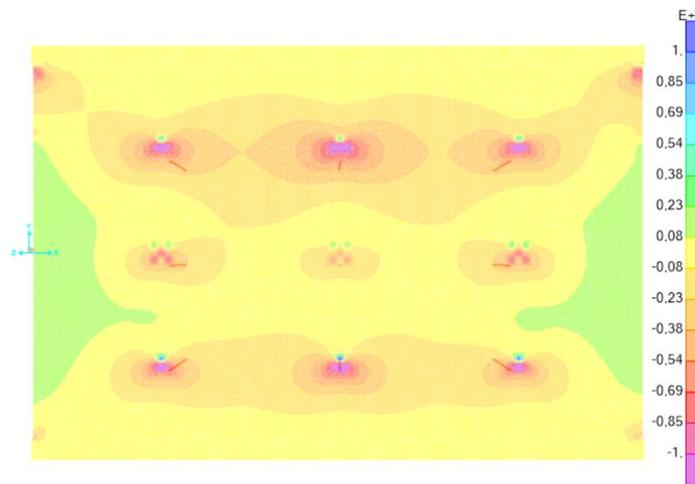


Figura 4.46 – Momentos fletores transversais de peso próprio para o modelo com danos [kNm/m]. (Fonte: autor)

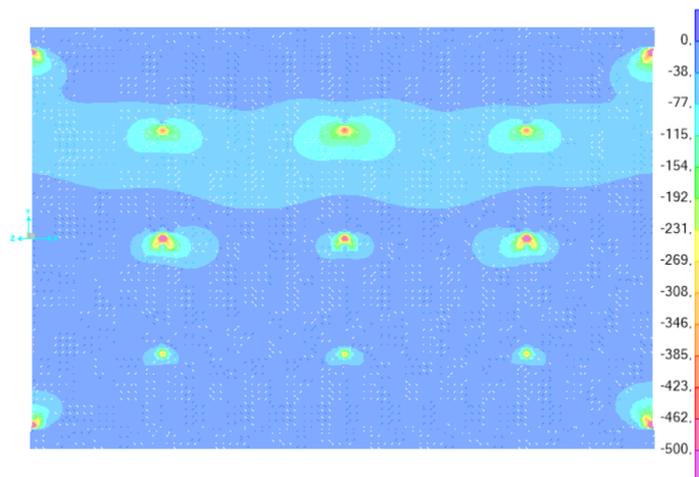


Figura 4.47 – Envoltória mínima de momentos fletores transversais de carga móvel (44t) para o modelo sem danos [kNm/m]. (Fonte: autor)

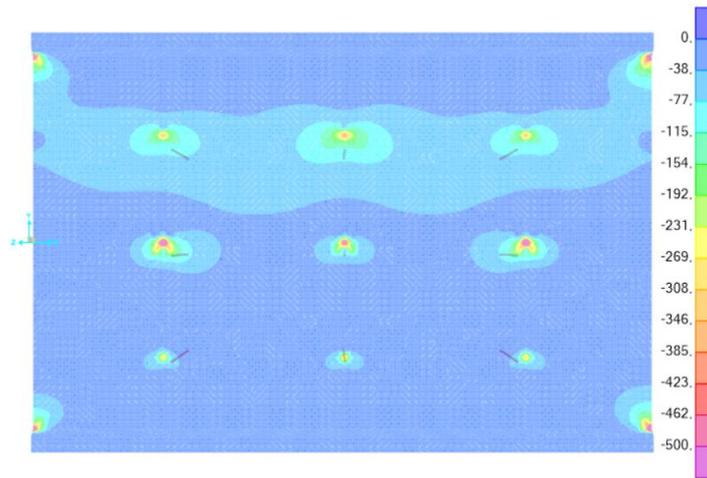


Figura 4.48 – Envoltória mínima de momentos fletores transversais de carga móvel (44t) para o modelo com danos [kNm/m]. (Fonte: autor)

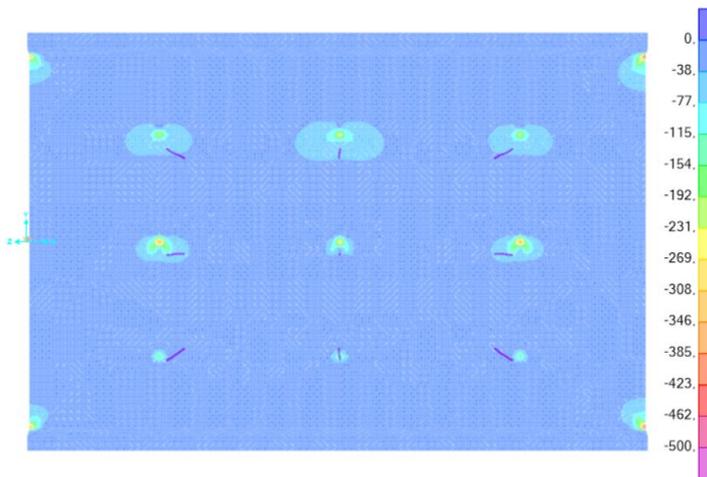


Figura 4.49 – Envoltória mínima de momentos fletores transversais de carga móvel (26t) para o modelo sem danos [kNm/m]. (Fonte: autor)

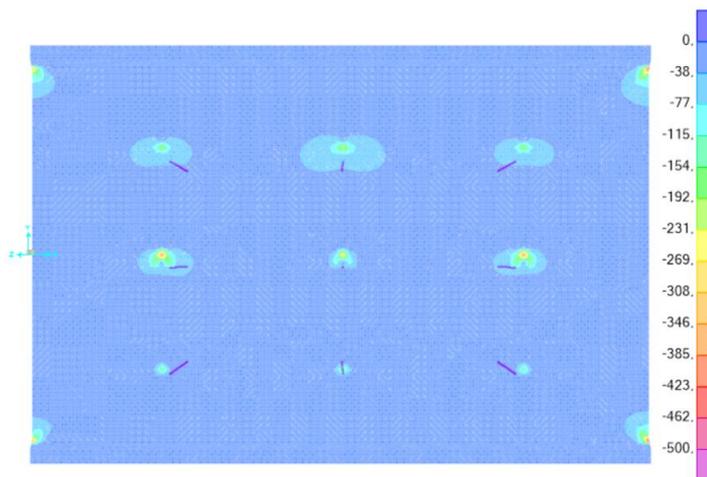


Figura 4.50 – Envoltória mínima de momentos fletores transversais de carga móvel (26t) para o modelo com danos [kNm/m]. (Fonte: autor)

Tabela 4.15 – Análise de momento fletor negativo transversal sem danos. (Fonte: autor)

Análise de Momento Fletor Negativo – Transversal – Próximo ao P4 – Sem Danos								
Fatores de Ponderação			Esforços Característicos	Caso	Esforços de Cálculo		FS	
Caso	γ_G	γ_Q			M_{ed} (kNm)	M_{rd} (kNm)	(M_{rd}/M_{ed})	
Adequado	1.3500	1.5000	M_{gk} (kNm)	-817.87	Adequado	1,443.51	1,415.34	0.98
Operacional	1.2558	1.2000	M_{qk} (44t) (kNm)	-163.40	Operacional	1,298.59	1,462.16	1.13
Transitável (a)	1.2558	1.3500	M_{qk} (26t) (kNm)	- 81.25	Transitável (a)	1,178.96	1,462.16	1.24
Coef. de Impacto								
\emptyset	1.3847							

Tabela 4.16 – Análise de momento fletor negativo transversal com danos. (Fonte: autor)

Análise de Momento Fletor Negativo – Transversal – Próximo ao P4 – Com Danos									
Esforços Característicos		Caso	Esforços de Cálculo				FS		
			M_{ed} (kNm)	M_{rd1} (kNm)	M_{rd2} (kNm)	M_{rd3} (kNm)	(M_{rd1}/M_{ed})	(M_{rd2}/M_{ed})	(M_{rd3}/M_{ed})
M_{gk} (kNm)	-754.28	Adequado	1,325.94	1,415.34	1,279.68	1,142.72	1.07	0.97	0.86
M_{qk} (44t) (kNm)	-148.13	Operacional	1,193.36	1,462.16	1,321.18	1,179.03	1.23	1.11	0.99
M_{qk} (26t) (kNm)	- 74.88	Transitável (a)	1,087.20	1,462.16	1,321.18	1,179.03	1.34	1.22	1.08

4.2.4. Momento Fletor Positivo Transversal

O procedimento adotado fora análogo ao apresentado no item 4.2.1, sendo os seus esforços solicitantes característicos apresentados nas Figura 4.45 e Figura 4.54. Escolheu-se para o ponto de análise a região do vão atrás do pilar 2, a qual se encontra fora da faixa onde foram considerados os danos. Os resultados das análises sem danos podem ser vistas na Tabela 4.17 e das com danos na Tabela 4.18.

Uma vez que o ponto de análise se encontra relativamente distante das regiões onde as ações das patologias foram consideradas, não se percebe diferença significativa entre os esforços solicitantes encontrados no modelo com e no modelo sem danos. Além disso, não se fez necessário a consideração da redução da área de aço, mantendo-se, pois, os momentos de resistência de cálculo iguais entre os dois cenários.

Nota-se, similarmente ao descrito nos itens 4.2.1 e 4.2.3, que o caso adequado apresenta fatores de segurança inferiores a 1 para os cenários com e sem danos, sendo este comportamento justificado pelos motivos indicados nos demais itens. Já para o caso operacional, a estrutura apresenta fatores de segurança adequados, indicando que esta está aceitável para o tempo de referência de 30 anos.

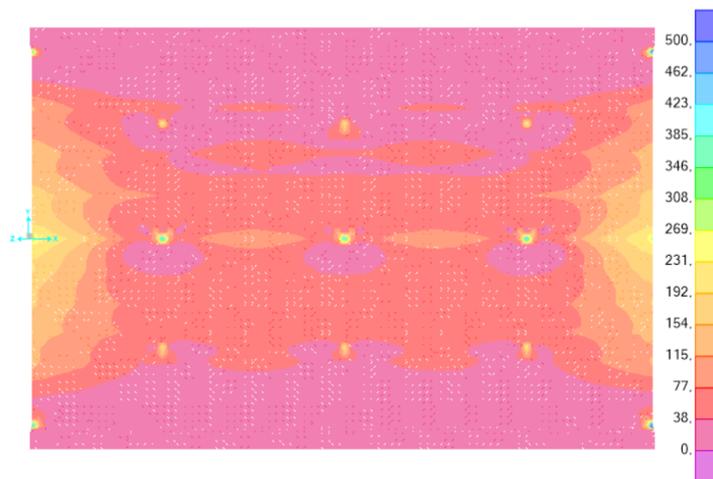


Figura 4.51 – Envoltória máxima de momentos fletores transversais de carga móvel (44t) para o modelo sem danos [kNm/m]. (Fonte: autor)

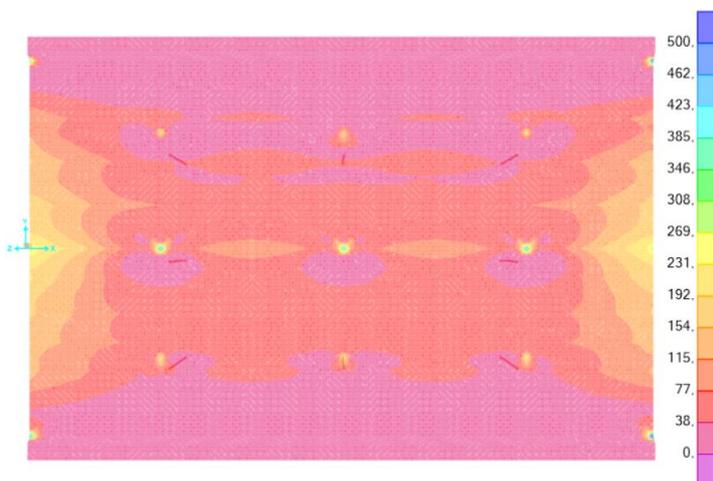


Figura 4.52 – Envoltória máxima de momentos fletores transversais de carga móvel (44t) para o modelo com danos [kNm/m]. (Fonte: autor)

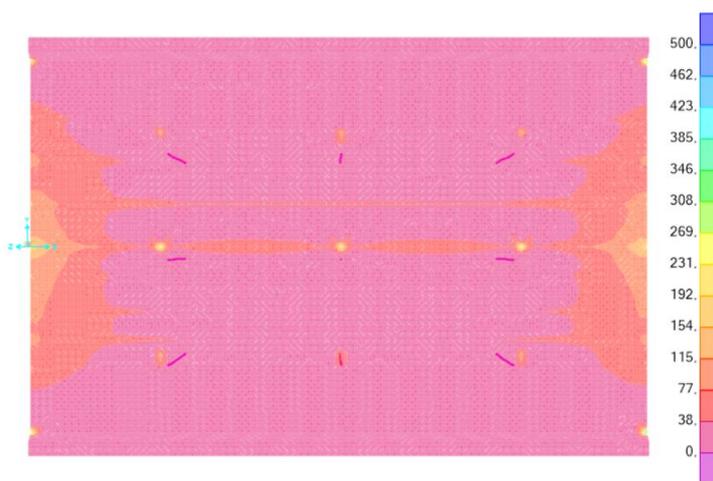


Figura 4.53 – Envoltória máxima de momentos fletores transversais de carga móvel (26t) para o modelo sem danos [kNm/m]. (Fonte: autor)

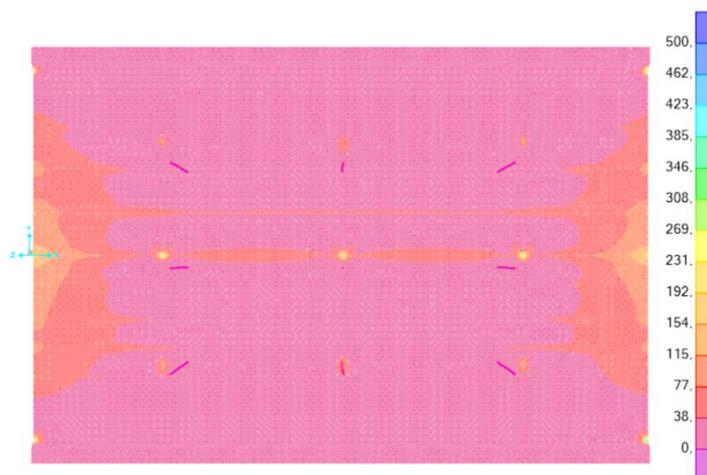


Figura 4.54 – Envoltória máxima de momentos fletores transversais de carga móvel (26t) para o modelo com danos [kNm/m]. (Fonte: autor)

Tabela 4.17 – Análise de momento fletor positivo transversal sem danos. (Fonte: autor)

Análise de Momento Fletor Positivo – Transversal – No vão – Sem Danos								
Fatores de Ponderação			Esforços Característicos		Caso	Esforços de Cálculo		FS
Caso	γ_G	γ_Q				M_{ed} (kNm)	M_{rd} (kNm)	(M_{rd}/M_{ed})
Adequado	1.3500	1.5000	M_{gk} (kNm)	167.30	Adequado	633.09	579.59	0.92
Operacional	1.2558	1.2000	M_{qk} (44t) (kNm)	196.07	Operacional	535.89	596.54	1.11
Transitável (a)	1.2558	1.3500	M_{qk} (26t) (kNm)	102.32	Transitável (a)	401.36	596.54	1.49
Coef. de Impacto								
\emptyset		1.3847						

Tabela 4.18 – Análise de momento fletor positivo transversal com danos. (Fonte: autor)

Análise de Momento Fletor Positivo – Transversal – No vão – Com Danos								
Fatores de Ponderação			Esforços Característicos		Caso	Esforços de Cálculo		FS
Caso	γ_G	γ_Q				M_{ed} (kNm)	M_{rd} (kNm)	(M_{rd}/M_{ed})
Adequado	1.3500	1.5000	M_{gk} (kNm)	166.49	Adequado	632.87	579.59	0.92
Operacional	1.2558	1.2000	M_{qk} (44t) (kNm)	196.49	Operacional	535.57	596.54	1.11
Transitável (a)	1.2558	1.3500	M_{qk} (26t) (kNm)	102.74	Transitável (a)	401.13	596.54	1.49
Coef. de Impacto								
\emptyset		1.3847						

Desta forma, ao se juntar todas as análises de momento fletor realizadas, considera-se que a estrutura se encontra satisfatória para o caso operacional dos cenários sem danos e dos cenários 1 e 2 com danos. Tal resultado indica, com base na *Linee Guida* (2022), que a estrutura se encontra satisfatória para um tempo de referência de 30 anos, mas devendo ser inserida em um programa de gestão para inspeções e manutenções regulares para acompanhar e mitigar a evolução das patologias e se estudar qual medida é mais adequada para se tomar ao final do tempo de referência, variando da readequação ao fechamento da estrutura.

Já para o cenário 3 de dano, o mais conservador deles, a estrutura se torna satisfatória para o caso transitável com limitação de carregamento para o trem-tipo de 26 toneladas para um

tempo de referência de 5 anos. Com isso, deve-se realizar um trabalho de reabilitação ou fechamento da estrutura no final do tempo de referência. Ressalta-se, no entanto, o fato de que o fator de segurança para o caso operacional nos momentos fletores negativos se encontram bastante próximos do satisfatório, podendo a insuficiência ser causada pela diferença entre o projeto adotado como base e a estrutura analisada ou o alto grau de conservadorismo do cenário analisado.

Desta forma, os resultados se mostram compatíveis com a CdA média-alta atribuída ao viaduto, a qual indica a possibilidade de análises de nível 4 da estrutura. Além disso, os resultados obtidos são coerentes com a idade da estrutura (pelo menos 65 anos), a qual justifica o uso de um índice de confiabilidade reduzido para estruturas existentes.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base no estudo realizado, considerou-se efetiva e segura a aplicação da aerofotogrametria para a inspeção de OAEs, possibilitando a visualização de elementos de difícil acesso. Os resultados obtidos permitiram a modelagem BIM das estruturas, coleta de informações de geometria e identificação de manifestações patológicas. Isso mostra como a tecnologia pode servir como uma ferramenta para auxiliar a mitigar o a insuficiência do número de inspeções realizadas, que representam uma etapa importante para o sistema de gestão adequado e alocação eficiente de recursos.

No entanto, verificou-se, no caso da OAE 2, uma limitação relacionada aos parâmetros operacionais do drone em função da perda de estabilidade devido à elevada velocidade do vento e comprometimento de uma parcela das fotografias por superexposição de luz. Tal ocorrido comprometeu a qualidade dos resultados, gerando, pois, uma variação na geometria obtida. Porém, isso serviu para ratificar, em comparação com os resultados da OAE 1, a importância da elevada sobreposição de imagens.

Os imageamentos realizados serviram como base para a aplicação das diferentes metodologias de inspeção nos objetos de estudo, sendo elas as das normas DNIT 010/2004, NBR9452, metodologia GDE-UnB e análise de nível 2 da diretriz italiana. Constatou-se que, apesar de considerar parâmetros diferentes, as metodologias apresentaram resultados semelhantes entre si para ambas as OAEs estudadas.

Para a OAE 1 inspeções para acompanhamento nos próximos anos e estudo da condição atual da estrutura, já para a OAE 2, as metodologias indicam a necessidade de inspeções mais detalhadas para análise da condição estrutural e monitoramento do avanço das manifestações patológicas, além da execução de uma ação de manutenção também em até 2 anos. Observou-se que a análise de nível 2 da diretriz italiana (*Linee Guida* 2022) foi a única a considerar parâmetros como a geometria e idade da estrutura em seu procedimento, o que se mostra um aspecto que auxilia na diminuição da subjetividade e na priorização de estruturas que apresentem magnitude parecida de manifestações patológicas.

Dado que as propriedades das estruturas e seus carregamentos possuem um certo grau de variação, justifica-se a aplicação da estatística para a verificação das OAEs de forma a se estudar o comportamento da estrutura de forma mais precisa. Contudo, dadas as diferentes

análises estatísticas que podem ser realizadas, foi visto que certos métodos podem ter um elevado custo computacional e demandar um tempo significativo. Logo, para um cenário de aplicação a um banco nacional de OAEs, nota-se a necessidade de um processo otimizado de análise para que o programa de gestão de OAEs seja eficiente.

No estudo de caso referente ao tabuleiro da OAE 1, aplicou-se a metodologia de análise semiprobabilística da diretriz italiana para se averiguar a condição atual da estrutura. Obteve-se que essa está em conformidade com os cenários operacional ou transitável a depender do cenário considerado, indicando a necessidade de um planejamento de uma reabilitação da estrutura para um período de 30 ou 5 anos, respectivamente.

A análise de nível 4 realizada, mesmo que limitada ao momento fletor do tabuleiro, se mostrou de aplicação rápida e prática, além de indicar qual o plano de ações devem ser implementadas no decorrer do anos subsequentes. Essa abordagem se mostrou promissora para ser aplicada em escala nacional, especialmente por estabelecer parâmetros probabilísticos de segurança mínimos a serem atendidos enquanto adapta o procedimento para as estruturas já existentes.

5.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com base nos resultados obtidos neste trabalho, identificou-se algumas direções que podem vir a ser estudadas em trabalhos futuros. As sugestões englobam tanto o uso da técnica de aerofotogrametria quanto da metodologia proposta pela *Linee Guida* (2022).

Quanto às inspeções por aerofotogrametria:

- Avaliar o uso da tecnologia para inspeções de OAEs a longo prazo, permitindo realizar comparações entre diferentes inspeções de uma mesma estrutura. Isto permitiria estudar tanto eficiência no registro da evolução das manifestações patológicas quanto a evolução da tecnologia;
- Realizar testes controlados para aferir o impacto de possíveis instabilidades de sinal GPS sobre o resultado de acurácia dos processamentos fotogramétricos. Além de se estipular contramedidas para as possíveis limitações encontradas;

- Conduzir experimentos de qualidade do processamento dos voos para diferentes condições ambientais e operacionais, como precipitação, ventos fortes, iluminação solar (diferentes horários do dia, incidência direta ou difusa devido à presença de nuvens). Tal estudo permitiria melhorar o conhecimento a respeito dos limites operacionais do uso da tecnologia para inspeções de OAEs bem como estabelecer parâmetros específicos para calibração ou adaptações para combater as intempéries; e
- Desenvolver estudos de custo-benefício para a aplicação a longo prazo da tecnologia em comparação com as metodologias tradicionais de inspeção, analisando a viabilidade de uso em larga escala.

Quanto ao uso da metodologia multinível de análise da *Linee Guida*:

- Investigar possíveis adaptações da metodologia para aplicação em contexto brasileiro. Isto incluiria ajustes dos critérios para a determinação de CdAs e dos valores nos fatores parciais para se adequar às normativas nacionais; e
- Comparar os resultados obtidos pela análise multinível com os de outras abordagens estatísticas consolidadas para a avaliação de OAEs. Desta forma, este estudo viabilizaria aferir os *trade-offs* entre possíveis perdas de acurácia e ganhos de exequibilidade em larga escala, especialmente no que se refere ao custo computacional, qualificação profissional necessária, tempo de processamento e demanda de recursos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A Importância Do Transporte Rodoviário Para O Brasil. **Wasaki Engenharia**, 2024. Disponível em: <<https://wasaki.com.br/a-importancia-do-transporte-rodoviario-para-o-brasil/#:~:text=A%20malha%20rodovi%C3%A1ria%20do%20Brasil,s%C3%A3o%20transportadas%20por%20essas%20estradas>>. Acesso em 12 de abr. de 2024.

Aerial Photography Target. **SCCS**. 2024. Disponível em: <<https://www.sccsurvey.co.uk/aerial-photography-target-aerial-photography-target.html>>. Acesso em: 19 de set. de 2024.

AGÊNCIA NACIONAL DE AVIAÇÃO CIVIL. **RBAC-E Nº 94 EMD Nº 03 - Requisitos Gerais para aeronaves não tripuladas de uso civil**. Brasil, 2023.

AGISOFT. *Agisoft Metashape User Manual*. Ed 2.1. **Agisoft LLC**. 2024. 107 p.

ALAM, J. *et al. Assessment of remaining service life of deteriorated concrete bridges under imprecise probabilistic Information*. **Mechanical Systems and Signal Processing**. vol. 167. 2022.

Alguém sabe quantas pontes existem nas rodovias do Brasil?. **Guiadotrc**. Disponível em: <<https://guiadotrc.com.br/publicacao/alguem-sabe-quantas-pontes-existem-nas-rodovias-do-brasil/36867>>. Acesso em: 12 de abr. de 2024.

AL-MOSAWE, D.; NEVES, L.; OWEN, J. *Reliability analysis of deteriorated post-tensioned concrete bridges: The case study of Ynys-y-Gwas bridge in UK*. **Structures**. vol. 41, p.242-259. 2022.

ALVES, R. Brasília ficou 16 anos sem ponte para o Lago Sul. **Candangando**. Disponível em: <<https://blogs.correiobraziliense.com.br/candangando/brasil-ficou-16-anos-sem-ponte-para-o-lago-sul/>>. Acesso em: 09 de mai. de 2024.

ANONI, L. G.; RODRIGUES, M. R. P. Manual sobre diagnóstico de fissuras em edificações residenciais. **Revista Acadêmica – Ensino de Ciências e Tecnologias – IFSP – Campus Cubatão**, nº 10, p. 69-86. 2022.

- ARIAS, P. *et al.* *Digital photogrammetry, GPR and computational analysis of structural damages in a mediaeval bridge*. **Engineering Failure Analysis**, vol. 14, p. 1444-1457. 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575-1 - Edificações habitacionais - Desempenho Parte 1: Requisitos gerais**. Rio de Janeiro, 2024.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187 – Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto**. Rio de Janeiro, 2021.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188 – Ações devido ao tráfego de veículos rodoviários e de pedestres em pontes, viadutos e passarelas**. Rio de Janeiro, 2024.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9452 - Inspeção de pontes, viadutos e passarelas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2023.
- AU, S.; BECK, J. L. *Estimation of small failure probabilities in high dimensions by subset simulation*. **Probabilistic Engineering Mechanics**. vol. 16, p. 263-277. 2001.
- AYYUB, B. M.; MCCUEN, R. H. *Simulation-Based Reliability Methods*. In: SUNDARARAJAN, C. *Probabilistic Structural Mechanics Handbook*. Estados Unidos: Springer, 1995.
- BARLETT, F. M.; MACGREGOR, J. G. *Statistical Analysis of compressive Strength of Concrete Structures*. **ACI Materials Journal**. vol. 93, p. 158-168. 1996.
- BARON, E. A. 2023. *Structural damage identification for robustness assessment of railway infrastructure under flood effects*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia, Universidade de Minho, Minho, Portugal, 162p.
- BARON, E. *et al.* *Application of quality control plan to existing bridges*. **Structure and Infrastructure Engineering**, vol. 19, n° 7, p. 990-1006. 2023.

BASQERSAD, J *et al.* *Photogrammetry and optical methods in structural dynamics – A review*. **Mechanical Systems and Signal Processing**, vol. 86, p. 17-34. 2017.

BERTI, J. V.; JUNIOR, G. P.; AKASAKI, J. L. Estudo da origem, sintomas e incidências de manifestações patológicas do concreto. **Revista Científica ANAP Brasil**, vol. 12, n° 26. 2019.

BJERAGER, P. *Probability Integration by Directional Simulation*. **Journal of Engineering Mechanics**. vol. 114, n° 8, p. 1285-1302. 1987.

BLATMAN, G; SUDRET, B. *An adaptive algorithm to build up sparse polynomial chaos expansions for stochastic finite element analysis*. **Probabilistic Engineering Mechanics**. vol. 25, p. 183-197. 2010.

BOLDO, P.; 2002. **Avaliação Quantitativa de Estruturas de Concreto Armado de Edificações no Âmbito do Exército Brasileiro**. Dissertação de Mestrado, Publicação E.DM-001A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 295p.

BOURINET, J, M.; DEHEEGER, F.; LEMAIRE, M. *Assessing small failure probabilities by combined subset simulation and Support Vector Machines*. **Structural Safety**. vol. 33, p. 343-353. 2011.

BOUZAS, O. *et al.* *Reliability-based structural assessment of historical masonry arch bridges: The case study of Cernadela bridge*. **Case Studies in Construction Materials**. vol. 18. 2023.

BOZIO, A. F.; FISCH, F. Manifestações patológicas em pontes de concreto armado no rio Itajaí-Mirim (Brusque/SC). **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, vol. 19, n° 2, p. 37-48. 2023.

BRANDÃO, V. Trânsito na Ponte das Garças ficará liberado no fim de semana. **AGÊNCIA BRASÍLIA**. Brasília, 19 de mar. De 2018. Disponível em: <<https://agenciabrasilia.df.gov.br/2018/03/16/transito-na-ponte-das-garcas-ficara-liberado-no-fim-de-semana/>>. Acesso em 09 de mai. de 2024.

BRASIL. Ministério da Defesa. Comando da Aeronáutica. Departamento de Controle do Espaço Aéreo. **MCA 56-2 – Aeronaves Não Tripuladas para Uso Recreativo – Aeromodelos**. Rio de Janeiro, 2023.

BRASIL. Ministério da Defesa. Comando da Aeronáutica. Departamento de Controle do Espaço Aéreo. **ICA 100-40 – Aeronaves Não Tripuladas e o Acesso ao Espaço Aéreo Brasileiro**. Rio de Janeiro, 2023.

BURATTI, G. *et al.* *The Structural Risk Assessment of Existing Bridges in Tuscany (Italy) a Quick Survey-Based Method*. In: PELLEGRINO, C.; FALESCHINI, F.; ZANINI, M. A.; MATOS, J. C.; CASAS, J. R.; STRAUSS, A. (eds.). *Proceedings of the 1st Conference of the European Association on Quality Control of Bridges and Structures*. **EUROSTRUCT 2021**. Springer, 2021, p. 845–855.

CABANZO, C. M. *et al.* *In-Plane Fragility and Parametric Analyses of Masonry Arch Bridges Exposed to Flood Hazard Using Surrogate Modeling Techniques*. **Applied Sciences**. vol. 12, n° 1886. 2022.

CAPOGNA, M. *et al.* “Guidelines for the classification and management of risk, for the evaluation of safety and for the monitoring of existing bridges”. *An automatic calculation model of the seismic attention class optimized for the use of cloud computing services*. **Procedia Structural Integrity**, vol. 44, p. 705-712, 2023.

CASAS, J. R. *et al.* *Safety and Probabilistic Modelling Background Document D4.4. Sustainable Development Global Change & Ecosystems Integrated Project*. 2007.

CASAS, J. R.; WISNIEWSKI, D. F. *Safety formats and required safety levels - SB4.4.1*. In: **Sustainable Bridges**, VI Framework Programme, Bruxelas. 2007.

CASTRO, E. K.; 1994. **Desenvolvimento de Metodologia para Manutenção de Estruturas de Concreto Armado**. Dissertação de Mestrado, Publicação N°: E.DM-004A/94, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 129 p.

CAVACO, E. S. *et al.* *On the robustness to corrosion in the life cycle assessment of an existing reinforced concrete bridge*. **Structure and Infrastructure Engineering**. vol. 8, n° 2, p. 137-150. 2017.

CAVICCHI, A.; GAMBAROTTA, L. *Two-dimensional finite element upper bound limit analysis of masonry bridges*. **Computer & Structures**. vol. 84, p. 2316-2328. 2006.

CHEN, D. *et al.* *Mesosopic statistics-based probability characteristics of chloride transport and reliability-based corrosion initiation life of bridge tower*. **Thin-Walled Structures**. vol. 198, n° 111680. 2024.

CHEN, D. *et al.* *Service life prediction and time-variant reliability of reinforced concrete structures in harsh marine environment considering multiple factors: A case study for Qingdao Bay Bridge*. **Engineering Failure Analysis**. vol. 154. 2023.

CHOU DHURY, T.; KAUSHIK, H.B. *Treatment of uncertainties in seismic fragility assessment of RC frames with masonry infill walls*. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**. vol. 126, n° 105771. 2019.

CONDE, B. *et al.* *Probabilistic-based structural assessment of a historic stone arch bridge*. **Structure and Infrastructure Engineering**. vol. 17, n° 3. 2021.

CONDE, B. *et al.* *Structural assessment of masonry arch bridges by combination of non-destructive testing techniques and three-dimensional numerical modelling: application to Vilanova bridge*. **Engineering Structures**. vol. 148, p. 621-638. 2017.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DOS TRANSPORTES. **Anuário CNT do Transporte – Estatísticas Consolidadas 2022**. Brasil, 2022. Disponível em: <<https://anuariodotransporte.cnt.org.br/2022/Rodoviario/1-3-1-1-1-/Malha-rodovi%C3%A1ria-total>>. Acesso em 24 de jun. de 2024.

CONWEP. *Conventional Weapons Effects Program 1991*. **Waterways Experimental Station**. Vicksburg, Estados Unidos. 1991.

Corrosão de armadura: o que causa e como amenizar esse dano?. **Tecnosil**. Ituperava, 19 de dez. de 2017. Disponível em: <<https://www.tecnosilbr.com.br/corrosao-de-armadura-o-que-causa-e-como-amenizar-esse-dano/>>. Acesso em: 20 de abr. de 2024.

COSENZA, E.; LOSANNO, D. *Assessment of existing reinforced-concrete bridges under road-traffic loads according to the new Italian guidelines*. **Structural Concrete**, vol. 22, n° 5, p. 2868-2881, 2021.

CRUZ, P.; WISNIEWSKI, D.; CASAS, J. R. Métodos de Avaliação da Segurança de Pontes Existentes. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. vol. 2, nº3. 2008.

DAS, P. C. *Reliability based bridge management procedures*. In: **Bridge Management 4**. M. J. Ryall, G. A. R. Parke, and J. E. Harding, eds., Thomas Telford, Londres, p. 1–11. 2000.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Manutenção de Obras de Arte Especiais – OAEs**. Diretoria Geral, Diretoria de Planejamento e Pesquisa, Instituto de Pesquisas Rodoviárias. 1ª Ed. Brasília, DF. 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias**. Diretoria Geral, Diretoria de Planejamento e Pesquisa, Instituto de Pesquisas Rodoviárias. 2ª Ed. Rio de Janeiro. 2004.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **NORMA DNIT 010/2004 – PRO - Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.

DITLEVSEN, O.; MADSEN, H. O. *Structural Reliability Methods*. **Wiley**, 1 ed., Nova Iorque, Estados Unidos. 1996.

DRUN, A. G.; SOUZA, R. A. Comparação Entre os Veículos de Carga Atuais e o Trem-Tipo Recomendado Pela NBR 7188. In: **Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas**, 10, 2018, Rio de Janeiro.

Eflorescência. **ECivil**. Disponível em: <<https://www.ecivilnet.com/dicionario/o-que-e-eflorescencia.html>>. Acesso em: 12 de abr. de 2024.

EHRENBRING, H. Z. *et al.* Avaliação da resistência residual de lajes alveolares em concreto armado em uma edificação industrial após incêndio. **Revista Matéria**, vol. 22, nº 3, 2017.

ELKHRACHY, I. *Accuracy Assessment of Low-Cost Unmanned Aerial Vehicle (UAV) Photogrammetry*. **Alexandria Engineering Journal**, vol. 60, p. 5579-5590. 2021.

ENRIGHT, M. P.; FRANGOPOL, D. M. *Probabilistic analysis of resistance degradation of reinforced concrete bridge beams under corrosion*. **Engineering Structures**. vol. 20, nº 11, p. 960-971. 1998.

Escala de Beaufort. SEMASA. Santo André, s.d. Disponível em: <<https://www.semasa.sp.gov.br/velocidade-dos-ventos-2/escala-de-beaufort/>>. Acesso em: 28 de abr. de 2024.

Especificações DJI Mini 3. DJI. 2022. Disponível em: <<https://www.dji.com/br/mini-3/specs>>. Acesso em: 19 de set. de 2024.

EUQUERES, P.; 2011. **Metodologia de Inspeção em Estruturas de Pontes de Concreto Armado**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, 168 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *EN 1990 - Eurocode 0: Basis of Structural Design*. Bruxelas, Bélgica. 2004.

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

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Bruxelas, Bélgica. 2004.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (fib). *fib Bulletin 22: Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures*. Lausanne, Suíça. 2003.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (fib). *fib Bulletin 80: Partial factor methods for existing concrete structures*. Lausanne, Suíça: fib, 2016. 129 p.

FENG, L. *et al.* Reducing target reliability index of concrete bridge beams through compression yielding. *Engineering Structures*. vol. 316. 2024.

FILHO, A. B. N. **Avaliação de obras de arte especiais da cidade de Brasília (lote 04) pela metodologia do grau de deterioração estrutural da Universidade de Brasília**. Orientador: D.Sc. Oliveira, M. H. 2021. Monografia de Projeto Final (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, ENC/FT, Universidade de Brasília, Brasília, 2021.

FONSECA, R. P.; 2007. **A Estrutura do Instituto Central de Ciências: Aspectos Históricos, Científicos e Tecnológicos de Projeto, Execução, Intervenções e Propostas de Manutenção**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM –

006 A/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 213p.

FRANGOPOL, D. M. *et al.* *Maintenance Strategies for Bridge Stocks: Cost - Reliability Interaction*. In: DAS, P. C. *et al.* **Current and Future Trends in Bridge Design, Construction and Maintenance**. vol. 2. Thomas Telford. Londres. 2001.

FRANGOPOL, D. M. *et al.* *Reliability based life-cycle management of highway bridges*. **Journal of Computing in Civil Engineering**. vol. 15, n°1, p. 27–34. 2001.

FRANGOPOL, D. M. *Life-cycle cost analysis for bridges*. In: **Bridge Safety and reliability**. ASCE Reston, Va. P. 210-236. 1999.

FRANGOPOL, D. M.; DAS, P. C. *Management of bridge stocks based on future reliability and maintenance costs*. In: **Current and future trends in bridge design, construction, and maintenance**, DAS, P. C.; FRANGOPOL, D. M.; NOWAK, A. S., eds., Thomas Telford, London, 45–58. 1999.

GALAMBOS, T. V. *et al.* *Probability based load criteria: assessment of current design practice*. **Journal of Structural Divisions**. vol. 108, p. 959-977. 1982.

GALVÃO, N. *et al.* *Human error impact in structural safety of a reinforced concrete bridge*. **Structure and Infrastructure Engineering**. vol. 18, n° 6, p. 836-850. 2021.

GARA, F. *et al.* *Assessment and Management of Existing Bridges Following the Innovative Italian Guidelines: A Pilot Study*. **International Journal of Bridge Engineering, Management and Research**, vol. 2, n° 21425008, 2024.

GETTER, G. J.; CONSOLAZIO, G. R. *Barge Bow Force-Deformation Relationships for Bridge Design with Probabilistic Consideration of Oblique Impact Scenarios*. In: *Proc, TRB 90th Annual Meeting (CD-ROM)*. **Transportation Research Board**, Washington, DC. 2011.

GHAHARI, S. *et al.* *Examining Relationship between Infrastructure Investment and Performance Using State-Level Data*. **Journal of Infrastructure Systems**. vol. 25, n° 4. 2019.

GHOLIPOUR, G. *et al.* *Finite element-based reliability analysis of RC bridge piers subjected to the combination of barge impact and blast loads*. **Ocean Engineering**. vol. 264. 2022.

GHOSN, M. *et al.* *Design of highway bridges for extreme events*, NCHRP report 489, **Transportation Research Board of The National Academies**. Washington DC. 2003.

GRIMM, A. K. *The Origin of the Term Photogrammetry*. In: ISPRS-Congress, 1980, Hamburgo.

HAJDIN, R. *et al.* *Establishment of a Quality Control Plan – WG3*. In: **TU1406 Cost Action**. 2018.

HANLEY, C. *et al.* *Reliability index and parameter importance for bridge traffic loading definition changes*. **Bridge Engineering**. vol. 171, n° 1, p.13-24. 2017.

HASOFER, A. M.; LIND, N. C. *Exact and Invariant Second-Moment Code Format*. **Journal of the Engineering Mechanics Division**. vol. 100, p. 111-121. 1974.

HENRIQUES, A. A. R. 1998. **Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural**. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 502p.

Histórico da previsão do tempo para Brasília-DF. **METEORED**. Brasília, 21 de set. de 2023. Disponível em: <<https://www.tempo.com/brasil-sactual.htm>>. Acesso em: 28 de abr. de 2024.

Histórico da previsão do tempo para Brasília-DF. **METEORED**. Brasília, 31 de ago. de 2024. Disponível em: <<https://www.tempo.com/brasil-sactual.htm>>. Acesso em: 19 de set. de 2024.

HOLICKY, M.; SYKORA, M. *Conventional probabilistic models for calibration of codes*. **Proceedings of ICASP11**. p. 969–976. Zurich, Suíça. 2011.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 13822 – Bases for Design of Structures**. Suíça. 2015.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 2394 – General Principles on Reliability for Structures**. Suíça. 2015.

ISPRS – *Historical Background*. **ISPRS**, 2024. Disponível em: <<https://www.isprs.org/society/history.aspx>>. Acesso em: 25 de abr. de 2023.

ITALIA. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. *Decreto di estensione del periodo di sperimentazione delle Linee Guida*, de 9 de dezembro de 2024. **Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana**, Roma, n. 10, 14 jan. 2025. Codice redazionale: 25A00179.

ITALIA. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*. Decreto Ministeriale n. 578, de 17 de dezembro de 2020. **Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana**, Roma, n. 2, 4 jan. 2021.

ITALIA. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. *Norme tecniche per le costruzioni*. Decreto Ministeriale de 17 de janeiro de 2018. **Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana**, Roma, n. 42, suppl. ord. n. 8, 20 fev. 2018.

ITALIA. Ministero delle Infrastrutture e della Mobilità Sostenibili. *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*. Decreto Ministeriale n. 204, de 1º de julho de 2022. **Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana**, Roma, n. 196, 23 ago. 2022.

JACINTO, L. *et al. Bayesian assessment of an existing bridge: a case study*. **Structure and Infrastructure Engineering**. vol. 12, p. 61-77. 2016.

JACINTO, L. *et al. Probabilistic models for mechanical properties of prestressing strands*. **Construction Building Materials**. vol. 36, p. 84-89. 2012.

JIANG, H.; LI, S.; JIANG, R. *Residual Service Life Prediction for Bridges Based on Critical Life Curves*. **Journal of Performance of Constructed Facilities**. vol. 31, nº 5, 2017.

JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. *Probabilistic model code – part 3: Committee on Structural Safety*. 2000.

JUNIOR, A. G. *Aquedutos Romanos*. **InfoEscola**. 2023. Disponível em: <<https://www.infoescola.com/historia/aquedutos-romanos/>>. Acesso em: 12 de abr. de 2024.

JUNIOR, F. E. **Análise de Confiabilidade e Risco Estrutural**, Universidade de Brasília. Notas de Aula. 2022.

KALA, Z. *Global sensitivity analysis of reliability of structural bridge system*. **Engineering Structures**. vol. 194, p.36-45. 2019.

- KALA, Z. *Probabilistic modelling of fatigue crack- Some observations about conditional probability*. **Int J Mech**. vol. 12, p. 121–130. 2018.
- KALA, Z. *Stochastic inverse analysis of fatigue cracks based on linear fracture mechanics*. **Int J Mathem Comput Methods**. vol. 2, p.60–65. 2017.
- KALLIAS, A. N.; IMAM, B. *Probabilistic assessment of local scour in bridge piers under changing environmental conditions*. **Structural and Infrastructure Engineering**. vol. 12, n° 9, p. 1228–1241. 2016.
- KAYMAZ, I.; *Application of kriging method to structural reliability problems*. **Structural Safety**. vol. 27, p. 133-151. 2005.
- KLATTER, H. E.; NOORTWIJK, J. M. *Life-Cycle Cost Approach to Bridge Management in the Netherlands*. In: **9th International Bridge Management Conference**. Transportation Research Board of the National Academies. Flórida, 2003.
- KOCH, C. *et al. Achievements and Challenges in Machine Vision-Based Inspection of Large Concrete Structures*. **Advances in Structural Engineering**, vol. 17, n° 3, p. 303-318, 2014.
- KONG, J. S. *et al. Reliability analysis of chloride penetration in saturated concrete*. **Probabilistic Engineering Mechanics**, vol. 17, p.305-315. 2002.
- KREJSA, M. *et al. Probabilistic prediction of fatigue damage based on linear fracture mechanics*. **Frattura ed Integrità Strutturale**. vol. 39, p. 143–159. 2017.
- KREJSA, M.; KALA, Z.; SEITL, S. *Inspection based probabilistic modeling of fatigue crack progression*. **Procedia Eng**. vol. 142, p. 146–153. 2016.
- KUNZ, C. U. *Ship Collision Analysis*. In: GLUVER, H.; OLSEN, D., *Ship Bridge Collision in River Traffic, Analysis and Design Practice*. Balkema, Rotterdam, Países Baixos, pp. 13–22. 1998.
- LAURIA, M. L. M. **Avaliação dos viadutos do eixo rodoviário sul de Brasília pela metodologia GDE/UNB**. Orientador: D.Sc. Oliveira, M. H. 2018. Monografia de Projeto Final (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, ENC/FT, Universidade de Brasília, Brasília, 2018.

Legislação de drones no Brasil: conheça os pontos mais importantes. **MODELISMOBH**, Belo Horizonte, 18 de jun. de 2021. Disponível em: <https://www.modelismobh.com.br/blog/legislacao-de-drones-no-brasil-conheca-os-pontos-mais-importantes/?gad_source=1&gclid=CjwKCAjwoa2xBhACEiwA1sb1BAQeb58petX5brzeSqNiKmvuof9x2nlQq2579YXzzvFPEb-077sRUxoC1n4QAvD_BwE.>. Acesso em: 16 de abr. de 2024.

LEMAIRE, M. ***Structural Reliability***. Inglaterra: ISTE Ltd. 2009.

LIU, X. *et al.* ***Sensitivity and dynamic analysis of train-bridge coupled system with multiple random factors***. **Engineering Structures**. vol. 221, n° 111083. 2020.

LOPES, B. A. R.; 1998. **Sistema de Manutenção Predial para Grades Estoques de Edifícios: Estudo para inclusão do componente “Estrutura de Concreto”**. Dissertação de Mestrado, Publicado N°: E.DM-011A/98, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 308p.

LOURENÇO, L. C. *et al.* Parâmetros de Avaliação de Patologias em Obras-de-Arte Especiais. **Revista de Engenharia Civil**. Universidade de Minho, n° 34, 2009.

LYRA, P. H. C.; BECK, A. T.; STUCCHI, F. R. ***Reliability analysis of a prestressed bridge beam designed in serviceability limit state as recommended by NBR 6118 and 7188***. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**. vol. 13, n° 2. 2020.

MALJAARS, J.; VROUWENVELDER, T. ***Fatigue failure analysis of stay cables with initial defects: Ewijk bridge case study***. **Structural Safety**. vol. 51, p. 47–56. 2014.

MANDIROLA, M *et al.* ***Use of UAS for damage inspection and assessment of bridge infrastructures***. **International Journal of Disaster Risk Reduction**, vol. 72, n° 102824. 2022.

MARCELLI, M. **Sinistros na construção civil: causas e soluções para danos e prejuízos em obras**. São Paulo: PINI, 2007.

MARELLI, S.; SUDRET, B. *An active-learning algorithm that combines sparse polynomial chaos expansions and bootstrap for structural reliability analysis*. **Structural Safety**. vol. 75, p. 67-74. 2018.

MASI, A. *et al.* *Development of a Large Database of Italian Bridge Bearings: Preliminary Analysis of Collected Data and Typical Defects*. **Infrastructures**, vol. 10, n° 69, 2025.

MATOS, J. A. S. C. C. **Avaliação de Incertezas no Comportamento de Estruturas de Betão Armado e Mistas**. Orientador: D.Sc. CRUZ, P. J. S.; VALENTE, M. I. B. 2013. Tese de Doutoramento – Engenharia Civil. Escola de Engenharia. Universidade de Minho. Braga, Portugal. 2013.

MATOS, J. C. *et al.* *An innovative framework for probabilistic-based structural assessment with an application to existing reinforced concrete structures*. **Engineering Structures**. vol. 111, p. 552-564. 2016.

MATOS, J. C. *et al.* *Probabilistic-based assessment of existing steel-concrete composite bridges – Application to Sousa River Bridge*. **Engineering Structures**. vol. 181, p. 95-110. 2019.

MELBOURNE, C. *et al.* *Masonry Arch Bridges Background Document D4.4. Sustainable Development Global Change & Ecosystems Integrated Project*. 2007.

MELCHERS, R. E. *Importance Sampling in Structural Systems*. **Structural Safety**. vol. 6, p. 3-10. 1989.

MIRZA, S. A.; HATZINIKOLAS, M.; MACGREGOR, J. G. *Statistical description of strength of concrete*. **Journal of Structural Division**. vol. 105, n°6, p. 1021-1037. 1979.

MIRZA, S. A.; MACGREGOR, J. G. *Variability of mechanical properties of reinforcing bars*. **Journal of Structural Division**. vol. 105, n°5, p. 921-937. 1979a.

MIRZA, S. A.; MACGREGOR, J. G. *Variations in dimensions of reinforced concrete members*. **Journal of Structural Division**. vol. 105, n°4, p. 751-766. 1979b.

MONTEIRO, J. G. P. **Avaliação de obras de arte especiais da cidade de Brasília (lote 05) pela metodologia do grau de deterioração estrutural da Universidade de Brasília**.

Orientador: D.Sc. Oliveira, M. H. 2021. Monografia de Projeto Final (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, ENC/FT, Universidade de Brasília, Brasília, 2021.

MOREIRA, V. N. *et al.* *Reliability-based assessment of existing masonry arch railway bridges*. **Construction and Building Materials**. vol. 115. p. 544-554. 2016.

MOREIRA, V. N. *Safety assessment of existing bridges: application to Durães railway viaduct*. Dissertação de mestrado, **Universidade de Minho**, Portugal, 2014.

MUFTI, A. A. *Guidelines for Structural Health Monitoring*. **Design Manual n° 2**. ISIS Canada. 2001.

NATALI, A. *et al.* *Multilevel Approach for Management of Existing Bridges: Critical Analysis and Application of the Italian Guidelines with the New Operating Instructions*. **Infrastructures**, vol. 8, n° 70, 2023.

NIE, J.; ELLINGWOOD, B. R. *A new directional simulation method for system reliability. Part II: application of neural networks*. **Probabilistic Engineering Mechanics**. vol. 19, p. 437-447. 2004.

NOWAK, A. S. *et al.* *Probabilistic models for resistance of concrete bridge*. **ACI Structural Journal**. vol. 91, n° 3, p. 269-276. 1994.

NOWAK, A. S. *Live load model for highway bridges*. **Structural Safety**. vol. 13, n° 1, p. 53-66. 1993.

NOWAK, A. S.; COLLINS, K. R. **Reliability of Structures**. Estados Unidos: CRC Press, 2012.

NOWAK, A. S.; SZERSZEN, M. M. *Bridge Load and Resistance Models*. **Engineering Structures**. vol. 20, p. 985-990. 1998.

NOWAK, A. S.; SZERSZEN, M. M. *Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318): Part 1 – Statistical Models for Resistance*. **ACI Structural Journal**. vol. 100, p. 377-382. 2003.

OLIVEIRA, C. B. L.; GRECO, M.; BITTENCOURT, T. N. *Analysis of the Brazilian federal bridge inventory*. **REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIEIAIS**. vol. 12, n° 1, p. 1-13. 2019.

OLIVEIRA, D. V. *et al.* *Geometric issues and ultimate load capacity of masonry arch bridges from the northwest Iberian Peninsula*. **Engineering Structures**. vol. 32, p.3955-3965. 2010.

OLIVEIRA, M. A. *et al.* Levantamento de manifestações patológicas na ponte sobre o Rio das Ostras no município de Balneário Camboriú, Santa Catarina-Brasil. *In: Congresso Brasileiro de Patologia das Construções*, 2020. Fortaleza.

OLSSON, A. *et al.* *On Latin hypercube sampling for structural reliability analysis*. **Structural Safety**. vol. 25. p. 47-68. 2003

ORLANDI, L. BR-101 terá trecho interditado para instalação de passarela. **ES360**. Disponível em: <<https://es360.com.br/dia-a-dia/noticia/br-101-tera-trecho-interditado-para-instalacao-de-passerela/>>. Acesso em: 12 de abr. de 2024.

PAKRASHI, V. *et al.* **WG5 - Drafting of guideline/recommendations of cost action TU1406**. 2019.

PAPATZANI, S. **Basis of design for the assessment of existing concrete structures, repair and maintenance decision**. Orientador: GULVANESESIAN, H. 2002. Dissertação (Mestrado) – MSc Concrete Structures, Imperial College, Londres, 2002.

PARMIANI, M. G.; ORTA, L. *Reliability assessment of a continuous bridge beam with exposed reinforcement*. **Engineering Structures**. vol. 262. 2022.

PAVONI, F. B. **Avaliação das obras de arte especiais do eixo rodoviário norte de Brasília pela metodologia do grau de deterioração estrutural da Universidade de Brasília**. Orientador: D.Sc. Oliveira, M. H. 2019. Monografia de Projeto Final (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, ENC/FT, Universidade de Brasília, Brasília, 2019.

PEREIRA, M. E. S. **Avaliação de obras de arte especiais da cidade de Brasília (lote 1) pela metodologia do grau de deterioração estrutural da Universidade de Brasília**. Orientador: D.Sc. Oliveira, M. H. 2021. Monografia de Projeto Final (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, ENC/FT, Universidade de Brasília, Brasília, 2021.

Ponte das Garças será fechada para reformas no fim de semana. **G1 DF**. Distrito Federal, 9 mar. 2018. Disponível em: <<https://g1.globo.com/df/distrito-federal/noticia/ponte-das-garcas-sera-fechada-para-reformas-no-fim-de-semana.ghtml>>. Acesso em: 01 de agosto de 2025.

PORTELA, E. L. Analysis and development of a live load model for Brazilian concrete bridges based on Wim data. Tese de doutorado. Universidade de São Paulo, São Paulo. 2018.

PRIMO, G. S. P.; SILVA, R.; EVANGELISTA JR., F.; OLIVEIRA, M. H. *Statistical Reliability Analysis for Assessing Bridge Structural Integrity: A Review Paper*. **Infrastructures**. vol. 10, n° 156. 2025.

Relação entre o transporte rodoviário de carga e PIB pode chegar a 29%, segundo cálculos da FGV. **Fundação Getúlio Vargas**, 2020. Disponível em: <<https://portal.fgv.br/noticias/relacao-entre-transporte-rodoviario-carga-e-pib-pode-chegar-29-segundo-calculos-fgv>>. Acesso em 13 de nov. de 2024.

Revista Brasília n° 40. **NOVACAP**. Brasília, 21 de abr. de 1960. Disponível em: <<https://www.arquivopublico.df.gov.br/wp-content/uploads/2018/07/NOV-D-4-2-Z-0001-40d-menor.pdf>>. Acesso em: 27 de abr. de 2024.

ROCHA, J. M. *et al*. *Efficient methodology for the probabilistic safety assessment of high-speed railway bridges*. **Engineering Structures**. vol. 101, p. 138–49. 2015.

SANO, S. *et al*. *Multi-risk assessment for bridges: the application of the Italian Guidelines*. **EUROSTRUCT**. vol. 6, n° 5, p. 772-779, 2023.

SANTASIERO, G. *et al*. *The Italian Guidelines on Risk Classification and Management of Bridges: Applications and Remarks on Large Scale Risk Assessments*. **Infrastructures**, vol. 6, n° 111, 2021.

SANTIAGO, W. C. *et al*. *Reliability-based calibration of main Brazilian structural design codes*. **Latin American Journal of Solids and Structures**. vol. 17. 2020.

SANTOS, A. F. *et al*. *Improvement of the Inspection Interval of Highway Bridges through Predictive Models of Deterioration*. **Buildings**, vol. 12, n° 2, p.124, 2022.

SANTOS, A. F. *et al*. *Safety Assessment of Brazilian Concrete Bridges Through Reliability Analysis*. **Structural Engineering International**. vol. 34, n° 2, p.244-255. 2024.

SARDINHA, E. Governo se omite embora conheça o mapa das pontes em situação precária. **CONGRESSO EM FOCO**. 31 de jul. de 2016. Disponível em: <<https://congressoemfoco.uol.com.br/projeto-bula/reportagem/governo-se-omite-embora-conheca-o-mapa-das-pontes-em-situacao-precaria/>>. Acesso em: 17 de abr. de 2024.

SCHWINGEL, S. Viaduto do Sudoeste será inaugurado neste sábado. Veja fotos. **Metrópoles**. Brasília, 20 de out. de 2023. Disponível em: <<https://www.metropoles.com/distrito-federal/viaduto-do-sudoeste-sera-inaugurado-neste-sabado-veja-fotos>>. Acesso em: 12 de abr. de 2024.

SEO, J.; DUQUE, L.; WACKER, J. *Drone-enabled bridge inspection methodology and application*. **Automation in Construction**, vol. 94, p. 112-126. 2018.

SILVA, E. C. V. *et al.* Análise das manifestações patológicas: um estudo de caso da ponte sobre a Laguna de Roteiro-AL. *In: Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia*, 2018. Maceió.

SILVA, L. S. *et al.* Fotogrametria com imagens adquiridas com drones: do plano de voo ao modelo 3D. Brasília, DF: LaSUS FAU: Editora Universidade de Brasília, 2022.

SILVA, R. *et al.* **Relatório Final Projeto SIGOA**. Local: Universidade de Brasília, 2024. [Relatório técnico não publicado].

SILVA, R. **Projeto de Pontes**, Universidade de Brasília. Notas de Aula. 2022.

SMALL, E. P. *et al.* *The current status of bridge management system implementation in the United States*. **Transportation Research Board / Federal Highway Administration**. Estados Unidos, 1999.

SMALL, E. P.; COOPER, J. *Bridge management software programs*. **TR News**. vol. 194, p. 10-11. 1998.

SOBRINO, J. A. *Evaluación del Comportamiento Funcional y de la Seguridad Estructural de Puentes Existentes de Hormigón Armado y Pretensado*. Tese de doutorado, **Technical University of California**, Department of Construction Engineering. Estados Unidos. 1993.

SOUZA, V. C.; RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. 1ª Ed. São Paulo: PINI, 1998.

SPAETHE, G. *Die Sicherheit Tragender Baukonstruktionen, Zweite Neubearbeitete Auflage*. Springer. Nova York, Estados Unidos. 1992.

Spalling on concrete. Karnak. Clark, New Jersey, Estados Unidos. Disponível em: <<https://www.karnakcorp.com/repair-guide/spalling-on-concrete>>. Acesso em: 12 de abr. de 2024.

SRIKANTH, I.; AROCKIASAMY, M. *Deterioration models for prediction of remaining useful life of timber and concrete bridges: A review*. **Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)**, vol. 7, n° 2, p. 152-173, 2020.

STEWART, M. G. *Reliability-based load factor design model for explosive blast loading*. **Structural Safety**. vol. 71, p. 13–23. 2018.

STEWART, M. G. *Workmanship and Its Influence on Probabilistic Models of Concrete Compressive Strength*. **ACI Materials Journal**. vol. 92, p. 361-372. 1995.

SU, L.; LI, X.-L.; JIANG, Y.-P. *Comparison of methodologies for seismic fragility analysis of unreinforced masonry buildings considering epistemic uncertainty*. **Engineering Structures**. vol. 205, n° 110059. 2019.

Support for Mavic Air 2. DJI. 2020. Disponível em: <<https://www.dji.com/br/support/product/mavic-air-2>>. Acesso em: 09 de mai. de 2024.

SYKORA, M. *et al*. *Target reliability for existing structures considering economic and - societal aspects*. **Structure and Infrastructure Engineering**. vol. 13, n° 1, p. 181-194. 2017.

TEIXEIRA, R.; NOGAL, M.; O'CONNOR, A. *Adaptive approaches in metamodel-based reliability analysis: A review*. **Structural Safety**. vol. 89, n° 102019. 2021.

THOFT-CHRISTENSEN, P. *Estimation of Bridge Reliability Distributions*. In: **Current and Future Trends in Bridge Design Construction and Maintenance: Proceedings of the International Conference**, 1999. Singapura.

THOMPSON *et al*. *The Pontis Bridge management system*. **Structural Engineering International**. vol. 8, n° 4, p. 303-308. 1998.

Transporte rodoviário: por que ele movimenta o país? **Comprovei**, 2024. Disponível em: <<https://comprovei.com/logistica/transporte-rodoviario-por-que-ele-movimenta-o-pais/>>.

Acesso em 13 de nov. de 2024.

TURNER, D. S.; RICHERDSON, J. A. *Bridge management system data needs and data collection—Characteristics of bridge management systems*. University of Alabama, Estados Unidos. 1994.

VASCONCELOS, F. O. *Análise das manifestações patológicas em pontes de concreto armado - estudo de caso*. 2018.

Vazios de concretagem põem em risco desempenho de estruturas de concreto armado. **AECweb**. 04 de ago. de 2021. Disponível em: <<https://www.aecweb.com.br/revista/materias/vazios-de-concretagem-poem-em-risco-desempenho-de-estruturas-de-concreto-armado/14605>>. Acesso em: 20 de abr. de 2024.

Vazios de concretagem. **DRYPLAN**. São Caetano do Sul, 02 de nov. de 2016. Disponível em: <<http://www.dryplan.com.br/blog/ler/pID/71/vazios-de-concretagem.php>>. Acesso em: 12 de abr. de 2024.

VEJDIRECTORATET. *Reliability-Based Classification of the Load Carrying Capacity of Existing Bridges – Report 291*. Road Directorate, Ministry of Transport. Dinamarca. 2004.

VERLY, R. C. **Avaliação de Metodologias de Inspeção como Instrumento de Priorização de Intervenções em Obras de Arte Especiais**. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil), ENC/FT, Universidade de Brasília, Brasília, 2015.

VITAL, W. *et al. Application of bridge information modelling using laser scanning for static and dynamic analysis with concrete damage plasticity*. **Alexandria Engineering Journal**, vol. 79, p. 608-628. 2023.

Walmor Zeredo. **CONFEA**, 2019. Disponível em: <<https://www.confesa.org.br/walmorzeredo>>. Acesso em 25 de mai. de 2025.

WANG, K. *et al. Durability design for concrete structure in Shenzhen-Zhongshan Bridge*. **Corrosion Protection**. vol. 12, p. 84-89. 2022.

WANG, W.; MORGENTHAL, G. *Reliability analyses of RC bridge piers subjected to barge impact using efficient models*. **Engineering Structures**. vol. 166, p. 485–495. 2018.

WANG, Y. *et al.* *Combined use of SHMS and finite element strain data for assessing the fatigue reliability index of girder components in long-span cable-stayed bridge*. **Theoretical and Applied Fracture Mechanics**. vol. 54. p. 127-136. 2010.

WINKEL, R. L. **Análise das manifestações patológicas em pontes na cidade de Teutônia/RS**. Orientador: SCHMITZ, R. J. 2019. Monografia de Projeto Final (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade do Vale do Taquari, Lajeado, 2019.

WISNIEWSKI, D. F. *et al.* *Probabilistic models for mechanical properties of concrete, reinforcing steel and pre-stressing steel*. **Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance**. vol. 8, n° 2, p. 111-123. 2012.

WISNIEWSKI, D. F. *Safety Formats for the Assessment of Concrete Bridges*. Tese de doutorado. Department of Civil Engineering, School of Engineering, **University of Minho**. Portugal. 2007.

ZAMPIERI, P.; ZANINI, M.A.; FALESCHINI, F. *Derivation of analytical seismic fragility functions for common masonry bridge types: Methodology and application to real cases*. **Engineering Failure Analysis**. vol. 68, p. 275–291. 2016.

ZEREDO, W. **Trevo de Triagem Norte OAE n° 08** [conjunto de pranchas de projeto estrutural executivo]. Brasília, DF: Midori – Arquitetura e Engenharia LTDA, 2016. Escalas diversas. Data: 25 jul. 2016.

ZHANG, Z. *et al.* *DPIM-based global reliability analysis method for the cable-stayed bridges and the determination of global target reliability index*. **Engineering Structures**. vol. 302. n° 117330. 2024.

ZHU, Y. *et al.* *Corrosion of rebar in concrete. Part II: Literature survey and statistical analysis of existing data on chloride threshold*. **Corrosion Science**. vol. 185, n° 109439. 2021.

ZHU, Z.; GERMAN, S. & BRILAKIS, I. *Detection of large-scale concrete columns for automated bridge inspection*. **Automation in Construction**, vol. 19, n°. 8, p. 1047–1055, 2010.

ZIO, E. *The Monte Carlo Simulation Method for System Reliability and Risk Analysis*. Inghilterra: Springer. 2013.

APÊNDICE A

Este Apêndice apresenta os códigos em MATLAB criados para auxiliar no desenvolvimento deste trabalho.

A.1. Fatores.m

```
% Cálculo dos fatores parciais reduzidos - Linee Guida (2022)
clear; clc;

%% Propriedades dos Materiais
% Concreto
V_c = 0.15; % Coeficiente de variação do concreto
alpha_r = 0.8; % Parâmetro de sensibilidade
dist_c = "normal"; % PDF adotada - normal ou lognormal
beta = 2.8;
if dist_c == "lognormal"
    Y_m_c = exp(-1.645 * V_c)/exp(-alpha_r * beta * V_c); % Distribuição
Lognormal
elseif dist_c == "normal"
    Y_m_c = (1 - 1.645 * V_c)/(1 - alpha_r * beta * V_c); % Distribuição Normal
end
Y_Rd1_c = 1.05; % Incerteza do modelo
Y_Rd2_c = 1.05; % Incerteza de geometria
Y_c = Y_m_c*Y_Rd1_c*Y_Rd2_c;

% Aço
V_s = 0.05; % Coeficiente de variação do aço
dist_s = "lognormal"; % PDF adotada - normal ou lognormal
if dist_s == "lognormal"
    Y_m_s = exp(-1.645 * V_s)/exp(-alpha_r * beta * V_s); % Distribuição
Lognormal
elseif dist_c == "normal"
    Y_m_s = (1 - 1.645 * V_s)/(1 - alpha_r * beta * V_s); % Distribuição Normal
end
Y_Rd1_s = 1.025; % Incerteza do modelo
Y_Rd2_s = 1.05; % Incerteza de geometria
Y_s = Y_m_s*Y_Rd1_s*Y_Rd2_s;

%% Carregamentos
% Cargas permanentes
alpha_e = -0.7; % Fator de sensibilidade
V_g = 0.08; % Coeficiente de variação do carregamento
Y_sd = 1.05;
Y_g = 1 - alpha_e*beta*V_g;
Y_G = Y_sd * Y_g;

fprintf('Fatores parciais para casos operacionais e transitáveis:\n');
fprintf('Y_c = %.4f \n', Y_c);
fprintf('Y_s = %.4f \n', Y_s);
fprintf('Y_G = %.4f \n', Y_G);
```

A.2. Bending.m

```
%% Cálculo Mrd para Laje Maciça pela NTC (2018) + Alterações da Linee Guida
(2022)
clear; clc;

%% Apresentação de Variáveis
% Fatores de ponderação
caso = "cc";
if caso == "cc" % Caso conformidade de norma
    Y_c = 1.5; % Fator do concreto
    Y_s = 1.15; % Fator do aço
else % Demais casos
    Y_c = 1.2507; % Fator do concreto
    Y_s = 1.1087; % Fator do aço
end
FC = 1.2; % Fator de Confiança

% Variáveis dos materiais:
fck = 30; % Resistência característica à compressão do concreto em MPa
fcm = 38; % Resistência média à compressão do concreto em MPa
fyk = 500; % Tensão característica ao escoamento do aço em MPa
fym = 560; % Tensão média ao escoamento do aço em MPa
fcd = min(fcm/(FC*Y_c), fck/FC); % Resistência de cálculo à compressão do
concreto em MPa
fyd = min(fym/(FC*Y_s), fyk/FC); % Tensão de cálculo ao escoamento do aço em MPa

% Variáveis da geometria:
h = 950; % Altura total da seção em mm
b = 1000; % Largura da seção transversal em mm
As_L_pos = 1964; % Área de aço na direção L+ em mm2/m
As_L_neg = 3273+818; % Área de aço na direção L- em mm2/m
As_T_pos = 1636; % Área de aço na direção T+ em mm2/m
As_T_neg = 3273+818; % Área de aço na direção T- em mm2/m
dano = "SD"; % Cenário com ou sem dano (CD/SD)
if dano == "CD"
    red_L = 0.80; % Fator de redução da Área de aço na direção L
    red_T = 0.80; % Fator de redução da Área de aço na direção T
    As_L_pos = red_L*As_L_pos;
    As_L_neg = red_L*As_L_neg;
    As_T_pos = red_T*As_T_pos;
    As_T_neg = red_T*As_T_neg;
end
cob = 30; % Cobrimento em mm;
phi_L_pos = 25; % Bitola de As_L_pos em mm
phi_L_neg = (25+12.5)/2; % Bitola média de As_L_neg em mm
phi_T_pos = 12.5; % Bitola de As_T_pos em mm
phi_T_neg = (25+12.5)/2; % Bitola média de As_T_neg em mm

d_L_pos = h-cob-phi_L_pos/2; % Altura útil da direção L+ em mm
d_L_neg = h-cob-phi_L_neg/2; % Altura útil da direção L- em mm
d_T_pos = h-cob-phi_L_pos-phi_T_pos/2; % Altura útil da direção T+ em mm
d_T_neg = h-cob-phi_L_neg-phi_T_neg/2; % Altura útil da direção T- em mm
```

```

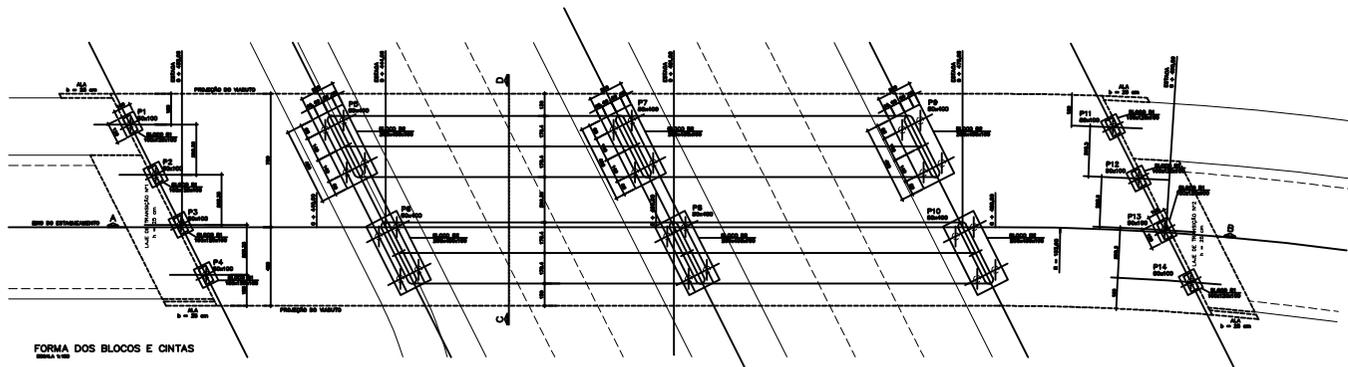
%%Dimensionamento
x_L_pos = (As_L_pos*fyd)/(0.8*b*fcd); % Posição da LN na direção L+
x_L_neg = (As_L_neg*fyd)/(0.8*b*fcd); % Posição da LN na direção L-
x_T_pos = (As_T_pos*fyd)/(0.8*b*fcd); % Posição da LN na direção T+
x_T_neg = (As_T_neg*fyd)/(0.8*b*fcd); % Posição da LN na direção T-

% Momento resistente
Mrd_L_pos = As_L_pos*fyd*(d_L_pos-0.4*x_L_pos)/1e6; % Momento fletor resistente
na direção L+
Mrd_L_neg = As_L_neg*fyd*(d_L_neg-0.4*x_L_neg)/1e6; % Momento fletor resistente
na direção L-
Mrd_T_pos = As_T_pos*fyd*(d_T_pos-0.4*x_T_pos)/1e6; % Momento fletor resistente
na direção T+
Mrd_T_neg = As_T_neg*fyd*(d_T_neg-0.4*x_T_neg)/1e6; % Momento fletor resistente
na direção T-

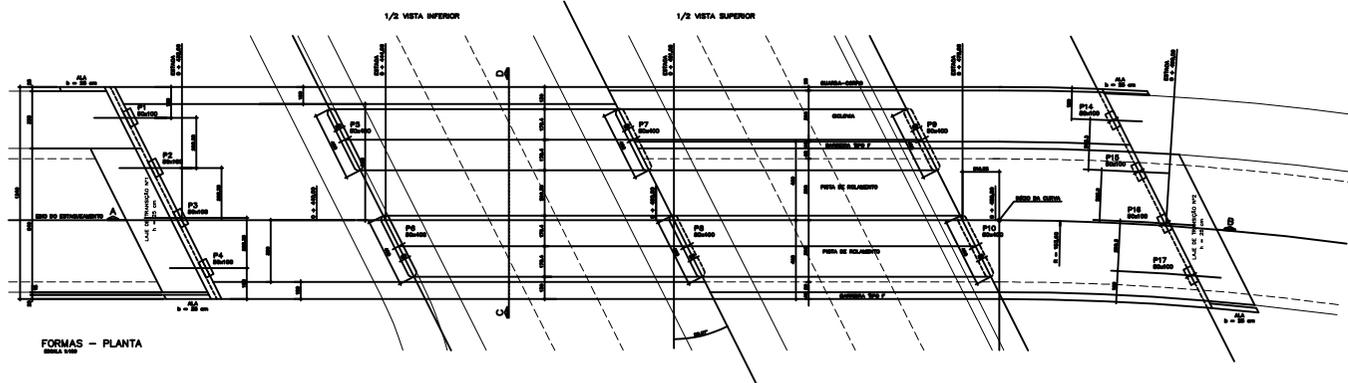
% Resultados Finais
if caso == "cc"
    if dano == "SD"
        fprintf('Para o cenário adequado sem dano:\n')
    else
        fprintf('Para o cenário adequado com dano:\n')
    end
else
    if dano == "SD"
        fprintf('Para os cenários operacional e transitável sem dano:\n')
    else
        fprintf('Para os cenários operacional e transitável com dano:\n')
    end
end
fprintf('Mrd_L_pos = %.2f kN.m/m\n', Mrd_L_pos);
fprintf('Mrd_L_neg = %.2f kN.m/m\n', Mrd_L_neg);
fprintf('Mrd_T_pos = %.2f kN.m/m\n', Mrd_T_pos);
fprintf('Mrd_T_neg = %.2f kN.m/m\n', Mrd_T_neg);

```

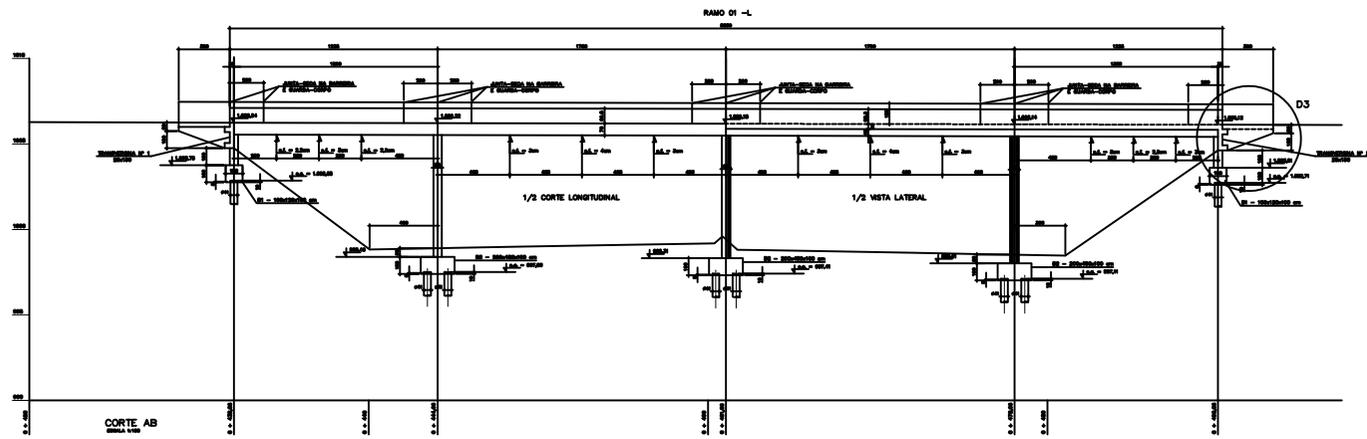
ANEXO A – PROJETO VIADUTO WALMOR ZEREDO



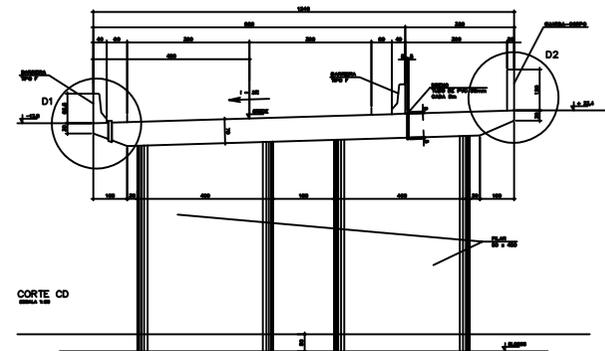
FORMA DOS BLOCOS E CINTAS
escala 1:50



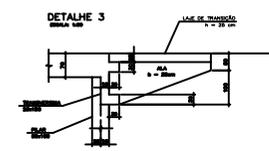
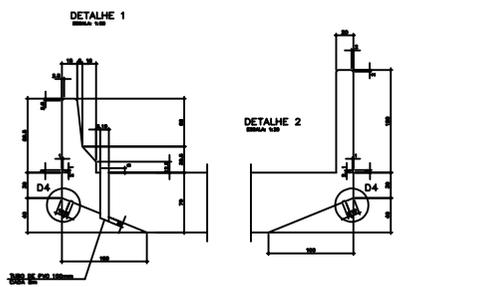
FORMAS - PLANTA
escala 1:50



CORTE AB
escala 1:50



CORTE CD
escala 1:50



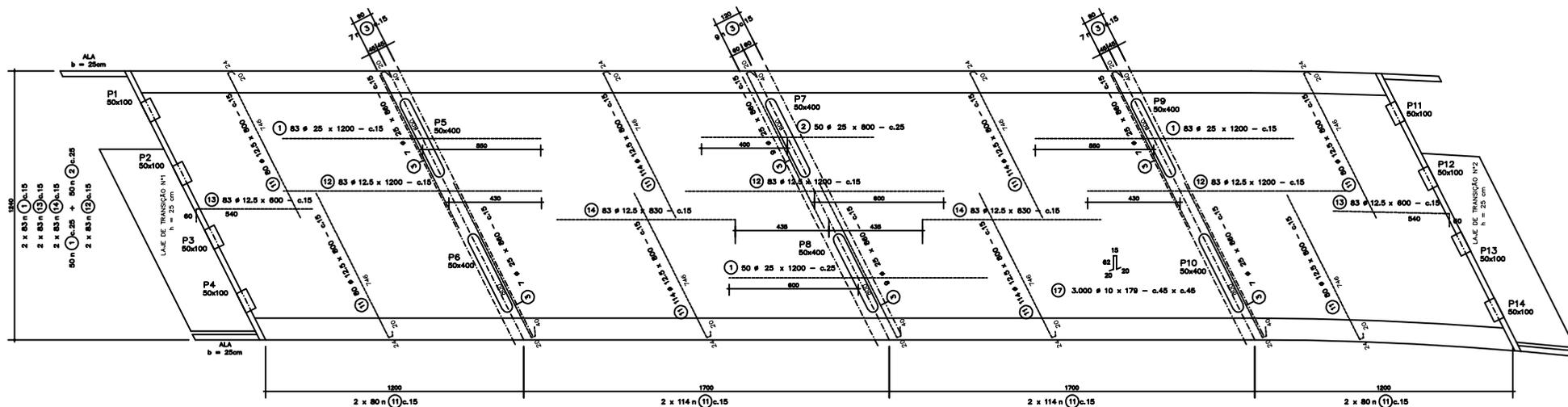
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10



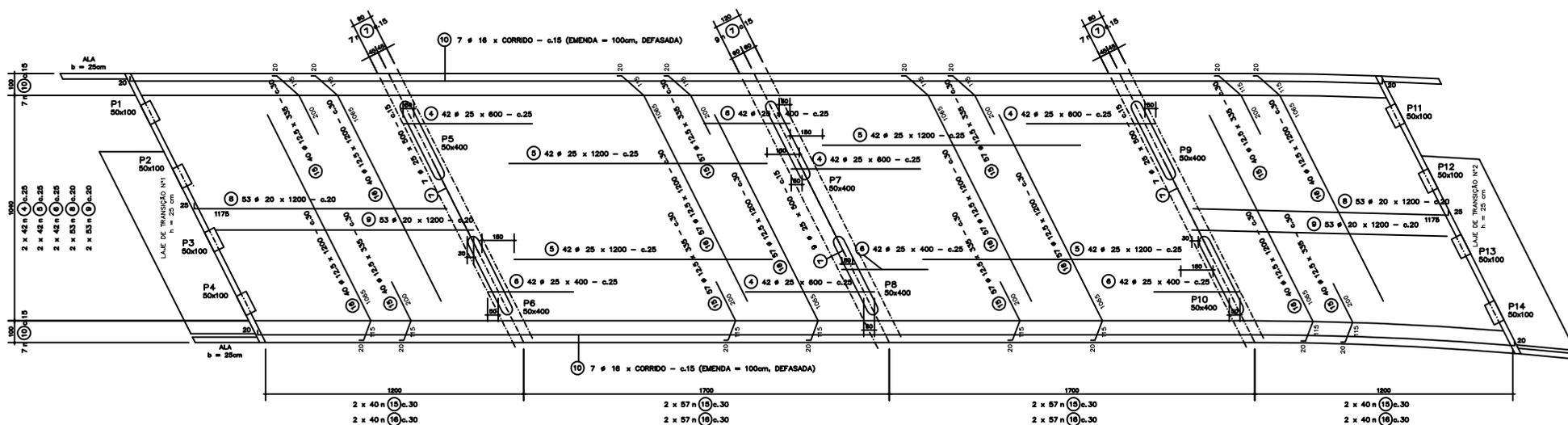
Midari - Arquitetura e Engenharia Ltda.
 Rua ... nº ...
 CEP ...
 Fone: ...
 E-mail: ...

PROJETO DE TRABALHO
 PROJETO DE TRABALHO
 Nº 02 / 05
 FORMAS

DATA: ...
 LOCAL: ...
 ESCALA: ...
 PROJETO: ...



LAJES - ARMADURA NEGATIVA
ESCALA 1:100



LAJES - ARMADURA POSITIVA
ESCALA 1:100

NOTA:
COBERTURA = 3 cm.

N°	#	QUANT.	COMPR. (cm)
1	25	216	1200
2	42	50	1200
3	42	50	1200
4	42	50	1200
5	42	50	1200
6	42	50	1200
7	42	50	1200
8	42	50	1200
9	42	50	1200
10	42	50	1200
11	83	72	1200
12	83	72	1200
13	83	72	1200
14	83	72	1200
15	83	72	1200
16	83	72	1200
17	10	3.000	178

RESUMO		
TIPO	#	COMPR. (cm)
CA-30	25	2.160
CA-30	42	2.450
CA-30	83	17.280
CA-30	10	5.370
TOTAL		57460

CONCRETO fck = 30 MPa.



J.R. Midori - Arquitetura e Engenharia Ltda.
 Rua Siqueira Campos, 114 - Vila Militar - Rio de Janeiro - RJ
 CEP: 22.250-000 - Fone: (21) 2500-1111

TRAVE DE TRACEM NORTE
OAE Nº 08

ARMADURAS - 1ª PARTE

ESTRUTURA 03 / 05

PROJETO: WALTER ZENEDO - OREA 11.483/D-RJ LOCAL: BRASÍLIA / DF ESCALA: INDICADAS DATA: 28.07.2018

REVISÃO	DESCRIÇÃO	FEITO
01		
02		
03		
04		
05		