DESENVOLVIMENTO DE UM MODELO NUMÉRICO EM ELEMENTOS FINITOS PARA O VÃO CENTRAL DA PONTE HONESTINO GUIMARÃES

GEORGIA BRUNELLI BOFILL

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA CIVIL

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

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

DESENVOLVIMENTO DE UM MODELO NUMÉRICO EM ELEMENTOS FINITOS PARA O VÃO CENTRAL DA PONTE HONESTINO GUIMARÃES

GEORGIA BRUNELLI BOFILL

ORIENTADOR: GUILHERME SANTANA ALENCAR
COORIENTADOR: RONALDO OLIVEIRA DE ALMEIDA

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA CIVIL

BRASÍLIA/DF: DEZEMBRO/2023

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

DESENVOLVIMENTO DE UM MODELO NUMÉRICO EM ELEMENTOS FINITOS PARA O VÃO CENTRAL DA PONTE HONESTINO GUIMARÃES

GEORGIA BRUNELLI BOFILL

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHARELA EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

_____

GUILHERME SANTANA ALENCAR, DR. (Universidade de Brasília, ENC/UNB) (ORIENTADOR)

_____

LUIS AUGUSTO MENDES VELOSO, DR. (Universidade de Brasília, ENM/UNB) (EXAMINADOR INTERNO)

_____

MARUSKA LIMA DE SOUSA HOLANDA, ENGª (NOVACAP) (EXAMINADORA EXTERNA)

BRASÍLIA/DF, 15 DE DEZEMBRO DE 2023.

FICHA CATALOGRÁFICA

BOFILL, GEORGIA BRUNELLI

Desenvolvimento de um Modelo Numérico em Elementos Finitos para o Vão Central da Ponte Honestino Guimarães [Distrito Federal] 2023.

ix, 68 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharela, Engenharia Civil, 2023)

Monografia de Projeto Final – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Elementos Finitos	2. Análise Dinâmica
3. Pontes e Viadutos	4. Estrutura Metálica
I. ENC/FT/UnB	II. Título (Bacharela)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BOFILL, G.B. (2023). *DESENVOLVIMENTO DE UM MODELO NUMÉRICO EM ELEMENTOS FINITOS PARA O VÃO CENTRAL DA PONTE HONESTINO GUIMARÃES.* Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Sessenta e oito p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DA AUTORA: Georgia Brunelli Bofill
TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Desenvolvimento de um Modelo Numérico em Elementos Finitos para o Vão Central da Ponte Honestino Guimarães
GRAU: Bacharela em Engenharia Civil ANO: 2023

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

_____
Georgia Brunelli Bofill
georgiabrunellibofill@gmail.com
Brasília/DF - Brasil

AGRADECIMENTOS

Agradeço à minha família, em especial minha mãe Gabriela Brunelli Bofill e meu pai Tertuliano Bofill Junior, por sempre me apoiarem na minha vida e nos meus estudos.

Agradeço a todos os professores que cruzaram o meu caminho até aqui, por toda a construção de conhecimento feita ao longo desses anos de estudo. Em destaque, agradeço ao meu orientador, Professor Guilherme Santana Alencar, por acreditar no meu potencial, me incentivar durante a jornada de escrita desse trabalho e abrir grandes oportunidades para meu crescimento acadêmico. Agradeço também ao meu coorientador, Ronaldo Oliveira de Almeida, pelo apoio, sugestões e pelo conhecimento construído previamente a este Projeto Final.

Agradeço à NOVACAP, pelos materiais e documentos históricos fornecidos e à Concrepoxi pelo apoio para a realização de visitas técnicas na Ponte Honestino Guimarães, em especial ao Engenheiro Bruno Bonfim, que deu todo o suporte necessário. Agradeço também ao Professor Luís Veloso e à aluna Ayalla Santos, pelo auxílio nas campanhas experimentais realizadas. Agradeço também ao Professor Felipe Sakiyama pelas análises realizadas dos dados modais operacionais.

Agradeço ao Victor Hugo Machado de Almeida, por estar do meu lado durante esse final de curso, por todas as horas de companhia na Biblioteca Central da UnB e por todo o carinho ao longo desse tempo. Agradeço aos meus amigos, em especial Ana Beatriz Santiago de Sousa, Emanuel Couto Brenag, Luisa Cruz e Freire, Talita de Sousa Peres, Mariana Marques Velasco Nascimento, Daniel Vianna Aguiar, Daniel Resende Monteiro, Vinicius Bentes, Gabriela Parente, Isabela Teperino, Maria Eduarda Cabral, Helena Ferretti, Luana Amato, Fernanda Augusto e Gabriela Venturin por todo o suporte, companhia e risadas ao longo de todos os anos de amizade. Mesmo alguns estando longe, sei que posso contar com vocês para tudo.

Agradeço também aos meus colegas de curso, com destaque ao Victor Hugo, já aqui mencionado, Matheus Capistrano, Isabela Nunes, Davi Martins, Bruna Turene, Faruk Yasin, Maria Luisa Curvello Duran, Isadora Reis, Ana Carolina Esteves Corrêa, Gustavo Primo, Sabrina Kümmel, Sabrina Faraco, Gabriela Felfilli, Gabriela Contreira, Anna Luisa

Medeiros, Marcela Nunes e Gabriela Nascimento, com certeza esses cinco anos de curso foram mais leves com vocês, não poderia pedir por amigos melhores. Agradeço também ao Guilherme Santiago, por toda a orientação e conhecimentos transmitidos e por me proporcionar uma outra perspectiva sobre a área de Estruturas.

Por fim, agradeço à Universidade de Brasília e todas as portas que ela me abriu.

RESUMO

A Ponte Honestino Guimarães, ou Ponte Monumental como o próprio Oscar Niemeyer a nomeou, é a única Obra de Arte Especial (OAE) do renomado arquiteto projetada e executada, tendo sido construída entre 1969 e 1976. Até a sua conclusão, essa OAE passou por alterações em seu sistema construtivo, substituindo-se um trecho central de concreto protendido de 58 metros de comprimento por uma estrutura metálica de tabuleiro ortotrópico de aço do tipo Corten. Diante desse contexto, considerando-se a utilização desse equipamento público e os efeitos do tempo, que podem interferir no comportamento dinâmico das estruturas, este trabalho apresenta o desenvolvimento de um modelo numérico em elementos finitos por meio do software ANSYS para o vão central em estrutura metálica. Sobre o modelo numérico, foi realizada uma análise estática com peso próprio, de modo a avaliar os deslocamentos produzidos por ele. Também foi realizada uma análise modal, de forma a comparar os três primeiros modos de vibração com análises experimentais realizadas, calibrando o modelo por meio da variação de alguns parâmetros cujos valores são incertos, como módulo de elasticidade do concreto e rigidez dos apoios elásticos. Ao fim, foi possível demonstrar a utilidade do modelo numérico para fins do estudo do comportamento dinâmico.

Palavras-chave: Análise Dinâmica, Elementos finitos, Pontes e Viadutos em Estrutura Metálica

ABSTRACT

Honestino Guimarães Bridge, or Monumental Bridge, as Oscar Niemeyer named it, is the acclaimed architecture's only bridge projected and executed, built between 1969 and 1976. Before it was concluded, its constructive system has been altered by a replacement of part of 58 meters of the prestressed concrete central span by an orthotropic corten steel deck structure. In view of this, considering the utilisation of this public equipment and the effects of time, which may interfere in the dynamic behaviour of structures, this article presents the development of a numeric model in finite elements via ANSYS for the central span steel structure. Over the numerical model, it was made a self-weight static analysis with the purpose of evaluating the displacements produced by it. It was also made a modal analysis, in order to compare the first three vibration modes with the results of an experimental analysis, calibrating the model by switching the values of some uncertain parameters, such as modulus of elasticity of concrete and stiffness of elastics supports. Ultimately, it was possible to demonstrate the usefulness of the numerical model for studying dynamic behaviour.

Keywords: Dynamic Analysis, Finite Element modelling, Steel Bridges and Viaducts

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 1

1.2. CONTEXTO HISTÓRICO DA PONTE HONESTINO GUIMARÃES 2

1.3. PONTE KOROR 5

1.4. OBJETIVOS 8

1.4.1. OBJETIVOS GERAIS 8

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 8

1.5. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO 8

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 10

2.1. SISTEMA DE MONITORAÇÃO DA PONTE 10

2.2. SOLUÇÕES PARA PONTES DE TABULEIRO ORTOTRÓPICO 11

2.3. MÉTODOS DE CÁLCULO 12

2.3.1. MÉTODO DOS DESLOCAMENTOS 12

2.3.2. ANÁLISE MATRICIAL DE ESTRUTURAS OU MÉTODO DA RIGIDEZ DIRETA 13

2.3.3. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS 15

2.4. ANÁLISE LINEAR ESTÁTICA 19

2.5. ANÁLISE DINÂMICA MODAL SEM AMORTECIMENTO 20

2.6. ANÁLISE DINÂMICA EXPERIMENTAL 21

3. CASO DE ESTUDO 23

3.1. ESTRUTURA GERAL DO TABULEIRO METÁLICO 23

3.2. GEOMETRIA DAS SEÇÕES 25

3.3. DADOS DOS MATERIAIS 28

3.4. APARELHOS DE APOIO 29

4. METODOLOGIA COMPUTACIONAL E EXPERIMENTAL ... 32

4.1. SOFTWARE UTILIZADO 32

4.2. ELABORAÇÃO DO MODELO 32

4.3. CONDIÇÕES DE CONTORNO 37

4.4. ENSAIO DE VIBRAÇÃO LIVRE 39

4.5. CALIBRAÇÃO DO MODELO 41
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES 42
5.1. RESULTADOS DO ENSAIO DE VIBRAÇÃO LIVRE – ANÁLISE MODAL OPERACIONAL 42
5.2. ANÁLISE ESTÁTICA DO MODELO NUMÉRICO COM PESO PRÓPRIO..... 44
5.3. ANÁLISE DINÂMICA MODAL E CALIBRAÇÃO DIRETA DO MODELO 45
5.3.1. CALIBRAÇÃO DO MODELO 45
5.3.2. RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL..... 46
6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES..... 50
6.1. TRABALHOS FUTUROS..... 50

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Projeto original da Ponte de Oscar Niemeyer (NOVACAP, 1969) 3
Figura 1.2 Concepção estrutural inicial (NOVACAP, 1969, modificado) 3
Figura 1.3 Implantação do tabuleiro metálico (Arquivo público do Distrito Federal, 1970, modificado) 4
Figura 1.4 Inauguração da ponte em 1976 (Arquivo público do Distrito Federal, 1976). 4
Figura 1.5 Placa com nome atual da Ponte Honestino Guimarães (Nunes, 2016) 5
Figura 1.6 Ponte Koror após sua construção (Tang, 2014) 6
Figura 1.7 Ponte Koror após o colapso (Tang, 2014) 7
Figura 1.8 Detalhe da Ponte Koror rompida (Tang, 2014) 7
Figura 2.1 Localização dos acelerômetros e do sistema de aquisição de dados (Almeida *et al.*, 2023) 10
Figura 2.2 Corpo sólido e definições (adaptado de Bathe, 1996) 15
Figura 3.1 Alçapão de acesso ao vão central metálico (Almeida, 2019) 23
Figura 3.2 Fotografia no interior do caixão na região do apoio (Autoria própria, 2023). ... 24
Figura 3.3 Fotografia no interior do caixão ao longo da direção longitudinal (Autoria própria, 2023). 24
Figura 3.4 Tabuleiro metálico em planta (ALMEIDA, 2018). 24
Figura 3.5 Corte longitudinal do tabuleiro metálico (ALMEIDA, 2018). 25
Figura 3.6 Corte transversal do tabuleiro metálico. (ALMEIDA, 2018). 25
Figura 3.7 Detalhe do encontro entre perfil I transversal e nervura longitudinal da mesa superior (nervura de tabuleiro ortotrópico) (Autoria própria, 2023). 26
Figura 3.8 Detalhe contraventamento, perfil T transversal da mesa inferior, enrijecedores longitudinais e perfil T das paredes (Autoria própria, 2023). 26
Figura 3.9 Aparelho de apoio do vão central antes da reforma (Almeida, 2019) 30
Figura 4.1 Representação do elemento shell181. (ANSYS, 2009) 33
Figura 4.2 Representação do elemento beam188. (ANSYS, 2009) 33
Figura 4.3 Detalhe interno de um dos caixões do modelo, com as seções especificadas no item 3.2. (Elaborada pela autora, 2023) 34
Figura 4.4 Seção transversal do modelo (Elaborada pela autora, 2023) 34
Figura 4.5 Comparação entre um dos caixões do modelo e da estrutura real (Autoria própria, 2023) 34

Figura 4.6 Laje de concreto da ponte, em comparação a uma serra circular (Autoria própria, 2023) 35
Figura 4.7 Detalhe da laje de concreto (Elaborada pela autora, 2023)..... 35
Figura 4.8 Detalhe das conexões entre a mesa superior metálica e a laje de concreto (Elaborada pela autora, 2023)..... 36
Figura 4.9 Modelo completo do vão central metálico (Elaborada pela autora, 2023) 37
Figura 4.10 Detalhe de uma das extremidades do tabuleiro (Elaborada pela autora, 2023) 37
Figura 4.11 Detalhe de um dos aparelhos de apoio na ponte sendo substituído (Autoria própria, 2023). 38
Figura 4.12 Detalhes das condições de contorno da estrutura no modelo (Elaborada pela autora, 2023)..... 38
Figura 4.13 Representação das molas no modelo (Elaborada pela autora, 2023)..... 38
Figura 4.14 Configurações dos acelerômetros (Elaborada pela autora, 2023)..... 40
Figura 4.15 Registro da colagem dos acelerômetros no vão central metálico (Autoria própria, 2023) 40
Figura 5.1 Resultados experimentais para o primeiro modo de vibração à flexão; freq.: 1,897 Hz 42
Figura 5.2 Resultados experimentais para o primeiro modo de vibração à torção; freq.: 2,706 Hz 43
Figura 5.3 Modo de vibração acoplados com arcos de concreto; freq.: 3,145 Hz 43
Figura 5.4 Resultados experimentais para o segundo modo de vibração à flexão; freq.: 5,618 Hz 44
Figura 5.5 Deslocamento no modelo do vão central metálico 45
Figura 5.6 Primeiro modo de vibração à flexão; freq. = 1,73294 Hz..... 47
Figura 5.7 Primeiro modo de vibração à torção; freq. = 2,79023 Hz..... 47
Figura 5.8 Segundo modo de vibração à flexão; freq. = 5,93035 Hz..... 48

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 Perfis metálicos (dimensões em mm) (Elaborada pela autora, 2023). 27
Tabela 3.2 Materiais utilizados no modelo (Elaborada pela autora, 2023). 29
Tabela 4.1 Especificações dos acelerômetros triaxiais (Almeida *et al*., 2023) 39
Tabela 5.1 Resumo dos dados experimentais (Elaborada pela autora, 2023) 44
Tabela 5.2 Valores dos parâmetros incertos adotados (Elaborada pela autora, 2023) 46
Tabela 5.3 Comparação entre os resultados experimentais e os resultados numéricos obtidos (Elaborada pela autora, 2023) 46
Tabela 5.4 Resumo dos resultados do modelo numérico (Elaborada pela autora, 2023) 49
Tabela 5.5 Tabela comparativa entre gráficos dos resultados experimentais e numéricos (Elaborada pela autora, 2023) 49

LISTA DE ABREVIAÇÕES, SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	American Concrete Institute
APDL	Ansys Parametric Design Language
CEB	Comité Euro-Internacional du Béton
CLDF	Câmara Legislativa do Distrito Federal
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
FIP	Fédération Internationale de la Précontrainte
MEF	Método dos Elementos Finitos
NOVACAP	Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil
OAE	Obra de Arte Especial
PTV	Princípio dos Trabalhos Virtuais

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

As estruturas são projetadas para resistirem a uma certa vida útil, já que, ao longo de sua utilização, são expostas a diversas intempéries. Nesse contexto, diversas pontes no Brasil foram projetadas e construídas antes dos anos 80, como é o caso da Ponte Honestino Guimarães. Ou seja, essas pontes estão chegando ao fim de sua vida útil, estimada em 50 anos (Almeida, 2023). Contudo, hoje dispomos de ferramentas e tecnologias suficientes para simular computacionalmente as estruturas com modelos numéricos, em particular, *softwares* de análise em elementos finitos, os quais podem ser de grande importância para o estudo do comportamento estrutural dessas pontes.

O método dos elementos finitos foi desenvolvido na década de 50 a partir dos estudos de diversos engenheiros, matemáticos e físicos (Huebner *et al.*, 2001), tendo sido originado da Análise Matricial de Estruturas, desenvolvida na década de 30 pela indústria aeronáutica britânica (Soriano, 2002). Graças à disponibilidade de computadores que resolviam matrizes com uma velocidade nunca antes vista e devido à necessidade de resolução de problemas complexos com relação às tensões em asas de avião, o método dos elementos finitos foi primeiramente enunciado em um *paper* publicado em 1956 por Turner, Clough, Martin e Topp. De acordo com Huebner *et al.* (2001), nesse estudo, os autores utilizaram o método da rigidez direta para determinar as propriedades dos elementos finitos. Com o tempo, o método foi sendo refinado e começou a ganhar visibilidade e aceitação na Engenharia, tendo sido desenvolvidos diversos *softwares* para a aplicação do método (Huebner *et al.*, 2001).

Sendo a Ponte Honestino Guimarães, à época de seu projeto nomeada de Ponte Monumental pelo seu próprio arquiteto, Oscar Niemeyer, a única ponte construída do projetista (Fonseca, 2007), esta possui uma importância histórica e cultural inegável. Além disso, a ponte possui grande importância na conexão viária entre o Lago Sul e o Plano Piloto de Brasília. Entretanto, à época de sua construção, ela passou por alguns problemas, como o rompimento de cabos de protensão, por isso, seu método construtivo teve de ser alterado, segundo Fonseca (2007). Além disso, a ponte foi calculada com métodos simplificados, como viga

de Euler- Bernoulli, já que eram os recursos que se dispunham no período, como mostram os memoriais de cálculo de recuperação da ponte (NOVACAP, 1974-1976).

Nesse sentido, atualmente, pode-se aplicar o método dos elementos finitos à referida ponte, para que seja possível analisar a sua integridade estrutural de maneira muito mais detalhada e refinada, como realizada por Alencar (2021) e Quissanga *et al.* (2021). O presente trabalho busca desenvolver um modelo em elementos finitos pelo *software* ANSYS para o vão central metálico da Ponte Honestino Guimarães, com o objetivo de se realizar uma análise estática e uma análise modal sobre o modelo. Esta última é de grande importância para as pontes, uma vez que estas estão constantemente submetidas a cargas dinâmicas geradas pelo tráfego de veículos, que induzem "[...] vibrações e deslocamentos na estrutura, o que pode levar a danos e até mesmo colapsos se a estrutura não estiver projetada para suportar essas cargas." (Almeida, 2023).

1.2. CONTEXTO HISTÓRICO DA PONTE HONESTINO GUIMARÃES

Destinada a conectar, de forma mais rápida, o Lago Sul à área central de Brasília, a Ponte Honestino Guimarães foi projetada em 1967 pelo arquiteto Oscar Niemeyer. Segundo Fonseca (2007), a concepção arquitetônica inicial era inédita, com 200 metros de vão livre no arco central e dois arcos laterais de 100 metros cada, como mostram a Figura 1.1 e Figura 1.2. Para isso, a construção foi pensada utilizando-se de concreto protendido para vencer esses vãos, além de seção transversal constituída de um caixão tricelular. Entretanto, esse comprimento inicial ainda precisou ser aumentado para que os blocos de ancoragem se apoiassem em um solo mais firme, resultando em 110 metros de vãos laterais e 220 metros de vão central. Para executar a obra, o processo construtivo escolhido foi o de balanços progressivos, realizados de forma simétrica a partir dos pilares internos da estrutura.

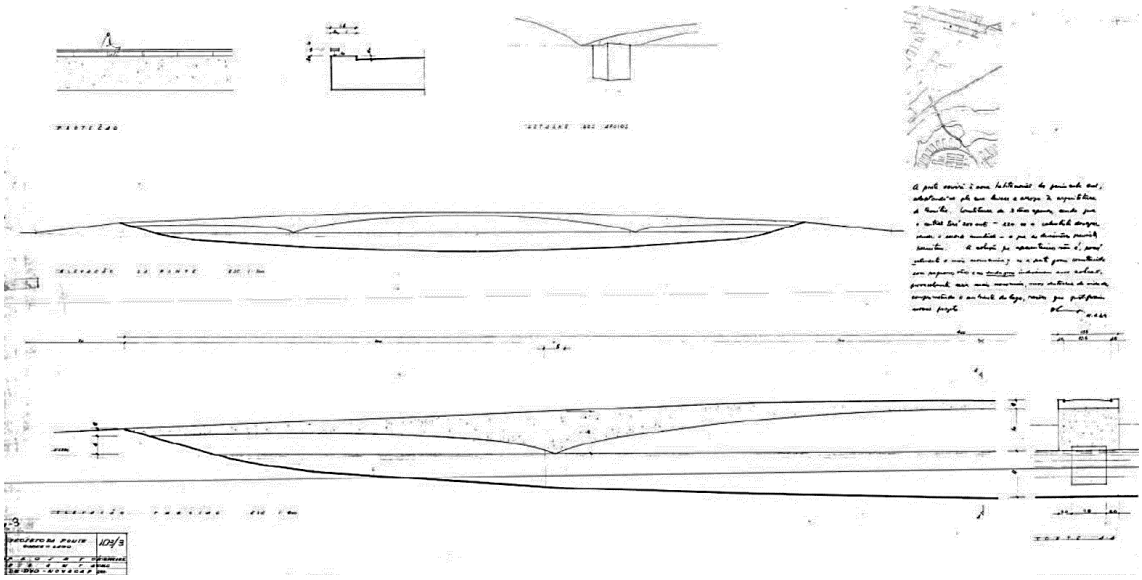


Figura 1.1 Projeto original da Ponte de Oscar Niemeyer (NOVACAP, 1969)

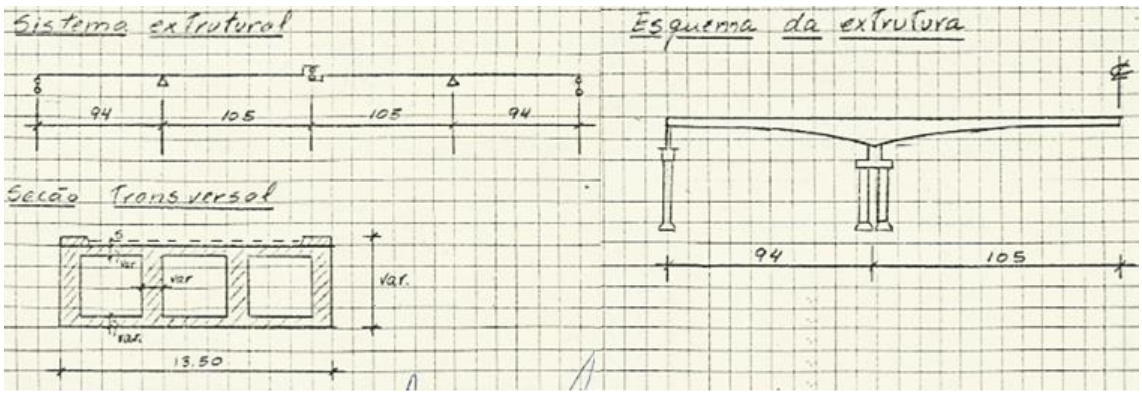


Figura 1.2 Concepção estrutural inicial (NOVACAP, 1969, modificado)

De acordo com Fonseca (2007), após 1 ano e 6 meses do início da construção, a obra foi paralisada devido a acidentes ocorridos com os cabos de protensão e por fiscais da NOVACAP constatarem que a quantidade desses cabos prevista em projeto era insuficiente. Dessa forma, o projeto inicial foi recalculado pelo escritório técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (Fonseca, 2007). Assim, foi prevista a substituição de 58 metros do vão central em concreto protendido por uma estrutura em aço anticorrosivo, apoiada sobre os arcos de concreto, o que reduziu o peso próprio do trecho em aproximadamente 1/3. A Figura 1.3 apresenta a instalação do tabuleiro metálico sobre os arcos de concreto. Também foram realizados outros reforços estruturais na estrutura, como inserção de cabos de reforço e preenchimento de fissuras. A ponte foi finalmente inaugurada em 1976, como mostra a Figura 1.4.



Figura 1.3 Implantação do tabuleiro metálico (Arquivo público do Distrito Federal, 1970, modificado)



Figura 1.4 Inauguração da ponte em 1976 (Arquivo público do Distrito Federal, 1976).

O nome oficial da ponte passa por polêmicas desde sempre. Apesar de ter sido projetada sob o nome de Ponte Monumental, à fase de sua inauguração, foi nomeada de Ponte Costa e Silva, pelo então presidente da época, Ernesto Geisel (Fonseca, 2007). Ainda segundo Fonseca (2007), a filha de Juscelino Kubitschek, Maristela Kubitschek Lopes, gostaria que a ponte fosse nomeada sob o nome de Oscar Niemeyer. Entretanto, desde 2015, a Câmara Legislativa do Distrito Federal aprovou um projeto de lei que mudava o nome para Ponte Honestino Guimarães, em homenagem ao aluno da Universidade de Brasília que foi morto durante o período da ditadura militar (Sales, 2022). Depois de ter sido considerado institucional, por não ter seguido uma audiência pública prévia, em 2021, foi aprovado um

novo projeto propondo novamente a mesma mudança, de acordo com Sales (2022). Após veto do governador Ibaneis Rocha e derrubada de veto pela CLDF, finalmente a ponte foi rebatizada para o nome atual, como mostra a Figura 1.5.



Figura 1.5 Placa com nome atual da Ponte Honestino Guimarães (Nunes, 2016)

Em março de 2021, iniciou-se uma obra de reforço e recuperação estrutural na ponte, após serem identificadas deflexões excessivas nas pontas dos balanços onde se apoia a estrutura metálica. Almeida *et al.* (2023) reforçam que essa deformação indica possível perda de protensão dos cabos, causada por corrosão ou perdas diferidas no tempo.

Nesse contexto, dada a importância histórica da ponte, é trivial que haja esforços para a conservação do monumento. Desse modo, um modelo em elementos finitos pode auxiliar nesse processo. Ademais, percebe-se a necessidade de estudos avançados sobre essa ponte, para que seja possível a realização de previsões acerca do comportamento da estrutura e para um entendimento mais aprofundado sobre o seu comportamento mecânico, já que, à época da construção, não se dispunha de tecnologias como hoje.

1.3. PONTE KOROR

A ponte Koror é uma ponte localizada no arquipélago de Palau, Koror e Babeldaob, concluída em 1977, ligando as duas principais ilhas da região (Tang, 2014). Originalmente, essa ponte se assemelhava muito com a ponte Honestino Guimarães em idade e tipologia (Almeida, 2023), segundo a sua concepção original. Sua superestrutura era composta por um caixão unicelular, construída a partir de segmentos moldados *in loco* e um dente Gerber no

centro do vão. A Figura 1.6 ilustra como era a ponte após a sua construção. Em 1996, a ponte recebeu serviços de reforma, incluindo substituição do pavimento e correção das deformações excessivas no vão central; logo após a conclusão, a ponte desabou, segundo Tang (2014).



Figura 1.6 Ponte Koror após sua construção (Tang, 2014)

A construção da ponte iniciou-se em 1974 e, de acordo com Tang (2014), seguiu as recomendações da AASHTO, ACI e CEB-FIP, tendo sido, à época de sua inauguração, o maior vão em concreto protendido do mundo, de 241 m. Entretanto, após apenas alguns anos de sua construção, foram observadas deformações excessivas em seu vão central, tendo, em 1996, atingido uma flecha de 1,54 m. Foram feitas duas investigações que concluíram que a ponte era estruturalmente segura e que não se sabia o motivo de deformações tão altas. Ainda assim, foram realizadas reformas pelo proprietário da ponte com o objetivo de melhorar a qualidade do seu tabuleiro, utilizando elevadas forças de protensão que acabaram por alterar o seu sistema estrutural. Em consequência, três meses após a realização dos reparos, a ponte veio a colapsar, segundo Tang (2014). A Figura 1.7 e a Figura 1.8 mostram como ficou a Ponte Koror após a falha.



Figura 1.7 Ponte Koror após o colapso (Tang, 2014)



Figura 1.8 Detalhe da Ponte Koror rompida (Tang, 2014)

Nessa conjuntura, percebe-se a relevância de estudar a Ponte Honestino Guimarães, para que as reformas que sejam realizadas tenham uma maior precisão nos resultados obtidos. Ademais, a importância da ponte para a mobilidade e transporte urbano, seu valor cultural e histórico também demandam a sua preservação e garantia de segurança.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivos gerais

O trabalho tem por objetivo desenvolver um modelo numérico avançado em elementos finitos calibrado globalmente com resultados experimentais para o vão central da Ponte Honestino Guimarães, e demonstrar a sua efetividade para realização de análises estática e dinâmica. A motivação pelo estudo do vão central em estrutura metálica deve-se à simplicidade de uma incursão inicial sobre a investigação/análise estrutural da Ponte completa. Em trabalhos futuros pretende-se também modelar o arco de concreto protendido.

1.4.2. Objetivos específicos

- Desenvolver o *as-built* da estrutura metálica a partir de medições in loco da geometria soldada;
- Aplicar a técnica de análise modal operacional (quando as forças de excitação não são funções conhecidas) para proceder a uma identificação modal (frequências naturais, taxas de amortecimento e modos de vibração) dos modos de maior energia;
- Estudar o método dos elementos finitos e estratégias de discretização e modelagem avançadas de pontes metálicas constituídas por chapas soldadas;
- Realizar uma análise estática do modelo da ponte Honestino Guimarães com peso próprio e observar os resultados desta análise;
- Realizar uma análise linear dinâmica modal (análise de vibração livre) do modelo da Ponte Honestino Guimarães, e comparar com as respostas experimentais medidas por sistema de aquisição de Almeida *et al.* (2023) e outros, de modo a calibrar manualmente o modelo por meio da variação de parâmetros que apresentam incertezas em seus valores.

1.5. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A divisão do trabalho está disposta em seis capítulos. O Capítulo 1, esta presente Introdução, com um breve contexto e objetivos do trabalho. O Capítulo 2, de Fundamentação Teórica e Revisão Bibliográfica, em que é apresentado o sistema de monitoração da ponte e os métodos

de dimensionamento de pontes ortotrópicas, além da formulação de métodos de análise estrutural: método dos deslocamentos, análise matricial de estruturas, método da rigidez direta e método dos elementos finitos e a descrição das análises lineares que serão feitas sobre o modelo, a estática e a dinâmica. O Capítulo 3, no qual é introduzido o estudo de caso da ponte, com suas características geométricas e constitutivas. O Capítulo 4, com a metodologia utilizada para a modelagem numérica da ponte. O Capítulo 5, em que, finalmente, são apresentados os resultados obtidos com o modelo e é feita a comparação com os resultados experimentais obtidos. Por fim, o Capítulo 6, onde são realizadas as conclusões do trabalho e sugestões para os próximos estudos.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. SISTEMA DE MONITORAÇÃO DA PONTE

Almeida *et al.* (2023) instalaram um sistema de monitoração da ponte com o objetivo de avaliar o comportamento estrutural da ponte durante seu serviço, de modo a identificar suas frequências naturais e seus parâmetros modais. Outros autores também já realizaram instalação de sistema de monitoração em pontes para posterior análise à fadiga, como Alencar *et al* (2022) e Alencar *et al* (2016). Os equipamentos foram instalados em pontos estratégicos da ponte, levando em conta suas características, geometria, material e condições de carga. Eles foram conectados com um sistema de aquisição de dados e configurados para transmitir os dados remotamente, por meio de um mini PC, ligado a um Sistema de Aquisição de Dados, que recebe os sinais dos acelerômetros e os converte em sinais digitais. A transmissão dos dados é realizada por um modem 4G, que permite o seu acesso de maneira remota e em tempo real. A partir da obtenção dos dados, foram feitas análises para a identificação dos modos de vibração e das frequências naturais da ponte. A Figura 2.1 indica a posição dos acelerômetros instalados e do sistema de aquisição de dados no tabuleiro metálico.

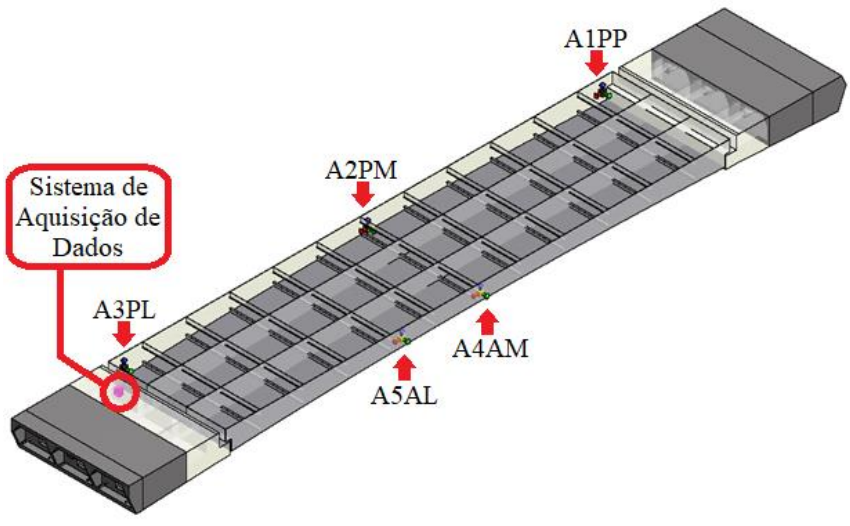


Figura 2.1 Localização dos acelerômetros e do sistema de aquisição de dados (Almeida *et al.*, 2023)

Mais recentemente, mais medições foram feitas na ponte. Dessa vez, utilizaram-se acelerômetros móveis e fixos, variando-se a posição deles, para obter resultados mais precisos quanto aos modos de vibração da ponte. Apesar de os resultados ainda não terem sido publicados, eles também serão usados como fonte de comparação experimental para esse trabalho. Estes ensaios serão mais detalhados nos itens 2.6 Análise dinâmica experimental e 4.4 Ensaio de vibração livre.

Desse modo, a partir do modelo numérico desenvolvido para o vão central metálico, serão feitas comparações dos dados obtidos da análise modal realizada no *software* com os dados obtidos pelo sistema de aquisição. Assim, poderá ser verificada a semelhança do modelo com a estrutura real da ponte, além de uma calibração manual do modelo para a obtenção de resultados mais precisos.

2.2. SOLUÇÕES PARA PONTES DE TABULEIRO ORTOTRÓPICO

O advento de computadores com alta capacidade de processamento propiciou um grande salto aos métodos de análise de estruturas. Entretando, métodos simplificados de cálculo seguem a ser uma importante ferramenta, por exemplo, para um dimensionamento preliminar (Góes, 2005). Em especial, para tabuleiros ortotrópicos, há três modelos principais de cálculo. De acordo com Góes (2005), a ortotropia é garantida quando o elemento analisado possui formas diferentes nas duas direções ortogonais. Esses modelos serão apresentados a seguir.

Um desses métodos é o Modelo de Viga Equivalente. Como o nome diz, esse método reduz o tabuleiro complexo a uma viga simplesmente apoiada com uma determinada largura efetiva. Segundo Góes (2005), esse modelo ainda é amplamente usado em normas nacionais e internacionais devido à sua simplicidade de análise e razoável aproximação. No caso da Ponte Honestino Guimarães, foi utilizado esse método para o dimensionamento tanto do projeto original, como mostra a Figura 1.2, como para o estudo de recuperação da ponte, de acordo com NOVACAP (1974). Obviamente, esse método possui algumas limitações, como a identificação de esforços torsores devido a cargas excêntricas ao longo do tabuleiro ou identificação de tensões em enrijecedores específicos da estrutura metálica. Ainda assim, os projetistas à época foram capazes de calcular uma estrutura metálica eficiente, com chapas

esbeltas que solucionaram o problema existente, demonstrando a aplicabilidade desse método.

Outro modelo possível de ser utilizado é o Modelo de Placa Ortotrópica Equivalente. Nesse caso, o tabuleiro ortotrópico é reduzido a uma placa equivalente com propriedades elásticas distintas em cada direção principal, de acordo com Goés (2005). Segundo o autor, "esse modelo é reconhecido como um método preciso para o cálculo de deslocamentos, deformações e tensões de placas ortotrópicas".

Entretanto, esses modelos não serão detalhados pois não serão abordados no presente trabalho. Para a modelagem do vão central metálico nesse trabalho, escolheu-se o Método dos Elementos Finitos (MEF), que é amplamente utilizado atualmente a partir de diversos *softwares* diferentes. A partir desse método, é possível alcançar diversos níveis de detalhamento diferentes e uma precisão satisfatória dos resultados. Após a definição do método dos deslocamentos e do método da rigidez direta, o MEF será explicado em sua forma teórica. Ressalta-se que a formulação a ser explicada é automaticamente realizada pelo *software* ANSYS.

2.3. MÉTODOS DE CÁLCULO

2.3.1. Método dos deslocamentos

O método dos deslocamentos é uma metodologia de resolução de estruturas hiperestáticas que se propõe a "somar uma série de soluções básicas (chamadas de casos básicos) que satisfazem as condições de compatibilidade, mas não satisfazem as condições de equilíbrio da estrutura original, para, na superposição, restabelecer as condições de equilíbrio" (MARTHA, 2010).

As estruturas que podem ter seus deslocamentos e esforços solicitantes conhecidos por meio desse método são aquelas formadas apenas por barras, como vigas, pórticos e grelhas, pois, para esses elementos, é possível definir a rigidez dos elementos de forma exata. Essas rigidezes formam as soluções básicas conhecidas, segundo Martha (2010), citadas anteriormente. O método se baseia no fato de que, sabendo o comportamento cinemático (a

configuração deformada de uma barra) e as forças externas atuantes, é sempre possível definir seu comportamento mecânico, ou seja, os esforços internos na barra.

Para a resolução, adicionam-se restrições aos nós equivalentes ao grau de liberdade daquele nó. Esse sistema é chamado de sistema hipergeométrico e o número de restrições inseridas, denominadas deslocabilidades, inserido definirá o número de incógnitas e, consequentemente, o número de equações do sistema linear a serem resolvidas. Assim, é possível analisar, de forma isolada, o efeito de deslocamentos e rotações em cada nó da estrutura. Os efeitos isolados compõem o sistema de equações de equilíbrio, que delimitam, de todas as infinitas formas de compatibilidade, apenas a única que atende também às condições de equilíbrio (Martha, 2010). A equação de equilíbrio é composta a partir do produto entre a matriz de rigidez da estrutura e o vetor de deslocamentos e rotações, que são as incógnitas do problema, igualado ao vetor de forças externas, como está resumido na Equação 2.1.

$$\boldsymbol{KU = R} \qquad \text{Equação 2.1}$$

O método dos deslocamentos é voltado para a resolução manual das estruturas, o que significa que se torna muito difícil resolver sistemas lineares com um grande número de incógnitas. Para isso, adotam-se simplificações com o objetivo de se reduzirem os graus de liberdade da estrutura e, consequentemente, o número de incógnitas. Uma das principais simplificações se explica pelo fato de que estruturas porticadas possuem deformações de flecha muito mais importantes do que deformações axiais. Portanto, pode-se adotar, sem grandes perdas no resultado final, que as barras desses elementos são inextensíveis. Dessa forma, a resolução manual torna-se bem menos complexa (Martha, 2010).

2.3.2. Análise matricial de estruturas ou método da rigidez direta

A análise matricial de estruturas (método da rigidez direta) foi a base para o desenvolvimento do método dos elementos finitos e é um método de análise que também se propõe a encontrar os deslocamentos nodais de estruturas reticuladas, para, depois, se determinarem os esforços solicitantes nas barras (Mazzilli *et al.*, 2010). Trata-se, segundo Martha (1999), da

implementação formal do método dos deslocamentos, com procedimentos que se assemelham à resolução realizada matricialmente por computadores.

Assim como o método dos deslocamentos, primeiramente atende-se à compatibilidade, em seguida às relações constitutivas e, ao final, resolve-se a Equação 2.1 de equilíbrio, que fornece os deslocamentos da estrutura como resultado.

$$\boldsymbol{KU = R} \qquad \text{Equação 2.2}$$

Onde K é a matriz de rigidez da estrutura, U o vetor de deslocamentos, que é a incógnita da equação e R as forças externas atuantes na estrutura (Martha, 2010).

No método dos deslocamentos, há a possibilidade de se reduzirem o número de deslocabilidades (graus de liberdade), ou seja, reduz-se o número de incógnitas para se minimizar a ordem das matrizes e facilitar a resolução à mão, por meio de simplificações, considerando barras como inextensíveis (Martha, 2010). Contudo, essas simplificações não apresentariam vantagens computacionais, pelo contrário, tornariam o processo mais complicado para a resolução por máquinas. Como resolver matrizes de ordem grande não é um empecilho para algoritmos, mas impor condições e restrições é, a metodologia de resolução para implementação computacional deve ser da forma mais genérica possível, mesmo que isso signifique grandes ordens de matrizes e grande número de incógnitas (Martha, 2010).

Um outro procedimento utilizado na análise matricial de estruturas é a decomposição de carregamentos distribuídos em cargas nodais. Nesse procedimento, segundo Martha (1999), é possível isolar o efeito local das solicitações de elementos da estrutura e considerar apenas o efeito global do carregamento, por meio de engastamentos perfeitos nos trechos solicitados. Algo semelhante é utilizado no método dos elementos finitos, mas sem a utilização de engastamentos; são utilizadas, na verdade, cargas nodais compatíveis que exercem o mesmo trabalho virtual que os carregamentos no interior dos elementos finitos com deslocamentos compatíveis com a aproximação feita ao elemento. Nesse caso, esse engastamento perfeito citado também pode ser encontrado por meio de equivalência de trabalhos virtuais, o que torna o método da rigidez direta um caso particular do método dos elementos finitos (Martha, 1999).

2.3.3. Método dos elementos finitos

Para a formulação do método dos elementos finitos, pode-se utilizar o Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV) como ponto de partida, ou seja, uma metodologia energética. Além disso, a formulação desse método, assim como o método dos deslocamentos e o método da rigidez direta, é baseada em deslocamentos, ou seja, conhece-se as forças e deseja-se determinar os deslocamentos (Bathe, 1996).

Para a aplicação do método, de acordo com Bathe (1996), a estrutura deve ser discretizada em elementos – barras, placas, sólidos – que são conectados por nós. Cada nó possui um certo grau de liberdade, definido pelo modo com que os elementos são conectados e pelas condições de contorno impostas à estrutura. Além disso, cada elemento está em equilíbrio no espaço e é solicitado pelas forças externas atuantes na estrutura, como mostra a Figura 2.2.

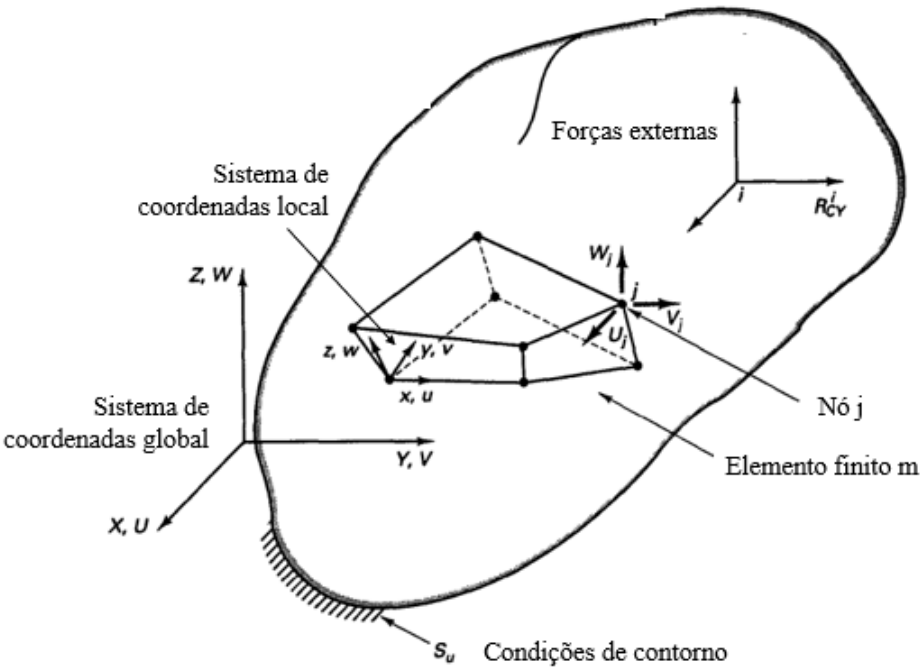


Figura 2.2 Corpo sólido e definições (adaptado de Bathe, 1996)

Pelo PTV, são realizadas perturbações virtuais em cada nó. Desse modo, criam-se as equações que igualam a energia de deformação interna, representada pelo produto entre

tensão e deformação, ao trabalho virtual externo, representado pelo produto deslocamento e força, para cada nó, como mostra a Equação 2.3.

$$\int_V \bar{\varepsilon}^{\mathrm{T}} \sigma \, dV = \sum_i \bar{U}^{iT} R_C^i \qquad \text{Equação 2.3}$$

Nesse contexto, Bathe (1996) acrescenta:

> É importante perceber que quando o PTV [Equação 3.1] é satisfeito para todos os deslocamentos virtuais atuantes com as tensões σ "adequadamente obtidas" de um campo U de deslocamentos que satisfaz as condições de contorno, e todos as três condições fundamentais da mecânica são respeitadas:
>
> 1. O equilíbrio é atendido porque o Princípio dos Trabalhos Virtuais é uma equação de equilíbrio;
> 2. A compatibilidade é atendida porque o capo de deslocamentos U é contínuo e satisfaz as condições de contorno;
> 3. A lei de tensão-deformação é atendida porque as tensões $\boldsymbol{\sigma}$ foram calculadas utilizando as relações constitutivas das deformações $\boldsymbol{\varepsilon}$ (que foram obtidas dos deslocamentos U).

Assim, para cada elemento também é satisfeita a Lei de Hooke generalizada no regime linear-elástico, descrita por:

$$\boldsymbol{\sigma}^{(m)} = \boldsymbol{D}^{(m)} \cdot \boldsymbol{\varepsilon}^{(m)} \qquad \text{Equação 2.4}$$

Onde o índice *(m)* indica que a lei vale para cada elemento finito, D é a matriz constitutiva para um material isotrópico e $\boldsymbol{\varepsilon}$ é o tensor de deformações.

Para estruturas ortotrópicas, como é o caso de tabuleiros multicelulares, a Lei de Hooke generalizada pode ser escrita da seguinte forma:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_{yx}}{E_y} & -\frac{\nu_{zx}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{xy}}{E_x} & \frac{1}{E_y} & -\frac{\nu_{zy}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{xz}}{E_x} & -\frac{\nu_{yz}}{E_y} & \frac{1}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{xy}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{xz}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{yz}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix} \qquad \text{Equação 2.5}$$

Além disso, os deslocamentos virtuais de cada elemento ($\bar{u}^{(m)}$) estão relacionados com o deslocamento virtual global da estrutura ($\overline{\overline{U}}$), a partir de uma matriz de função de forma ($N^{(m)}$), ou seja, a matriz de forma correlaciona os deslocamentos a nível global aos deslocamentos a nível local, por meio de polinômios que aproximam o comportamento de rigidez do elemento finito (Bathe, 1996), como mostra a Equação 2.6.

$$\bar{u}^{(m)}(x, y, z) = N^{(m)}(x, y, z)\overline{\overline{U}} \qquad \text{Equação 2.6}$$

A partir de derivações e combinações das linhas da matriz *N*, obtem-se uma matriz *B* de deformação-deslocamento, ou seja, que descreve como as deformações variam em função dos deslocamentos virtuais dos nós em cada elemento finito, como descreve Bathe (1996). Assim, a Equação 2.6 pode ser reescrita como:

$$\bar{\varepsilon}^{(m)}(x, y, z) = B^{(m)}(x, y, z)\overline{\overline{U}} \qquad \text{Equação 2.7}$$

Desse modo, a matriz de rigidez global da estrutura pode ser escrita a partir da matriz de rigidez de cada elemento. Isto é, cada elemento discreto possui uma matriz de rigidez em seu sistema local, sendo necessário combinar essas matrizes para determinar a matriz de rigidez completa da estrutura. Esse processo de combinação de matrizes é chamado de assemblagem e, para que seja possível a sua realização, necessita-se compatibilizar os sistemas locais, ou seja, as matrizes de rigidez de cada elemento devem passar por um processo de transformação de coordenadas utilizando-se uma matriz de rotação. Dessa

forma, na assemblagem, os graus de liberdade em comuns de cada elemento são “somados” e os que não são em comum aumentam a ordem da matriz de rigidez global (Bathe, 1996). Obtém-se, então, a seguinte matriz de rigidez da estrutura:

$$K = \sum_{m} \underbrace{\int_{V^{(m)}} B^{(m)T} D^{(m)} B^{(m)} dV^{(m)}}_{K^{(m)}} \qquad \text{Equação 2.8}$$

Dessa forma, é possível reescrever a Equação 2.3 substituindo as Equações 2.4, 2.7, e 2.8, e reagrupando de modo a colocar em evidência os deslocamentos virtuais. Assim, obtém-se:

$$\overline{\widehat{U}}^{T} \underbrace{\left[\sum_{m} \int_{V^{(m)}} B^{(m)T} D^{(m)} B^{(m)} \, dV^{(m)} \right]}_{matriz\ de\ rigidez\ global\ da\ estrutura} \widehat{U} = \overline{\widehat{U}}^{T} [R_C] \qquad \text{Equação 2.9}$$

Por sua vez, a Equação 2.9, após a simplificação do vetor de deslocamento virtual global da estrutura transposto ($\overline{\widehat{U}}^{T}$), resulta no produto da matriz de rigidez global pelo vetor de deslocamentos global da estrutura igualado ao vetor de forças externas atuantes. Consequentemente, obtém-se a mesma equação fundamental do método dos deslocamentos e da análise matricial de estruturas, já descrita anteriormente pela Equação 2.10.

$$\boldsymbol{KU = R} \qquad \text{Equação 2.10}$$

Ou seja, a partir da matriz de rigidez, de um vetor de deslocamentos e rotações, que são as incógnitas, e de um vetor de forças externas atuantes no corpo, forma-se um sistema de equações que, ao ser resolvido, fornece os deslocamentos em cada nó. Conhecendo os deslocamentos, calcula-se os esforços internos por meio do princípio da superposição. Esse processo é o mesmo utilizado no método dos deslocamentos, a diferença entre eles está justamente na matriz de rigidez. Enquanto o método dos deslocamentos é utilizado em estruturas reticuladas e têm-se a rigidez exata dos elementos de barra, o método dos elementos finitos se utiliza de elementos de placas, cascas e sólidos, que já não possuem uma rigidez exata e precisam ter sua matriz de rigidez aproximada por polinômios (Bathe, 1996). Ou seja, o método dos deslocamentos pode ser considerado um caso particular do método dos elementos finitos.

Ressalta-se que o ANSYS resolve a matriz de rigidez para cada elemento finito. Em seguida, o *software* realiza o processo de assemblagem, ou seja, resolve a Equação 2.8. Uma vez constituída a matriz de rigidez global, esta é substituída na Equação 2.9 e realiza-se a análise da estrutura.

Outro ponto importante é a existência de outros tipos de forças atuantes nas estruturas de placas, cascas e sólidos, não apenas forças concentradas. Existem também as forças de corpo ou forças gravitacionais, que atuam ao sobre volumes, forças distribuídas, que atuam ao sobre superfícies e forças internas, geradas pelas tensões residuais, que existem no corpo mesmo quando não há nenhuma outra força atuando. Entretanto, todas essas forças podem ser concentradas nos nós por meio de procedimentos específicos do método dos elementos finitos, assim como realizado no método da rigidez direta, como mostra a Equação 2.11.

$$R = R_B + R_S - R_f + R_C \qquad \text{Equação 2.11}$$

Onde R é o vetor de forças total, R_B são as forças gravitacionais, R_S as forças superficiais (cargas distribuídas), R_f as forças internas devido a tensões residuais e R_C as forças concentradas.

2.4. ANÁLISE LINEAR ESTÁTICA

Como dito anteriormente, assim que se resolve o sistema linear de equações representado pela Equação 2.1, encontra-se uma única solução: o vetor com os deslocamentos em cada nó dos elementos finitos. Para se obter os esforços internos atuantes na estrutura, aplica-se a equação de compatibilidade. Como o nome já diz, a análise estática busca conhecer o comportamento da estrutura em uma situação em que o tempo não é uma variável, já que velocidade e aceleração não estão presentes na equação. Portanto, pode-se avaliar os deslocamentos a qualquer tempo (t), independentemente de como foi o caminho para que chegassem até ali (Bathe, 1996).

Sendo assim, o *software* encontra a matriz de cada elemento finito e constitui a matriz de rigidez global da estrutura após a elaboração do modelo. O ANSYS resolve a equação de equilíbrio, aplica a equação de compatibilidade e obtém os esforços internos da estrutura.

No caso do modelo do vão central da ponte, ainda que o objetivo final seja realizar a análise dinâmica da estrutura, a análise estática é importante para verificar a razoabilidade do modelo, ou seja, se as flechas e momentos apresentados são razoáveis e próximos do esperado, antes de partir para a análise modal.

2.5. ANÁLISE DINÂMICA MODAL SEM AMORTECIMENTO

Para a análise dinâmica de uma estrutura, a equação de equilíbrio a ser resolvida trata-se da Equação 2.1 com a adição de forças inerciais e forças de amortecimento, transformando-se na seguinte equação diferencial ordinária:

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = R \qquad \text{Equação 2.12}$$

Onde M é a matriz de massa da estrutura, C é a matriz de amortecimento, K é a matriz de rigidez, $\ddot{U}$ é o vetor de aceleração, $\dot{U}$ é o vetor de velocidade, U o vetor de deslocamento e R é o vetor de forças externas (Bathe, 1996). Para estruturas com taxa de amortecimento muito baixas, a frequência natural amortecida e a não amortecida se coincidem, sendo possível desprezar o amortecimento. Além disso, para a vibração livre (análise dinâmica modal), não são considerados os carregamentos externos. Conforme Filho (2009), o conceito de Vibrações Naturais está relacionado aos modos possíveis de vibrar de uma estrutura, associados a frequências de vibração. Essas frequências dependem apenas de parâmetros inerentes ao sistema, como a distribuição de massa, a rigidez da estrutura e as condições de apoio, por isso carregamentos externos são desprezados.

Portanto, desconsiderando o amortecimento e as forças externas, restam apenas forças inerciais e forças elásticas, resultando-se na Equação 2.13.

$$[M]\langle\ddot{U}\rangle + [K]\{U\} = \{0\} \qquad \text{Equação 2.13}$$

O problema de vibração livre resume-se, então, a resolver esse sistema de equações homogêneo, de infinitas soluções. Como a resposta que interessa à análise é diferente da trivial, deve-se avaliar a situação como um problema de autovalor e autovetor. Em uma estrutura de N graus de liberdade, o sistema possuirá N autovalores e N autovetores. Nesse caso, os autovalores correspondem às frequências naturais da estrutura e os autovetores correspondem aos modos de vibração. Para a solução dessa equação, deve-se transformá-la

em um autoproblema por meio de uma mudança de base. Em seguida, esta pode ser resolvida por meio de diversos algoritmos, como o método de Jacobi, interação por subespaços, método de Householder, entre outros (Almeida, 2023).

Para o presente trabalho, o software utilizado, o ANSYS, realiza a solução dos pares de autovalores e autovetores por meio de três métodos: Block Lanczos, PCG Lanczos e *Supernode* (ANSYS, 2009).

2.6. ANÁLISE DINÂMICA EXPERIMENTAL

Uma maneira econômica de proceder a identificação de parâmetros dinâmicos reais da estrutura, que depois possam ser utilizados para calibração da rigidez e da massa de um modelo numérico, é a técnica da análise modal operacional. Particularmente interessante para pontes, essa técnica é largamente empregada em trabalhos na literatura, conforme explica Rodrigues (2004), visto que se trata da avaliação de estruturas em operação. Especialmente, porque esta não depende de se conhecer as funções de carregamento dinâmico. O carregamento dinâmico pode ser originário da vibração ambiente devido ao vento ou o tráfego, por exemplo.

Como nesse tipo de identificação as forças de excitação não são medidas experimentalmente, é necessário assumir algumas hipóteses sobre suas características. Na identificação modal estocástica, a hipótese assumida é a de que as forças de excitação são identificáveis através de um processo estocástico gaussiano do tipo ruído branco com média nula (Rodrigues, 2004). Nesse contexto, para a análise experimental realizada na Ponte Honestino Guimarães, foi empregado o método de identificação estocástica de subespaço com a componente principal não ponderada (SSI-UPC - *Sthocastic Subspace Identification – Unweighted Principal Component*), através do programa ARTeMIS. Nota-se que a análise experimental não é escopo do presente trabalho, porém ela será utilizada para efeitos de comparação e calibração com o modelo numérico, como realizado por Horas *et al* (2018) e Alencar *et al*. (2021a).

Para identificação dos principais modos de vibração de uma estrutura do tipo biapoiada, como a Ponte Honestino Guimarães, esquemas simples de posicionamento dos

acelerômetros podem ser propostos, realizando aquisições curtas, com variação da posição dos acelerômetros. Para o caso de estudo presente da ponte em estudo, a técnica apresenta grandes vantagens, pois não é necessário interrupção do tráfego, e, de posse de um número limitado de sensores de aceleração, é possível propor esquemas de ensaio com acelerômetros fixos e acelerômetros móveis. Como descreve Rodrigues (2004), pode-se realizar sucessivos ensaios utilizando alguns acelerômetros fixos como pontos de referência e variar a posição dos demais acelerômetros, colando-os sucessivamente até cobrir a estrutura em toda a malha proposta. O esquema de posicionamento dos acelerômetros será melhor detalhada em 4.4 Ensaio de vibração livre.

3. CASO DE ESTUDO

3.1. ESTRUTURA GERAL DO TABULEIRO METÁLICO

As informações de geometria da ponte foram obtidas por meio de levantamento *as built* da estrutura, produzido por Almeida (2018) para a NOVACAP e por meio de inspeções próprias realizadas na estrutura pela autora. Para tanto, o acesso à ponte se dá via lateral, por um alçapão de acesso, como mostra a Figura 3.1. A Figura 3.2 e a Figura 3.3 representam fotografias realizadas no local. Já a Figura 3.4, Figura 3.5 e a Figura 3.6 representam a planta e cortes da estrutura, retiradas do levantamento *as built.*



Figura 3.1 Alçapão de acesso ao vão central metálico (Almeida, 2019)



Figura 3.2 Fotografia no interior do caixão na região do apoio (Autoria própria, 2023).



Figura 3.3 Fotografia no interior do caixão ao longo da direção longitudinal (Autoria própria, 2023).

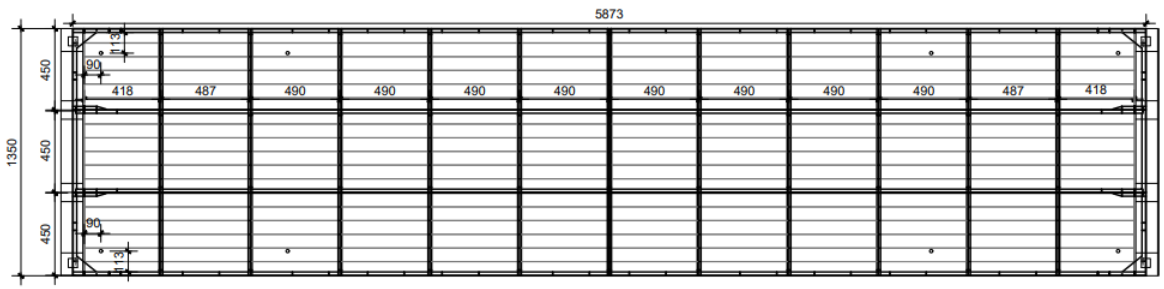


Figura 3.4 Tabuleiro metálico em planta (ALMEIDA, 2018).

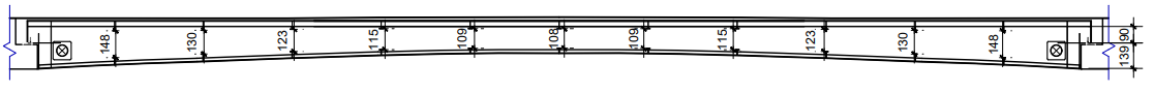


Figura 3.5 Corte longitudinal do tabuleiro metálico (ALMEIDA, 2018).

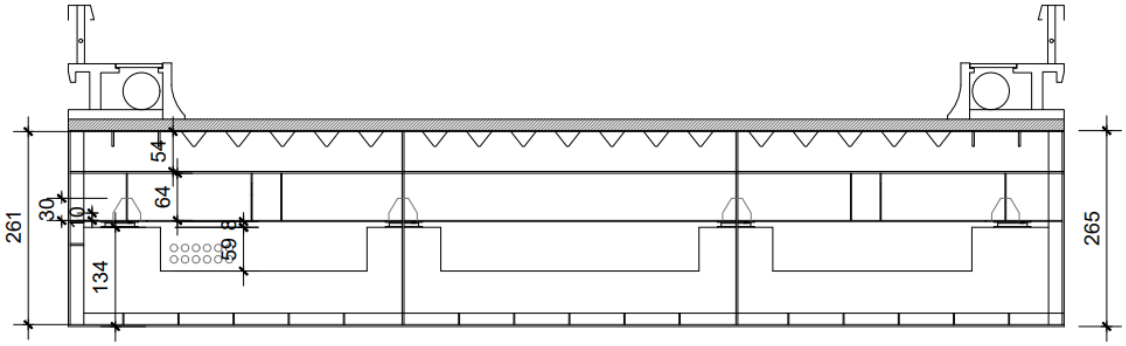


Figura 3.6 Corte transversal do tabuleiro metálico. (ALMEIDA, 2018).

Destaca-se que, no modelo *as built*, não é indicado o caimento transversal da pista nas extremidades, que foram identificadas *in loco* e existem para garantir o escoamento de água pluvial. No modelo, foi feita a modelagem desse caimento na própria estrutura do caixão, como identificado pelo levantamento realizado. Além disso, os desenhos apresentados referem-se ao vão antes da sua reforma.

3.2. GEOMETRIA DAS SEÇÕES

A estrutura metálica é composta por diversos enrijecedores ao longo de sua geometria, tanto nas mesas superior e inferior quanto nas paredes (internas e externas), configurando um tabuleiro do tipo ortotrópico, isto é, que possui rigidezes diferentes em cada direção perpendicular. A estrutura conta com esses elementos dispostos transversalmente e longitudinalmente ao longo do seu comprimento, como mostra a Figura 3.7 e a Figura 3.8. A Tabela 3.1 representa as dimensões dos perfis metálicos presentes no tabuleiro, que foram obtidas *in loco*.

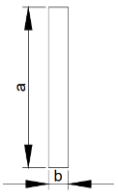
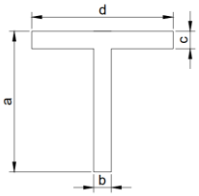
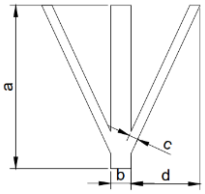
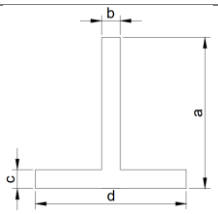
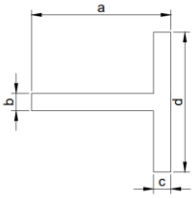
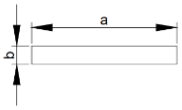
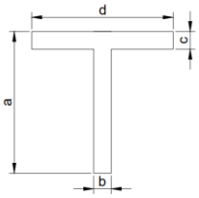


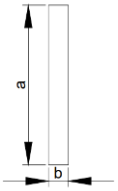
Figura 3.7 Detalhe do encontro entre perfil I transversal e nervura longitudinal da mesa superior (nervura de tabuleiro ortotrópico) (Autoria própria, 2023).



Figura 3.8 Detalhe contraventamento, perfil T transversal da mesa inferior, enrijecedores longitudinais e perfil T das paredes (Autoria própria, 2023).

Tabela 3.1 Perfis metálicos (dimensões em mm) (Elaborada pela autora, 2023).

Nº	Nome	Perfil	Seção	a	b	c	d
1	Enrijecedor longitudinal da face inferior do caixão	Retangular		170	13	-	-
2	Perfil T transversal soldado na mesa inferior	T		400	10	10	200
3	Nervura da mesa superior	Retangular enrijecido		320	27,5	10	130
4	Perfil T transversal soldado na mesa superior	T		530	10	10	200
5	Perfil T soldado nas paredes	T		300	10	10	200
6	Enrijecedor longitudinal das paredes do caixão	Retangular		175	14	-	-
7	Contraventamento	T		200	10	10	200

Nº	Nome	Perfil	Seção	a	b	c	d
8	Enrijecedor transversal nas extremidades	Retangular		400	10	-	-

3.3. DADOS DOS MATERIAIS

A inserção de dados dos materiais do modelo foi realizada levando-se em consideração o tabuleiro metálico em si e os elementos localizados sobre esse tabuleiro. Nesse caso, há o vão central em aço, uma laje de concreto sobre o vão e os elementos sobre a laje. Dessa maneira, foi utilizada a premissa de que todos os materiais estruturais (aço e concreto) são lineares, homogêneos, elásticos e isotrópicos. Para os elementos sobre a laje, foi considerado apenas o revestimento asfáltico como massa, sem influência na rigidez global, já que esse material adiciona apenas peso próprio sem função estrutural para a superestrutura.

Para uma análise linear estática, é imprescindível considerar o restante dos carregamentos atuantes sobre a estrutura, como veículos, adutoras de água, barreiras de concreto, etc., já que o peso próprio desses elementos age de modo a aumentar os esforços solicitantes atuantes na estrutura e aumentar a massa que contribuirá para diminuir as frequências naturais.

Contudo, não há informações precisas sobre alguns dos materiais da ponte. Por exemplo, não há como se afirmar com precisão que a densidade do concreto é, de fato, 25 kN/m² ou que seu módulo de elasticidade é 20 GPa, uma vez que há diversas variáveis que influenciam nesse valor. Da mesma forma, vale o mesmo para o revestimento asfáltico, que possui muitas incertezas em seu valor de peso específico, e para os demais elementos sobre o vão, uma vez que não há uma certeza sobre seus carregamentos. Por outro lado, o aço possui muito menos probabilidade de variação em seus parâmetros, uma vez que é um material industrializado com grande precisão. Assim, seus valores de peso específico e módulo de elasticidade não foram considerados como parâmetros variáveis.

Nesse contexto, essas variáveis que contêm incertezas tiveram suas quantias estimadas dentro de um intervalo de valores razoáveis, de modo a permitir a realização de uma calibração manual em relação aos resultados experimentais. Ou seja, por meio de tentativa e erro, selecionou-se os valores de parâmetros de modo que os resultados de frequências de vibração do modelo se aproximassem o máximo possível dos resultados experimentais colhidos. Do mesmo modo, a rigidez dos apoios elásticos também foi estimada dessa forma, conforme será detalhado no próximo capítulo.

Tabela 3.2 Materiais utilizados no modelo (Elaborada pela autora, 2023).

Material	Peso específico (kg/m^3)	Módulo de elasticidade (GPa)	Coeficiente de Poisson
Aço	7850	200	0.3
Concreto	VAR (2400 a 2600)	VAR (15 a 40)	0.2
Revestimento Asfáltico	VAR (1800 a 2200)	-	-

3.4. APARELHOS DE APOIO

De acordo com o Manual de Custos de Infraestrutura do DNIT (2017), "os aparelhos de apoio são dispositivos que fazem a transição entre a superestrutura e a mesoestrutura ou a infraestrutura, no caso das pontes não aporticadas". Transmitir as cargas da superestrutura à mesoestrutura ou à infraestrutura, a permitir a movimentação longitudinal da superestrutura devido a efeitos de expansão e retração e a rotação e permitir a rotação da superestrutura devido às deflexões estão entre as três principais funções dos aparelhos de apoio em pontes.

Nesse contexto, existem três grandes classes de aparelhos de apoio: elastoméricos, metálicos esféricos e metálicos elastoméricos. A reforma da ponte previa a substituição dos aparelhos de apoio existentes por oito aparelhos de apoio metálicos elastoméricos para o vão central metálico da Ponte Honestino Guimarães, de acordo com Almeida (2019). Esse tipo de aparelho de apoio permite mobilidade por translação (segundo um ou dois eixos) e por

rotação (segundo um, dois ou três eixos), segundo o manual. A Figura 3.9 mostra como estava um dos aparelhos de apoio antes da sua substituição em 2023.



Figura 3.9 Aparelho de apoio do vão central antes da reforma (Almeida, 2019)

De acordo com o DNIT (2017), os aparelhos de apoio metálicos elastoméricos possuem um elastômero, peça central do aparelho de apoio, que é confinado dentro da base de cada aparelho, de modo a acompanhar sua rotação, semelhante a um fluido viscoso. Para garantir o seu funcionamento, o elastômero possui um anel elástico de vedação preso em si, feito de um plástico duro. Esse anel pode deslizar na parede interna da base do aparelho de apoio sem se desgastar e adaptar-se às deformações.

De acordo com os graus de liberdade restritos, os aparelhos de apoio também podem ser classificados em fixos, unidirecionais e multidirecionais. Conforme o manual do DNIT (2017), os aparelhos fixos transmitem os esforços em todas as direções e não permitem nenhum movimento de translação, os aparelhos unidirecionais movimentam-se em uma direção e transmitem esforços na direção perpendicular a esse eixo e os multidirecionais permitem movimento longitudinal e transversal.

Segundo as Especificações Técnicas dos Serviços de Recuperação e Reforço Estrutural e Revitalização da Ponte Costa e Silva, de Almeida (2019), foi exigida a insstalação de um aparelho fixo, um aparelho unidirecional e os seis restantes multidirecionais. Além disso,

para todos os aparelhos de apoio, foi demandada uma capacidade de carga vertical no Estado Limite de Serviço de 1400 kN e deslocamento de ± 50 mm.

4. METODOLOGIA COMPUTACIONAL E EXPERIMENTAL

4.1. SOFTWARE UTILIZADO

Para a elaboração do modelo da ponte, foi utilizado o software ANSYS v. 17.2, sendo desenvolvido um código na linguagem de apoio do ANSYS, o ANSYS *Parametric Design Language* (APDL) para a leitura pelo programa. O ANSYS é um software que realiza modelos e análises em elementos finitos, permitindo, dentre outras funcionalidades, a análise linear estática e a análise linear dinâmica modal (ANSYS, 2009).

O código em APDL foi utilizado para a elaboração da geometria geral do tabuleiro e lançamento dos valores iniciais dos materiais. Em seguida, foram realizados ajustes finos no modelo utilizando as ferramentas dentro da própria interface do programa. Do mesmo modo, para a variação dos parâmetros descrita no item 3.3 Dados dos materiais, também foram utilizadas as ferramentas internas do *software*, de modo a facilitar a mudança e o processamento do modelo.

4.2. ELABORAÇÃO DO MODELO

A partir das informações citadas no capítulo anterior, foi construído o código em APDL, sendo que as instruções de programação são lidas pelo programa para construção e respectiva visualização gráfica do modelo. As mesas superior e inferior do tabuleiro, as paredes laterais e internas e as vigas das regiões de apoio foram modeladas como elementos *shell181*, com 10 mm de espessura, exceto as vigas dos apoios, que possuem 13,5 mm. Esses elementos são elementos de placa com 4 nós e 6 graus de liberdade em cada nó (ANSYS, 2009), recomendado para cascas esbeltas, como ilustra a Figura 4.1.

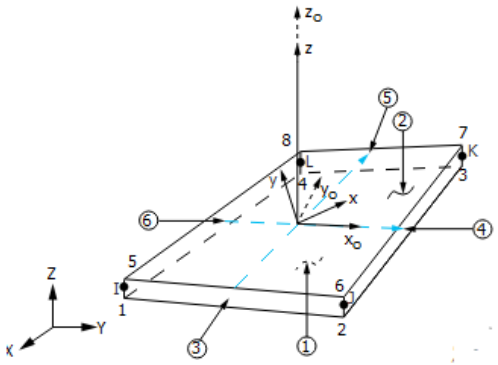


Figura 4.1 Representação do elemento shell181. (ANSYS, 2009)

As vigas internas à estrutura foram modeladas como elementos de *beam188* embebidos nos elementos de placa, tendo suas seções definidas conforme descrito anteriormente. Isso significa que os nós das malhas desses elementos coincidem com os nós dos elementos *shell181*. Esse tipo de elemento no ANSYS (2009) é caracterizado por ser linear com 6 graus de liberdade em cada nó, como observa-se na Figura 4.2.

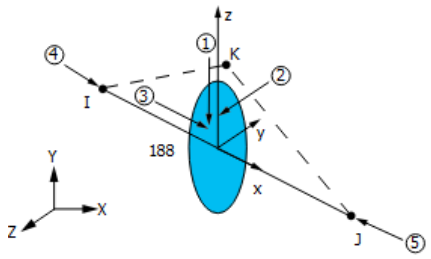


Figura 4.2 Representação do elemento beam188. (ANSYS, 2009)

Os elementos de viga sofreram *offset* em relação ao seu centroide para se acomodarem apropriadamente na estrutura. Isso é necessário, pois, na posição padrão feita pelo ANSYS, os centroides dos elementos *beam188* e *shell181* coincidem. Entretanto, na estrutura real, o que acontece é a junção das mesas e paredes nos bordos dos perfis metálicos. Dessa forma, o *offset* serve justamente para realizar esse deslocamento da posição das vigas no modelo, ainda que as linhas guia dessas vigas estejam dentro dos elementos de placa. Esse *offset* é importante principalmente no que tange ao cálculo da rigidez à flexão. A Figura 4.3, Figura 4.4 e Figura 4.5 ilustram o modelo desenvolvido.

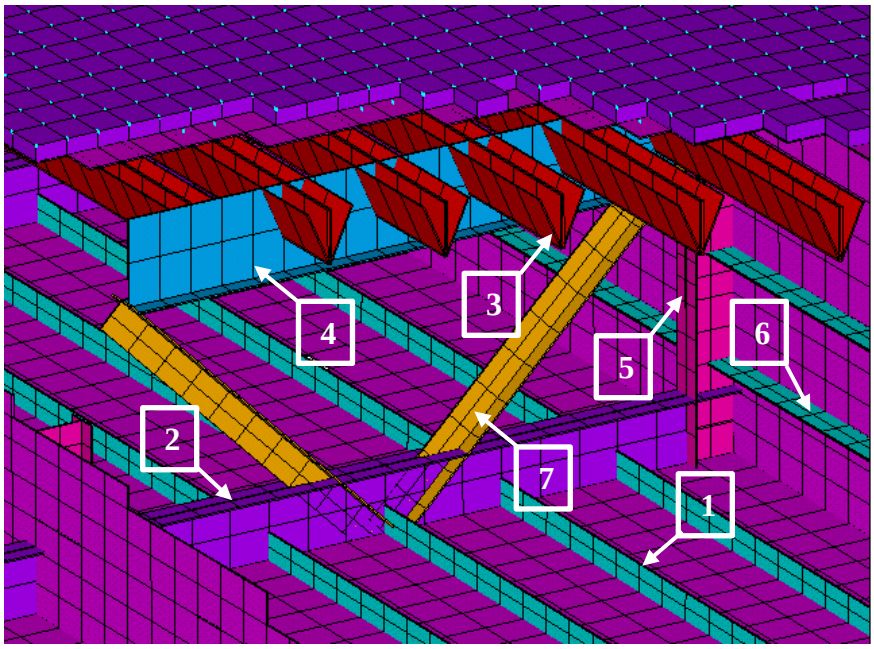


Figura 4.3 Detalhe interno de um dos caixões do modelo, com as seções especificadas no item 3.2. (Elaborada pela autora, 2023)

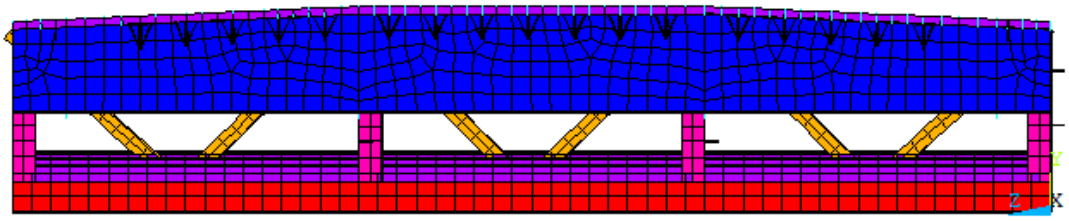


Figura 4.4 Seção transversal do modelo (Elaborada pela autora, 2023)

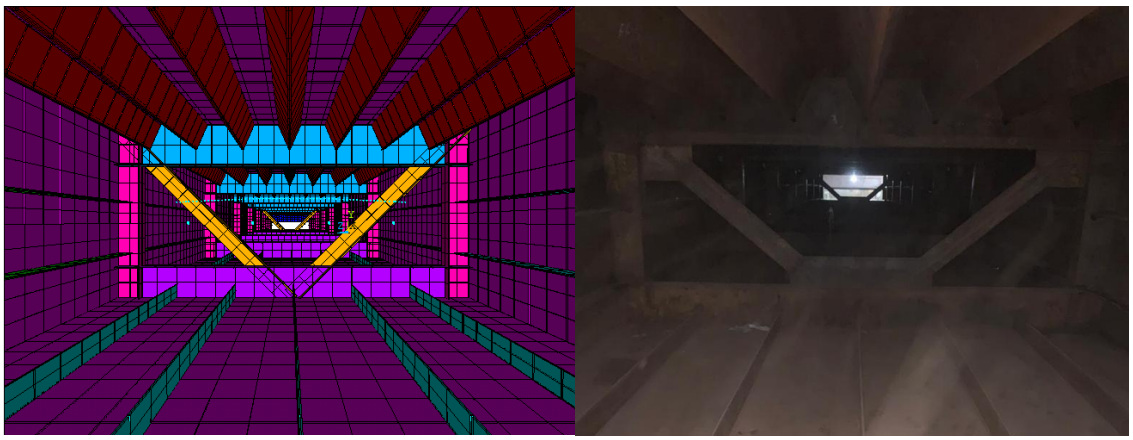


Figura 4.5 Comparação entre um dos caixões do modelo e da estrutura real (Autoria própria, 2023)

Para a inserção da laje de concreto, foi replicada a mesma disposição dos elementos *shells* da mesa superior do tabuleiro e inseriu-se o material de concreto, como mostra a Figura 4.7. A espessura de laje considerada foi de 10 cm, estimada de acordo com inspeções feitas durante a reforma da ponte, conforme Figura 4.6.



Figura 4.6 Laje de concreto da ponte, em comparação a uma serra circular (Autoria própria, 2023)

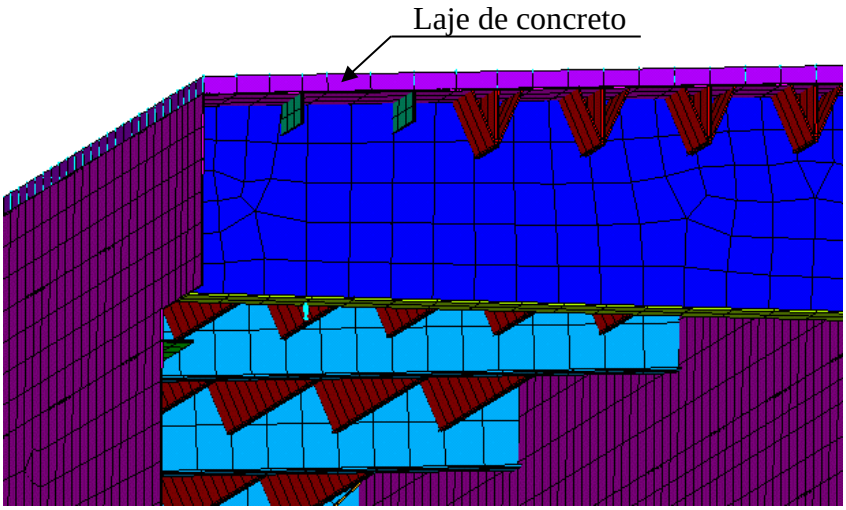


Figura 4.7 Detalhe da laje de concreto (Elaborada pela autora, 2023)

Após a inserção da laje de concreto sobre a estrutura do tabuleiro, foi necessária a realização da conexão entre esses elementos para que estes trabalhem em conjunto na estrutura (hipótese ainda a ser confirmada experimentalmente em trabalhos futuros). Para isso, foram adicionados *links* rígidos, elementos do tipo MPC184, para conectar cada nó dos *shells* da estrutura metálica à laje de concreto, como ilustra a Figura 4.8. Esses elementos não existem

na estrutura real, mas são usados como artifício para reproduzir o comportamento estrutural da ponte. Portanto, são elementos com massa nula.

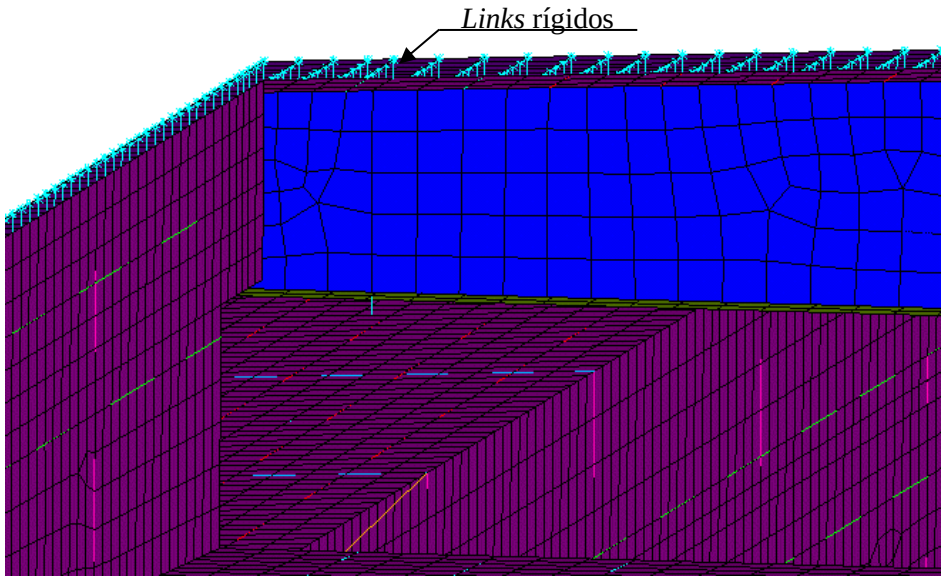


Figura 4.8 Detalhe das conexões entre a mesa superior metálica e a laje de concreto
(Elaborada pela autora, 2023)

Ademais, após a inserção da laje de concreto, foi inserido o revestimento asfáltico como elemento do tipo *mass21*. Esse é um elemento pontual com 6 graus de liberdade ANSYS (2009), apesar de apenas um grau de liberdade ser usado, que corresponde às forças inerciais verticais devido à gravidade e à massa do revestimento asfáltico. Foi considerado que a densidade e a espessura da camada de pavimento asfáltico são incertas, portanto, são parâmetros variáveis. O intervalo de valores considerado para a densidade foi de 1800 a 2200 kg/m³, enquanto que o intervalo de valores para a espessura foi de 1 a 5 cm.

A discretização da malha dos elementos é realizada pelo próprio ANSYS (2009), por meio do comando *mesh.* Nesse caso, buscou-se criar elementos de dimensões aproximadas de 25 cm. Com isso, obteve-se um total de 84429 elementos e 57130 nós no modelo. A Figura 4.9 mostra o modelo completo do vão central metálico.

Nos apoios, o vão central metálico possui uma transversina em seção T invertida para transmissão dos esforços cortantes para o arco de concreto sobre o qual se apoia em quatro pontos (quatro aparelhos de apoio esféricos em cada extremidade), como será explicado na seção seguinte.

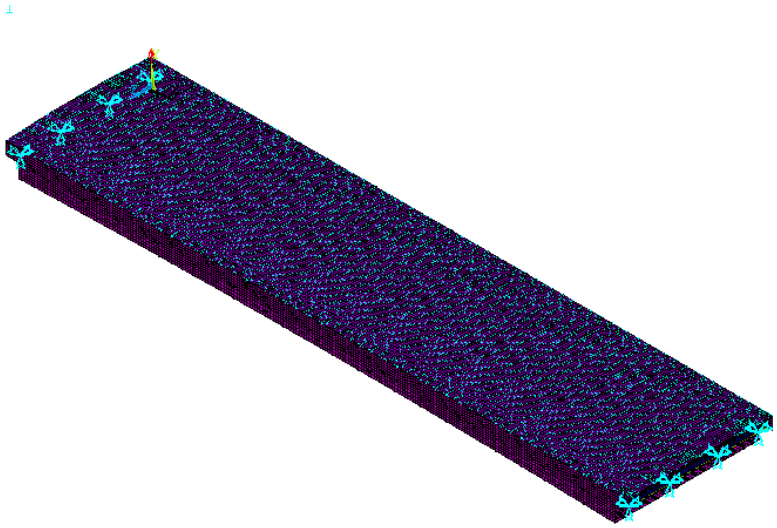


Figura 4.9 Modelo completo do vão central metálico (Elaborada pela autora, 2023)

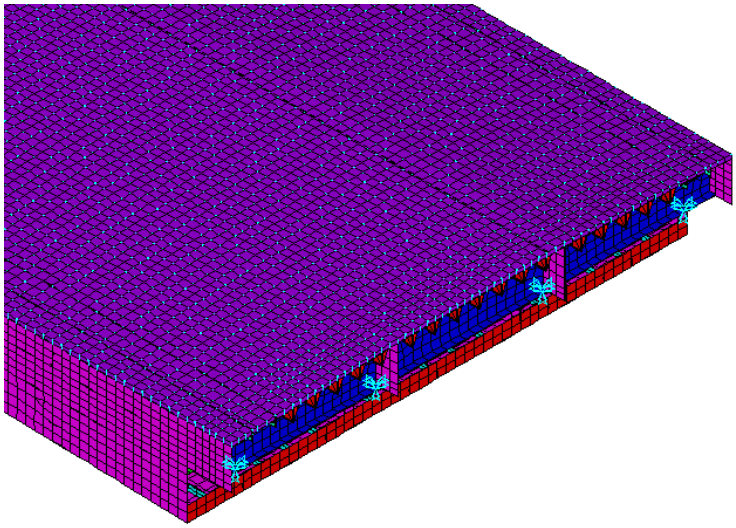


Figura 4.10 Detalhe de uma das extremidades do tabuleiro (Elaborada pela autora, 2023)

4.3. CONDIÇÕES DE CONTORNO

O arco metálico constitui-se de um elemento apoiado nos arcos de concreto, que sofrem deformações; e, portanto, é necessário a estimativa da constante de mola desse apoio para que seja inserido no modelo do tabuleiro. Como há quatro aparelhos de apoio em cada extremidade apoiada da ponte, foi considerada também a divisão do peso próprio entre esses quatro apoios. Como essa rigidez das molas é um dos parâmetros mais incertos, ela foi um fator decisivo na calibração. Nas direções horizontais, foram inseridas restrições ao

deslocamento de modo a tornar a estrutura isostática. Além disso, ressalta-se que em junho de 2023 a ponte passou por troca dos aparelhos de apoio como parte de um processo de revitalização, com a respectiva elevação da superestrutura do vão central metálico.



Figura 4.11 Detalhe de um dos aparelhos de apoio na ponte sendo substituído (Autoria própria, 2023).

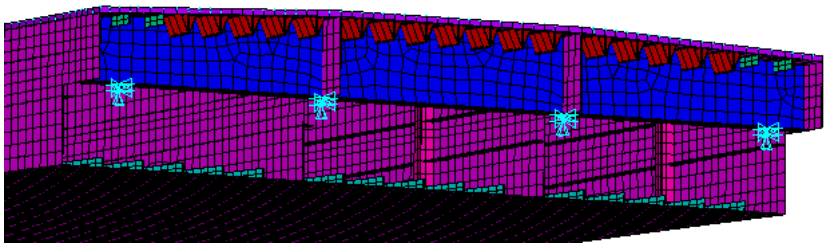


Figura 4.12 Detalhes das condições de contorno da estrutura no modelo (Elaborada pela autora, 2023)

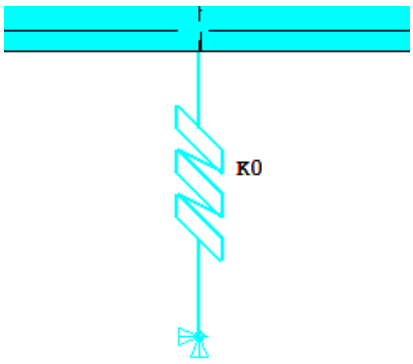


Figura 4.13 Representação das molas no modelo (Elaborada pela autora, 2023)

4.4. ENSAIO DE VIBRAÇÃO LIVRE

Conforme explicitado em 2.6 Análise dinâmica experimental, foi realizado um ensaio de vibração livre utilizando acelerômetros fixos como pontos de referência e acelerômetro móveis para cobrir a estrutura completa da ponte. Os acelerômetros foram colados no interior da ponte. Para tanto, o acesso ao interior da ponte se dá por um acesso lateral, como já mostrado anteriormente na Figura 3.1. As características dos acelerômetros utilizados estão descritas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 Especificações dos acelerômetros triaxiais (Almeida *et al*., 2023)

Modelo	2460 MEMS DC *Accelerometers*
Capacidade	±2 *g*
Sensibilidade	2.000 mV/*g*
Frequência de Resposta (Tip. 3 dB)	0 – 525 Hz
Choque mecânico máximo (0.1 ms)	2.000 g (pico)
Alimentação	8 - 32 VDC

No total, forma utilizados cinco acelerômetros, sendo dois móveis e três fixos. Para cobrir a estrutura da ponte com uma malha satisfatória, foram realizadas quatro configurações de posições dos acelerômetros móveis, mostradas na Figura 4.14. A malha correspondeu a uma divisão do tabuleiro em quatro regiões e os acelerômetros foram colados nas suas extremidades dos vértices. A Figura 4.15 ilustra a colagem dos acelerômetros na estrutura. Eles foram colados com fita dupla face e nivelados com nível mangueira, uma vez que dentro da ponte, com a altura da estrutura variável, não há uma referência horizontal precisa.

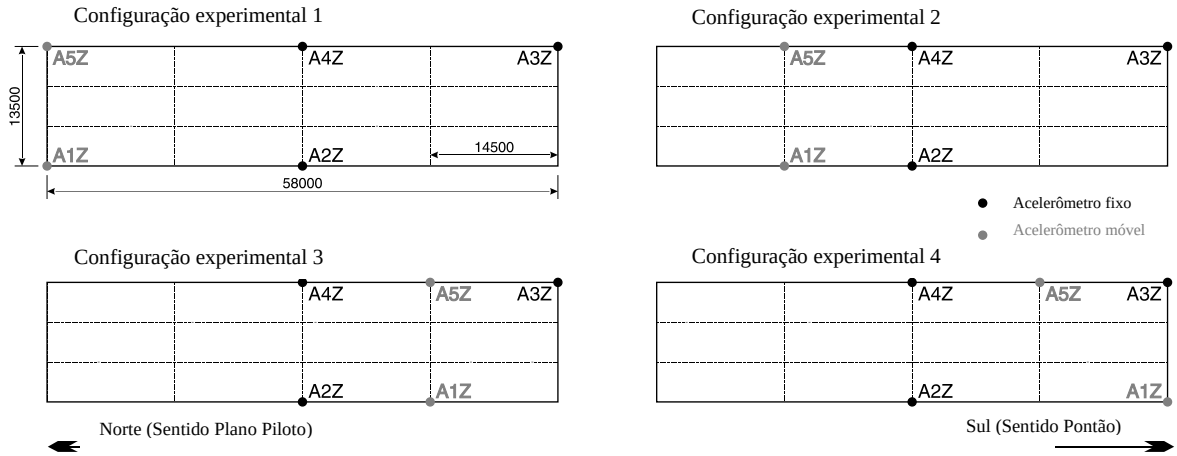


Figura 4.14 Configurações dos acelerômetros (Elaborada pela autora, 2023)



Figura 4.15 Registro da colagem dos acelerômetros no vão central metálico (Autoria própria, 2023)

Cada uma das configurações de medição apresentadas teve uma duração de cerca de 15 minutos cada, com uma taxa de aquisição de 30 Hz.

Após o ensaio, os dados foram superpostos e processados no *software* ARTeMIS. Foi escolhido o método de identificação estocástica de subespaço com a componente principal não ponderada (SSI-UPC - *Sthocastic Subspace Identification – Unweighted Principal Component*).

4.5. CALIBRAÇÃO DO MODELO

Para a calibração do modelo, optou-se por fazer uma calibração manual por meio de tentativa e erro. Nessa modalidade, de acordo com Santos *et al.* (2018), os valores de parâmetros são corrigidos manualmente, de sorte a fazer os resultados modais numéricos e experimentais se aproximarem. Isso envolve a variação simultânea de diversos parâmetros. Como foi dito anteriormente, alguns parâmetros possuem incertezas em seus valores, sendo eles: rigidez das molas (representando os arcos de concreto e os aparelhos de apoio), módulo de elasticidade do concreto, densidade do concreto e a massa e espessura do pavimento asfáltico por cima do tabuleiro. Cada um desses parâmetros possui uma faixa de valores aceitáveis estimados a serem adotados.

Nesse contexto, dentro dessa faixa, serão escolhidas quantias para ser realizada a análise modal. A depender se as frequências obtidas pelo modelo são maiores ou menores que as frequências obtidas experimentalmente, procede-se ao aumento ou diminuição dos valores dos parâmetros. Como a frequência natural é diretamente proporcional à rigidez e inversamente proporcional à massa, é possível deduzir quais parâmetros precisam ser incrementados e quais precisam ser reduzidos.

Santos *et al.* (2018) realizaram um processo de calibração manual para uma ponte ferroviária com dados experimentais modais, propondo a minimização de uma função denominada resíduo total, que está relacionada às frequências de vibração e modos de vibração. Para este trabalho, optou-se por verificar a diferença percentual entre modos correspondentes experimentais e numéricos. Nesse caso, estabeleceu-se que uma discrepância de até ±10 % entre os resultados seria considerada aceitável. Assim, a operação de variação dos parâmetros e obtenção das frequências naturais é repetida até que se atinjam modos de vibração aceitáveis suficientemente próximos aos resultados experimentais.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1. RESULTADOS DO ENSAIO DE VIBRAÇÃO LIVRE – ANÁLISE MODAL OPERACIONAL

Após a coleta dos dados dos ensaios e do processamento dos dados no ARTeMIS, foram identificados quatro modos de vibração do tabuleiro metálico. Foram produzidas, portanto, quatro animações dos modos de vibração. Em seguida, foram feitas capturas de tela dessas animações, representando os modos que serão detalhados a seguir.

A primeira frequência obtida corresponde ao primeiro modo de vibração a flexão. O resultado está apresentado na Figura 5.1, cuja frequência é de aproximadamente 1,90 Hz.

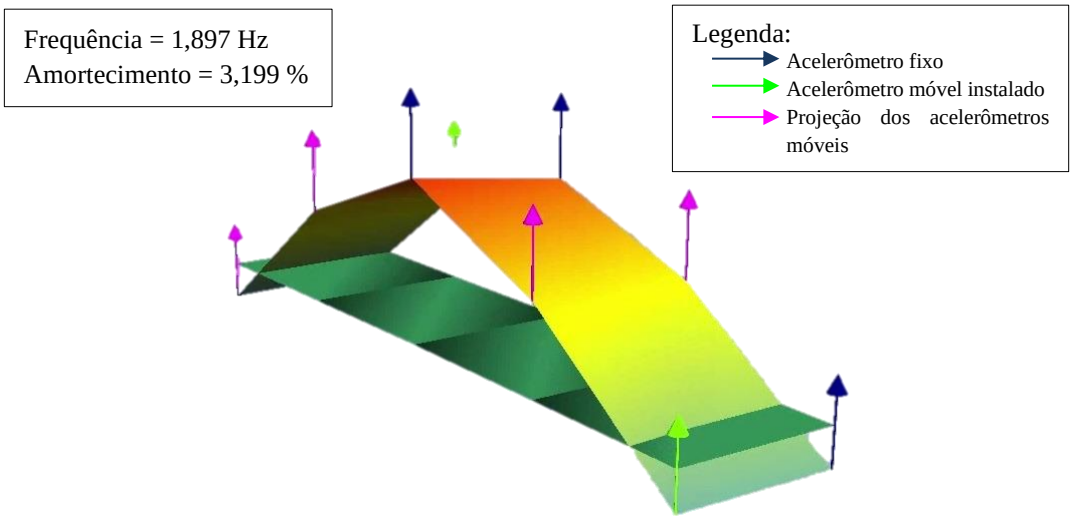


Figura 5.1 Resultados experimentais para o primeiro modo de vibração à flexão; freq.: 1,897 Hz

Em seguida, foi obtido um resultado experimental para o primeiro modo de vibração à torção. A Figura 5.2 ilustra esse modo de vibração, de frequência aproximadamente igual a 2,71 Hz.

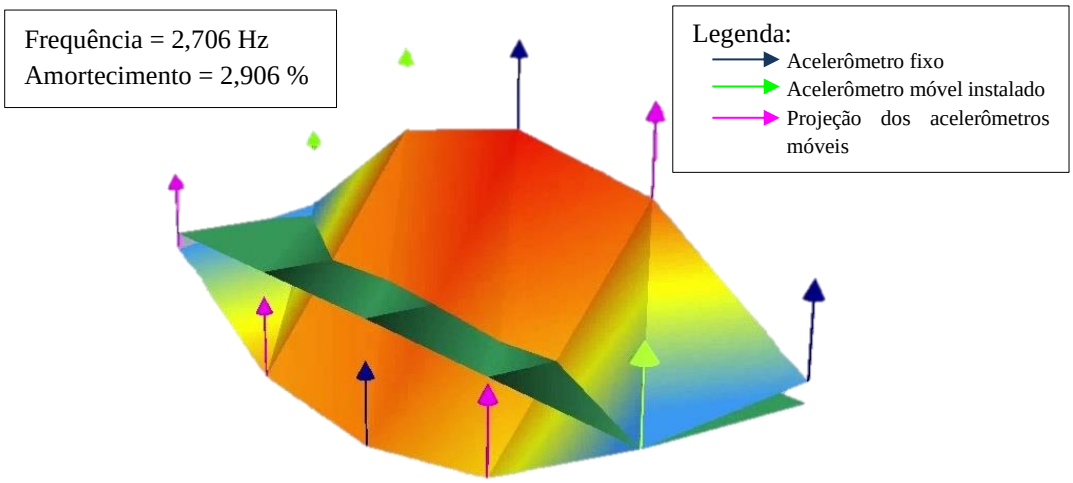


Figura 5.2 Resultados experimentais para o primeiro modo de vibração à torção; freq.: 2,706 Hz

A terceira frequência experimental obtida após o processamento dos dados correspondeu a uma frequência de aproximadamente 3,15 Hz. Como essa frequência não foi identificada no modelo numérico e pela própria forma de vibração da animação obtida, concluiu-se que essa frequência corresponde a um modo de vibração acoplado do tabuleiro metálico com os arcos de concreto. Dado que o escopo desse trabalho se restringe apenas ao vão central, esse modo de vibração não foi considerado nas análises.

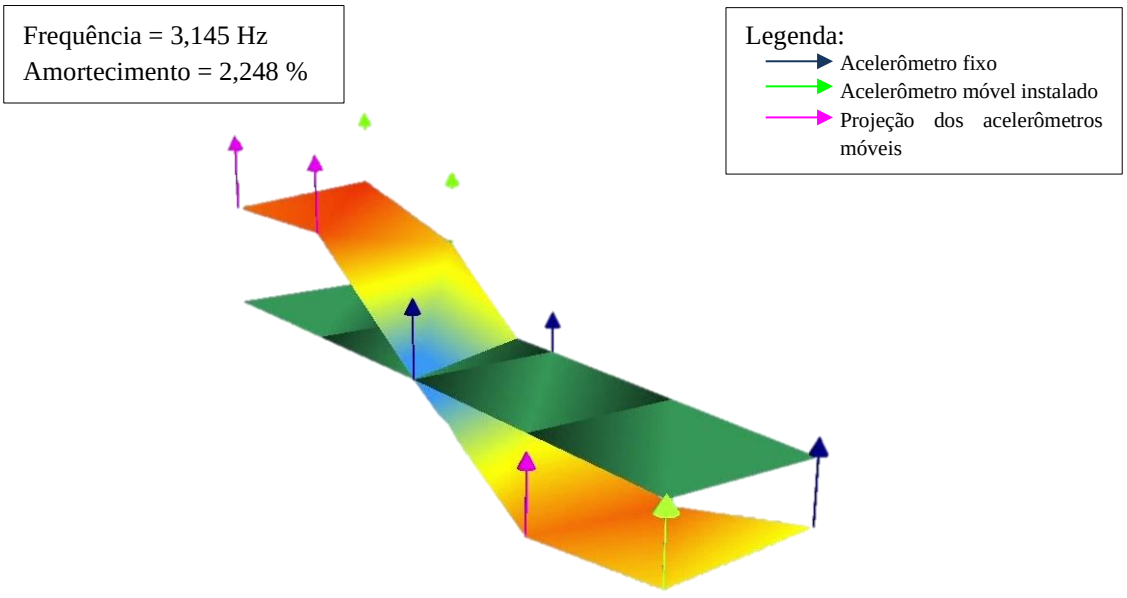


Figura 5.3 Modo de vibração acoplados com arcos de concreto; freq.: 3,145 Hz

Por fim, a quarta frequência identificada corresponde ao segundo modo de vibração à flexão do tabuleiro metálico e está apresentado na Figura 5.4. Nesse caso, a frequência obtida foi de aproximadamente 5,62 Hz.

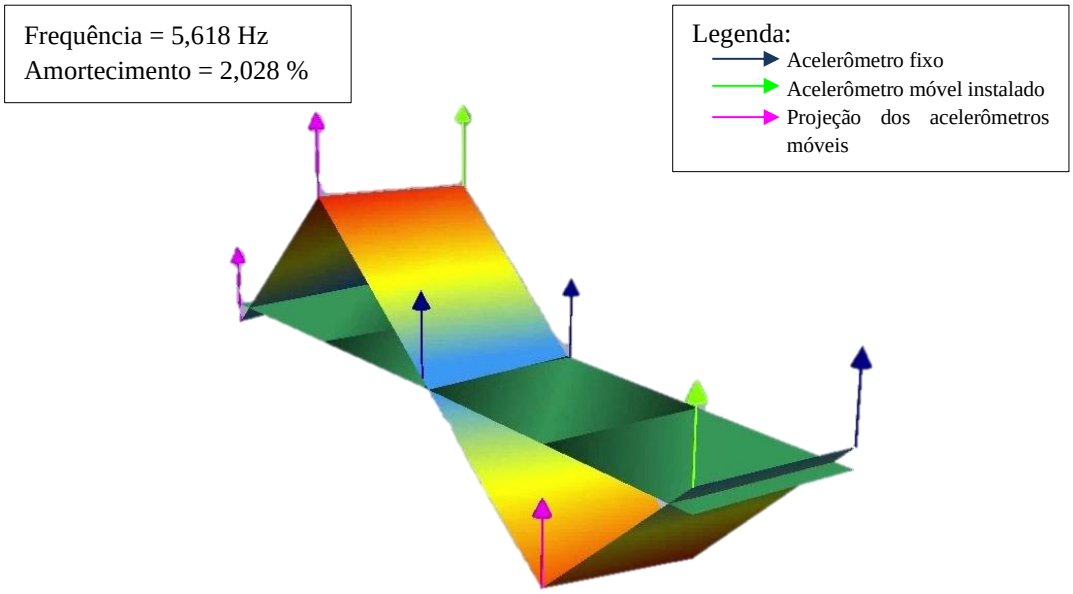


Figura 5.4 Resultados experimentais para o segundo modo de vibração à flexão; freq.: 5,618 Hz

A Tabela 5.1 apresenta um resumo das informações apresentadas sobre os resultados experimentais obtidos no ensaio de análise modal operacional no vão central metálico da Ponte Honestino Guimarães.

Tabela 5.1 Resumo dos dados experimentais (Elaborada pela autora, 2023)

Ordem	Resultado experimental (Hz)	Modo de vibração do vão central metálico
1	1,897	Primeiro modo à flexão
2	2,706	Primeiro modo à torção
3	3,145	Modo acoplado
4	5,618	Segundo modo à flexão

5.2. ANÁLISE ESTÁTICA DO MODELO NUMÉRICO COM PESO PRÓPRIO

Para a análise estática, foi realizada a solução da estrutura utilizando apenas o peso próprio dos elementos. Desse modo, adiciona-se no ANSYS a aceleração da gravidade de 9,81 m/s²

na direção y, ou seja, no sentido transversal da ponte, de modo a obter a força exercida pelo peso próprio da ponte. Para executar a análise estática, foram gastos aproximadamente 12 segundos em um computador Intel(R) Core (TM) i5-1035G1 CPU @ 1.00GHz 1.19 GHz e RAM 8.0 GB. O resultado está apresentado na Figura 5.5, que indica o deslocamento máximo apresentado pelo modelo de 10,48 cm. Nota-se a simetria da solução, o que é esperado, uma vez que a estrutura possui geometria e carga simétricas.

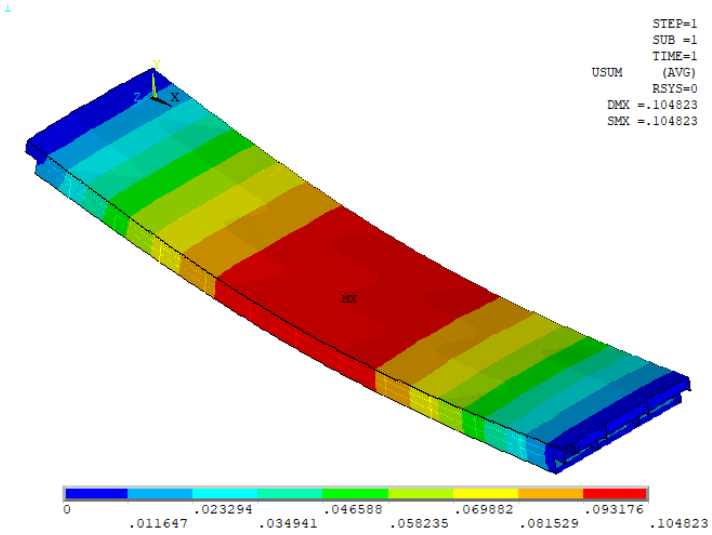


Figura 5.5 Deslocamento no modelo do vão central metálico

5.3. ANÁLISE DINÂMICA MODAL E CALIBRAÇÃO DIRETA DO MODELO

5.3.1. Calibração do modelo

Como dito anteriormente, a calibração manual do modelo foi feita sobre os parâmetros de rigidez das molas, massa do pavimento asfáltico, módulo de elasticidade do concreto e densidade do concreto, que são valores incertos. Após algumas rodadas iterativas de tentativa e erro, obteve-se uma diferença máxima, em módulo, de 8,64% entre os resultados e considerou-se os valores de parâmetros razoáveis. A Tabela 5.2 apresenta os valores adotados para esses parâmetros. Ressalta-se que, no processo de calibração, como a rigidez das molas mostrou-se um valor muito alto, considera-se que, para essas primeiras frequências de vibração apresentadas, os arcos de concreto mostram-se praticamente indeslocáveis.

Tabela 5.2 Valores dos parâmetros incertos adotados (Elaborada pela autora, 2023)

Parâmetro	Valor adotado
Rigidez das molas (K)	$6{,}56 \cdot 10^8$ N/m
Massa do pavimento asfáltico	20 kg/m²
Espessura do pavimento asfáltico	1 cm
Módulo de Elasticidade do concreto (E)	30 GPa
Densidade do concreto	2500 kg/m³

Com a inserção desses valores, foi possível obter as frequências naturais da estrutura, sendo analisados o primeiro e o segundo modos de vibração à flexão e o primeiro modo de vibração à torção. Esses resultados foram comparados com os resultados experimentais obtidos na Tabela 5.3, que mostra a discrepância entre eles.

Tabela 5.3 Comparação entre os resultados experimentais e os resultados numéricos obtidos (Elaborada pela autora, 2023)

Modo de vibração	Resultado experimental (Hz)	Resultado numérico (Hz)	Diferença percentual
Primeiro modo à flexão	1,897	1,73294	-8,64 %
Primeiro modo à torção	2,706	2,79023	3,11 %
Segundo modo à flexão	5,618	5,93035	5,56 %

5.3.2. Resultados da análise modal

Para a análise modal, foi utilizado o modo de extração de Block Lanczos, de forma a extrair 20 modos de vibração do modelo. Para executar essa análise, o mesmo computador descrito anteriormente levou aproximadamente 50 segundos até concluir a solução.

Foi possível observar diversos modos de vibração da estrutura dentre as frequências extraídas, mas o trabalho foca-se na primeira e segunda de flexão e na primeira de torção. O primeiro modo de vibração à flexão encontrado possui uma frequência de aproximadamente 1,73 Hz, como mostra a Figura 5.6.

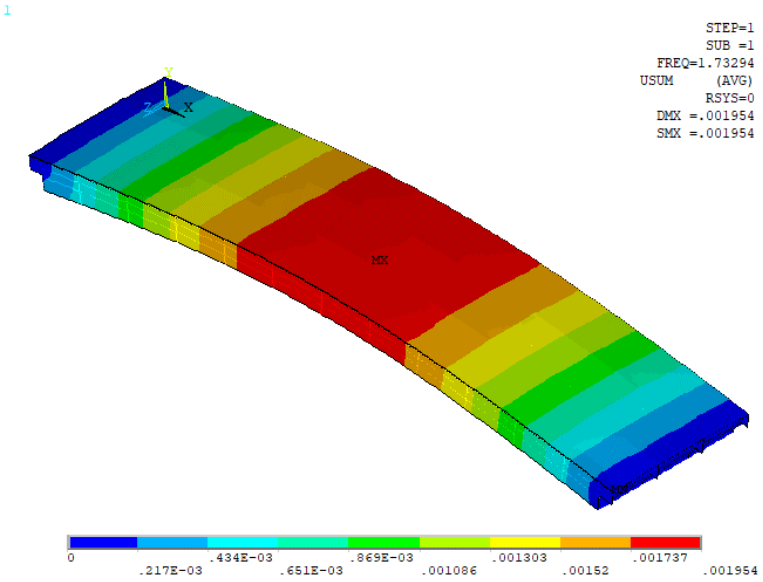


Figura 5.6 Primeiro modo de vibração à flexão; freq. = 1,73294 Hz

Conforme apresentado na Tabela 5.3, a diferença percentual entre os dois resultados para esse modo totalizou -8,64 %, que está dentro da tolerância estabelecida de ±10 %. Portanto, considera-se esse modo satisfatoriamente próximo.

A próxima frequência obtida foi de aproximadamente 2,79 Hz. Esse modo de vibração corresponde ao primeiro modo de vibração à torção e seu resultado é apresentado na figura Figura 5.7.

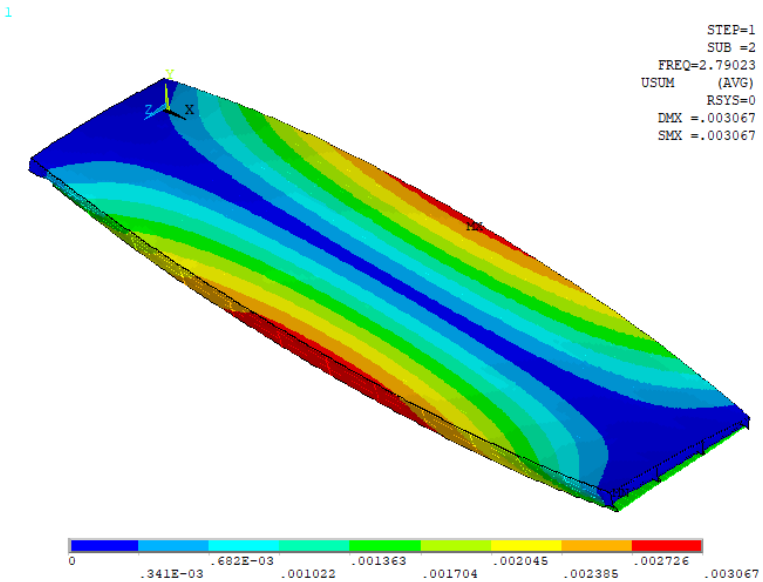


Figura 5.7 Primeiro modo de vibração à torção; freq. = 2,79023 Hz

Para o primeiro modo de vibração à torção, a diferença percentual entre os resultados numérico e experimental foi de 3,11 %, conforme indicado na Tabela 5.3. Novamente, é um valor dentro do limite aceitável de 10 %.

Por fim, foi plotada a 3ª frequência natural obtida, que representa o 2º modo de vibração à flexão. Nesse modo, a frequência obtida foi de aproximadamente 5,93 Hz. A Figura 5.8 ilustra o resultado numérico.

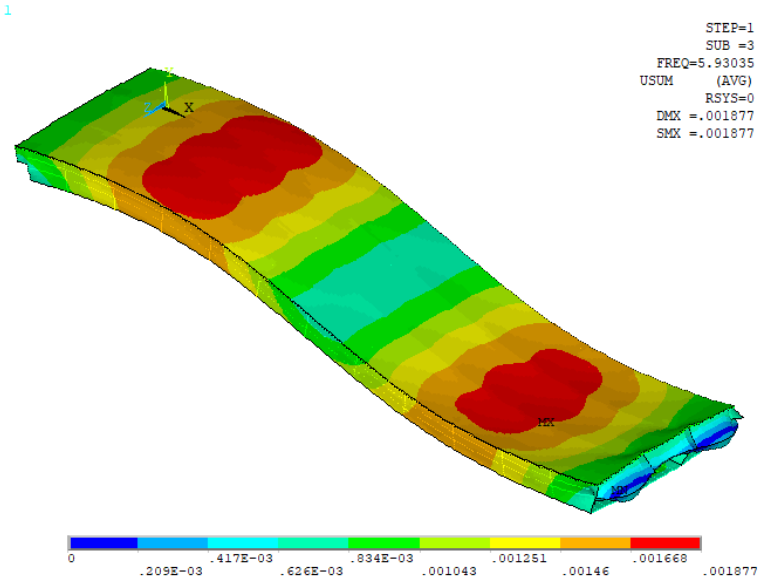


Figura 5.8 Segundo modo de vibração à flexão; freq. = 5,93035 Hz

Por sua vez, a diferença percentual entre o segundo modo de vibração à flexão da análise numérica e experimental foi de 5,56 %, conforme apresentado na Tabela 5.3. Mais uma vez, esse valor é abaixo da faixa de 10 % para mais ou para menos, o que indica um resultado satisfatório para essa análise.

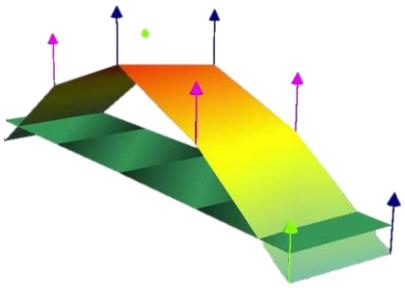
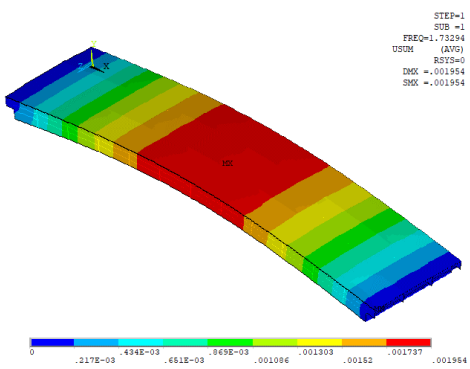
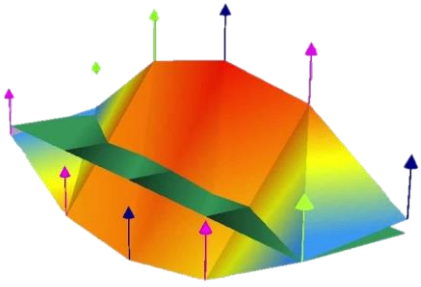
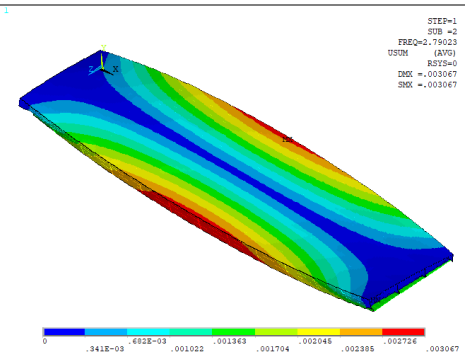
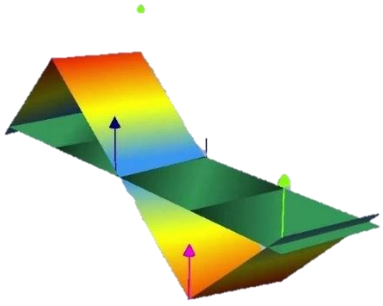
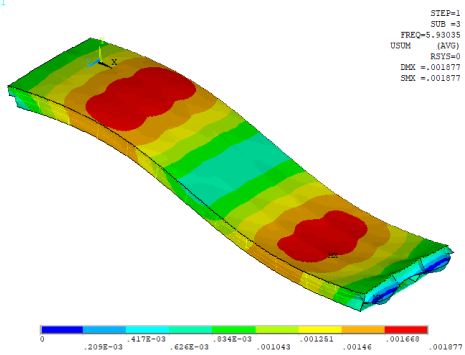
A Tabela 5.4 apresenta um resumo das informações anteriormente apresentadas sobre os resultados obtidos a partir do modelo numérico em elementos finitos da análise modal do vão central metálico da Ponte Honestino Guimarães.

Tabela 5.4 Resumo dos resultados do modelo numérico (Elaborada pela autora, 2023)

Ordem	Resultado numérico (Hz)	Modo de vibração do vão central metálico
1	1,73294	Primeiro modo à flexão
2	2,79023	Primeiro modo à torção
4	5,93035	Segundo modo à flexão

Na Tabela 5.5, é apresentado um resumo comparativo entre os gráficos experimentais e numéricos dos modos de vibração encontrados pelas duas análises.

Tabela 5.5 Tabela comparativa entre gráficos dos resultados experimentais e numéricos (Elaborada pela autora, 2023)

Modo de vibração	Resultado experimental (Hz)	Resultado numérico (Hz)
Primeiro modo à flexão		
Primeiro modo à torção		
Segundo modo à flexão		

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A estrutura da Ponte Honestino Guimarães foi projetada à época de sua construção no Estado Limite Último com um modelo simplificado de viga planar. Ainda assim, é possível afirmar que o projeto do vão central metálico foi bem concebido, pois solucionou o problema dos arcos de concreto protendido utilizando chapas esbeltas. Por sua vez, o modelo numérico mais avançado desenvolvido nesse trabalho permite estudos mais avançados sobre fadiga, modos de torção, tensões atuantes e esforços solicitantes. Essas análises são fundamentais para um bom trabalho de manutenção e reforço estrutural que está sendo realizado atualmente na ponte.

Nesse contexto, o desenvolvimento do modelo permitiu uma calibração direta com diferenças relativamente baixas, abaixo de 10%, em comparação aos dados experimentais colhidos por meio de ensaios com acelerômetros fixos e móveis. Além disso, a análise estática e modal realizadas mostraram-se razoáveis para a estrutura do vão central.

A calibração do modelo por meio da variação manual dos parâmetros com incertezas em seus valores mostrou que, pelo menos para os primeiros modos de vibração analisados, os arcos de concreto protendido funcionam praticamente como apoios indeslocáveis, uma vez que a rigidez considerada das molas do modelo foi alta. Além disso, a comparação entre os resultados experimentais e numéricos indicou a identificação de um modo de vibração experimental acoplado entre o tabuleiro metálico e o arco de concreto.

6.1. TRABALHOS FUTUROS

O trabalho desenvolvido trata-se de um modelo inicial, que servirá para trabalhos futuros com outros propósitos. Um estudo importante a ser feito é a análise estática com carga, utilizando trem-tipo TB-45, por exemplo, além de incluir os guarda-rodas e adutoras. Nessa análise, é possível extrair dados como esforços solicitantes, incluindo análise de momento torsor devido a carga excêntrica e nível de tensões na estrutura, de modo a afirmar que o nível de esforço garante integridade estrutural.

Ainda dentro da análise modal, podem ser realizados mais campanhas operacionais com uma quantidade maior de acelerômetros de forma a identificar mais modos de vibração e garantir uma calibração mais fina. Além disso, é extremamente relevante realizar uma análise à fadiga das ligações soldadas da ponte considerando o tráfego de carros passado e futuro, como descrita por Alencar *et al.* (2019), Horas *et al.* (2018), Soares *et al.* (2023), Alencar *et al* (2021b) e Alencar *et al* (2016), aplicando métodos avançados de avaliação à fadiga em pontes metálicas, para a qual se faz necessária a identificação dos modos de vibração já realizada no presente trabalho. Esse tipo de estudo é essencial para avaliar a vida útil de Obras de Arte Especiais, uma vez que tais estruturas estão sujeitas a solicitações de fadiga durante sua utilização comum.

Por fim, também é pertinente o desenvolvimento de um modelo em elementos finitos para os arcos de concreto protendido. Com esse modelo, será possível a identificação de modos acoplados, uma vez que um deles já foi detectado por meio das medições realizadas até então. Também será possível modelar com mais precisão os apoios elásticos do tabuleiro, conferindo maior confiabilidade ao modelo. No contexto da confiabilidade, é possível também realizar calibrações mais refinadas, utilizando algoritmos genéticos de otimização de modo a elaborar um gêmeo digital da ponte. Ainda, é possível realizar também a análise estática nos arcos aqui já sugerida para o vão central, de modo a avaliar tensões e esforços atuantes na estrutura de concreto protendido.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alencar, G. S. (2021). *Structural stress-based methodologies for fatigue assessment of welded railway bridges.* Porto: Universidade do Porto.

Alencar, G. S., da Silva, J. G., de Jesus, A., & Calçada, R. (2022). Fatigue Analysis of a Twin-Girder Steel-Concrete Railway Viaduct Based on the Master S-N Curve Method. *ce/papers*, pp. 226-235.

Alencar, G., & Correia, J. A. (2016). A user-friendly tool for fatigue assessment of steel structures according to Eurocode 3. . *New Trends on Integrity, Reliability and Failure*, pp. 1-9.

Alencar, G., Calçada, R., Silva, J. G., & Jesus, A. M. (Julho de 2016). Fatigue assessment of approach viaducts of the new sado river railway crossing. *Proceedings of the 5th International Conference on New Trends on Integrity, Reliability and Failure (5th IRF 2016).*

Alencar, G., de Jesus, A., da Silva, J. G., & & Calçada, R. (2019). Fatigue cracking of welded railway bridges: A review. *Engineering Failure Analysis*, pp. 154-176.

Alencar, G., de Jesus, A., da Silva, J. G., & Calçada, R. (2021a). A finite element post-processor for fatigue assessment of welded structures based on the Master SN curve method. *International Journal of Fatigue*, p. 153.

Alencar, G., Hong, J., de Jesus, A., da Silva, J., & Calçada, R. (2021b). The Master SN curve approach for fatigue assessment of welded bridge structural details. *International Journal of Fatigue*, p. 152.

Almeida, R. O. (2018). *Recuperação, Reforço Estrutural Revitalização da Ponte Costa e Silva (Honestino Guimarães)*. Brasília: Governo do Distrito Federal.

Almeida, R. O. (2019). *Especificações Técnicas dos Serviços de Recuperação e Reforço Estrutural e Revitalização da Ponte Costa e Silva.* Brasília: Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil (NOVACAP).

Almeida, R. O. (2023). *Estudo do comportamento dinâmico e avaliação à fadiga do vão central da Ponte Honestino Guimarães.* Universidade de Brasília. Brasília: Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil.

Almeida, R. O., Alencar, G. S., de Carvalho, G. N., Veloso, L. M., & de Brito, J. V. (10 de Maio de 2023). Monitoração Dinâmica Remota Contínua e Identificação Modal da Ponte Costa e Silva. *XIV Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas*, p. 13.

ANSYS. (2009). Advanced Analysis Techniques Guide. Release 17.2. Documentation for ANSYS. Pensilvânia.

Arquivo Público do Distrito Federal – ArPDF. (1969-1971). Fundo Novacap I. Código Nov. B09. *Proc. 12610/69. Parte I, Caixa 158*. Brasília.

Bathe, K.-J. (1996). *Finite Element Procedures.* Nova Jersey: Prentice-Hall.

Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil (NOVACAP). (1969 - 1971). DVO-DE-NOVACAP. *Projetos originais da Ponte Costa e Silva*. Brasília.

Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil (NOVACAP). (1974-1976). DVO-DE-NOVACAP. *Projetos originais da Ponte Costa e Silva*. Brasília.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). (2017). *Manual de Custos de Infraestrutura* (Vols. Volume 10 - Manuais Técnicos, Conteúdo 07 - Obras de Arte Especiais). Brasília: Coordenação-Geral de Custos de Infraestrutura de Transportes.

Filho, A. A. (2000). *Elementos Finitos: A base da tecnologia CAE* (1ª ed.). São Paulo, Brasil: Érica.

Filho, A. A. (2009). *Elementos Finitos - A Base da Tecnologia CAE - Análise Dinâmica.* Editora Saraiva.

Fonseca, R. P. (2007). *A ponte de Oscar Niemeyer em Brasília: construção, forma e função estrutural.* Universidade de Brasília. Brasília: Programa de Pós-graduação da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo.

Góes, J. L. (2005). *Estudo de pontes de madeira com tabuleiro multicelular protendido.* Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos: Universidade de São Paulo. doi:10.11606/T.18.2005.tde-15072005-181026

Horas, C. S., Alencar, G., De Jesus, A., & Calçada, R. (2018). Development of an efficient approach for fatigue crack initiation and propagation analysis of bridge critical details using the modal superposition technique. *Engineering Failure Analysis*, pp. 118-137.

Huebner, K., Dewhirst, D., Smith, D., & Byrom, T. (2001). *Finite Element Method For Engineers.* Wiley-Interscience.

Martha, L. F. (1999). *Método da rigidez direta para modelos estruturais lineares e elásticos.* Rio de Janeiro: Pontíficie Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio.

Martha, L. F. (2010). *Análise de Estruturas - Conceitos e Métodos Básicos.* Rio de Janeiro: Elsevier.

Mazzilli, C. E., André, J. C., Bucalem, M. L., & Cifú, S. (2010). *Mecânica das Estruturas I.* São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações.

Nunes, R. (2016). *Justiça anula lei que trocou nome da Ponte Costa e Silva para Honestino Guimarães*. Correio Braziliense.

Quissanga, V., Alencar, G., de Jesus, A., Calçada, R., & da Silva, J. G. (2021). Distortion-Induced Fatigue Reassessment of a Welded Bridge Detail Based on Structural Stress Methods. *Metals*.

Rodrigues, J. (2004). *Identificação Modal Estocástica - Métodos de análise e aplicações em estruturas de Engenharia Civil.* Dissertação de Mestrado, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Porto: Universidade do Porto.

Sales, A. (dezembro de 2022). Grupo troca nome da ponte Costa e Silva para Honestino Guimarães, em Brasília. Brasília: g1 DF.

Santos, D. C., Santos, S., Ribeiro, D., Mendes, J., Costa, B., & Martins, R. (2018). Calibração experimental de um modelo numérico da ponte ferroviária . *X Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas*, p. 10.

Soares da Silva, A. C., Alencar, G. S., & Santos da Silva, J. G. (2023). Advances in Methodology for Fatigue Assessment of Composite Steel–Concrete Highway Bridges Based on the Vehicle–Bridge Dynamic Interaction and Pavement Deterioration Model. *Metals*.

Soriano, H. L. (2002). *Método de Elementos Finitos em Análise de Estruturas.* São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo.

Tang, M.-C. (2014). *The story of the Koror Bridge.* Zurique, Suíça: International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE).