

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

MATHEUS WAMSER DE ANDRADE

MODELAGEM DE UMA PASSARELA ESTAIADA  
ANÁLISE COMPARATIVA DA CONFIGURAÇÃO DOS ESTAIS

Joinville  
2017

MATHEUS WAMSER DE ANDRADE

MODELAGEM DE UMA PASSARELA ESTAIADA  
ANÁLISE COMPARATIVA DA CONFIGURAÇÃO DOS ESTAIS

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de graduação em Engenharia de Infraestrutura, da Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel.

Orientadora: Dra. Paula Manica Lazzari.

Joinville  
2017

*À minha avó, Iraci Teresinha de Andrade,  
que tornou possível a realização deste sonho*

## RESUMO

É cada vez mais frequente a utilização de estruturas estaiadas no Brasil e no mundo, pois esta alternativa, além de eficiente, possibilita os mais diversos arranjos estruturais, os quais compreendem grande complexidade devido sua alta hiperestaticidade. Para tanto, é fundamental que se tenha um entendimento do seu comportamento estrutural e de como cada elemento influi no desempenho final da estrutura. Neste sentido, este trabalho tem como objetivo analisar diferentes configurações de estais em uma passarela estaiada assimétrica. O estudo realizado foi dividido em três partes, primeiro verificou-se o desempenho estrutural, frente às cargas de peso próprio e de multidão, das três principais configurações adotadas aos cabos: Leque, Harpa e Semi-Harpa. Posteriormente, analisou-se a influência de estais de retaguarda no auxílio do equilíbrio global da estrutura. E por fim, uma análise verificando a possibilidade do aumento do espaçamento entre os estais no tabuleiro de 10 para 20 m foi realizada. Os modelos elaborados para este estudo foram gerados e processados com o auxílio da ferramenta SAP2000. Pela análise dos resultados apresentados, observou-se que o sistema tipo Semi-Harpa obtém melhores resultados por combinar vantagens das outras duas configurações. O uso de estais de retaguarda influenciou consideravelmente no aumento da rigidez do sistema. E o aumento do espaçamento entre estais mostrou que esta alternativa pode não ser a mais econômica por resultar em seções mais robustas ao tabuleiro.

Palavras-chave: Estrutura estaiada. Modelagem. SAP2000. Elementos finitos. Análise estrutural.

## ABSTRACT

The use of stayed structures in Brazil and in the world is becoming more frequent, as this alternative, not only is efficient, but allows most diverse structural arrangements, which comprise great complexity due to its high hyperstatic. Therefore, it is fundamental having an understanding of its structural behavior and how each element influences the final performance of the structure. Taking that into consideration, this work has the objective of analyzing different layouts of stays in an asymmetric stayed footbridge. The study was divided into three parts. Firstly, the structural performance of the three main layouts adopted for the cables: Fan, Harp and Semi-Harp was verified. Secondly, the influence of back-stays was analyzed to aid in the overall balance of the structure. Finally, an analysis was made to verify the possibility of increasing the spacing between the stays in the deck from 10 to 20 meters. The models developed for this study were generated and processed using the SAP2000 tool. By analyzing the presented results, it was observed that the Semi-Harp type system obtains better results by combining advantages of the other two configurations. The use of back-stays has considerably influenced the increase in rigidity of the system. And the increase in spacing between stays has shown that this alternative may not be the most economical because it results in more robust sections to the board.

Keywords: Stayed structure. Modeling. SAP2000. Finite elements. Structural analysis

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – (a) Embarcação egípcia construída com estais e (b) ponte estaiada de madeira.....	13
Figura 2 – Ponte Stromsund, Suécia.....	14
Figura 3 – Ponte de Maracaibo, Venezuela.....	15
Figura 4– Ponte Dusseldorf Flehe, Alemanha.....	15
Figura 5– Ponte Alamillo, Espanha.....	16
Figura 6– Ponte de Alencastro, Brasil.....	16
Figura 7– Elementos estruturais de uma ponte estaiada.....	17
Figura 8– Ponte estaiada categoria 1.....	18
Figura 9– Ponte estaiada categoria 2.....	18
Figura 10– Ponte estaiada categoria 3.....	18
Figura 11– Ponte estaiada assimétrica.....	19
Figura 12 – Geometria em Harpa.....	20
Figura 13 – Geometria em Leque.....	20
Figura 14– Geometria Semi-Harpa.....	21
Figura 15– Distribuição em um plano central.....	22
Figura 16– Efeito de torção na distribuição de estais em um plano central.....	22
Figura 17– Distribuição em dois planos verticais.....	23
Figura 18– Distribuição em dois planos inclinados.....	23
Figura 19– Interferência dos estais no gabarito da via.....	24
Figura 20– Seção vazada de concreto protendido.....	25
Figura 21– Seções transversais típicas.....	26
Figura 22– Seções transversais celulares.....	27
Figura 23– Exemplos de seção de cordoalhas.....	28
Figura 24– Sistema de ancoragem e tubo de proteção.....	28
Figura 25– Exemplo de modelo de ponte estaiada ponte Dusseldorf Flehe.....	30
Figura 26 – Imagem aérea do local da passarela.....	31
Figura 27– Topografia das margens.....	32
Figura 28–Curvas de nível do terreno.....	32
Figura 29– Perfil longitudinal (medidas em metros).....	33
Figura 30 – Vista lateral Ponte do Saber.....	33
Figura 31 – Estrutura projetada no perfil longitudinal.....	34
Figura 32– Geometria do pilone.....	35
Figura 33– Modelo do tabuleiro.....	36
Figura 34 – Detalhe do apoio do tabuleiro.....	37
Figura 35 – Modelo tipo Leque analisado na Etapa 1.....	38
Figura 36 – Modelo tipo Semi-Harpa analisado na Etapa 1.....	38
Figura 37 – Modelo tipo Harpa analisado na Etapa 1.....	39
Figura 38 – Modelo tipo Leque analisado na Etapa 2.....	39
Figura 39 – Modelo tipo Harpa analisado na Etapa 2.....	40
Figura 40 – Modelo tipo Semi-Harpa analisado na Etapa 2.....	40

Figura 41 – Modelo tipo (a) Leque, (b) Harpa e (c) Semi-Harpa analisados na Etapa 3. ....	41
Figura 42– Gráfico do esforço axial gerado em cada estai.....	43
Figura 43 – Diagrama de esforço axial do tabuleiro para as três configurações (em MN). ....	44
Figura 44 – Diagrama de momento fletor do tabuleiro para as três configurações (em MN.m). .....	44
Figura 45 – Diagrama de momento fletor do pilone para as três configurações (em MN.m). .	45
Figura 46 – Deformada da estrutura em Leque (aumentada 30x) com os valores de deslocamento de todas as configurações. ....	46
Figura 47 – Diagrama de momento fletor do pilone para o sistema tipo Leque com e sem cabos de retaguarda (em MN.m). ....	47
Figura 48 – Diagrama de momento fletor do pilone para o sistema tipo Harpa com e sem cabos de retaguarda (em MN.m). ....	48
Figura 49 – Influência da adição dos estais no comportamento da estrutura. ....	49

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Parâmetros dos materiais adicionados ao software SAP2000.....	37
Quadro 2 – Força axial gerada nos estais para as três configurações.....	42
Quadro 3 – Comparação dos deslocamentos e momentos fletores gerados no pilone para as três configurações com e sem cabos de retaguarda. ....	48
Quadro 4 – Comparação dos deslocamentos e momentos fletores gerados no tabuleiro para as três configurações de estais com e sem cabos de retaguarda (CR). ....	50
Quadro 5 – Comparação entre as duas etapas dos esforços e deslocamentos gerados no tabuleiro.....	50
Quadro 6 – Força axial gerada nos estai para 20 e 10 m de espaçamento (em MN).....	51

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRUDUÇÃO</b>	11
1.1	OBJETIVO GERAL	12
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	12
<b>2</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b>	13
2.1	BREVE HISTÓRICO DAS PONTES ESTAIADAS	13
2.2	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	17
2.3	CONFIGURAÇÃO DOS CABOS	19
2.3.1	Configuração Longitudinal dos Cabos	19
2.3.1.1	Harpa	19
2.3.1.2	Leque	20
2.3.1.3	Semi-Harpa	21
2.3.2	Configuração Transversal dos Cabos	21
2.3.2.1	Um plano vertical central	21
2.3.2.2	Dois planos verticais	22
2.3.2.3	Dois planos inclinados	23
2.4	ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE UMA PONTE ESTAIADA	24
2.3.1	Tabuleiro	24
2.3.1.1	Tabuleiro metálico	25
2.3.1.2	Tabuleiro de concreto	25
2.3.1.3	Tabuleiro Misto	26
2.3.1.4	Seção transversal do tabuleiro	26
2.3.2	Estais	27
2.3.3	Pilone	29
2.5	MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS	29
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA DE ANÁLISE: CONCEPÇÃO E DEFINIÇÃO</b>	31
3.1	CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS	35
3.1.1	Pilone	35
3.1.2	Tabuleiro	36
3.1.3	Estais	36

3.1.4	Vão considerado e condições de contorno.....	36
3.2	DEFINIÇÃO DAS ANÁLISES .....	38
4	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS</b> .....	42
4.1	ETAPA 1.....	42
4.2	ETAPA 2.....	46
4.3	ETAPA 3.....	50
5	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	52
6	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	54

## 1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, a utilização de estruturas estaiadas tem crescido muito no Brasil. E isso deve-se a sua eficácia em transpor grandes vãos, pois possibilita conceber estruturas mais leves, esbeltas e econômicas. Além disso, do ponto de vista arquitetônico, as pontes estaiadas possuem um grande apelo estético com grande aceitação, tanto no meio técnico, quanto na população em geral (MAZARIM, 2011).

Na concepção de uma ponte estaiada inúmeras alternativas estruturais são possíveis, como por exemplo: pode-se utilizar um ou dois planos de cabos em diferentes configurações, mastros das mais diversas formas geométricas e tabuleiros com diferentes tipos de seção transversal, além de diferentes vinculações externas. Em vista disso, torna-se necessário uma compreensão profunda do comportamento estrutural, a fim de se obter o arranjo estrutural mais eficiente para cada caso, sob o ponto de vista de consumo de materiais, facilidades construtivas e desempenho estrutural (TORNERI, 2002).

Desta forma, este trabalho tem como objetivo analisar diferentes configurações dos estais em uma passarela estaiada assimétrica, frente as cargas de peso próprio e multidão, no intuito de fornecer subsídio para o entendimento da influência deste fator sobre a estrutura. Para tanto, modelos foram elaborados e processados em uma análise linear elástica através do programa de elementos finitos SAP2000, versão 19.1.

O estudo foi dividido em três etapas. Na primeira etapa as configurações longitudinais Leque, Harpa e Semi-Harpa foram comparadas entre si. Na Etapa 2 verificou-se a influência dos estais de retaguarda na contribuição do aumento da rigidez do sistema. Por fim, na Etapa 3 variou-se o espaçamento entre estais de 10 para 20 m, analisando os esforços gerados para esta nova geometria.

Este trabalho se limitará à análise dos esforços axiais e momentos fletores gerados na superestrutura. Variando os estais apenas na distribuição longitudinal dos cabos. É importante destacar que este estudo terá também outras limitações, como a ausência do fator temperatura e das cargas de vento sobre a estrutura, analisando a passarela somente de forma estática.

## 1.1 OBJETIVO PRINCIPAL

O objetivo principal deste trabalho é analisar a influência da configuração dos estais no comportamento estrutural de uma passarela estaiada assimétrica.

## 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

De modo a alcançar o objetivo principal do trabalho, os seguintes objetivos específicos foram traçados:

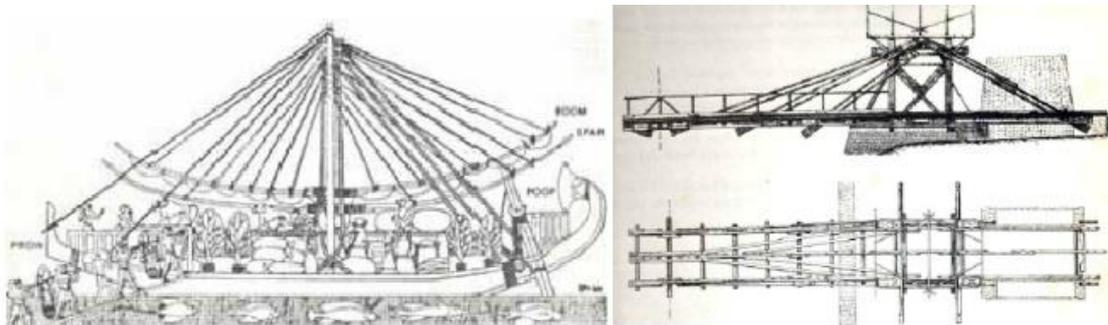
- a) Estudar as diferentes concepções estruturais e arranjos dos estais;
- b) Estipular as geometrias e dimensões dos elementos da passarela;
- c) Definir o carregamento e o sistema de apoio;
- d) Simular a estrutura em um programa de elementos finitos;

## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

### 2.1 BREVE HISTÓRICO DAS PONTES ESTAIADAS

O uso de cabos tensionados como forma de dar estabilidade à estruturas não é algo recente, há diversos registros históricos que relatam o uso deste método nas mais antigas civilizações. Um exemplo clássico vem dos egípcios que em suas embarcações utilizavam cordas fixadas em um mastro para dar suporte às velas (Figura 1a). Um dos primeiros registros deste método aplicado na construção de pontes é do carpinteiro alemão C. T. Lescher que, em 1784, projetou uma ponte estaiada totalmente em madeira, inclusive os estais (Figura 1b) (MARARIM, 2011).

Figura 1 – (a) Embarcação egípcia construída com estais e (b) ponte estaiada de madeira.



(a)

(b)

Fonte: Troitsky (1977, (a) p. 2 e (b) p. 5).

Embora fosse um método construtivo antigo, o emprego na construção de pontes se desenvolveu a partir do século XIX. Com o avanço da tecnologia e a evolução dos materiais envolvidos, houve a possibilidade de substituir os apoios intermediários do tabuleiro, por cabos tensionados fixados em um mastro (MARARIM, 2011).

Ainda que as estruturas estaiadas se comportassem de maneira adequada frente às solicitações, muitas delas, construídas nessa época, vieram a ruir. Isto ocorria devido a instabilidades aerodinâmicas pouco estudadas até então. Os efeitos de vibração e ressonância

gerados no tabuleiro e nos estais, pela ação do vento, ainda eram grandes incógnitas. Este fator foi determinante para que esse método fosse parcialmente abandonado durante muitos anos (MARARIM, 2011).

Uma retomada mais expressiva na construção de pontes estaiadas se deu no século XX, com os avanços tecnológicos e com fim da segunda guerra, onde houve a necessidade de reconstruir muitas pontes por toda a Europa. A seguir serão apresentadas algumas das pontes que contribuíram para desenvolvimento das estruturas estaiadas.

A ponte *Stromsund*, indicada na Figura 2, foi construída em 1955 na Suécia pelo engenheiro alemão Franz Dischinger e é considerada por muitos como a primeira ponte estaiada moderna. A ponte possui um vão central de 182 m e é inteiramente feita em aço, com exceção das fundações. Ainda, segundo Gomes (2013, p. 12):

Neste projeto, pela primeira vez a técnica de determinação das forças nos estais durante a construção foi realizada com sucesso, através de análises numéricas sofisticadas para a época. Esses desenvolvimentos permitiram prever com mais precisão as forças atuantes nos estais e também projetar estais mais eficientes.

Figura 2 – Ponte *Stromsund*, Suécia.



Fonte: Openbuildings (2017).

Construída entre 1958 e 1962 na Venezuela, a ponte de Maracaibo (Figura 3), também conhecida como ponte General Rafael Urdaneta, destacou-se por possuir características inovadoras em seu projeto. Pela primeira vez foi feito o uso do método de múltiplos vãos, onde se repete a solução estrutural por quantas vezes for necessário. Esta também foi a primeira ponte estaiada construída com pilone e tabuleiro em concreto. Nota-se que nesta solução estrutural há um número reduzido de estais, o que levou a adoção de um tabuleiro robusto para resistir aos

esforços de flexão longitudinais gerados. Essas características dificultaram a execução deste projeto, condenando o uso desta concepção para projetos posteriores (GOMES 2013).

Figura 3 – Ponte de Maracaibo, Venezuela.



Fonte: Mazarim (2011, p. 15).

Inaugurada em 1979 na Alemanha, a ponte *Dusseldorf Flehe* foi a primeira ponte projetada com uma torre em forma de Y invertido. Conforme observado na Figura 4, este formato é muito vantajoso para pontes com apenas um plano de cabos, visto que a torre não interfere na pista do tabuleiro. A ponte possui seis faixas de tráfego totalizando 41,7 m de largura, um comprimento relativamente elevado para uma ponte com um plano vertical de cabos. O tabuleiro possui seção celular com elementos inclinados dando suporte às longarinas, geometria típica de tabuleiros projetados à resistirem a esforços de torção (MARARIM, 2011).

Figura 4– Ponte Dusseldorf Flehe, Alemanha.



Fonte: Pwpeics (2017).

A ponte *Alamillo*, concluída em 1992, foi projetada pelo famoso arquiteto Santiago Calatrava, e está localizada na cidade de Sevilha na Espanha. A ponte, apresentada na Figura 2.5, possui uma geometria inusitada com uma configuração assimétrica e um mastro inclinado.

Com uma estética limpa, característica do famoso projetista, a ponte possui um sistema de estais com configuração em harpa que sustenta um tabuleiro metálico com um vão central de 200 m de extensão. A torre, executada em concreto armado, possui uma inclinação capaz de resistir aos esforços horizontais gerados pelos cabos, dispensando o uso de estais na parte oposta (GOMES, 2013).

Figura 5– Ponte *Alamillo*, Espanha.



Fonte: Gomes (2013, p. 19).

A ponte de Alencastro (Figura 6) teve seu projeto iniciado em 1993 e a obra foi concluída no ano de 2003. A ponte está localizada sobre o rio Paranaíba e liga os estados do Mato Grosso Sul e Minas Gerais. Possui 660 m de comprimento e por um curto período de tempo foi a ponte com maior vão central da América Latina com 350 m de extensão. Projetada pela empresa Noronha Engenharia e executada pela construtora Queiroz Galvão, a ponte é constituída por duas torres de concreto em forma de “A” com 95,40 m de altura e um tabuleiro com 16 m de largura, também de concreto (GOMES, 2013).

Figura 6– Ponte de Alencastro, Brasil.

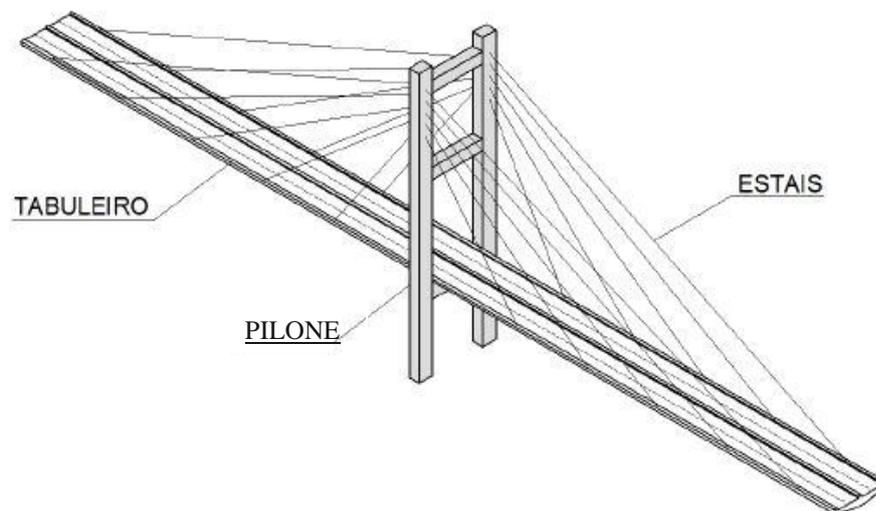


Fonte: Gomes (2013, p. 21)

## 2.2 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

O conceito estrutural básico das pontes estaiadas é representado por uma estrutura sustentada por estais. Esta concepção é formada basicamente por três elementos, o tabuleiro, os estais e o pilone ou torre ou mastro. A Figura 7, apresentada a seguir, indica estes três componentes estruturais.

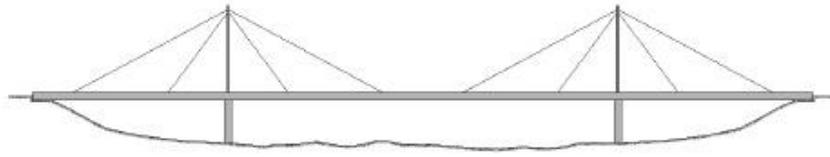
Figura 7– Elementos estruturais de uma ponte estaiada.



Fonte: Adaptado de Mazarim (2011, p. 43).

Ao longo dos anos com a experiência e o aprimoramento dos métodos construtivos houve uma evolução da geometria aplicada às pontes estaiadas. Uma classificação muito difundida divide esses aspectos evolutivos em três categorias distintas. Na categoria 1 (Figura 8) os estais são largamente espaçados e o tabuleiro tem maior responsabilidade em resistir às solicitações, o que requer uma estrutura mais rígida. A maioria das primeiras pontes estaiadas construídas se enquadram nesta categoria, isso porque na época os estais eram projetados à apenas auxiliar na rigidez da estrutura. Este método se adequa apenas a pontes com vãos relativamente pequenos. Para obras que requerem vãos muito extensos esta configuração estrutural resulta em tabuleiros excessivamente robustos, necessários a resistirem aos esforços de flexão gerados. Este fator acarreta em dificuldades de execução e custos elevados, tornando esta categoria inviável (MAZARIM, 2011).

Figura 8– Ponte estaiada categoria 1.



Fonte: Mazarim (2011, p. 43)

Com a experiência adquirida das primeiras pontes estaiadas e o desenvolvimento dos métodos construtivos as pontes passaram a ter um maior número de estais, com menor espaçamento entre eles. Isto possibilitou conceber seções mais esbeltas ao tabuleiro, pois os estais e a torre passaram a contribuir mais para a rigidez global da estrutura. Estas características são observadas na Figura 9, a qual representa a categoria 2 (MAZARIM, 2011)

Figura 9– Ponte estaiada categoria 2.



Fonte: Mazarim (2011, p. 44).

Na categoria 3 o grande diferencial é a assimetria dos estais em relação ao pilone. Este fator é muito útil para casos onde fica inviável a locação de pilares sob o tabuleiro. Este arranjo estrutural implica em algumas alterações no sistema de rigidez da estrutura, como a necessidade de um bloco de ancoragem externo que tem como função resistir aos esforços horizontais gerados pelos estais (MAZARIM, 2011). A Figura 10 indica o esquema estrutural de uma ponte de categoria 3.

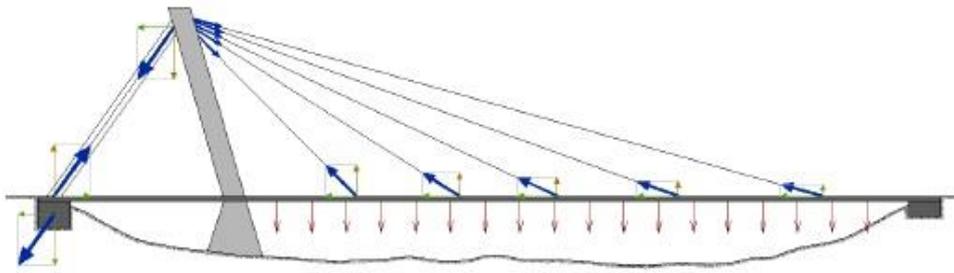
Figura 10– Ponte estaiada categoria 3.



Fonte: Mazarim (2011, p. 45).

A Figura 11 apresenta uma segunda concepção da categoria 3. Neste sistema, o vão lateral é menor que a metade do vão principal, e os cabos de retaguarda por si só não estabilizam as tensões geradas pelos cabos frontais. Nestes casos, o pilone é projetado com uma inclinação, gerando um contrapeso que fornece a estabilidade necessária à estrutura (WHALTER, 1999).

Figura 11– Ponte estaiada assimétrica.



Fonte: Mazarim (2011, p. 45).

## 2.3 CONFIGURAÇÃO DOS CABOS

Os cabos podem estar dispostos de diversas maneiras em uma ponte estaiada. Sua configuração irá definir o seu desempenho estrutural assim como o dos demais elementos e, conseqüentemente, influenciará no custo global da obra. Cada projeto tem suas particularidades sejam elas estéticas ou de condição estrutural, e a configuração dos cabos deve se adequar a essas particularidades. Nos itens 2.3.1 e 2.3.2, segundo Mazarim (2011), é apresentado as características das configurações mais usuais empregadas aos cabos.

### 2.3.1 Configuração Longitudinal dos Cabos

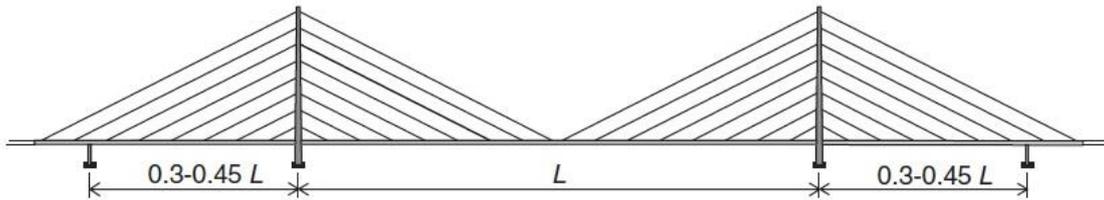
No que diz respeito a distribuição longitudinal dos cabos eles podem estar dispostos em três formas distintas: Leque, Harpa e Semi-Harpa, como apresentado a seguir.

#### 2.3.1.1 Harpa

Neste arranjo os cabos são dispostos paralelamente entre si, ancorados no pilone utilizando-se espaçamento iguais entre os mesmos (Figura 12). Esta configuração é comumente adotada por diversos profissionais, pois dá a estrutura um aspecto estético atrativo. Contudo,

do ponto de vista estrutural, esta não é a melhor solução, pois quanto menor a inclinação dos estais em relação ao tabuleiro menor a eficiência dos mesmos.

Figura 12 – Geometria em Harpa.



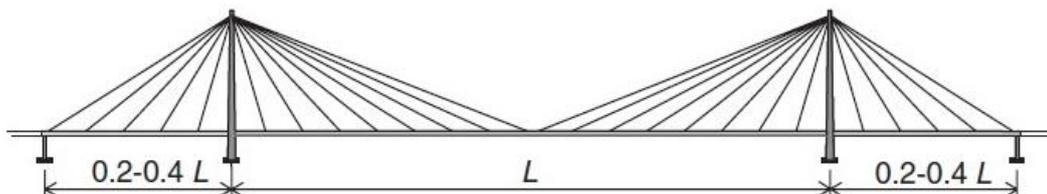
Fonte: Mazarim (2011, p. 57).

### 2.3.1.2 Leque

A geometria em leque, apresentada na Figura 13, é caracterizada por ancorar todos os estais no topo do pilone. Este sistema possui grandes vantagens em relação ao sistema harpa, pois para uma mesma altura de pilone o peso total dos cabos é significativamente menor, visto que há uma maior verticalidade dos estais em relação ao tabuleiro resultando em esforços menores nos cabos para o equilíbrio das cargas verticais. Outra vantagem desse sistema é a redução dos esforços horizontais introduzidos no tabuleiro, o que implica em uma redução de tensões nos pontos de ancoragem e possibilita conceber tabuleiros mais esbeltos (TORNERI, 2002).

A grande desvantagem dessa geometria está na dificuldade de executá-la, a grande concentração de cabos no topo do pilone torna complexo o detalhamento e o cálculo dos esforços atuantes neste trecho o que eleva o custo deste tipo de sistema.

Figura 13 – Geometria em Leque.

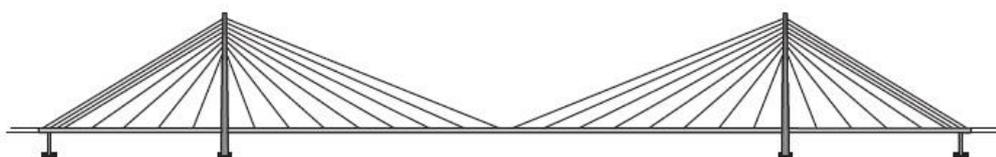


Fonte: Mazarim (2011, p. 58).

### 2.3.1.3 *Semi-Harpa*

Esta solução é um meio intermediário entre os sistemas Harpa e Leque. Os cabos são todos agrupados na parte superior do pilone, mas com um certo espaçamento entre eles. Com isso, esta configuração torna mais simples o detalhamento das ancoragens, mantendo ainda uma boa inclinação dos cabos, além de se obter um bom aspecto estético. A Figura 14 apresenta a configuração Semi-Harpa.

Figura 14 – Geometria Semi-Harpa.



Fonte: Mazarim (2011, p. 60).

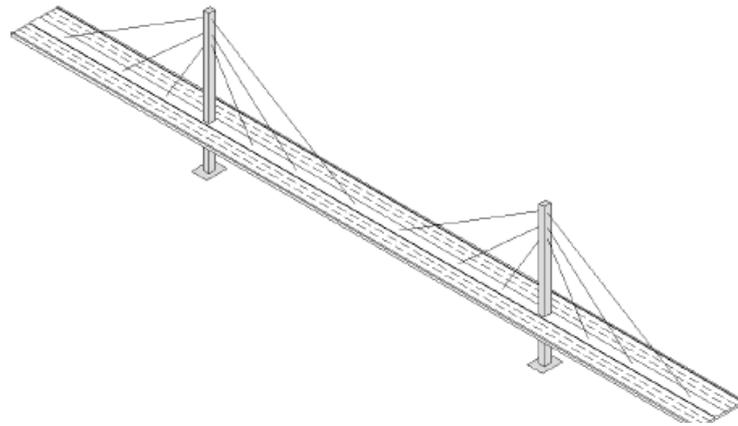
### 2.3.2 Configuração Transversal dos Cabos

O modo como os cabos estão dispostos transversalmente influi na geometria dos demais elementos e determina o desempenho estrutural da ponte. Há diversas maneiras de dispor os cabos transversalmente, cada uma com suas vantagens, e as configurações mais utilizadas são o plano vertical central, dois planos verticais e dois planos inclinados.

#### 2.3.2.1 *Um plano vertical central*

As pontes com um plano central de cabos (Figura 15) se destacam por possuírem um aspecto leve e limpo. É inegável que esta concepção confere à estrutura uma boa aparência estética, e este é um dos motivos desta configuração ter sido largamente utilizada nas pontes estaiadas modernas.

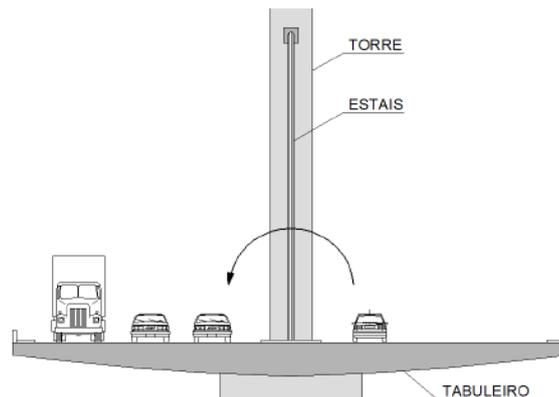
Figura 15 – Distribuição em um plano central.



Fonte: Mazarim (2011, p. 50).

Apesar do grande número de pontes com esta configuração, do ponto de vista estrutural esta não é a melhor solução. Como o sistema de suspensão do tabuleiro se dá apenas por um ponto central, efeitos de torção são gerados ao longo de seu eixo longitudinal quando sujeito a cargas assimétricas, como apresentado na Figura 16. Como consequência disto, o tabuleiro deve ser suficientemente rígido para suportar a esses esforços gerados.

Figura 16 – Efeito de torção na distribuição de estais em um plano central



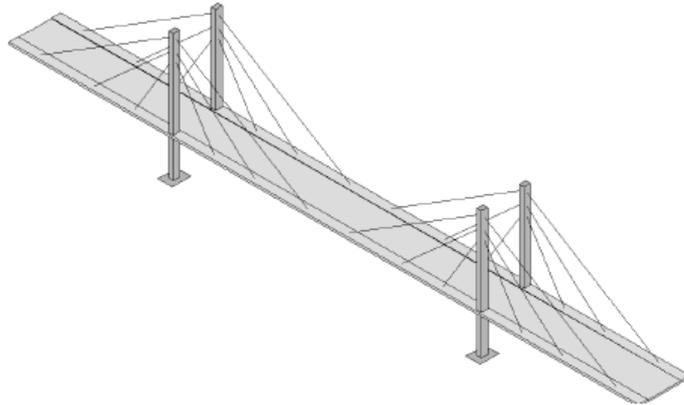
Fonte: Mazarim (2011, p. 51).

### 2.3.2.2 *Dois planos verticais*

Esta configuração, apesar de possuir um aspecto mais pesado devido ao maior número de estais, apresenta uma forma mais eficiente de sustentação ao tabuleiro (Figura 17). Por se

obter uma seção bi apoiada os efeitos de torção são minimizados, sendo predominante os efeitos de flexão em sua seção transversal.

Figura 17 – Distribuição em dois planos verticais.

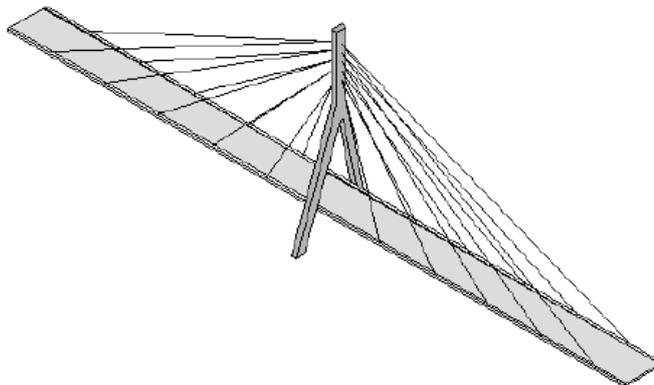


Fonte: Mazarim (2011, p. 53).

### 2.3.2.3 *Dois planos inclinados*

Uma outra alternativa ainda no que diz respeito a distribuição transversal são dois planos de cabos partindo de um único plano central do pilone (Figura 18). Como na solução anterior esta configuração propicia uma boa sustentação ao tabuleiro, mantendo ainda uma boa aparência.

Figura 18 – Distribuição em dois planos inclinados.

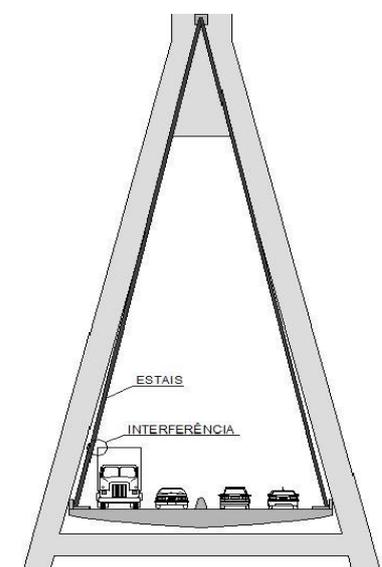


Fonte: Mazarim (2011, p. 55).

A desvantagem desta configuração está no grande número de estais que são ancorados no pilone, o que torna complexo o seu detalhamento. A inclinação dos estais pode também ser

tornar uma obstrução. Em dimensões reduzidas eles podem interferir no gabarito da via como apresentado na Figura 19.

Figura 19 – Interferência dos estais no gabarito da via.



Fonte: Mazarim (2011, p. 56).

## 2.4 ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE UMA PONTE ESTAIADA

Como visto no item 2.2, uma ponte estaiada é composta por tabuleiro, estais e pilone. A seguir será feita uma descrição mais detalhada destes elementos que constituem uma ponte estaiada.

### 2.3.1 Tabuleiro

O tabuleiro é o elemento estrutural transitável, sua função é resistir aos esforços provenientes das cargas dinâmicas e permanentes. Segundo Mazarim (2011), ao longo do tempo, o tabuleiro sofreu diversas alterações geométricas, e com o avanço das modelagens matemáticas, nas pontes estaiadas, passou a ter menores dimensões, tornando-se mais esbelto e leve. Em parte, isso foi possível devido a uma distribuição mais adequada dos estais sobre o mesmo. Com uma menor distância entre estais foi possível conceber tabuleiros mais esbeltos, pois os esforços longitudinais gerados são minimizados.

Ainda, segundo o mesmo autor, o material escolhido para o tabuleiro é determinante no que diz respeito ao custo global da obra, pois ele influencia no dimensionamento dos demais

elementos estruturais. Os materiais comumente empregados no tabuleiro são o aço, o concreto ou misto de concreto e aço. A seguir será discutido cada uma destas alternativas e alguns aspectos sobre a seção transversal.

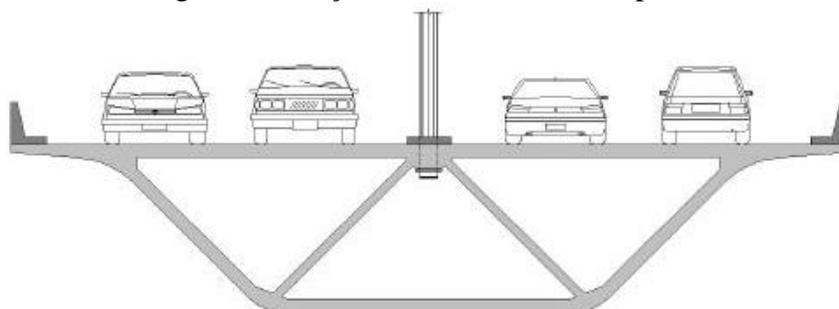
### 2.3.1.1 *Tabuleiro metálico*

A grande vantagem na utilização de tabuleiros de aço é a redução do peso próprio da estrutura, estes são até 80% mais leves que os tabuleiros de concreto. Essa redução de peso gera consequências para o dimensionamento dos demais elementos, como estais, torre, pilares e fundações. Este fato torna as pontes com tabuleiros metálicos tão atraentes quanto as de concreto, pois podem acarretar um custo final de obra mais econômico. Contudo, no Brasil o custo de estruturas metálicas ainda é muito elevado, tanto pelo alto preço atribuído ao aço brasileiro, quanto pelo alto valor cobrado pelas empresas que executam este tipo de estrutura. Por essa razão esta solução ainda é muito pouco explorada no país, sendo predominante o uso de tabuleiros de concreto (MAZARIM, 2011).

### 2.3.1.2 *Tabuleiro de concreto*

A utilização de tabuleiros de concreto em pontes estaiadas surgiu como uma alternativa mais econômica, e isso foi possível devido à evolução dos materiais e ao desenvolvimento de novas metodologias construtivas. De acordo com Mazarim (2011), os primeiros tabuleiros de concreto eram excessivamente pesados e robustos o que tornava alto o custo de sua execução. Posteriormente, com o emprego do concreto protendido na construção das pontes estaiadas foi possível obter tabuleiros mais esbeltos com seções vazadas, como o mostrado na Figura 20. Isso fez com que houvesse uma considerável redução do peso próprio da estrutura.

Figura 20– Seção vazada de concreto protendido.



Fonte: Mazarim (2011, p. 71).

O autor comenta, que além de reduzir a geometria da seção, o concreto protendido contribui para uma redução do peso e permite que toda seção transversal trabalhe à compressão. Esta característica reduz os efeitos de flexão e evita o surgimento de fissuras no tabuleiro.

### 2.3.1.3 *Tabuleiro Misto*

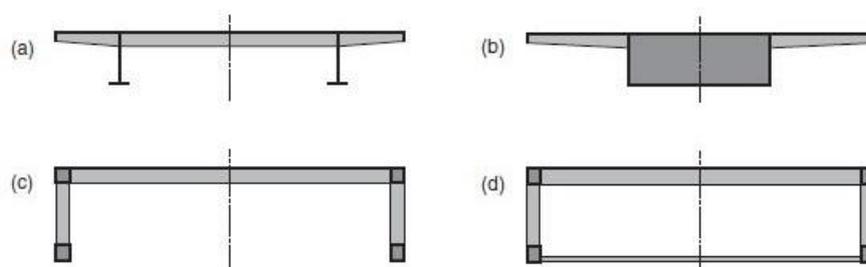
Os tabuleiros mistos são compostos por uma laje de concreto e os demais elementos em perfil metálico. Esta solução traz vantagens das duas alternativas anteriores. O uso de uma laje de concreto torna a estrutura mais econômica sem acrescentar muito peso, e as vigas de aço facilitam e aceleram a execução do tabuleiro (MAZARIM, 2011).

### 2.3.1.4 *Seção transversal do tabuleiro*

A escolha da seção transversal do tabuleiro é um fator importante no processo de concepção de uma ponte estaiada. Suas dimensões irão influenciar diretamente no peso global da estrutura, assim como sua forma está diretamente ligada aos efeitos de estabilidade aerodinâmicos e a carga lateral recebida pelo vento. Outro fator que deve ser levado em consideração, principalmente em estruturas com um único plano de sustentação, é a rigidez à torção, que deve ser suficiente para garantir o equilíbrio global do sistema (GIMSING, 1983).

A seguir será discutido o comportamento à torção para as seções apresentadas na Figura 21.

Figura 21– Seções transversais típicas.

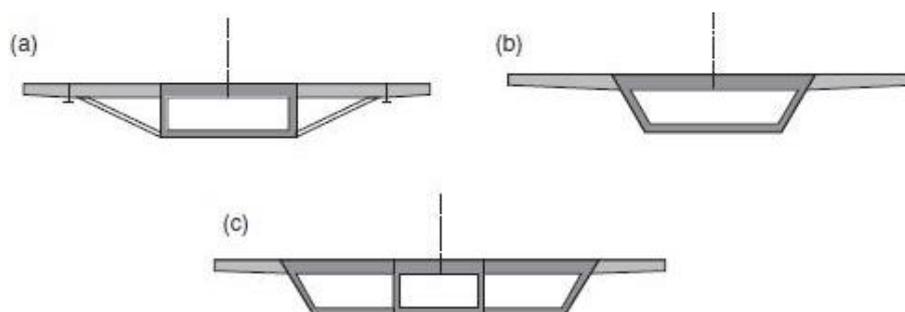


Fonte: Gimsing (1983, p. 311).

As seções 21a e 21c são compostas por uma laje apoiada em duas vigas longarinas, como se trata de seções abertas a rigidez a torção é ínfima. Em configurações assim, é indispensável o uso de dois pontos de apoio ao tabuleiro, transferindo os esforços de torção

gerados aos cabos. A seção 21b, assim como a 21d, possuem geometrias celulares que permitem à seção resistir aos esforços de torção por si só. Muitas das pontes estaiadas modernas foram construídas apenas com um plano de cabos. Nessas estruturas é essencial que o tabuleiro tenha resistência a torção considerável, por isso é indispensável o uso de seções fechadas. A seguir, na Figura 22, são apresentados alguns exemplos típicos de seções fechadas.

Figura 22– Seções transversais celulares.



Fonte: Gimsing (1983, p. 315).

A Figura 22a apresenta uma laje apoiada em uma seção celular retangular e em hastes inclinadas ligadas a laje inferior da célula. Um suporte ainda mais eficiente pode ser obtido com uma seção trapezoidal (Figura 22b e 22c). Neste caso a própria seção dá suporte as vigas longitudinais da laje superior, dispensando o uso de peças inclinadas, reduzindo assim, o número de elementos estruturais e articulações. Em pontes com largura elevada pode-se utilizar uma seção trapezoidal multicelular (Figura 22c), com vigas transversinas contínuas apoiadas nas vigas longitudinais.

### 2.3.2 Estais

Os estais são elementos fundamentais na concepção de pontes estaiadas, não só no desempenho estrutural, como também no método construtivo e no aspecto arquitetônico. São compostos basicamente por elementos de tensionamento, sistemas de ancoragens e sistemas de proteção.

Os elementos de tensionamento são submetidos a grandes esforços de tração e aos efeitos da carga dinâmica, como vibrações e fadiga. Por essa razão, as propriedades mecânicas do cabo selecionado para o projeto devem ser bem conhecidas e testadas. Os cabos, frequentemente utilizados, são de fios de aço e podem ser dispostos paralelamente entre si ou

em cordoalhas. As cordoalhas mais comuns são de sete, doze e dezenove fios (Figura 23) unidos por um processo de torção em torno de um fio ou eixo central (MAZARIM, 2011).

Figura 23– Exemplos de seção de cordoalhas.

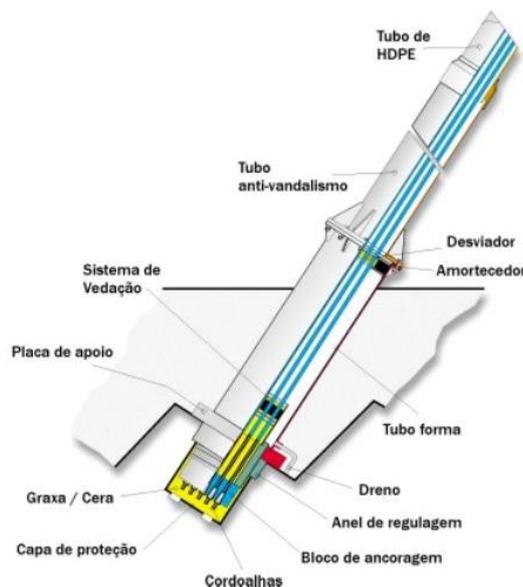


Fonte: Mazarim (2011, p. 48).

De acordo com Gomes (2013), as cordoalhas devem conferir a durabilidade estabelecida para as condições do projeto. Para isso, elas recebem um tratamento de galvanização, e são envolvidas com cera de petróleo, posteriormente, revestidas por tubo de polietileno de alta densidade resistente a raios ultravioleta. Cada estai possui de dezenove a cento e sessenta e nove cordoalhas, dependendo do grau de solicitação, e quando agrupadas recebem ainda uma proteção externa de um segundo tubo de polietileno.

Os estais são fixados na torre e no tabuleiro através dos sistemas de ancoragens (Figura 24), estes sistemas devem ser capazes de transmitir os esforços corretamente de um elemento a outro assegurando a estabilidade da estrutura. Além disso, os sistemas de ancoragens devem permitir o reajuste do tensionamento dos cabos ao longo da execução da ponte, mantendo o nivelamento adequado dos estais e tabuleiro, e também permitir a manutenção e a troca de estais (MAZARIM, 2011)

Figura 24– Sistema de ancoragem e tubo de proteção.



Fonte: Protende (2006, p. 25).

Ainda, segundo o mesmo autor, para garantir a durabilidade dos cabos são utilizados sistemas de proteção. Os mais utilizados atualmente são tubos de polietileno de elevada resistência mecânica. Sua função é proteger o aço contra a corrosão e os efeitos do tempo. Estes tubos também podem ser explorados do ponto de vista estético, atribuindo cores aos estais de acordo com o projeto arquitetônico. Outra proteção, frequentemente adotada aos estais, são tubos anti-vandalismo. Estes tubos são feitos de aço de alta resistência e tem como função proteger os estais da ação de vândalos ou até mesmo de possíveis acidentes de trânsito. O conjunto desses sistemas de proteção é fundamental na manutenção das propriedades mecânicas dos cabos, prolongando sua durabilidade e garantindo o bom desempenho dos mesmos.

### 2.3.3 Pilone

O pilone possui a função de dar suporte aos estais, transmitindo os esforços de compressão gerados para as fundações. São elementos de grandes dimensões e submetidos constantemente a altas tensões. Por esse motivo, este elemento é geralmente construído em concreto devido ao menor custo quando comparado com um pilone feita em aço. Além de resistirem aos esforços de compressão, oriundos do tensionamento dos cabos, os pilones são dimensionados a resistirem aos esforços dinâmicos provenientes dos veículos, bem como às ações aerodinâmicas e sísmicas.

A estabilidade global da estrutura se dá com a interação de todos os elementos vinculados, como a conexão com o sistema de cabos, e a ligação com o tabuleiro. A melhor forma estrutural de um pilone será aquela que distribuir os esforços ao longo de seu perfil de forma suave, propagando as tensões uniformemente e minimizando os pontos críticos (MAZARIM, 2011).

## 2.5 MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS

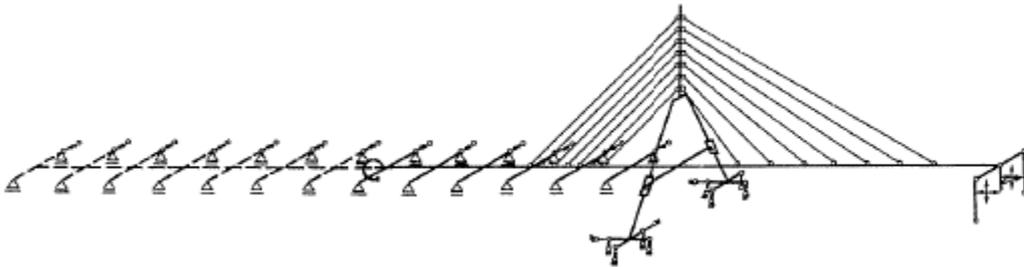
O modelo de uma estrutura consiste em sua representação por um sistema de elementos apropriados que permitem que o comportamento seja analisado com precisão e um montante razoável de cálculo. Dependendo o grau de complexidade da estrutura, do estágio em que o projeto está ou do nível de precisão esperado, a estrutura pode ser discretizada por diferentes elementos. (WALTHER, 1999).

Em elementos finitos, os elementos utilizados para discretizar uma estrutura em pórtico plano ou espacial são o Elemento de Treliça e o Elemento de Viga. O Elemento de

Treliça possui a particularidade de ser articulado em suas extremidades e transmitirem apenas forças axiais de tração ou compressão, em uma estrutura estaiada são utilizados para caracterizar os cabos. O Elemento de Viga, além forças axiais, pode transmitir momentos fletores nos planos que contém seus dois eixos da seção transversal, forças cortantes nos mesmos planos de ação dos momentos fletores, e momentos torçores em relação ao eixo dos centros de torção da viga, e são utilizados para (ALVES, 2000).

Como exemplo de estrutura modelada em elementos finitos, a Figura 25 apresenta um modelo elaborado para a análise estrutural da ponte *Dusseldorf Flehe*, este modelo possui a particularidade de ter um mastro em forma de Y invertido e para representar essa característica foi escolhido um sistema de pórtico espacial. O modelo foi composto inteiramente por elementos de viga e treliça, e possibilitou o cálculo dos efeitos do vento, dos gradientes de temperatura e do efeito da forma do pilone sobre a estrutura.

Figura 25– Exemplo de modelo de ponte estaiada ponte *Dusseldorf Flehe*.



Fonte: Walther (1999, p. 111).

Outro aspecto importante a ser considerado na elaboração do modelo, segundo Ytza (2009), é definir quais elementos da ponte serão avaliados. Em uma análise onde se pretende simular o comportamento das fundações por exemplo, pode-se modelar um bloco com estacas e reproduzir o comportamento dessas estruturas. Entretanto, para um primeiro modelo, a fundação pode ser representada por um engastamento, simplificando este elemento, dando maior ênfase à outras partes da estrutura.

### 3 METODOLOGIA DE ANÁLISE: CONCEPÇÃO E DEFINIÇÃO

Para a elaboração dos modelos apresentados nesta pesquisa determinou-se um local onde hipoteticamente a passarela seria construída. O local definido fica na cidade de Blumenau, cruzando o rio Itajaí-Açu (Figura 26). O motivo de modelar uma passarela para este local foi porque já houve interesse por parte do município de construir uma passarela para esta região.

Na localização onde a passarela seria construída, à margem esquerda do rio Itajaí-Açu, situa-se a praça Juscelino Kubitschek de Oliveira, local frequentado por muitos moradores do município. Já na margem direita, encontra-se o centro histórico e outros serviços importantes, como o hospital Santo Antônio. A proposta da passarela é unir bairro e centro, a fim de melhorar a mobilidade de pedestres e ciclistas ao mesmo tempo em que incentiva a prática de atividades de lazer e recreação.

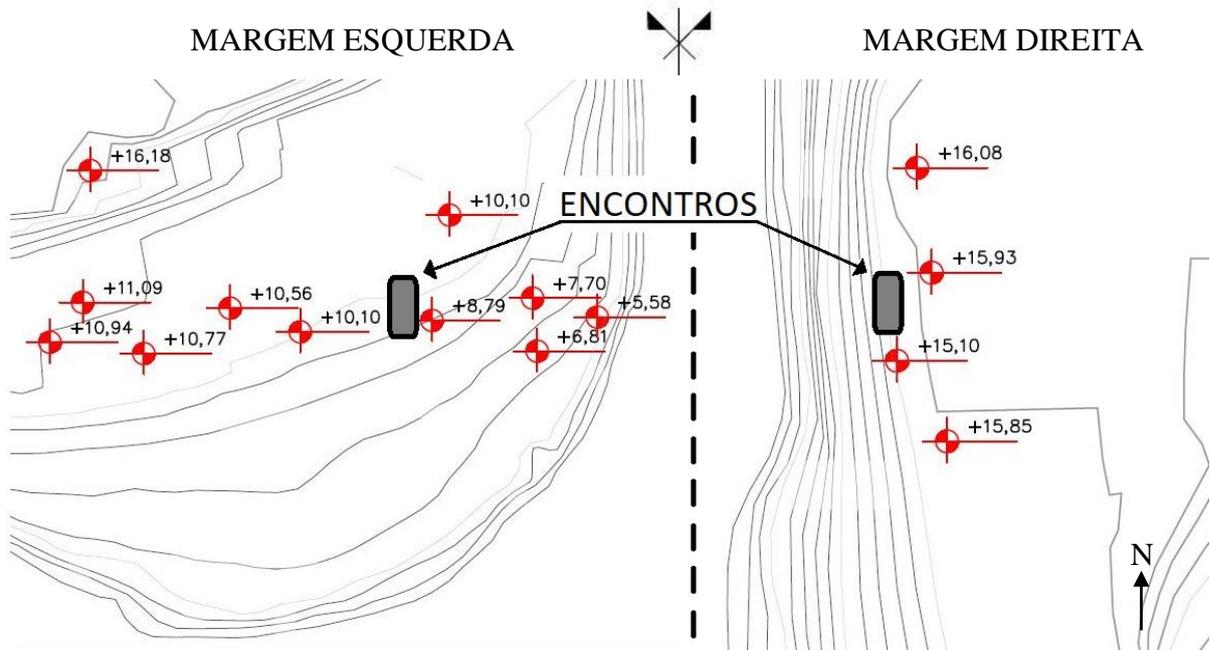
Figura 26 – Imagem aérea do local da passarela.



Fonte: Adaptado de Maps.google (2017).

No trecho onde a passarela seria locada, o rio possui cerca de 150 metros de largura e profundidade média de 2 m. A topografia do local é bem distinta entre as duas margens (Figura 27), a margem esquerda possui uma cota altimétrica variando entre 8 e 10m na região de encontro da passarela. Já na margem direita, a cota de encontro com a rua Itajaí é de 15,1m.

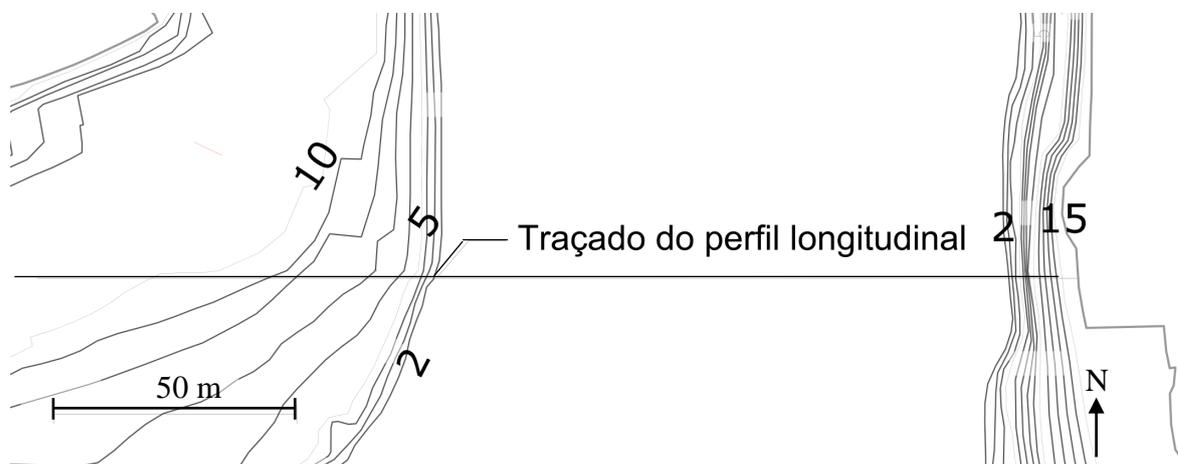
Figura 27– Topografia das margens.



Fonte: Adaptado de IAB-SC (2017).

Para definir a locação de cada elemento foi traçado o perfil longitudinal do terreno com o auxílio das curvas de nível da região (Figura 28).

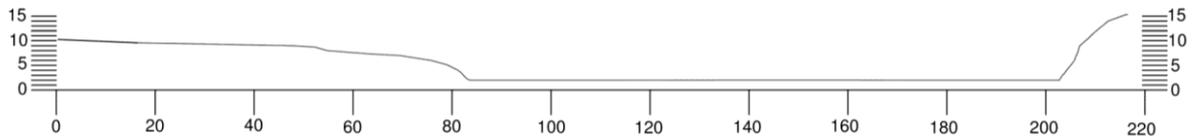
Figura 28–Curvas de nível do terreno.



Fonte: Adaptado de IAB-SC (2011).

Utilizando a ferramenta AutoCAD Civil3D, versão 2015, foi traçado o perfil longitudinal (Figura 29). No eixo vertical é apresentado a escala altimétrica e no eixo horizontal, o comprimento do perfil.

Figura 29– Perfil longitudinal (medidas em metros).

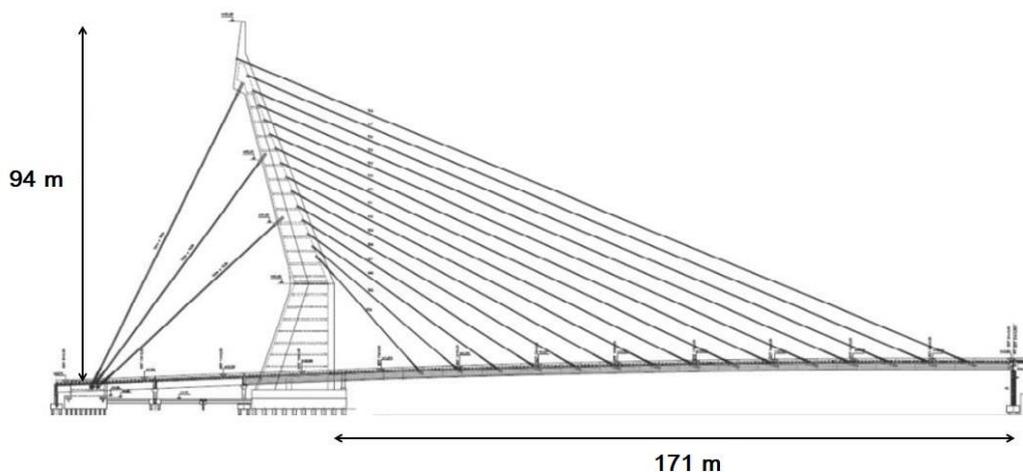


Fonte: Autor (2017).

Com o perfil definido foi possível lançar a estrutura e obter as dimensões necessárias à elaboração da passarela.

A concepção da passarela e os parâmetros utilizados nos modelos desta pesquisa foram baseados na Ponte do Saber, construída no Rio de Janeiro em 2011 (Figura 30). Esta ponte é composta por pilone único com um plano central de estais dispostos assimetricamente. Para esta obra foram utilizados concreto com resistência à compressão de 50MPa (C50) para a construção do pilone e do tabuleiro, e para os estais cordoalhas de aço CP177-RB de 15,7 mm de diâmetro. (GOMES, 2013).

Figura 30 – Vista lateral Ponte do Saber.



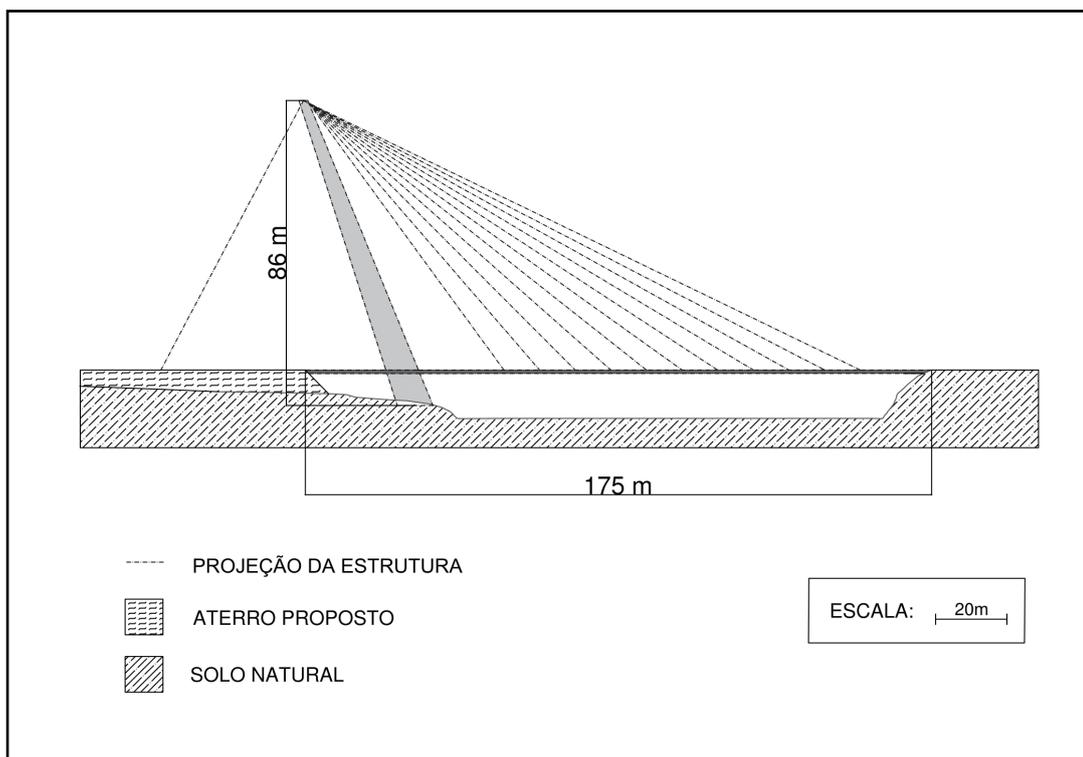
Fonte: Adaptado de Gomes (2013, p. 67).

No processo de elaboração da passarela, o primeiro elemento a ser definido foi o pilone. Considerando que o menor vão livre gerado resulta em uma estrutura mais econômica, o pilone foi posicionado nas extremidades da margem esquerda. A definição da margem foi consequência da impossibilidade de se construir na margem oposta devido a infraestrutura já construída. É importante destacar que não foi feita uma análise de viabilidade geotécnica, visto que não faz parte dos objetivos deste estudo.

Posteriormente, com a posição do pilone definido, traçou-se o tabuleiro na cota de 15 m, mesma cota de encontro com a rua Itajaí na margem direita. Foi proposto um aterro na região de encontro com a margem esquerda, nivelando-a em 15 m, para evitar que o tabuleiro tivesse uma inclinação, o que tornaria a análise estrutural complexa.

Na sequência foi determinada a altura do pilone. Este parâmetro está condicionado ao sistema de cabos adotado, os quais devem possuir inclinação mínima para garantir a eficiência do sistema. Gomes (2013) comenta que projetos modernos levam em consideração uma inclinação mínima de 25 graus para estais extremos. Em vista disso, a altura obtida foi de 86 m. Para fins de visualização, a Figura 31 apresenta o perfil longitudinal com a projeção da estrutura juntamente com o aterro proposto.

Figura 31 – Estrutura projetada no perfil longitudinal.



Fonte: Autor (2017).

Com a locação dos elementos definida, bem como as dimensões necessárias ao pilone e ao tabuleiro para transpor o vão, partiu-se para a determinação das geometrias dos elementos, que será discutida no item a seguir.

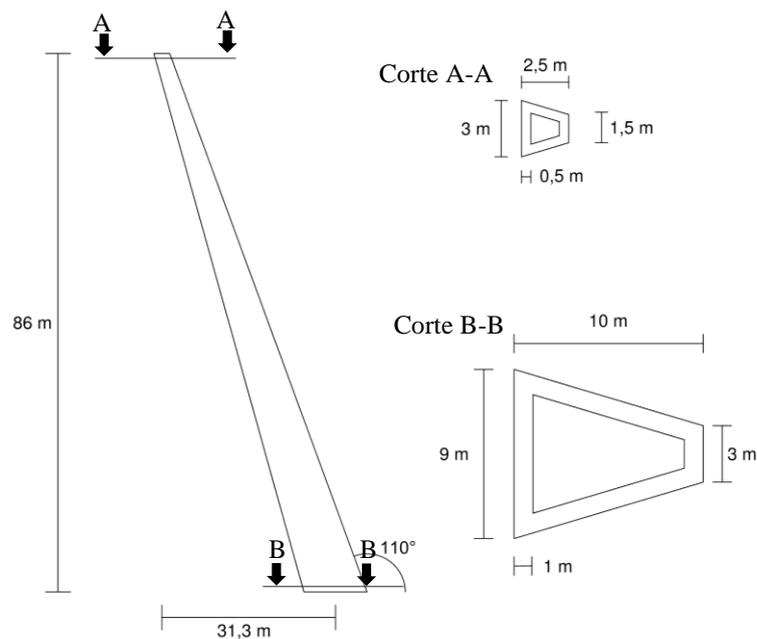
### 3.1 CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS

Para a elaboração dos modelos desta pesquisa foram determinadas as características geométricas dos elementos que posteriormente foram inseridas no programa SAP2000. Para tanto caracteriza-se o pilone, o tabuleiro e os estais.

#### 3.1.1 Pilone

A idealização do pilone foi feita a partir de uma simplificação do pilone projetado para a Ponte do Saber, com uma seção trapezoidal variando linearmente do topo à base e inclinação de 110 graus em relação ao eixo horizontal, a mesma aplicada ao pilone da Ponte do Saber. O material utilizado é o concreto C50. É importante destacar que nenhum pré-dimensionamento foi realizado para sua concepção. As dimensões exatas do pilone inseridas no software são apresentadas na Figura 32.

Figura 32– Geometria do pilone.

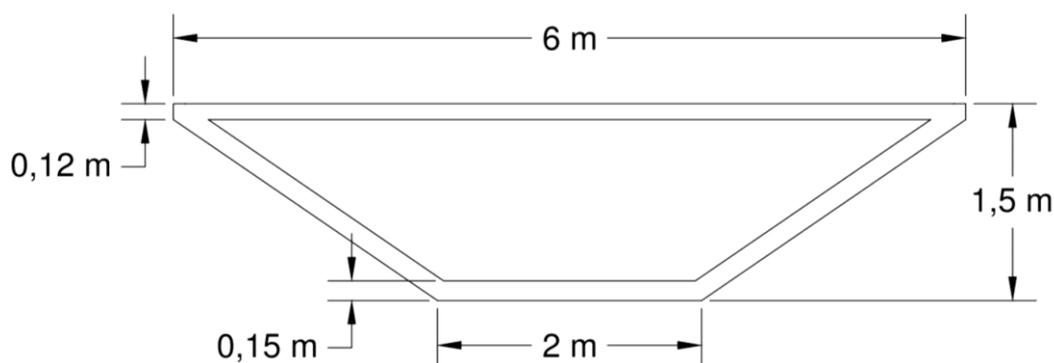


Fonte: Autor (2017).

### 3.1.2 Tabuleiro

Para esse estudo, levando em conta a distribuição centralizada de cabos, o tabuleiro é constituído de uma seção celular genérica (Figura 33), gerada a partir de um modelo de seção oferecido pelo software sem nenhum pré-dimensionamento realizado. As propriedades geométricas foram definidas tendo-se em vista os requisitos de espessuras mínimas para lajes.

Figura 33– Modelo do tabuleiro.



Fonte: Autor (2017).

### 3.1.3 Estais

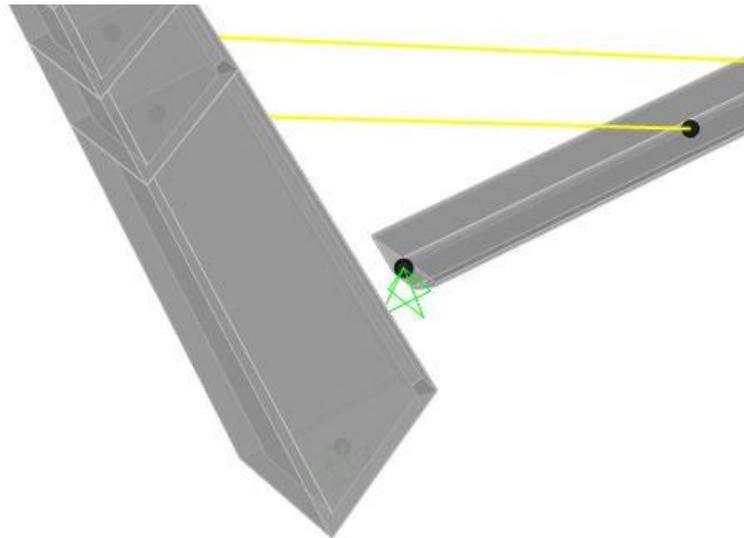
O cabo de aço utilizado nesta pesquisa é o CP177-RB, com diâmetro de 15,7 mm e módulo de elasticidade assumido como 195 GPa. Estes parâmetros foram inseridos no programa SAP2000. Para evitar que a diferença do volume de cabos entre as configurações interferisse na análise, considerou-se os cabos sem massa e com o mesmo número de cordoalhas iguais para todos os modelos, 35 para os estais frontais e 120 para os de retaguarda.

### 3.1.4 Vão considerado e condições de contorno

Em sua extensão total o tabuleiro possui cerca de 175m de comprimento, contudo na análise dos modelos foi considerado apenas a região após o pilone, desconsiderando a parte inicial que é comum a todos os modelos. A região onde supostamente o tabuleiro se dividiria para contornar o pilone, que está centralizado no mesmo eixo do tabuleiro, foi substituída por um apoio simples como mostra a Figura 34.

O encontro do lado oposto do tabuleiro foi considerado como simplesmente apoiado, restringindo apenas o movimento vertical, o pilone e os estais de retaguarda foram considerados engastados.

Figura 34 – Detalhe do apoio do tabuleiro.



Fonte: Autor (2017).

Com todas as geometrias definidas, assim como as características dos materiais utilizados, foram inseridas as propriedades dos materiais ao software SAP2000. O Quadro 1 apresenta as características dos materiais inseridas no programa.

Quadro 1 – Parâmetros dos materiais adicionados ao software SAP2000.

Elemento	$E$ (GPa)	$f_u$ (MPa)	$\mu$ (kN/m <sup>3</sup> )
Pilone	40	50	25
Tabuleiro	40	50	25
Estais	195	1770	-
Legenda: $E$ = Modulo de elasticidade; $f_u$ = Resistência à ruptura; $\mu$ = Massa específica.			

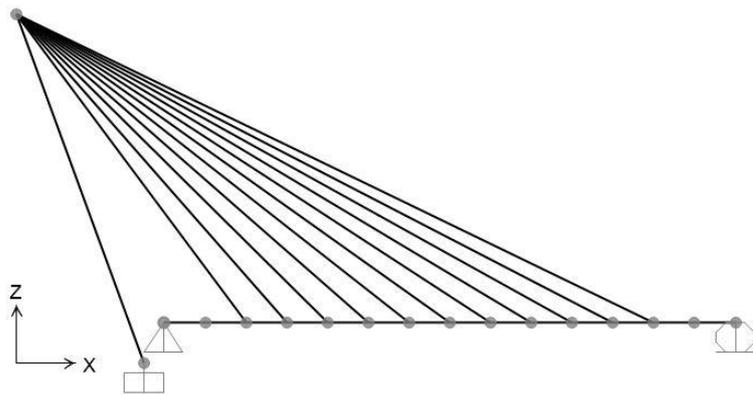
Fonte: Autor (2017).

### 3.2 DEFINIÇÃO DAS ANÁLISES

Para avaliar a influência da configuração dos estais na estrutura três etapas foram realizadas. Na primeira etapa foi feito uma análise comparativa entre as três principais configurações: Leque, Semi-Harpa e Harpa, sem a utilização de cabos de retaguarda, e com espaçamento entre estais adotados de 10 m. Para o espaçamento entre estais no pilone do sistema Semi-Harpa adotou-se o valor de 4 m, o mesmo da Ponte do Saber. Os modelos desta pesquisa foram analisados frente as cargas de peso próprio, majorada por 1,4, e de multidão, que para passarelas é de 5 kN/m<sup>2</sup>, majorada por 1,35.

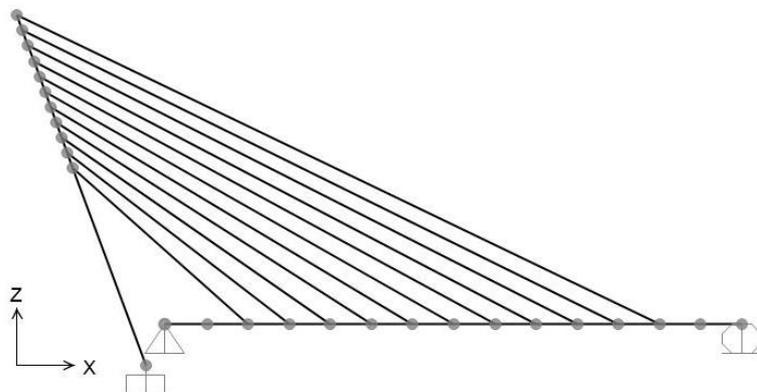
As Figuras 35, 36 e 37 apresentam os modelos analisados na Etapa 1.

Figura 35 – Modelo tipo Leque analisado na Etapa 1.



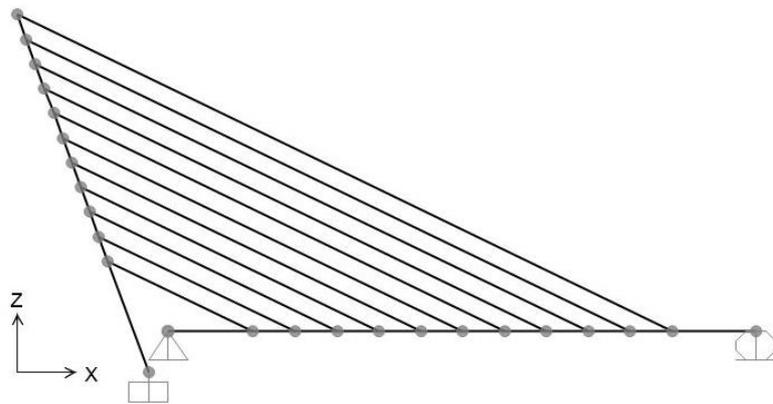
Fonte: Autor (2017).

Figura 36 – Modelo tipo Semi-Harpa analisado na Etapa 1.



Fonte: Autor (2017).

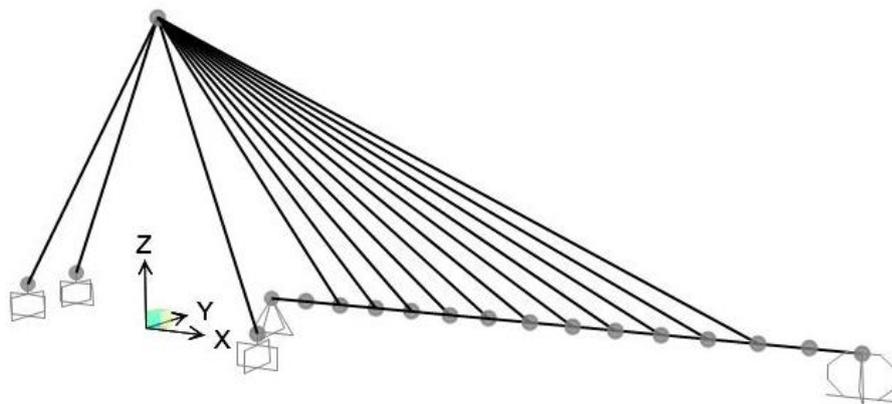
Figura 37 – Modelo tipo Harpa analisado na Etapa 1.



Fonte: Autor (2017).

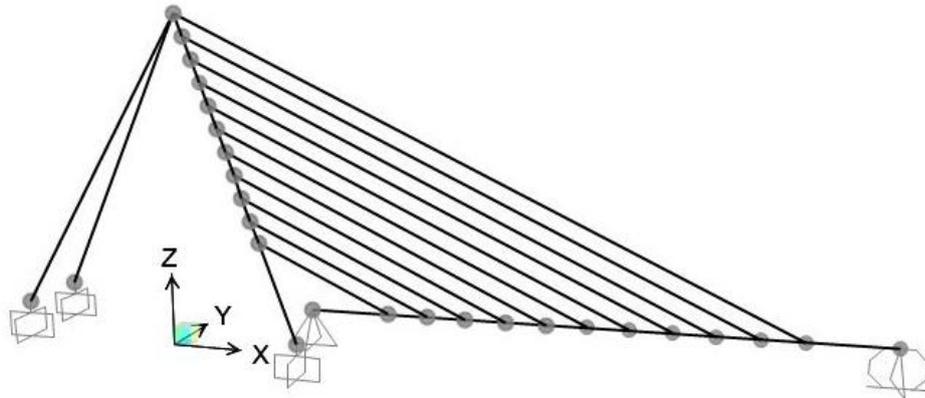
Posteriormente, na Etapa 2, foi analisada a influência do estais de retaguarda no comportamento da estrutura. Para tanto, foram modelados dois cabos de retaguarda fixados no topo do pilone e ancorados a uma distância de 50 m do ponto de fixação, distância esta, similar à utilizada para a Ponte do Saber. Uma análise preliminar foi feita testando um arranjo com distribuição dos cabos de retaguarda ao longo de todo comprimento do pilone, porém como não houve grandes mudanças nas solicitações obtidas optou-se por utilizar apenas 2 cabos. As Figuras 38, 39 e 40 apresentam os modelos elaborados para a Etapa 2.

Figura 38 – Modelo tipo Leque analisado na Etapa 2.



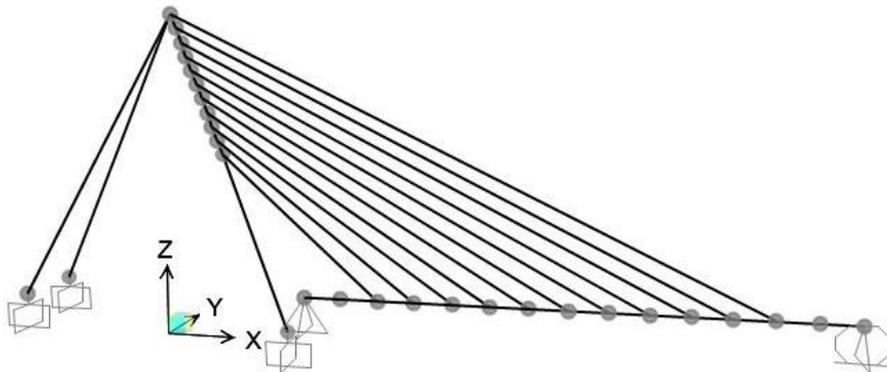
Fonte: Autor (2017).

Figura 39 – Modelo tipo Harpa analisado na Etapa 2.



Fonte: Autor (2017).

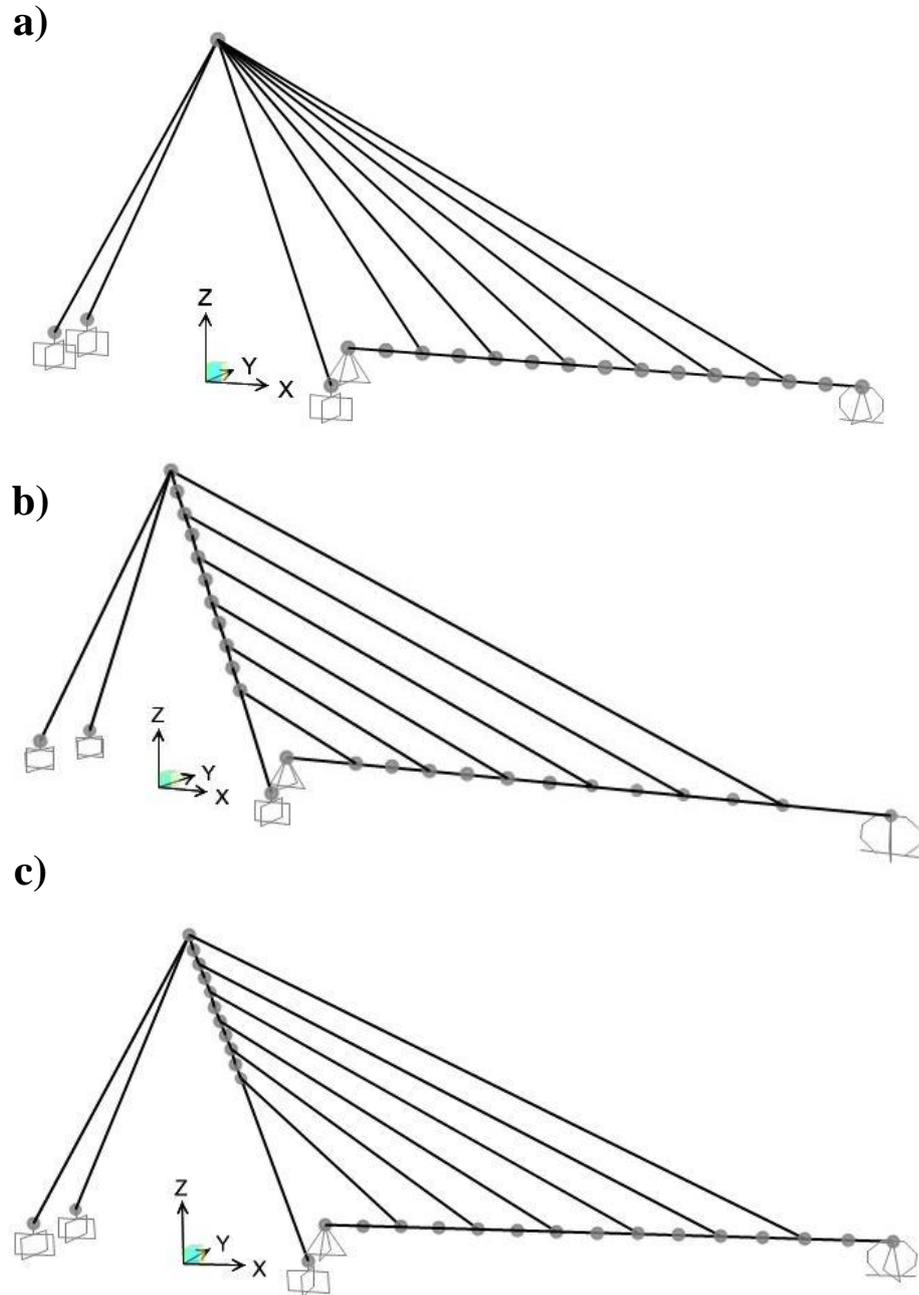
Figura 40 – Modelo tipo Semi-Harpa analisado na Etapa 2.



Fonte: Autor (2017).

Por fim, foi feito uma análise avaliando a viabilidade de aumentar o espaçamento entre estais para 20 m. Esta última análise faz referência ao projeto conceitual-básico idealizado para a Ponte do Saber, que segundo Gomes (2013) os estais possuíam um espaçamento entre cabos em torno de 21 m. As Figuras 41 apresenta os modelos elaborados para a Etapa 3.

Figura 41 – Modelo tipo (a) Leque, (b) Harpa e (c) Semi-Harpa analisados na Etapa 3.



Fonte: Autor (2017).

Com os modelos e a metodologia de análise definidos partiu-se para a discussão dos resultados obtidos com as análises feitas pelo programa.

## 4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo, os resultados obtidos a partir do processamento dos modelos definidos para cada etapa no item 3.2 foram comparados entre si. Primeiramente, realizou-se a análise da Etapa 1, comparando os esforços gerados na estrutura devido as diferentes configurações dos estais. Na Etapa 2 foi realizado a análise dos modelos da Etapa 1 com a adição de cabos de retaguarda. Por fim, utilizando os modelos da Etapa 2, verificou-se a viabilidade de aumentar o espaçamento dos estais para 20 m.

### 4.1 ETAPA 1

No Quadro 2 estão indicados os valores de esforço axial dos estais para as três configurações, cuja numeração se refere a cada um dos estais, começando pelo estai 1, o mais próximo ao pilone, ao estai 11, o mais afastado.

Quadro 2 – Força axial gerada nos estais para as três configurações (em MN).

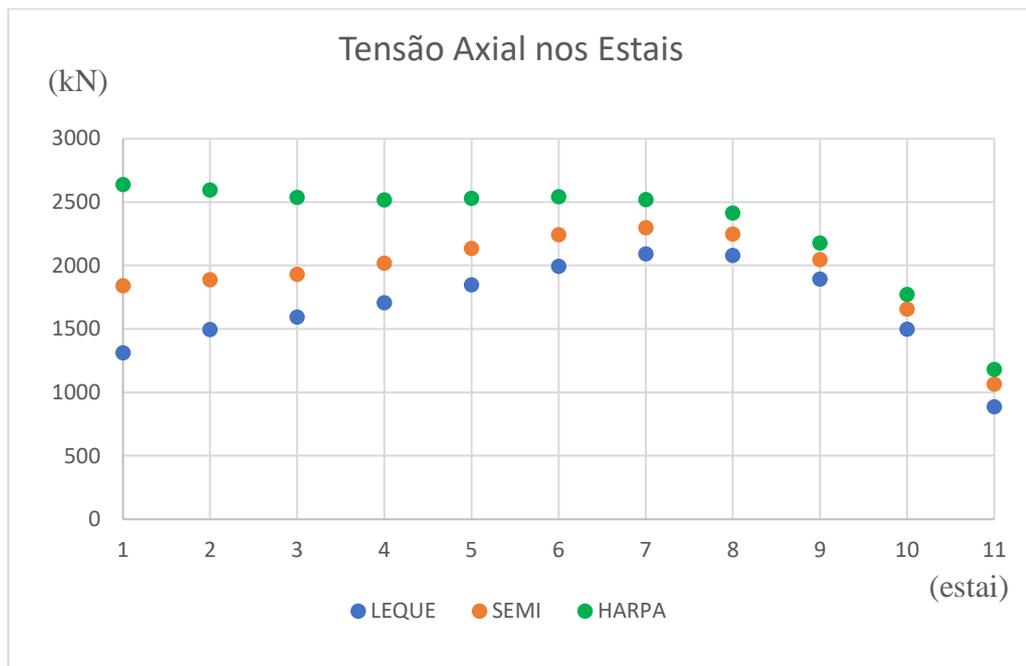
ESTAI nº	LEQUE	HARPA	SEMI-HARPA
1	1,312	2,638	1,839
2	1,496	2,595	1,887
3	1,594	2,536	1,930
4	1,707	2,517	2,018
5	1,846	2,529	2,135
6	1,993	2,543	2,244
7	2,091	2,520	2,298
8	2,078	2,413	2,248
9	1,894	2,177	2,047
10	1,497	1,771	1,657
11	0,885	1,180	1,066

Autor (2017).

Pela análise dos resultados apresentados, comprova-se a eficiência do sistema de cabos em Leque em relação as demais configurações. No sistema tipo Harpa o esforço normal total foi cerca de 40% maior, e para o sistema Semi-Harpa em torno de 15%.

Para uma melhor visualização, a Figura 42 apresenta o quadro 2 em forma de gráfico.

Figura 42– Gráfico do esforço axial gerado em cada estai.



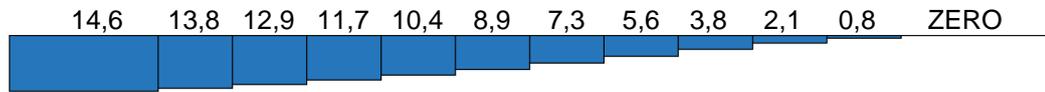
Fonte: Autor (2017).

Pelo gráfico pode-se notar que os esforços axiais dos estais vão aumentando a medida em que se afastam do pilone e sua inclinação em relação ao tabuleiro vai diminuindo, exceto para o sistema tipo Harpa em que a inclinação se mantém constante. Já para os estais mais extremos, estai 8 ao 11, houve uma diminuição do esforço axial, isso indica que houve uma perda de rigidez, o que faz sentido, pois a área de aço não muda entre os estais porém, o seu comprimento total, sim. Outro fator que influencia nos esforços gerados nos estais extremos são as condições de contorno, que nesse caso restringe o deslocamento vertical, resultando em um alívio nas solicitações dos cabos.

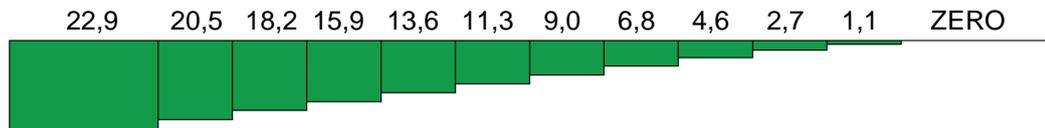
Para o tabuleiro a diferença da magnitude das solicitações em relação a configuração é também em função da inclinação dos cabos. A Figura 43 mostra esta comparação, apresentando o diagrama de esforço axial do tabuleiro para as três configurações.

Figura 43 – Diagrama de esforço axial do tabuleiro para as três configurações (em MN).

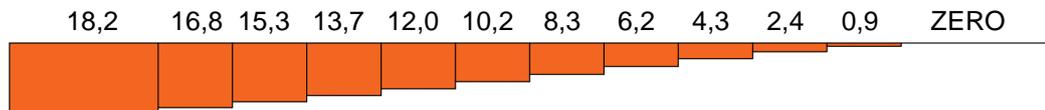
LEQUE



HARPA



SEMI-HARPA



Fonte: Autor (2017).

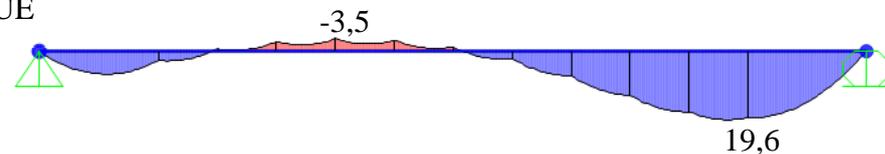
Quanto maior a verticalidade dos cabos, menor a componente horizontal da força introduzida ao tabuleiro. Desta forma, novamente o sistema em Leque se mostra mais eficiente em relação aos demais, resultando em um esforço normal cerca de 36% menor que o do sistema Harpa e 20% quando comparado ao sistema Semi-Harpa.

Já em relação aos esforços de momento fletor gerados, a maior diferença se dá na região mais próxima ao pilone. No sistema tipo Harpa, em que os estais são menos inclinados, o momento negativo é cerca de 50% menor que no sistema em Leque (Figura 44).

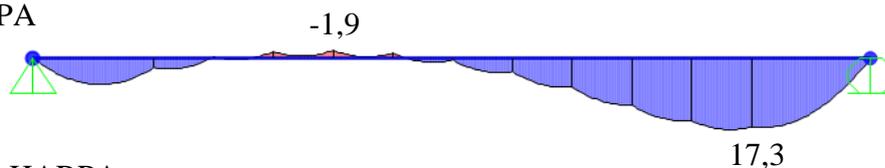
É interessante notar que o pico de momento fletor positivo do tabuleiro foi gerado por conta da perda de eficiência dos estais extremos, como discutido anteriormente.

Figura 44 – Diagrama de momento fletor do tabuleiro para as três configurações (em MN.m).

LEQUE



HARPA



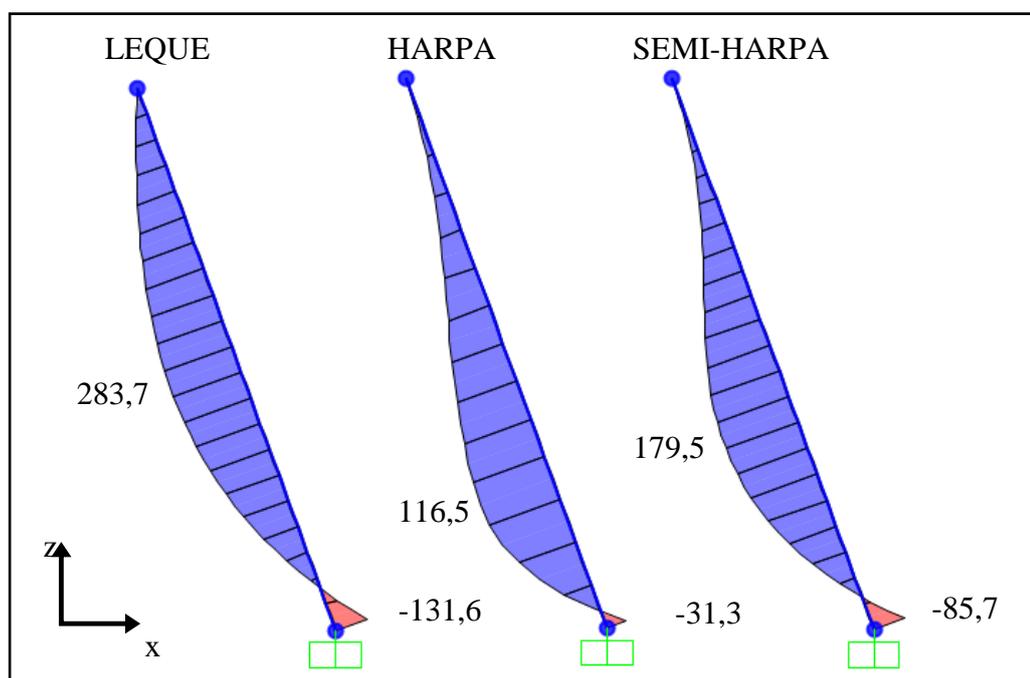
SEMI-HARPA



Fonte: Autor (2017).

No pilone houve uma considerável alteração dos valores de momentos gerados em função da configuração adotada. Como abordado no Item 2.2, devido à ausência de estais de retaguarda fica a seu encargo equilibrar as forças horizontas provindas dos estais. Em vista disso, a configuração em Leque se torna menos eficiente por concentrar todas as forças no topo, resultando em elevados valores de momento fletor, como mostra a Figura 45, em que se apresenta o diagrama de momento fletor do pilone para as três configurações.

Figura 45 – Diagrama de momento fletor do pilone para as três configurações (em MN.m).



Fonte: Autor (2017).

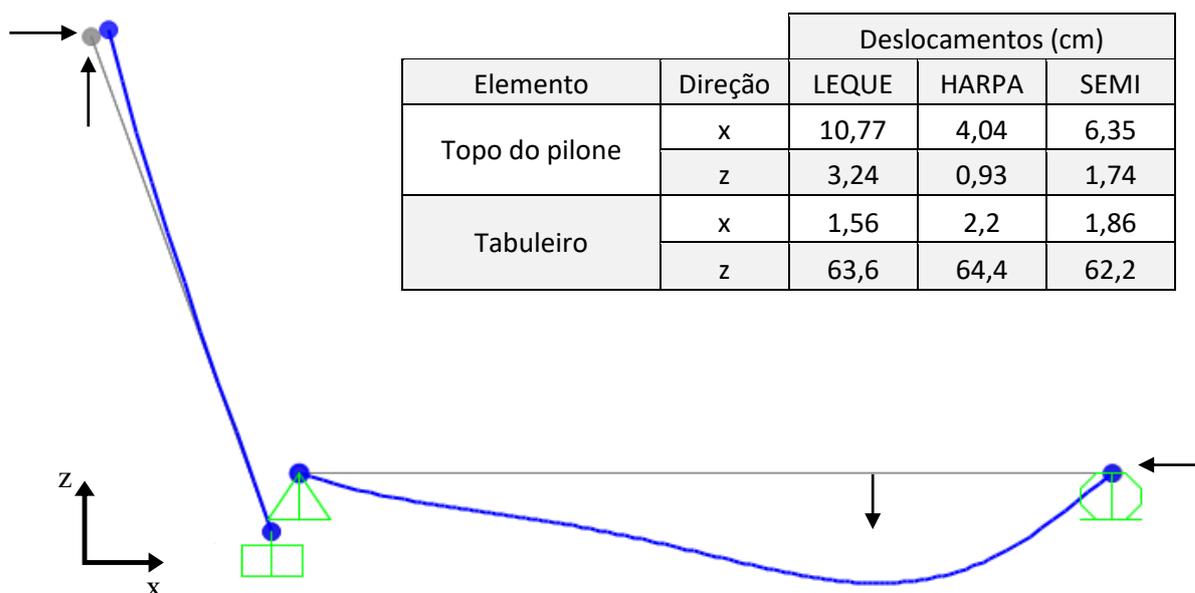
Para esta concepção o sistema tipo Harpa gerou as menores solicitações ao pilone, e isso se deve ao arranjo dos estais que, diferente do sistema Leque, estão fixados ao longo de todo o pilone, distribuindo os esforços ao longo do seu comprimento. Os valores obtidos para esse sistema foram cerca de 60% menores para o momento fletor positivo e 75% para o negativo em relação ao sistema tipo Leque.

Em termos de deslocamento, a diferença maior entre as configurações ocorreu no pilone. Novamente, devido a concentração de cabos no topo, o sistema em Leque apresentou os resultados mais desfavoráveis, com 10,77 cm de deslocamento horizontal no topo do pilone.

Para efeito de visualização, a Figura 46 apresenta a deformada da estrutura em Leque, aumentada em trinta vezes, com os valores de deslocamentos de todas as configurações

indicados. A deformada das demais estruturas não foram exibidas por apresentarem deformação muito similar à do sistema em Leque. Na figura, os vetores indicam o sentido do deslocamento.

Figura 46 – Deformada da estrutura em Leque (aumentada 30x) com os valores de deslocamento de todas as configurações.



Fonte: Autor (2017).

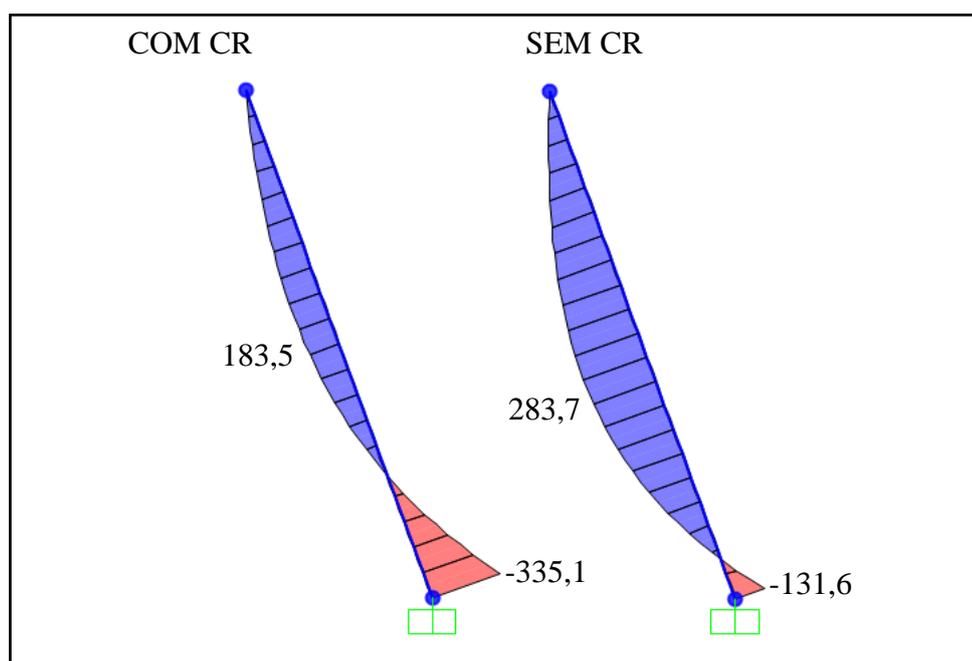
Nota-se que, pelos resultados obtidos, para o tabuleiro, o deslocamento vertical não apresentou variação significativa entre as configurações. É importante destacar que nenhum método foi realizado para anular tais deslocamentos, como, por exemplo, a consideração da protensão ou reprotensão dos cabos ou a previsão de uma superelevação do greide do tabuleiro durante a fase construtiva, anulando estes deslocamentos no momento da consideração da carga total de projeto.

## 4.2 ETAPA 2

Na Etapa 2 foi procedida a análise com a inserção de cabos de retaguarda nos três primeiros modelos, e comparados os resultados obtidos com os da Etapa 1. Como esperado, com a adição dos cabos houve um alívio do momento fletor máximo positivo do pilone para todas as configurações, devido a sua contribuição no equilíbrio das forças horizontais geradas

pelos cabos frontais. Na Figura 47 é apresentado o diagrama de momento fletor do sistema em Leque com, e sem cabos de retaguarda (CR).

Figura 47 – Diagrama de momento fletor do pilone para o sistema tipo Leque com e sem cabos de retaguarda (em MN.m).

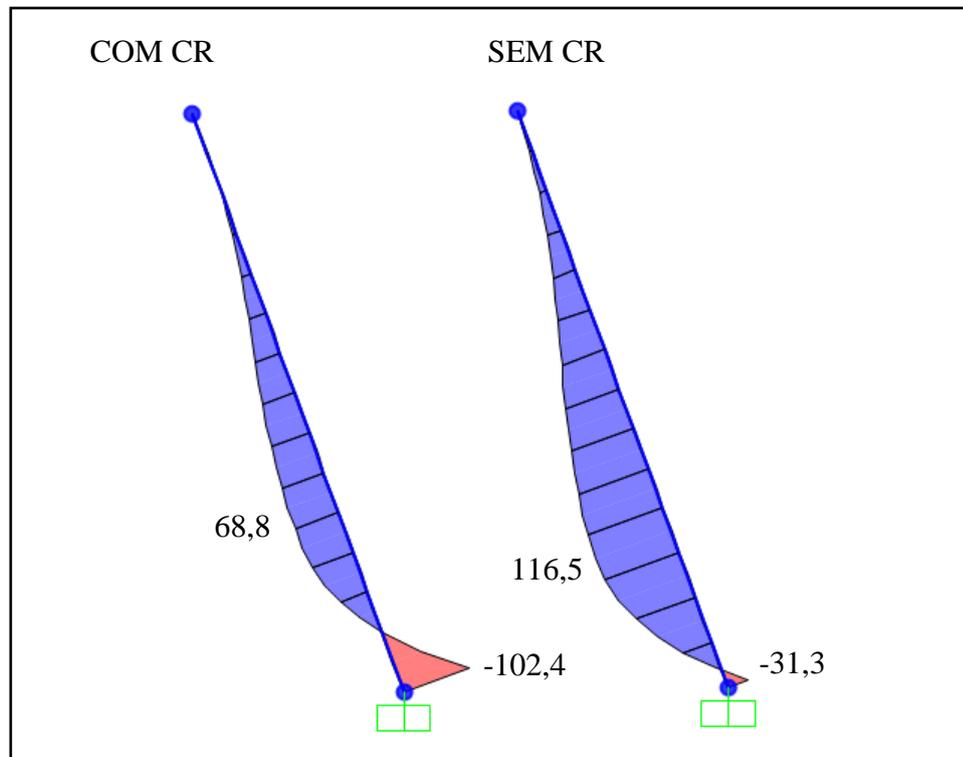


Fonte: Autor (2017).

Pelo diagrama pode-se notar a contribuição dos cabos de retaguarda na diminuição do momento fletor positivo para esta solução tipo Leque, apresentando uma redução de aproximadamente 35%. O uso dos estais de retaguarda também favoreceu o crescimento do momento máximo negativo, na base do pilone, aumentando seu valor em torno de 2,6 vezes. Ainda assim, em termos de execução, esta solução pode se mostrar mais vantajosa por necessitar menos armadura ao longo do pilone, devido a melhor distribuição da solicitação.

O sistema tipo Harpa novamente obteve os melhores resultados (Figura 48), por distribuir melhor os esforços ao longo do pilone. Neste caso, houve uma redução de 40% do momento máximo positivo. Já, o momento máximo negativo aumentou significativamente, cerca de 3,3 vezes o valor, mas ainda assim não foi superior ao momento máximo registrado na solução anterior.

Figura 48 – Diagrama de momento fletor do pilone para o sistema tipo Harpa com e sem cabos de retaguarda (em MN.m).



Fonte: Autor (2017).

Os resultados dos momentos máximos para o sistema tipo Semi-Harpa, bem como os deslocamentos no topo do pilone para todas as configurações, são apresentados no Quadro 3, juntamente com os resultados obtidos para o pilone na Etapa 1, para fins de comparação.

Quadro 3 – Comparação dos deslocamentos e momentos fletores gerados no pilone para as três configurações com e sem cabos de retaguarda.

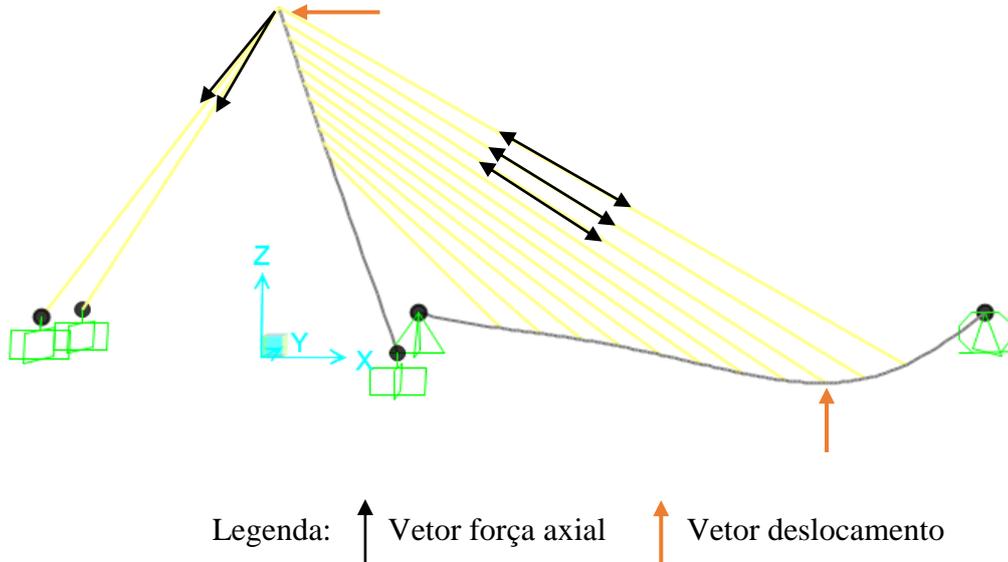
Configuração		LEQUE		HARPA		SEMI-HARPA	
		COM CR	SEM CR	COM CR	SEM CR	COM CR	SEM CR
Deslocamentos no topo (cm)	x =	4,28	10,77	1,79	4,04	2,63	6,35
	z =	0,84	3,24	0,1	0,93	0,37	1,74
Momento máximo (MN.m)	Positivo	186,1	283,7	68,8	116,5	126,7	179,5
	Negativo	335,1	131,6	102,4	31,3	202,6	85,7

Fonte: Autor (2017).

Pelos resultados apresentados no Quadro 3 observa-se que os deslocamentos horizontais no topo do pilone diminuíram cerca de 60% em todos sistemas. Com essa redução,

os estais frontais mais extremos, que são os mais afetados pelos deslocamentos horizontais do topo do pilone, registraram um aumento do esforço axial, como pode ser observado pela Figura 49, onde é esquematizado o novo comportamento da estrutura devido a adição de estais de retaguarda.

Figura 49 – Influência da adição dos estais no comportamento da estrutura.



Comparação do esforço axial gerado nos estais extremos para as três configurações.

ESTAI nº	LEQUE		HARPA		SEMI-HARPA	
	COM CR	SEM CR	COM CR	SEM CR	COM CR	SEM CR
9	1,932	1,894	2,188	2,177	2,070	2,047
10	1,597	1,497	1,803	1,771	1,716	1,657
11	1,064	0,885	1,238	1,180	1,175	1,066

Fonte: Autor (2017).

Pela figura pode-se verificar que os estais de retaguarda auxiliam no equilíbrio global da estrutura, pois reduzem os deslocamentos do pilone, que por sua vez aumenta a tensão gerada nos cabos frontais. Com o aumento da rigidez da estrutura os esforços gerados no tabuleiro são minimizados, como mostra o Quadro 4 em que são apresentados os resultados obtidos da análise do tabuleiro para as três configurações da Etapa 2. Com a adição de cabos de retaguarda fica claro que o comportamento da estrutura melhora frente as solicitações, e isso deve-se ao maior equilíbrio das forças horizontais geradas pelos estais frontais.

Quadro 4 – Comparação dos deslocamentos e momentos fletores gerados no tabuleiro para as três configurações de estais com e sem cabos de retaguarda (CR).

Configuração		LEQUE		HARPA		SEMI-HARPA	
		COM CR	SEM CR	COM CR	SEM CR	COM CR	SEM CR
Deslocamento máximo (cm)		55,4	63,6	61,9	64,4	57,8	62,2
Momento máximo (MN.m)	Positivo	17,6	19,6	16,6	17,3	17,2	18,3
	Negativo	3,5	3,5	1,8	1,9	3,1	3,3

Fonte: Autor (2017).

### 4.3 ETAPA 3

Para a terceira etapa, aumentou-se o espaçamento dos estais dos modelos utilizados na Etapa 2 para 20 m, com o intuito de avaliar a nova estrutura gerada em função das geometrias definidas aos elementos no item 3.1.

Com o aumento do espaçamento, e conseqüentemente do vão livre entre as ancoragens do tabuleiro, há um aumento no momento fletor e nos deslocamentos gerados no tabuleiro, como pode ser observado no Quadro 5, que compara cada configuração da Etapa 2 com as duas medidas de espaçamento.

Quadro 5 – Comparação entre as duas etapas dos esforços e deslocamentos gerados no tabuleiro.

Configuração		LEQUE		HARPA		SEMI-HARPA	
Espaçamento entre estais		20 m	10 m	20 m	10 m	20 m	10 m
Deslocamento máximo (cm)		89,9	55,4	106,9	61,9	96,8	57,9
Momento máximo (MN.m)	Positivo	22,9	17,6	22,3	16,6	22,9	17,2
	Negativo	5,4	3,5	2,8	1,7	5,9	3,1

Fonte: Autor (2017).

Os valores obtidos nesse arranjo aumentaram o momento fletor resultante em cerca de 30% e os deslocamento em 70%. Em termos de dimensionamento, a geometria do tabuleiro para essa solução deve possuir uma seção mais robusta para suportar os momentos gerados, em consequência os estais devem receber uma protensão maior para manter o tabuleiro alinhado com a cota de greide.

Com o aumento do espaçamento entre estais, aumenta também a área de influência suportada por estes e conseqüentemente as solicitações nesses elementos são maiores. O

Quadro 6 apresenta os esforços axiais gerados nos estais dos modelos da Etapa 3, juntamente com os da Etapa 2.

Quadro 6 – Força axial gerada nos estai para 20 e 10 m de espaçamento (em MN).

ESTAI nº	LEQUE		HARPA		SEMI-HARPA	
	20 m	10 m	20 m	10 m	20 m	10 m
1	2,271	1,315	4,606	2,639	3,172	1,845
2		1,495		2,593		1,885
3	3,243	1,590	5,059	2,531	3,934	1,922
4		1,697		2,509		2,006
5	3,807	1,836	5,122	2,519	4,354	2,119
6		1,981		2,534		2,226
7	3,990	2,081	4,833	2,512	4,369	2,284
8		2,078		2,412		2,248
9	3,375	1,911	3,886	2,188	3,624	2,069
10		1,543		1,803		1,716
11	1,770	0,967	2,089	1,238	1,948	1,175

Fonte: Autor (2017).

Com o espaçamento entre os estais dobrado, o esforço axial gerado é também cerca de duas vezes maior. Logo, a quantidade de aço necessária é maior e, conseqüentemente, os sistemas de ancoragens devem ser mais robustos. Por outro lado, é menor o número de pontos de ancoragem.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo realizado neste trabalho permitiu verificar a grande influência que as configurações dos estais têm sobre uma estrutura estaiada assimétrica em seu desempenho final. Portanto, em uma fase inicial de concepção, é fundamental que se conheça a influência das diversas configurações dos estais, conforme procurou-se apresentar. Segundo Torneri (2003), a alteração da geometria dos cabos sem conhecimento prévio do seu comportamento global sobre a estrutura é algo que dificilmente se aproximará da eficiência máxima do sistema.

É importante destacar que as características iniciais adotadas para os elementos estruturais influem em toda a distribuição dos esforços. A geometria e a inclinação do pilone, por exemplo, contribuem muito para o equilíbrio global da estrutura, e para se chegar em um modelo ideal é necessário a adoção de diversas geometrias e diferentes inclinações. O mesmo ocorre com a área dos cabos frontais, que para este trabalho foi considerada a mesma para todas as configurações.

A partir da comparação dos modelos elaborados no capítulo 3, os aspectos mais importantes referentes à influência da configuração dos estais no comportamento final da estrutura serão aqui relatados. É importante observar que essas conclusões foram obtidas a partir de estruturas cuja vinculação do tabuleiro é considerada simplesmente apoiada com restrição horizontal no apoio próximo ao pilone.

No que diz respeito aos estais, devido à maior inclinação, o sistema tipo Leque gera menores forças no cabo para o equilíbrio das cargas verticais, isso resulta em um peso total dos cabos significativamente menor, quando comparado com o sistema em Harpa, por exemplo. A força normal introduzida no tabuleiro pelos cabos é menor também no sistema em Leque, devido a componente horizontal de força do cabo ser menor. Em contrapartida, em função da concentração de cabos no topo do pilone, a execução desta alternativa é muito complexa e requer grande especialidade. O sistema tipo Harpa apresenta um aspecto estético atrativo, porém a baixa inclinação dos cabos gera elevados esforços de compressão no tabuleiro. Em estruturas com grandes vãos esta alternativa pode demonstrar-se pouco indicada, uma vez que o alto valor da tensão normal exige um enrijecimento considerável da seção transversal do

tabuleiro para garantir a resistência da estrutura. Para tanto, o sistema Semi-Harpa se mostra uma boa alternativa neste caso por manter um bom aspecto estético, separando os pontos de ancoragem no topo do pilone, e obtendo ainda uma boa redução das solicitações.

Em relação aos esforços gerados no pilone, as configurações sem cabos de retaguarda exigem que esse elemento tenha uma elevada rigidez ao longo de todo seu comprimento, principalmente para o sistema tipo Leque, em que os valores de momento fletor foram muito elevados, tornando muito desfavorável a adoção desta alternativa. Na configuração em Harpa e Semi-Harpa, devido a melhor distribuição das solicitações, esses esforços são mais suavizados, o que torna tais concepções mais viáveis.

Com a adição dos cabos de retaguarda verifica-se que há um aumento do equilíbrio global da estrutura, gerado pelo aumento da eficiência de todas as configurações. Nesta alternativa o pilone é mais rígido por ser menos solicitado o que indica a possibilidade de se conceber uma geometria mais esbelta para esse elemento. Com o aumento da rigidez do pilone, os deslocamentos e solicitações no tabuleiro também são menores.

Quanto a questão do espaçamento entre estais, o maior espaçamento mostrou um grande aumento das solicitações do tabuleiro e dos deslocamentos verticais do mesmo, o que indica a necessidade de uma seção mais robusta. Contudo, isso acarretaria num redimensionamento de todos os demais elementos no sentido de se buscar uma maior rigidez global da estrutura, o que possivelmente torna essa alternativa antieconômica.

Pela análise dos resultados obtidos, constatou-se que para o presente estudo, por apresentar uma melhor distribuição dos esforços gerados, o sistema tipo Semi-Harpa com cabos de retaguarda e espaçamento entre estais de 10 m apresentou o melhor desempenho estrutural.

Como sugestão para trabalhos futuros propõe-se a execução de estudos da distribuição transversal dos cabos, da influência de temperatura, das cargas de vento e da variação da inclinação do pilone.

## 6 REFERÊNCIAS

ALVES FILHO, A. **Elementos finitos: a base da tecnologia CAE**. Editora Érica. 2000.

GOMES, R. R. S. **Aspectos técnicos e construtivos do projeto de uma ponte estaiada**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

GIMNSING, N.J., **Cable-supported bridges**. Cichester, John Wiley. 1983. 400 f.

IAB-SC, **Concurso Nacional de Arquitetura Ponte e Passarela em Blumenau**. Disponível em: < [www.iab-sc.org.br/concursoblumenau/?page\\_id=18](http://www.iab-sc.org.br/concursoblumenau/?page_id=18) > Acesso em: 20 de fev. 2017.

LAZZARI, P. M. **Simulação numérica das etapas construtivas de pontes estaiadas através do método dos elementos finitos**. 2016. 301 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

MAPS.GOOGLE. Disponível em: < <https://www.google.com.br/maps/place/Blumenau> > Acesso em: 30 abril de 2017.

MAZARIM, D. M. **Histórico das pontes estaiadas e sua aplicação no Brasil**. 2011. 125 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo.

Openbuildings Disponível em: < [http://openbuildings.com/buildings/str-msund-bridge-profile-19914?\\_show\\_description=1#>](http://openbuildings.com/buildings/str-msund-bridge-profile-19914?_show_description=1#>) Acesso em: 26 jan. 2017.

PROTENDE. Disponível em: < [www.protende.com.br/produtos/catalogoprotende.pdf](http://www.protende.com.br/produtos/catalogoprotende.pdf) >. Acesso em: 06 fev. 2017.

PWPEICS Disponível em : < [http://www.pwpeics.se/germany\\_d.htm](http://www.pwpeics.se/germany_d.htm) > Acesso em: 28 jan. 2017.

STUCCHI, F.R. **Pontes e grandes estruturas**. 1999. Notas de Aula – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo.

TORNERI, P. **Comportamento estrutural de pontes estaiadas: comparação de alternativas**. 2002. 272 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo.

TROITSKY, M. S. **Cable Stayed Bridges: Theory and Design**. 1977. William Clowes & Sons Limited, London.

WALTHER, R., et al., **Cable stayed bridges**. 1999, 225 f. Lausanne: Presses Polytechniques.

YTZA, M. F.Q. **Métodos construtivos de pontes estaiadas – estudo da distribuição de forças nos estais**. 2009. 151 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo.