

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA DE INFRAESTRUTURA

EVELLYN DE CARVALHO OLIVEIRA

MODELAGEM E SIMULAÇÃO ESTRUTURAL BASEADA NA PONTE ESTAIADA
ANITA GARIBALDI: ANÁLISE COMPARATIVA DA DISTRIBUIÇÃO DOS ESTAIS

Joinville

2017

EVELLYN DE CARVALHO OLIVEIRA

**MODELAGEM E SIMULAÇÃO ESTRUTURAL BASEADA NA PONTE ESTAIADA
ANITA GARIBALDI: ANÁLISE COMPARATIVA DA DISTRIBUIÇÃO DOS ESTAIS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Engenharia de Infraestrutura da
Universidade de Santa Catarina como requisito
parcial à obtenção do título de bacharela em
Engenharia de Infraestrutura.

Orientadora: Dra. Paula Manica Lazzari

Joinville

2017

MODELAGEM E SIMULAÇÃO ESTRUTURAL BASEADA NA PONTE ESTAIADA
ANITA GARIBALDI: ANÁLISE COMPARATIVA DA DISTRIBUIÇÃO DOS ESTAIS

Evellyn de Carvalho Oliveira

Este trabalho de conclusão de curso foi julgado adequado para a obtenção do título de bacharela em Engenharia de Infraestrutura, e aprovado em sua forma final pela professora orientadora e pelo Curso de Engenharia de Infraestrutura da Universidade de Santa Catarina.

Joinville, 01 de dezembro de 2017.

Banca Examinadora

Dra. Paula Manica Lazzari

Presidente/Orientadora

UFSC – Centro Tecnológico de Joinville

Ma. Valéria Bennack

Membro

UFSC – Centro Tecnológico de Joinville

Ma. Bruna Manica Lazzari

Membro

UFRGS e PUCRS

Aos meus amados pais, pelo apoio
imensurável e amor incondicional.

AGRADECIMENTOS

Aos meus amados pais, Railton e Mari, os quais foram minha primeira base de educação. Agradeço por serem meu alicerce, pelas palavras de conforto e por sempre me incentivarem a buscar o melhor de mim, seja na vida profissional ou pessoal. Vocês são exemplos na minha vida.

Ao meu irmão Fabiano e minha cunhada Juciany, pelo apoio, amizade e momentos de descontração. E aos seus lindos filhos, Alicia e Nicolas, por tanto alegrarem meus dias. Amo vocês.

À minha família, por sempre me lembrarem dos meus objetivos com o famigerado questionamento: “Como vai a faculdade?”. Em especial aos tios Cláudio, Marinalva, Valdir e Marluzi, vocês colaboraram diretamente na minha trajetória como estudante.

Aos amigos feitos na graduação e futuros colegas de profissão, pela troca de conhecimentos, compartilhamento de ideias e companheirismo. Agradeço também aos amigos que surgiram durante a vida, sejam de longa data ou recentes, todos influenciaram no meu crescimento. Esta caminhada não seria a mesma sem vocês.

Às minhas queridas amigas do grupo Café com Brownie, que apesar de tê-las conhecido na graduação, hoje fazem parte da minha família. Obrigada por tornarem a vida universitária mais prazerosa. Agradeço especialmente à Arethusa, Cheyenne, Flavia e Karla, pelas conversas e motivações diárias, apesar da distância.

Aos meus irmãos de coração Denis e Dimas, pela amizade que vêm de berço, pelas loucuras, pelas risadas, pelos abraços e pelo amor incondicional.

Ao DNIT de Florianópolis e Laguna, pelas informações e documentos que possibilitaram a realização deste estudo.

À minha professora e orientadora Paula Manica Lazzari, que trabalhou em prol do meu objetivo. A você agradeço toda a atenção, preocupação e tempo oferecido, culminando na conclusão desta pesquisa.

Aos professores da Universidade Federal de Santa Catarina, pelos ensinamentos e dedicação indispensáveis para a obtenção deste título.

Obrigada a todos que, mesmo não estando citados aqui, tanto contribuíram para o término desta etapa e concretização deste sonho.

“[...] it is not the fruits of scientific research that elevate man and enrich his nature, but the urge to understand, the intellectual work, creative or receptive.”

Albert Einstein

RESUMO

As pontes estaiadas surgiram como alternativa eficaz para transpor grandes vãos, possibilitando a utilização de estruturas mais esbeltas, leves e econômicas. Com a evolução da tecnologia e dos materiais, são inúmeras as possibilidades de concepções estruturais, tanto na geometria, forma ou disposição dos elementos. Torna-se necessário, portanto, compreender os potenciais arranjos dos elementos, objetivando a otimização dos recursos e uma boa distribuição dos esforços na estrutura de forma global. Neste contexto, o presente trabalho versa a análise do comportamento de diferentes configurações de estais numa ponte estaiada, perante cargas permanentes e móveis, que seguem a normalização existente no Brasil. Utilizou-se como base para as modelagens, o projeto estrutural da ponte rodoviária estaiada Anita Garibaldi no município de Laguna, estado de Santa Catarina. Procurou-se modelar a distribuição longitudinal de estais em sistema semi-harpa, que compõe o projeto original, além do sistema em harpa e em leque. O estudo destes três modelos foi dividido em duas fases: na primeira fase, estes foram simulados sem o auxílio de estais transversais ao tabuleiro; na segunda, são inseridos os estais transversais. As situações foram modeladas através de uma ferramenta computacional baseada no método dos elementos finitos, o *Structural Analysis Program 2000* (SAP2000). A análise comparativa é feita perante o comportamento global de estrutura, diagramas de esforços axiais, momentos fletores, torções e deslocamentos. De posse destes resultados, foi conferido ao arranjo semi-harpa como a solução mais adequada, uma vez que apresenta resultados intermediários entre os sistemas em harpa e leque, proporcionando a união das qualidades dos mesmos. A adição dos estais transversais nos modelos da segunda fase diminuem os deslocamentos produzidos na torre e as torções impostas junto ao tabuleiro.

Palavras-chave: Ponte estaiada. Distribuição de estais. Modelagem numérica. SAP2000. Análise estrutural.

ABSTRACT

Cable stayed bridges emerged as an effective alternative to transverse large spans, allowing the use of slender, lightweight and economical structures. Due to the evolution of technology and materials, there are many possible structural designs, either in the geometry, shape or element layouts. Therefore it is necessary to comprehend potential arrangements of the elements, aiming at resource optimization and a good global load distribution. In this regard, the present paper proposes a behavior analysis of different cable systems for a cable stayed bridge, carrying dead and traffic loads, which follow Brazilian technical standards. The project of the Anita Garibaldi cable stayed bridge in the city of Laguna, Santa Catarina state, Brazil, was used as a basis for the models. First, the stays longitudinal distribution was modeled in a semi-harp system, used in the original project, also the harp and fan systems. The study regarding those three models was divided in two phases: at the first phase, these were simulated without the use of transverse cables; in the second, these transversal cables were inserted. Those circumstances were modeled using a computational tool based on the finite elements method, the Structural Analysis Program 2000 (SAP2000). A comparative analysis was made according to the structure's global behavior, diagrams of bending moments, axial force, torsion, and global displacements. With these results, the semi-harp distribution was granted as an applicable solution, as it shows regular results between the harp and fan systems, bringing together the qualities of both. The addition of the transverse stays in the second phase models reduces the pylon's global displacements and the torsions on the deck.

Keywords: Cable stayed bridge. Cable system. Numerical modeling. SAP2000. Structural analysis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Fluxograma das etapas do trabalho	20
Figura 2 - Representação de uma ponte estaiada e cargas solicitantes.....	21
Figura 3 - Ponte estaiada em madeira	22
Figura 4 - Ponte de Porto Alencastro sobre o rio Paranaíba	24
Figura 5 - Ponte Estação Metroviária Engenheiro Jamil Sabino sobre o rio Pinheiros	25
Figura 6 - Elementos estruturais da ponte estaiada	27
Figura 7 - Concepções estruturais: (a) primeira geração; (b) segunda geração e (c) terceira geração	28
Figura 8 - Primeira geração de pontes estaiadas	28
Figura 9 - Ponte Knee (vão central 320 m, 1969), na Alemanha	29
Figura 10 - Segunda geração de pontes estaiadas	29
Figura 11 - Ponte Düsseldorf Flehe (vão central 368 m, 1979), na Alemanha.....	30
Figura 12 - Terceira geração de pontes estaiadas	31
Figura 13 - Ponte Barrios de Luna (vão central 440m,1983)	31
Figura 14 - Elementos que compõe os estais no viaduto de acesso à Unisinos, em São Leopoldo-RS.....	33
Figura 15 - Exemplos de seção transversal de cordoalhas	33
Figura 16 - Sistema de ancoragem e proteção do estai	34
Figura 17 - Arranjo transversal dos cabos.....	35
Figura 18 - Configuração em um plano único central e o efeito da torção	36
Figura 19 - Configuração em dois planos verticais e esquema das cargas em comparação com uma viga bi apoiada	37
Figura 20 - Configuração em dois planos inclinados e interferência no gabarito da via	38
Figura 21 – Exemplos de distribuições longitudinais dos estais: (a) Kniebrücke - Alemanha; (b) Ed Hendler Bridge - EUA; (c) Puente Rosario-Victoria - Argentina; (d) Pont de Lanaye - Bélgica; (e) Ponte Wuhu - China e (f) Millau Viaduct - França.....	39
Figura 22 - Ponte estaiada em harpa	40
Figura 23 - Forças atuantes na geometria em harpa.....	40
Figura 24 - Ponte estaiada em leque	41
Figura 25 - Ponte estaiada em semi-harpa	42
Figura 26 - Ponte estaiada assimétrica	43
Figura 27 - Ponte estaiada extradorso	43
Figura 28 - Ponte estaiada com múltiplos vãos	44
Figura 29 - Comparação entre os momentos fletores para carga permanente em tabuleiro de viga contínua e estaiado.....	47
Figura 30 - Formas gerais de seções transversais: (a) Viga tipo I; (b) treliçadas; (c) caixão; (d) concreto armado ou protendido	48
Figura 31 - Seção vazada de concreto protendido	49
Figura 32 - Seção transversal da ponte Barrios de Luna, na Espanha.....	50

Figura 33 - Tabuleiro metálico da ponte Knee, na Alemanha	51
Figura 34 - Ponte da Passagem, em Vitória - ES	52
Figura 35 - Altura da torre sob o tabuleiro	55
Figura 36 - Exemplos de torres com um único mastro	55
Figura 37 - Exemplos de torres com dois mastros	56
Figura 38 - Localização da Ponte Anita Garibaldi.....	59
Figura 39 - Ponte de Laguna.....	59
Figura 40 - Esquemático longitudinal do trecho estaiado	60
Figura 41 - Seção transversal do tabuleiro da Ponte de Laguna	62
Figura 42 - Distribuição dos estais na ponte Anita Garibaldi	63
Figura 43 - Representação da torre da ponte Anita Garibaldi.....	64
Figura 44 - Seção transversal do tabuleiro.....	66
Figura 45 - Desenho do tabuleiro na ferramenta <i>Section Designer</i>	67
Figura 46 - Dimensões da torre.....	68
Figura 47 - Criação da torre dos modelos	69
Figura 48 - Disposição dos apoios do modelo.....	70
Figura 49 - Inserção das propriedades dos materiais.....	72
Figura 50 - Disposição das cargas estáticas do trem tipo	74
Figura 51 - Criação das trajetórias da carga móvel	75
Figura 52 - Criação das trajetórias através da ferramenta path.....	75
Figura 53 - Entrada de dados do trem tipo no programa	76
Figura 54 - Majoração da carga móvel pelo coeficiente de impacto	77
Figura 55 - Majoração das cargas.....	78
Figura 56 - Modelo da configuração original (semi-harpa) da primeira fase	79
Figura 57 - Modelo da configuração leque da primeira fase	80
Figura 58 - Modelo da configuração harpa da primeira fase.....	80
Figura 59 - Disposição dos cabos transversais	81
Figura 60 - Modelo da configuração original (semi-harpa) da segunda fase	82
Figura 61 - Modelo da configuração leque da segunda fase	82
Figura 62 - Modelo da configuração harpa da segunda fase.....	83
Figura 63 - Ferramenta <i>Display Frame Forces/Stresses</i> no SAP2000	85
Figura 64 - Diagrama de momentos fletores para os modelos da primeira fase	86
Figura 65 - Diagrama de esforços normais para os modelos da primeira fase	87
Figura 66 - (a) Modelo da ponte (metade); (b) Momento no tabuleiro para o peso-próprio sem protensão e (c) Momento no tabuleiro para o MAD (em kN.m).....	87
Figura 67 - Diagrama de momentos fletores para as torres de cada modelo da primeira fase	88
Figura 68 - Diagrama de esforços normais para as torres de cada modelo da primeira fase	89
Figura 69 - Deformações (aumentada 15x) para os modelos: (a) semi-harpa, (b) leque e (c) harpa.....	91
Figura 70 - Comparativo das deformações para primeira e segunda fase.....	98
Figura 71 - Representação da ponte e numeração dos estais	107

Figura 72 - Digrama de torção e força axial para metade do tabuleiro no vão central do modelo em semi-harpa.....	110
Figura 73 - Digrama de torção e força axial para metade do tabuleiro no vão central do modelo em leque.....	111
Figura 74 - Digrama de torção e força axial para metade do tabuleiro no vão central do modelo em harpa	112

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Pontes estaiadas importantes no Brasil	25
Quadro 2 - Pontes estaiadas classificadas pelo comprimento do vão principal	32
Quadro 3 – Extensão do trecho estaiado	70
Quadro 4 - Propriedades dos materiais inseridos no SAP2000	71
Quadro 5 - Peso próprio dos elementos	73
Quadro 6 - Variação dos momentos em relação ao modelo original, em semi-harpa	86
Quadro 7 - Esforços axiais sofridos pelo estai 14 (adjacente a torre) em função do seu comprimento	90
Quadro 8 – Deslocamentos máximos obtidos para os elementos estruturais dos modelos	92
Quadro 9 - Magnitude dos deslocamentos máximos causados pelas cargas permanentes e móveis	93
Quadro 10 - Comparativo entre os momentos obtidos para o tabuleiro em cada fase	95
Quadro 11 - Comparativo entre os esforços axiais de compressão obtidos para o tabuleiro em cada fase	95
Quadro 12 - Comparativo entre os momentos obtidos para a torre em cada fase	96
Quadro 13 - Comparativo entre os esforços axiais de compressão obtidos para a torre em cada fase	96
Quadro 14 - Comparativo dos deslocamentos máximos obtidos para os elementos estruturais de todos os modelos	97
Quadro 15 – Comparativo das máximas torções nos modelos de ambas as fases ..	99
Quadro 16 – Solicitações axiais sofridas pelos modelos da primeira fase	108
Quadro 17 – Comparativo das solicitações axiais sofridas pelos modelos da primeira e segunda fase	109
Quadro 18 - Número de cordoalhas por estais de acordo com o projeto da ponte .	113

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI – *American Concrete Institute*
ASTM – *American Society for Testing and Materials*
CSI – *Computer and Structures Inc.*
DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
MAD – Método de Anulação de Deslocamentos
NBR – Norma Brasileira
SAP2000 – *Structural Analysis Program 2000*
Sétra – *Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements*

LISTA DE SÍMBOLOS

A: área da seção transversal
q: carga distribuída
G: carga permanente
Q: carga variável
 φ : coeficiente de impacto
CIA: coeficiente de impacto adicional
CIV: coeficiente de impacto vertical
CNF: coeficiente do número de faixas
 α_i : inclinação do estai i com o plano horizontal
E: módulo de elasticidade
 γ : peso específico do material
 f_u : resistência à ruptura
 f_y : resistência ao escoamento
 f_{ck} : resistência característica do concreto
 δ : variação percentual

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	16
1.1. OBJETIVOS.....	17
1.1.1. Objetivo Principal	17
1.1.2. Objetivos Secundários	18
1.2. ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO	18
1.3. METODOLOGIA	19
2. PONTES ESTAIADAS	21
2.1. ASPECTOS HISTÓRICOS	21
2.2. PONTES ESTAIADAS NO BRASIL.....	23
2.3. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	26
2.4. ESTAIS	32
2.4.1. Distribuição Transversal dos Estais	35
2.4.2. Distribuição Longitudinal dos Estais	39
2.4.3. Espaçamento e Dimensionamento dos Estais	44
2.5. TABULEIRO.....	46
2.5.1. Tabuleiro de Concreto	49
2.5.2. Tabuleiro Metálico	50
2.5.3. Tabuleiro Misto	51
2.6. TORRE	52
2.6.1. Direção longitudinal	53
2.6.2. Direção transversal	55
2.6.3. Vinculação com o tabuleiro	56
3. PONTE ANITA GARIBALDI	58
3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	58
3.2. DADOS TÉCNICOS	60
3.3. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	61
3.4. CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS.....	61
3.4.1. Tabuleiro	61
3.4.2. Estais	62
3.4.3. Torre	63

4. MODELAGEM: CONCEPÇÃO E DEFINIÇÃO	65
4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	66
4.1.1. Características do tabuleiro	66
4.1.2. Características dos estais	67
4.1.3. Características da torre	68
4.1.4. Vão e condições de contorno	70
4.1.5. Propriedade dos materiais	70
4.1.6. Cargas atuantes	72
4.1.7. Simplificações	78
4.2. MODELOS DA PRIMEIRA FASE.....	79
4.3. MODELOS DA SEGUNDA FASE	80
5. SIMULAÇÃO NUMÉRICA E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	84
5.1. RESULTADOS DA PRIMEIRA FASE.....	85
5.1.1. Tabuleiro.....	85
5.1.2. Torre.....	88
5.1.3. Estais	89
5.1.4. Deslocamentos.....	91
5.1.5. Torção	93
5.2. RESULTADOS DA SEGUNDA FASE	94
5.2.1. Tabuleiro.....	94
5.2.2. Torre.....	96
5.2.3. Estais	97
5.2.4. Deslocamentos.....	97
5.2.5. Torção	98
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	100
REFERÊNCIAS	102
APÊNDICE A – REPRESENTAÇÃO E RESULTADOS DOS MODELOS DA PONTE.	106

1. INTRODUÇÃO

As obras de infraestrutura vêm apresentando crescimento expressivo dentro do cenário brasileiro. Lançam-se desafios com soluções cada vez mais arrojadas, exigindo técnicas apuradas de análise. Dentro destas soluções, encaixam-se as obras de arte especiais, que envolvem tecnologia singular no ramo da Engenharia Civil.

Quanto às obras de arte especiais, pode-se classificá-las em relação ao seu tipo estrutural como: viga, laje, arco, pórtico, treliça, suspensa ou estaiada. Dentre estas, as pontes estaiadas são conhecidas pela sua habilidade de superar grandes vãos, sendo capazes de ultrapassar até a ordem de um quilômetro. Segundo Torneri (2002), pontes estaiadas possibilitam diversas concepções e aplicação de soluções arrojadas, otimizando o comportamento da estrutura através de variáveis como: disposição dos estais, vinculações, seções transversais, materiais e métodos construtivos. Devido ao seu alto grau de dificuldade, tanto na realização do projeto, quanto na sua execução, a adequada compreensão do comportamento estrutural torna-se de grande importância.

Pontes estaiadas reúnem características estruturais favoráveis, consumo econômico de materiais, esbeltez e beleza. Tais vantagens levaram a um aumento significativo na sua construção em âmbito mundial. Em dados recentes, Lacerda (2016) confere ao Brasil mais de 45 obras de pontes estaiadas executadas e em execução nos últimos quinze anos.

Entre essas obras, pode-se citar a ponte Anita Garibaldi, que foi construída sobre o Canal das Laranjeiras no município de Laguna, Santa Catarina, inaugurada em 2015. Essa foi a primeira ponte estaiada em curva, suspensa por um plano central de estais em território nacional. Com intuito de compreender problemas teóricos e práticos da elaboração de projetos referentes às obras de arte especiais, selecionou-se o projeto da Ponte de Laguna como objeto de estudo.

Com o propósito de analisar o comportamento estrutural de diferentes distribuições longitudinais de estais, submetida às cargas de peso próprio e carga móvel, a ponte de Laguna e suas características estruturais foram estudadas e

tomadas como referência para essa pesquisa. O detalhamento dos elementos estruturais integrantes dessa obra de arte especial também foi substancial, a fim de melhor representá-los na modelagem.

O estudo foi segmentado em duas fases. Na primeira fase, criou-se um modelo que segue a distribuição longitudinal dos estais presente na ponte Anita Garibaldi, em sistema semi-harpa. Neste contexto, a modelagem será comparada com outros dois sistemas: leque e harpa. Na segunda fase, serão incluídos nas modelagens os estais fixados transversalmente a ponte, para a verificação da sua influência no comportamento geral da estrutura.

Desta maneira, fez-se a modelagem computacional e processamento em uma análise linear elástica destas concepções pelo programa em elementos finitos SAP2000, versão 19.1.0. Optou-se pela utilização deste programa por disponibilizar, de forma amigável, ferramentas para a modelagem tridimensional de estruturas e para a consideração de cargas permanentes e variáveis.

Esta avaliação foi feita a partir da análise das solicitações de momento fletor e esforços axiais ao longo dos elementos estruturais que compõe a ponte. Para um dado problema, diversas soluções são viáveis, no entanto algumas delas propiciarão maior eficiência, sob a perspectiva de facilidades na execução, consumo de materiais e comportamento físico da estrutura.

No que tange à modelagem numérica, não serão atribuídos os efeitos das cargas de vento e da temperatura. Os pontos de apoio (fundações) serão simplificados quanto à sua contribuição na estrutura e a leve curvatura do trecho estaiado será simplificada para uma reta.

1.1. OBJETIVOS

Os objetivos da pesquisa estão classificados em geral e específicos, e são descritos a seguir.

1.1.1. Objetivo Principal

O objetivo principal deste trabalho é analisar o comportamento estrutural da distribuição longitudinal dos estais quando submetida às cargas de peso próprio e

carga móvel, baseados no projeto da Ponte Anita Garibaldi, no município de Laguna, Santa Catarina, utilizando o programa SAP2000, versão 19.1.0.

1.1.2. Objetivos Secundários

Dentre os objetivos específicos deste trabalho de conclusão de curso, destacam-se os seguintes itens:

- a) compreensão da tipologia e elementos estruturais adotados para a ponte Anita Garibaldi;
- b) estudo das variadas concepções estruturais e distribuição de estais para pontes estaiadas;
- c) análise da configuração longitudinal dos estais objetivando a melhor distribuição de esforços solicitantes para os elementos da ponte Anita Garibaldi;
- d) definição das cargas permanentes e variáveis que agem sobre a ponte;
- e) verificação dos deslocamentos produzidos em pontos críticos na estrutura;
- f) modelagem numérica estrutural em programa de elementos finitos.

1.2. ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

Com o propósito de apresentar o estudo realizado de forma clara e objetiva, dividiu-se o trabalho em capítulos. Neste **capítulo 1**, foram descritas as considerações iniciais sobre o tema a ser abordado, destacando os objetivos almejados, sua importância e metodologia adotada para a realização desta pesquisa.

No **capítulo 2**, é feita a fundamentação teórica, abordando temas relevantes à pontes estaiadas. No **capítulo 3**, são apresentadas as considerações gerais sobre a ponte Anita Garibaldi e detalhes do seu projeto.

A concepção e definições dos principais elementos para a realização da modelagem da ponte no programa SAP2000 foram descritas no **capítulo 4**. No **capítulo 5** são apresentadas as análises dos resultados obtidos nas simulações

numéricas dos modelos. Por último, no **capítulo 6**, foram feitas as considerações finais.

1.3. METODOLOGIA

O presente trabalho é um estudo de caso atrelado a modelagem numérica baseada na ponte de Laguna. Para alcançar os objetivos traçados, foram definidos os procedimentos metodológicos descritos a seguir, representados em forma de fluxograma na Figura 1.

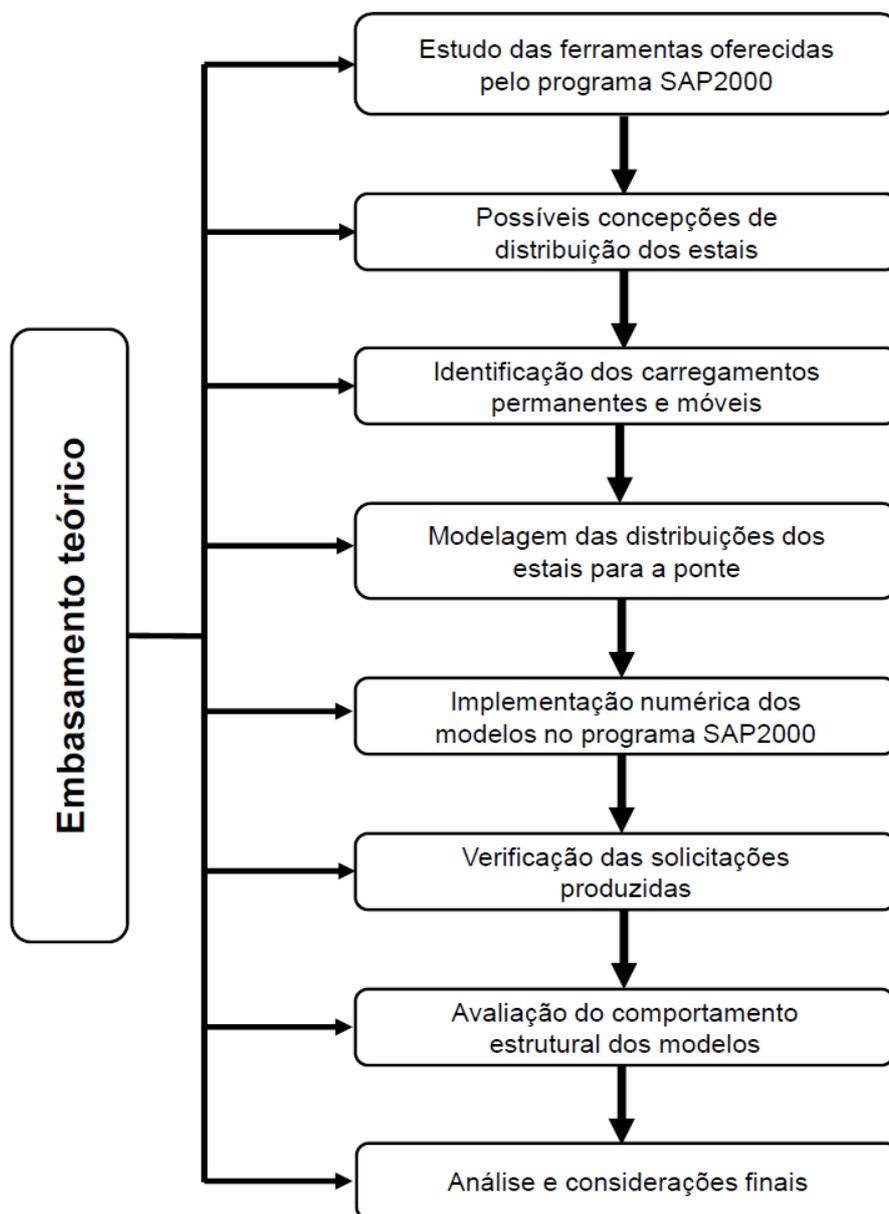
Foi realizada uma pesquisa bibliográfica sobre o tema, baseada em consulta a livros, manuais, normas técnicas, páginas eletrônicas, artigos, entre outros documentos ligados à área, com objetivo de criar um arcabouço teórico para a fundamentação do trabalho. Nestes capítulos se expõem as principais características das pontes estaiadas, seus componentes estruturais, bem como os aspectos gerais da ponte em estudo.

Após o estudo das pontes estaiadas, procurou-se uma ferramenta computacional baseada no método dos elementos finitos, ponderando os recursos disponíveis e tipos de análise possíveis. O programa SAP2000 foi escolhido e suas ferramentas e funcionalidades foram estudadas com o propósito de representar adequadamente o modelo elaborado.

Em seguida, realizou-se um estudo sobre a configuração longitudinal dos estais, com o objetivo de comparar a influência deste parâmetro no comportamento estrutural das pontes. Para isso, foram selecionadas, além da distribuição original (semi-harpa), mais duas distribuições: em leque e harpa.

Desta forma, são aplicados estes conceitos à uma situação hipotética, onde se procura modelar uma ponte estaiada baseada em uma já existente. Além de, neste mesmo modelo, alterar a distribuição longitudinal dos estais, para, em seguida, com a utilização do SAP2000, realizar uma análise destes modelos.

Figura 1 - Fluxograma das etapas do trabalho



Fonte: Autora (2017)

A análise comparativa dos resultados é discutida nas próximas etapas. Tendo em vista os critérios de comportamento global da estrutura e solicitações geradas frente às cargas as quais a ponte está submetida.

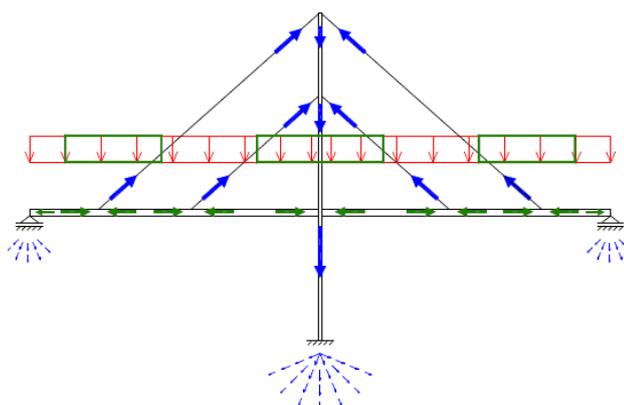
2. PONTES ESTAIADAS

Esta revisão teórica apresenta informações e conceitos relevantes para embasar o desenvolvimento da pesquisa. O conceito estrutural básico e característico das pontes estaiadas constitui-se por um tabuleiro suportado por cabos de aço retos e inclinados chamados de estais, fixados em torres. O emprego desta mesma estrutura foi identificado desde as antigas civilizações, que serão brevemente apresentados numa retomada histórica.

2.1. ASPECTOS HISTÓRICOS

Para Vargas (2007), a ideia da ponte estaiada surgiu como alternativa para substituir alguns pilares, que serviam de apoio para o tabuleiro, por cabos retos e inclinados, ancorados em um mastro ou torre. Desta maneira, a distância livre entre apoios poderia ser maior. A forma estrutural sintetizada de uma ponte estaiada dá-se pela sobreposição de triângulos formados por: um tabuleiro biapoiado em compressão, cabos tracionados e a torre solicitada axialmente, como pode ser visto na Figura 2.

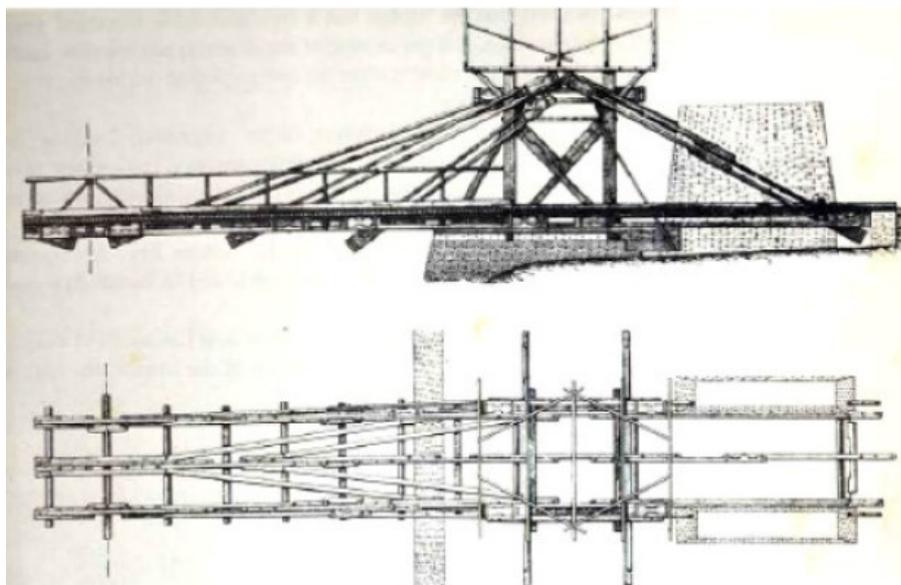
Figura 2 - Representação de uma ponte estaiada e cargas solicitantes



Fonte: Vargas (2007, p. 1)

Citados pelos autores Ytza (2009) e Mazarim (2011), inúmeros estudos e tentativas de reproduzir este modelo foram realizados, mas a primeira investida de uma ponte estaiada foi em 1784, com o alemão C.T. Lescher, projetando uma ponte estaiada inteiramente de madeira, com vão de 32 m (Figura 3). Este conceito não foi novamente usado até o avanço das ligas metálicas. Soluções estaiadas tornaram-se exequíveis, já que suportavam maiores esforços e, conseqüentemente, maiores vãos.

Figura 3 - Ponte estaiada em madeira



Fonte: Troitsky (1988) apud Mazarim (2011, p. 2)

Com isso, o século XVIII foi marcado pelo uso do sistema estrutural de ponte estaiada pelos engenheiros, na mesma época em que começou-se a desenvolver as pontes pênsis. Porém, o colapso das pontes sobre os rios Tweed e Saale, na Alemanha, no início do século XIX, entre outros acidentes, foram decisivos para a estagnação da técnica durante vários anos (VARGAS, 2007; MAZARIM, 2011).

O aperfeiçoamento das pontes estaiadas e das pontes pênsis ocorreram, uma vez que ambas sofriam do mesmo problema: promover a estabilidade e rigidez do conjunto a ponto de evitar deslocamentos excessivos provocados pela carga útil e carga de vento (MAZARIM, 2011). Mais tarde, Roebling e outros engenheiros usaram cabos de aço estaiados em pontes pênsis para reduzir a deformabilidade das estruturas, como na ponte de Brooklyn (VARGAS, 2007).

O conceito de pontes sustentadas por cabos foi retomado no século XX com o engenheiro alemão Dischinger. Suas investigações confirmaram que a protensão dos estais aumentavam a rigidez e a estabilidade aerodinâmica das pontes pênseis. A reconstrução da Europa após a Segunda Guerra Mundial condicionou a aplicação de novas tecnologias a um conceito antigo: as pontes estaiadas (YTZA, 2009; CARDOSO, 2013).

Avaliando os sistemas estaiados recentes, nota-se que o bom comportamento estrutural é resultado do aprimoramento dos materiais e métodos empregados, fazendo uso da boa resistência à compressão do concreto e a boa resistência à tração do aço, otimizando os esforços sofridos pela estrutura. Vale mencionar os avanços das modelagens numéricas computacionais, que tem tornado os projetos destas pontes cada vez mais otimizados e eficazes.

2.2. PONTES ESTAIADAS NO BRASIL

Em grandes obras de arte especiais, a solução estrutural estaiada tem sido escolhida por projetistas em diversos países do mundo e, mais recentemente, no Brasil. Mazarim (2011) cita que o domínio da técnica por parte das construtoras e projetistas estruturais brasileiros é recente e iniciou-se com consultoria de profissionais estrangeiros. Segundo Ribeiro (2016) existem no país cerca de dez calculistas e trinta construtoras capazes de, respectivamente, projetar e executar pontes estaiadas.

Quanto a regulamentação, a ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) ainda não elaborou um documento que normatiza os projetos, execução e manutenção de pontes estaiadas. Portanto, Ribeiro (2016), diretor da empresa de projetos ENESCIL, alega que além de respeitar a NBR 7187 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido, os projetos se baseiam em normas francesas da *Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements* (Sétra), além de consultar documentos da *American Concrete Institute* (ACI), dos Estados Unidos da América.

De acordo com Mazarim (2011), o apelo estético da obra pode justificar a crescente do seu uso no Brasil, tal como em outros lugares do mundo. Quando a sua utilização não é a mais viável tecnicamente ou economicamente, as pontes estaiadas

também podem ser vistas como marco arquitetônico, cultural e financeiro para a região. Porém, além da questão estética, Silva (2016) levanta uma série de características relevantes para a escolha da solução estaiada, como: localização da obra, possível extensão e altura, correnteza das águas, prospecção do solo através de sondagens e os gabaritos rodoviários, ferroviários ou de navegação.

Segundo Cardoso (2013), o projeto da Ponte de Porto Alencastro (Figura 4) foi o primeiro de ponte estaiada no país, iniciado em 1978 pelas empresas Noronha Engenharia e *Leonhardt & André Consulting Engineers*. Apesar do início das obras datarem da década de 1980, a ponte foi concluída e inaugurada apenas em 2003. Esta possui vão livre de 350 m, comprimento total de 622 m. Foi executada sobre o rio Paranaíba, na divisa entre Mato Grosso do Sul e Minas Gerais.

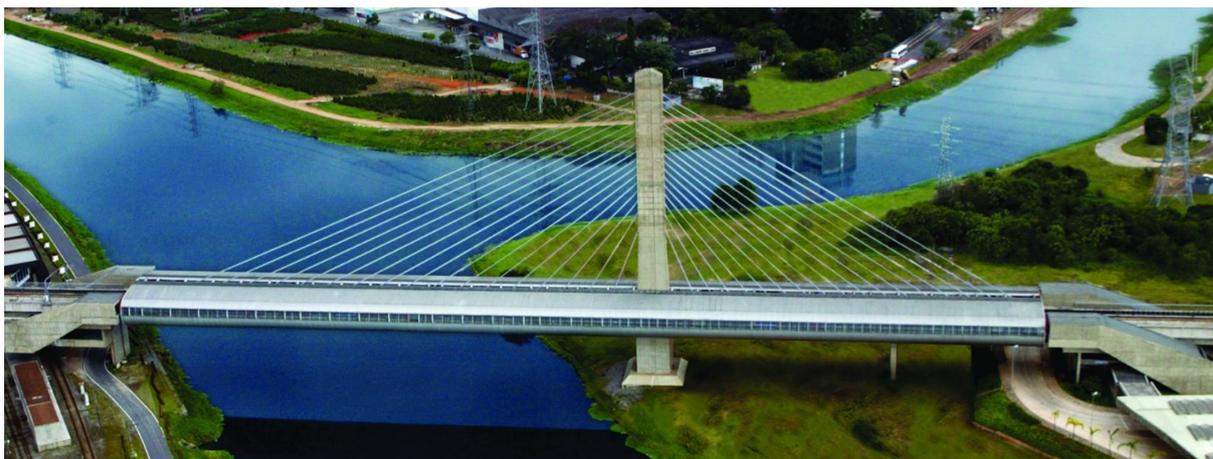
Figura 4 - Ponte de Porto Alencastro sobre o rio Paranaíba



Fonte: Aventureiro do Ar (2016)

O título de primeira ponte estaiada inaugurada no Brasil é conferido a Ponte Estação Metroviária Engenheiro Jamil Sabino (Figura 5), localizada em São Paulo, e faz a ligação de duas margens do rio Pinheiros. Recebe a denominação de “ponte estação” pela estação da linha 5 do metrô ser a própria ponte. Projetada pela ENESCIL Engenharia de projetos, possui uma extensão de 126 m e foi inaugurada no ano 2000 (MAZARIM, 2011).

Figura 5 - Ponte Estação Metroviária Engenheiro Jamil Sabino sobre o rio Pinheiros



Fonte: OAS Engenharia (2016)

O Quadro 1 mostra, de forma cronológica, algumas das pontes estaiadas consideradas importantes no território nacional. Entre elas, destaca-se a Ponte Anita Garibaldi, objeto de estudo do presente trabalho.

Quadro 1 - Pontes estaiadas importantes no Brasil

Ano	Estado	Informações
2002	SP	Ponte da Estação de Santo Amaro
2002	MT	Ponte Sérgio Motta
2002	PI	Ponte João Isidoro França
2002	DF	Ponte Juscelino Kubitschek (ponte estaiada em arcos)
2003	MS/MG	Ponte de Porto Alencastro
2007	RN	Ponte Newton Navarro (maior vão livre = 212 m)
2008	SP	Ponte Octávio Frias de Oliveira
2011	AP	Ponte sobre o Rio Oiapoque (ainda não foi inaugurada devido à problemas burocráticos)
2011	SP	Ponte Governador Orestes Quécia
2011	AM	Ponte Rio Negro (maior ponte fluvial do Brasil; maior vão livre = 200 m)
2012	RJ	Ponte do Saber
2013	RS	Ponte Rodovia do Parque (BR-448)
2015	SC	Ponte Anita Garibaldi

Fonte: adaptado de Lazzari (2016, p. 27)

De acordo com Troitsky (1988) alguns fatores descrevem a evolução da utilização de estruturas estaiadas:

- a) experiência adquirida pelo desenvolvimento de pontes antigas com elementos estruturais estaiados;
- b) análise estrutural através de modelos;
- c) simulação computacional e análise dos elementos estaticamente indeterminados;
- d) aperfeiçoamento do método de fabricação dos materiais, como o aço e o concreto;
- e) novas técnicas construtivas;
- f) utilização de tabuleiros mistos.

No tópico a seguir serão apresentadas as concepções estruturais gerais para pontes estaiadas.

2.3. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

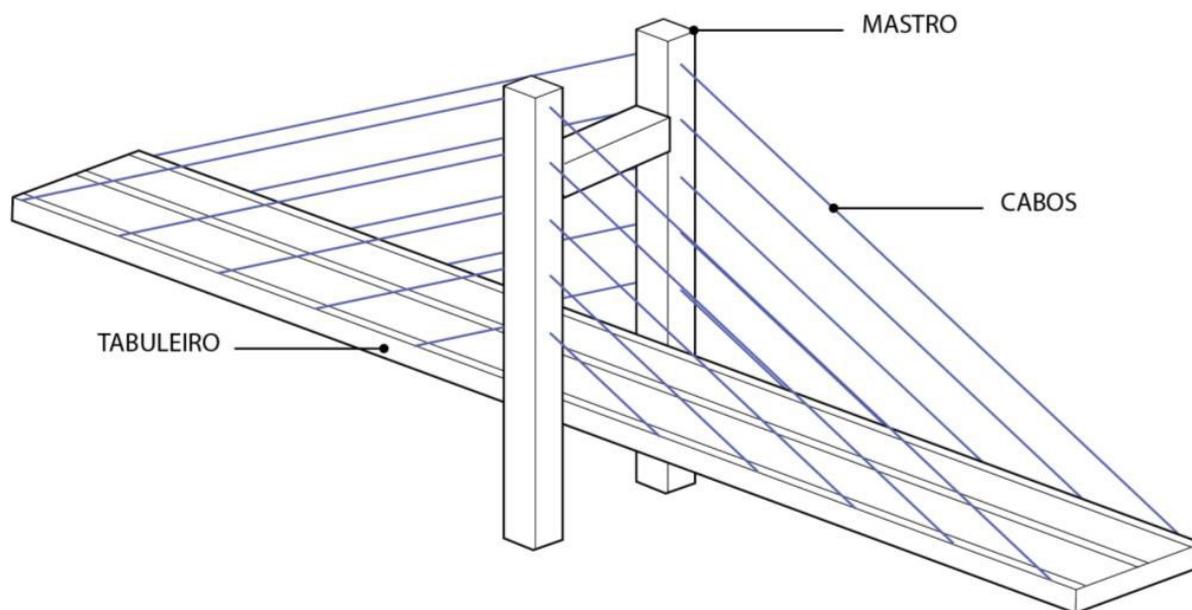
Gimsing e Georgakis (2012) apud Lazzari (2016) descreve que as pontes estaiadas são estruturas que viabilizam inúmeras concepções estruturais. O estudo da melhor geometria, características dos materiais utilizados, além do conhecimento dos elementos estruturais são responsabilidade do projetista. A combinação desses aspectos deve otimizar o comportamento estrutural global da ponte.

A utilização de pontes estaiadas é eficaz para vãos entre 150 e 1200 m, sendo até mais baratas que as soluções usuais. Para vãos maiores que 1200 m recomenda-se a utilização de ponte pênsil, já que a altura da torre será reduzida pela metade, quando comparada a uma ponte estaiada. Já para vãos menores que 150 m, a solução é vista mais como alternativa estética do que funcional. Os custos da obra podem aumentar entre 20% a 30% (RIBEIRO, 2016).

A estrutura da ponte estaiada é composta de feixes de cabos de aço (estais), que funcionam como tirantes e suportam o peso da estrutura. Os estais ligam o tabuleiro a um mastro apoiado numa fundação. Portanto, o sistema estrutural pode

ser descrito em função de três componentes estruturais básicas: o tabuleiro, o mastro (ou torre) e o sistema de cabos, representados na Figura 6.

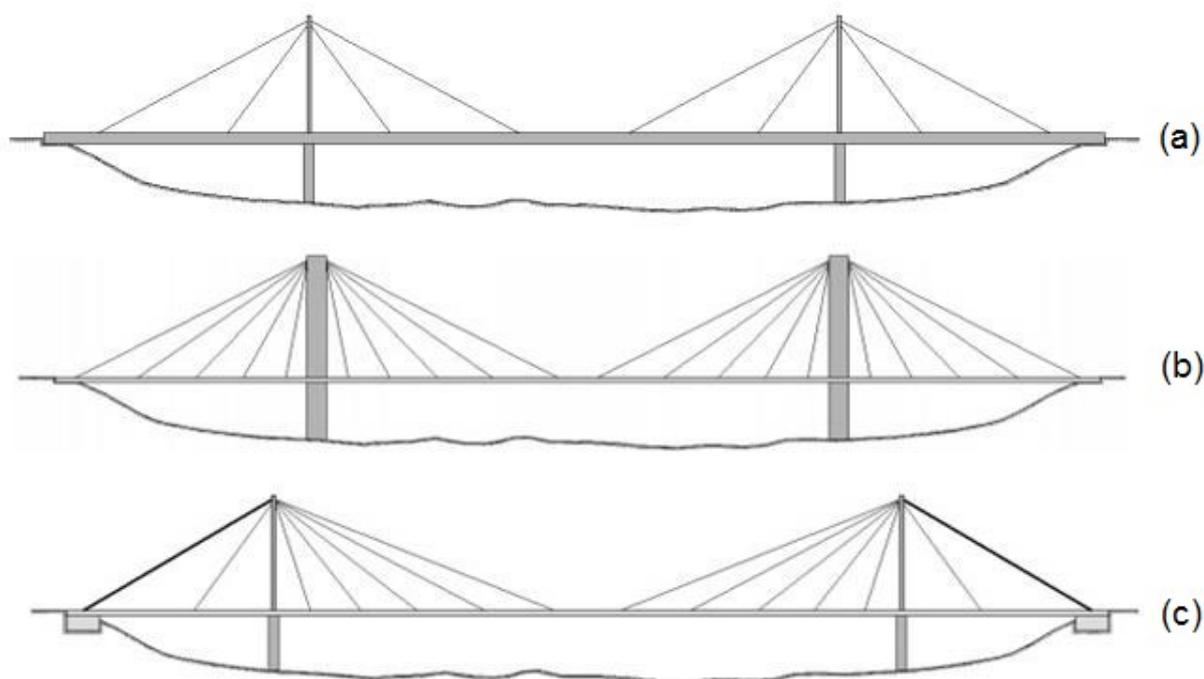
Figura 6 - Elementos estruturais da ponte estaiada



Fonte: Cardoso (2013, p. 13)

De acordo com Cardoso (2013), três aspectos são importantes para classificar uma ponte estaiada através do sistema de cabos: o espaçamento longitudinal dos estais, a distribuição transversal dos estais e a distribuição vertical dos estais. Diversos autores dividem a evolução da concepção destas obras de arte especiais em três gerações (Figura 7). Tal categorização esclarece como a disposição longitudinal dos estais alteram a distribuição das cargas e o comportamento global da estrutura (MATHIVAT, 1994 apud TORNERI, 2002; VARGAS, 2007; CLÁUDIO, 2010; MAZARIM, 2011; GIMSING E GEORGAKIS, 2012; CARDOSO, 2013; WALTHER et al, 1999 apud LAZZARI, 2016). A seguir, serão apresentadas as categorizações propostas pelos autores.

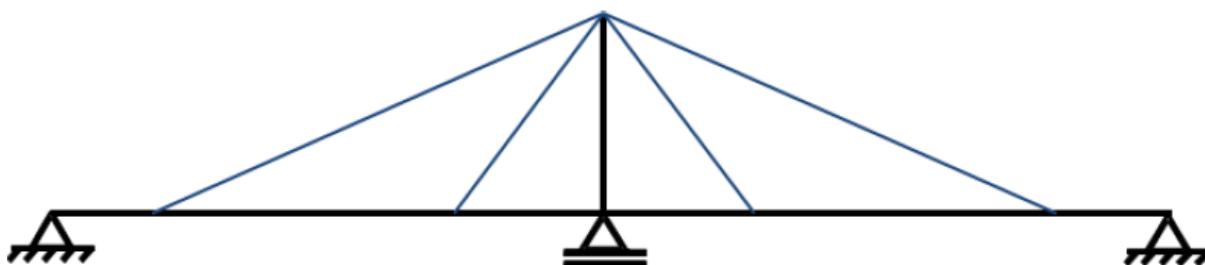
Figura 7 - Concepções estruturais: (a) primeira geração; (b) segunda geração e (c) terceira geração



Fonte: Walter et al (1999) apud Lazzari (2016, p. 49)

A primeira geração caracteriza pontes com poucos estais, de longo espaçamento, que suportam tabuleiros muito rígidos (Figura 8). Os tabuleiros resistem às solicitações por flexão entre os pontos de ancoragem do estais que, devido ao elevado espaçamento, desenvolvem pontos de concentração de tensões e exigem um reforço nessas áreas do tabuleiro, perdendo eficiência devido ao aumento do peso próprio.

Figura 8 - Primeira geração de pontes estaiadas



Fonte: Cardoso (2013, p. 13)

As primeiras obras de pontes estaiadas modernas foram construídas com base nesta configuração. Tal sistema pode ser utilizado para vãos curtos ou configurações com múltiplos tabuleiros estaiados. Exemplo deste tipo de concepção é a ponte Knee (Kniebrücke), na Alemanha, conforme a Figura 9.

Figura 9 - Ponte Knee (vão central 320 m, 1969), na Alemanha

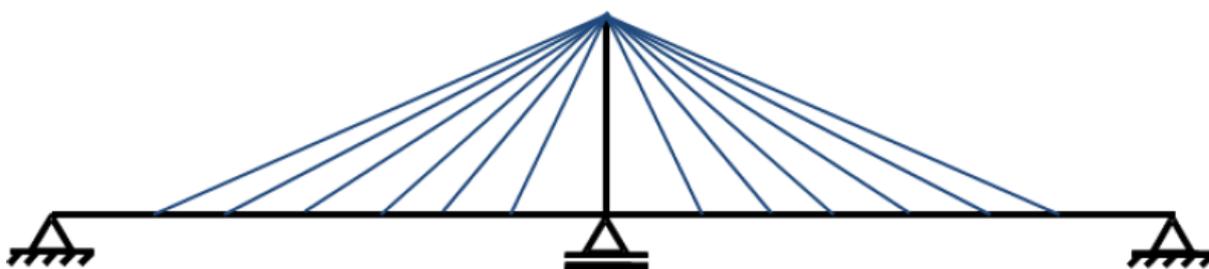


Fonte: Structurae (2017a)

A Ponte Knee, com 561 m de comprimento e tabuleiro com dimensões de 28,92 m de largura e 3,35 m de espessura, foi projetada inteiramente em estrutura metálica, exceto a fundação. Esta possui geometria assimétrica, onde os esforços do vão principal são conduzidos até a ancoragem (MARAZIM, 2011).

As obras da segunda geração apresentam grande número de estais de curto espaçamento (Figura 10). O comportamento do tabuleiro é análogo a uma viga contínua sobre apoios elásticos, levando a uma rigidez à flexão reduzida. Tal geração também caracteriza a suspensão parcial, onde os apoios por estais são interrompidos a uma certa distância da torre.

Figura 10 - Segunda geração de pontes estaiadas



Fonte: Cardoso (2013, p. 14)

Grande parte das pontes estaiadas recentes se encaixam nessa configuração, já que esta possibilita um tabuleiro mais esbelto, devido à proximidade dos pontos de suspensão (estais). A Ponte Düsseldorf Flehe (Figura 11), na Alemanha é um exemplo das características descritas.

Figura 11 - Ponte Düsseldorf Flehe (vão central 368 m, 1979), na Alemanha

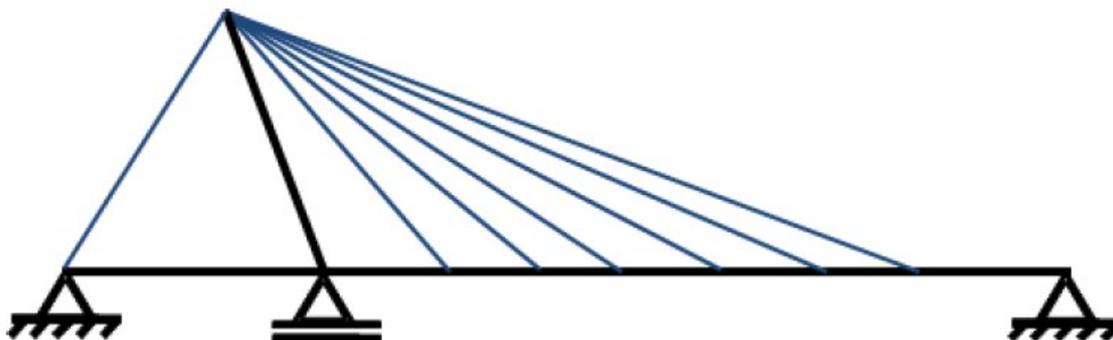


Fonte: Structurae (2017b)

A Ponte Düsseldorf Flehe, com 1166 m de comprimento, possui cabos em um único plano central no formato semi-harpa. Esta foi pioneira quanto a utilização de pilares no formato Y invertido. O tabuleiro principal da ponte é metálico (com 41,7 m de largura) e os tabuleiros de aproximação são de concreto protendido. As proteções presentes em alguns cabos foram necessárias pois estes foram trocados, no ano de 2009, por estarem rompidos.

Por fim, a terceira geração é caracterizada pela sua assimetria e formada pelas pontes de múltiplos estais em suspensão total do tabuleiro (Figura 12). Os estais suportam o tabuleiro em toda sua extensão, inclusive próximo às torres, ou seja, o tabuleiro não se apoia diretamente na torre.

Figura 12 - Terceira geração de pontes estaiadas



Fonte: Cardoso (2013, p. 15)

Assim como o sistema da segunda geração, este é utilizado em diversas pontes estaiadas dos dias atuais. Um exemplo é a Ponte Barrios de Luna, na Espanha exibida na imagem abaixo.

Figura 13 - Ponte Barrios de Luna (vão central 440m, 1983)



Fonte: Structurae (2017c)

A Ponte Barrios de Luna tem comprimento total de 643 m e destaca-se pela esbeltez do tabuleiro construído em concreto protendido, com dimensões de 22,5 m de largura e 2,3 m de espessura. Torneri (2002, p. 10) ressalta que o comportamento mecânico das pontes estaiadas de primeira e segunda geração:

[...] pode ser comparado de modo geral, ao de uma treliça espacial, onde o tabuleiro é o elemento comprimido e os estais são as diagonais tracionadas. Deste modo, a altura da seção do tabuleiro passa a ser definida, não pela necessidade de rigidez à flexão, mas pela exigência de estabilidade e deformações longitudinais adequadas.

Gomes (2013) cita alguns marcos ao longo do desenvolvimento das estruturas estaiadas. A primeira geração, surgiu na Europa, após a Segunda Guerra Mundial, destacando-se pelo número reduzido de estais e tabuleiro construído em aço. Já na segunda geração, durante a evolução tecnológica, pontes com múltiplos estais começaram a ser projetadas, também permitindo a otimização dos tabuleiros, que passaram a ser construídos em concreto. Tal feito tornou-se possível devido a resolução dos cálculos através de computadores e estais formados por cordoalhas.

O autor também cita que as pontes atuais, podem ser enquadradas na terceira geração. Novas concepções arquitetônicas para as torres estão sendo utilizadas e os vãos principais são cada vez maiores. O Quadro 2 aponta a evolução das pontes estaiadas, classificadas através do vão principal mais longo até 2016.

Quadro 2 - Pontes estaiadas classificadas pelo comprimento do vão principal

Posição	Nome	Local	País	Vão principal	Ano de Inauguração
1	Ponte Russky	Vladivostok	Rússia	1104 m	2012
2	Ponte Sutong	Rio Yangtze	China	1088 m	2008
3	Ponte Stonecutters	Canal de Rambler	China	1018 m	2009
4	Ponte Edong	Huangshi	China	926 m	2010
5	Ponte Tatara	Mar Interior de Seto	Japão	890 m	1999
6	Ponte da Normandia	Rio Sena	França	856 m	1995
7	Ponte Jiujiang	Jiujiang	China	818 m	2013
8	Ponte Jingyue	Jingzhou	China	816 m	2010
9	Ponte Incheon	Incheon	Coreia do Sul	800 m	2009
10	Ponte Yachi River	Rio Yachi	China	800 m	2016

Fonte: adaptado de Wikipédia (2017)

Nos próximos tópicos serão abordadas as características dos elementos estruturais que integram as pontes estaiadas: estais, tabuleiro e torre respectivamente.

2.4. ESTAIS

Os estais ou cabos de aço, são formados pelo agrupamento de cordoalhas ou barras, responsáveis por transferir os esforços do tabuleiro para a torre. Segundo

Lazzari (2016), o sistema dos cabos é dividido em três segmentos: elementos de tensionamento, sistemas de proteção e sistemas de ancoragem, como representados pela Figura 14.

Figura 14 - Elementos que compõe os estais no viaduto de acesso à Unisinos, em São Leopoldo-RS



Fonte: Lazzari (2016, p. 53)

Os elementos de tensionamento suspendem as cargas do tabuleiro até as torres, são rígidos e capazes de serem pré-tensionados. A solução mais adotada é a utilização de cordoalhas. Estas são compostas por fios de aço que circundam helicoidalmente um núcleo em uma ou mais camadas (Figura 15). Usualmente, as cordoalhas de sete fios são mais utilizadas (MAZARIM, 2011; LAZZARI, 2016).

Figura 15 - Exemplos de seção transversal de cordoalhas



Fonte: Mazarim (2011, p. 48)

A resistência à tração elevada e maior módulo de elasticidade são o que tornam as cordoalhas o material vantajoso para pontes estaiadas. Porém, antes da execução da estrutura as cordoalhas devem ser ensaiadas estaticamente e

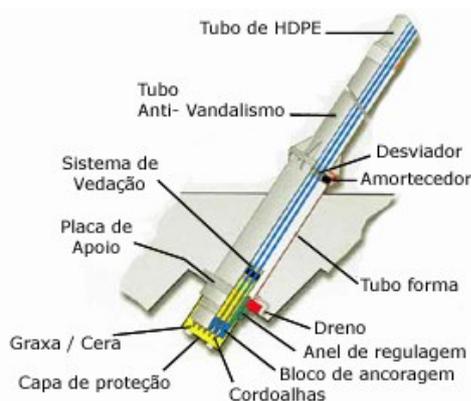
dinamicamente, além de atender uma série de especificações presentes na ASTM (*American Society for Testing and Materials*) A416 e exigências nela descritas. Cada lote de 10 toneladas de aço necessita a realização de ensaios estáticos, obedecendo os seguintes requisitos para o lote não ser rejeitado (NOGUEIRA NETO, 2003):

- a) mínima resistência última à tração: $f'_s = 1860$ MPa;
- b) mínima tensão ao escoamento: $f'_y = 0,90 f'_s$;
- c) módulo de elasticidade: $E = (197000 \pm 5\%)$ MPa.

O estai é formado pela composição de diversas cordoalhas dispostas helicoidalmente. Tais elementos estão sujeitos a variação de tensão e possível fadiga, em razão aos esforços causados pelas cargas móveis. Segundo Mathivat (1980) apud Fuganti (2012) é recomendável limitar a variação da tensão máxima devido as cargas variáveis, bem como a tensão máxima admissível a 0,4 do limite de resistência.

Existem vários tipos de sistemas de ancoragem de estais que variam com a empresa e a tecnologia utilizada. As ancoragens devem se ajustar ao longo da ponte, para manter as tensões e o nivelamento dos estais e tabuleiro. Estes devem garantir a manutenção e troca de estais. O ajuste é realizado através de um anel de regulagem, como visto na Figura 16, disposto na parte externa do sistema e, dessa forma, pode alongar ou afrouxar, simultaneamente, todas as cordoalhas, aumentando ou aliviando a tensão no estai. Para verificar a resistência a corrosão, o sistema de ancoragem é sujeito ao ensaio citado anteriormente (CLÁUDIO, 2010; MAZARIM, 2011; LAZZARI 2016).

Figura 16 - Sistema de ancoragem e proteção do estai



Fonte: Protende (2017)

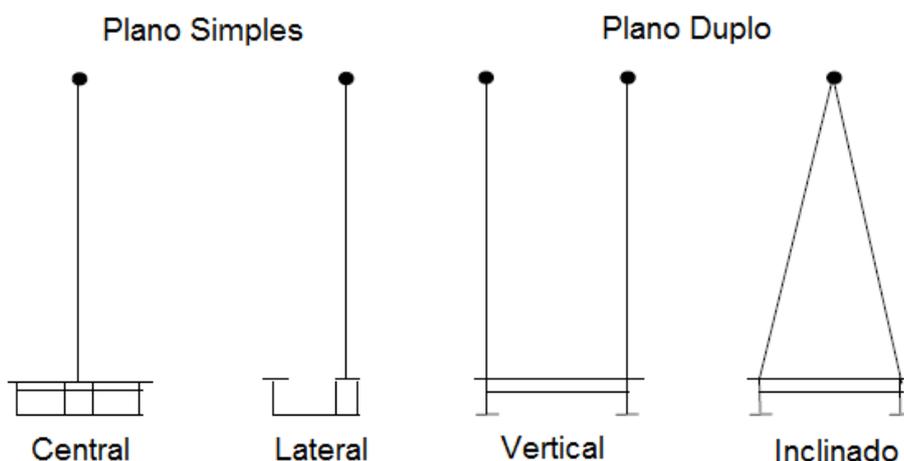
De acordo com Mazarim (2011), o sistema de proteção dos elementos tensionados previne que as imperfeições superficiais do aço provoquem áreas de concentração de tensão, tornando o elemento passível a tensões superiores às admissíveis. A proteção mais utilizada é a de tubos de polietileno de alta resistência mecânica, capazes de proteger o aço contra a corrosão, efeitos do tempo e raios ultravioleta. O panorama estético também é explorado através das cores destes tubos. A galvanização das cordoalhas é outra solução utilizada. O tubo anti-vandalismo (Figura 16) composto por aço de alta resistência é disposto até uma certa altura para que não sofram com ações dos seres humanos.

O **espaçamento**, distribuição **transversal** e **longitudinal** dos estais são pontos fundamentais na concepção de pontes estaiadas, porque tem influência não só no desempenho estrutural da ponte, como também no método construtivo, rigidez dos elementos e na economia. As geometrias e espaçamentos usualmente utilizados para as estruturas estaiadas serão descritas nos tópicos 2.4.1, 2.4.2 e 2.4.3.

2.4.1. Distribuição Transversal dos Estais

Segundo Neves (1997), a disposição transversal dos estais, existem sistemas estruturais diferenciados para o tipo de torre: **plano simples**, para torres centrais ou laterais ou **plano duplo**, para torres verticais ou inclinadas, como demonstrado na Figura 17. Nos tópicos 2.4.1.1, 2.4.1.2 e 2.4.1.3 serão caracterizados os sistemas mais usuais.

Figura 17 - Arranjo transversal dos cabos

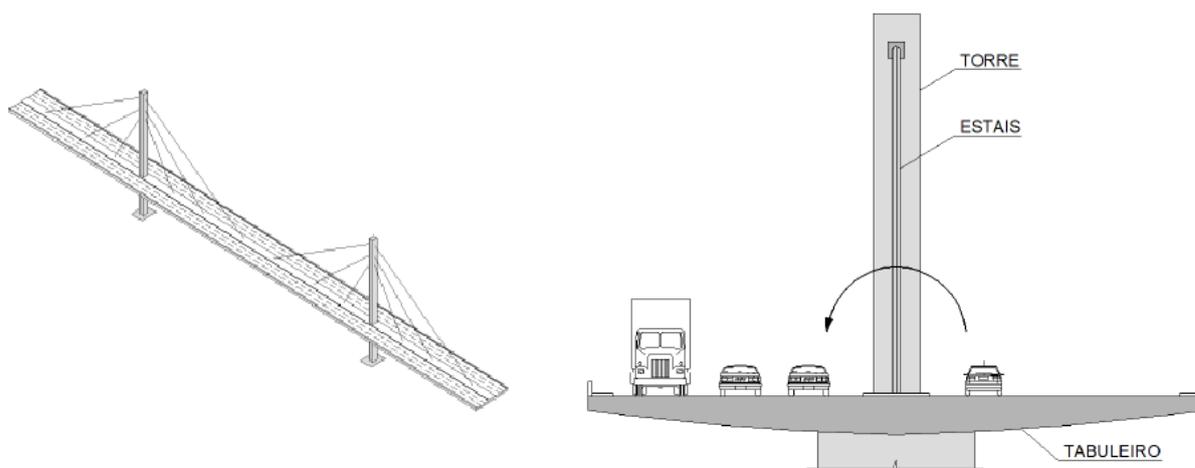


Fonte: Neves (1997, p. 48)

2.4.1.1. Plano central (único) de cabos

Disposição em que se divide transversalmente o tabuleiro através da passagem dos estais ao longo eixo longitudinal do tabuleiro, valorizado pelo efeito estético agradável, que evita o cruzamento visual dos estais. Porém, sob o ponto de vista estático não é a melhor solução. As cargas assimétricas geram momentos torsores consideráveis (Figura 18). Tais solicitações são formadas, pois a suspensão é centralizada e, desta forma, as cargas excêntricas geram torção (TORNERI, 2002; MAZARIM, 2011; LAZZARI, 2016).

Figura 18 - Configuração em um plano único central e o efeito da torção



Fonte: Mazarim (2011, p. 50-51)

Walther et al (1985) ressaltam que o sistema pode ser vantajoso se consideradas algumas características, como: a redução de número de estais e ancoragens (porém, serão maiores e mais resistentes); limitação da variação de esforços nos estais, já que a alta rigidez à torção do tabuleiro fornece melhor distribuição das cargas aos estais. Sumarizando, o autor Neves (1997) cita vantagens e desvantagens para tal solução estrutural. Entre as vantagens pode-se listar:

- a) economia, pois os processos de construção e fabricação são simples;
- b) apelo estético;
- c) visão desobstruída aos motoristas;

d) torres simples.

As desvantagens estão listadas a seguir:

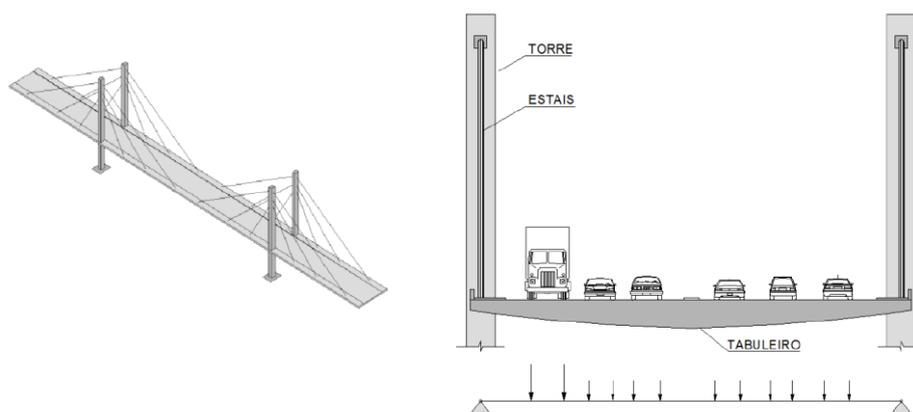
- a) para suportar os esforços concentrados elevados dos estais que são transferidos às torres, necessitam-se de vigas e conexões robustas;
- b) viga caixão de elevada rigidez à torção, para transferência das forças desequilibradas para os pilares, pois carregamentos excêntricos e carga de ventos provocam torção.

2.4.1.2. Dois planos verticais de apoio

Na solução com dois planos verticais os estais ancoram-se ao longo das extremidades do tabuleiro, e é utilizada por grande parte das pontes estaiadas executadas até hoje. São indicadas para grandes vãos com tabuleiros largos (com várias faixas de tráfego) e não tão rígidos, já que o efeito da torção é menor quando comparado com a solução em plano central.

Para Mazarim (2011), esta geometria pode ser comparada com uma laje bi apoiada, onde o sentido dominante de trabalho é o transversal, ou seja, o esforço principal é o momento fletor transversal do tabuleiro, e não a torção, como ilustra a Figura 19. O autor também indica a protensão transversal para tabuleiro largos, reduzindo assim os efeitos da flexão do tabuleiro.

Figura 19 - Configuração em dois planos verticais e esquema das cargas em comparação com uma viga bi apoiada



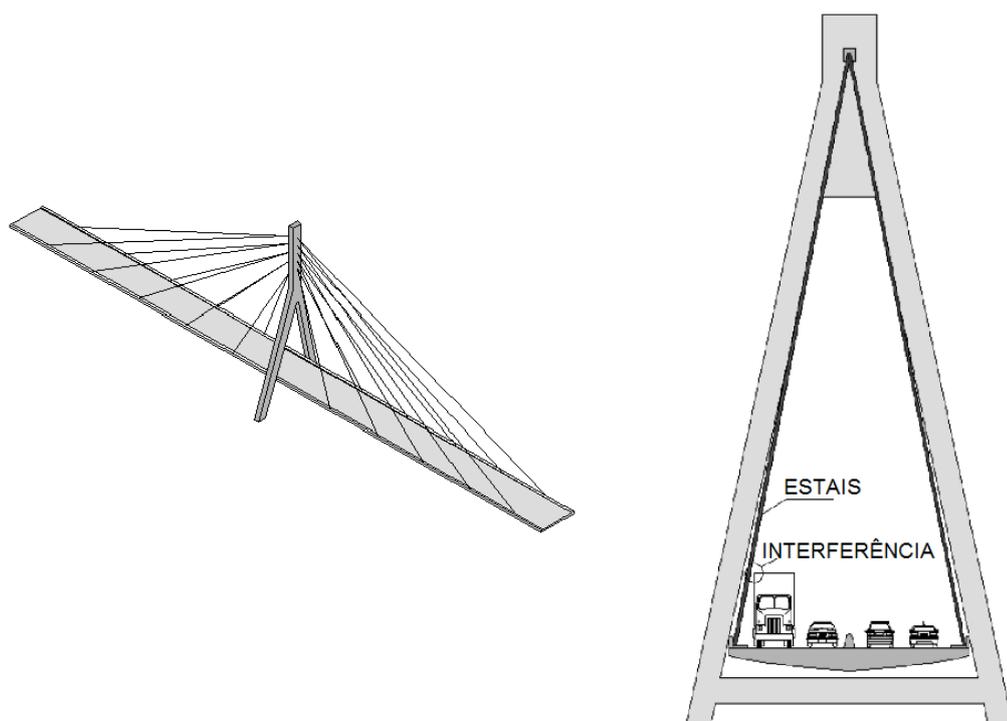
Fonte: Mazarim (2011, p. 53-54)

Como desvantagem, há o maior custo com dispositivos de ancoragem, bem como o tensionamento dos mesmos, maior número de cabos e elevação de duas ou mais torres (NOGUEIRA NETO, 2003; CARDOSO, 2013).

2.4.1.3. Dois planos inclinados de apoio

O sistema de planos inclinados também é bastante utilizado, a geometria da torre é geralmente em formato de A. É agradável do ponto de vista estético e gera interferência entre as torres e o tabuleiro. Uma desvantagem para pontes rodoviárias é a possível interferência da inclinação dos estais com os automóveis (Figura 20), principalmente pontes de menores dimensões e torres baixas. Tais interferências são mais preocupantes em casos de tabuleiros curvos, já que a inclinação dos estais é desfavorável (MAZARIM, 2011; LAZZARI, 2016).

Figura 20 - Configuração em dois planos inclinados e interferência no gabarito da via



Fonte: Mazarim (2011, p. 55-56)

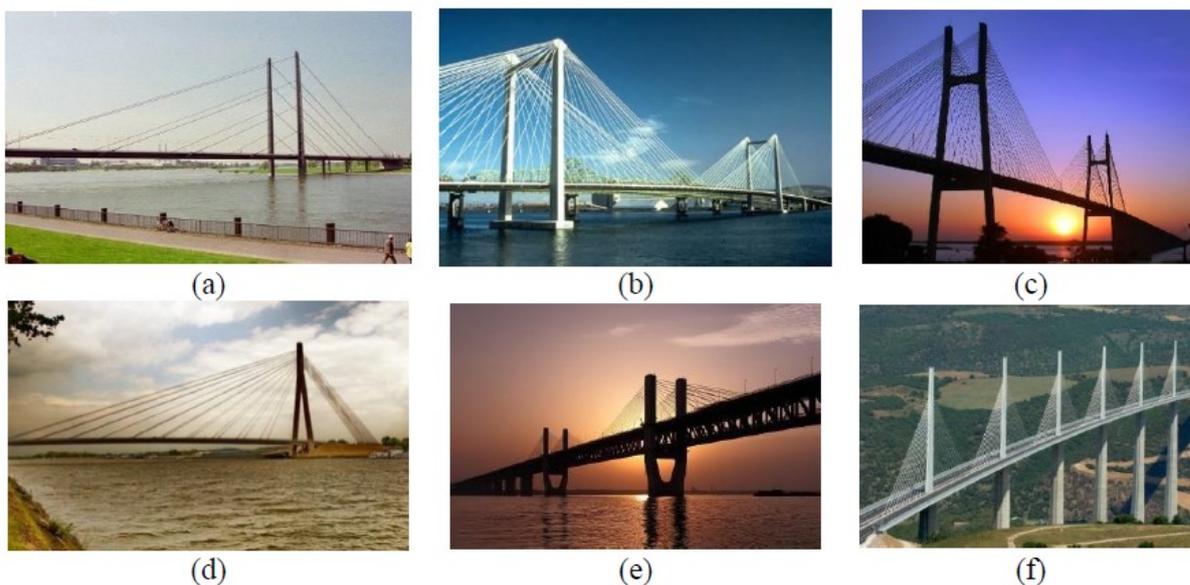
Essa tipologia é adequada para vãos maiores e dão estabilidade aerodinâmica para estrutura (VARGAS, 2007). Deve-se atentar para os esforços de

compressão que surgem no sentido transversal do tabuleiro. A construção de torres no formato A também é um agravante, já que é mais complexa que uma torre vertical.

2.4.2. Distribuição Longitudinal dos Estais

Os cabos podem ser distribuídos longitudinalmente de inúmeras maneiras e variam com o efeito visual buscado para estrutura, bem como as necessidades de projeto. Como distribuições principais, tem-se: em harpa, em leque, semi-harpa, assimétrica, extradorso e múltiplos vãos. A Figura 21 exibe as configurações dos estais citados em diversas pontes pelo mundo.

Figura 21 – Exemplos de distribuições longitudinais dos estais: (a) Kniebrücke - Alemanha; (b) Ed Hendler Bridge - EUA; (c) Puente Rosario-Victoria - Argentina; (d) Pont de Lanaye - Bélgica; (e) Ponte Wuhu - China e (f) Millau Viaduct - França



Fonte: Lazzari (2016, p. 60)

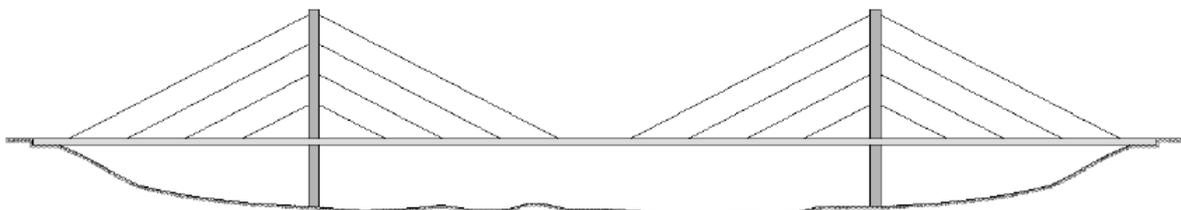
Tais modelos de distribuição longitudinal do estais serão caracterizadas nos sub tópicos a seguir.

2.4.2.1. Sistema em harpa

Nessa configuração os estais são distribuídos de forma igual, paralelos entre si e ancorados aos pilares (Figura 22). As pontes estaiadas mais antigas eram

projetadas com tabuleiros altamente rígidos, torres esbeltas e poucos estais espaçados de forma simétrica para equilibrar o peso próprio (MAZARIM, 2011).

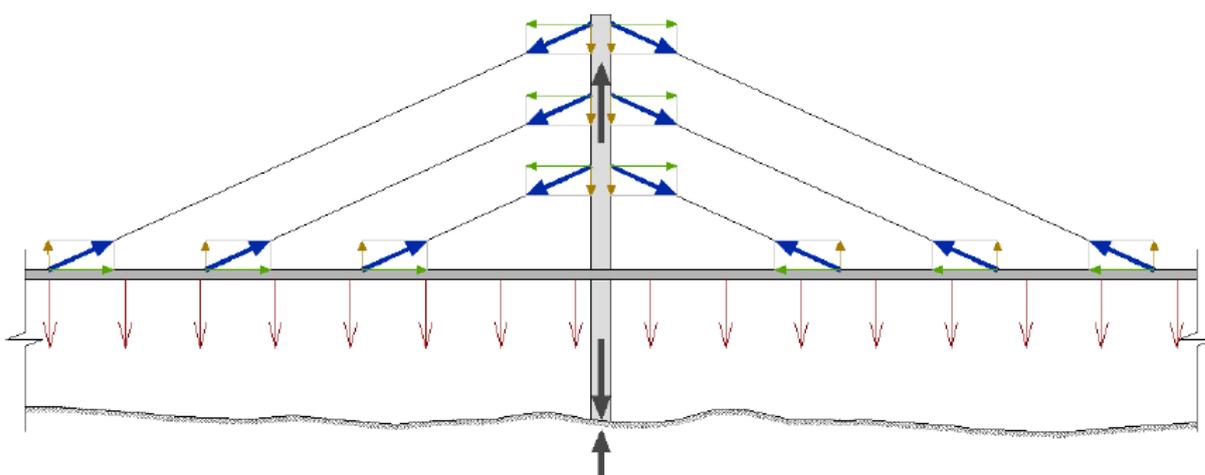
Figura 22 - Ponte estaiada em harpa



Fonte: Mazarim (2011, p. 57)

A geometria é bem aceita pelo ponto de vista estético, caracterizado pela simetria, porém, não é a geometria mais eficiente. Segundo Lazzari (2016), quanto menor é a inclinação dos estais, menor é a eficiência perante as forças de tração. Quanto a parte estrutural, é eficiente contra a ação das cargas permanentes, pois os esforços da componente horizontal atuam na torre e as verticais na fundação, mantendo o equilíbrio, como mostrado na Figura 23 (MAZARIM, 2011).

Figura 23 - Forças atuantes na geometria em harpa



Fonte: Mazarim (2011, p. 57)

Com a presença de cargas assimétricas, Mazarim (2011) cita como desvantagem a introdução de cargas horizontais nas torres. Portanto, necessitarão de

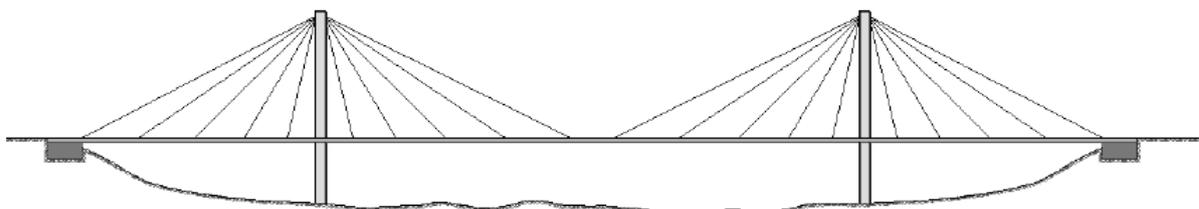
mais robustez, tornando-os rígidos o suficiente para resistir aos esforços. A Figura 21 (a) exibe um exemplo dessa tipologia, a Ponte Knee, na Alemanha.

2.4.2.2. Sistema em leque

Nesta tipologia os cabos são fixados no topo das torres (Figura 24), reduzindo os esforços horizontais, já que apresentam maior verticalidade e evitam acúmulo de tensão nas ancoragens do tabuleiro. Mazarim (2011) cita a redução dos efeitos de possíveis abalos sísmicos, devido a flexibilidade quando submetido a esforços horizontais.

A inclinação dos cabos colabora para o equilíbrio dos esforços verticais, assim diminuindo o diâmetro do mesmo. Tal redução também é possibilitada pelo curto espaçamento longitudinal dos estais, promovendo uma estética diferenciada de transparências para os cabos (LAZZARI, 2016). Porém, o acúmulo de estais no topo da torre dificulta o processo construtivo.

Figura 24 - Ponte estaiada em leque



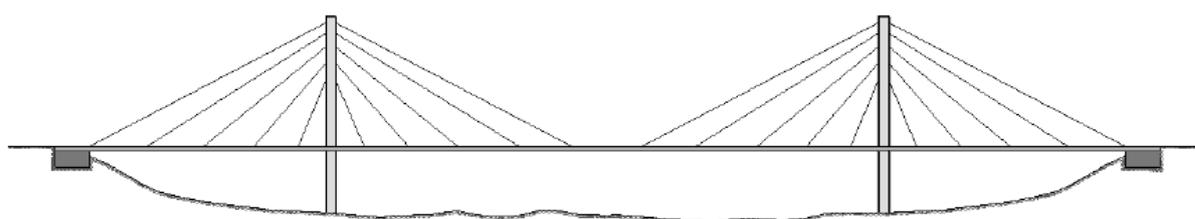
Fonte: Mazarim (2011, p. 58)

Vargas (2007) cita como desvantagem a construção da parte superior da torre. Tanto o projeto, quanto o detalhamento da execução são complexos. Para Walther et al (1985), o custo da torre é elevado, já que a região concentra altas tensões, necessitando de precisão durante o processo construtivo. A solução é pouco utilizada em território nacional, pela complexidade e custos envolvidos. Na Figura 21 (b) tem-se um exemplo dessa configuração, a *Ed Hendler Bridge*, primeira ponte estaiada dos Estados Unidos.

2.4.2.3. Sistema em semi-harpa

O sistema semi-harpa ou semi-leque, denominado por Gimsing e Georgakis (2012), é a solução que combina as melhores qualidades das geometrias apresentadas anteriormente: harpa e leque. Esta é a concepção mais difundida em escala global. Evidencia-se o visual esteticamente agradável da configuração, como pode ser visto na Figura 25.

Figura 25 - Ponte estaiada em semi-harpa



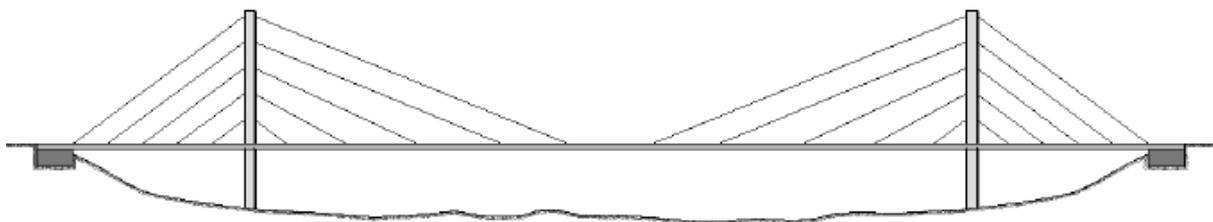
Fonte: Mazarim (2011, p. 60)

As conexões são menos complexas quando comparada ao sistema em leque, já que a ancoragem é distribuída ao longo do pilar. A inclinação variável torna os esforços horizontais aplicados ao tabuleiro menores, próximos aos da geometria em leque (MAZARIM, 2016). A *Puente Rosario-Victoria*, localizada na Argentina, representa o sistema em semi-harpa e pode ser vista na Figura 21 (c).

2.4.2.4. Sistema assimétrico

Essa solução é vantajosa em casos de interferências geométricas ou topográficas de projeto, impedindo o equilíbrio das cargas permanentes ao redor da torre. Mazarim (2011) destaca a necessidade de estruturas complementares, como blocos de ancoragem, para auxiliar os estais, como mostrado na Figura 26. Os blocos são elementos de concreto robustos, para que os esforços derivados dos estais sejam resistidos através do seu peso próprio. Um exemplo de ponte assimétrica é a *Pont de Lanayel*, na Bélgica, como representa a Figura 21 (d).

Figura 26 - Ponte estaiada assimétrica



Fonte: Mazarim (2011, p. 61)

2.4.2.5. Sistema extradorso

O modelo estrutural extradorso é caracterizado pela baixa altura das torres, em relação as pontes estaiadas usuais (Figura 27). É utilizada como solução estrutural para locais onde haja restrição e altura (em zonas aeroportuárias, por exemplo).

Figura 27 - Ponte estaiada extradorso



Fonte: Mazarim (2011, p. 62)

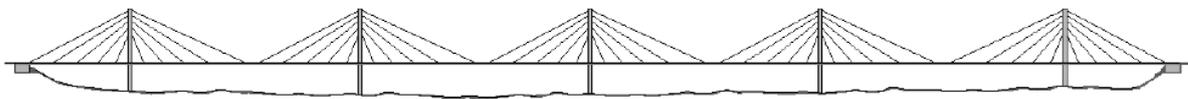
Os esforços de compressão no tabuleiro costumam ser altos, pois a angulação com que os estais chegam ao tabuleiro é pequena. A distribuição longitudinal e transversal do estais podem ser similares as geometrias já citadas. A ponte Wuhu, localizada na China, é um dos exemplos de sistema extradorso, apresentada na Figura 21 (e).

2.4.2.6. Sistema múltiplos vãos

A solução em múltiplos vãos pode utilizar quaisquer das geometrias mencionadas anteriormente, mas de forma repetida para satisfazer a concepção

idealizada. São bastante utilizadas em locais onde necessita-se transpor grandes vãos (vales, rios e montanhas). Sua representação é mostrada na figura abaixo.

Figura 28 - Ponte estaiada com múltiplos vãos



Fonte: Mazarim (2011, p. 64)

O exemplo mais tradicional é o *Millau Viaduct*, no sudoeste da França, sendo esta a ponte mais alta do mundo aberta para tráfego de veículos, com 343 metros de altura.

2.4.3. Espaçamento e Dimensionamento dos Estais

Como mencionado anteriormente, as pontes estaiadas antigas utilizavam um número limitado de estais, suportando um tabuleiro altamente rígido. Para as grandes estruturas estaiadas atuais, tal concepção não seria economicamente viável, já que os tabuleiros rígidos necessitam de muito volume de material e equipamentos robustos de montagem. Vargas (2007) aponta algumas vantagens das pontes estaiadas modernas com grande número de estais:

- a) o momento fletor longitudinal é reduzido pela quantidade elevada de apoios elásticos. Tal característica também gera economia na execução, já que a técnica construtiva utilizada é simplificada;
- b) os estais são menos robustos quando comparado as estruturas com cabos concentrados. Desta maneira, facilita a instalação das ancoragens;
- c) mesmo que haja proteção dos estais, a substituição se faz necessária e torna-se simples.

O sistema de múltiplos estais passou a ser amplamente utilizado com o aumento do vão das pontes. O espaçamento máximo dependerá, principalmente, da largura, forma, material e equipamento de montagem do tabuleiro. Tratando-se de

tabuleiros metálicos ou mistos de concreto e aço, o autor sugere espaçamentos entre 15 m e 25 m. Já para tabuleiros de concreto, o espaçamento costuma variar de 5 m a 10 m (VARGAS, 2007). Já o DNER (1996) recomenda espaçamentos entre 6 a 12 metros.

Conforme Gomes (2013) para analisar a viabilidade econômica de determinado modelo, faz-se necessário efetuar o pré-dimensionamento dos estais. São feitas algumas simplificações, já que o processo da determinação precisa das forças atuantes é iterativo e depende de muitas variáveis. Em pontes de múltiplos estais, considera-se o tabuleiro como elemento contínuo sobre apoios elásticos e a força na qual os estais são sujeitos pela Equação 1.

$$N_i = \frac{G + Q}{\sin \alpha_i} \quad (1)$$

Onde:

G: carga permanente;

Q: carga variável;

α_i : inclinação do estai i com o plano horizontal.

O autor cita que esses elementos resistem aos esforços do trecho desbalanceado do vão central. Portanto, tal equacionamento leva ao superdimensionamento dos estais nos vãos laterais e subdimensionamento deles no vão central. Com essas forças, a avaliação continua através do parâmetro recomendado por Walther et al (1999), indicado na Equação 2.

$$\vartheta = \frac{Q}{G} \quad (2)$$

O parâmetro ϑ mostrará se no dimensionamento dos cabos, o parâmetro de resistência ou fadiga predominará. O autor cita que, em pontes ferroviárias e tabuleiro metálico, o parâmetro ϑ varia entre 1,0 a 2,0 e o fator de dimensionamento será a fadiga. Em pontes rodoviárias e tabuleiro de concreto, o parâmetro ϑ varia entre 0,2 a 0,3, sendo a resistência o fator de dimensionamento dominante.

2.5. TABULEIRO

O tabuleiro, também chamado de viga de enrijecimento, é o elemento que recebe o tráfego dos veículos, sendo responsável por absorver as cargas permanentes (como peso próprio) e as cargas móveis. O tabuleiro também está sujeito as ações do vento. Portanto, a aerodinâmica do elemento deve ser levada em consideração.

De acordo com Lazzari (2016), os tabuleiros das pontes estaiadas mais antigas eram metálicos, já que a rigidez do material garantia a resistência aos esforços longitudinais de flexão, gerados pelos espaçamentos longos entre estais, sem a necessidade de um tabuleiro robusto e espesso. Com o surgimento dos múltiplos estais, os tabuleiros de concreto passaram a ser mais utilizados, pois perdeu-se a necessidade de rigidez da seção transversal.

Como os momentos longitudinais aumentam de maneira consonante com a rigidez do tabuleiro, seções transversais delgadas passaram a ser adotadas. Vale ressaltar que a rigidez adequada está relacionada não só com o espaçamento dos estais, mas também com a distribuição transversal dos mesmos e a largura do tabuleiro (VARGAS, 2007). Um dos aspectos mais importantes para definição da seção transversal do tabuleiro é a rigidez. Segundo Gomes (2013), o desempenho da rigidez do tabuleiro pode ser dividido em três principais:

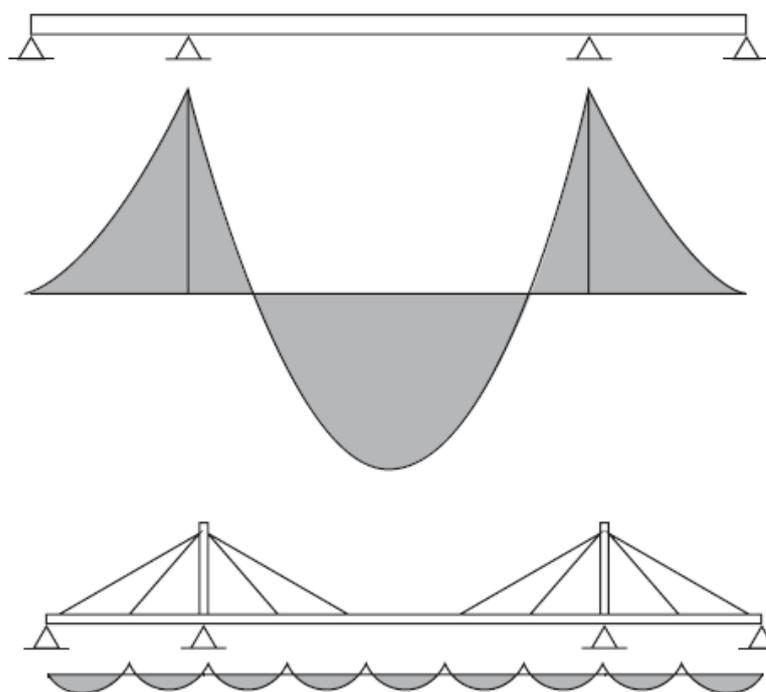
- a) **rigidez axial:** o efeito da tensão imposta no tabuleiro pelos estais gera compressão na seção transversal. Para casos de tabuleiros metálicos, a esbeltez da chapa pode ser um fator limitante devido ao esforço compressivo;
- b) **rigidez à flexão:** a rigidez na direção longitudinal, como na transversal devem ser suficientes para transferir as ações sofridas pelo tabuleiro para os pontos de suporte dos estais. Em estruturas onde os estais são mais espaçados, tal efeito é significativo. Quando submetido à cargas horizontais (como carga de vento), o tabuleiro flete no plano horizontal em razão da ação do vento sobre o próprio tabuleiro e os estais. A concepção de tabuleiros contínuos se dá pela atuação das ações horizontais, pois dessa

maneira a flexão horizontal é distribuída entre os momentos fletores positivos e negativos ao longo do elemento;

- c) **rigidez à torção:** a disposição transversal dos cabos e a carga móvel excêntrica são os parâmetros que regem a rigidez à torção do tabuleiro. Tal parâmetro é essencial em casos de disposição dos estais em um plano central, onde a torção é transmitida aos apoios pelo tabuleiro. Já quando os estais estão arranjados lateralmente, a carga excêntrica forma um binário e a rigidez torna-se menos expressiva.

Como o tabuleiro é o componente estrutural sujeito a maior parte das cargas externas das pontes estaiadas, a transferência das cargas verticais depende do arranjo estrutural adotado. De maneira geral, as ações do tabuleiro são descritas por Gimsing e Georgakis (2012) da seguinte forma: transmitir a carga entre os pontos de ancoragem dos estais; auxiliar o sistema de cabos no equilíbrio global e distribuir as forças concentradas entre os estais. A Figura 29 mostra os diagramas de momentos fletores para cargas permanentes de um tabuleiro em viga de enrijecimento contínua de três vãos em comparação com um tabuleiro de ponte estaiada.

Figura 29 - Comparação entre os momentos fletores para carga permanente em tabuleiro de viga contínua e estaiado



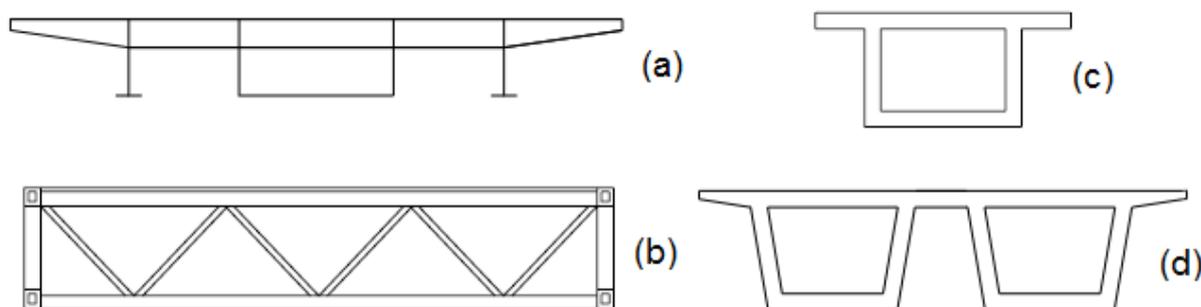
Fonte: adaptado de Gimsing e Georgakis (2012, p. 288)

O sistema de cabos é eficiente na transmissão da carga vertical global à torre, já que reduz substancialmente o efeito dos momentos fletores. Segundo Gimsing e Geogarkis (2012) o suporte fornecido pelos estais é mais eficiente para os efeitos das cargas permanentes e menos significativo para a carga de tráfego e cargas horizontais.

Quanto a classificação do tabuleiro, uma das possíveis maneiras de realizá-la é através do tipo da seção transversal adotada, como mostrado na Figura 30. Carvalho Junior (2002) apresenta algumas seções típicas de tabuleiros, suas características, vantagens e desvantagens:

- a) **vigas tipo I**: possui peso próprio e rigidez torcional baixos;
- b) **treliçado**: dispõe de aparência visual considerada desfavorável, complexidade de fabricação e manutenção. É vantajosa para tabuleiros duplos;
- c) **seção tipo caixão**: conta com processo de fabricação simples e maior rigidez torcional;
- d) **vigas em concreto armado ou protendido**: apresenta grande rigidez à flexão e alta taxa de amortecimento.

Figura 30 - Formas gerais de seções transversais: (a) Viga tipo I; (b) treliçadas; (c) caixão; (d) concreto armado ou protendido



Fonte: Adaptado de Carvalho Junior (2002, p. 14)

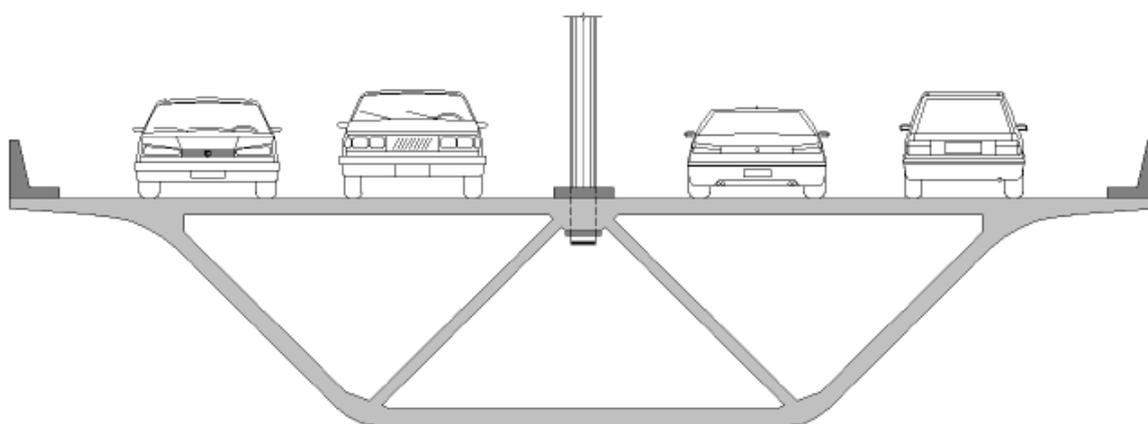
É válido destacar a importância de avaliar a composição global da estrutura para a escolha da seção transversal adequada do tabuleiro. Parâmetros como o tipo de carregamento que a estrutura está sujeita, como o sistema dos estais (plano simples ou duplo, poucos ou muitos cabos) devem ser levados em consideração.

Os materiais que compõem o tabuleiro também são uma das formas mais utilizadas para classificá-lo, sendo os mais usuais compostos por: **concreto**, **estrutura metálica** ou **estrutura mista**. A definição do material do tabuleiro é um parâmetro significativo no custo global da obra, pois influi diretamente no método construtivo, sistema estrutural adotado e dimensionamento de outros elementos. Os próximos tópicos abordarão as particularidades de cada material.

2.5.1. Tabuleiro de Concreto

Os primeiros tabuleiros de pontes estaiadas eram robustos e com alto custo de execução. Porém, o desenvolvimento tecnológico da metodologia construtiva e dos materiais, como o surgimento do concreto protendido, viabilizou a otimização do dimensionamento, objetivando novas geometrias, seções mais esbeltas, vazadas, resistentes, leves e aerodinâmicas (Figura 31). Dessa maneira, os tabuleiros de concreto tornaram-se mais econômicos que os metálicos, porém, ainda são mais pesados. O peso próprio afeta diretamente o dimensionamento das seções transversais dos estais, torres e pilares, tornando-as maiores (MAZARIM, 2011; LAZZARI, 2016).

Figura 31 - Seção vazada de concreto protendido



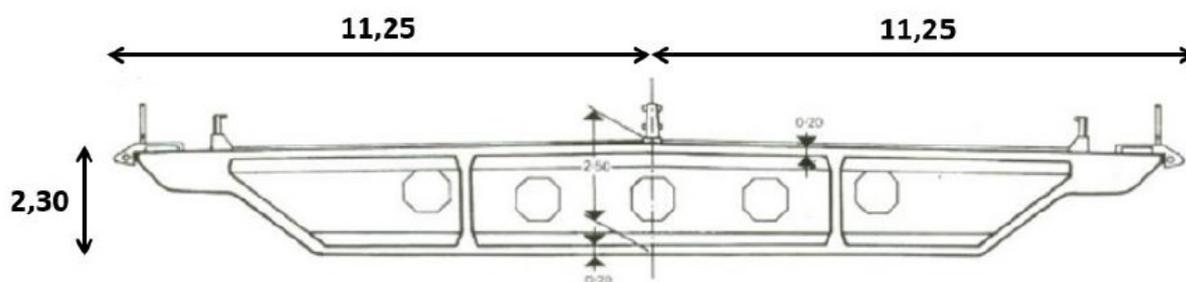
Fonte: Mazarim (2011, p. 71)

O uso do concreto protendido permitiu maior esbeltez e o uso de formas geométricas vazadas, que diminuem o consumo de material e reduzem o peso do elemento. O material também promove a diminuição dos efeitos de flexão no tabuleiro

através do melhor aproveitamento da característica de elevada resistência a compressão do concreto.

Um exemplo de tabuleiro de concreto protendido com seção vazada é a ponte Barrios de Luna, na Espanha. Como indicada na Figura 32, a ponte possui um vão central de 440 m, seção de 22,5 m de largura e 2,30 de altura. Percebe-se a esbeltez da seção quando relacionada com o comprimento do vão.

Figura 32 - Seção transversal da ponte Barrios de Luna, na Espanha



Fonte: Walther et al (1985) apud Lazzari (2016, p. 62)

Segundo Vargas (2007), a espessura da laje do tabuleiro é regida pela aplicação de cargas perpendiculares a ele e das forças normais transmitidas pelos estais, sendo a segunda em menor intensidade. Esses efeitos de compressão, junto com o peso próprio, reduzem a esbeltez da seção. Tal concepção é ainda mais dificultada em pontes com mais de quatro faixas de tráfego, já que os momentos fletores transversais são maiores.

2.5.2. Tabuleiro Metálico

As primeiras pontes estaiadas foram construídas com a utilização de tabuleiros metálicos, com o uso de poucos estais, e por disporem de elevada rigidez, eram ideais para vencer a flexão longitudinal da estrutura. Como qualquer outra estrutura metálica, tem como ponto positivo o controle dos processos construtivos, a qualidade dos materiais e possíveis erros de execução.

A maior vantagem na utilização deste material está no peso próprio, sendo até 80% mais leve que os tabuleiros de concreto, permitindo a redução da seção transversal dos outros elementos estruturais (estais, torres e fundações). No entanto,

o custo do aço e da execução são elevados quando comparados aos de uma estrutura de concreto (MAZARIM, 2011).

Segundo Walther et al (1985), os estais representam cerca de 10 a 20% do custo total da obra para pontes de pequenos e médios vãos. Desta maneira, o uso de tabuleiro metálico não representa grande economia. Todavia, em pontes de grandes vãos, o peso próprio é crucial e a utilização de seções de aço torna-se interessante.

A ponte Knee, na Alemanha, é um exemplo de ponte estaiada com tabuleiro metálico. Justifica-se a utilização do material, por se tratar de uma ponte antiga e com estais bem espaçados, como mostrado na Figura 33.

Figura 33 - Tabuleiro metálico da ponte Knee, na Alemanha



Fonte: Structurae (2017d)

A comparação entre as alternativas de material do tabuleiro deve ser realizada, considerando toda a concepção estrutural da ponte, e não só o tabuleiro. Conforme Mazarim (2011), a verificação da ação do vento também é fator importante de decisão, pois com a redução do peso da estrutura, as oscilações são mais suscetíveis, já que a massa deslocada é menor.

2.5.3. Tabuleiro Misto

Os tabuleiros mistos são compostos por concreto para laje e aço para os demais elementos. Destacam-se como vantagens a redução do peso próprio da

estrutura, quando comparada ao tabuleiro de concreto, facilidade de transporte e hasteamento dos componentes metálicos e durabilidade da laje em concreto.

Conforme Walther et al (1985), pontes em seção mista não são uma concepção estrutural adequada, uma vez que as vigas longitudinais (em aço) estão sujeitas a tensões de compressão elevadas, acentuadas pela fluência e retração da laje do tabuleiro (em concreto), ocasionando problemas de instabilidade local. O autor recomendam a utilização de concreto em todos elementos suscetíveis a compressão (longarinas e lajes), e o uso do aço nos elementos que sofrem tração ou flexão (transversinas e contraventamento). Um exemplo da utilização dessa solução estrutural é a ponte da Passagem, em Vitória - ES, com 80 m de vão principal (Figura 34). Ela dispõe de torres metálicas e tabuleiro misto de concreto e aço.

Figura 34 - Ponte da Passagem, em Vitória - ES



Fonte: Google Street View (2017)

2.6. TORRE

A torre, também denominada de mastro ou pilone, tem como função principal a transmissão das cargas do sistema de cabos para as fundações. Em função do peso

próprio e da componente vertical dos cabos ao longo do elemento, as torres são, principalmente, solicitadas pelo esforço de compressão. De acordo com Lazzari (2016), o projeto da torre deve garantir a estabilidade global da estrutura através da resistência às forças de ventos, ações sísmicas e aos esforços de aceleração e frenagem de veículos.

A altura da torre deve atender o método construtivo adotado, questões econômicas e o problema estrutural. Apresentam grandes alturas e são variável de projeto, já que dependem do vão principal da ponte e da configuração dos estais. Segundo Walther et al (1985), adota-se uma altura entre 20 e 25% do vão central. Para minimizar as deflexões no tabuleiro, aconselha-se que o ângulo de inclinação entre o cabo mais longo e a horizontal ultrapasse 25°.

Devido às solicitações verticais, o material mais utilizado para construção deste elemento é o concreto, pela sua boa resistência à compressão. Torres em aço também são citadas pela literatura, desde que sejam economicamente justificáveis. Esses elementos são geralmente construídos em seções celulares, objetivando a redução do peso próprio do elemento.

A concepção da torre durante o processo iterativo de idealização do projeto depende de algumas condições específicas que regem o elemento, como: a conexão com os estais, configurações longitudinais e transversais, bem com a vinculação com o tabuleiro. Estas serão apresentadas nos próximos tópicos.

2.6.1. Direção longitudinal

A disposição dos estais é um detalhe importante de projeto e deve ocorrer de tal maneira que reduza os esforços de flexão provenientes das cargas permanentes. Dessa maneira, efeitos de fluência serão reduzidos. É desejável que o “caminhamento” das cargas seja simples, para que as ações dos esforços sobre a torre sejam, majoritariamente, normais ao elemento.

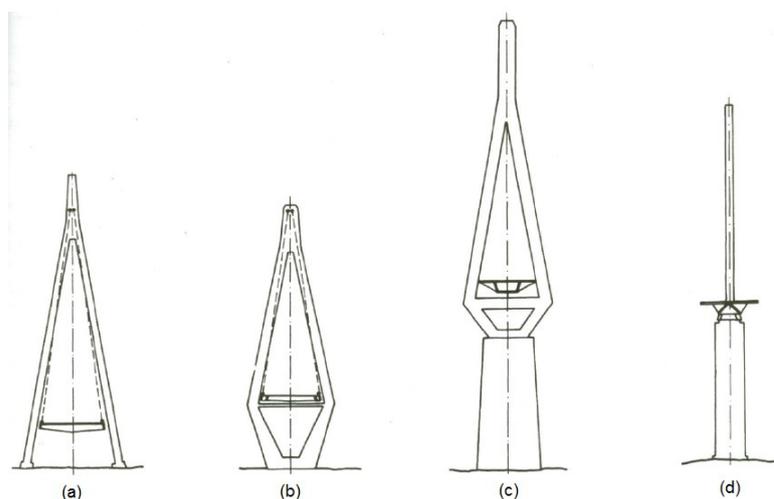
O comportamento da torre depende da interação com todos os elementos da ponte. Porém, autores relacionam a adequada rigidez à flexão na direção longitudinal com a distribuição longitudinal dos cabos: em harpa; leque e semi-harpa (TORNERI, 2002; VARGAS, 2007):

- a) distribuição dos estais em harpa:** as torres possuem elevada rigidez longitudinal à flexão para resistir aos momentos fletores das cargas de tráfego assimétricas e, evitando assim, possíveis deformações excessivas no tabuleiro. No entanto, se o tabuleiro for altamente rígido, a torre torna-se menos importante na garantia da estabilidade longitudinal global;
- b) distribuição dos estais em leque:** os momentos fletores longitudinais são transferidos aos cabos de ancoragem, portanto, grande parte dos esforços horizontais desequilibrados são transferidos a eles. A distribuição dos estais criam apoios elásticos no topo da torre, fornecendo rigidez para o elemento. Dessa forma, a rigidez longitudinal não é parâmetro principal que rege o conjunto;
- c) distribuição dos estais semi-harpa:** como no caso da distribuição em harpa, as cargas assimétricas devem ser equilibradas pela flexão da torre ou do tabuleiro. Para tabuleiros flexíveis, o valor da rigidez à flexão longitudinal da torre influenciará diretamente na estabilidade global longitudinal.

Segundo Vargas (2007), independentemente da distribuição dos estais adotada ou número de vãos, a estrutura é completamente suspensa na direção longitudinal. Portanto, para garantir a estabilidade global, a resistência da parcela da torre que se encontra abaixo do tabuleiro deverá ser assegurada.

Torres robustas em pontes de considerável altura sob o tabuleiro, como mostrada nas ilustrações (c) e (d) da Figura 35, são necessárias caso haja risco de impacto. Seja por ter sido construída sobre vias marítimas ou rodoviárias, a resistência deverá ser adequada.

Figura 35 - Altura da torre sob o tabuleiro

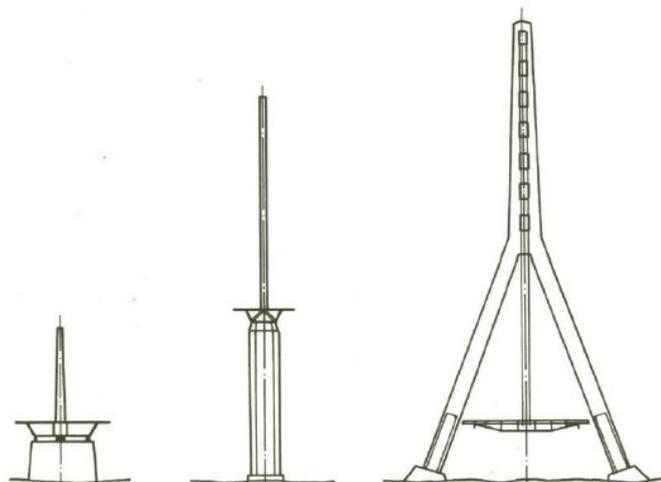


Fonte: Walther et al (1999) apud Vargas (2007, p. 36)

2.6.2. Direção transversal

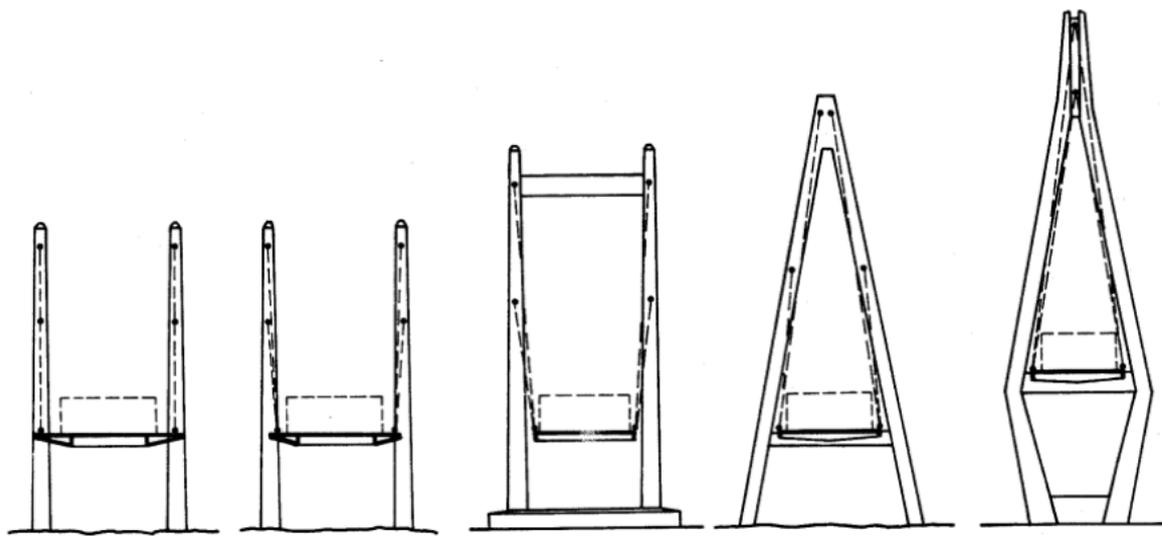
A seção transversal da torre depende principalmente dos esforços normais sofridos, já que estes predominam sobre os demais. A utilização de seções caixão com paredes espessas é a mais usual. São variadas as possibilidades de concepção geométrica de torres, a escolha de uma determinada forma vai depender de questões estéticas, econômicas e da natureza das solicitações. Segundo Torneri (2002), DNER (1996), Vargas (2007) e Cláudio (2010), pode-se citar dois tipos principais de torres: com um único mastro e com dois mastros, ilustradas nas Figuras 36 e 37 a seguir.

Figura 36 - Exemplos de torres com um único mastro



Fonte: Walther et al (1985, p. 67)

Figura 37 - Exemplos de torres com dois mastros



Fonte: Walther et al (1985, p. 66)

As torres com único mastro costumam ser utilizadas para pontes de pequenos e médios vãos e podem ter um ou dois planos de cabos. A solução pode estender-se para grandes vãos com suspensão central em distribuição dos estais em semi-harpa. Já para torres com dois mastros, o plano de cabos inclinados pode ser utilizado. Faz-se necessário o aumento da distribuição transversal dos estais com o eixo do mastro, para que não haja grandes deslocamentos e incrementos de flexão transversal na torre.

Os obstáculos laterais, colunas das torres e o sistema de estais proporcionam grande importância a seção transversal. A estabilidade transversal deve conferir equilíbrio permanente do efeito das cargas permanentes, considerando a fluência do concreto. A utilização de vigas transversais pode ser adequada para diminuir a dimensão da seção transversal das torres (VARGAS, 2007).

2.6.3. Vinculação com o tabuleiro

A rigidez do tabuleiro e sua vinculação com a torre são características importantes no projeto, já que governarão a robustez da torre. Um tabuleiro mais rígido gera momentos fletores longitudinais menores, portanto, a torre poderá ser mais esbelta. Tratando-se de um tabuleiro mais esbelto e com maior número de estais, para não gerar grandes flexões longitudinais, a torre deve ser mais rígida.

Quanto às condições de apoio da torre, autores citam três tipos usuais: fixa à base; fixa ao pilar e articulada na base (CLÁUDIO, 2010; LAZZARI, 2016):

- a) **torre fixa à base:** provoca um aumento da rigidez global da estrutura, devido aos momentos de flexão elevados;
- b) **torre fixa ao pilar:** geralmente utilizada em pontes com plano de estais único e tabuleiro com seção caixão, as torres normalmente são fixadas nesta seção;
- c) **torre articulada na base na direção longitudinal:** reduz os momentos de flexão na torre e é utilizado em locais com má condição no solo de fundação. Torres engastadas na base são mais fáceis de se construir, apesar de transmitirem grandes esforços de flexão às fundações.

Diante o exposto, percebe-se que a concepção geral de uma ponte estaiada é uma tarefa pertinente às várias partes da estrutura. Das variáveis que intervêm, pode-se citar os métodos construtivos, materiais, configurações do sistema de estais, vinculações e seções transversais e longitudinais do tabuleiro e da torre. Dependendo da esbeltez da estrutura, o estudo da estabilidade aerodinâmica e do comportamento dinâmico se faz necessário (VARGAS, 2007).

Para o processo iterativo de definição da melhor concepção estrutural que atenda ao projeto, passam-se por opções e ressalvas de cada elemento constituinte, sendo papel do projetista mesclar as possibilidades. Dessa forma, o auxílio de ferramentas computacionais é essencial para encontrar soluções viáveis e inovadoras para o problema, otimizando o comportamento global da estrutura.

No próximo capítulo serão apresentados os detalhes da Ponte Anita Garibaldi, suas características estruturais e dados técnicos.

3. PONTE ANITA GARIBALDI

A ponte Anita Garibaldi foi uma das execuções mais recentes e modernas de uma obra de arte especial no país, sendo a segunda maior ponte estaiada em funcionamento no Brasil, perdendo para a ponte que passa no Rio Negro, no Amazonas. O seu projeto foi escolhido como base para a elaboração dos modelos que serão apresentados. O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes de Santa Catarina (DNIT-SC) cedeu o projeto de execução da ponte para a realização desta pesquisa.

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A Ponte Anita Garibaldi ou Ponte de Laguna foi executada sobre o Canal de Laranjeiras no município de Laguna, no estado de Santa Catarina, sendo que a cabeceira sul desemboca no município de Pescaria Brava, também em Santa Catarina (Figura 38). Destaca-se no cenário brasileiro por ser a primeira ponte construída em curva, suspensa por apenas um plano central de estais (JUSTO; BARATTO, 2014). A obra deu fim a um dos principais gargalos da rodovia e melhorou a segurança aos usuários.

Localizada entre o km 313,093 e km 315,923 da Rodovia BR-101 trecho Sul, situado entre as divisas de Paraná/Santa Catarina e Santa Catarina/Rio Grande do Sul. Inaugurada em 2015, a ponte tem 2.815 metros de comprimento, com um trecho de 400m estaiado, suspenso por 60 cabos de aço, ancorados em duas torres de sustentação Norte e Sul (Figura 39). A largura do tabuleiro é de 26,2 metros. No trecho estaiado, conta com duas faixas de tráfego por sentido e acostamentos de 3 metros (JUSTO; BARATTO, 2014; SANTOS NETO et al, 2015).

Figura 38 - Localização da Ponte Anita Garibaldi



Fonte:

Figura 39 - Ponte de Laguna



Fonte: Bortolotti (2015)

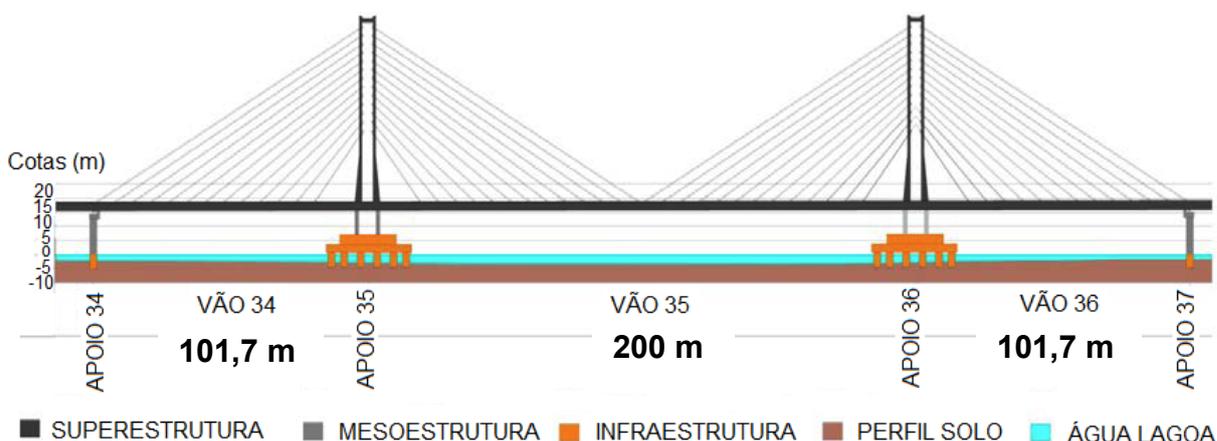
A apresentação dos dados de projeto será feita no tópico a seguir.

3.2. DADOS TÉCNICOS

Segundo Santos Neto et al (2015), o projeto contou com quatro etapas de execução: escavações protegidas por camisas metálicas; construção dos pilares de concreto; colocação das torres, com 50 metros de altura em relação ao pavimento da ponte e a fase de acabamento, quando são colocadas as proteções laterais, pavimentação e pintura de faixas. A obra de arte especial possui 52 vãos, 136 estacas escavadas e 716 aduelas pré-moldadas.

A ponte é construída com elementos pré-moldados em sua superestrutura (aduelas, mãos francesas e pré-lajes) e contempla dois trechos com métodos construtivos diferenciados: o **trecho corrente** e o **trecho estaiado**. Para melhor compreensão da estrutura da ponte, pode-se observar o desenho esquemático longitudinal parcial na Figura 40.

Figura 40 - Esquemático longitudinal do trecho estaiado



Fonte: adaptado de Justo e Baratto (2014, p. 80)

Todos os dois trechos são divididos em infra, meso e superestrutura, como verifica-se na figura acima. O trecho corrente tem, aproximadamente, vãos de 40 e 50 metros e o trecho estaiado, aproximadamente, com 400 metros de extensão, sendo um vão central de 200 metros (vão 35) e outros adjacentes de 101,7 metros (vão 34 e 36) cada. A seguir será apresentada a concepção estrutural da ponte em estudo.

3.3. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

A Ponte de Laguna é composta por duas torres com plano central de estais distribuídos em semi-harpa e dispostos simetricamente. Toda extensão do tabuleiro é suspensa por estais igualmente espaçados, a uma certa distância da torre. A concepção encaixa-se na categoria segunda geração, devido ao grande número de estais (26 por torre e 4 transversais) e ao curto espaçamento entre eles.

Quanto ao ponto de vista estático, o plano central de estais não é a melhor solução, devido a geração de momentos impostos pela excentricidade das cargas móveis e de vento. Porém, por não haver cruzamento visual dos estais, há uma vantagem estética.

Os autores Gomes (2013) e Carvalho Junior (2002) confirmam que a distribuição transversal do estais é um fator que interfere diretamente na concepção da seção transversal do tabuleiro, já que o plano único de estais exige uma geometria de maior rigidez torcional e mínimas deformações rotacionais geradas ao longo do tabuleiro pelo carregamento assimétrico. Tais propriedades são garantidas por seções do tipo caixão, como exemplificado na Figura 30 (c), no Capítulo 2.

Considerando os materiais utilizados nesta obra, a execução torre e do tabuleiro de concreto com resistência à compressão de 40 MPa (C40), e para os estais cordoalhas de aço CP177-RB com diâmetro de 15,7 mm.

3.4. CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS

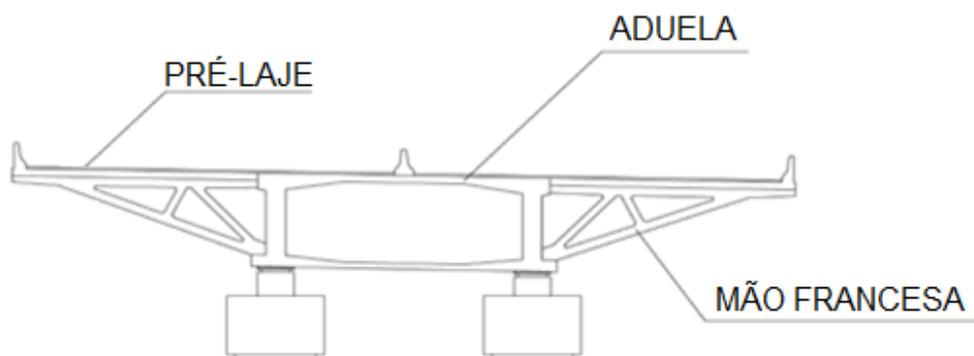
Nos próximos tópicos, os elementos estruturais que compõe a ponte serão caracterizados.

3.4.1. Tabuleiro

A ponte é construída com elementos pré-moldados em sua superestrutura: aduelas protendidas, mãos francesas e pré-lajes, exibidos na Figura 41. Após o içamento sucessivo de todas as aduelas do vão, a mão francesa é instalada no centro de cada aduela. Entre as mãos francesas são colocadas as pré-lajes. As aduelas do

trecho estaiado são preparadas para o recebimento dos estais, protensões longitudinais e, ainda, para suportar o grande vão central deste trecho.

Figura 41 - Seção transversal do tabuleiro da Ponte de Laguna



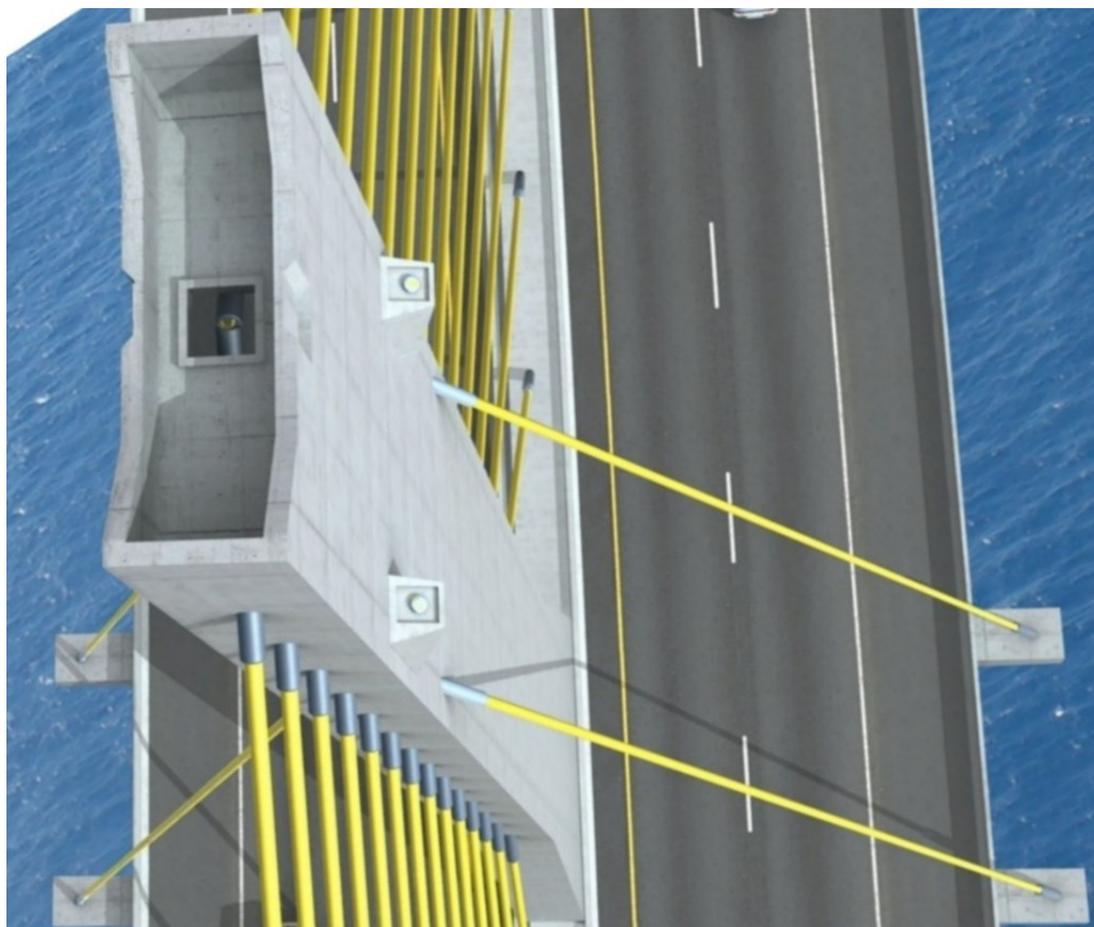
Fonte: adaptado de Justo e Baratto (2014, p. 105).

A extensão total da ponte conta com 716 aduelas, das quais 94 estão no trecho estaiado. A aduela, com 3,5 metros de altura, possui um espaço interno livre, que possibilita a passagem de tubulações e facilidade na realização de manutenções. A altura também é definida frente a necessidade de estabilidade e deformações longitudinais adequadas (TORNERI, 2012; O'CONNOR, 1975 apud WIDOMSKI, 2015).

3.4.2. Estais

Cada estai suporta uma aduela que forma o tabuleiro da ponte. O vão principal é sustentado por 60 estais, sendo 52 longitudinais (26 para cada torre) e 8 transversais (4 por torre). A atuação dos cabos transversais fixados no mastro, como mostrado na Figura 42, será analisada nos próximos capítulos.

Figura 42 - Distribuição dos estais na ponte Anita Garibaldi



Fonte: Consórcio Camargo Corrêa/Aterpa M.Martins/Construbase (2017)

Cada estai é composto por cordoalhas CP177-RB com 15,7 mm de diâmetro, galvanizadas, enceradas e revestidas com PHDE por extrusão. Os estais tem espaçamento constante de 3 m na posição vertical e de 6,62 m na posição horizontal. A quantidade de cordoalhas por estai varia entre 50 a 72. O Quadro 18 no Apêndice A exibe o número de cordoalhas para cada estai da ponte.

3.4.3. Torre

As torres da ponte são feitas de concreto com resistência à compressão de 40 MPa. Possui 64,5 metros de altura, seção tubular retangular de 9x2m que varia até os 15,5 m e estabilizando em 6x2m até o seu final. A representação do elemento pode ser vista na Figura 43.

Figura 43 - Representação da torre da ponte Anita Garibaldi



Fonte: Consórcio Camargo Corrêa/Aterpa M.Martins/Construbase (2017)

A utilização de concreto para a construção da torre justifica-se pela sua resistência à compressão, que será exigida devido as solicitações verticais promovidas pela componente dos estais. No capítulo a seguir serão apresentadas as concepções e definições necessárias para a criação dos modelos estruturais a serem analisados.

4. MODELAGEM: CONCEPÇÃO E DEFINIÇÃO

Com o intuito de atingir o objetivo principal desta pesquisa, que é a análise comparativa de diferentes configurações de distribuição longitudinal da ponte submetidas às cargas de peso próprio e carga móvel, este capítulo apresenta os três modelos a serem analisados (harpa, leque e semi-harpa). Inicialmente, é estudada a concepção original do projeto da ponte, com suas devidas simplificações e condições de contorno. Em seguida, é analisada a concepção de outros dois modelos: em sistema harpa e sistema leque.

Para que o comportamento seja o mais condizente com a realidade, e os cálculos confiáveis, considerar elementos adequados durante a idealização do modelo é fundamental (WALTHER et al, 1999 apud YTZA, 2009). Portanto, com o intuito de auxiliar a realização os cálculos e facilitar a análise do comportamento estrutural dos modelos, optou-se por utilizar o programa SAP2000, versão 19.1.0.

O SAP2000 é um programa de engenharia civil distribuído pela *Computer and Structures Inc.* (CSI). Ele é usado para projetar e analisar diferentes tipos de estruturas, como pontes e edifícios. Ele oferece modelos padrões de elementos, opções avançadas e customizáveis de dados de saída e destaca-se por simular complexas estruturas em 3D. Também traz os códigos de aço e concreto de normas americanas, canadenses. Infelizmente, as normas brasileiras não estão presentes no SAP2000, mas é possível utilizar suas ferramentas para inseri-las.

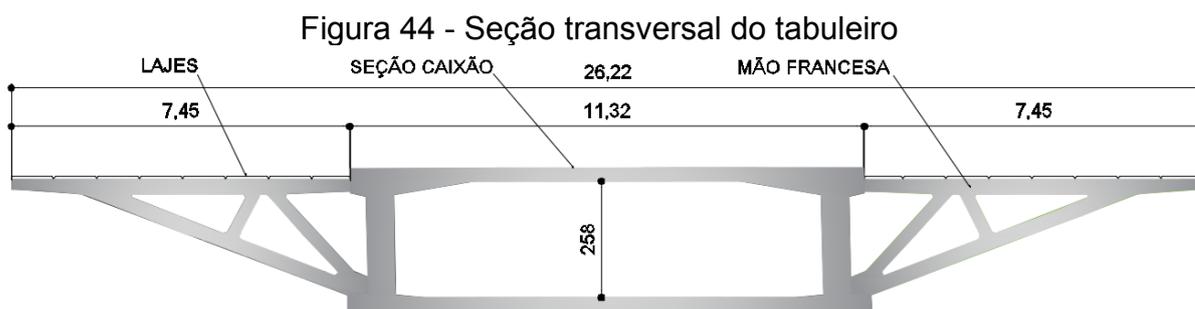
O tópico 4.1 aborda as considerações gerais para o início da modelagem. Para facilitar as análises, a modelagem foi dividida em duas fases: na **primeira fase**, abordada no tópico 4.2, as três concepções foram modeladas sem o auxílio dos quatro cabos transversais presentes na torre, já na **segunda fase**, discutida no tópico 4.3, as mesmas concepções serão modeladas com os estais transversais.

4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A concepção da ponte e os parâmetros empregados nos modelos deste trabalho foram baseados no projeto da ponte Anita Garibaldi, ressalvo algumas simplificações que serão abordadas. Inicialmente, são apresentadas as considerações gerais para a modelagem: características geométricas dos elementos, vão, condições de contorno, cargas atuantes e simplificações. Posteriormente, tais informações foram inseridas no programa SAP2000.

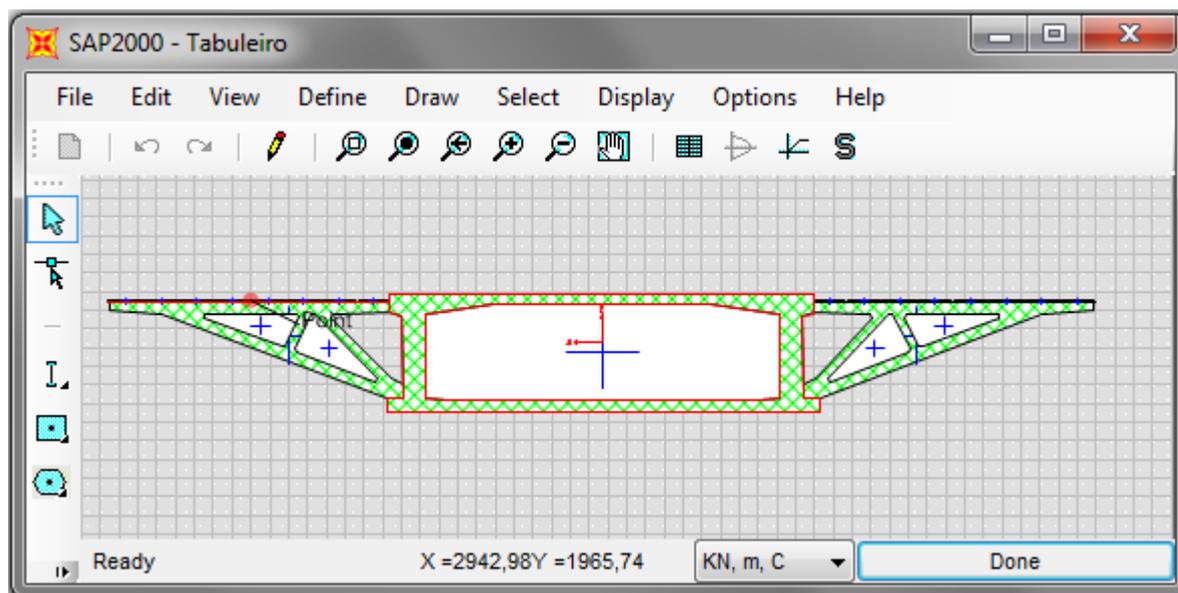
4.1.1. Características do tabuleiro

O tabuleiro considerado para a execução da ponte de Laguna não possui seção transversal constante, já que as mãos francesas, que recebem a pré-laje, são espaçadas em 3,3 m, além das aduelas serem protendidas. Desta maneira, as mãos francesas foram consideradas constante em toda extensão do tabuleiro. A Figura 44 apresenta a figura da seção que foi utilizada para a modelagem da estrutura.



O SAP2000 oferece a ferramenta *Section Designer* (Figura 45), que possibilita desenhar manualmente uma seção ou, como foi feito nessa pesquisa, importar um modelo do programa AutoCAD. A ferramenta permite inserir as propriedades dos materiais para cada elemento (concreto C40) e calcula diretamente as propriedades como área da seção transversal, momento de inércia, constante torcional, entre outros.

Figura 45 - Desenho do tabuleiro na ferramenta *Section Designer*



Fonte: Autora (2017)

O comportamento do tabuleiro é análogo a uma viga contínua sobre apoios elásticos, levando a uma rigidez à flexão reduzida. Por se adaptar a diversas exigências, normalmente a seção caixão é a melhor escolha para o trabalho. Ela é apropriada para estruturas com largura variável, como no caso de ponte em curva. Além disso apresenta elevada rigidez à torção e desempenho frente às cargas excêntricas, quando comparada à outras seções. Estes são parâmetros importantes para este estudo, já que os estais estão distribuídos em um plano central (O'CONNOR, 1975 apud WIDOMSKI, 2015).

4.1.2. Características dos estais

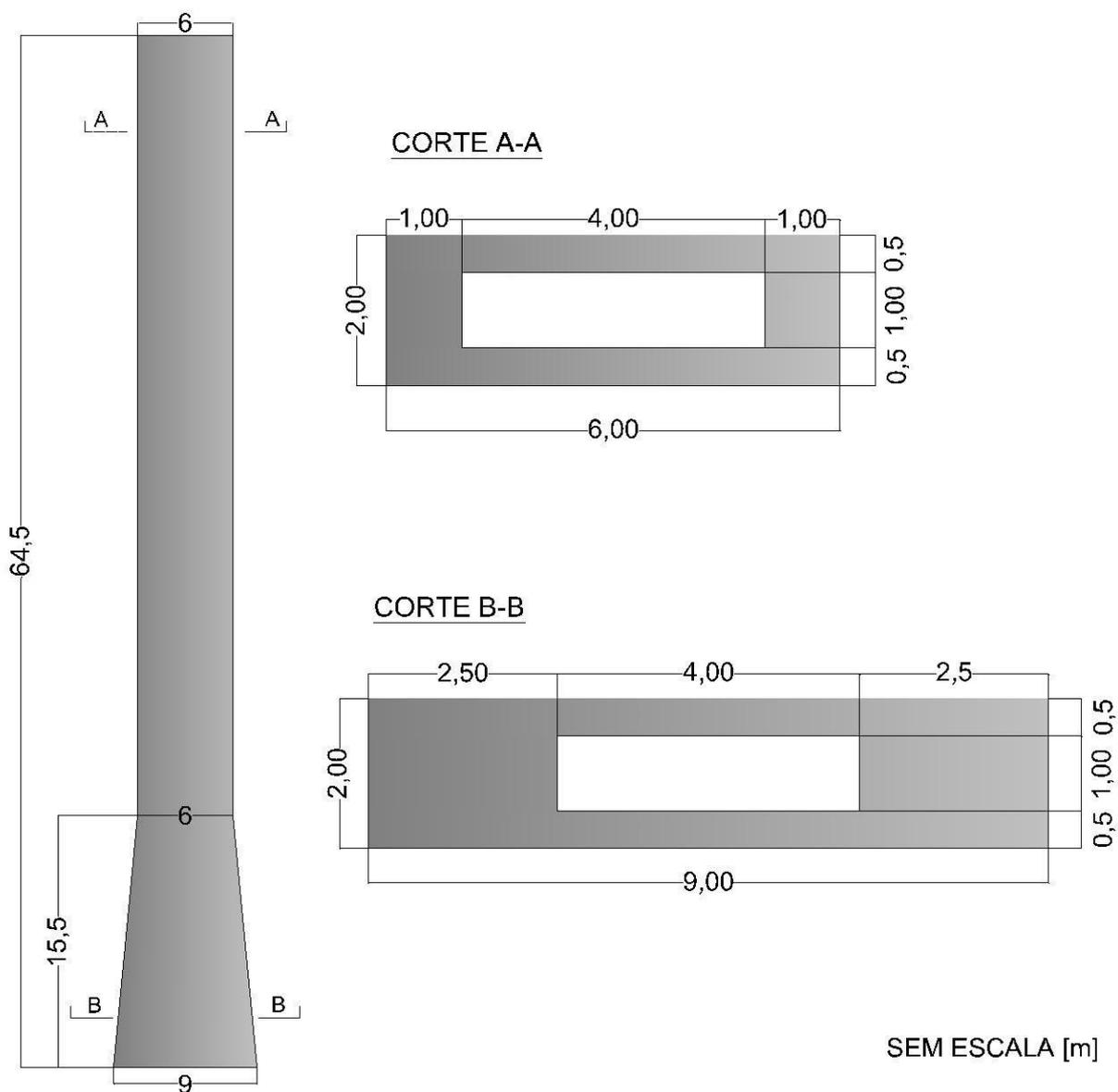
O cabo utilizado no projeto da ponte de Laguna é o CP177-RB. Este tem diâmetro de 15,7 mm e assume um módulo de elasticidade de 195 GPa. Para evitar disparidade nas análises dos modelos, os cabos foram considerados sem massa e com a mesma quantidade de cordoalhas, permitindo um maior controle das forças atuantes na estrutura. Adicionando massa, as solicitações de cortante, flexão e a deformada formam catenárias.

Como o projeto original permite a variação de mais ou menos 10 cordoalhas por estai, o número de cordoalhas foi fixado em 60 para todos os estais do modelo.

4.1.3. Características da torre

A torre utilizada é a mesma projetada para a Ponte Anita Garibaldi, com uma seção tubular retangular, variando linearmente da base até os primeiros 15,5 m, sendo constante a partir deste ponto. A única simplificação é o entalhe no topo da torre, que foi desconsiderado. O material utilizado é o concreto C40. As dimensões exatas da torre inseridas no SAP2000 são apresentadas na Figura 46.

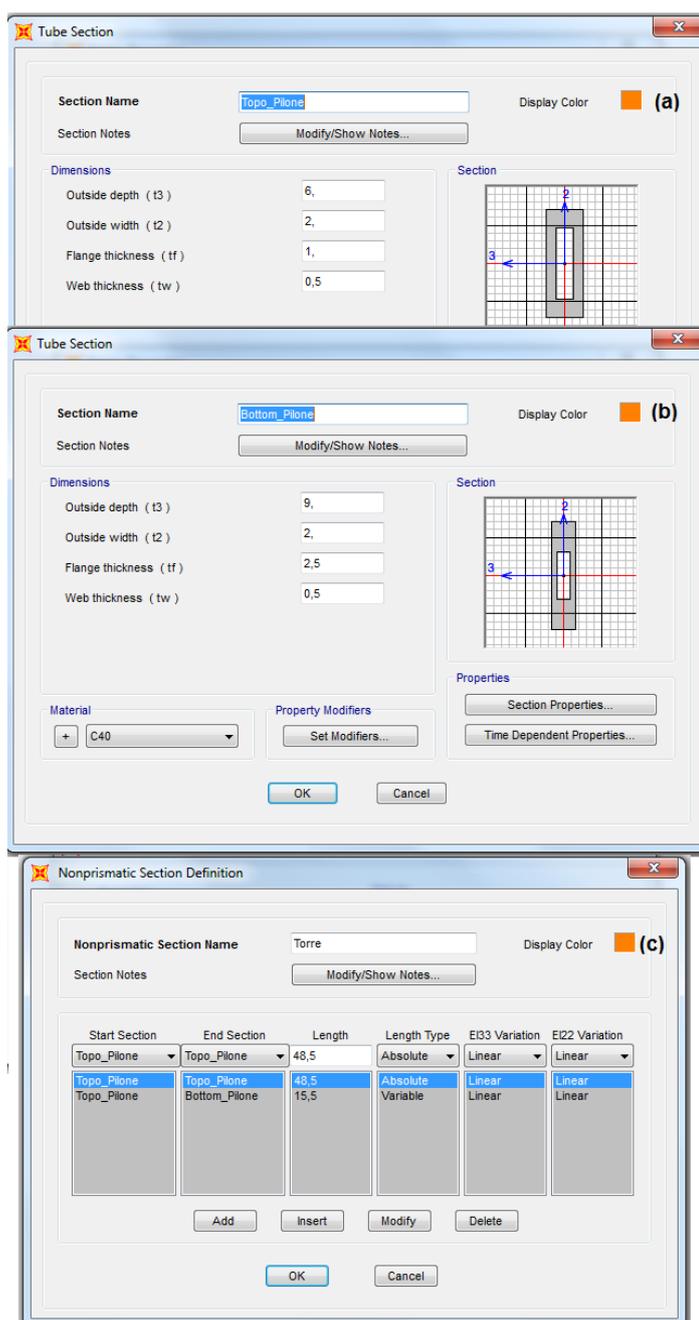
Figura 46 - Dimensões da torre



Fonte: Autora (2017)

O programa possibilita a criação de seções variáveis. Para isso, primeiramente deve-se criar a seção do topo (Figura 47a) e da base (Figura 47b), a partir de um modelo tubular retangular disponibilizado pelo programa. E, posteriormente, efetuar a união dessas duas seções, através de uma seção não-prismática, variando-a linearmente até 15,5 metros e mantendo-a absoluta no restante (Figura 47c).

Figura 47 - Criação da torre dos modelos



Fonte: Autora (2017)

4.1.4. Vão e condições de contorno

O Quadro 3 exibe a extensão dos vãos lineares estabelecidos em projeto para ponte de Laguna.

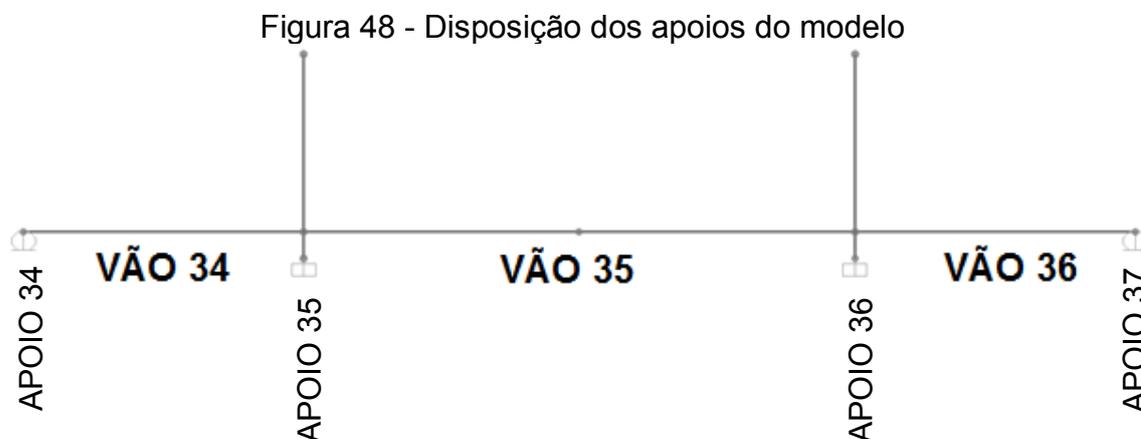
Quadro 3 – Extensão do trecho estaiado

Vão	Extensão (m)
34	101,7
35	200
36	101,7

Fonte: Autora (2017)

Tais valores foram inseridos na modelagem do programa, e constam na Figura 71, do Apêndice A. Neste apêndice está a representação obtida no SAP2000 do modelo original (semi-harpa) da ponte. A extensão dos vãos é mantida para todos os modelos em estudo.

Quanto às fundações, os apoios das extremidades do trecho estaiado (apoios 34 e 37) foram substituídos por vínculos de primeira ordem, que impedem o movimento em uma direção. Já as fundações das torres foram substituídas por apoios com restrição total dos movimentos, ou seja, foram engastados. A Figura 48, retirada do programa, mostra a disposição desses apoios, onde a linha horizontal representa o tabuleiro e as verticais representam as torres.



Fonte: Autora (2017)

4.1.5. Propriedade dos materiais

Assim como todas as condições de contorno e geometrias definidas fazem parte do modelo, as propriedades dos materiais também devem ser inseridas no programa. Em síntese, os parâmetros necessários para as modelagens são apresentados no Quadro 4, relacionando informações do tabuleiro, torre e dos estais. Na torre e no tabuleiro foi utilizado concreto C40. Para os estais, foram adicionadas as propriedades da cordoalha CP177-RB. No quadro abaixo, o peso específico do elemento é dado por γ , o módulo de elasticidade por E , f_u é a resistência à ruptura e f_y a resistência ao escoamento.

Quadro 4 - Propriedades dos materiais inseridos no SAP2000

Elemento	γ (kN/m ³)	E (GPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)
Tabuleiro	25	35,42	40	-
Estais	-	195	1770	1593
Torre	25	35,42	40	-

Fonte: Autora (2017)

Segundo o item 8.2.8 da NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto o módulo de elasticidade do concreto pode ser definido por uma expressão que relaciona a resistência característica a compressão (Equações 3 e 4), quando não forem realizados ensaios, sendo válido para concretos de 20 MPa a 50 MPa.

$$E = \alpha \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (3)$$

$$E \cong 35,417 \text{ GPa} \quad (4)$$

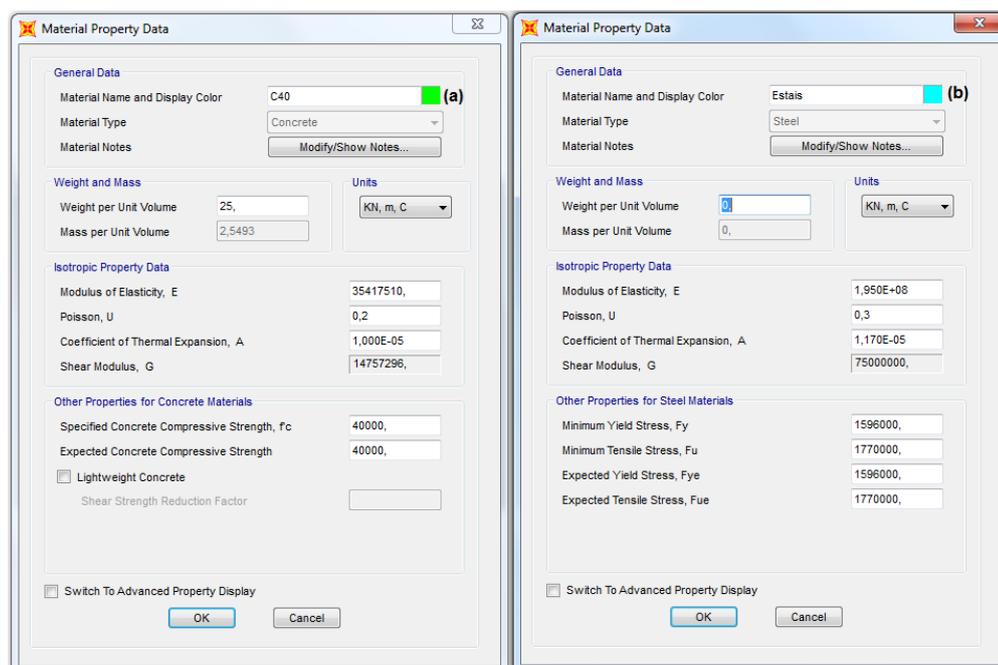
Onde:

α : 1,0 (para agregado em granito ou gnaisse);

f_{ck} : resistência característica do concreto.

Desta maneira, duas categorias de materiais foram criadas no programa: a categoria de concreto C40, apresentada na Figura 49 (a), correspondendo ao tabuleiro e as torres. A Figura 49 (b) é a categoria do aço, atribuída aos estais.

Figura 49 - Inserção das propriedades dos materiais



Fonte: Autora (2017)

4.1.6. Cargas atuantes

Os carregamentos considerados nesse trabalho são os de cargas permanentes (peso próprio dos elementos) e de cargas variáveis (carga móvel). Os próximos tópicos detalham os procedimentos utilizados. Conhecidos o volume do elemento e o peso específico do material, o peso próprio pode ser calculado pela Equação 5.

$$q = \gamma \cdot A \text{ (kN/m)} \quad (5)$$

Onde:

γ : peso específico do material (kN/m³);

A: área da seção transversal do elemento.

Assim, calculou-se a carga distribuída atuante no modelo devido ao peso próprio dos elementos (Quadro 5).

4.1.6.1. Cargas de peso próprio

Uma das cargas que uma obra de arte deve suportar é seu peso próprio e demais elementos presentes no tabuleiro, como guarda-rodas e o revestimento. As cargas de peso próprio dos modelos foram consideradas de duas maneiras. A primeira, mantém os valores de peso do tabuleiro e torres calculados pelo próprio programa, baseado no peso por unidade de volume definido para cada material. A segunda, consiste em introduzir manualmente os valores correspondentes dos demais elementos que a constituem: quatro guarda-rodas e o revestimento. O guarda-rodas considerado segue o padrão recomendado pelo DNIT.

Quadro 5 - Peso próprio dos elementos

Elemento	γ (kN/m ³)	Área (m ²)	Carga (kN/m)
Guarda-rodas	25	0,866	21,64
Revestimento	24	1,967	47,27
Total	-	-	68,91

Fonte: Autora (2017)

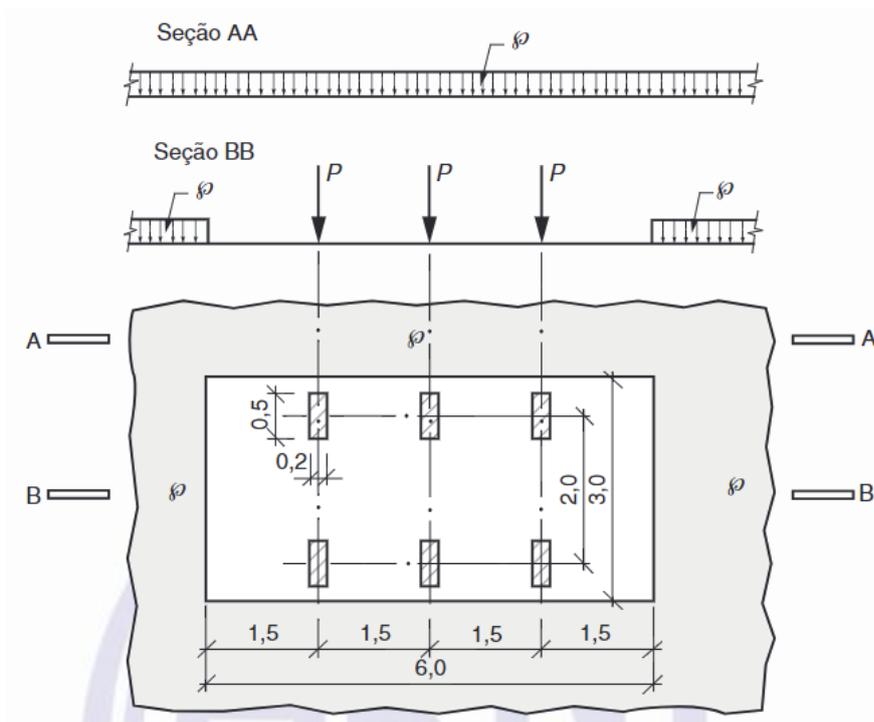
Após definidos os valores e o tipo de carga, os elementos que representam o tabuleiro (discretizado utilizando elementos de barras) foram selecionados e atribuiu-se a carga distribuída. O painel de opções para atribuição de forças do SAP2000 é bem simples, exigindo informações como a magnitude da força e os eixos de atuação.

Esta carga gera esforços de momento e cortante nas vigas, parâmetros importantes a serem considerados nesta pesquisa. O próximo tópico abordará a inserção das cargas móveis no programa.

4.1.6.2. Carga móvel

As cargas a serem distribuídas ao longo dos elementos estruturais são padronizadas pela NBR 7188/2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Pela norma, os carregamentos provenientes do tráfego são definidos dentro um sistema de cargas, denominado trem tipo (Figura 50). A estrutura deverá ser capaz de suportar tais cargas.

Figura 50 - Disposição das cargas estáticas do trem tipo



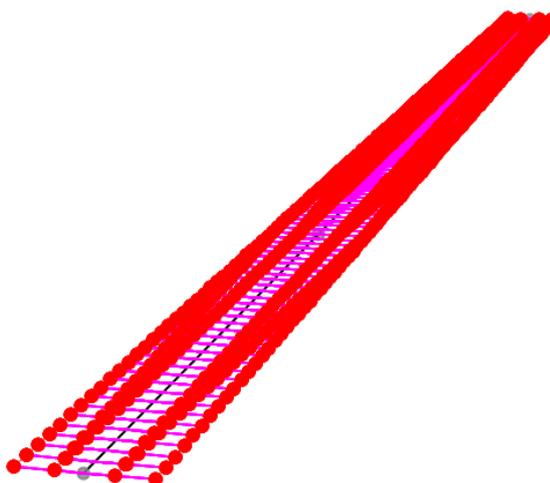
Fonte: ABNT NBR 7188 (ABNT, 2013, p. 4)

A carga móvel rodoviária padrão classe TB-450 é definida por um veículo-tipo de 450 kN, com seis rodas de 75 kN (P), ou seja, três eixos de carga com 150 kN, afastados entre si em 1,5 m, com área de ocupação de 18,0 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 5$ kN/m².

De acordo com o Manual de Projeto de Obra-de-Arte Especiais do DNER (1996), as obras de arte especiais deverão ser calculadas para as cargas de carregamento correspondente a esta classe, que é o caso da ponte de Laguna.

A inserção da carga móvel no SAP2000 se dá de forma diferente das cargas permanentes. Como trata-se de uma carga móvel, primeiramente é necessária a criação de um caminho no tabuleiro, no qual o carregamento irá percorrer. A Figura 51 exibe as quatro trajetórias criadas, sendo uma para o eixo central de cada pista de rolamento.

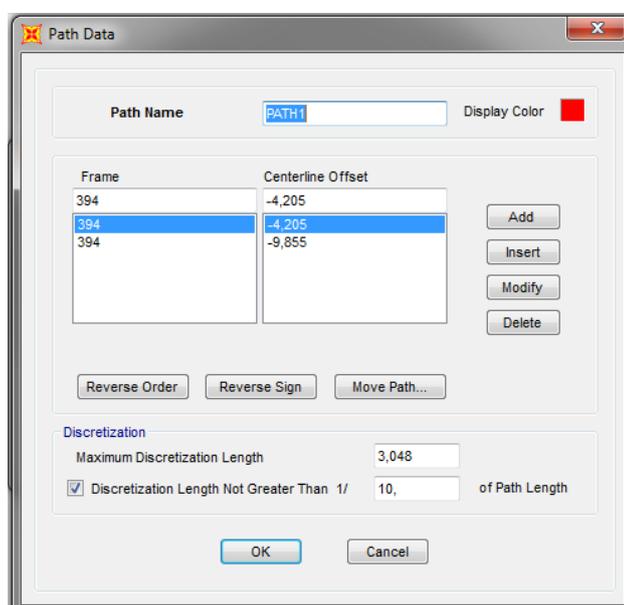
Figura 51 - Criação das trajetórias da carga móvel



Fonte: Autora (2017)

Apesar do tabuleiro ter sido discretizado por elementos de barras, a criação das trajetórias deslocadas, em relação a este elemento, é permitida. Uma vez que vinculações com o eixo do tabuleiro, destacadas pela cor rosa na figura acima, são criadas pelo próprio programa. A criação dessas trajetórias é feita através da ferramenta *Paths* (Figura 52), onde é escolhido o *frame* (elemento de barra) e o *centerline offset* (deslocamento da trajetória em relação ao centro do *frame*).

Figura 52 - Criação das trajetórias através da ferramenta path



Fonte: Autora (2017)

Feito isso, pode-se definir o trem-tipo a ser utilizado. Como a normatização brasileira não está presente no programa, os valores das cargas da classe TB-450 foram inseridos através ferramenta *Vehicle*, como pode ser visto na Figura 53.

Figura 53 - Entrada de dados do trem tipo no programa

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		5,	0,
Leading Load	Infinite		5,	0,
Fixed Length	1,5		0,	150,
Fixed Length	1,5		0,	150,
Fixed Length	1,5		0,	150,
Fixed Length	1,5		0,	0,
Trailing Load	Infinite		5,	

Fonte: Autora (2017)

As cargas apresentadas são estáticas, porém, a carga gerada pelos veículos numa ponte real é dinâmica. Dessa maneira, segundo as prescrições na NBR 7188/2013, deve-se fazer majoração dos efeitos dinâmicos do carregamento móvel por um coeficiente de impacto, conforme indica a Equação 5.

$$\varphi = CIV \times CNF \times CIA \quad (5)$$

Onde:

CIV: Coeficiente de impacto vertical;

CNF: Coeficiente do número de faixas;

CIA: Coeficiente de impacto adicional (1,25 para obras em concreto ou mistas).

O coeficiente de impacto vertical (CIV) para vãos entre 10 e 200 metros pode ser calculado pela Equação 6:

$$CIV = 1 + 1,06 \frac{20}{Liv + 50} \quad (6)$$

Na expressão anterior, *Liv* é o comprimento do vão em metros. Portanto, para a estrutura em estudo, tem-se a expressão:

$$CIV = 1 + 1,06 \frac{20}{200+50} = 1,085 \quad (7)$$

O coeficiente do número de faixas (CNF) é dado pela equação abaixo:

$$CNF = 1 - 0,05 (n - 2) \quad (8)$$

$$CNF = 1 - 0,05(4 - 2) = 0,9 \quad (9)$$

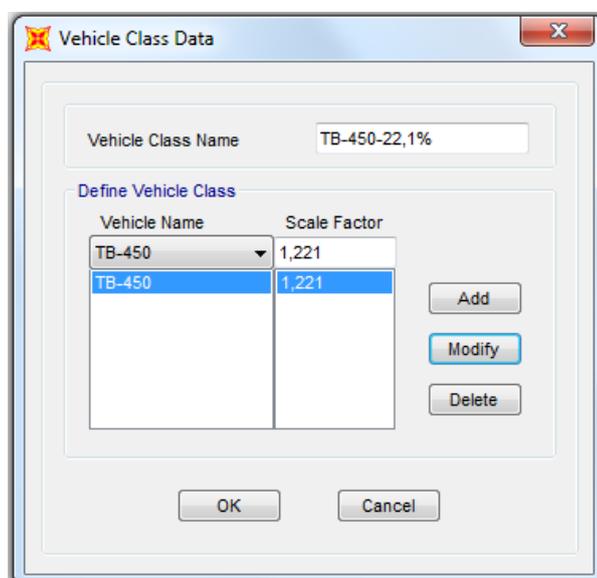
O coeficiente de impacto (Equações 10 e 11) para essa estrutura será:

$$\varphi = 1,085 \times 0,9 \times 1,25 \quad (10)$$

$$\varphi = 1,221 \quad (11)$$

O coeficiente de impacto faz com que a carga móvel seja majorada em 22,1%, ao qual será multiplicado pelo trem tipo simplificado no programa (Figura 54).

Figura 54 - Majoração da carga móvel pelo coeficiente de impacto



Fonte: Autora (2017)

Assim sendo, os modelos foram analisados perante cargas de peso próprio, majoradas por 1,35, e carga móvel, que além do coeficiente de impacto, foi majorada por 1,5, conforme indicação das normas brasileiras. Na ferramenta *Load Combinations* as devidas majorações foram feitas, como mostrado na Figura 55.

Figura 55 - Majoração das cargas

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box. The 'Load Combination Name' is 'COMB1' (User-Generated). The 'Load Combination Type' is 'Linear Add'. Under 'Options', there are buttons for 'Convert to User Load Combo' and 'Create Nonlinear Load Case from Load Combo'. The 'Define Combination of Load Case Results' section contains a table with the following data:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1,35
DEAD	Linear Static	1,35
Carga_Móvel	Moving Load	1,5
EXTRA	Linear Static	1,35

Buttons for 'Add', 'Modify', and 'Delete' are located to the right of the table. At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fonte: Autora (2017)

4.1.7. Simplificações

Conforme comentado anteriormente, foram feitas algumas simplificações em relação ao projeto da ponte de Laguna para realização das modelagens. Abaixo, segue uma lista com estas simplificações:

- a) tabuleiro simplificado para uma seção contínua;

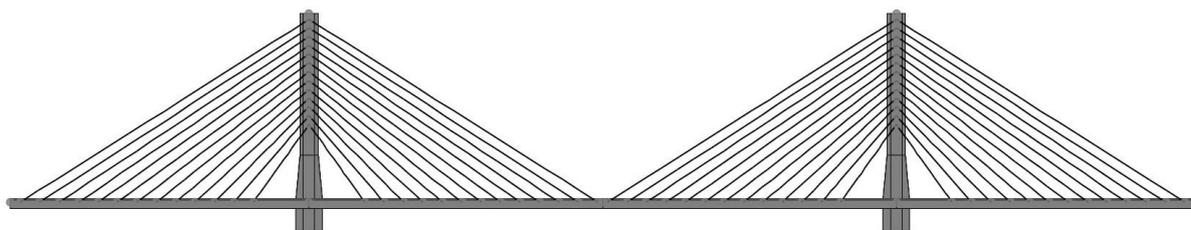
- b) as fundações das torres foram substituídas por apoios com restrição total dos movimentos, ou seja, foram engastados, não sendo levada em conta a interação solo-estrutura;
- c) elemento de concreto utilizado para ancoragem dos cabos transversais foi substituído por engastes;
- d) número de cordoalhas por estai fixadas em 60;
- e) a leve curvatura do trecho estaiado foi simplificado para uma reta;
- f) cargas de vento e temperatura foram desconsideradas.

Feitas as definições e obtenção de todos os dados, foram lançados os modelos da ponte estaiada no programa SAP2000. Os tópicos a seguir mostram o resultado desses modelos.

4.2. MODELOS DA PRIMEIRA FASE

Na primeira fase, foram avaliadas a influência de configuração dos estais distribuídos ao longo do eixo longitudinal do tabuleiro, sem os estais transversais. Primeiramente, foi seguido o projeto original (sistema semi-harpa) da ponte, sem nenhuma alteração na sua geometria ou na distribuição dos estais, e mantendo o espaçamento vertical (fixação na torre) de 3 m e o horizontal (fixação no tabuleiro) de 6,62 m. O modelo da configuração original da ponte estaiada de Laguna pode ser visto na Figura 56.

Figura 56 - Modelo da configuração original (semi-harpa) da primeira fase

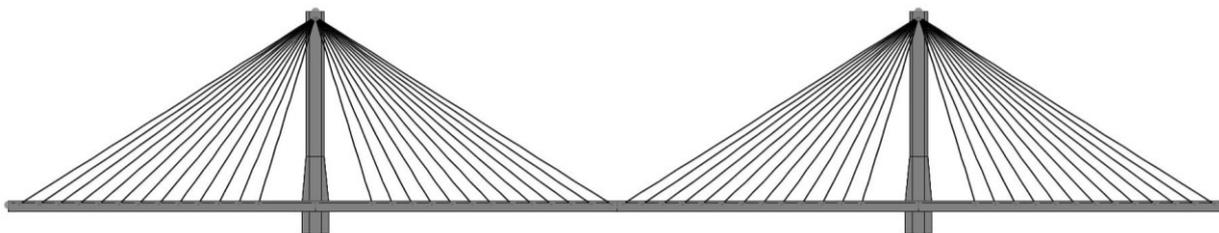


Fonte: Autora (2017)

Para o sistema em leque, os estais foram fixados verticalmente na altura de 62,7 metros em relação a base da torre, que é o mesmo ponto onde o primeiro par de

estais da configuração anterior foram fixados. O espaçamento horizontal também foi mantido em 6,62 m (Figura 57).

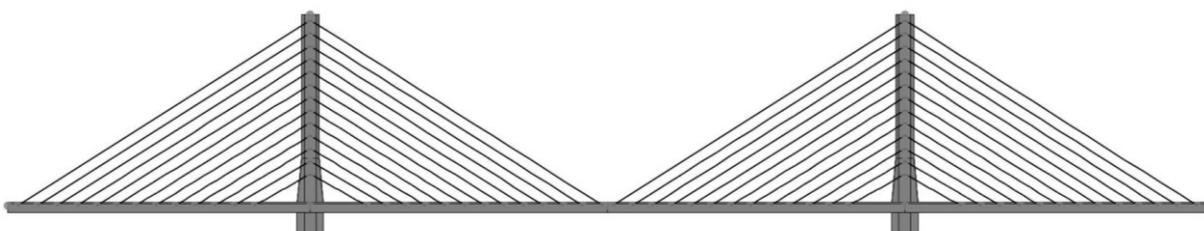
Figura 57 - Modelo da configuração leque da primeira fase



Fonte: Autora (2017)

Foram adotados espaçamentos de 4,33 m para a vertical e mantendo os 6,62 m para a horizontal para a sistema harpa. Tais valores permitem a distribuição homogênea dos estais em função da altura da torre com a menor angulação possível. O ângulo médio que os estais formam com a horizontal é de aproximadamente 32° . A Figura 58 apresenta a configuração obtida para os dados que foram descritos.

Figura 58 - Modelo da configuração harpa da primeira fase



Fonte: Autora (2017)

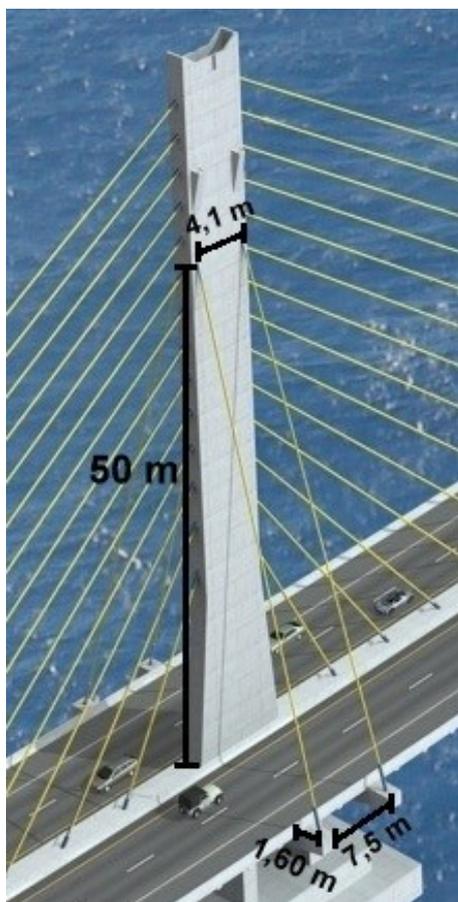
Este estudo seguiu recomendações dos autores Walther et al (1985), que indicam para os arranjos de estais com sistema harpa e semi-harpa, a simétrica distribuição dos cabos, garantindo, assim, o equilíbrio de peso próprio entre os vãos laterais e o vão central, para que não haja elevadas flexões na torre e no tabuleiro.

4.3. MODELOS DA SEGUNDA FASE

Na segunda fase, foi analisada a influência dos estais transversais no comportamento da estrutura. Para tanto, foram modelados quatro cabos fixados

verticalmente à uma altura de 50 m em relação a base da torre e ancorados a uma distância de 1,60 m do final do tabuleiro, distâncias estas, utilizadas para ponte de Laguna, que se manterá nos três modelos. A Figura 59 representa a disposição desses estais.

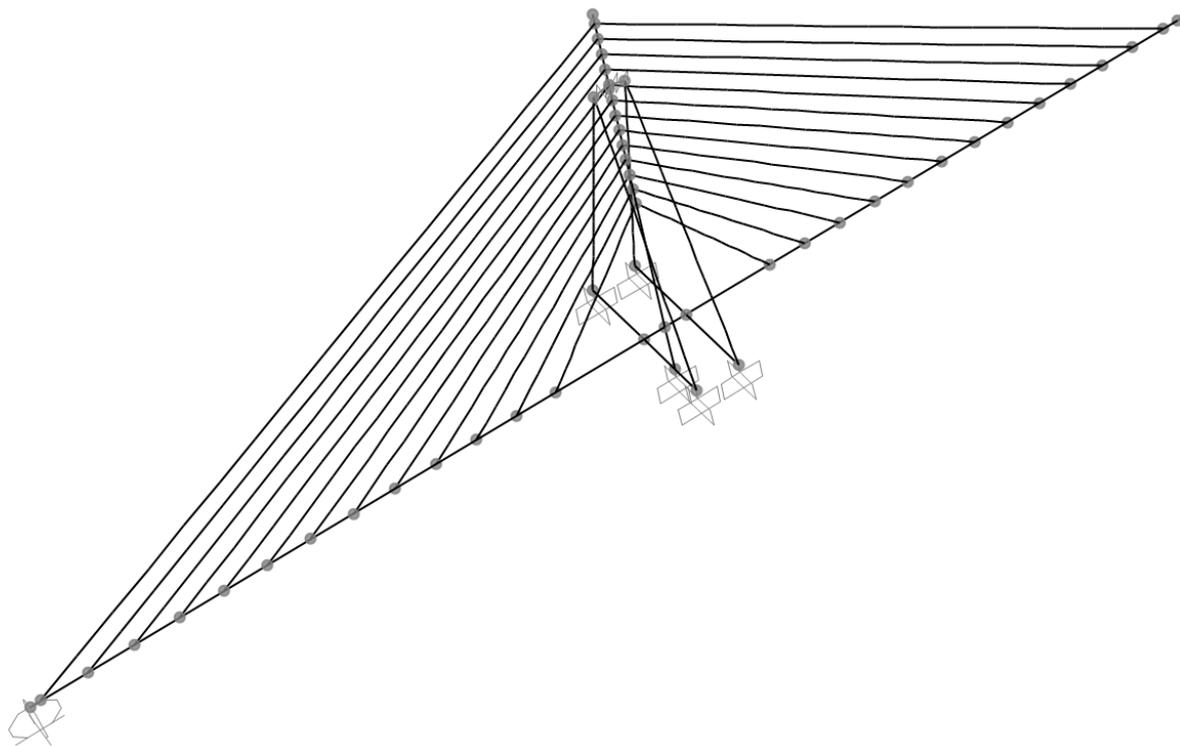
Figura 59 - Disposição dos cabos transversais



Fonte: adaptado de Consórcio Camargo Corrêa/Aterpa M.Martins/Construbase (2017)

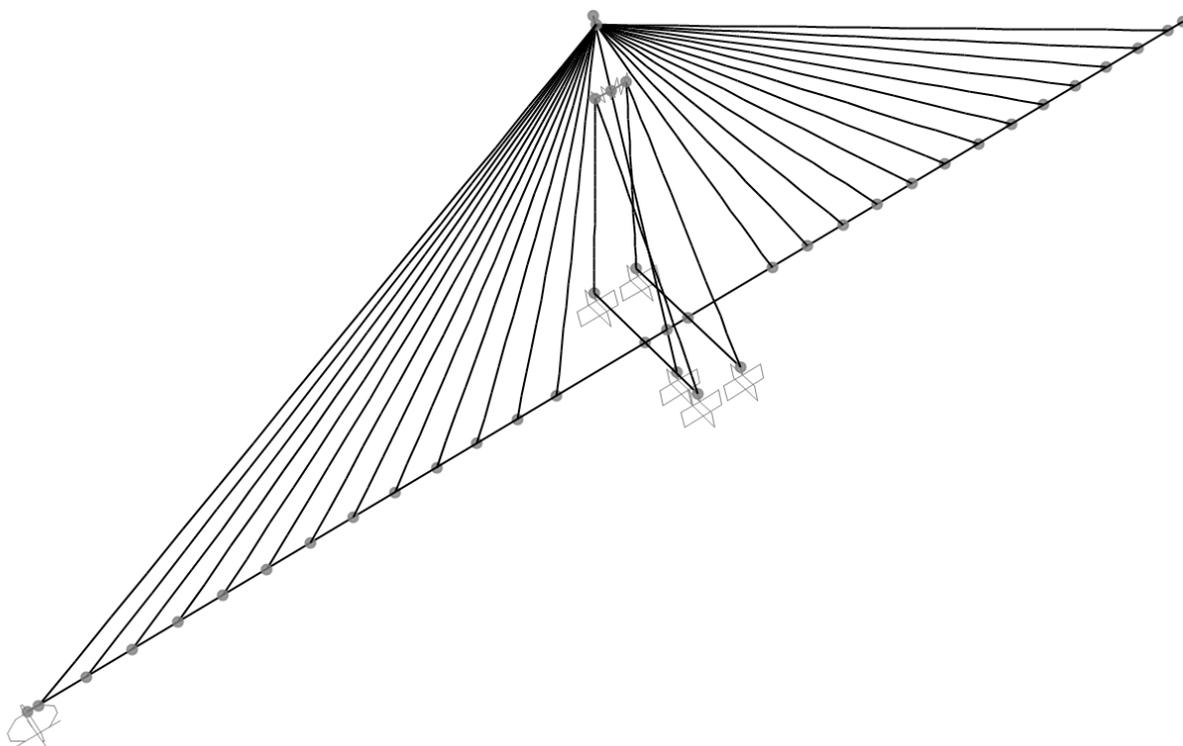
Os estais foram fixados por engastes ao invés do elemento de concreto onde ocorre a ancoragem, pois no projeto original da ponte este é levado até o centro do tabuleiro, e alteraria o peso próprio da estrutura, influenciando no resultado das análises e a real contribuição desses cabos para a estabilidade da estrutura. As Figuras 60, 61 e 62 apresentam os modelos elaborados para a segunda fase, apenas metade da modelagem será exibida, pois a mesma é espelhada.

Figura 60 - Modelo da configuração original (semi-harpa) da segunda fase



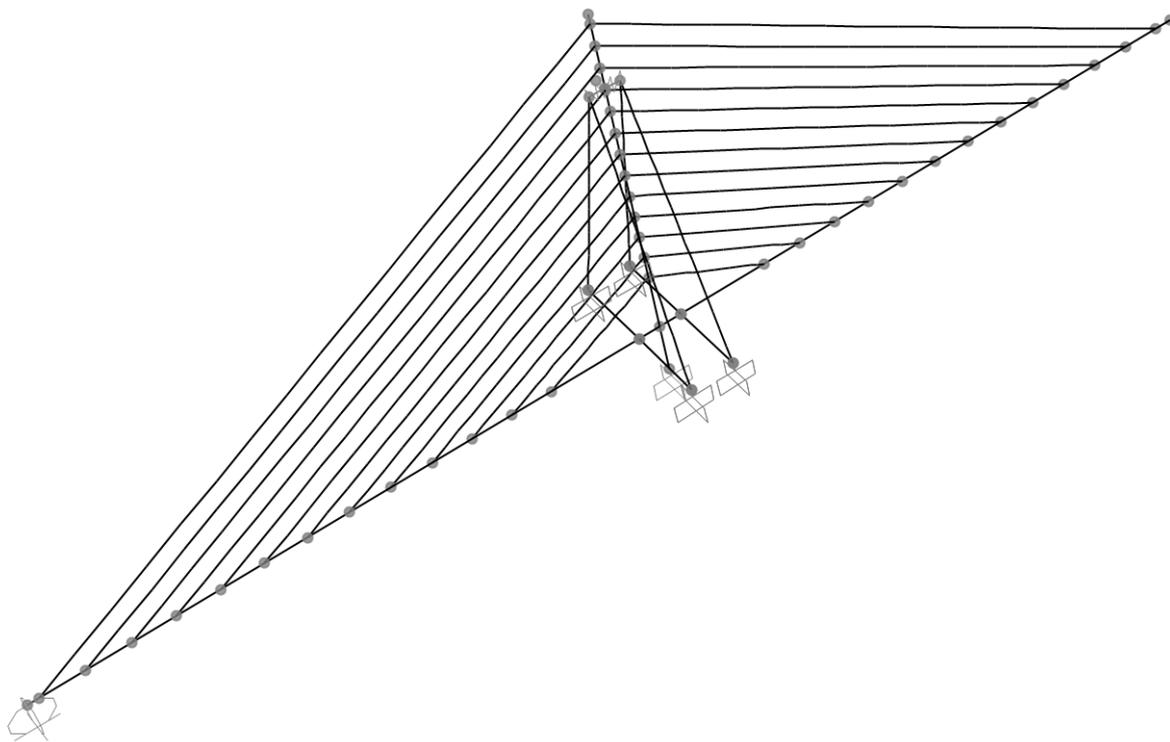
Fonte: Autora (2017)

Figura 61 - Modelo da configuração leque da segunda fase



Fonte: Autora (2017)

Figura 62 - Modelo da configuração harpa da segunda fase



Fonte: Autora (2017)

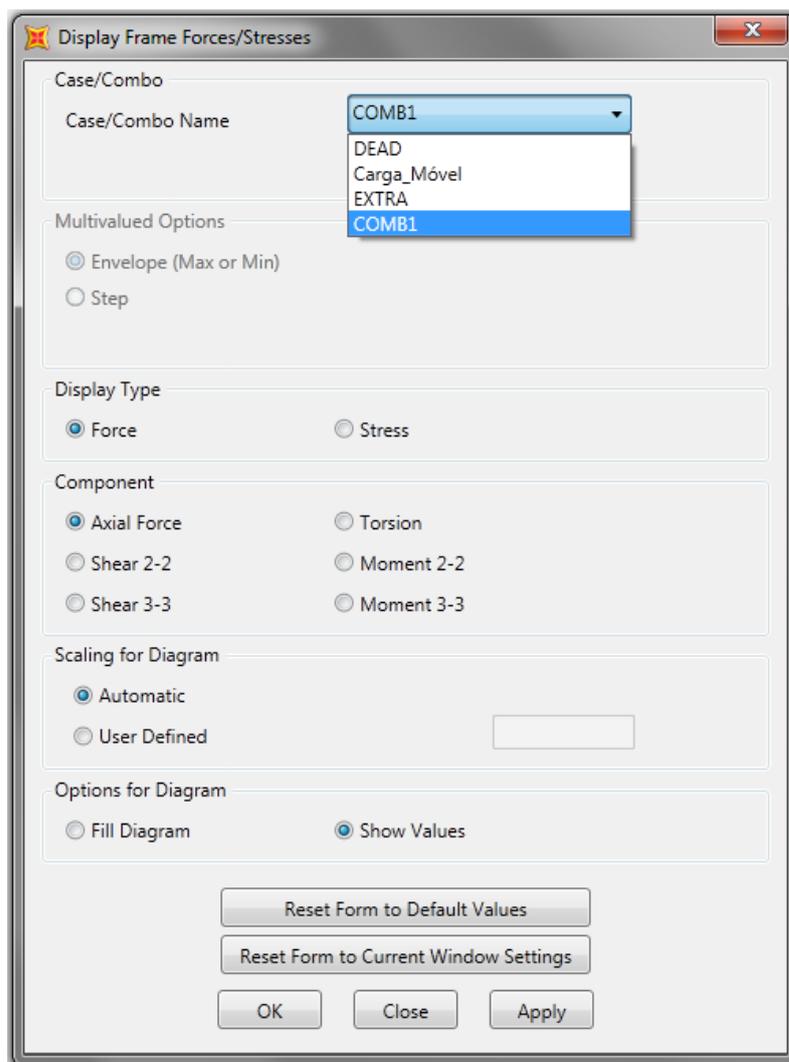
Após a definição dos modelos e da metodologia de análise, o próximo capítulo aborda a análise e discussão dos resultados obtidos pelo SAP2000.

5. SIMULAÇÃO NUMÉRICA E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são retratados os resultados adquiridos para os modelos inseridos no programa SAP2000, versão 19.1.0, utilizando como base a ponte de Laguna, apresentada no **Capítulo 3**. Os modelos foram discretizados no **Capítulo 4**. O objetivo deste capítulo é, em suma, o principal da pesquisa. Ou seja, através da metodologia, anteriormente, apresentada, os modelos foram calculados sob a ação das cargas permanentes e móveis e comparados entre si, procurando a melhor distribuição de esforços axiais e momentos fletores. Vale ressaltar que os efeitos de protensão dos estais e do tabuleiro não foram considerados nos modelos.

A obtenção dos resultados após a análise realizada pelo programa SAP2000 é simples. Os diagramas de esforço normal, esforços cortantes, momentos fletores podem ser verificados através da ferramenta *Display Frame Forces/Stresses* (Figura 63), e podem ser analisados perante as cargas permanentes, cargas móveis ou a combinação. Todos os modelos serão analisados perante a combinação dessas cargas. Também é possível obter esses resultados, tal como deslocamentos e rotações, apenas clicando no elemento ou nó desejado.

Segundo Gomes (2013), a obtenção desses parâmetros são informações necessárias para prosseguir o dimensionamento da protensão, que limitarão os momentos fletores e deslocamentos do tabuleiro e da torre. O projetista é responsável pela escolha do método mais adequado para limitar essas variáveis. Visto isso, o tópico 5.1 apresentará o resultado da simulação e as respectivas análises dos três modelos da primeira fase.

Figura 63 - Ferramenta *Display Frame Forces/Stresses* no SAP2000

Fonte: Autora (2017)

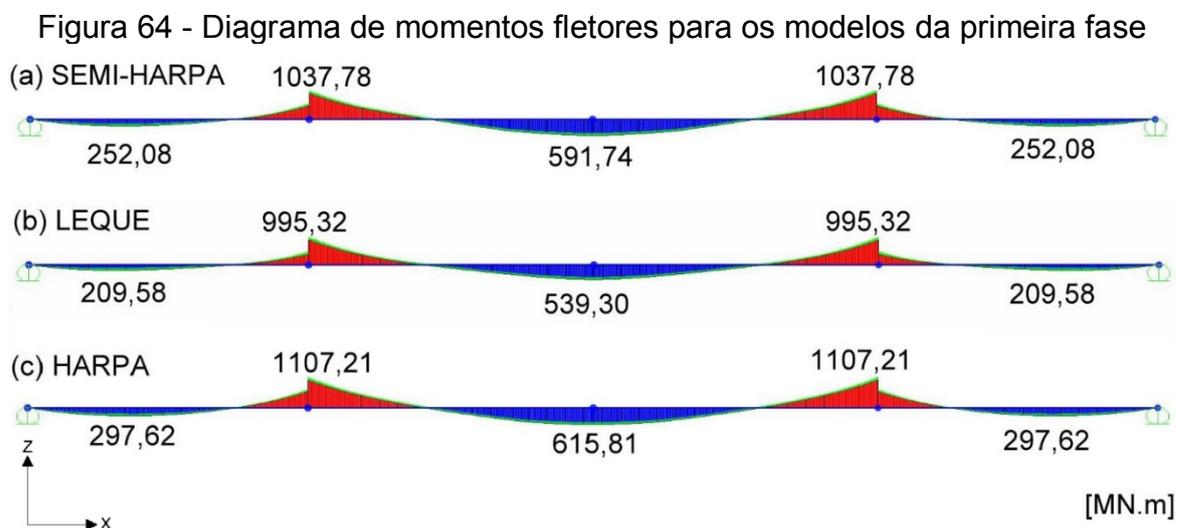
5.1. RESULTADOS DA PRIMEIRA FASE

A ponte em análise possui um número elevado de estais e um tabuleiro que pode ser considerado esbelto. Segundo Cláudio (2010), o número de estais deve ser suficiente para que os elevados momentos fletores causados por esse tipo de tabuleiro não sejam tão críticos no dimensionamento.

5.1.1. Tabuleiro

Foram analisados os diagramas de momentos fletores obtidos para os três modelos, apresentados na Figura 64, onde o vermelho representa valores negativos

e o azul, valores positivos. Percebe-se que o máximo momento negativo encontra-se na região das torres, onde a ponte em sistema harpa apresentou um valor em torno de 11% maior quando confrontados com o sistema leque. Já, para o máximo momento positivo, o sistema harpa também apresenta o maior valor 14% que no sistema leque.



Fonte: Autora (2017)

No Quadro 6 pode-se observar as diferenças percentuais dos momentos máximos positivos e negativos comparados ao modelo semi-harpa, bem como a variação da angulação dos estais considerando o mais próximo e o mais distante da torre, para cada modelo.

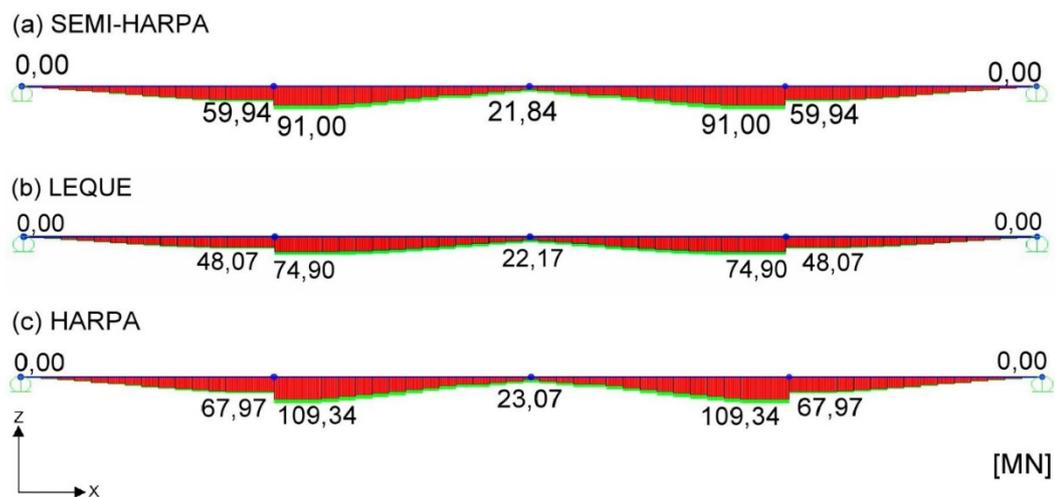
Quadro 6 - Variação dos momentos em relação ao modelo original, em semi-harpa

	Semi-harpa	Leque	Harpa
Ângulo dos estais	54° a 32°	73° a 32°	29° a 32°
Momento máximo negativo (MN.m)	1037,78	995,32	1107,21
Variação em relação ao semi-harpa	-	-4,09%	6,69%
Momento máximo positivo (MN.m)	591,74	539,30	615,81
Variação em relação ao semi-harpa	-	-8,86%	4,07%

Fonte: Autora (2017)

Os resultados apresentados pela tabela comprovam a relação da inclinação dos estais com a magnitude dos momentos gerados no tabuleiro. O mesmo fator ocorreu para os esforços normais, apresentados nos diagramas da Figura 65.

Figura 65 - Diagrama de esforços normais para os modelos da primeira fase

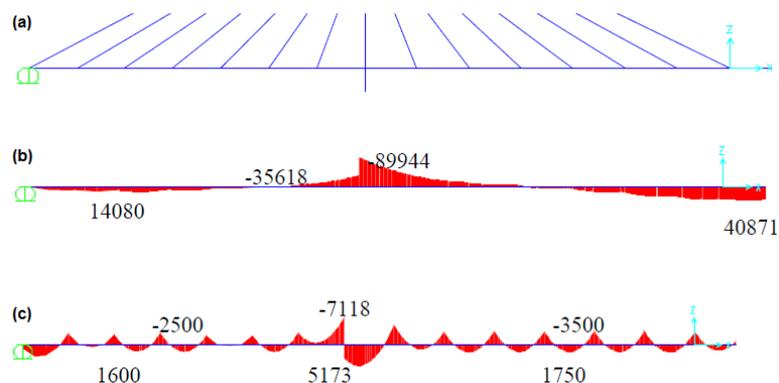


Fonte: Autora (2017)

Visto isso, nota-se que o sistema leque é mais eficiente em relação as outras distribuições. A maior variação ocorreu na região das torres, onde os sistemas semi-harpa e harpa, apresentaram, respectivamente uma diferença percentual de 18% e 31% em relação ao sistema leque.

Ytza (2009), em seu estudo sobre o efeito da protensão dos estais, mostra a relação das solicitações de momento no tabuleiro de uma ponte em sistema semi-harpa (Figura 66), antes e depois a aplicação do Método de Anulação de Deslocamentos (MAD), utilizado para definir as forças de protensão. Na modelagem (b) da Figura 66, apresenta-se o resultado sem protensão e na modelagem (c), os resultados para o MAD.

Figura 66 - (a) Modelo da ponte (metade); (b) Momento no tabuleiro para o peso-próprio sem protensão e (c) Momento no tabuleiro para o MAD (em kN.m)



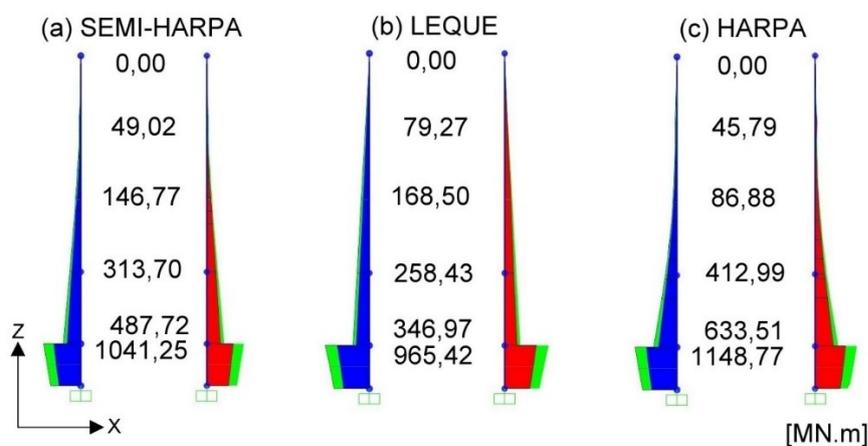
Fonte: adaptado de Ytza (2009)

Percebe-se no estudo de Ytza (2009) que o valor do maior momento após a aplicação do método MAD reduziu cerca de 17 vezes em relação a modelagem sem efeitos de protensão. O que valida os resultados obtidos para essa pesquisa, já que os efeitos de anulação de deslocamentos não foram considerados.

5.1.2. Torre

Os resultados obtidos para o momento fletores na torre são apresentados na Figura 67. Ambas as torres apresentaram o mesmo valor, sendo que uma sofre solicitações positivas e a outra, solicitações negativas.

Figura 67 - Diagrama de momentos fletores para as torres de cada modelo da primeira fase

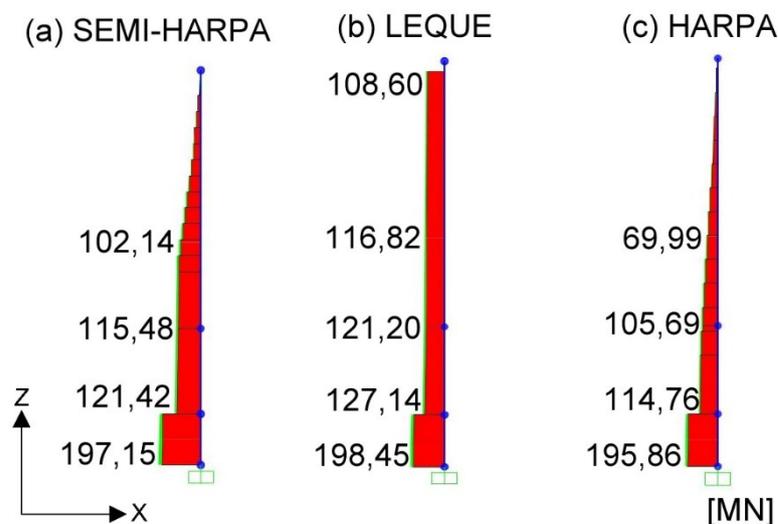


Fonte: Autora (2017)

Nota-se a diferença percentual de 16% entre os maiores momentos dos modelos leque e harpa, que solicitam a parte da torre abaixo do tabuleiro, responsável pela transmissão das cargas atuantes para os blocos de fundação. Tal diferença aumenta para 73% na altura de, aproximadamente, 48 m no eixo z

Os diagramas esforços normais gerados na torre estão ilustrados na Figura 68. Apenas uma torre de cada modelo foi representada, pois ambas recebem as mesmas solicitações de compressão. Houve pouca variação do maior valor de esforço axial sofrido entre os três modelos, a diferença percentual entre o maior e menor valor, respectivamente leque e harpa, fica na ordem de 1,3%. Porém, a diferença dos diagramas é visível.

Figura 68 - Diagrama de esforços normais para as torres de cada modelo da primeira fase



Fonte: Autora (2017)

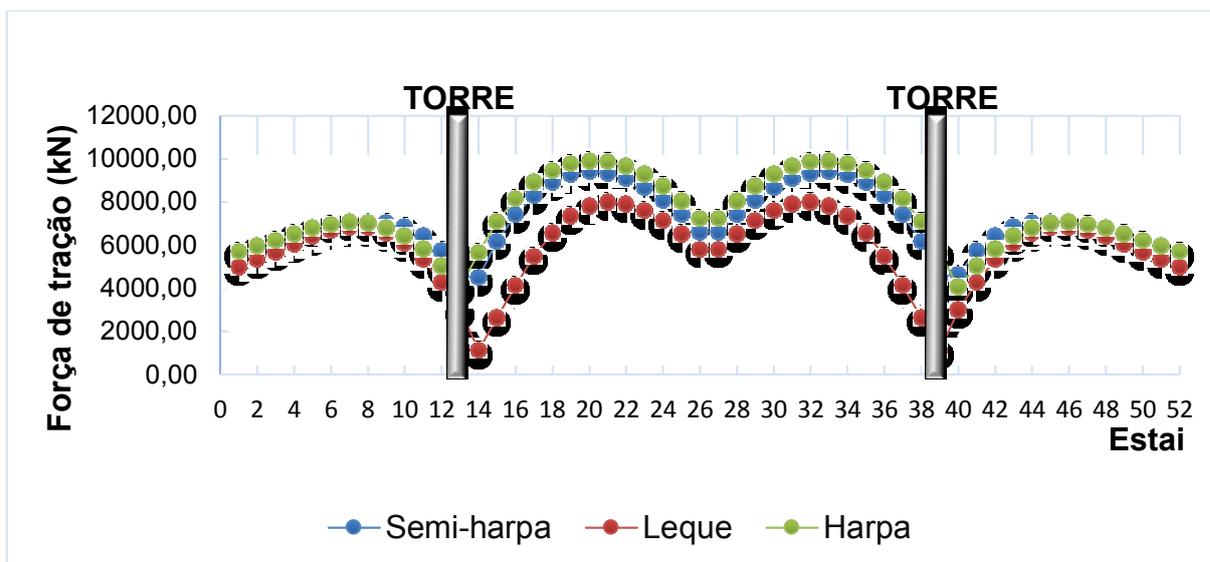
Como os estais do sistema leque estão concentrados no topo da torre, as solicitações sofridas são maiores por toda sua extensão, enquanto as dos outros dois modelos diminuem gradativamente. A utilização de uma torre mais baixa e, por consequência, mais rígida, seria mais recomendável para a configuração em leque, pelo fato de melhorar a estabilidade global da estrutura através da diminuição dos esforços de compressão.

Os estais em harpa estão continuamente distribuídos até os 10 m iniciais da torre, enquanto os estais em semi-harpa, até os 26 m iniciais do sistema. Este é o fator responsável por influenciar a distribuição da magnitude dos esforços sofridos ao longo da torre.

5.1.3. Estais

A partir da combinação das cargas, as forças axiais sofridas por cada estai ao longo da ponte são apresentadas no Gráfico 1. A numeração dos estais está contida na Figura 71 do Apêndice A, os valores do gráfico e diferenças percentuais podem ser verificados no Quadro 16 do mesmo Apêndice.

Gráfico 1 - Solicitação axial de cada estai ao longo da ponte



Fonte: Autora (2017)

Pode-se concluir através do gráfico que o sistema leque é o menos solicitado axialmente. A variação média destas forças em relação a configuração semi-harpa é de 19%. Enquanto, a variação média do sistema harpa, também comparado a configuração original da ponte, é de 4%. Isto se mostra coerente, pois como citado no Capítulo 2, o sistema semi-harpa é um intermédio entre os dois sistemas, difundido pela união das qualidades de ambos.

É possível observar nos vãos laterais que os esforços de tração aumentam a partir do estai adjacente a torre, culminam no estai próximo ao centro de cada vão, e diminuem logo após, mantendo esta queda até o estai mais afastado da torre. O comprimento dos estais é o fator que governa a magnitude dessas solicitações, e tal efeito é percebido em todos os estais. Porém, para exemplificar, o Quadro 7 compara a força normal gerada no estai 14, considerando o comprimento do mesmo para cada modelo.

Quadro 7 - Esforços axiais sofridos pelo estai 14 (adjacente a torre) em função do seu comprimento

	Semi-harpa	Leque	Harpa
Comprimento do estai	32 m	65 m	21 m
Força axial	4.499,20 kN	1.124,38 kN	5.649,29 kN

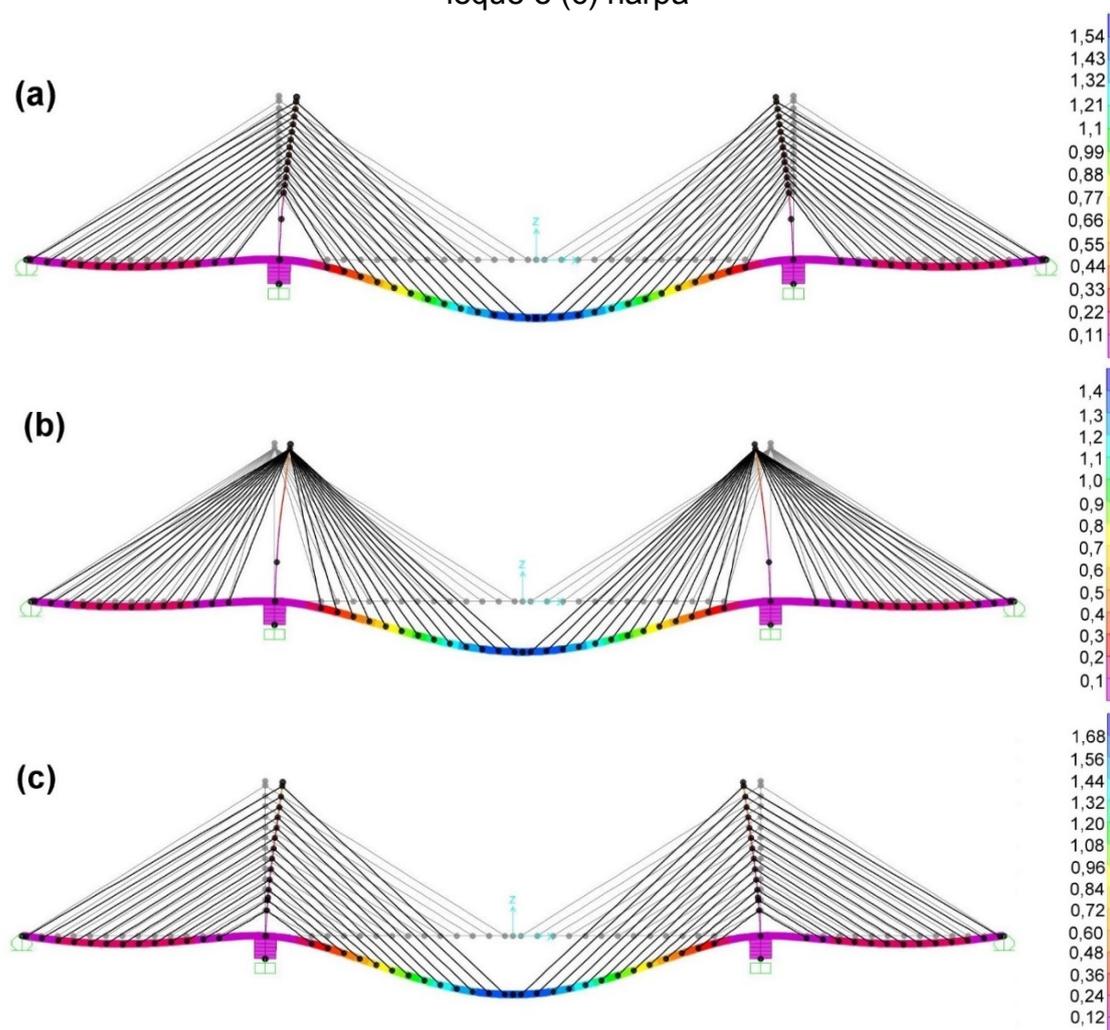
Fonte: Autora (2017)

Através do quadro é possível constatar como o estai se torna menos solicitado à medida que seu comprimento é aumentado, pois a rigidez do cabo é inversamente proporcional à sua extensão. Isso também explica a queda dos valores para os cabos mais distantes da torre, seja no vão lateral ou central, já que são os de maior comprimento. Andrade (2017) também notou tais fatores em seu estudo, e não confere essa diminuição somente a rigidez, como também as condições de contorno adotadas, que aliviam as solicitações através da restrição de deslocamento vertical.

5.1.4. Deslocamentos

As configurações deslocadas das análises são exibidas na Figura 69. Os valores resultantes dos deslocamentos, em metros, podem ser vistos na legenda.

Figura 69 - Deformações (aumentada 15x) para os modelos: (a) semi-harpa, (b) leque e (c) harpa



Fonte: Autora (2017)

Os resultados obtidos não diferem tanto entre si, porém, o sistema em leque apresenta valores mais baixos. O Quadro 8 especifica o valor do máximo deslocamento nas direções mais expressivas para cada elemento, e as respectivas diferenças percentuais em relação ao sistema leque.

Quadro 8 – Deslocamentos máximos obtidos para os elementos estruturais dos modelos

Elemento	Direção	Modelo				
		Semi-harpa	δ leque	Leque	Harpa	δ leque
Tabuleiro	Uz (cm)	154,08	11,43%	138,27	163,91	18,54%
Torre	Ux (cm)	47,21	8,50%	43,51	48,54	11,56%
	Uy (cm)	18,62	0,05%	18,61	18,62	0,05%

Fonte: Autora (2017)

Considerando os dados das imagens e do gráfico, é notável que o modelo em leque apresentou melhores resultados. O deslocamento do tabuleiro são 11% e 19% menores, quando comparados aos sistemas semi-harpa e harpa, respectivamente. Como os momentos sofridos pela modelagem em leque são menores, faz sentido que a magnitude de deformação também seja.

Os deslocamentos da torre são bem similares. Faz sentido que a deformação seja um pouco menor para leque, uma vez que os estais estão todos ancorados nesse ponto. Como não há nenhum tipo de contenção no eixo y, os valores para o deslocamento não variaram. A presença dos cabos transversais muda esse aspecto, como será visto mais adiante.

El Debs (1990) cita que a protensão dos cabos no estado inicial influencia diretamente os deslocamentos impostos nestes elementos. Portanto, é importante frisar que estes deslocamentos são praticamente zerados após a protensão dos cabos e do tabuleiro.

Em geral, a protensão dos estais é realizada em duas etapas, sendo a primeira realizada na fase construtiva, levando em conta o peso próprio da estrutura. Após a execução do tabuleiro, a segunda protensão vem como complementação, para atender as solicitações impostas pelas cargas móveis (YTZA, 2009 apud ALMEIDA, 2000).

Tendo isso em vista, o Quadro 9 apresenta magnitude dos deslocamentos máximos gerados pelas solicitações permanentes e móveis, separadamente, e suas diferenças percentuais.

Quadro 9 - Magnitude dos deslocamentos máximos causados pelas cargas permanentes e móveis

Modelo	Direção	Uz (cm)	
		Vão lateral	Vão central
Semi-harpa	Permanente	15,12	137,28
	Móvel	3,91	16,8
	δ	-74,14%	-87,76%
Leque	Permanente	11,38	122,58
	Móvel	3,79	15,69
	δ	-66,70%	-87,20%
Harpa	Permanente	19,15	146,5
	Móvel	4,02	17,41
	δ	-79,01%	-88,12%

Fonte: Autora (2017)

Percebe-se que as cargas permanentes promovem deslocamentos maiores quando comparados as cargas móveis. Dessa maneira, as forças de protensão da primeira etapa serão relativamente maiores que as utilizadas na segunda. Tal avaliação faz-se necessária para definição destas forças, pois o objetivo de anular os deslocamentos verticais, através do método MAD, se baseia nos valores dos deslocamentos gerados pela carga permanente nos pontos em que os estais e tabuleiro se unem.

5.1.5. Torção

O valor da torção apresentada para cada um dos três modelos varia menos de 1% entre si. A máxima torção no tabuleiro ocorre próxima a torre, girando em torno de 39,5 MN.m. Os diagramas de torção para metade do tabuleiro do vão central podem ser vistos nas Figuras 72, 73 e 74 do Apêndice A.

Como mencionado no Capítulo 2, a elevada magnitude da torção é uma das características da distribuição de estais em plano único, e tanto a disposição dos

cabos, como a carga móvel regem a rigidez à torção do tabuleiro. Para os modelos estudados, a torção promovida pelos esforços permanentes foi quase nula, corroborando com tais afirmações.

Uma vez que a carga móvel permanece igual para os modelos, conclui-se que o sistema de estais não trouxe grandes modificações para essa solicitação. Quanto a torção para a torre, os valores são praticamente nulos, portanto, não serão abordados neste tópico.

Na segunda fase, apresentada no tópico a seguir, foram simulados e analisados os três modelos da primeira fase com o acréscimo dos estais transversais.

5.2. RESULTADOS DA SEGUNDA FASE

Nesta etapa foi realizada a inserção dos estais transversais ao pilone nos três modelos em estudo, e foram analisados de maneira comparativa com os resultados da primeira fase. Diferente do previsto, as variações das solicitações foram mínimas, a maior diferença ocorreu nos deslocamentos da torre.

5.2.1. Tabuleiro

Como a forma dos diagramas obtidos nessa segunda fase mantem-se similares aos da primeira, variando apenas a magnitude dos esforços, estes serão avaliados através de quadros comparativos. Assim sendo, o Quadro 10 aponta a variação dos momentos do tabuleiro na região da torre, do vão central e lateral vistos em cada modelo de ambas as fases. Em seguida, o Quadro 11 exhibe a variação dos esforços axiais do tabuleiro nas regiões da torre, pela esquerda e pela direita e do vão central.

Quadro 10 - Comparativo entre os momentos obtidos para o tabuleiro em cada fase

Momento (MN.m)		Semi-harpa	Leque	Harpa
Torre (x = 101,7 m)	Fase 1	-1037,78	-995,32	-1107,21
	Fase 2	-1036,08	-992,45	-1105,97
	δ	-0,16%	-0,29%	-0,11%
Vão central (x = 201,7 m)	Fase 1	591,74	539,30	615,81
	Fase 2	589,87	537,94	613,93
	δ	-0,32%	-0,25%	-0,31%
Vão lateral (x = 65,05 m)	Fase 1	252,08	209,58	297,62
	Fase 2	253,06	210,72	298,39
	δ	0,39%	0,54%	0,26%

Fonte: Autora (2017)

Quadro 11 - Comparativo entre os esforços axiais de compressão obtidos para o tabuleiro em cada fase

Força Axial (MN)		Semi-harpa	Leque	Harpa
Vão central (x = 201,7 m)	Fase 1	21,84	22,17	23,07
	Fase 2	21,65	21,95	22,87
	δ	-0,87%	-0,99%	-0,87%
Torre (direita) (x = 101,7 m dir.)	Fase 1	91,00	74,90	109,34
	Fase 2	90,92	74,76	109,18
	δ	-0,09%	-0,19%	-0,15%
Torre (esquerda) (x = 101,7 m esq.)	Fase 1	59,94	48,07	67,97
	Fase 2	59,73	47,89	67,77
	δ	-0,35%	-0,37%	-0,29%

Fonte: Autora (2017)

É notável que para ambas solicitações, os valores reduzem minimamente, algo que pode ser justificado por um pequeno aumento da rigidez global da estrutura com a adição dos cabos. Percebe-se também um pequeno aumento do momento nas regiões do vão lateral, em virtude da diminuição da tração dos estais nessa área, como será apresentado mais à frente. Tais resultados mostram-se adequados, uma vez que estes estais não estão diretamente conectados ao tabuleiro.

5.2.2. Torre

Os Quadros 12 e 13 indicam os valores de momento e força axial, respectivamente, obtidos para o elemento da torre em ambas as fases, onde $x = 0$ m é altura da base da torre e $x = 48,38$ m é o ponto mais alto em análise.

Quadro 12 - Comparativo entre os momentos obtidos para a torre em cada fase

Momento (MN.m)		Semi-harpa	Leque	Harpa
x = 0 m (abaixo do tabuleiro)	Fase 1	1041,25	965,42	1148,77
	Fase 2	1038,89	961,93	1146,17
	δ	-0,23%	-0,36%	-0,23%
x = 0 m (acima do tabuleiro)	Fase 1	487,72	346,97	633,51
	Fase 2	488,43	348,49	633,60
	δ	0,15%	0,44%	0,01%
x = 16 m	Fase 1	313,70	258,43	412,99
	Fase 2	311,70	257,43	411,40
	δ	-0,64%	-0,39%	-0,38%
x = 32,25 m	Fase 1	146,77	168,50	89,88
	Fase 2	142,17	164,94	87,58
	δ	-3,13%	-2,11%	-2,56%
x = 48,38 m	Fase 1	49,02	79,27	45,79
	Fase 2	41,88	73,17	38,42
	δ	-14,57%	-7,70%	-16,10%

Fonte: Autora (2017)

Quadro 13 - Comparativo entre os esforços axiais de compressão obtidos para a torre em cada fase

Força Axial (MN)		Semi-harpa	Leque	Harpa
x = 0 m (abaixo do tabuleiro)	Fase 1	197,15	198,45	195,86
	Fase 2	194,94	195,82	194,07
	δ	-1,12%	-1,33%	-0,91%
x = 0 m (acima do tabuleiro)	Fase 1	121,42	127,14	114,76
	Fase 2	118,98	124,31	112,73
	δ	-2,01%	-2,23%	-1,77%
x = 16 m	Fase 1	115,48	121,20	105,69
	Fase 2	113,04	118,37	103,67
	δ	-2,11%	-2,33%	-1,91%
x = 32,25 m	Fase 1	102,14	116,82	69,99
	Fase 2	99,7	113,98	67,98
	δ	-2,39%	-2,43%	-2,87%

Fonte: Autora (2017)

Tanto para os momentos, como para as forças axiais, a diferença mais significativa se dá nos pontos mais altos, o que é coerente, pois os estais transversais estão ancorados numa altura de 50 metros em relação à base da torre. A rigidez se torna maior nessa área e colabora para a diminuição dos esforços solicitantes.

5.2.3. Estais

A variação das solicitações de tração geradas pelos estais foram praticamente desprezíveis, sendo que a variação percentual máxima não passou de 1%, como pode ser visto no Quadro 17 do Apêndice A.

5.2.4. Deslocamentos

O Quadro 14 apresenta o comparativo de valores dos deslocamentos mais significativos para cada elemento. Através dessa análise, foi encontrada a razão da inserção dos cabos transversais na ponte Anita Garibaldi.

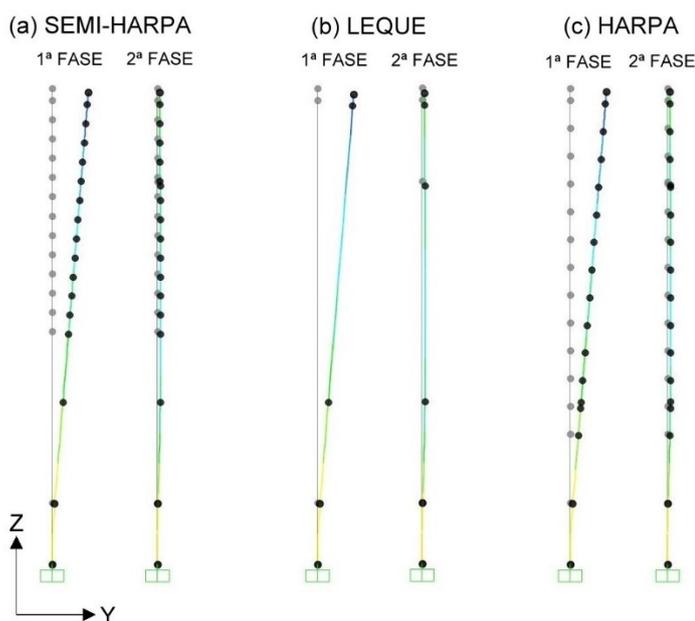
Quadro 14 - Comparativo dos deslocamentos máximos obtidos para os elementos estruturais de todos os modelos

Modelo		Tabuleiro	Torre	
		Uz(cm)	Ux (cm)	Uy (cm)
Semi-harpa	Fase 1	154,08	47,21	18,62
	Fase 2	153,66	46,71	1,05
	δ	-0,27%	-1,06%	-94,36%
Leque	Fase 1	138,27	43,51	18,61
	Fase 2	137,84	43,18	1,05
	δ	-0,31%	-0,76%	-94,36%
Harpa	Fase 1	163,91	48,54	18,62
	Fase 2	163,53	48,01	1,05
	δ	-0,23%	-1,09%	-94,36%

Fonte: Autora (2017)

Nota-se a diminuição de aproximadamente 94% do deslocamento no eixo y para o topo da torre. Provavelmente as forças de protensão não diminuiriam, na mesma magnitude, os deslocamentos apresentados no eixo y da primeira fase, já que a distribuição dos estais encontra-se perpendicular a esse eixo. A Figura 70 exhibe as deformações aumentadas em 30 vezes do elemento de torre da primeira e segunda fase, respectivamente, para todos os modelos.

Figura 70 - Comparativo das deformações para primeira e segunda fase



Fonte: Autora (2017)

A adição dos estais transversais conferem mais rigidez a torre e, portanto, diminui a possibilidade de deformação. É coerente a necessidade da anulação da deformação, a fim desta estrutura, considerada esbelta, ser capaz de suportar as solicitações de vento impostas. Uma modelagem da estrutura com a combinação de cargas de vento seria necessária para verificar sua influência na estabilidade global da estrutura.

5.2.5. Torção

O Quadro 15 apresenta os valores máximos de torção para cada elemento descrito. Para a torção máxima no tabuleiro dos modelos da segunda fase, houve uma redução de aproximadamente 12%. Dessa forma, a diminuição desses esforços no

tabuleiro pode ser explicada pela colaboração dos cabos laterais para o equilíbrio das cargas.

Quadro 15 – Comparativo das máximas torções nos modelos de ambas as fases

Torção (MN.m)		Semi-harpa	Leque	Harpa
Tabuleiro	Fase 1	39,557	39,557	39,558
	Fase 2	34,875	34,875	34,876
	δ	-11,84%	-11,84%	-11,84%
Torre	Fase 1	7,67E-17	2,88E-17	1,92E-16
	Fase 2	1,50E-03	1,46E-03	1,55E-03

Fonte: Autora (2017)

Em relação as máximas torções na torre, estas continuam pequenas, em torno de 1,5 kN.m, porém, apresentam grande variação em relação aos primeiros modelos, o que faz sentido, já que a ancoragem dos cabos transversais dista do eixo da torre, gerando uma carga excêntrica no elemento.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Visto o crescimento exponencial da utilização de pontes estaiadas nos últimos anos, realizou-se a análise comparativa da configuração de estais, baseada na ponte Anita Garibaldi. Como este trabalho está fundamentado em conhecimentos já existentes, a pesquisa bibliográfica foi de fundamental importância para unir critérios de escolha e compreensão das concepções estruturais referentes a essas obras de arte especiais.

O principal objetivo deste estudo foi realizar a modelagem de pontes utilizando distribuições de estais em semi-harpa, harpa e leque, com o auxílio do programa SAP2000. Através das simulações realizadas, o comportamento estrutural dos modelos perante cargas de peso próprio e móvel foi verificado. A partir dos resultados das solicitações e deslocamentos, obtidos para os três modelos da primeira fase, chegou-se à conclusão que a modelagem em semi-harpa é a mais vantajosa.

Os gráficos comparativos mostraram que a distribuição em harpa gera grandes solicitações em todos os elementos, bem como os maiores deslocamentos apresentados para os três modelos. Já a distribuição em leque manifesta menores solicitações e deslocamentos, exceto para os esforços de compressão na torre, onde seria necessário um incremento de rigidez no elemento. O fator estético também é considerado, uma vez que promove pelo entrelaçamento visual dos estais. Quanto à execução, uma ponte em leque traz grandes dificuldades, devido a ancoragem dos estais em um só ponto. Na prática, tal convergência dos estais para o topo da torre produz elevadas concentrações de tensões.

Pontuando todos estes parâmetros, é possível perceber que o arranjo em semi-harpa não possui o melhor desempenho no ponto de vista estrutural, perdendo para o modelo em leque. Para os elementos de torre e tabuleiro, utilizados na ponte Anita Garibaldi, este sistema acaba sendo o mais viável. Tanto em questões de execução, em virtude da separação dos pontos de ancoragem, como na boa

estabilidade global da estrutura. Conforme já mencionado, este arranjo funde as qualidades das outras duas distribuições, além da estética agradável.

Para os modelos da segunda fase, aos quais foram adicionados os estais transversais, o uso é validado devido à influência dos cabos na redução dos deslocamentos sofridos pela torre, além da diminuição dos elevados esforços de torção sofridos pelo tabuleiro nos modelos da primeira fase. Destaca-se que os resultados das solicitações e deslocamentos obtidos ao logo desta pesquisa são os valores encontrados antes da protensão dos estais, sendo esta responsável por amenizar a magnitude dos momentos e flechas de deformação.

Vale ressaltar que o escopo de estudo foi apresentar e comparar alternativas de distribuição longitudinal de estais. Logo, os problemas verificados para cada modelo não foram sanados, pois o dimensionamento final de uma ponte estaiada aborda outras análises e combinações de cargas fundamentais.

Conclui-se, portanto, que as inúmeras possibilidades de concepções estruturais para pontes estaiadas permitem uma variedade de soluções, sempre visando a economia e eficiência em todos os aspectos, seja no consumo de materiais, no quesito construtivo, ambiental, visual, ou de estabilidade global. Posto que o projetista conheça as vantagens e desvantagens de cada elemento a ser dimensionado, para correta análise dos parâmetros que levarão à máxima eficiência da estrutura.

É notável que no Brasil, pontes estaiadas são muitas vezes utilizadas pelo caráter estético, e não sempre pela solução estrutural, dado que alternativas menos complexas e mais econômicas poderiam ser adotadas. Porém, com a expansão da sua aplicação, é crucial que as normas brasileiras incluam questões referentes as pontes estaiadas, evitando que projetistas e executores necessitem recorrer às normalizações estrangeiras.

O modelo adotado nesta pesquisa, apresenta bons resultados para análises do ponto de vista estrutural, porém, segue como sugestão de continuidade, a modelagem completa das fundações da ponte, onde deve ser feita a simulação do comportamento do solo/estrutura. Recomenda-se também a análise perante cargas de vento, frenagem e aceleração e variação de temperatura. Além disso, a consideração das forças de protensão nos estais e no tabuleiro abririam um amplo leque de análises.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, Sérgio Marques Ferreira de; VICENTE, Custódio Moreira de; CORDEIRO, Thomas José Ripper. **Processos construtivos de pontes e viadutos pré-moldados no Brasil**, 1 Congresso Nacional da Indústria de Pré-fabricação em Betão, Porto – Portugal, v. 1, p. 139-154. 2000

ANDRADE, Matheus Wanser de. **Modelagem de uma passarela estaiada**: análise comparativa da distribuição dos estais. 2017. 55 p. Trabalho de conclusão de curso (Graduação) – Curso de Engenharia de Infraestrutura, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

AVENTUREIRO DO AR. **Sobrevoando o Porto Alencastro-MG no Rio Paranaíba e sua linda Ponte (MG-MS)**. Disponível em:
<<http://aventureirosdoar44.blogspot.com.br/2013/09/sobrevoando-o-porto-alencastro-mg-no.html>>. Acesso em: 10 nov. 2016.

BORTOLOTTI, Carlos. **Ponte de Laguna, Ponte Anita Garibaldi**. Laguna, SC. 2015. 01:21 minutos. Disponível em:
<<http://www.youtube.com/watch?v=ResiJNH719k>>. Acesso em: 23 jul. de 2017.

CARDOSO, Alexandre Magno Lima. **Estudo da rigidez efetiva do cabo de pontes estaiadas**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

CARVALHO JUNIOR, Sebastião Morais de. **Sistema Computacional para Projeto Otimizado de Pontes Estaiadas**. 2002. 384 p. Dissertação (Mestrado). Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2002.

CASTRO, Thiago da Silva. **Memorial de cálculo da Ponte Vau Grande, no município de Cruzaltense/RS: Superestrutura e Infraestrutura**. 86 p. Cruzaltense, RS. 2015

CLAUDIO, Renato Gadêlha. **Tipologia das pontes estaiadas com tabuleiro de concreto**. 2010. 76 p. Trabalho de conclusão de curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2010.

CONSÓRCIO CAMARGO CORRÊA/ATERPA M.MARTINS/CONSTRUBASE. Imagens do acervo da empresa fornecidas no ano de 2017.

DNER, 1996. **Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais**. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Ministério dos Transportes. Brasil. 233 p.

EL DEBS, Ana Lucia Homce de Cresce. **Determinação de coeficiente de impacto em pontes estaiadas sob a ação de cargas móveis**. 1990. 132 p. Tese (Doutorado). Área de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1990.

FUGANTI, Paloma Toledo. **Análise dinâmica de uma ponte com protensão no extradorso**. 2012. 121p. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2012.

GIMSING, Niels Jørgen; GEORGAKIS, Christos Thomas. **Cable supported bridges: concept and design**. 3rd ed., Chichester: John Wiley & Sons Ltd. 2012.

GOMES, Renan Ribeiro Setubal, **Aspectos técnicos e construtivos do projeto de uma ponte estaiada**. Rio de Janeiro, 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

GOOGLE STREET VIEW. **Ponte da Passagem**. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps/place/Ponte+da+Passagem,+Vitória+-+ES>>. Acesso em: 11 mar. 2017.

JUSTO, Anderson da Silva; BARATTO, Vinicius Spessatto. **Equipamentos de movimentação de materiais em canteiros de obras: um estudo de caso na construção da ponte Anita Garibaldi em Laguna – sc**. 2014. 120 p. Trabalho de conclusão de curso (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Sul de Santa Catarina, Tubarão. 2014.

LACERDA, Izan Gomes de. Pontes Estaiadas com Selas ou Ancoragens Individuais? In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 9., 2016, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: [s. n.]. 2016. 7 p.

LAZZARI, Paula Manica. **Simulação numérica das etapas construtivas de pontes estaiadas através do método dos elementos finitos**. 2016. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2016.

MATHIVAT, Jacques. **Construccion de puentes de hormigon pretensado por voladizos sucesivos**. 1ª ed. Barcelona: Editores técnicos asociados, s.a., 1980.

MATHIVAT, Jacques. Les ponts a câbles – des origines a la conquêtê des grandes portées. In: PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON CABLE-STAYED AND SUSPENSION BRIDGES, Deauville, Oct. 1994. **Proceedings**. Deauville: Sociétê Henry, Oct. 1994. p.3-32.

MAZARIM, Diego Montagnini. **Histórico das pontes estaiadas e sua aplicação no Brasil**. 2011. 125 p. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 2011.

NEVES, Francisco de Assis das. **Programação com multi-objetivos aplicada à otimização do projeto de pontes estaiadas**. 1997. 355 p. Dissertação (Mestrado). Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 1997.

NOGUEIRA NETO, Heitor Afonso. **Contribuição ao Projeto de Pontes Estaiadas com Estudo dos Casos da Ponte Sobre o Rio Pinheiros e da Ponte Sobre o Rio Guamá**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas. 2003

O'CONNOR, Colin. **Pontes: superestruturas**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1975. v. 1

OAS ENGENHARIA. **Trecho Santo Amaro**. Disponível em: <<http://www.oas.com.br/oas-com/oas-engenharia/realizacoes/especiais/pontes-viadutos/cptm-trecho-santo-amaro-ponte-estaiada>>. Acesso em: 11 nov. 2016.

PROTENDE. **Estais**. Disponível em: <<http://www.protende.com.br/newsite/tabelas/tipoestais.html>> Acesso em: 17 mar. 2017.

RIBEIRO, Catão Francisco. Pontes estaiadas. **Infraestrutura urbana: projeto, custos e construção**, São Paulo, n. 64, p. 44-45, nov. 2016. Entrevista concedida a Edson Valente.

SANTOS NETO, João Bosco dos. et al. Anomalias estruturais encontradas na estrutura das estacas escavadas da ponte Anita Garibaldi - Laguna SC. In: SEMINÁRIO DE ENSINO, PESQUISA E EXTENSÃO, 6., 2015, Orleans, SC. **Anais...** Orleans: [s. n.], 2015. p 910-917.

SEMINÁRIO DE ENSINO, PESQUISA E EXTENSÃO, 6., 2015, Orleans, SC. **Anais...** Orleans: [s. n.], 2015. p 910-917.

SILVA, Ubirajara Ferreira da. Pontes estaiadas. **Infraestrutura urbana: projeto, custos e construção**, São Paulo, n. 64, p. 44-45, nov. 2016. Entrevista concedida a Edson Valente.

STRUCTURAE. **International Database for Civil and Structural Engineering**. Disponível em: <<http://structurae.net/photos/207191-kniebrucke>>. Acesso em: 24 jan. 2017a.

_____. Disponível em: <<https://structurae.net/photos/158239-flehe-bridge>> Acesso em: 24 jan. 2017b.

_____. Disponível em: <<https://structurae.net/photos/69152-barrios-de-luna-bridge>>
Acesso em: 24 jan. 2017c.

_____. Disponível em: <<https://structurae.net/photos/22299-kniebrucke-dusseldorf>>
Acesso em: 11 mar. 2017d.

TORNERI, Paola. **Comportamento estrutural de pontes estaiadas:** comparação de alternativas. 2002. 272 p. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 2002.

TROITSKY, Michael Serge. (1988). **Cable-stayed bridges**. Oxford: BSP Professional Books, p.459, 1988.

VARGAS, Luis Arturo Butron. **Comportamento estrutural de pontes estaiadas:** efeitos de segunda ordem. 2007. 129 p. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 2007.

WALTHER, René; HOURIET, Bernard; ISLER, Walmar; MOÏA, Pierre. et al. **Ponts haubanés**. Lausanne: Presses Polytechniques Romandes, 1985. 202p.

WALTHER, René; HOURIET, Bernard; ISLER, Walmar; MOÏA, Pierre; KLEIN, Jean-François. **Cable stayed bridges**. 1999, 225 f. Lausanne: Presses Polytechniques.

WIDOMSKI, Vitor. **Viadutos rodoviários curvos:** dimensionamento de superestrutura de concreto com seção caixão. 2015. 70 p. Trabalho de conclusão de curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

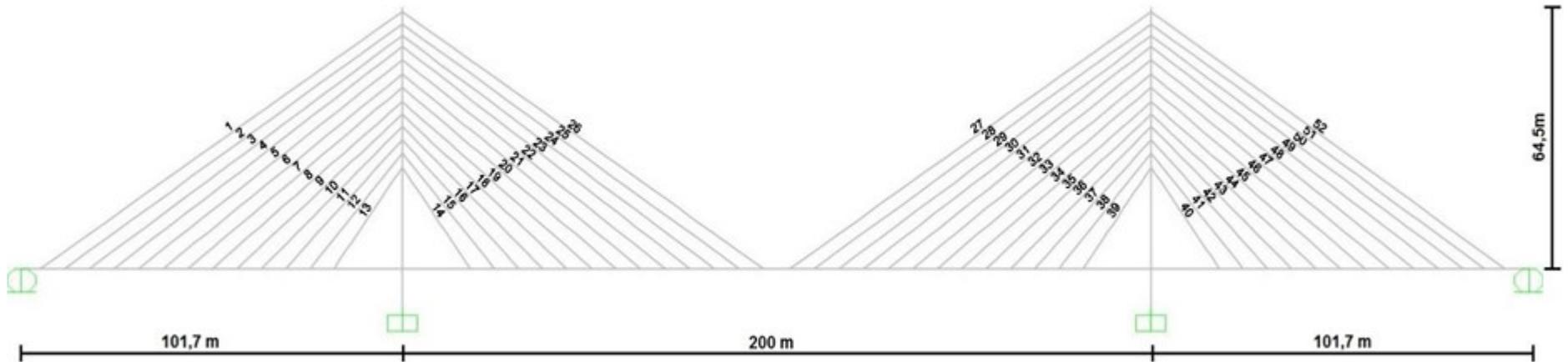
WIKIPEDIA. **List of longest cable-stayed bridge spans**. Disponível em: <https://en.wikipedia.org/wiki/List_of_longest_cable-stayed_bridge_spans>. Acesso em: 11 fev. 2017.

YTZA, Maria Fernanda Quintana. **Métodos construtivos de pontes estaiadas:** estudo da distribuição de forças nos estais. 2009. 133p. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 2009.

APÊNDICE A – REPRESENTAÇÃO E RESULTADOS DOS MODELOS DA PONTE

A Figura 71 caracteriza as extensões dos vãos, altura do elemento da torre e a numeração do estais, que permanecem iguais para todas as modelagens.

Figura 71 - Representação da ponte e numeração dos estais



Fonte: Autora (2017)

O Quadro 16 apresenta os resultados das forças de tração sofridas pelos estais em cada modelo estudado. As diferenças percentuais (δ) estão relacionadas ao modelo dos estais da ponte Anita Garibaldi, em semi-harpa.

Quadro 16 – Solicitações axiais sofridas pelos modelos da primeira fase

Estais		Semi-harpa	Leque		Harpa	
		Força (kN)	Força (kN)	δ	Força (kN)	δ
Vãos laterais	1 e 52	5510,25	4982,16	-9,58%	5712,00	3,66%
	2 e 51	5747,70	5325,59	-7,34%	5955,41	3,61%
	3 e 50	6005,27	5675,89	-5,48%	6221,47	3,60%
	4 e 49	6298,93	6044,50	-4,04%	6512,89	3,40%
	5 e 48	6587,62	6394,67	-2,93%	6776,22	2,86%
	6 e 47	6834,92	6671,62	-2,39%	6965,94	1,92%
	7 e 46	7009,87	6823,81	-2,65%	7051,43	0,59%
	8 e 45	7086,79	6803,08	-4,00%	7003,70	-1,17%
	9 e 44	7037,45	6574,37	-6,58%	6796,36	-3,43%
	10 e 43	6827,31	6088,79	-10,82%	6406,27	-6,17%
	11 e 42	6409,20	5323,33	-16,94%	5817,56	-9,23%
	12 e 41	5714,58	4278,48	-25,13%	5033,27	-11,92%
	13 e 40	4639,93	3000,66	-35,33%	4046,80	-12,78%
Vão central	14 e 39	4499,20	1124,38	-75,01%	5649,29	25,56%
	15 e 38	6170,96	2613,21	-57,65%	7077,13	14,68%
	16 e 37	7412,84	4130,81	-44,27%	8138,79	9,79%
	17 e 36	8302,09	5488,23	-33,89%	8906,75	7,28%
	18 e 35	8901,62	6568,78	-26,21%	9437,89	6,02%
	19 e 34	9254,92	7343,47	-20,65%	9762,95	5,49%
	20 e 33	9391,15	7807,87	-16,86%	9899,70	5,42%
	21 e 32	9329,77	7984,21	-14,42%	9859,10	5,67%
	22 e 31	9084,75	7905,45	-12,98%	9647,71	6,20%
	23 e 30	8662,75	7608,86	-12,17%	9269,66	7,01%
	24 e 29	8095,91	7133,98	-11,88%	8723,00	7,75%
	25 e 28	7407,89	6516,93	-12,03%	8040,59	8,54%
	26 e 27	6611,09	5789,29	-12,43%	7234,67	9,43%

Fonte: Autora (2017)

O Quadro 17 também traz os mesmos dados a imagem acima, entretanto, referem-se a um comparativo entre os valores da segunda fase com a primeira.

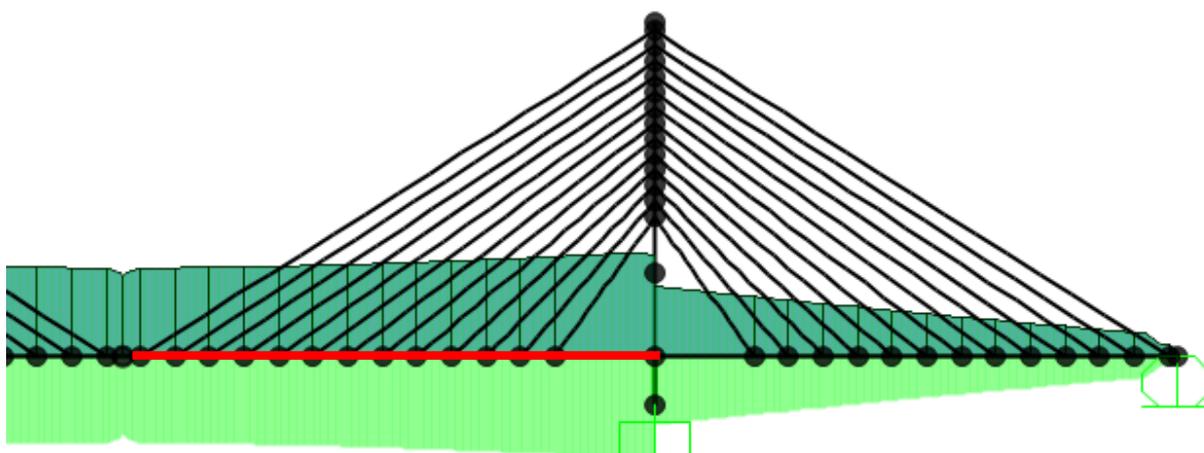
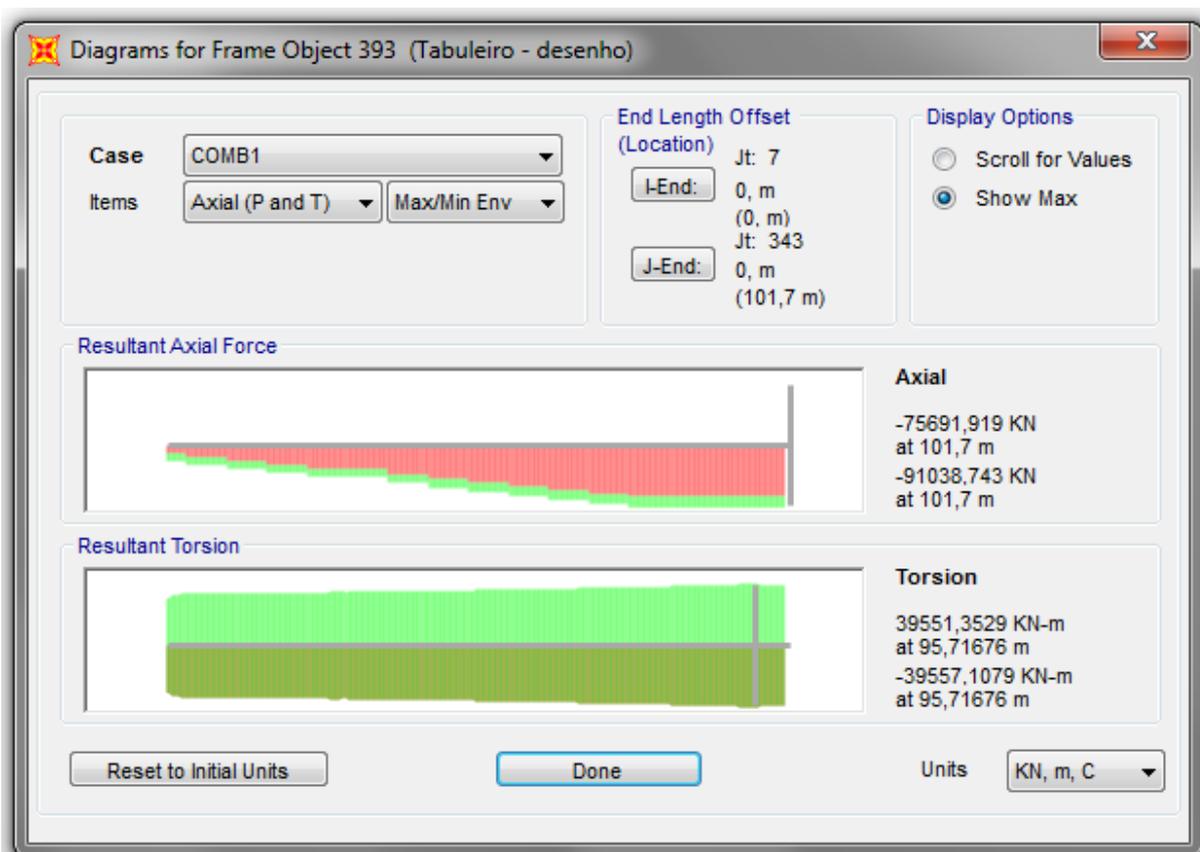
Quadro 17 – Comparativo das solicitações axiais sofridas pelos modelos da primeira e segunda fase

Estai		Semi-harpa			Leque			Harpa		
		Fase 1 (kN)	Fase 2 (kN)	δ	Fase 1 (kN)	Fase 2 (kN)	δ	Fase 1 (kN)	Fase 2 (kN)	δ
Vãos laterais	1 e 52	5510,25	5456,33	-0,98%	4982,16	4947,86	-0,69%	5712,00	5677,94	-0,60%
	2 e 51	5747,70	5699,37	-0,84%	5325,59	5293,35	-0,61%	5955,41	5925,57	-0,50%
	3 e 50	6005,27	5963,50	-0,70%	5675,89	5646,38	-0,52%	6221,47	6196,47	-0,40%
	4 e 49	6298,93	6264,21	-0,55%	6044,50	6013,23	-0,52%	6512,89	6493,26	-0,30%
	5 e 48	6587,62	6560,17	-0,42%	6394,67	6371,58	-0,36%	6776,22	6762,11	-0,21%
	6 e 47	6834,92	6814,45	-0,30%	6671,62	6651,52	-0,30%	6965,94	6956,65	-0,13%
	7 e 46	7009,87	6995,73	-0,20%	6823,81	6806,58	-0,25%	7051,43	7046,19	-0,07%
	8 e 45	7086,79	7073,31	-0,19%	6803,08	6791,59	-0,17%	7003,70	7001,70	-0,03%
	9 e 44	7037,45	7033,94	-0,05%	6574,37	6562,44	-0,18%	6796,36	6796,77	0,01%
	10 e 43	6827,31	6828,08	0,01%	6088,79	6079,26	-0,16%	6406,27	6408,27	0,03%
	11 e 42	6409,20	6413,59	0,07%	5323,33	5316,13	-0,14%	5817,56	5820,25	0,05%
	12 e 41	5714,58	5721,96	0,13%	4278,48	4273,76	-0,11%	5033,27	5035,66	0,05%
	13 e 40	4639,93	4649,69	0,21%	3000,66	2998,88	-0,06%	4046,80	4047,96	0,03%
Vão central	14 e 39	4499,20	4499,19	0,00%	1124,38	1142,48	1,61%	5649,29	5641,73	-0,13%
	15 e 38	6170,96	6167,92	-0,05%	2613,21	2634,57	0,82%	7077,13	7067,32	-0,14%
	16 e 37	7412,84	7403,22	-0,13%	4130,81	4144,98	0,34%	8138,79	8127,78	-0,14%
	17 e 36	8302,09	8297,12	-0,06%	5488,23	5494,74	0,12%	8906,75	8895,65	-0,12%
	18 e 35	8901,62	8897,42	-0,05%	6568,78	6577,77	0,14%	9437,89	9427,82	-0,11%
	19 e 34	9254,92	9252,54	-0,03%	7343,47	7350,53	0,10%	9762,95	9755,13	-0,08%
	20 e 33	9391,15	9391,59	0,00%	7807,87	7813,65	0,07%	9899,70	9895,36	-0,04%
	21 e 32	9329,77	9333,99	0,05%	7984,21	7989,36	0,06%	9859,10	9859,57	0,00%
	22 e 31	9084,75	9093,71	0,10%	7905,45	7910,51	0,06%	9647,71	9654,34	0,07%
	23 e 30	8662,75	8676,42	0,16%	7608,86	7614,32	0,07%	9269,66	9288,85	0,21%
	24 e 29	8095,91	8114,13	0,23%	7133,98	7140,17	0,09%	8723,00	8744,70	0,25%
	25 e 28	7407,89	7430,72	0,31%	6516,93	6524,17	0,11%	8040,59	8069,05	0,35%
	26 e 27	6611,09	6638,48	0,41%	5789,29	5797,72	0,15%	7234,67	7269,58	0,48%

Fonte: Autora (2017)

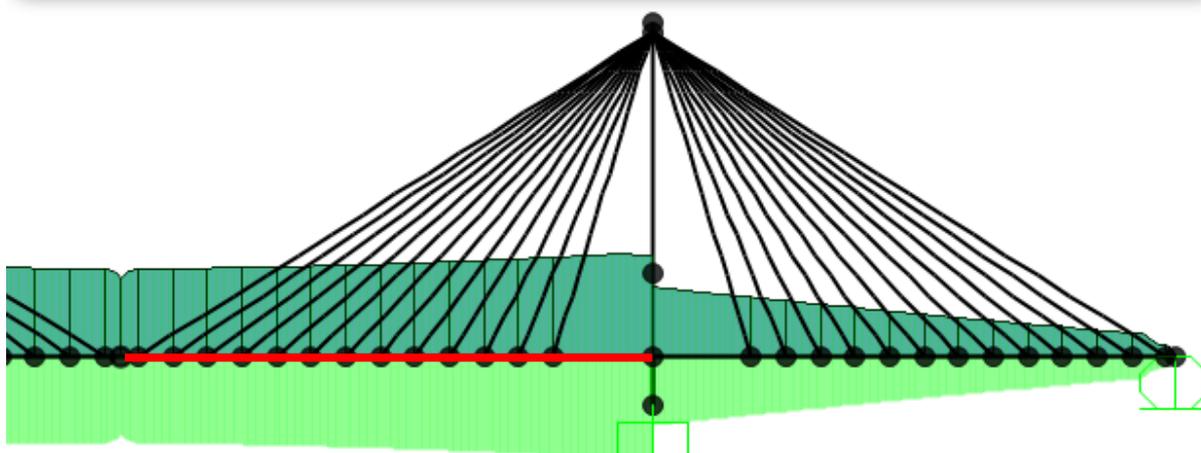
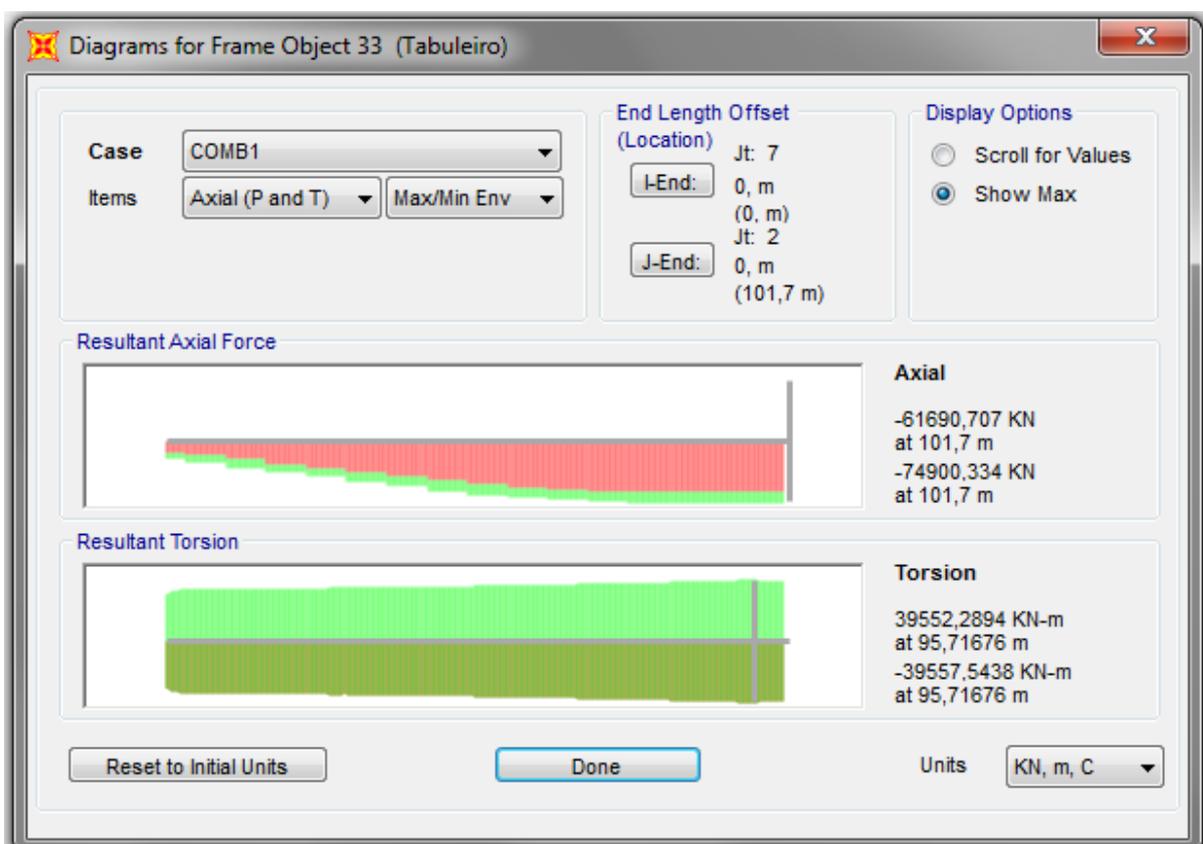
Nas Figuras 72, 73 e 74 podem ser vistas as capturas de tela, retiradas do SAP2000, para a máxima torção e força axial dos modelos da primeira fase, sendo que o gráfico representa o elemento destacado em vermelho do modelo (metade do tabuleiro do vão central).

Figura 72 - Digrama de torção e força axial para metade do tabuleiro no vão central do modelo em semi-harpa



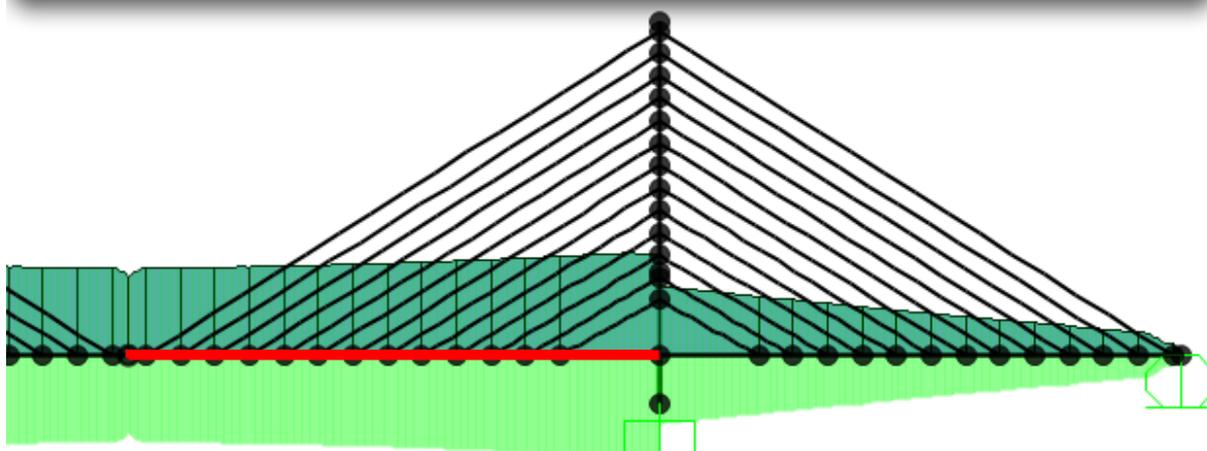
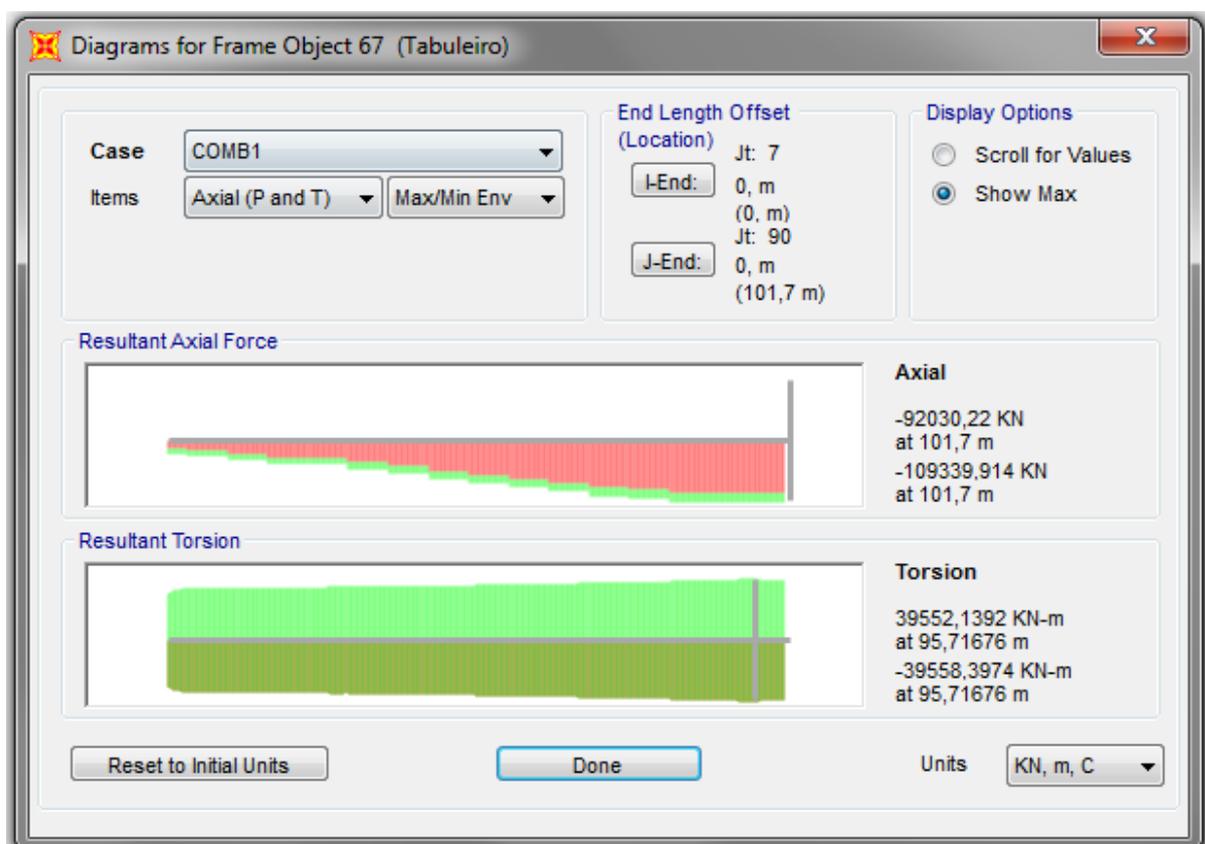
Fonte: Autora (2017)

Figura 73 - Digrama de torção e força axial para metade do tabuleiro no vão central do modelo em leque



Fonte: Autora (2017)

Figura 74 - Digrama de torção e força axial para metade do tabuleiro no vão central do modelo em harpa



Fonte: Autora (2017)

Quadro 18 - Número de cordoalhas por estais de acordo com o projeto da ponte

Estai	Número de Estais	
Vãos laterais	1	72
	2	69
	3	66
	4	65
	5	65
	6 e 47	67
	7 e 46	67
	8 e 45	67
	9 e 44	64
	10 e 43	62
	11 e 42	57
	12 e 41	50
	13 e 40	56
Estais transversais	14 e 39	56
	15 e 38	50
	16 e 37	57
	17 e 36	62
	18 e 35	65
	19 e 34	65
	20 e 33	67
	21 e 32	68
	22 e 31	68
	23 e 30	67
	24 e 29	68
	25 e 28	69
	26 e 27	71

Fonte: Autora (2017)