

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Augusto Ruschel

**PROJETO DE UMA PASSARELA ESTAIADA:
DETERMINAÇÃO DA GEOMETRIA DOS ELEMENTOS,
DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO**

3

Porto Alegre
junho 2014

AUGUSTO RUSCHEL

**PROJETO DE UMA PASSARELA ESTAIADA:
DETERMINAÇÃO DA GEOMETRIA DOS ELEMENTOS,
DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Rubem Clécio Schwingel

Porto Alegre
junho 2014

AUGUSTO RUSCHEL

**PROJETO DE UMA PASSARELA ESTAIADA:
DETERMINAÇÃO DA GEOMETRIA DOS ELEMENTOS,
DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, junho de 2014

Prof. Rubem Clécio Schwingel
Mst. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Rubem Clécio Schwingel (UFRGS)
Mst. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Profa. Virgínia Maria Rosito d'Ávila Bessa (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Dedico este trabalho a meus pais, José e Claudete, que sempre me apoiaram e me motivaram, principalmente durante o período do meu Curso de Graduação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Professor Rubem Clécio Schwingel, orientador deste trabalho, pela ajuda prestada ao longo deste trabalho, pelo tempo e experiência dedicados à orientação desse e por ter me convencido a adotar este tema, o qual se mostrou ser muito interessante.

Agradeço à Professora Carin Maria Schmitt, pela competência e, principalmente, pela paciência nas diversas dúvidas levantadas durante todas as etapas deste trabalho.

Agradeço a todos os outros professores pelos conhecimentos e experiências repassados ao longo do curso de graduação.

Agradeço principalmente às três pessoas que mais amo, meus pais, José e Claudete, e à minha namorada, Alice, devido ao amor, à compreensão nos momentos de ausência e ao apoio deles, pois isso foi essencial para o meu desenvolvimento, não só como aluno, mas também como pessoa.

Agradeço aos meus colegas de curso e aos meus colegas da Estádio 3 pela ajuda no desenvolvimento do trabalho e pelas sugestões de soluções.

A todos aqueles que sempre torceram por mim, meus sinceros agradecimentos.

A tarefa não é tanto ver aquilo que ninguém viu,
mas pensar aquilo que ninguém ainda pensou
sobre aquilo que todo mundo vê.

Arthur Schopenhauer

RESUMO

Este trabalho versa sobre o desenvolvimento de um projeto estrutural de uma passarela estaiada localizada no km 256 da BR 116, no estado do Rio Grande do Sul. Trata-se de uma passarela com concretagem *in loco*, pelo método dos avanços sucessivos. O acesso se dará por meio de rampas, as quais não foram projetadas neste trabalho. Os elementos constituintes dessa passarela são as fundações, os pilares, o tabuleiro e os estais. Nesse trabalho não foram dimensionadas nem verificadas as fundações. A partir da revisão bibliográfica foi possível elaborar um resumo sobre as características funcionais e classificatórias de pontes e passarelas e as características gerais de passarelas estaiadas e dos seus respectivos elementos. Inicialmente definiu-se o *design* preliminar de todos os elementos constituintes da passarela, para que então pudessem ser calculados os carregamentos resultantes do peso próprio, do vento e da carga móvel devido ao tráfego de pedestres, para assim elaborar as combinações desses carregamentos, tanto para o estado limite último quanto para o estado limite de serviço. Para se obter as solicitações impostas nos elementos desse projeto se utilizaram recursos de um software de análise estrutural, o qual fornece as solicitações impostas na estrutura de acordo com o material, as seções transversais e as combinações de carregamentos nele definidos. Em posse dessas solicitações, dimensionaram-se todos os elementos estruturais de acordo com fórmulas e recomendações obtidas através da revisão bibliográfica. Para um melhor entendimento dos resultados obtidos no dimensionamento e para uma melhor compreensão da passarela como um todo, realizou-se o detalhamento da estrutura. As considerações finais concluem esse trabalho.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho	23
Figura 2 – Elementos constituintes das pontes.....	27
Figura 3 – Método dos avanços sucessivos	31
Figura 4 – Diferentes espaçamentos entre cabos, resultando em diferentes espessuras da superestrutura.....	32
Figura 5 – Ponte estaiada com cabos dispostos em forma de harpa.....	33
Figura 6 – Ponte estaiada com cabos dispostos em forma de leque	33
Figura 7 – Três diferentes possibilidades de torres para pontes estaiadas.....	34
Figura 8 – Exemplo de envoltória de momentos fletores para diferentes tabuleiros	35
Figura 9 – Cabos de barras paralelas	38
Figura 10 – Cabos de fios paralelos	39
Figura 11 – Cabos de cordoalhas.....	40
Figura 12 – Cabos fechados	41
Figura 13 – Ancoragem externa	42
Figura 14 – Ancoragem interna	43
Figura 15 – Protensão para ancoragem interna	43
Figura 16 – Ancoragem por gancho	44
Figura 17 – Distribuição da via e suas limitações	47
Figura 18 – Seção transversal do tabuleiro.....	48
Figura 19 – <i>Layout</i> da disposição do tabuleiro e das rampas de acesso.....	48
Figura 20 – Planta baixa das formas da estrutura.....	49
Figura 21 – Vigas transversais	50
Figura 22 – Distribuição dos estais.....	51
Figura 23 – Detalhe da distribuição dos estais	52
Figura 24 – Carregamento de meia-pista.....	55
Figura 25 – Três possibilidades de distribuição da carga móvel e suas abreviações	56
Figura 26 – Modelo estrutural	64
Figura 27 – Seção transversal dos estais	69
Figura 28 – Método iterativo para determinação das forças de protensão	70
Figura 29 – Correção das deformações	71
Figura 30 – Diagrama da envoltória de momentos fletores das vigas do tabuleiro.....	78
Figura 31 – Diagrama da envoltória de momentos fletores da viga superior.....	80
Figura 32 – Diagrama da envoltória de momentos fletores da viga inferior.....	80

Figura 33 – Diagrama da envoltória de esforços cortantes das vigas do tabuleiro	86
Figura 34 – Diagrama da envoltória de esforços cortantes da viga superior.....	87
Figura 35 – Diagrama da envoltória de esforços cortantes da viga inferior.....	88

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para ações variáveis.....	58
Quadro 2 – Coeficiente de ponderação para ações permanentes.....	60
Quadro 3 – Coeficiente de ponderação para ações variáveis	60

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Estimativa da distribuição de peso próprio de tabuleiros para diferentes materiais	35
Tabela 2 – Carregamentos permanentes	54
Tabela 3 – Resumo das forças de arrasto	56
Tabela 4 – Combinações de ações do estado limite de serviço	59
Tabela 5 – Combinações de ações do estado limite último	61
Tabela 6 – Características das cordoalhas	62
Tabela 7 – Características das barras de aço CA50.....	62
Tabela 8 – Resistências dos materiais	63
Tabela 9 – Tensão admissível nos cabos	67
Tabela 10 – Estimativa da área de aço dos cabos principais	68
Tabela 11 – Estimativa da área de aço dos cabos de ancoragem	68
Tabela 12 – Área de aço dos estais.....	69
Tabela 13 – Forças de protensão finais	74
Tabela 14 – Características das vigas do tabuleiro.....	77
Tabela 15 – Armadura mínima e seu respectivo momento fletor resistente	77
Tabela 16 – Dimensionamento das seções e trechos	79
Tabela 17 – Armadura de pele das vigas do tabuleiro.....	79
Tabela 18 – Características das vigas transversais	79
Tabela 19 – Armadura mínima e seu respectivo momento fletor resistente	80
Tabela 20 – Dimensionamento da viga transversal superior	81
Tabela 21 – Dimensionamento da viga transversal inferior	81
Tabela 22 – Armadura de pele das vigas transversais	81
Tabela 23 – Características das lajes	81
Tabela 24 – Armadura mínima para as lajes	82
Tabela 25 – Dimensionamento da laje superior e inferior.....	82
Tabela 26 – Armaduras adotadas.....	82
Tabela 27 – Verificação da biela comprimida para as vigas do tabuleiro.....	85
Tabela 28 – Esforço cortante mínimo de cálculo para as vigas do tabuleiro	85
Tabela 29 – Armadura transversal para as vigas do tabuleiro.....	87
Tabela 30 – Verificação da biela comprimida para as vigas transversais	88
Tabela 31 – Esforço cortante mínimo de cálculo para as vigas transversais.....	88
Tabela 32 – Armadura transversal para a viga transversal superior.....	89

Tabela 33 – Armadura transversal para a viga transversal inferior	89
Tabela 34 – Resumo das armaduras nos pilares	90
Tabela 35 – Verificação das tensões para os cabos principais	92
Tabela 36 – Verificação das tensões para os cabos de ancoragem.....	92
Tabela 37 – Verificação das deformações	93

LISTA DE SÍMBOLOS

g – carregamento permanente (kN/m)

q – carregamento variável (kN/m)

q_a – carregamento devido ao vento nos elementos estruturais (kN/m)

ψ_1 – fator de redução de combinação frequente para ELS

ψ_2 – fator de redução de combinação quase permanente para ELS

$F_{d,uti}$ – valor de cálculo das ações para combinações de serviço (kN)

$F_{Gi,k}$ – valor característico das ações permanentes (kN)

$F_{Q1,k}$ – valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação (kN)

$F_{Qj,k}$ – valor característico das demais ações variáveis (kN)

F_d – valor de cálculo das ações para combinações últimas (kN)

γ_{gi} – coeficientes de ponderação para ações permanentes

γ_{qi} – coeficientes de ponderação para ações variáveis

ψ_0 – fator de combinação de cada uma das demais ações variáveis

f_{ck} – resistência característica do concreto à compressão (MPa)

E_{cs} – módulo de elasticidade secante do concreto (MPa)

E – módulo de elasticidade do aço (kN/cm²)

f_{yk} – resistência característica do aço (kN/cm²)

f_{yd} – resistência minorada do aço (kN/cm²)

f_{cd} – resistência minorada do concreto à compressão (MPa)

N_{gi} – estimativa da força no estai a partir das cargas permanentes (kN)

R_{gi} – reação vertical no apoio rotulado (kN)

α_i – inclinação dos estais principais, em relação a horizontal.

A_i – estimativa da área de aço de cada estai (cm²)

σ_g – tensão admissível no cabo sobre a ação das cargas permanentes (kN/cm²)

$\Delta\sigma_{per}$ – variação da tensão admissível devido à fadiga (kN/cm²)

H_{gi} – reação horizontal na torre resultante do cabo principal (kN)

β_i – inclinação do estai de ancoragem, em relação a horizontal (°)

A_s – área de aço (cm²)

Δl_i – deformação do estai (cm)

$u_{v,i}$ – deformação vertical no ponto de apoio do estai (cm)

$u_{h,i}$ – deformação horizontal no ponto de apoio do estai (cm)

σ – tensão no estai (kN/cm²)

ϵ – deformação específica

N – força de protensão no cabo (kN)

l – comprimento do estai (cm)

A – área de aço do estai (cm²)

y – altura da zona comprimida (cm)

d – altura útil (cm)

M_d – momento fletor de cálculo (kNm)

b – largura (cm)

y_{lim} – altura da zona comprimida limite (cm)

$A_{s_{mín}}$ – área de aço mínima (cm²)

A_c – área da seção transversal (cm²)

$A_{s_{pele}}$ – área de aço para a armadura de pele (cm²)

M_{res} – momento resistente de cálculo (kNm)

L – comprimento da laje (m)

V_{rd2} – esforço cortante resistente de cálculo (kN)

α_{v2} – coeficiente dependente do f_{ck}

A_{sw} – área da seção transversal dos estribos (cm)

s – espaçamento dos estribos (cm)

V_{sd} – força cortante de cálculo (kN)

V_c – parcela da força cortante absorvida pelo concreto (kN)

f_{ywd} – resistência minorada do aço do estribo (kN/cm²)

$A_{sw,mín}$ – área da seção transversal dos estribos mínima (cm²)

f_{ywk} – resistência característica do aço do estribo (MPa)

$V_{sw,mín}$ – parcela do cortante absorvida pelo aço (kN)

$V_{sd,mín}$ – esforço cortante mínimo a partir da área de aço mínima (kN)

N_d – esforço normal de cálculo (kN)

$P_{máx}$ – esforço normal máximo no estai (kN)

$P_{mín}$ – esforço normal mínimo no estai (kN)

$\sigma_{máx}$ – tensão normal máxima no estai (kN)

σ_{\min} – tensão normal mínima no estai (kN)

$\Delta\sigma$ – variação de tensões no estai (kN)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	19
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	21
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	21
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	21
2.2.1 Objetivo principal	21
2.2.2 Objetivo secundário	21
2.3 PRESSUPOSTO.....	21
2.4 DELIMITAÇÃO	22
2.5 LIMITAÇÕES	22
2.6 DELINEAMENTO.....	22
3 PONTES E PASSARELAS	25
3.1 CONTEXTO HISTÓRICO	25
3.2 FUNÇÕES	26
3.2.1 Função viária	26
3.2.2 Função estática	26
3.2.3 Função estética	27
3.3 CLASSIFICAÇÃO	27
3.3.1 Superestrutura	28
3.3.1.1 Superestruturas em laje.....	28
3.3.1.2 Superestruturas em vigas	28
3.3.1.3 Superestruturas em vigas com seção caixão.....	28
3.3.2 Mesoestrutura	29
3.3.3 Infraestrutura	29
4 PASSARELAS ESTAIADAS	30
4.1 CARACTERÍSTICAS DE ESTRUTURAS ESTAIADAS	30
4.2 PROCESSOS DE CONSTRUÇÃO	30
4.3 CLASSIFICAÇÃO QUANTO A METODOLOGIA DE CÁLCULO	31
4.4 CLASSIFICAÇÃO QUANTO À DISPOSIÇÃO DOS CABOS	32
4.5 TABULEIRO	34
4.5.1 Tabuleiros em aço	36
4.5.2 Tabuleiro em concreto	36
4.5.3 Tabuleiro em estrutura mista	36
4.6 PILARES	36

4.6.1 Configuração longitudinal	37
4.6.2 Configuração transversal	37
4.7 ESTAIS	38
4.7.1 Categorias de estais	38
4.7.1.1 Cabos de barras paralelas	38
4.7.1.2 Cabos de fios paralelos	39
4.7.1.3 Cabos de cordoalhas	39
4.7.1.4 Cabos fechados	40
4.7.2 Ancoragem dos cabos	41
4.7.2.1 Ancoragem externa.....	41
4.7.2.2 Ancoragem interna	42
4.7.2.3 Ancoragem por gancho.....	43
4.7.3 Proteção dos cabos	44
5 MODELAGEM ESTRUTURAL	45
5.1 DEFINIÇÃO DE MODELO ESTRUTURAL	45
5.1.1 Metodologia de cálculo não linear	45
5.1.2 Programa computacional utilizado	46
5.2 DESIGN PRELIMINAR	46
5.2.1 Distribuição da via e suas limitações	46
5.2.2 Tabuleiro	47
5.2.3 Pilares	49
5.2.4 Vigas transversais	50
5.2.5 Estais	51
5.3 CARREGAMENTOS	52
5.3.1 Ações permanentes	53
5.3.1.1 Peso próprio dos elementos estruturais	53
5.3.1.2 Pavimentação.....	53
5.3.2 Ações variáveis	54
5.3.2.1 Cargas móveis	54
5.3.2.2 Cargas devido ao vento.....	56
5.3.2.3 Cargas de construção	57
5.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES	57
5.4.1 Estado limite de serviço	57
5.4.2 Estado limite último	59
5.5 MODELO ESTRUTURAL	61

6 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA	65
6.1 DIMENSIONAMENTO.....	65
6.1.1 Estais	65
6.1.2 Tabuleiro e vigas transversais	74
6.1.2.1 Momento fletor.....	74
6.1.2.1.1 Vigas do tabuleiro.....	77
6.1.2.1.2 Vigas transversais.....	79
6.1.2.1.3 Lajes.....	81
6.1.2.2 Esforço cortante.....	82
6.1.2.2.1 Vigas do tabuleiro.....	85
6.1.2.2.2 Vigas transversais.....	87
6.1.3 Pilares	89
6.2 VERIFICAÇÃO.....	91
6.2.1 Ações dinâmicas	91
6.2.2 Estais	92
6.2.3 Deformações no tabuleiro	93
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	94
REFERÊNCIAS.....	95
APÊNDICE A.....	96
APÊNDICE B.....	103
APÊNDICE C.....	113
APÊNDICE D.....	129

1 INTRODUÇÃO

Pontes e passarelas são elementos presentes no contexto da sociedade desde a antiguidade e possuem, desde lá, o objetivo de facilitar a locomoção de pessoas e bens através de obstáculos como rios, vales e outras vias. Além disso, apresentam grande importância para economia e para a estética da região onde se localizam.

Há cinco grandes grupos nos quais as passarelas podem ser classificadas: em lajes, em vigas T, em viga caixão, em arco ou estaiadas. Dentre essas, as passarelas estaiadas, além de unirem beleza e esbeltez, são muito empregadas quando há necessidade de se transpor grandes vãos.

Sabe-se que tais estruturas possuem um grau de dificuldade de análise avançado, por apresentarem características não lineares. Este trabalho se propõe a analisar essas estruturas com o objetivo de compreender o comportamento estrutural deste sistema e, para isso, foi projetada uma passarela estaiada para cruzar a rodovia BR-116, na cidade de Esteio, no Rio Grande do Sul.

Cada vez mais, nota-se um constante aumento na construção de pontes e passarelas estaiadas, no entanto o fato de serem estruturas de grande beleza, pode mascarar uma eventual inviabilidade econômica. Leonhardt (1979, p. 38), entretanto, afirma que “No caso de vãos grandes, as pontes estaiadas têm-se evidenciado como particularmente adequadas do ponto de vista técnico e também do ponto de vista econômico.”. Esse trabalho busca demonstrar que estas são de fato estruturas viáveis.

De forma a proporcionar um melhor entendimento das diversas etapas de um projeto, este trabalho foi dividido em sete capítulos. Este capítulo inicial introduz o assunto desenvolvido nos próximos capítulos. No **capítulo 2** foram desenvolvidas as diretrizes de pesquisa, as quais compõem a questão de pesquisa, os objetivos principal e secundário, os pressupostos, a delimitação, as limitações e o delineamento.

Os capítulos 3 e 4 compõem a revisão bibliográfica, os quais fornecem o conteúdo teórico para o desenvolvimento deste trabalho. O **capítulo 3** apresenta as características funcionais e

classificatórias de pontes e passarelas enquanto o **capítulo 4** aborda, de forma mais específica, as características gerais de passarelas estaiadas e dos seus respectivos elementos.

Os capítulos 5 e 6 constituem o desenvolvimento deste trabalho. O **capítulo 5** trata da etapa inicial do desenvolvimento, abrangendo a modelagem estrutural, o *design* preliminar e os carregamentos e as combinações desses. O **capítulo 6** conclui o desenvolvimento, abordando tópicos como o dimensionamento e verificação de todos os elementos estruturais.

Por último, no **capítulo 7** foram realizadas as considerações finais deste trabalho.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: qual seria uma alternativa de projeto estrutural para uma passarela estaiada em concreto armado para a situação estudada?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundário e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a elaboração de um projeto estrutural de uma passarela estaiada respeitando os requisitos arquitetônicos e de tráfego.

2.2.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário do trabalho é a descrição das diretrizes de projeto de passarelas estaiadas.

2.3 PRESSUPOSTO

Este trabalho tem por pressuposto que são verdadeiras e válidas as informações contidas nas seguintes normas para a elaboração do trabalho apresentado:

- a) NBR 6118/2004 – Projeto de Estruturas de Concreto;
- b) NBR 6123/1988 – Forças Devidas ao Vento em Edificações;
- c) NBR 7187/2003 – Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido – procedimento;
- d) NBR 7188/1984 – Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre;
- d) NBR 8681/2003 – Ações e Segurança nas Estruturas.

2.4 DELIMITAÇÃO

O trabalho delimita-se a um projeto de uma passarela estaiada, para a travessia da BR 116, na cidade de Esteio/RS.

2.5 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) o estudo de apenas um modelo estrutural específico para a situação estudada;
- b) a análise da força de arrasto do vento foi realizada de forma simplificada, de acordo com a NBR 6123/1988, sem um estudo mais detalhado sobre o assunto;
- c) uso de apenas um programa de cálculo de elementos finitos, o SAP2000, para a modelagem da estrutura, ficando restrito assim, aos recursos computacionais ali disponibilizados;
- d) o dimensionamento das vigas, lajes e pilares foi realizado através de planilhas elaboradas pelo autor e pelo *software* TQS;
- e) não se efetuou o dimensionamento e verificação das fundações;
- f) não foram calculadas as estruturas de acesso à passarela;
- g) não foram verificadas as etapas de construção e montagem da estrutura.

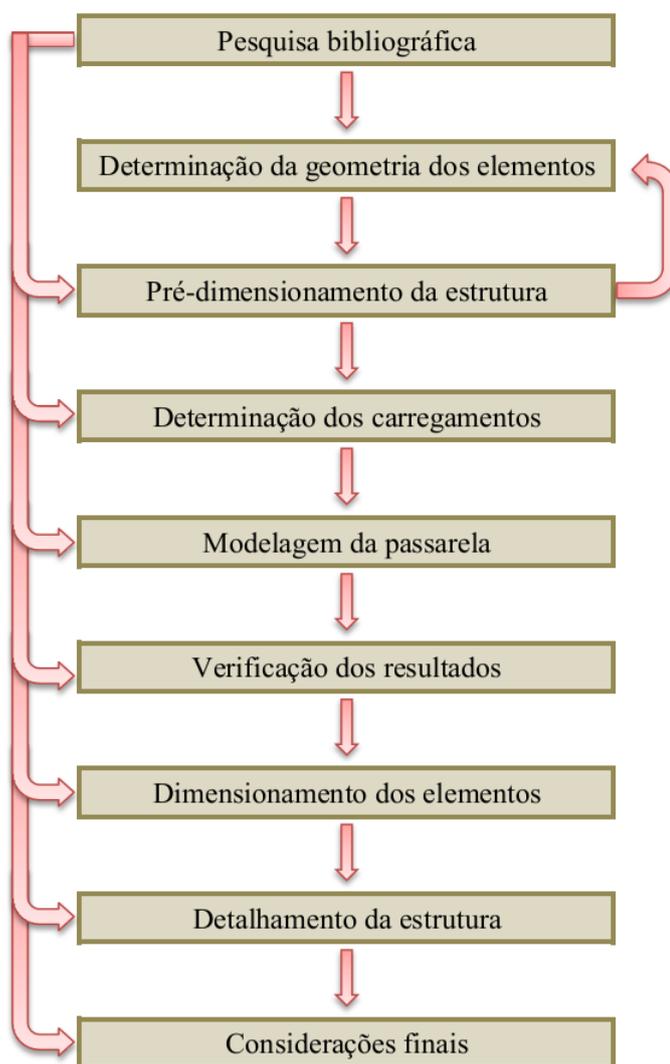
2.6 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 1, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) determinação da geometria dos elementos;
- c) pré-dimensionamento da estrutura;

- d) determinação dos carregamentos;
- e) modelagem da estrutura;
- f) verificação dos resultados;
- g) dimensionamento dos elementos;
- h) detalhamento da estrutura;
- i) considerações finais.

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho



(fonte: elaborado pelo autor)

A **pesquisa bibliográfica** foi a primeira etapa deste trabalho, tendo como objetivo adquirir base teórica necessária para se desenvolver o estudo desta passarela. Todavia, esta se tornou necessária ao longo de todas as etapas deste TCC, como apoio para a resolução das diversas dificuldades encontradas.

Antes de qualquer análise mais aprofundada, foi necessário **determinar a geometria dos elementos** como uma tentativa inicial, podendo assim, então, proceder com o **pré-dimensionamento da estrutura**. De acordo com o resultado desse pré-dimensionamento, pode-se determinar uma nova geometria dos elementos, e então, seguir para a próxima fase.

A **determinação dos carregamentos** permanentes e variáveis é uma das etapas mais importantes para a elaboração de um projeto estrutural, porque qualquer falha ocasionada nessa etapa leva a erros que podem não ser percebidos em fases posteriores. Em posse desses carregamentos, procedeu-se à **modelagem da estrutura**, com o auxílio do *software* SAP2000, e com esse obteve-se todas as envoltórias de solicitações às quais a estrutura está sujeita. Foi de tamanha importância **verificar os resultados** fornecidos pelo *software*, averiguando a possibilidade de resultados diferentes do esperado.

A partir destes valores obtidos, foi possível realizar o **dimensionamento dos elementos**, tanto para o estado limite último como para o estado limite de serviço, com o auxílio de planilhas de cálculo elaboradas pelo autor e pelo *software* TQS. Concluído o dimensionamento, pode-se realizar o **detalhamento da estrutura**, para assim ser capaz de ilustrar o exato posicionamento das armaduras e ligações e como a estrutura é. Por fim, foram deliberadas as **considerações finais**.

3 PONTES E PASSARELAS

Denomina-se passarela a ponte que tem como função realizar a travessia de pedestres. Logo, todas as definições que são apresentadas são equivalentes para pontes ou passarelas, uma vez que a única diferença entre elas é o seu tipo de carregamento. Este capítulo tem como objetivo apresentar um breve contexto histórico, determinar suas funções e classificá-las em relação aos seus elementos constituintes.

3.1 CONTEXTO HISTÓRICO

Leonhardt (1979, p. 9) faz referência ao uso de pontes entre os povos primitivos desde a antiguidade, ressaltando que estas eram primeiramente construídas em corda e madeira, em vigas simples, escoradas ou armadas, ou até em vigas de granito, chegando, estas últimas, a vãos de até 18 m. Os chineses e romanos construíam abóbadas de pedra desde antes de Cristo, sendo que na época dos romanos que se obteve um grande desenvolvimento na arte das formas e no trabalho em pedra.

Pfeil (1983a, p. 17) explica que a partir do século XIX, junto com a revolução industrial, surgiram as pontes metálicas, quando os produtos siderúrgicos se tornaram disponíveis a preços competitivos. Afirma também que:

As primeiras obras metálicas foram construídas em ferro fundido aplicado em peças comprimidas (pilares e arcos). O aço estrutural foi utilizado no último quartel do século XIX.

As pontes pênséis, com cabos formados de fios de aço duro trefilados, foram introduzidas em meados do século passado, e as pontes estaiadas foram construídas após a Segunda Guerra Mundial.

Já no século XX, começaram a surgir as primeiras pontes com um novo material: o concreto. Foi utilizado primeiramente como substituto às rochas em arcos triarticulados, sendo apenas empregado como concreto armado em 1912 (LEONHARDT, 1979, p. 9-10).

A primeira tentativa de ponte estaiada proveio de um carpinteiro alemão, C. T. Loescher, que desenvolveu a estrutura inteiramente em madeira. Entretanto, as primeiras estruturas de

pontes realmente estaiadas foram de *design* híbrido, parte suspensa, parte estaiada, construídas nos Estados Unidos e na Inglaterra (WALTHER et alli, 1999, p. 7, tradução nossa).

No início, as pontes estaiadas foram desenvolvidas em dois diferentes tipos: uma na qual o tabuleiro era apoiado em correntes ancoradas por ganchos e outra na qual hastes inclinadas eram distribuídas ao longo da ponte em pontos fixos. O primeiro arranjo era o normalmente adotado e parecia ser o único adequado para grandes obras (WALTHER et alli, 1999, p. 7, tradução nossa).

Walther et alli (1999, p. 7, tradução nossa) citam ainda que com o tempo, as duas estruturas se tornaram pouco usuais, por apresentarem baixa flexibilidade, rompendo devido à vibração. Por este motivo houve um desinteresse na época, ainda porque nesse mesmo período estavam sendo desenvolvidas pontes de concreto protendido, que obtinham bons retornos.

3.2 FUNÇÕES

Segundo Pfeil (1983a, p. 13-14) as pontes e passarelas possuem funções viárias, estáticas e estéticas. Estas funções estão explicadas nos tópicos a seguir.

3.2.1 Função viária

Pfeil (1983a, p. 13) afirma que a “Função viária da ponte é, por excelência, dar continuidade a estradas na transposição de um obstáculo.”. Estas são as principais características geométricas que determinam as dimensões da ponte ou passarela, pois são elas que determinam quantas faixas essa terá, se haverá faixa de pedestres, entre outros.

3.2.2 Função estática

Para Pfeil (1983a, p. 13):

A função estática consiste em conduzir as cargas da posição onde elas se encontram até o solo. As funções estáticas são representadas pelos principais elementos

estruturais da obra a saber: lajes, vigamento secundário (longitudinal ou transversal), vigamento principal, pilares, blocos de transição e fundações.

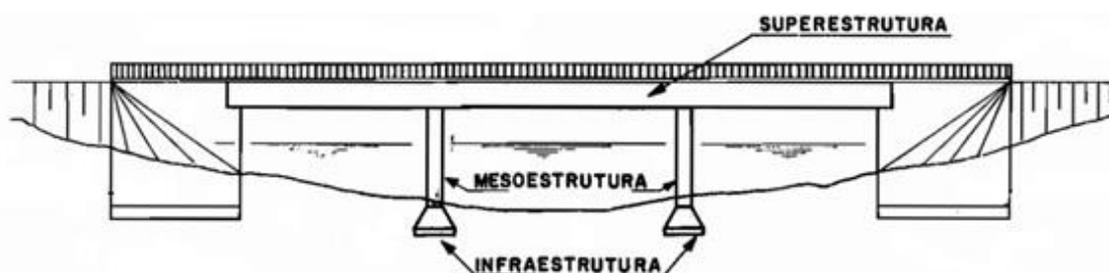
Mais precisamente, a função das lajes é de receber diretamente as cargas dos veículos e distribuí-las para as vigas, principais ou secundárias. Além disso, elas podem fazer parte das vigas T, auxiliando na resistência a flexão da viga (PFEIL, 1983a, p. 13).

3.2.3 Função estética

Diferente das outras funções descritas acima, a função estética não é de natureza utilitária, pois não se relaciona com o funcionamento da obra na estrada. Esta função deve ser levada em conta para que no projeto de uma ponte haja uma geometria equilibrada que forneça harmonia com o meio ambiente (PFEIL, 1983a, p. 14).

3.3 CLASSIFICAÇÃO

Pfeil (1983b, p. 1) afirma que “As pontes, em sua maioria, sob o ponto de vista funcional, podem ser divididas em três partes principais: infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura.”. A figura 2 ilustra esta classificação.



(fonte: adaptado de PFEIL, 1983b, p. 2)

3.3.1 Superestrutura

A superestrutura é o elemento que recebe diretamente as cargas provenientes do fluxo de pessoas, no caso das passarelas, e tem como objetivo transmitir essas cargas para a mesoestrutura. São constituídas geralmente de vigas e lajes, sendo o elemento imediato ao estrado (PFEIL, 1983b, p. 2).

Conforme O'Connor (1975, p. 13):

A seleção do material e da forma estrutural para a superestrutura principal é um problema complexo e só pode ser determinado considerando-se todos os fatores que afetam o projeto de cada ponte. A escolha é função do vão. É também influenciada pela qualidade e custo dos materiais, condições de fundação, altura da superfície do tabuleiro e limitações impostas pelo local na execução.

3.3.1.1 Superestruturas em laje

Apropriadas apenas para casos de pontes e passarelas pequenas, as superestruturas em laje são especialmente indicadas para pontes esconsas ou pontes com largura variável em trechos de bifurcação da estrada. Caso sejam necessárias lajes com alturas acima de 70 cm, pode ser conveniente adotar seções ocas ou nervuradas, com a finalidade de diminuir o peso próprio (LEONHARDT, 1979, p. 53-54).

3.3.1.2 Superestruturas em vigas

Segundo Pfeil (1983b, p. 82), estes tipos de superestruturas são usuais para vãos médios, pois as vigas trabalham com a laje do tabuleiro, formando vigas T, permitindo assim alturas de construção econômicas. Leonhardt (1979, p. 57) reforça que a viga T é muito apropriada para concreto armado e concreto protendido, especialmente quando o esforço predominante no tabuleiro seja o momento fletor positivo.

3.3.1.3 Superestruturas em vigas com seção caixão

Particularmente indicado para vigas contínuas de concreto protendido, Leonhardt (1979, p. 63) afirma que tabuleiros formados por vigas com seção caixão possuem alta rigidez à torção e por isso podem ser adotados sobre pilares isolados e para pontes curvas. A sua capacidade de absorver momentos fletores se deve ao fato de possuir banzos inferiores e superiores

bastante largos, sendo que um desses trabalha à compressão e o outro é utilizado para a acomodação dos cabos e barras.

3.3.2 Mesoestrutura

Constituída por pilares, a mesoestrutura, além dos carregamentos provenientes da superestrutura, é responsável por receber os carregamentos oriundos do vento e, eventualmente, da ação da água em movimento. É o componente responsável de transmitir estes esforços para a infraestrutura (PFEIL, 1983b, p. 1).

Mason (1977, p. 146-147) afirma que o tipo de superestrutura e a altura dos pilares são os fatores predominantes na escolha da sua seção transversal. As soluções variam entre pilares únicos ou conjunto de pilares, podendo ainda ser em quadro ou contraventados. Esses podem ser classificados de acordo com a seção transversal como maciços ou vazados, com seção constante ou variável.

3.3.3 Infraestrutura

A infraestrutura, segundo Pfeil (1983b, p. 1), “[...] é a parte da ponte por meio da qual são transmitidos ao terreno de implantação da obra, rocha ou solo, os esforços recebidos da mesoestrutura.”. Fazem parte da infraestrutura as sapatas, blocos, estacas, tubulões e blocos de coroamento.

4 PASSARELAS ESTAIADAS

Mais precisamente, as passarelas estaiadas, de acordo com Leonhardt (1979, p. 36), são passarelas nas quais o tabuleiro é suspenso por meio de cabos inclinados os quais são fixados em torres. Essa tipologia de passarela é descrita neste capítulo de forma mais específica, abordando assuntos como as principais características de estruturas estaiadas, processos de construção, as suas classificações em relação à metodologia de cálculo e a disposição dos cabos e a descrição dos seus elementos: tabuleiro, pilares e estais.

4.1 CARACTERÍSTICAS DE ESTRUTURAS ESTAIADAS

O'Connor (1975, p. 411-412) expõe algumas das principais características específicas de pontes de vigas estaiadas, tais como:

- a) o melhor aproveitamento de material, devido ao uso de cabos de alta resistência à tração, reduzindo assim o peso e consecutivamente gerando um menor custo;
- b) os cabos retos ao invés de curvos, em comparação com pontes pênses enrijecidas, resultam em uma maior rigidez;
- c) o fato de os cabos serem ancorados inclinados no tabuleiro faz com que surjam forças de compressão, as quais surgem da decomposição da força do cabo na horizontal, que, no caso de estruturas em concreto, pretendem o tabuleiro;
- d) em comparação com pontes pênses enrijecidas, as pontes estaiadas são menos eficientes no suporte de carga permanente, mas mais competentes sob a carga móvel. Assim, podem não ser econômicas para vãos muito grandes;

4.2 PROCESSOS DE CONSTRUÇÃO

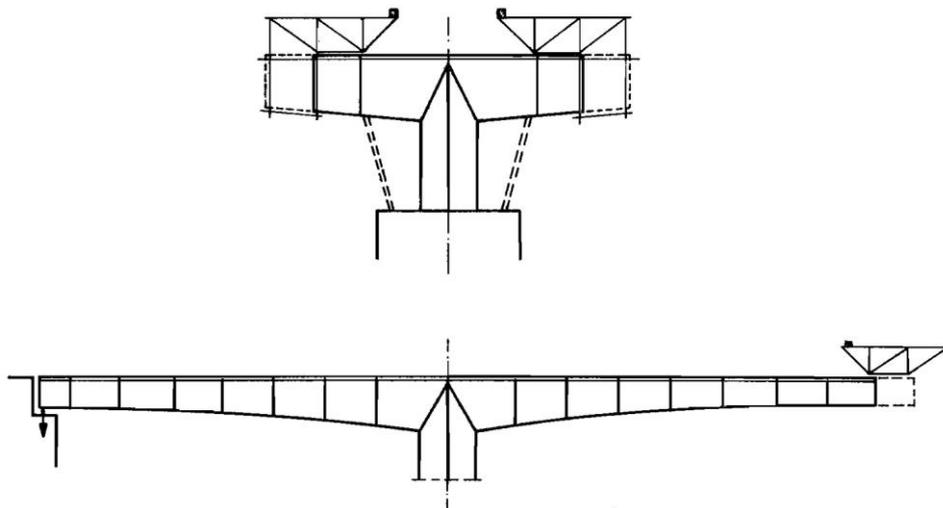
De acordo com Leonhardt (1979, p. 39), “Os processos de construção têm uma enorme influência sobre a escolha da seção transversal da ponte.”. Por este motivo, antes de qualquer descrição mais aprofundada sobre estruturas estaiadas, este assunto deve receber uma atenção especial.

Leonhardt (1979, p. 39-50) explica que estes métodos podem ser classificados em dois grandes grupos: os moldados *in situ* e os pré-moldados. Para os moldados *in situ* têm-se as

técnicas de fôrmas sobre escoramentos fixos ou deslizantes e a de balanços sucessivos. Já para os pré-moldados, pode-se fabricar peças que vencem o vão inteiro ou por segmentos. Para pontes estaiadas, mais precisamente, a técnica mais empregada é a de balanços sucessivos, moldados *in situ* ou por segmentos pré-moldados.

De acordo com Leonhardt (1979, p. 42-45), este processo baseia-se na execução, a partir de um ponto fixo, de trechos em balanço, normalmente de 3 a 5 m de extensão, que se equilibram pelo avanço simultâneo dos vãos vizinhos, como mostra a figura 3. A montagem destes trechos pode ser realizada por uma treliça de lançamento, para moldagem *in situ*, ou pelo simples encaixe, no caso de segmentos pré-moldados. Diferente dos outros tipos de pontes, as estaiadas têm a vantagem de poderem sustentar os segmentos com os próprios estais, não sendo assim caracterizados como segmentos engastado-livre.

Figura 3 – Método dos avanços sucessivos



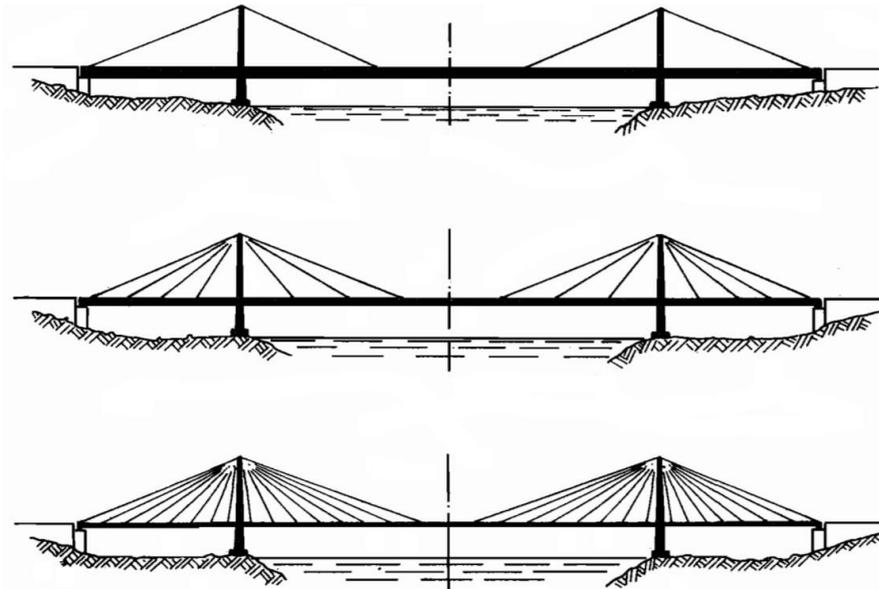
(fonte: adaptado de LEONHARDT, 1979, p. 43)

4.3 CLASSIFICAÇÃO QUANTO A METODOLOGIA DE CÁLCULO

Leonhardt (1979, p. 36) cita que, caso a ponte possua cabos muito espaçados uns dos outros, a ponte deve ser analisada como ponte em viga com apoios intermediários. De outro modo, pontes com cabos pouco afastados devem ser analisadas como uma ponte em balanço, na qual o banzo inferior é formado pelo tabuleiro, sendo este comprimido, e o banzo superior é

formado pelos cabos inclinados, que estão tracionados. Esta diferença entre os espaçamentos está diretamente ligada com a espessura da superestrutura. Quanto mais afastados os cabos estão, maior deve sua espessura, como está representado na figura 4.

Figura 4 – Diferentes espaçamentos entre cabos, resultando em diferentes espessuras da superestrutura



(fonte: adaptado de LEONHARDT, 1979, p. 36)

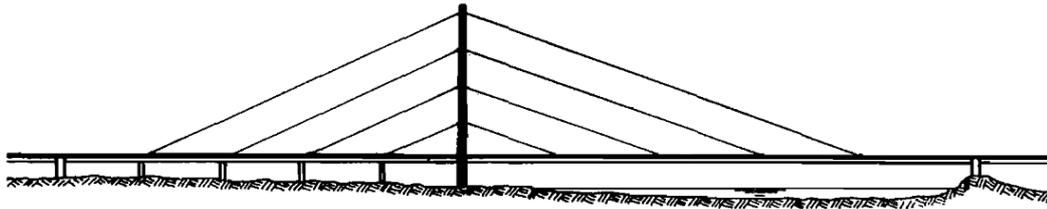
4.4 CLASSIFICAÇÃO QUANTO À DISPOSIÇÃO DOS CABOS

As passarelas estaiadas também podem ser classificadas de acordo com a distribuição dos cabos nos pilares, podendo dispô-los em forma de leque ou em forma de harpa. Leonhardt (1979, p. 36) ressalta que:

A disposição em leque é mais eficiente do ponto de vista técnico e mais econômica do que a em forma de harpa, a qual, no entanto, dá uma melhor aparência estética no caso de poucos cabos [...]. Pode-se, evidentemente, adotar uma disposição para os cabos intermediária entre o leque e a harpa [...].

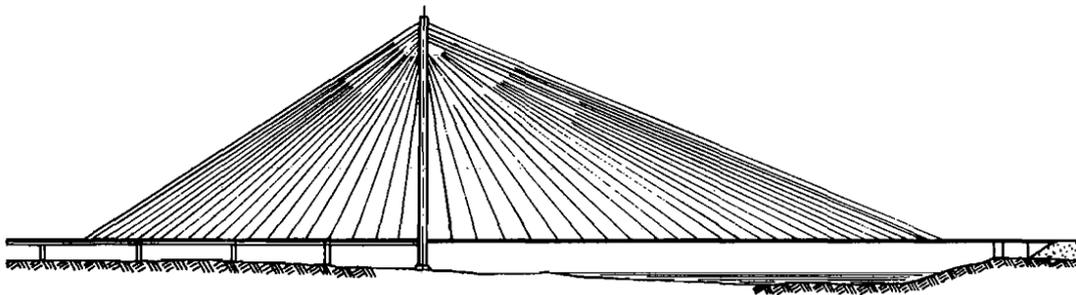
Leonhardt (1979, p. 37) reforça que, para simplificar a ancoragem na parte superior da torre, os cabos, quando dispostos em leque, não são mais levados a um único ponto, e sim ancorados uns embaixo dos outros. As figuras 5 e 6 representam a disposição dos cabos em harpa e em leque, respectivamente.

Figura 5 – Ponte estaiada com cabos dispostos em forma de harpa



(fonte: LEONHARDT, 1979, p. 37)

Figura 6 – Ponte estaiada com cabos dispostos em forma de leque



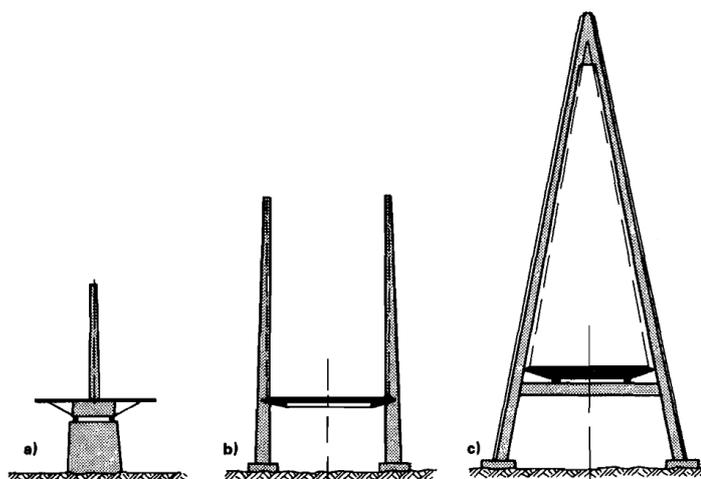
(fonte: LEONHARDT, 1979, p. 37)

De acordo com Walther et alli (1999, p. 25, tradução nossa), há uma grande diferença, do ponto de vista econômico e estrutural, das pontes em harpa e em leque. As pontes em harpa agregam valor estético à ponte, devido ao fato dos cabos estarem paralelos entre si, o que a torna uma estrutura mais agradável aos olhos dos espectadores. Já do ponto de vista estrutural, as pontes em leque apresentam diversas vantagens, entre as quais o fato de:

- a) o peso total dos cabos necessários ser substancialmente menor dada a inclinação média mais favorável dos estais;
- b) a força horizontal produzida pelos cabos no tabuleiro ser menor;
- c) o momento fletor nas torres permanecer moderado.

A decisão de como os estais são distribuídos interfere diretamente na determinação da escolha da disposição dos pilares. Caso se decida por arranjar os cabos em um único plano, com suspensão no eixo da passarela, ou seja, com um pilar central (figura 7a), há necessidade de se ter uma viga com seção celular, rígida à torção, para absorver as cargas atuantes quando estas agem em um só lado da passarela. Todavia, comumente se adotam dois planos de cabos ancorados nos bordos da passarela que são fixados em torres conforme as figuras 7b e 7c, possibilitando uma superestrutura mais esbelta (LEONHARDT, 1979, p. 37).

Figura 7 – Três diferentes possibilidades de torres para pontes estaiadas



(fonte: LEONHARDT, 1979, p. 37)

Walther et alli (1999, p. 24, tradução nossa) reforçam ainda que o uso de torres em forma de “A”, conforme a figura 7c, aumenta a rigidez e a estabilidade da estrutura, devido ao fato de que a superestrutura em conjunto com os dois planos de estais inclinados se comportam como uma seção fechada rígida à flexão, o que reduz consideravelmente a rotação da pista de rolamento. O que torna essa opção inviável, em alguns casos, é a dificuldade de construção e o fato de que os planos de estais inclinados necessitam de um tabuleiro rígido a flexão no sentido transversal da ponte.

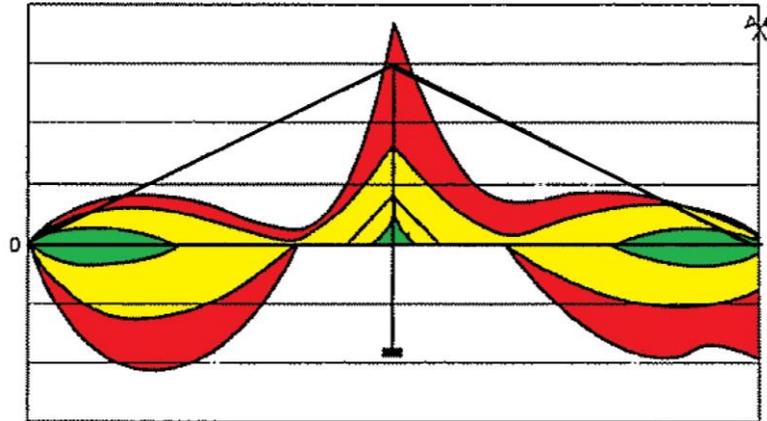
4.5 TABULEIRO

A escolha do tabuleiro para pontes e passarelas estaiadas demanda uma análise mais aprofundada, pois ela depende do vão a ser vencido, do número de planos e da disposição dos estais e da seção transversal dos pilares. Para esses tabuleiros, a absorção de momento fletor é função de sua rigidez. Por isto, Walther et alli (1999, p. 41, tradução nossa) defendem que devem ser adotados tabuleiros flexíveis, para assim atenuar as solicitações impostas na estrutura. Deve-se ressaltar que muitas vezes essa redução não é possível, porque do mesmo modo que o momento fletor imposto diminui, o momento fletor resistente do tabuleiro também reduz.

Walther et alli (1999, p. 80, tradução nossa) comprova essa diferença com um exemplo. Aplicando três diferentes tabuleiros com o mesmo peso próprio, mas momento de inércia da seção transversal diferente, mantendo fixa a distribuição de estais em forma de semi-harpa,

para um vão de 200 m e momento de inércia do pilar de 48 m⁴, obtêm-se diferentes envoltórias de momentos fletores. A figura 8 demonstra essa diferença, sendo verde a envoltória de momentos para um tabuleiro de 0,07 m⁴, amarela a de 1,05 m⁴ e a vermelha a de 3,5 m⁴.

Figura 8 – Exemplo de envoltória de momentos fletores para diferentes tabuleiros



(fonte: adaptado de WALTHER et alli, 1999, p. 80)

Conforme Walther et alli (1999, p. 42, tradução nossa), o tabuleiro pode ser em aço, em concreto ou em estrutura mista. Na tabela 1, está apresentada a estimativa da distribuição do peso próprio de tabuleiros em diferentes materiais.

Tabela 1 – Estimativa da distribuição de peso próprio de tabuleiros para diferentes materiais

Material	Peso (kN/m ²)
Aço	2,5 - 3,5
Mista	6,5 - 8,5
Concreto	10,0 - 15,0

(fonte: adaptado de WALTHER et alli, 1999, p. 42)

A primeira impressão é de que o aço seria o melhor material a ser utilizado, devido ao baixo peso específico. Entretanto Walther et alli (1999, p. 42, tradução nossa) afirmam que o alto custo do aço em relação ao concreto torna essa escolha mais complexa do que aparenta.

4.5.1 Tabuleiros em aço

Um tabuleiro em aço proporciona a melhor resposta à demanda de economia na utilização de materiais. É possível até, em alguns casos, limitar o peso próprio a um sobre quinze avos do peso próprio de um tabuleiro de concreto. Todavia, o preço do aço varia de duas a quatro vezes mais do que o do concreto. Portanto, a redução do peso próprio deve ser suficiente a ponto de compensar o alto custo, para que assim este material seja competitivo (WALTHER et alli, 1999, p. 42-43, tradução nossa).

4.5.2 Tabuleiro em concreto

Segundo Walther et alli (1999, p. 43, tradução nossa), a ideia de pontes estaiadas, que inicialmente foi adotada apenas para estruturas em aço, rapidamente foi conduzida para estruturas em concreto. O alto peso próprio não se torna um fator decisivo no caso de pontes com vãos pequenos ou médios, o que mostra que soluções em concreto podem se tornar econômicas.

4.5.3 Tabuleiro em estrutura mista

O uso de estruturas mistas de concreto e aço vêm sendo admitido, tanto por estudos quanto por pontes reais, como sendo vantajosas em alguns aspectos. Um destes aspectos, considerado como a maior vantagem dessas construções, é o fato de serem estruturas mais leves do que as em concreto. Entretanto alguns engenheiros projetistas e construtores, devido ao alto custo de estruturas ortotrópicas, estão tendenciosos a abandonar este tipo de projeto (WALTHER et alli, 1999, p. 53, tradução nossa).

4.6 PILARES

O delineamento geral de uma ponte estaiada, conforme Walther et alli (1999, p. 63, tradução nossa), é uma tarefa que está relacionada com todas as diversas partes da estrutura. O objetivo desta divisão é o de revelar o papel fundamental desempenhado pelo desenho dos pilares

desse processo iterativo, por meio de uma descrição qualitativa das condições específicas que estes elementos devem cumprir.

4.6.1 Configuração longitudinal

Walther et alli (1999 p. 63-64) referem que a configuração longitudinal dos pilares e as condições estáticas associadas devem cumprir, de forma adequada, com requisitos de estabilidade longitudinal adequados e um bom desempenho sob condições operacionais. A proposta de posicionamento dos estais e as condições locais são relevantes na escolha da seção transversal. Como já mencionado anteriormente, a escolha da disposição dos estais em leque é favorável do ponto de vista dos pilares, pois o momento fletor transferido para estes é relativamente menor.

4.6.2 Configuração transversal

A escolha entre a suspensão lateral e central é o fator crítico que rege a concepção transversal dos pilares. Para isso, é necessário analisar todos os fatores preponderantes antes de se tomar a decisão final.

No caso da suspensão lateral, pode-se fazer uso de pilares alinhados com o plano de estais e assim eliminar qualquer esforço transversal. Todavia, em alguns casos, devido à largura do tabuleiro ou à locação dos pilares, isto não é possível. Assim, deve-se levar em conta momentos fletores transversais. Se esse for o caso, pode-se tornar necessária a utilização de pilares em forma de “A” ou pórticos para aumentar a rigidez à flexão lateral desses (WALTHER et alli, 1999, p. 66-67, tradução nossa).

No caso de suspensão central, deve-se evitar ao máximo qualquer possível esforço transversal, devido à baixa rigidez dos pilares neste sentido. Entretanto, para Walther et alli (1999, p. 67-68, tradução nossa), a esbeltez transversal do pilar central é mantida dentro dos limites razoáveis pela presença de um ajustador da força horizontal introduzida pelos cabos.

4.7 ESTAIS

Em relação aos componentes já citados, os estais são elementos complexos e, portanto, torna-se necessário o melhor entendimento do funcionamento desses. Para isso, esta divisão está separada em categorias de estais e ancoragem e proteção dos cabos.

4.7.1 Categorias de estais

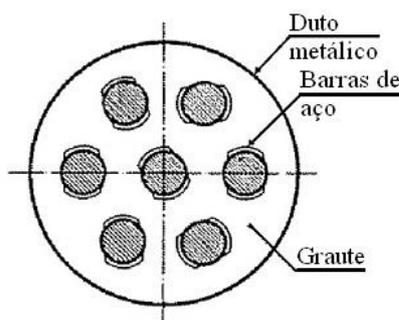
Segundo Walther et alli (1999, p. 89, tradução nossa), os sistemas de suspensão de pontes estaiadas podem ser divididos em quatro categorias em função do uso de cabos:

- a) de barras paralelas;
- b) de fios paralelos;
- c) de cordoalhas;
- d) fechados.

4.7.1.1 Cabos de barras paralelas

De acordo com a definição de Walther et alli (1999, p. 89, tradução nossa), os cabos de barras paralelas são cabos formados de hastes ou barras de aço, paralelas entre si, posicionadas dentro de dutos metálicos, nos quais são mantidas em sua posição por espaçadores de polietileno, conforme ilustração a figura 9. O fato de as barras serem espaçadas entre si garante o deslizamento entre elas no sentido longitudinal, o que simplifica o processo de tensionamento individual. Graute é injetado após a montagem para que os dutos cumpram sua parte na resistência as tensões devido às cargas móveis.

Figura 9 – Cabos de barras paralelas



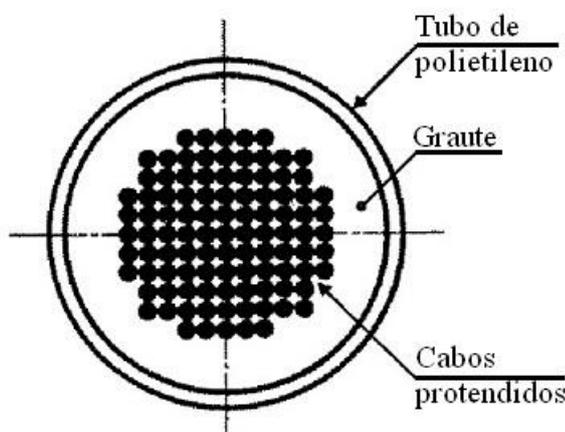
(fonte: adaptado de WALTHER et alli, 1999, p. 89)

O uso de um aço de menor resistência, comparado aos de fios e cordoalhas, resulta em maiores áreas de aço. Isso conduz a uma redução das variações de tensão e, portanto, diminui o risco de falha por fadiga. No entanto, a colocação de tais barras pode ser apenas prevista quando se lida com pontes em que a carga permanente é predominante em relação à carga móvel (WALTHER et alli, 1999, p. 89, tradução nossa).

4.7.1.2 Cabos de fios paralelos

Walther et alli (1999, p. 91, tradução nossa) citam que no século XIX, J. Roebling desenvolveu a técnica de fiação parabólica de cabos para pontes suspensas, o que possibilitou a criação de cabos de fios paralelos. Consistem de agrupamentos de fios de 6 ou 7 mm, paralelos entre si, como mostra a figura 10. Possuem pouca diferença dos cabos de barras paralelas, por também serem envolvidos por dutos e serem preenchidos com graute. As diferenças estão na resistência máxima, que é maior, e na resistência à fadiga, que é menor a dos cabos de barras paralelas.

Figura 10 – Cabos de fios paralelos



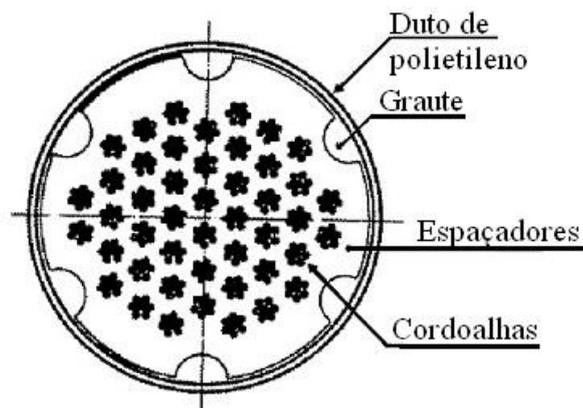
(fonte: adaptado de WALTHER et alli, 1999, p. 90)

4.7.1.3 Cabos de cordoalhas

Este tipo de cabo utiliza cordoalhas no interior de seu duto de revestimento, ao invés de fios e barras, como mostra a figura 11. Cada cordoalha consiste de sete fios retorcidos, resultando em diferentes áreas transversais, para cada tipo de fio utilizado. Apesar de apresentar uma alta

resistência à tração, as cordoalhas, quando são tensionadas, produzem tensões laterais que têm um efeito ruim na sua resistência à fadiga. Além disso, a resistência à corrosão destes cabos é menor, pois a relação área de exposição ao ar por área da seção transversal é maior do que naquelas nas quais se tem seções circulares (WALTHER et alli, 1999, p. 91, tradução nossa).

Figura 11 – Cabos de cordoalhas



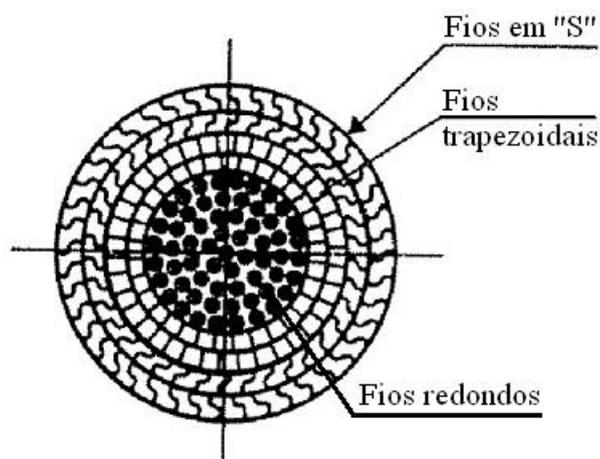
(fonte: adaptado de WALTHER et alli, 1999, p. 92)

4.7.1.4 Cabos fechados

De acordo com Walther et alli (1999, p. 92, tradução nossa), neste tipo de cabo, os fios são dispostos em camadas sucessivas enrolados em torno de um núcleo central, que é constituído por fios circulares e paralelos, para então serem envolvidos por fios com seção transversal em forma de “S”. Estes últimos formam um envelope, que é praticamente estanque, como mostra a figura 12.

As vantagens destes cabos residem na facilidade de instalação, na economia pelo fato de não serem necessários dutos e graute, no espaço de ancoragem reduzido e na grande flexibilidade que torna possível a utilização de selas guias nos pilares ao contrário de ancoragens intermediárias (WALTHER et alli, 1999, p. 92-93, tradução nossa).

Figura 12 – Cabos fechados



(fonte: adaptado de WALTHER et alli, 1999, p. 92)

4.7.2 Ancoragem dos cabos

De acordo com Walther et alli (1999, p. 68, tradução nossa), a experiência obtida desde as primeiras pontes estaiadas mostra que o projeto das ancoragens dos estais deve seguir três condições básicas:

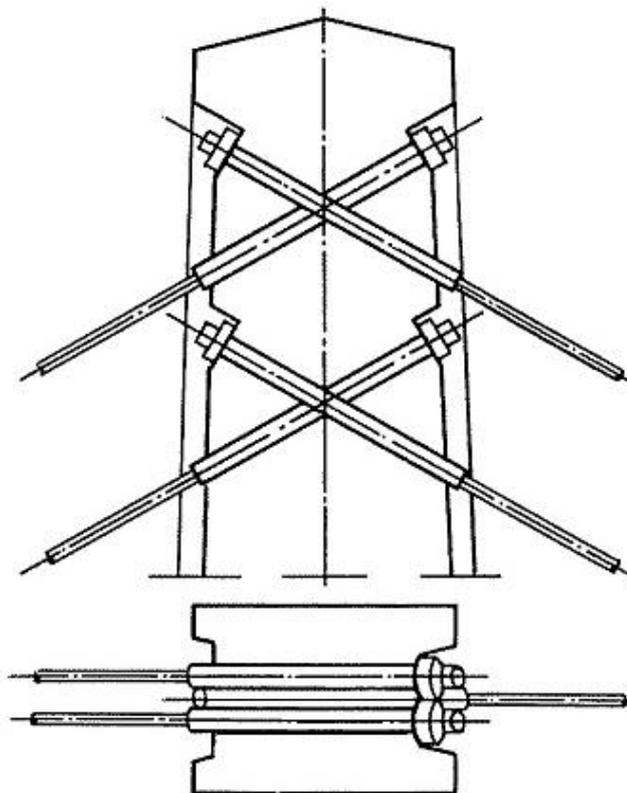
- a) a ancoragem deve ser acessível e permitir que o cabo seja substituído;
- b) o detalhamento estrutural deve permitir uma instalação simples e econômica dos estais;
- c) as componentes horizontais das forças nos estais devem ser equilibradas de um modo simples e permanente, sem a introdução de torção nos pilares.

Estes elementos desempenham um papel importante e devem ser levados em conta desde o início do projeto. Os cabos podem ser ancorados externamente, internamente ou por gancho.

4.7.2.1 Ancoragem externa

Para Walther et alli (1999, p. 68, tradução nossa), nas pontes com pilares de seção maciça as ancoragens podem ser instaladas em reentrâncias pelo lado exterior, como mostra a figura 13. Esta simples e lógica solução é adequada para pontes em harpa ou semi-harpa. Cuidado deve ser tomado para que não sejam introduzidos momentos torçores, cujos efeitos cumulativos podem levar a deformações indesejadas sob a ação da fluência.

Figura 13 – Ancoragem externa

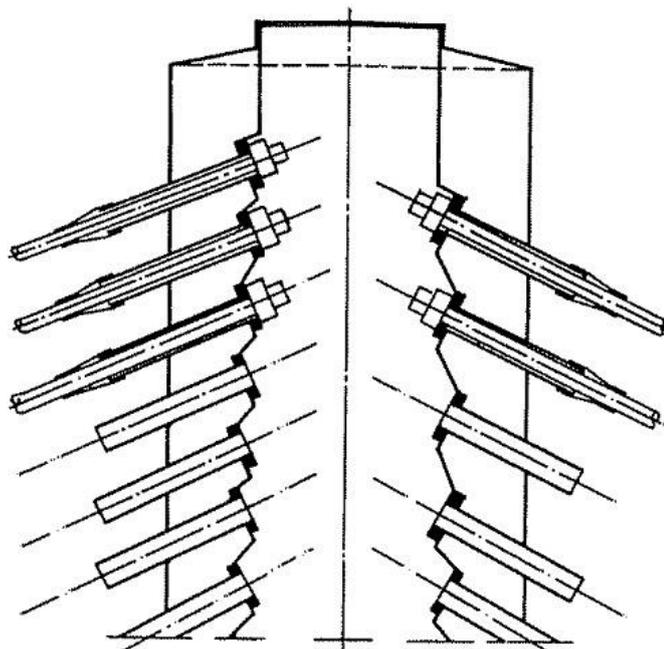


(fonte: adaptado de WALTHER et alli, 1999, p. 69)

4.7.2.2 Ancoragem interna

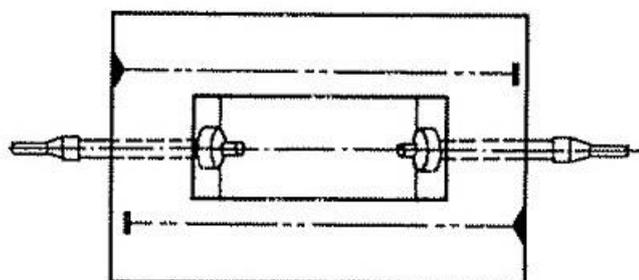
Para estruturas de grandes vãos, em que os pilares têm seção vazada, pode-se realizar a ancoragem internamente, conforme a figura 14. O acesso às ancoragens é garantido por escadas ou elevadores e o espaço interno deve ser suficiente para receber os equipamentos de instalação mais os comprimentos salientes das ancoragens. Em alguns casos, o equilíbrio da força horizontal deve ser compensado pela aplicação de forças de protensão nas paredes laterais das torres, ancoradas por placas, conforme a figura 15 (WALTHER et alli, 1999, p. 69, tradução nossa).

Figura 14 – Ancoragem interna



(fonte: adaptado de WALTHER et alli, 1999, p. 70)

Figura 15 – Protensão para ancoragem interna

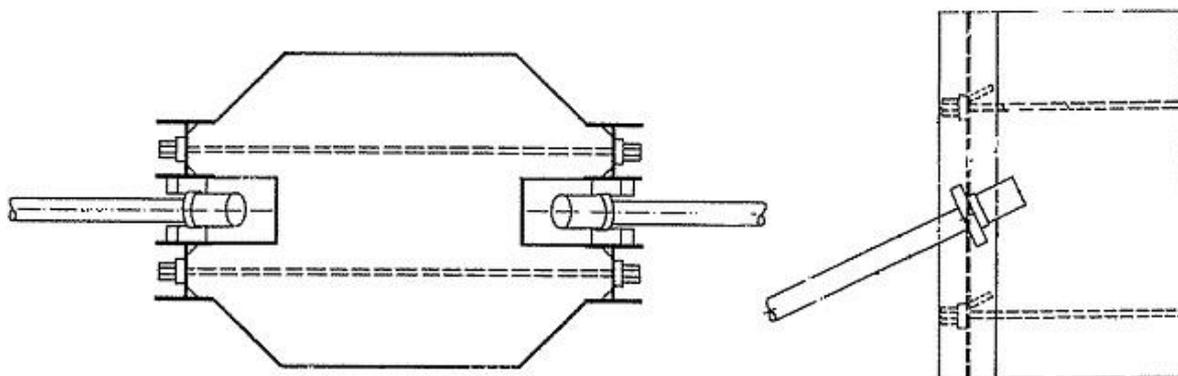


(fonte: adaptado de WALTHER et alli, 1999, p. 70)

4.7.2.3 Ancoragem por gancho

Diferente das duas outras soluções apresentadas, que eram extremamente simples, Walther et alli (1999, p. 69, tradução nossa) afirmam que a ancoragem por gancho é uma solução muito elegante, destinada a simplificar a construção. Envolve a colocação de seções metálicas equipadas com aberturas em forma de U em cada extremidade, para que sirvam de âncoras durante a instalação dos cabos. Este tipo de ancoragem pode ser visto na figura 16.

Figura 16 – Ancoragem por gancho



(fonte: adaptado de WALTHER et alli, 1999, p. 70)

4.7.3 Proteção dos cabos

Para Walther et alli (1999, p. 99, tradução nossa), os estais são os elementos mais expostos às influências do ambiente agressivo, principalmente à corrosão, e devem, portanto, ser protegidos da melhor maneira possível. Na verdade, os poucos casos ocorridos de danos em estais, que tiveram que ser substituídos ou reparados, ocorreram por corrosão. No entanto, os autores afirmam que, devido a extensos desenvolvimentos em pesquisas e experiências práticas adquiridas ao longo dos tempos, diversos métodos de proteger os cabos de forma muito eficiente contra a corrosão existem hoje, de modo que esse difícil problema pode ser resolvido de forma satisfatória.

Com exceção dos cabos fechados, estais normais são geralmente envoltos por dutos metálicos ou de materiais plásticos resistentes à agressividade ambiental. A eficiência destes materiais depende principalmente do tipo de cabo utilizado e dos métodos de proteção adicionais, como o graute e o revestimento (WALTHER et alli, 1999, p. 69, tradução nossa).

5 MODELAGEM ESTRUTURAL

Para poder iniciar modelagem da estrutura foi necessário primeiro adotar os critérios e os carregamentos que foram utilizados. Este capítulo tem como objetivo apresentar o início do desenvolvimento do projeto estrutural, abordando a metodologia aplicada, o *design* preliminar, os carregamentos e as combinações desses e o modelo estrutural final.

5.1 DEFINIÇÃO DE MODELO ESTRUTURAL

De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2003b, p. 7):

O modelo estrutural escolhido deve ser tal que permita uma boa avaliação da resposta da estrutura real às ações nela previstas. Geralmente, as estruturas podem ser decompostas em elementos estruturais mais simples, lineares e de superfície, ressaltando-se que as dimensões desses elementos devem manter entre si proporções compatíveis com sua classificação.

5.1.1 Metodologia de cálculo não linear

O'Connor (1975, p. 427-428) afirma que “A contribuição das deformações para o comportamento não linear das pontes estaiadas é relativamente pequena.”. Indica também que o momento fletor obtido pelo cálculo elástico tende a ser maior do que o pelo cálculo não linear geométrico, na ordem de 6 a 12%.

Este cálculo pode ser feito de forma aproximada, segundo O'Connor (1975, p. 427-430), por uma sequência iterativa de operações. Primeiro, para um dado carregamento, se faz o cálculo linear elástico, usando a geometria inicial, obtendo assim, as suas respectivas deformações. A partir destas deformações, pode-se obter a nova geometria corrigida, para assim fazer um segundo cálculo linear elástico. Esse procedimento segue até que as deformações resultem na mesma geometria anteriormente obtida.

5.1.2 Programa computacional utilizado

O modelo estrutural foi realizado no *software* SAP2000, no qual foi efetuado o lançamento de todos os elementos e de todos os carregamentos. Este programa faz a análise estática e dinâmica da estrutura baseando-se no método dos elementos finitos, substituindo cada barra previamente determinada em diversos trechos, o que torna os resultados obtidos muito mais próximos dos reais.

5.2 DESIGN PRELIMINAR

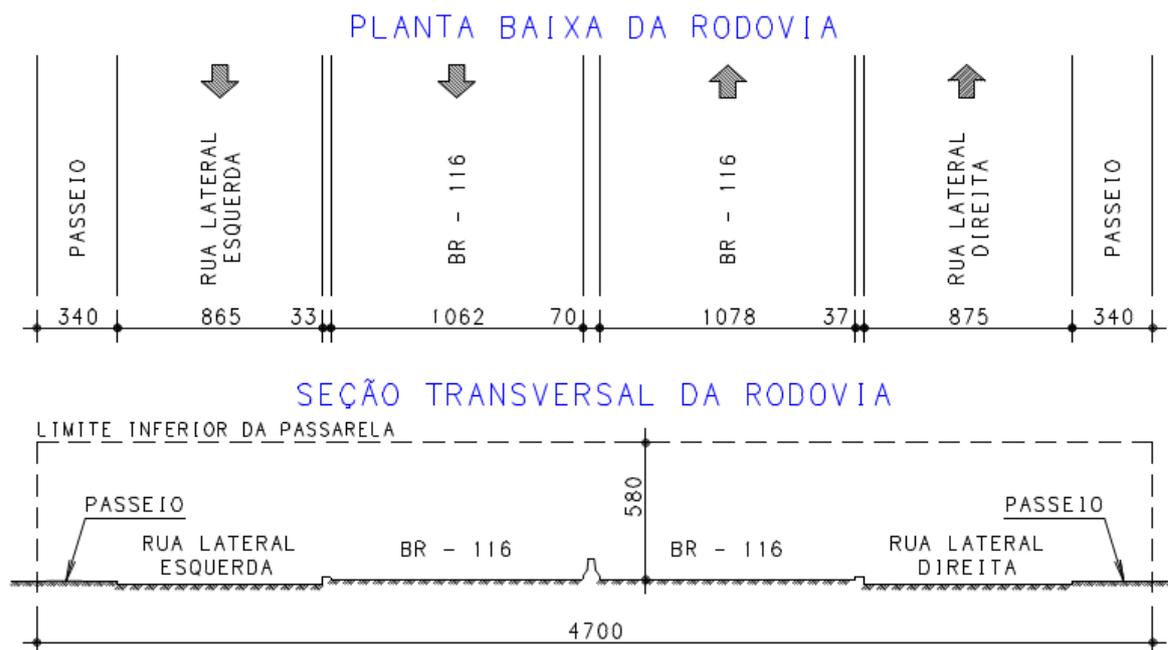
Antes de qualquer cálculo ser iniciado, há a necessidade de se definir as seções geométricas de todos os elementos estruturais. É importante que o *design* preliminar seja muito próximo da seção transversal definitiva, principalmente para pontes e passarelas estaiadas. Isso se deve ao fato de que, dada uma distribuição dos cabos, qualquer mudança na seção transversal dos pilares ou do tabuleiro altera a força de protensão a ser aplicada nos estais, modificando assim todas as solicitações impostas na estrutura.

Para a determinação da geometria dos elementos, devem ser analisadas primeiramente características de espaço e disposição da via, para que possam ser definidas as posições dos pilares, e a altura livre necessária entre o tabuleiro e a rodovia, para que possam ser definidos os níveis da estrutura. Além disso, a largura do passeio e a disposição da rampa de acesso são informações necessárias para a realização do projeto.

5.2.1 Distribuição da via e suas limitações

A primeira etapa de um projeto de uma ponte ou passarela é definir as limitações do terreno e as possibilidades de implantação dos pilares, para que assim seja definido o vão livre entre os mesmos, podendo assim atribuir o tipo de tabuleiro que melhor se adapta ao vão estabelecido. Para isso, tomaram-se como base as informações contidas no projeto original de uma passarela estaiada na mesma localidade, a qual não foi executada principalmente devido a problemas financeiros. As informações retiradas desse projeto foram a disposição das vias que sob ela passam e os valores estabelecidos de 3,40 m de passeio e de 5,80 m de vão livre entre a estrutura e as pistas principais da BR 116. Essas informações estão ilustradas na figura 17.

Figura 17 – Distribuição da via e suas limitações



(fonte: elaborado pelo autor)

A grande diferença entre o projeto original e o projeto deste trabalho reside na quantidade de torres de estaiamento e seus respectivos estais. No projeto original foram adotadas duas torres com dois planos de estais, formando assim uma estrutura simétrica. Esse pode ter sido um dos motivos de esse projeto original ter sido considerado economicamente inviável, tendo em vista que o vão livre entre pilares não era muito grande. Com o objetivo de explorar melhor o sistema de estaiamento, optou-se por utilizar apenas uma torre, ainda com dois planos de estais, fazendo assim com que apenas esta torre sustentasse o vão inteiro.

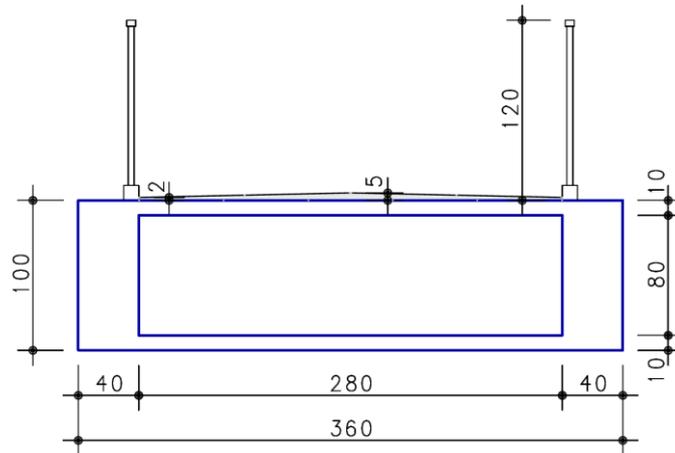
5.2.2 Tabuleiro

A seção transversal do tabuleiro é o primeiro elemento estrutural a ser definido. Com base no projeto existente, a largura útil do tabuleiro deve ser de 2,80 m e o seu guarda corpo deve ter 1,20 m de altura acima da laje. Optou-se pela utilização de uma seção transversal com vigas caixão, as quais possibilitam tabuleiros com alto momento de inércia com baixo peso próprio.

Considerando um diâmetro de 20 cm para o tubo de revestimento dos estais, optou-se por adotar um valor de 40 cm para a largura das vigas, com o objetivo de que ainda existisse espaço suficiente para as armaduras longitudinais. Devido ao fato de o tabuleiro ser de uma

passarela estaiada, é difícil de estimar a melhor altura para as vigas, do ponto de vista econômico, pois essa depende de diversos outros fatores. Como estimativa inicial adotou-se um valor de 60 cm, que depois passou a ser de 100 cm devido ao modo de vibração longitudinal estar muito baixo. Para as lajes optou-se por uma espessura de 10 cm. A figura 18 ilustra melhor a seção transversal adotada para o tabuleiro.

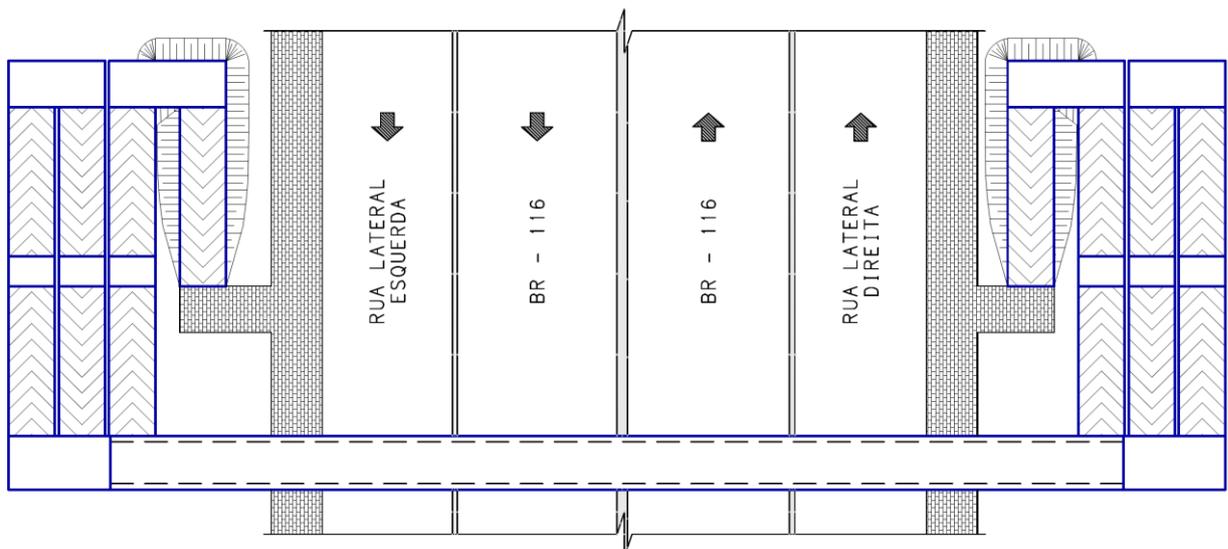
Figura 18 – Seção transversal do tabuleiro



(fonte: elaborado pelo autor)

A partir destes dados foi possível então elaborar um *layout* da disposição do tabuleiro e das rampas de acesso. Esse *layout* está apresentado na figura 19.

Figura 19 – *Layout* da disposição do tabuleiro e das rampas de acesso



(fonte: elaborado pelo autor)

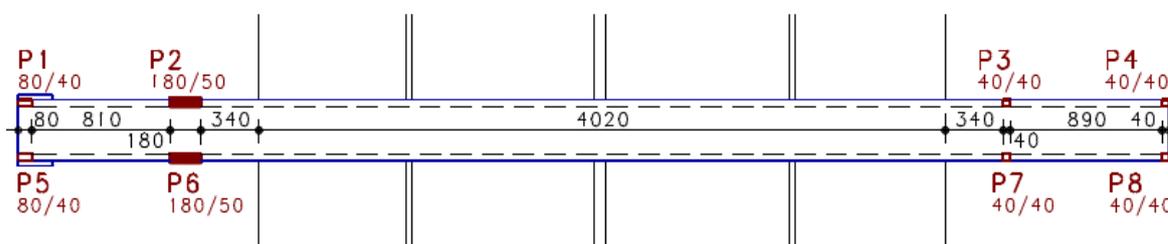
5.2.3 Pilares

Neste projeto há três tipos diferentes de pilares: pilares tirantes, os quais estão sempre tracionados; pilares da torre, os quais sustentam os estais; e pilares convencionais, os demais pilares que não apresentam características especiais. Por questão de praticidade, a estimativa inicial desses pilares baseou-se mais em questões geométricas do que estruturais. Outra característica que deve ser respeitada é que, segundo a NBR 7187, a menor dimensão de um pilar não pode ser inferior a 40 cm nem a 1/25 da altura livre (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 9).

Primeiramente optou-se por uma largura de 40 cm para todos os pilares, fazendo assim com que esses tivessem a mesma largura da viga do tabuleiro. Todavia foi necessário aumentar a largura do pilar da torre para 50 cm, pois, como é apresentado a seguir, como o vão do pilar no sentido do eixo Y era de 10,95 m, a menor dimensão admissível por norma era de 43,8 cm. Como fator positivo, esse aumento também facilita a ancoragem dos cabos nas zonas de trespasse dos estais.

Para o pilar da torre, atribuiu-se como tentativa inicial uma altura de 22,6 m para melhor distribuir os estais. Para essa altura foi necessária a utilização de um comprimento de 180 cm. Para o comprimento dos demais pilares admitiu-se valores de 80 cm para os pilares tirantes e 40 cm para os pilares convencionais. A figura 20 apresenta a planta baixa das formas desta estrutura.

Figura 20 – Planta baixa das formas da estrutura

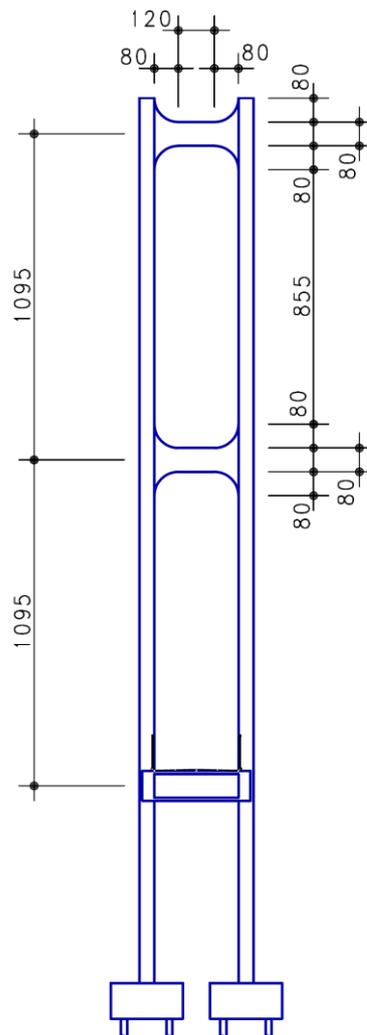


(fonte: elaborado pelo autor)

5.2.4 Vigas transversais

Para reduzir o vão entre apoios dos pilares no sentido do eixo Y utilizaram-se duas vigas transversais. Estas vigas também ajudam a transmitir as cargas provenientes do vento entre os pilares da torre. Primeiramente havia-se adotado uma seção de 40 cm de largura por 50 cm de altura. O pré-dimensionamento dessas vigas mostrou que essa seção seria insuficiente. Iterativamente chegou-se a uma seção de 40 cm de largura por 80 cm de altura. Por questões estéticas adotaram-se também seções variáveis próximas ao pilar, conforme a figura 21.

Figura 21 – Vigas transversais

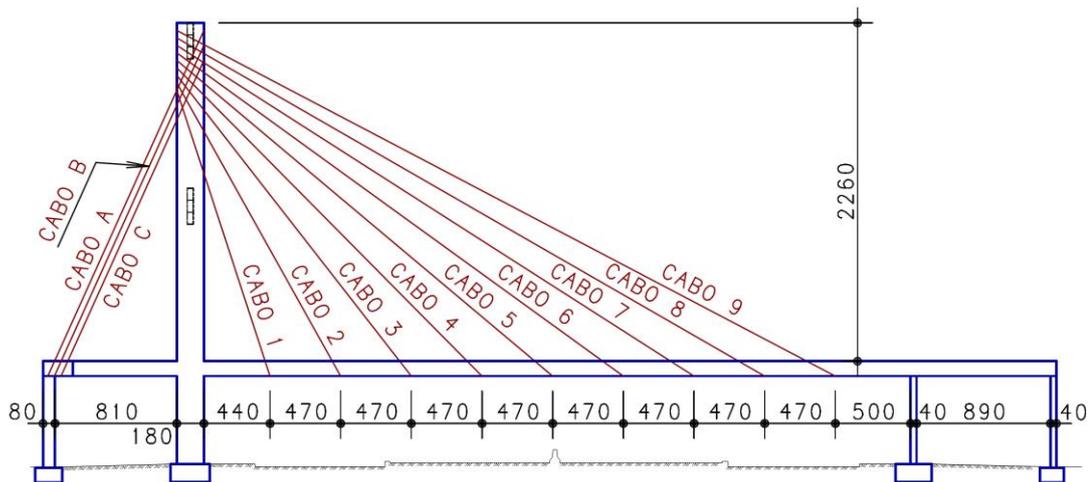


(fonte: elaborado pelo autor)

5.2.5 Estais

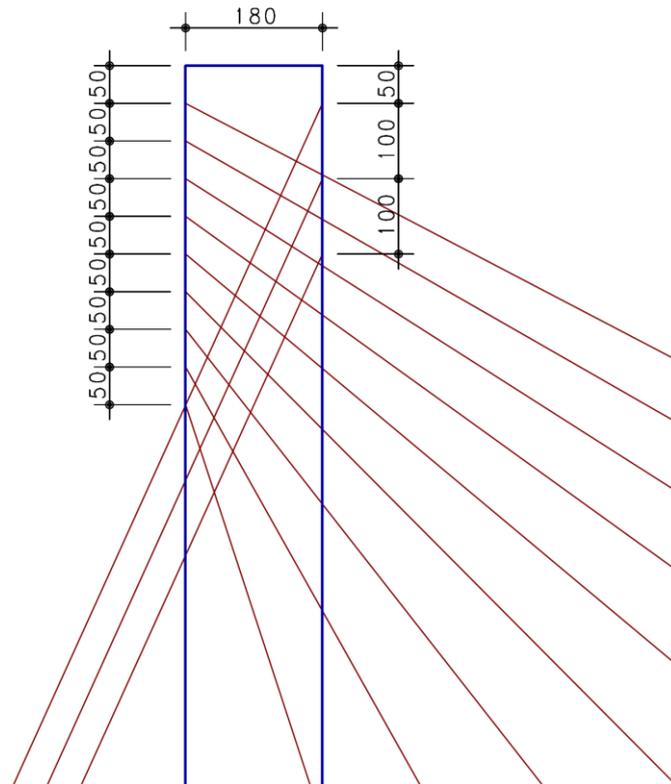
Walther et alli (1999, p. 38, tradução nossa) recomendam que o espaçamento entre estais fique entre 5 e 10 m para tabuleiros em concreto. A partir desta recomendação, decidiu-se por distribuir os estais o mais próximo de 5 m possível. Como o vão interno entre os pilares centrais é de 47 m, decidiu-se pela utilização de 9 cabos centrais, resultando assim em um espaçamento entre cabos de 4,7 m. Os autores também recomendam que a inclinação dos cabos em relação à horizontal não seja menor do que 20° , pois quanto menor for essa inclinação, menor é a componente vertical da reação do cabo no tabuleiro. A distribuição dos estais é apresentada nas figuras 22 e 23.

Figura 22 – Distribuição dos estais



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 23 – Detalhe da distribuição dos estais



(fonte: elaborado pelo autor)

A última etapa do *design* preliminar seria a determinação da seção transversal dos cabos, ou seja, o número de cordoalhas que cada estai necessita. Entretanto, diferente dos outros elementos, o projeto dos estais passa por duas etapas, que são o dimensionamento da área de aço necessária e a verificação da tensão máxima e das variações de tensões. Por esse motivo, a área de aço dos cabos é determinada no próximo capítulo.

5.3 CARREGAMENTOS

Segundo Mason (1977, p. 8):

Para o dimensionamento das pontes em concreto armado e protendido, deverão ser considerados os carregamentos e efeitos diversos que determinam os esforços solicitantes em seus elementos. Os carregamentos e demais esforços atuantes são fixados por normas ou avaliados em casos especiais pelo projetista.

A NBR 8681 classifica as possíveis ações que estariam impostas na estrutura em três tipos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 3):

- a) permanentes;
- b) variáveis;
- c) excepcionais.

5.3.1 Ações permanentes

A NBR 7187 define que as ações permanentes são aquelas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 4):

[...] cujas intensidades podem ser consideradas como constantes ao longo da vida útil da construção. Também são consideradas permanentes as que crescem no tempo, tendendo a um valor limite constante. As ações permanentes compreendem, entre outras:

- a) as cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais;
- b) as cargas provenientes do peso da pavimentação, dos trilhos, dos dormentes, dos revestimentos, das barreiras, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos e de dispositivos de sinalização;
- c) os empuxos de terra e de líquidos;
- d) as forças de protensão;
- e) as deformações impostas, isto é, provocadas por fluência e retração do concreto, por variações de temperatura e por deslocamentos de apoios.

5.3.1.1 Peso próprio dos elementos estruturais

Como definição contida na NBR 7187, o peso próprio elementos em concreto simples deve ser de no mínimo 24 kN/m³. Já para o concreto armado, devido a presença da armadura, deve ser respeitado um mínimo de 25 kN/m³ (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b).

5.3.1.2 Pavimentação

Para a pavimentação, deve se adotar um valor mínimo de 24 kN/m³ como peso específico. Fica a critério de o projetista prever ainda uma carga adicional de 2 kN/m² para um eventual recapeamento do pavimento (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b).

A tabela 2 apresenta os valores dos carregamentos permanentes para o peso próprio do tabuleiro, da pavimentação e do guarda-corpo. Para o guarda corpo foi adotado uma carga de 1 kN/m por guarda corpo.

Tabela 2 – Carregamentos permanentes

$g_{\text{tabuleiro}}$	$g_{\text{pavimentação}}$	$g_{\text{guarda-corpo}}$	g_{total}
kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
34,00	2,35	2,00	38,35

(fonte: elaborado pelo autor)

5.3.2 Ações variáveis

A NBR 7187 cita que as ações variáveis são de caráter transitório e abrangem, entre outras (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 5):

- a) as cargas móveis;
- b) as cargas de construção;
- c) as cargas de vento;
- d) o empuxo de terra provocado por cargas móveis;
- e) a pressão da água em movimento;
- f) o efeito dinâmico do movimento das águas;
- g) as variações de temperatura.

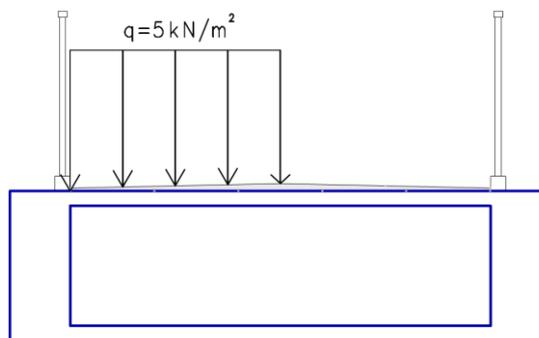
5.3.2.1 Cargas móveis

A NBR 7188 define carga móvel como sendo um “Sistema de cargas representativo dos valores característicos dos carregamentos provenientes do tráfego a que a estrutura está sujeita em serviço.”. Para pontes rodoviárias, esse sistema de cargas também é referido pelo termo trem-tipo (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984, p. 1).

A determinação da carga móvel em uma passarela é bem mais simples do que a de uma ponte rodoviária ou ferroviária, pois existe apenas uma classe de carregamentos. A NBR 7188 define que essa carga móvel a ser aplicada pode ser considerada como uma carga

uniformemente distribuída de 5 kN/m^2 . Afirma ainda que para essa carga não há necessidade de majoração devido ao impacto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984). Assim, como a largura útil do tabuleiro é de $2,8 \text{ m}$, o carregamento variável longitudinal da passarela é igual a 14 kN/m . Devem ser considerados também os carregamentos de meia-pista, conforme a figura 24, pois esses provocam torção no tabuleiro, o que faz com que esta torção seja redistribuída entre os estais.

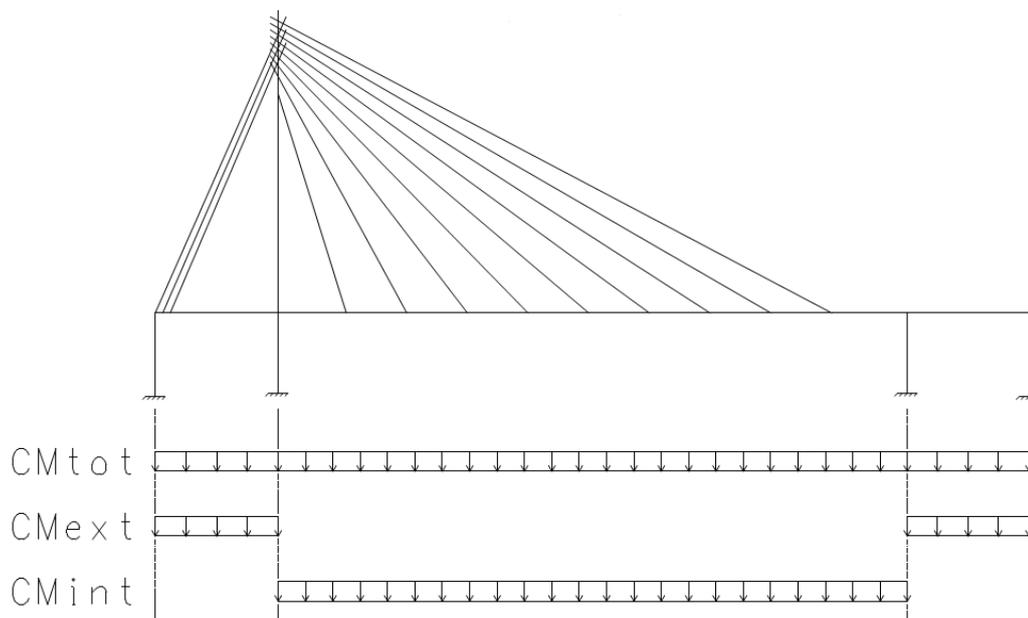
Figura 24 – Carregamento de meia-pista



(fonte: elaborado pelo autor)

A figura 25 apresenta as três possibilidades de distribuição desta carga móvel para as diversas combinações de ações que foram aplicadas e suas respectivas abreviações. O carregamento de meia-pista é distribuído ao longo de todo o tabuleiro.

Figura 25 – Três possibilidades de distribuição da carga móvel e suas abreviações



(fonte: elaborado pelo autor)

5.3.2.2 Cargas devido ao vento

Ao contrário do usual, foi considerado apenas o carregamento devido ao vento no sentido transversal do tabuleiro da passarela pelo fato de que o outro sentido não provocaria carregamentos significativos. A tabela 3 apresenta um resumo das forças provocadas pelo vento. O procedimento de cálculo para obter tais valores pode ser visualizado no apêndice A.

Tabela 3 – Resumo das forças de arrasto

Elemento	q_a
	kN/m
pilar da torre do tabuleiro ao topo	4,02
pilar da torre até o tabuleiro	2,69
pilares 80/40	1,20
pilares 40/40	0,57
tabuleiro	0,54
cabos de ancoragem	0,102
cabos 1 a 9	0,127

(fonte: elaborado pelo autor)

5.3.2.3 Cargas de construção

As cargas provenientes da construção devem também ser levadas em conta no desenvolvimento de um projeto estrutural. Dentre elas, pode-se citar o peso de equipamentos, de estruturas auxiliares de montagem e de lançamentos de elementos auxiliares. Essas cargas devem ser levadas em conta para todas as etapas da construção. Neste trabalho não foram consideradas essas cargas devido ao fato de que não foram verificadas as etapas de construção. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b).

5.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

A NBR 6118 define que (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004, p. 60):

[...] um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos e aos estados limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço respectivamente.

Define-se como estado limite de serviço o estado relacionado com a durabilidade e a boa utilização das estruturas, sua aparência e o conforto dos usuários. Já o estado limite último é aquele onde o colapso ou qualquer outra forma de ruína determine a paralisação do uso da estrutura (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 3).

5.4.1 Estado limite de serviço

A NBR 8681 define que as combinações de serviço são classificadas em três tipos: quase permanentes, frequentes e raras. Para este trabalho foram verificadas as combinações de serviços frequentes, que são aquelas que se repetem muitas vezes durante um período de vida da estrutura. A fórmula 1 define como devem ser calculadas estas combinações e os coeficientes ψ_1 e ψ_2 são retirados do quadro 1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 12):

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

$F_{d,uti}$ = valor de cálculo das ações para combinações de serviço, em kN;

$F_{Gi,k}$ = valor característico das ações permanentes, em kN;

ψ_1 = fator de redução de combinação frequente para ELS;

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação, em kN;

ψ_2 = fator de redução de combinação quase permanente para ELS;

$F_{Qj,k}$ = valor característico das demais ações variáveis, em kN.

Quadro 1 – Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para ações variáveis

Ações	ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{3), 4)}$
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.			
²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.			
³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.			
⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 11)

A partir disso, determinaram-se as combinações do estado limite de serviço, que estão apresentadas na tabela 4.

Tabela 4 – Combinações de ações do estado limite de serviço

Combinação	Carga permanente	Vento	CMtot	CMext	CMint	CMmeia-pista
ELS1	1	0	0,4			
ELS2	1	0		0,4		
ELS3	1	0			0,4	
ELS4	1	0,3	0,3			
ELS5	1	0,3		0,3		
ELS6	1	0,3			0,3	
ELS7	1	0				0,4
ELS8	1	0,3				0,3

(fonte: elaborado pelo autor)

5.4.2 Estado limite último

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (2003a, p. 7-8) define que as combinações últimas são classificadas em três tipos: normais, especiais ou de construção e excepcionais. Para este trabalho foram verificadas as combinações últimas normais. A fórmula 2 define como devem ser calculadas estas combinações. Os coeficientes γ_g e γ_q são retirados dos quadros 2 e 3, respectivamente, e, o coeficiente ψ_0 , do quadro 1:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_{qi} (F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

F_d = valor de cálculo das ações para combinações últimas, em kN;

γ_{gi} = coeficientes de ponderação para ações permanentes;

$F_{Gi,k}$ = valor característico das ações permanentes, em kN;

γ_{qi} = coeficientes de ponderação para ações variáveis;

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação, em kN;

$\psi_0 F_{Qj,k}$ = valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis, em kN.

Quadro 2 – Coeficiente de ponderação para ações permanentes

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes ¹⁾	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,25	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes ¹⁾	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,15	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,20	1,0

¹⁾ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações permanentes.
²⁾ Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m².
³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m².

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 9)

Quadro 3 – Coeficiente de ponderação para ações variáveis

Combinação	Tipo de estrutura	Coeficiente de ponderação
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4
Especial ou de construção	Pontes e edificações tipo 1	1,3
	Edificações tipo 2	1,2
Excepcional	Estruturas em geral	1,0

¹⁾ Quando a ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na tabela 5 se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas. Nesse caso permite-se considerar separadamente as ações indiretas como recalque de apoio e retração dos materiais conforme tabela 3 e o efeito de temperatura conforme tabela 4.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 10)

A partir disso, determinaram-se as combinações do estado limite último. Uma das grandes diferenças entre estruturas lineares e não lineares se deve ao fato de que nas estruturas não lineares não há a possibilidade de se aplicar os coeficientes de ponderação nas solicitações, devido ao fato de que as solicitações provindas dos carregamentos majorados são superiores aquelas caso fossem majoradas as solicitações. Assim, todas as combinações apresentadas na tabela 5 foram inseridas no SAP2000.

Tabela 5 – Combinações de ações do estado limite último

Combinação	Carga permanente	Vento	CMtot	CMext	CMint	CMmeia-pista
ELU1	1.35*1	1.5*0.6	1.5*1			
ELU2	1.35*1	1.5*0.6		1.5*1		
ELU3	1.35*1	1.5*0.6			1.5*1	
ELU4	1.35*1	1.5*1	1.5*0.6			
ELU5	1.35*1	1.5*1		1.5*0.6		
ELU6	1.35*1	1.5*1			1.5*0.6	
ELU7	1.35*1					
ELU8	1	1.5*1				
ELU9	1.35*1	1.5*0.6				1.5*1
ELU10	1.35*1	1.5*1				1.5*0.6

(fonte: elaborado pelo autor)

5.5 MODELO ESTRUTURAL

Como última etapa deste capítulo, desenvolveu-se o modelo estrutural no *software* SAP2000. Todos os elementos foram simulados por barras, inclusive o tabuleiro, o qual foi atribuído à seção transversal de viga caixão. Para a ligação entre os estais e o tabuleiro foram utilizados elementos de ligação com inércia infinita, devido ao fato de a barra do tabuleiro estar centralizada com a estrutura, afastada do plano de estais.

Para os elementos de concreto foi adotado um f_{ck} de 40 MPa. Assim, o módulo de elasticidade secante do concreto é determinado pela fórmula 3, o qual resulta em um valor de aproximadamente 30105 MPa.

$$E_{cs} = 0,85 * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

E_{cs} = módulo de elasticidade secante do concreto, em MPa;

f_{ck} = resistência característica do concreto, em MPa.

Para os cabos optou-se pela utilização de cordoalhas que são específicas para pontes e passarelas estaiadas. As características dessas cordoalhas são apresentadas na tabela 6. Para as barras utilizadas nos elementos de concreto armado utilizou-se aço CA50. As características dessas barras estão apresentadas na tabela 7.

Tabela 6 – Características das cordoalhas

Bitola	Área	Massa	E	f_{yk}
mm	cm ²	kg/m	kN/cm ²	kN/cm ²
12,7	1,014	0,90	19500	177
15,7	1,500	1,29		

(fonte: adaptado de ARCELORMITTAL, 2014)

Tabela 7 – Características das barras de aço CA50

Bitola	Área	Massa	E	f_{yk}
mm	cm ²	kg/m	kN/cm ²	kN/cm ²
5	0,196	0,15	21000	50
6,3	0,312	0,24		
8	0,503	0,39		
10	0,785	0,60		
12,5	1,227	0,94		
16	2,011	1,55		
20	3,142	2,42		
25	4,909	3,78		

(fonte: adaptado de GERDAU, 2014)

Para o dimensionamento dos elementos de concreto devem-se minorar as resistências dos materiais utilizados. As fórmulas 4 e 5 apresentam essa minoração para o concreto e para o

aço CA50. A tabela 8 apresenta estes valores calculados. Para as cordoalhas dos estais o procedimento é diferente, pois apenas verificam-se as tensões limites.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

f_{yd} = resistência minorada do aço, em kN/cm²;

f_{yk} = resistência característica do aço, em kN/cm².

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (\text{fórmula 5})$$

Onde:

f_{cd} = resistência minorada do concreto à compressão, em MPa;

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão, em MPa.

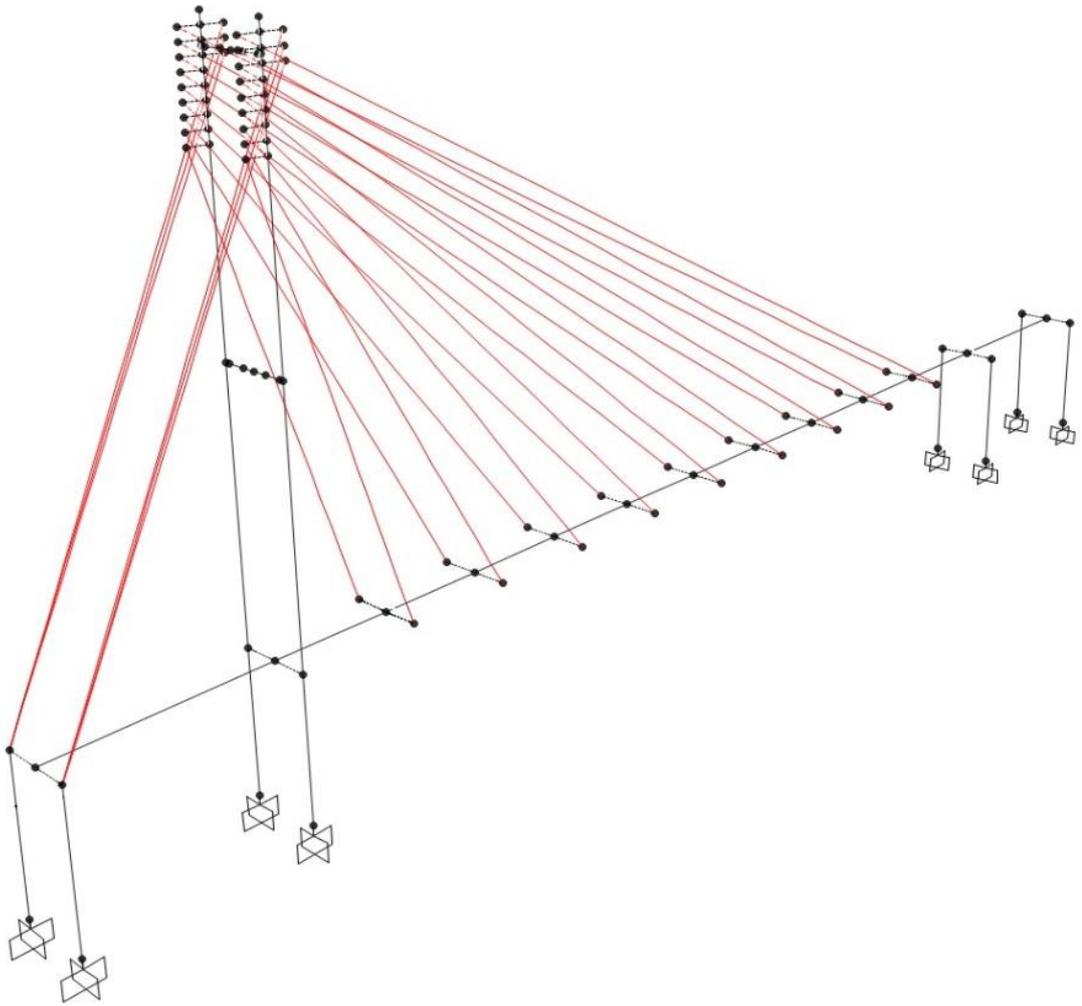
Tabela 8 – Resistências dos materiais

Material	f_k	f_d
Concreto	40 MPa	28,5 MPa
Aço CA50	50 kN/cm ²	43,4 kN/cm ²

(fonte: elaborado pelo autor)

Por último, a figura 26 ilustra o modelo final da estrutura desenvolvido no software SAP2000.

Figura 26 – Modelo estrutural



(fonte: elaborado pelo autor)

6 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA

A última etapa do projeto é o dimensionamento e a verificação da estrutura. Essa etapa se divide em duas partes, sendo a primeira, o dimensionamento dos elementos individuais, como as lajes, as vigas, os pilares e os estais, e a segunda, a verificação dos estais e da estrutura como um todo em relação aos modos de vibração e suas deformações.

6.1 DIMENSIONAMENTO

Nesta etapa foram dimensionados todos os elementos individualmente. Cada elemento é analisado de forma diferente e, por isso, foram abordados separadamente. Como já citado anteriormente, o projeto de estais diferencia dos de pilares, lajes e vigas. Ao contrário do usual, onde se determina uma seção transversal e se dimensiona as armaduras, para os estais se faz o dimensionamento da área de aço e da força de protensão e se verifica as tensões nessas impostas.

6.1.1 Estais

Walther et alli (1999, tradução nossa) descrevem um método aproximado de estimar a área de aço necessária por estai. Os autores citam que, ao considerar uma ponte no seu estado operacional, normalmente é possível considerar o tabuleiro como uma estrutura contínua em suportes rígidos. Tendo isso em vista, substitui-se cada estai por um apoio rotulado, e assim, considerando apenas o peso próprio, determina-se a força em cada cabo a partir da fórmula 6.

$$N_{gi} = \frac{R_{gi}}{\text{sen}\alpha_i} \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

N_{gi} = estimativa da força no estai a partir das cargas permanentes, em kN;

R_{gi} = reação vertical no apoio rotulado, em kN;

α_i = inclinação dos estais principais, em relação a horizontal, em graus.

A partir desta força, Walther et alli (1999, tradução nossa) determinam que a área de aço necessária é determinada pela fórmula 7:

$$A_i = \frac{N_{gi}}{\sigma_g} \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde:

A_i = estimativa da área de aço de cada estai, em cm²;

N_{gi} = estimativa da força no estai a partir das cargas permanentes, em kN;

σ_g = tensão admissível no cabo sobre a ação das cargas permanentes, em kN/cm².

Essa tensão admissível é definida conforme a fórmula 8 (WALTHER ET ALLI, 1999, tradução).

$$\sigma_g = \left(\frac{q}{g}\right)^{-1} * \Delta\sigma_{per} \quad (\text{fórmula 8})$$

Onde:

σ_g = tensão admissível no cabo sobre a ação das cargas permanentes, em kN/cm²;

q = carregamento variável no tabuleiro, em kN/m;

g = carregamento permanente no tabuleiro, em kN/m;

$\Delta\sigma_{per}$ = variação da tensão admissível devido à fadiga, em kN/cm².

Esta variação da tensão admissível varia de 20 a 30 kN/cm², dependendo do tipo de cordoalha que se está utilizando (WALTHER et alli, 1999, tradução nossa). A favor da segurança, definiu-se para esse limite um valor de 20 kN/cm². Em posse destes dados calculou-se o valor

da tensão admissível nos cabos. A tabela 9 apresenta os dados necessários para esse cálculo e o valor dessa tensão.

Tabela 9 – Tensão admissível nos cabos

g_{total}	q	q/g	σ_g
kN/m	kN/m	-	kN/cm ²
38,35	14	0,365	54,79

(fonte: elaborado pelo autor)

Com esses dados já é possível estimar as áreas de aço dos estais principais, porém ainda é necessário se definir um método para estimar as áreas dos cabos de ancoragem. Para isso, se supôs que toda a força horizontal introduzida pelos cabos principais na torre seria absorvida pelos cabos de ancoragem. A fórmula 9 e 10 apresentam esse método.

$$H_{gi} = N_{gi} * \cos \alpha_i \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

H_{gi} = reação horizontal na torre resultante do cabo principal, em kN;

N_{gi} = estimativa da força no estai a partir das cargas permanentes, em kN;

α_i = inclinação do estai principal, em relação a horizontal.

$$N_{gi} = \frac{1}{3} * \sum_{i=1}^{i=9} H_{gi} * \frac{1}{\cos \beta_i} \quad (\text{fórmula 10})$$

Onde:

N_{gi} = estimativa da força no estai a partir das reações do cabo principal, em kN;

H_{gi} = reação horizontal na torre resultante do cabo principal, em kN;

β_i = inclinação do estai de ancoragem, em relação a horizontal.

Em posse das forças em cada estai de ancoragem, determina-se as áreas de aço a partir da mesma ideia apresentada para os cabos principais na fórmula 7. As tabelas 10 e 11 apresentam essa estimativa da seção transversal de cada cabo.

Tabela 10 – Estimativa da área de aço dos cabos principais

Cabo	R _g	α	N _g	A _s	Quantidade de cordoalhas				H _g	H _{g,acum}
	kN	°	kN	cm ²	12,7	As	15,2	As	kN	kN
1	91,2	72	95,9	1,75	2	2,03	2	3,63	29,6	29,6
2	86,5	60,9	99,0	1,81	2	2,03	2	3,63	48,1	77,8
3	89,4	52,2	113,1	2,07	3	3,04	2	3,63	69,3	147,1
4	88,9	45,4	124,9	2,28	3	3,04	2	3,63	87,7	234,8
5	89,1	40,2	138,0	2,52	3	3,04	2	3,63	105,4	340,2
6	88,7	36	150,9	2,75	3	3,04	2	3,63	122,1	462,3
7	90,8	32,7	168,1	3,07	4	4,06	3	5,44	141,4	603,7
8	81,2	30	162,4	2,96	3	3,04	2	3,63	140,6	744,4
9	96,8	27,8	207,6	3,79	4	4,06	3	5,44	183,6	928,0

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 11 – Estimativa da área de aço dos cabos de ancoragem

Cabo	H _g	β	N _g	A _s	Quantidade de cordoalhas			
	kN	°	kN	cm ²	12,7	As	15,2	As
A	309,3	65,7	751,7	13,72	14	14,2	10	15
B	309,3	65,2	737,5	13,46	14	14,2	9	13,5
C	309,3	64,7	723,8	13,21	14	14,2	9	13,5

(fonte: elaborado pelo autor)

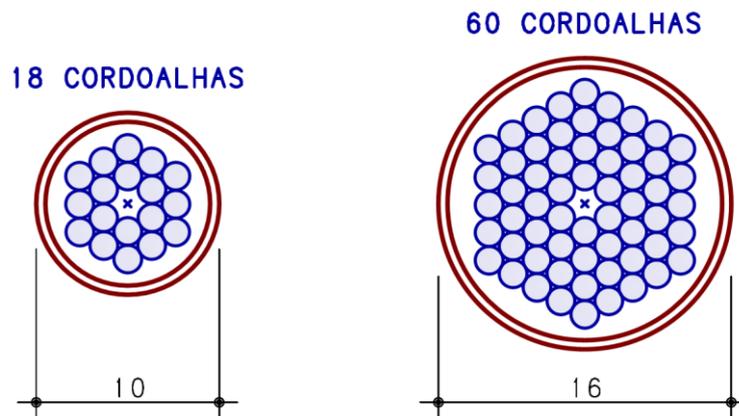
Apesar de essa estimativa chegar próximo de um valor razoável para o estado limite último, essa quantidade de cordoalhas não resultou em uma estrutura suficientemente rígida à vibração, comprovada com cálculos preliminares. Assim, iterativamente foram se aumentando o número de cordoalhas até que essa condição estivesse atendida. A tabela 12 apresenta a quantidade de cordoalhas necessárias e a figura 27 ilustra a distribuição dessas em cada tipo de estai.

Tabela 12 – Área de aço dos estais

Cabo	Número de cordoalhas	As
		cm ²
1 a 9	18	27
A a C	60	90

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 27 – Seção transversal dos estais



(fonte: elaborado pelo autor)

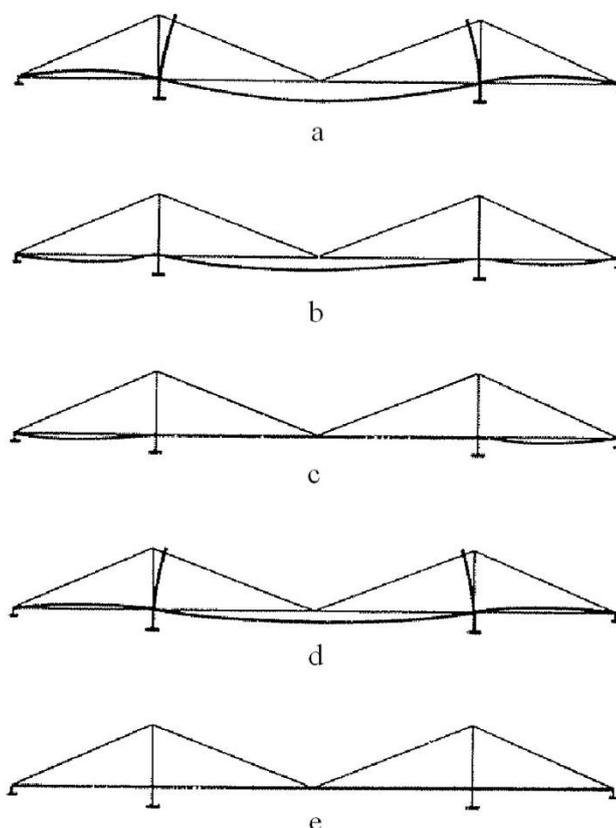
Após a determinação da área de aço necessária é preciso estabelecer a força de protensão aplicada em cada estai, porque, conforme Walther et alli (1999, tradução nossa) defendem, se o peso próprio e as sobrecargas permanentes forem aplicadas sem protensão, os estais se alongarão e a estrutura deformará muito, com uma pequena força em cada cabo. Isso não acontece na realidade. A extensão elástica dos estais é normalmente compensada pelo encurtamento do comprimento final do cabo na fabricação.

Para simular este comportamento no projeto, é feito uso de um dispositivo que consiste em reduzir os estais, de modo a trazer os pontos de ancoragem para as posições não deformadas. O objetivo desta operação é estabelecer as forças reais nas estais no estado permanente. O cálculo dos próprios encurtamentos é um processo iterativo. Os deslocamentos verticais do tabuleiro são influenciados pela flexão longitudinal das torres. A figura 28 apresenta as etapas deste procedimento, as quais são descritas a seguir (WALTHER et alli, 1999, tradução nossa):

- a) estrutura sobre a ação das cargas permanentes sem os cabos encurtados;

- b) os pilares da torre são fixados no seu sentido longitudinal;
- c) são impostos aos estais principais os encurtamentos necessários para se obter deslocamentos nulos do tabuleiro;
- d) pilares da torre são liberados;
- e) são impostos aos estais de ancoragem os encurtamentos necessários de modo a anular as deformações verticais no tabuleiro e as os deslocamentos horizontais nos pilares da torre;
- f) ajustes finais devido à flexibilidade dos pilares da torre.

Figura 28 – Método iterativo para determinação das forças de protensão



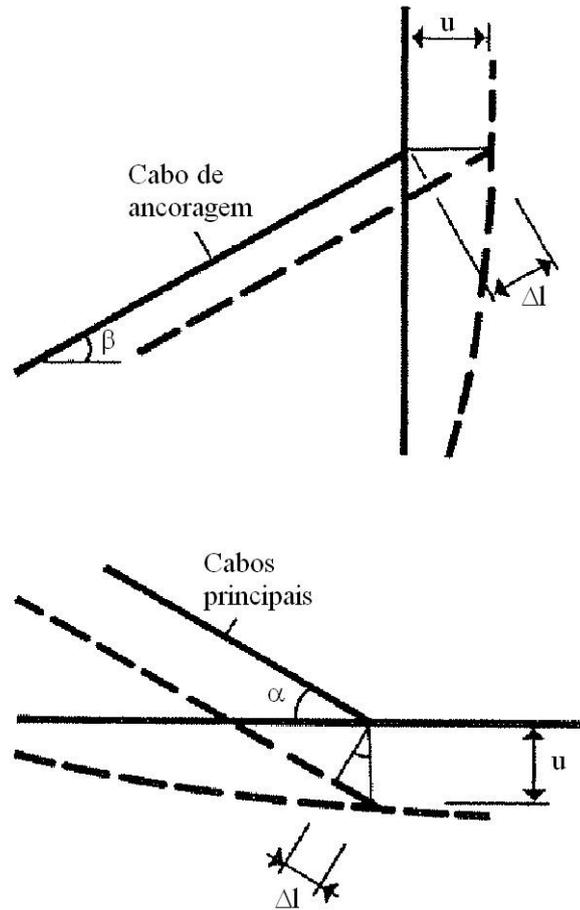
(fonte: adaptado de WALTHER et alli, 1999)

Após o encurtamento dos cabos de ancoragem podem ainda serem necessários ajustes, tanto nas forças dos cabos principais, quanto nos cabos de ancoragem, porque a força estabelecida para os cabos principais é determinada com os pilares impedidos de se deslocar, diferente da situação real, onde esses são flexíveis.

Para se determinar o verdadeiro encurtamento necessário de se dar ao cabo é preciso primeiramente decompor a deformação na inclinação do estai. A figura 29 ilustra essas

deformações, tanto para a deformação no tabuleiro quanto para a deformação no pilar da torre.

Figura 29 – Correção das deformações



(fonte: adaptado de WALTHER et alli, 1999)

A fórmula 11 define o encurtamento para os cabos principais, enquanto a fórmula 12 define o encurtamento para os cabos de ancoragem.

$$\Delta l_i = u_{v,i} * \cos \alpha_i \quad (\text{fórmula 11})$$

Onde:

Δl_i = deformação do estai, em cm;

$u_{v,i}$ = deformação vertical no ponto de apoio do estai, em cm;
 α_i = inclinação do estai principal, em relação a horizontal.

$$\Delta l_i = u_{h,i} * \cos \beta_i \quad (\text{fórmula 12})$$

Onde:

Δl_i = deformação do estai, em cm;

$u_{h,i}$ = deformação horizontal no ponto de apoio do estai, em cm;

β_i = inclinação do estai de ancoragem, em relação a horizontal.

O programa SAP2000 não possui a possibilidade de se por esse encurtamento com precisão, mas pode-se impor a força em que o cabo está submetido. Assim, a partir da deformação pode-se chegar à força de protensão necessária, de acordo com a sequência demonstrada nas fórmulas 13, 14 e 15, a qual resulta na fórmula 16.

$$\sigma = E * \epsilon \quad (\text{fórmula 13})$$

Onde:

σ = tensão no estai, em kN/cm²;

E = módulo de elasticidade do aço, em kN/cm²;

ϵ = deformação específica, adimensional.

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (\text{fórmula 14})$$

Onde:

σ = tensão no estai, em kN/cm²;

N = força de protensão no cabo, em kN;

A = área de aço do estai, em cm².

$$\epsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad (\text{fórmula 15})$$

Onde:

ϵ = deformação específica, adimensional;

Δl = deformação do estai, em cm;

l = comprimento do estai, em cm.

$$N = \frac{\Delta l}{l} * E * \frac{1}{A} \quad (\text{fórmula 16})$$

Onde:

N = força de protensão no cabo, em kN;

Δl = deformação do estai, em cm;

l = comprimento do estai, em cm;

E = módulo de elasticidade do aço, em kN/cm²;

A = área de aço do estai, em cm².

Somada a essa força de protensão para suspender o tabuleiro há também a força necessária para manter o cabo reto, ou seja, uma força de protensão que sustenta o cabo na posição indeformada. Por se tratar de uma estrutura não linear, a primeira determinação das forças não resultará diretamente em deslocamentos nulos no tabuleiro. Por isso, este procedimento exige diversas iterações para que se chegue à força de protensão necessária por cabo.

A tabela 13 apresenta as forças de protensão finais, após todo esse procedimento ser efetivado. As etapas desse processo podem ser visualizadas no apêndice B.

Tabela 13 – Forças de protensão finais

Cabo	N _{protensão}
	kN
1	124
2	147
3	155
4	155
5	169
6	186
7	195
8	199
9	187
A	1064
B	1060
C	1055

(fonte: elaborado pelo autor)

6.1.2 Tabuleiro e vigas transversais

O dimensionamento das vigas e das lajes realizou-se pelo mesmo método de cálculo. Estes elementos foram dimensionados para o estádio III, onde o concreto comprimido não obedece mais a Lei de Hooke, apresentando comportamento plástico. Apesar de o tabuleiro e as vigas transversais estarem submetidos à flexo-compressão, esses foram dimensionados à flexão simples, desconsiderado a compressão, o que está a favor da segurança (trabalho não publicado)¹.

6.1.2.1 Momento fletor

Para o dimensionamento ao momento fletor somente com armadura simples é necessário apenas calcular a altura da zona comprimida, verificar se essa ultrapassou a altura da zona comprimida limite, e então, calcular a área de aço. As fórmulas 17 a 20 contemplam esse dimensionamento, sendo que a altura da zona comprimida limite é dimensionada com a

¹ Notas de aula da professora Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa da disciplina de Estruturas de Concreto Armado I do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

fórmula 18 para regiões ao longo do vão e com a fórmula 19 para regiões nos apoios (trabalho não publicado)².

$$y = d - \sqrt{d^2 - \frac{100 * M_d}{0,425 * b * \frac{f_{cd}}{10}}} \quad (\text{fórmula 17})$$

Onde:

y = altura da zona comprimida, em cm;

d = altura útil, em cm;

M_d = momento fletor de cálculo, em kNm;

b = largura, em cm;

f_{cd} = resistência minorada do concreto, em MPa.

$$y_{lim} = \frac{0,8 * d}{1 + 0,0136 * f_{yd}} \quad (\text{fórmula 18})$$

Onde:

y_{lim} = altura da zona comprimida limite, em cm;

d = altura útil, em cm;

f_{yd} = resistência minorada do aço, em kN/cm².

$$y_{lim} = 0,32 * d \quad (\text{fórmula 19})$$

Onde:

y_{lim} = altura da zona comprimida limite, em cm;

d = altura útil, em cm.

² Notas de aula da professora Virgínia Maria Rosito d'Ávila Bessa da disciplina de Estruturas de Concreto Armado I do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

$$A_s = \frac{0,85 * b * y * \frac{f_{cd}}{10}}{f_{yd}} \quad (\text{fórmula 20})$$

Onde:

A_s = área de aço, em cm²;

b = largura, em cm;

y = altura da zona comprimida, em cm;

f_{cd} = resistência minorada do concreto, em MPa;

f_{yd} = resistência minorada do aço, em kN/cm².

A NBR 6118 define ainda valores mínimos de área de aço, a qual é obtida pela fórmula 21, que é aplicada apenas para seções retangulares com f_{ck} igual a 40 MPa. Prescreve ainda que há a necessidade da utilização de uma armadura de pele para vigas com altura maior do que 60 cm. A fórmula 22 resulta na área de aço necessária por face para a armadura de pele. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004):

$$A_{s_{\min}} = 0,0023 * A_c \quad (\text{fórmula 21})$$

Onde:

$A_{s_{\min}}$ = área de aço mínima, em cm²;

A_c = área da seção transversal, em cm².

$$A_{s_{\text{pele}}} = 0,001 * A_c \quad (\text{fórmula 22})$$

Onde:

$A_{s_{\text{pele}}}$ = área de aço para a armadura de pele, em cm²;

A_c = área da seção transversal, em cm².

6.1.2.1.1 Vigas do tabuleiro

Para o dimensionamento das vigas do tabuleiro partiu-se do pressuposto que cada uma delas absorveria metade do momento fletor solicitante. Além disso, não foram consideradas as contribuições das lajes, ou seja, o momento fletor é absorvido unicamente pelas vigas. A tabela 14 apresenta os dados dessas vigas, com os quais inicialmente se determinou a armadura mínima, com o objetivo de obter assim o momento fletor resistente mínimo. A tabela 15 apresenta esses valores.

Tabela 14 – Características das vigas do tabuleiro

b	h	d
cm	cm	cm
40	100	95

(fonte: elaborado pelo autor)

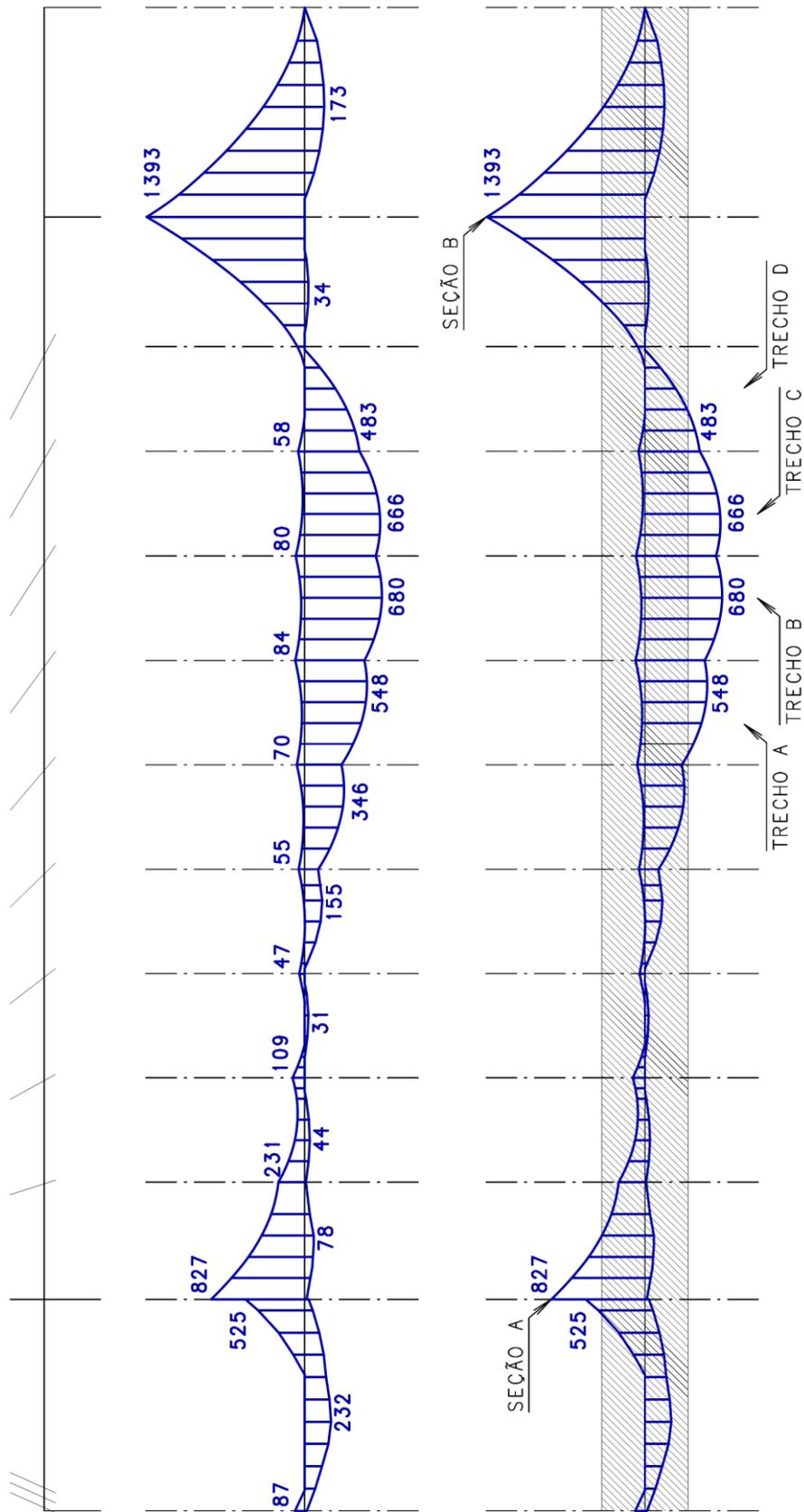
Tabela 15 – Armadura mínima e seu respectivo momento fletor resistente

$A_{smín}$	N Ø 20	M_{res}
cm ²		kNm
9.20	3	380

(fonte: elaborado pelo autor)

A partir disso, elaborou-se um diagrama da envoltória de momentos fletores ao longo do tabuleiro da passarela. A figura 30 ilustra essa envoltória e define as seções e os trechos onde a armadura mínima não foi suficiente, e assim, necessita-se de dimensionamento, o qual está apresentado na tabela 16. Por último, a tabela 17 apresenta o dimensionamento da armadura de pele.

Figura 30 – Diagrama da envoltória de momentos fletores das vigas do tabuleiro



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 16 – Dimensionamento das seções e trechos

Local	M _{d,máx}	Região	y	y _{lim}	A _s	N Ø 20
	kNm		cm	cm	cm ²	
Seção A	827	Apoio	9.4	30.4	21.1	7
Seção B	1393	Apoio	16.5	30.4	36.9	12
Trecho A	548	Vão	6.1	47.8	13.7	5
Trecho B	680	Vão	7.7	47.8	17.2	6
Trecho C	666	Vão	7.5	47.8	16.8	6
Trecho D	483	Vão	5.4	47.8	12.0	4

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 17 – Armadura de pele das vigas do tabuleiro

A _s	2xN Ø 8
cm ²	
4	8

(fonte: elaborado pelo autor)

6.1.2.1.2 Vigas transversais

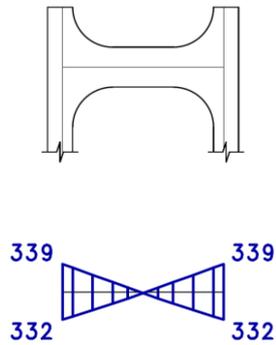
As duas vigas transversais, apesar de suas dimensões serem idênticas, devem ser dimensionadas separadamente por possuírem momentos fletores bem diferentes. Além disso, não foram consideradas para o dimensionamento as seções curvas, o que está a favor da segurança. Para melhor compreensão, as vigas foram distintas por suas cotas, sendo uma a viga transversal superior e a outra a viga transversal inferior. A tabela 18 apresenta as características dessas vigas e as figuras 31 e 32 apresentam os diagramas de momento fletor dessas vigas.

Tabela 18 – Características das vigas transversais

b	h	d	Região
cm	cm	cm	
40	80	75	Apoio

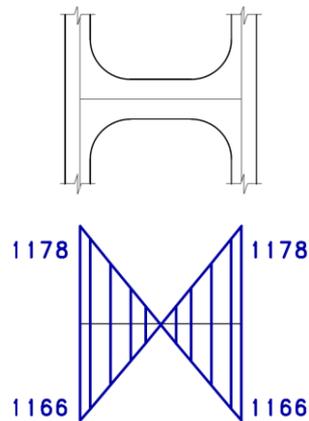
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 31 – Diagrama da envoltória de momentos fletores da viga superior



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 32 – Diagrama da envoltória de momentos fletores da viga inferior



(fonte: elaborado pelo autor)

A partir disso, calculou-se o valor da armadura mínima e seu respectivo momento fletor resistente. A tabela 19 expõe esses resultados. Pode-se observar que o momento fletor resistente não satisfaz as solicitações impostas nas duas vigas.

Tabela 19 – Armadura mínima e seu respectivo momento fletor resistente

$A_{smín}$	N Ø 16	M_{res}
cm ²		kNm
7,36	4	255

(fonte: elaborado pelo autor)

Por esse motivo há necessidade de se dimensionar essas duas vigas. As tabelas 20 e 21 apresentam esse dimensionamento e a tabela 22 apresenta a armadura de pele necessária.

Tabela 20 – Dimensionamento da viga transversal superior

$M_{d,máx}$	y	y_{lim}	A_s	N Ø 16
kNm	cm	cm	cm ²	
339	4,8	24,0	10,74	6

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 21 – Dimensionamento da viga transversal inferior

$M_{d,máx}$	y	y_{lim}	A_s	N Ø 20
kNm	cm	cm	cm ²	
1178	18,4	24,0	41,19	14

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 22 – Armadura de pele das vigas transversais

A_{Spele}	2xN Ø 8
cm ²	
3,2	7

(fonte: elaborado pelo autor)

6.1.2.1.3 Lajes

As duas lajes, tanto a inferior quanto a superior, possuem as mesmas dimensões, apenas estando diferenciadas pelas cargas nelas impostas. Os dados das lajes estão apresentados na tabela 23, o cálculo da armadura mínima na tabela 24 e os seus dimensionamentos na tabela 25. Pode-se observar que o dimensionamento da laje inferior resultou em uma armadura menor que a mínima estabelecida por norma e, por isso, adotaram-se armaduras maiores. A tabela 26 apresenta a escolha final destas armaduras.

Tabela 23 – Características das lajes

b	h	d	Região
cm	cm	cm	
100	10	7	Vão

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 24 – Armadura mínima para as lajes

$A_{smín}$	Ø 6,3 C/N
cm ²	
2,30	13

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 25 – Dimensionamento da laje superior e inferior

Laje	g	q	L	M _d	y	y _{lim}	A _s	Ø 5 C/N	Ø 10 C/N	A _{s,dist}	Ø 5 C/N
	kN/m	kN/m	m	kNm	cm	cm	cm ²			cm ²	
superior	3,5	5,0	3,2	15,6	0,99	3,5	5,5	-	14	1,4	14
inferior	2,5	0	3,2	4,3	0,26	3,5	1,4	13	-	0,4	54

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 26 – Armaduras adotadas

Laje	Armadura principal	Armadura de distribuição
superior	Ø 10 C/12	Ø 5 C/12
inferior	Ø 6,3 C/12	Ø 5 C/12

(fonte: elaborado pelo autor)

6.1.2.2 Esforço cortante

Do mesmo modo que para o momento fletor, partiu-se do pressuposto que cada viga absorveria metade do esforço cortante de cálculo imposta no tabuleiro. Segundo a NBR 6118, o dimensionamento ao esforço cortante se divide em duas etapas, sendo a primeira a verificação da diagonal comprimida do concreto e a segunda a determinação da área de aço necessária. A verificação da diagonal comprimida do concreto é respeitada se a força cortante de cálculo for menor do que a força cortante resistente de cálculo, a qual é obtida pelas fórmulas 23 e 24 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004):

$$V_{rd2} = 0,27 * \alpha_{v2} * \frac{f_{cd}}{10} * b * d \quad (\text{fórmula 23})$$

Onde:

V_{rd2} = esforço cortante resistente de cálculo, em kN;

α_{v2} = coeficiente dependente do f_{ck} , adimensional;

f_{cd} = resistência minorada do concreto, em MPa;

b = largura, em cm;

d = altura útil, em cm.

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (\text{fórmula 24})$$

Onde:

α_{v2} = coeficiente dependente do f_{ck} , adimensional;

f_{ck} = resistência característica do concreto, em MPa.

Caso esta condição seja satisfeita, pode-se então calcular a área de aço necessária conforme as fórmulas 25 e 26:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 * d * f_{ywd}} * 100 \quad (\text{fórmula 25})$$

Onde:

A_{sw} = área da seção transversal dos estribos, em cm²;

s = espaçamento dos estribos, em cm;

V_{sd} = força cortante de cálculo, em kN;

V_c = parcela da força cortante absorvida pelo concreto, em kN;

d = altura útil, em cm;

f_{ywd} = resistência minorada do aço do estribo, em kN/cm².

$$V_c = 0,009 * f_{ck}^{\frac{2}{3}} * b * d \quad (\text{fórmula 26})$$

Onde:

V_c = parcela da força cortante absorvida pelo concreto, em kN;

f_{ck} = resistência característica do concreto, em MPa;

b = largura, em cm;

d = altura útil, em cm.

Pode-se, entretanto, verificar se o esforço cortante de cálculo é menor do que o esforço cortante mínimo, o qual é obtido a partir da área de aço mínima. Esse esforço cortante mínimo pode ser obtido pelas fórmulas 27, 28 e 29.

$$\frac{A_{sw,mín}}{s} = 0,06 * \frac{f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{f_{ywk}} * b * 100 \quad (\text{fórmula 27})$$

Onde:

$A_{sw,mín}$ = área da seção transversal dos estribos mínima, em cm²;

s = espaçamento dos estribos, em cm;

f_{ck} = resistência característica do concreto, em MPa;

f_{ywk} = resistência característica do aço do estribo, em MPa;

b = largura, em cm.

$$V_{sw,mín} = \frac{A_{sw,mín}}{100} * 0,9 * d * f_{ywd} \quad (\text{fórmula 28})$$

Onde:

$V_{sw,mín}$ = parcela do cortante absorvida pelo aço, em kN;

$A_{sw,mín}$ = área da seção transversal dos estribos mínima, em cm²;

d = altura útil, em cm;

f_{ywd} = resistência minorada do aço, em kN/cm².

$$V_{sd,mín} = V_{sw,mín} + V_c \quad (\text{fórmula 29})$$

Onde:

$V_{sd,mín}$ = esforço cortante mínimo a partir da área de aço mínima, em kN;

$V_{sw,mín}$ = parcela do cortante absorvida pelo aço, em kN;

V_c = parcela da força cortante absorvida pelo concreto, em kN.

6.1.2.2.1 Vigas do tabuleiro

Primeiramente se determinou a envoltória de esforços cortantes para cada viga do tabuleiro, a qual está apresentada na figura 33. Em posse dessa envoltória, foi verificada a compressão da biela comprimida do concreto, já a comparando com o esforço cortante de cálculo máximo. A tabela 27 apresenta esses valores, validando essa verificação.

Tabela 27 – Verificação da biela comprimida para as vigas do tabuleiro

$V_{sd,máx}$	α_{v2}	V_{rd2}
kN		kN
338	0.84	2462

(fonte: elaborado pelo autor)

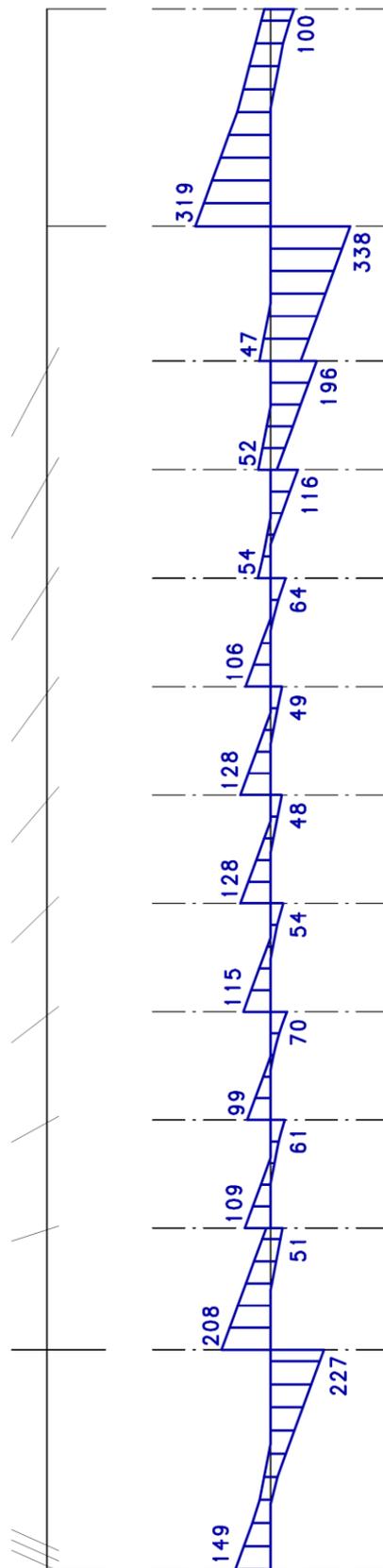
Confirmada a verificação, se determinou qual seria o esforço cortante mínimo que a armadura transversal mínima pode absorver. A tabela 28 apresenta esses resultados.

Tabela 28 – Esforço cortante mínimo de cálculo para as vigas do tabuleiro

V_{c0}	$A_{sw,min/s}$	$V_{sw,mín}$	$V_{sd,mín}$
kN	cm ² /m	kN	kN
400	5,61	209	609

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 33 – Diagrama da envoltória de esforços cortantes das vigas do tabuleiro



(fonte: elaborado pelo autor)

Pode-se observar que o esforço cortante mínimo de cálculo é superior ao esforço cortante de cálculo máximo, ou seja, a armadura transversal mínima é suficiente ao longo de todo o tabuleiro. A bitola e o espaçamento dessa armadura estão apresentados na tabela 29. Por questão de critério pessoal, foi adotada a armadura de diâmetro 5 mm a cada 12 cm.

Tabela 29 – Armadura transversal para as vigas do tabuleiro

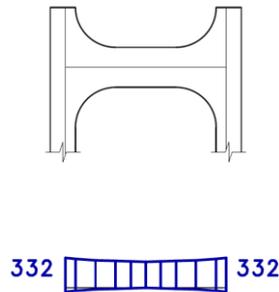
Ø (4 ramos)	
5	6.3
12	22

(fonte: elaborado pelo autor)

6.1.2.2.2 Vigas transversais

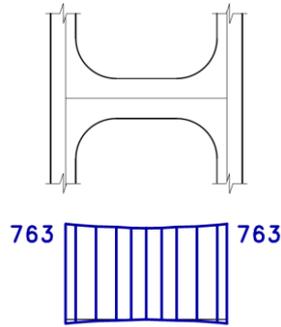
Primeiramente se determinaram as envoltórias de esforços cortantes para as vigas transversais, as quais estão apresentadas nas figuras 34 e 35, para a viga superior e inferior, respectivamente.

Figura 34 – Diagrama da envoltória de esforços cortantes da viga superior



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 35 – Diagrama da envoltória de esforços cortantes da viga inferior



(fonte: elaborado pelo autor)

Em posse dessas envoltórias, foi verificada a compressão da biela comprimida do concreto, já a comparando com o esforço cortante de cálculo máximo. A tabela 30 apresenta esses valores, validando essa verificação.

Tabela 30 – Verificação da biela comprimida para as vigas transversais

$V_{sd,máx}$ - viga superior	$V_{sd,máx}$ - viga inferior	α_{v2}	V_{rd2}
kN	kN		kN
239	763	0,84	1944

(fonte: elaborado pelo autor)

Confirmada a verificação, se determinou qual seria o esforço cortante mínimo que a armadura transversal mínima pode absorver. A tabela 31 apresenta esses resultados.

Tabela 31 – Esforço cortante mínimo de cálculo para as vigas transversais

V_{c0}	$A_{sw,min/s}$	$V_{sw,mín}$	$V_{sd,mín}$
kN	cm ² /m	kN	kN
316	5,61	165	481

(fonte: elaborado pelo autor)

Pode-se observar que o esforço cortante mínimo de cálculo é superior ao esforço cortante de cálculo máximo para a viga superior, mas não para a viga inferior, ou seja, a armadura transversal mínima é suficiente apenas para a viga superior. A bitola e o espaçamento da armadura da viga superior estão apresentados na tabela 32. Por questão de critério pessoal, foi adotada a armadura de diâmetro 5 mm a cada 12 cm.

Tabela 32 – Armadura transversal para a viga transversal superior

Ø (4 ramos)	
5	6.3
12	22

(fonte: elaborado pelo autor)

Para a viga inferior, cujo esforço cortante de cálculo é superior ao esforço cortante mínimo, deve-se dimensionar a sua armadura transversal necessária. A tabela 33 apresenta esses resultados. Por questão de critério pessoal, foi adotada a armadura de diâmetro 8 mm a cada 12 cm.

Tabela 33 – Armadura transversal para a viga transversal inferior

$V_{sd,máx}$	$A_{sw/s}$	Ø (4 ramos)	
kN	cm ² /m	6,3	8
763	15,25	8	12

(fonte: elaborado pelo autor)

6.1.3 Pilares

Os esforços globais e locais de 2ª ordem dos pilares, para todas as combinações do estado limite último, são obtidos através do software SAP2000, sem necessidade de aplicar métodos aproximados. Isso se deve ao fato de que a estrutura é calculada a partir de um processo não linear com métodos de elementos finitos, os quais já incluem nas solicitações os efeitos de 2ª ordem, pois o software subdivide cada barra em subtrechos. Tendo isso em vista, as solicitações resultantes do modelo já são as solicitações a serem verificadas.

Para a verificação das diversas seções de todos os pilares foi utilizada a calculadora de flexo compressão oblíqua do software TQS. Essa calculadora consiste em atribuir uma área de aço distribuída ao longo da seção do pilar, e assim, verificar se essa seção, com essa distribuição, é suficientemente segura.

Tornou-se necessário então, como foi feito em todos os elementos já dimensionados, calcular a área de aço mínima em cada pilar. A NBR 6118 define que essa área é calculada a partir da fórmula 30 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004):

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 * \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 * A_c \quad (\text{fórmula 30})$$

Onde:

$A_{s,\text{mín}}$ = área de aço mínima, em cm^2 ;

N_d = esforço normal de cálculo, em kN;

f_{yd} = resistência minorada do aço, em kN/cm^2 ;

A_c = área da seção transversal, em cm^2 .

A determinação dos estribos e de seus respectivos espaçamentos segue a orientação da NBR 6118, a qual determina que o diâmetro do estribo não deva ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra longitudinal. Satisfeitas essas condições, o espaçamento do mesmo deve ser menor ou igual à:

- a) 20 cm;
- b) menor dimensão da seção;
- c) 12 vezes o diâmetro da barra longitudinal.

As solicitações resultantes de cada combinação do estado limite último para todos os pilares e o procedimento que resultam no resumo das armaduras apresentadas na tabela 34, se encontram no apêndice C.

Tabela 34 – Resumo das armaduras nos pilares

pilar	armadura	estribo	
		ϕ	c/
P1 e P5	18 ϕ 25	6,3	20
P2 e P6	22 ϕ 20	5	20
P3, P4, P7 e P8	8 ϕ 12,5	5	15

(fonte: elaborado pelo autor)

6.2 VERIFICAÇÃO

A etapa de verificação de uma passarela estaiada costuma ser decisiva do ponto de vista de tomada de decisões. Isso se deve a diversos fatores, sendo que o fator mais determinante se deve ao fato de que essas estruturas estão sujeitas a modos de vibração muito baixos, tanto longitudinais quanto transversais. Entretanto, a análise de vibrações não é o único critério que deve ser verificado, é necessário também verificar as variações de tensões e as tensões máximas nos estais e as deformações no tabuleiro e nos pilares.

6.2.1 Ações dinâmicas

Um dos primeiros passos para a verificação dos modos de vibração de uma estrutura é estabelecer quais são as faixas de valores onde a estrutura poderia entrar em ressonância. Bachmann et alli (1995) define que a taxa média do caminhar humano no sentido longitudinal é igual a 2 Hz, sendo que o desvio padrão é igual a 0,175 Hz. Assim, a faixa de valores que o caminhar humano nesse sentido pode excitar fica entre 1,65 e 2,35 Hz. Já para o sentido transversal da estrutura, essa frequência é dividida por dois, porque cada ciclo é completado após dois passos, resultando assim numa faixa de valores entre 0,825 e 1,175 Hz. Recomenda-se ainda que os modos de vibração da estrutura fiquem sempre acima dos valores indicados, nunca abaixo.

As ações dinâmicas resultantes da configuração estrutural adotada para essa passarela foram determinantes para a escolha das dimensões de todos os elementos estruturais. Caso fosse considerado apenas o estado limite último, a seção transversal do tabuleiro poderia ser mais esbelta e o número de cordoalhas em cada estai seria muito menor. A configuração inicial, a qual satisfazia as verificações do estado limite último, resultava num modo de vibração longitudinal de aproximadamente 1,60 Hz, muito abaixo do aconselhado.

Foi necessário, então, enrijecer a estrutura como um todo. Para isso, a seção transversal do tabuleiro, que antes possuía vigas de 60 cm de altura, passou a ter vigas de 100 cm de altura, e o número de cordoalhas em cada estai, que nos principais era de 5 de 12,7 mm e nos de ancoragem era de 12 de 15,2 mm, passaram a ter 18 de 15,2 mm para os principais e 60 de 15,2 mm para os de ancoragem.

Apesar de ser um aumento significativo, tanto para o tabuleiro quanto para os estais, o modo de vibração longitudinal também teve um aumento significativo, resultando num valor de aproximadamente 2,77 Hz, o que já está acima da faixa limite com certa segurança. O modo de vibração lateral não chegou a ser um problema, pois a rigidez do tabuleiro adotado é muito alta. O valor obtido para o modo de vibração lateral resultou num valor de aproximadamente 1,74 Hz, acima dos valores aceitáveis.

6.2.2 Estais

Para os estais é necessário se verificar as tensões máximas e as variações de tensões. Walther et alli (1999, tradução nossa) recomendam que as tensões máximas não excedam 45% da tensão de escoamento das cordoalhas e que as variações de tensões não superem 20 kN/cm². As tabelas 35 e 36 apresentam os resultados dessas verificações.

Tabela 35 – Verificação das tensões para os cabos principais

Cabo	P _{máx}	P _{mín}	σ _{máx}	σ _{mín}	Δσ	% f _{yk}
	kN	kN	kN/cm ²	kN/cm ²	kN/cm ²	
CABO 1	109	85	4,1	3,1	0,9	8%
CABO 2	188	104	7,0	3,9	3,1	14%
CABO 3	242	115	9,0	4,2	4,7	18%
CABO 4	262	134	9,7	5,0	4,7	19%
CABO 5	269	150	10,0	5,6	4,4	20%
CABO 6	259	171	9,6	6,3	3,3	19%
CABO 7	226	186	8,4	6,9	1,5	17%
CABO 8	200	192	7,4	7,1	0,3	15%
CABO 9	192	165	7,1	6,1	1,0	14%

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 36 – Verificação das tensões para os cabos de ancoragem

Cabo	P _{máx}	P _{mín}	σ _{máx}	σ _{mín}	Δσ	% f _{yk}
	kN	kN	kN/cm ²	kN/cm ²	kN/cm ²	
CABO A	1076	827	12,0	9,2	2,8	24%
CABO B	1069	814	11,9	9,0	2,8	24%
CABO C	1068	805	11,9	8,9	2,9	24%

(fonte: elaborado pelo autor)

6.2.3 Deformações no tabuleiro

A NBR 6118 define o limite dos deslocamentos visíveis em elementos estruturais como sendo $l/250$, sendo l o vão ou trecho do elemento estrutural analisado. No caso dessa passarela, foram verificados os deslocamentos no topo pilar da torre e nos três vãos do tabuleiro. A tabela 37 apresenta os valores limites de deslocamento e os valores resultantes das combinações do estado limite de serviço (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004).

Tabela 37 – Verificação das deformações

Comb.	topo do pilar				tabuleiro								
					1º vão			2º vão			3º vão		
	l	u _{lim}	u _x	u _y	l	u _{lim}	u	l	u _{lim}	u	l	u _{lim}	u
	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
ELS1	2260	9,04	0,30	0,00	810	3,24	0,05	4700	18,8	0,53	890	3,56	0,01
ELS2			0,04	0,00			0,06			0,00			
ELS3			0,31	0,00			0,05			0,54			-0,01
ELS4			0,26	1,32			0,05			0,38			0,02
ELS5			0,06	1,32			0,06			0,00			0,04
ELS6			0,27	1,32			0,05			0,39			0,01
ELS7			0,18	-0,01			0,06			0,26			0,02
ELS8			0,16	1,31			0,06			0,18			0,03

(fonte: elaborado pelo autor)

Apesar desses deslocamentos não estarem considerando a contribuição da fluência na estrutura, pode-se observar que os deslocamentos de todos os pontos analisados estão aquém dos seus respectivos limites. Isso se deve ao fato de que as dimensões da estrutura foram determinadas principalmente devido aos modos de vibração da estrutura, tornando-a muito mais rígida do ponto de vista de deslocamentos.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho de diplomação teve como objetivo aprimorar os conhecimentos na área de estruturas adquiridos ao longo do curso de graduação. Entretanto, a realização de um projeto estrutural de uma passarela estaiada se mostrou mais eficaz do que o esperado, pois a dificuldade imposta por tais estruturas fez com que fosse necessária uma pesquisa teórica superior à esperada antes de qualquer desenvolvimento estrutural.

As dificuldades foram muitas, principalmente por se tratar de uma estrutura com características não lineares, as quais são brevemente estudadas durante o curso de graduação. Por esse motivo, um dos maiores aprendizados reside no fato de que a concepção inicialmente formada para uma estrutura pode mudar drasticamente, tanto por inconvenientes estéticos quanto por problemas estruturais.

Uma das principais avaliações a serem tomadas é de que as dimensões dos elementos estruturais de projetos como este acabam por serem determinadas mais em função do estado limite de serviço do que do estado limite último, ao contrário das estruturas habituais. Isso se deve ao fato de que essas estruturas, por serem extremamente esbeltas, possuem uma grande flexibilidade, fazendo com que assim os modos de vibração resultem em valores muito baixos. Pode-se assim perceber também a grande dificuldade em aumentar os modos de vibração da estrutura, pois foram necessárias mudanças drásticas para que a estrutura não possuísse modos de vibração próximos da zona crítica.

A descrição dos procedimentos de cálculo dessa passarela estaiada alcançou os objetivos esperados, resultando em soluções satisfatórias para os diferentes tipos de dimensionamentos. As plantas que detalham a estrutura como um todo e os elementos estruturais individualmente se encontram no apêndice D.

REFERÊNCIAS

- ARCELORMITTAL. **Fios e cordoalhas para concreto protendido**. [s. l.] Disponível em: <https://www.belgo.com.br/produtos/construcao_civil/fios_cordoalhas/pdf/fios_cordoalhas.pdf>. Acesso em 27 mar. 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 1984.
- _____. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- _____. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 2003a.
- _____. **NBR 7187**: projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – procedimento. Rio de Janeiro, 2003b.
- _____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: procedimentos. Rio de Janeiro, 2004.
- BACHMANN, H.; PRETLOVE, A. J.; REINER, J. H. Vibrations induced by people. In: BACHMANN, H. (NE:). **Vibrations problems in structures**: practical guidelines. Basel: Birkhäuser Verlag, 1995. p. 1-28.
- GERDAU. **Vergalhão Gerdau GG 50**. [s. l.] Disponível em: <<http://www.gerdau.com.br/produtos-e-servicos/produtos-por-aplicacao-detalhe-produto.aspx?familia=222>>. Acesso em 5 abr. 2014.
- LEONHARDT, F. **Construções de concreto**: princípios básicos da construção de pontes de concreto. 1. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 1979 (reimpressão 1982). v. 6.
- MASON, J. **Pontes em concreto armado e protendido**: princípios do projeto e cálculo. Rio de Janeiro: Livro Técnicos e Científicos, 1977.
- O'CONNOR, C. **Pontes**: superestruturas. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1975. 2 v.
- PFEIL, W. **Pontes**: curso básico – projeto, construção e manutenção. Rio de Janeiro: Campus, 1983a.
- _____. **Pontes em concreto armado**. 3. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1983b (reimpressão 1985).
- WALTHER, R.; HOURIET, B.; ISLER, W.; MOÏA, P.; KLEIN, J.-F.; **Cable stayed bridges**. 2nd ed. London: Thomas Telford, 1999.

APÊNDICE A – FORÇAS DEVIDO AO VENTO

Para a estrutura analisada, com o objetivo de simplificar os procedimentos de cálculo, apenas se calcularam as forças devido ao vento na direção perpendicular à passarela, partindo do pressuposto que o vento na direção longitudinal não provocaria esforços de grande magnitude, e assim, poderiam ser desconsiderados.

Os procedimentos para o cálculo das forças devido ao vento seguiram as indicações da NBR 6123, de acordo com a fórmula 1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988):

$$F_a = C_a * q * A_e \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

F_a = força de arrasto, em N;

C_a = coeficiente de arrasto;

q = pressão dinâmica do vento, em N/m²;

A_e = área de projeção ortogonal da estrutura, em m².

A pressão dinâmica do vento é o parâmetro meteorológico, o qual é determinado a partir da fórmula 2 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

$$q = 0,613 * V_k^2 \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

q = pressão dinâmica do vento, em N/m²;

V_k = velocidade característica do vento, em m/s.

A NBR 6123 determina que a velocidade característica do vento seja calculada conforme a fórmula 3 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

V_k = velocidade característica do vento, em m/s;

V_0 = velocidade básica do vento, em m/s;

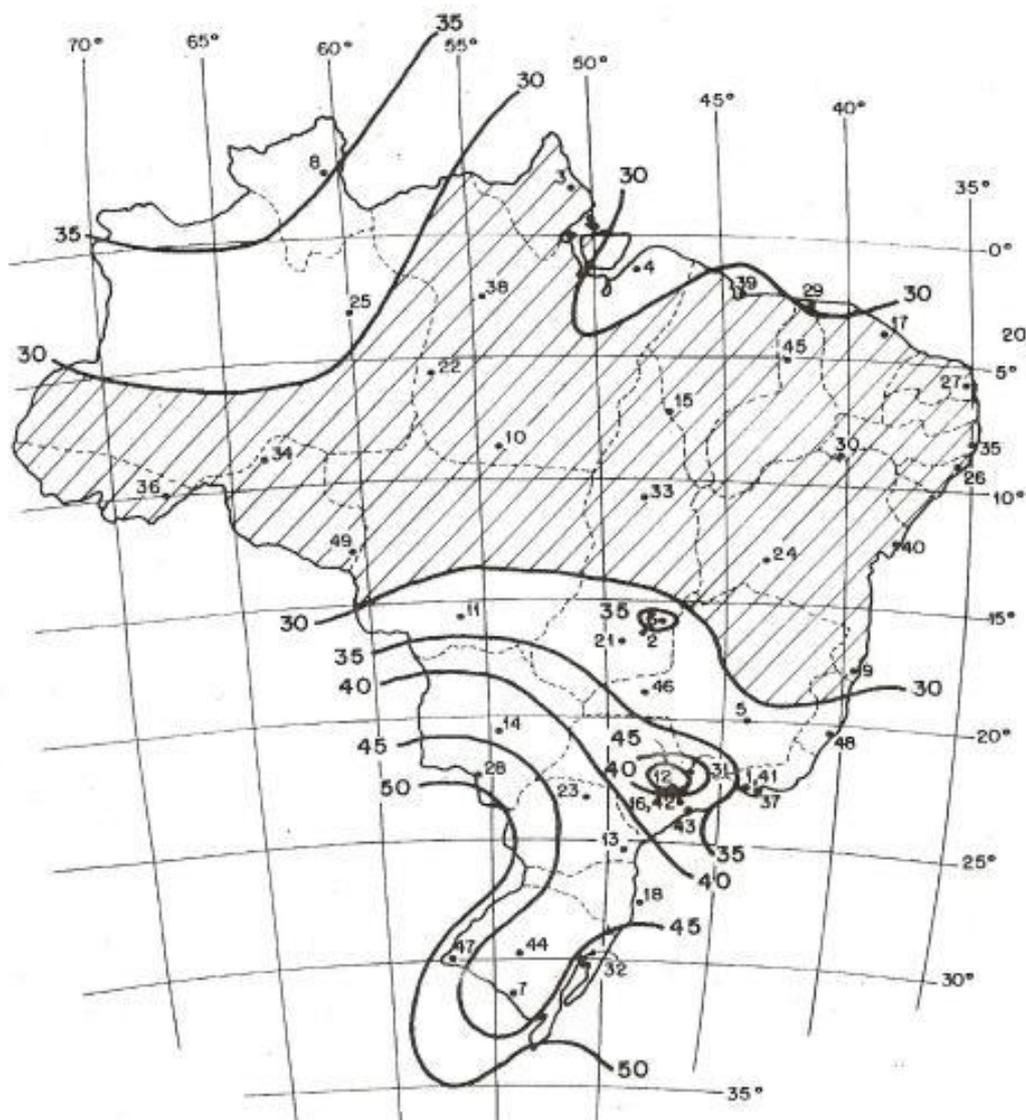
S_1 = fator topográfico;

S_2 = fator de rugosidade do terreno, dimensão da estrutura e altura acima do terreno;

S_3 = fator estatístico.

Segundo a NBR 6123, a velocidade básica do vento é “[...] a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5). Essa velocidade, a partir da localidade da estrutura estudada, pode ser adquirida a partir do mapa de isopletras de velocidade básica, conforme a figura AP-A1. A partir desse mapa, pode determinar para região de Esteio, uma velocidade básica de vento de 46 m/s para este projeto.

Figura AP-A1 – Mapa de isopletas de velocidade básica



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

A NBR 6123 define que o fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno. Para terrenos plano ou levemente acidentado, esse coeficiente é igual a 1,0. O fator S_2 depende da cota da estrutura e da categoria e classe do terreno. Para a situação estudada foi estabelecido como sendo categoria IV, por ser um terreno urbanizado, e classe C, porque a superfície frontal excede 50 m. Por último, o fator estatístico é igual a 1,0, o qual é atribuído para estruturas de alto teor de ocupação (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

A NBR 6123 determina que o fator S_2 é calculado conforme a fórmula 4 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

$$S_2 = b * F_r * \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

S_2 = fator de rugosidade do terreno, dimensão da estrutura e altura acima do terreno;

b = parâmetro meteorológico;

F_r = fator de rajada;

z = cota acima do terreno;

p = expoente da lei potencial de variação de S_2 .

Segundo a NBR 6123, os valores de b , F_r e p são iguais a 0,84, 0,95 e 0,135, respectivamente, para a categoria IV e classe C (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988). A tabela AP-A1 resume os valores obtidos até então.

Tabela AP-A1 – Características do vento

V_0 m/s	S_1	S_2			S_3
		b	p	F_r	
45	1	0,84	0,135	0,95	1

(fonte: elaborado pelo autor)

Na sequência, determinaram-se as cotas de todos os elementos estruturais. Adotou-se para os pilares uma simplificação de que a carga, ao longo desse, é linear, ou seja, não varia ao longo de sua altura. A força de arrasto foi determinada para a cota de topo e distribuída ao longo do pilar. Para não ficar muito a favor da segurança, o pilar da torre foi dividido em duas partes, sendo uma até o tabuleiro e a outra do tabuleiro ao topo.

O coeficiente de arrasto é o parâmetro aerodinâmico, que depende da forma do elemento onde esta força está aplicada. De forma simplificada, para os pilares e para o tabuleiro considerou-se que são barras prismáticas de faces planas de comprimento infinito (conforme a tabela 12 na NBR 6123) e para os estais considerou-se que são barras prismáticas de seção circular de comprimento infinito (conforme a tabela 10 da NBR 6123), o que está a favor da segurança (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

A partir dessas definições pode-se chegar ao valor de coeficiente de arrasto para todos os elementos. Para os pilares, que possuem seção retangular, o coeficiente de arrasto é igual a 2,1, pois o lado de incidência do vento é, no mínimo, duas vezes maior do que a sua largura. Para os pilares que tem seção transversal quadrada, o coeficiente de arrasto é igual a 2,0. Para o tabuleiro, como a seção transversal é a de viga caixão, adotou-se uma seção transversal retangular, com o menor lado do retângulo sendo a área de incidência, resultando assim num coeficiente de arrasto igual a 0,75. E por último, para os cabos, para determinar seu coeficiente de arrasto, adotou-se que sua seção é lisa e calculou-se o número de Reynolds, resultando num valor de 1,2 para o coeficiente de arrasto. O número de Reynolds foi calculado segundo a fórmula 5, a qual é definida pela NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

$$Re = 70000 * V_k * d \quad (\text{fórmula 5})$$

Onde:

Re = número de Reynolds;

V_k = velocidade característica do vento, em m/s;

d = diâmetro do cabo, em m.

Assim, com todos os dados já estabelecidos, foram determinados todos os valores das cargas lineares em todos os elementos estruturais. As tabelas AP-A2, AP-A3 e AP-A4 apresentam os valores obtidos para as forças de arrasto.

Tabela AP-A2 – Força de arrasto nos elementos de concreto

Elemento	z	S ₂	V _k	q	C _a	L	q _a
	m		m/s	kN/m ²		m	kN/m
pilar da torre do tabuleiro ao topo	29,75	0,925	41,6	1,06	2,1	180	4,02
pilar da torre até o tabuleiro	6,75	0,757	34,1	0,71	2,1	180	2,69
pilares 80/40					2,1	80	1,20
pilares 40/40					2,0	40	0,57
tabuleiro					0,75	100	0,54

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-A3 – Força de arrasto nos cabos

Elemento	z	S ₂	V _k	q	d	R _e	C _a	q _a
	m		m/s	kN/m ²	m			kN/m
cabos de ancoragem	29,75	0,925	41,6	1,06	0,16	4,66E+05	0,6	0,102
cabos 1 a 9	29,75	0,925	41,6	1,06	0,10	2,91E+05	1,2	0,127

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-A4 – Resumo das forças de arrasto

Elemento	q _a
	kN/m
pilar da torre do tabuleiro ao topo	4,02
pilar da torre até o tabuleiro	2,69
pilares 80/40	1,20
pilares 40/40	0,57
tabuleiro	0,54
cabos de ancoragem	0,102
cabos 1 a 9	0,127

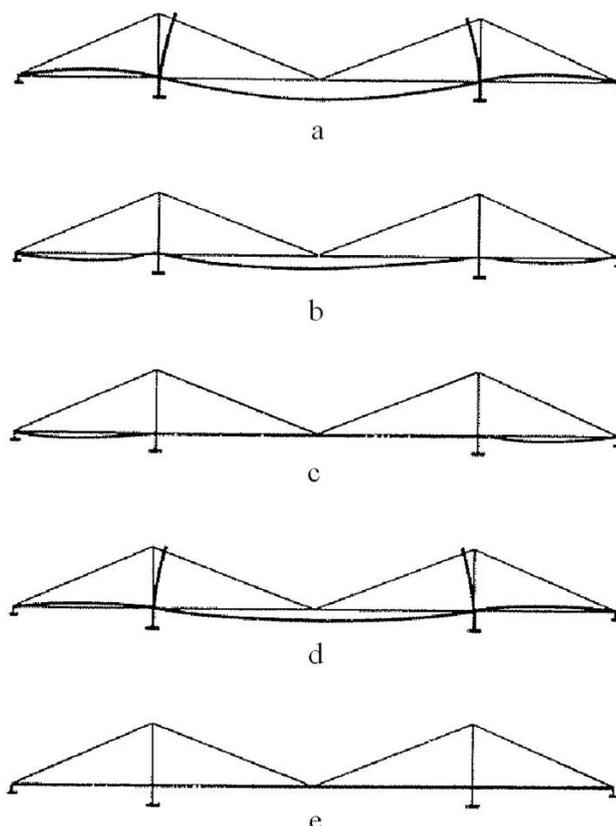
(fonte: elaborado pelo autor)

APÊNDICE B – CÁLCULO DOS ENCURTAMENTOS NOS CABOS

Como já explicado anteriormente, o procedimento de se determinar as forças de protensão nos estais passa pelas etapas descritas abaixo, as quais são visualizadas na figura AP-B1:

- a) estrutura sobre a ação das cargas permanentes sem os cabos encurtados;
- b) os pilares da torre são fixados no seu sentido longitudinal;
- c) são impostos aos estais principais os encurtamentos necessários para se obter deslocamentos nulos do tabuleiro;
- d) pilares da torre são liberados;
- e) encurtamento dos cabos de ancoragem de modo a anular as deformações verticais no tabuleiro e as os deslocamentos horizontais nos pilares da torre;
- f) ajustes finais devido à flexibilidade dos pilares da torre.

Figura AP-B1 – Método iterativo para determinação das forças de protensão



(fonte: elaborado pelo autor)

Para se obter estas forças de protensão necessárias em cada cabo são exigidas diversas iterações. Nas tabelas AP-B1 a AP-B10 são apresentadas as nove iterações para anular as deformações do tabuleiro e as deformações após a nona iteração. Na oitava e na nona iteração foram acrescentados multiplicadores para acelerar a convergência das iterações.

Tabela AP-B1 – Determinação da força de protensão para os cabos principais
1ª iteração

Cabo	u	α	Δl	l	A	$N_{\text{prot, indef}}$	$\Delta N_{\text{protensão}}$	$N_{\text{protensão}}$
	cm	°	cm	cm	cm ²	kN	kN	kN
1	0,1677	72	0,159	2008	27	35	42	77
2	0,4413	60,9	0,386	2243	27	50	91	141
3	0,7433	52,2	0,587	2544	27	59	122	181
4	1,0250	45,4	0,730	2892	27	69	133	202
5	1,2339	40,2	0,796	3271	27	86	129	215
6	1,3177	36	0,775	3672	27	96	112	208
7	1,2247	32,7	0,662	4095	27	106	86	192
8	0,9362	30	0,468	4522	27	115	55	170
9	0,5082	27,8	0,237	4957	27	124	26	150

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-B2 – Determinação da força de protensão para os cabos principais
2ª iteração

Cabo	u	α	Δl	l	A	$\Delta N_{\text{protensão}}$	$N_{\text{protensão}}$
	cm	°	cm	cm	cm ²	kN	kN
1	-0,0480	72	-0,046	2008	27	-12	65
2	-0,1872	60,9	-0,164	2243	27	-39	102
3	-0,3530	52,2	-0,279	2544	27	-58	123
4	-0,4708	45,4	-0,335	2892	27	-62	140
5	-0,4920	40,2	-0,318	3271	27	-52	163
6	-0,4077	36	-0,240	3672	27	-35	173
7	-0,2551	32,7	-0,138	4095	27	-18	174
8	-0,1003	30	-0,050	4522	27	-6	164
9	-0,0050	27,8	-0,002	4957	27	0	150

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-B3 – Determinação da força de protensão para os cabos principais
3ª iteração

Cabo	u	α	Δl	l	A	$\Delta N_{\text{protensão}}$	$N_{\text{protensão}}$
	cm	°	cm	cm	cm ²	kN	kN
1	0,0228	72	0,022	2008	27	6	71
2	0,0211	60,9	0,018	2243	27	5	107
3	-0,0023	52,2	-0,002	2544	27	0	123
4	-0,0108	45,4	-0,008	2892	27	-2	138
5	0,0003	40,2	0,000	3271	27	0	163
6	0,0421	36	0,025	3672	27	4	177
7	0,0957	32,7	0,052	4095	27	7	181
8	0,1242	30	0,062	4522	27	8	172
9	0,0978	27,8	0,046	4957	27	5	155

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-B4 – Determinação da força de protensão para os cabos principais
4ª iteração

Cabo	u	α	Δl	l	A	$\Delta N_{\text{protensão}}$	$N_{\text{protensão}}$
	cm	°	cm	cm	cm ²	kN	kN
1	0,0165	72	0,016	2008	27	5	76
2	0,0105	60,9	0,009	2243	27	3	110
3	-0,0092	52,2	-0,007	2544	27	0	123
4	-0,0269	45,4	-0,019	2892	27	-4	134
5	-0,0279	40,2	-0,018	3271	27	-3	160
6	-0,0013	36	-0,001	3672	27	0	177
7	0,0435	32,7	0,024	4095	27	4	185
8	0,0773	30	0,039	4522	27	5	177
9	0,0701	27,8	0,033	4957	27	4	159

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-B5 – Determinação da força de protensão para os cabos principais
5ª iteração

Cabo	u	α	Δl	l	A	$\Delta N_{\text{protensão}}$	$N_{\text{protensão}}$
	cm	°	cm	cm	cm ²	kN	kN
1	0,0128	72	0,012	2008	27	4	80
2	0,0073	60,9	0,006	2243	27	0	110
3	-0,0064	52,2	-0,005	2544	27	0	123
4	-0,0186	45,4	-0,013	2892	27	-3	131
5	-0,0216	40,2	-0,014	3271	27	-3	157
6	-0,0048	36	-0,003	3672	27	0	177
7	0,0295	32,7	0,016	4095	27	3	188
8	0,0597	30	0,030	4522	27	4	181
9	0,0581	27,8	0,027	4957	27	3	162

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-B6 – Determinação da força de protensão para os cabos principais
6ª iteração

Cabo	u	α	Δl	l	A	$\Delta N_{\text{protensão}}$	$N_{\text{protensão}}$
	cm	°	cm	cm	cm ²	kN	kN
1	0,0113	72	0,011	2008	27	3	83
2	0,0081	60,9	0,007	2243	27	0	110
3	-0,0011	52,2	-0,001	2544	27	0	123
4	-0,0102	45,4	-0,007	2892	27	-2	129
5	-0,0161	40,2	-0,010	3271	27	-2	155
6	-0,0077	36	-0,005	3672	27	0	177
7	0,0178	32,7	0,010	4095	27	2	190
8	0,0449	30	0,022	4522	27	3	184
9	0,0478	27,8	0,022	4957	27	3	165

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-B7 – Determinação da força de protensão para os cabos principais
7ª iteração

Cabo	u	α	Δl	l	A	$\Delta N_{\text{protensão}}$	$N_{\text{protensão}}$
	cm	°	cm	cm	cm ²	kN	kN
1	0,0102	72	0,010	2008	27	3	86
2	0,0084	60,9	0,007	2243	27	0	110
3	0,0023	52,2	0,002	2544	27	0	123
4	-0,0049	45,4	-0,003	2892	27	0	129
5	-0,0128	40,2	-0,008	3271	27	-2	153
6	-0,0103	36	-0,006	3672	27	-1	176
7	0,0091	32,7	0,005	4095	27	0	190
8	0,0340	30	0,017	4522	27	2	186
9	0,0402	27,8	0,019	4957	27	2	167

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-B8 – Determinação da força de protensão para os cabos principais
8ª iteração

Cabo	u	α	Δl	l	A	$\Delta N_{\text{protensão}}$	$N_{\text{protensão}}$
	cm	°	cm	cm	cm ²	kN	kN
1	0,0086	72	0,008	2008	27	0	86
2	0,0074	60,9	0,006	2243	27	0	110
3	0,0034	52,2	0,003	2544	27	0	123
4	-0,0014	45,4	-0,001	2892	27	0	129
5	-0,0084	40,2	-0,005	3271	27	0	153
6	-0,0083	36	-0,005	3672	27	0	176
7	0,0068	32,7	0,004	4095	27	0	190
8	0,0284	30	0,014	4522	27	2	196
9	0,0354	27,8	0,017	4957	27	2	177

* $N_{\text{protensão}} = N_{\text{protensão,ant}} + 5 * \Delta N_{\text{protensão}}$

Apenas para os cabos 8 e 9 para acelerar a convergência

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-B9 – Determinação da força de protensão para os cabos principais
9ª iteração

Cabo	u	α	Δl	l	A	$\Delta N_{\text{protensão}}$	$N_{\text{protensão}}$
	cm	°	cm	cm	cm ²	kN	kN
1	0,0090	72	0,009	2008	27	0	86
2	0,0079	60,9	0,007	2243	27	0	110
3	0,0028	52,2	0,002	2544	27	0	123
4	-0,0057	45,4	-0,004	2892	27	0	129
5	-0,0197	40,2	-0,013	3271	27	-3	150
6	-0,0290	36	-0,017	3672	27	-3	173
7	-0,0231	32,7	-0,012	4095	27	-2	188
8	-0,0042	30	-0,002	4522	27	0	196
9	0,0132	27,8	0,006	4957	27	1	187

* $N_{\text{protensão}} = N_{\text{protensão,ant}} + 10 \cdot \Delta N_{\text{protensão}}$

Apenas para o cabo 9 para acelerar a convergência

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-B10 – Deformações após a 9ª iteração

Cabo	u	u
	cm	mm
1	0,0093	0,093
2	0,0100	0,100
3	0,0086	0,086
4	0,0056	0,056
5	-0,0036	-0,036
6	-0,0129	-0,129
7	-0,0126	-0,126
8	-0,0021	-0,021
9	0,0102	0,102

(fonte: elaborado pelo autor)

Pode-se observar que estas deformações após a nona iteração são praticamente nulas. Tendo isso em vista, retiraram-se as restrições dos pilares e, assim, pode-se aplicar o mesmo procedimento aplicado no tabuleiro para anular as deformações nos pilares. Nas tabelas AP-B11 a AP-B13 são apresentadas as duas iterações para anular as deformações dos pilares e as deformações finais desses.

Tabela AP-B11 – Determinação da força de protensão para os cabos de ancoragem
1ª iteração

Cabo	u	α	Δl	l	A	N _{prot, indef}	N _{protensão}	N _{prot, tot}
	cm	°	cm	cm	cm ²	kN	kN	kN
A	3,0424	65,7	1,252	2502	90	164	879	1043
B	2,9562	65,2	1,240	2456	90	164	887	1051
C	2,8724	64,7	1,228	2411	90	164	894	1058

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-B12 – Determinação da força de protensão para os cabos de ancoragem
2ª iteração

Cabo	u	α	Δl	l	A	$\Delta N_{\text{protensão}}$	N _{protensão}
	cm	°	cm	cm	cm ²	kN	kN
A	0,0365	65,7	0,015	2502	90	11	1054
B	0,0158	65,2	0,007	2456	90	5	1056
C	-0,0015	64,7	-0,001	2411	90	-1	1057

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-B13 – Deformações após a 2ª iteração

Cabo	u	u
	cm	mm
A	0,0221	0,221
B	0,0018	0,018
C	-0,0151	-0,151

(fonte: elaborado pelo autor)

Foram necessários ajustes após a protensão dos cabos de ancoragem, como havia sido descrito que poderia acontecer. Esses ajustes estão apresentados nas tabelas AP-B14 a AP-B16. A tabela AP-B17 resume essas forças.

Tabela AP-B14 – Ajustes nos cabos principais – 1ª iteração

Cabo	u	Upilar	Δu	α	Δl	l	A	$\Delta N_{\text{protensão}}$	ΔN_{uti}	$N_{\text{protensão}}$
	cm									
1	0,1638	0,0845	0,0793	72	0,075	2008	27	20	21	107
2	0,2308		0,1463	60,9	0,128	2243	27	31	32	142
3	0,2667		0,1822	52,2	0,144	2544	27	30	32	155
4	0,2749		0,1904	45,4	0,136	2892	27	25	26	155
5	0,2573		0,1728	40,2	0,112	3271	27	18	19	169
6	0,2223		0,1378	36	0,081	3672	27	12	13	186
7	0,1799		0,0954	32,7	0,052	4095	27	7	7	195
8	0,1320		0,0475	30	0,024	4522	27	3	3	199
9	0,0779		-0,0066	27,8	-0,003	4957	27	-1	0	187

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-B15 – Ajustes nos cabos ancoragem – 1ª iteração

Cabo	u	α	Δl	l	A	$\Delta N_{\text{protensão}}$	$N_{\text{protensão}}$
	cm						
A	0,0329	65,7	0,014	2502	90	10	1064
B	0,0124	65,2	0,005	2456	90	4	1060
C	-0,0047	64,7	-0,002	2411	90	-2	1055

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-B16 – Ajustes nos cabos principais – 2ª iteração

Cabo	u	Upilar	Δu	α	Δl	l	A	$\Delta N_{\text{protensão}}$	ΔN_{uti}	$N_{\text{protensão}}$
	cm									
1	0,1108	0,0847	0,0263	72	0,025	2008	27	7	17	124
2	0,1059		0,0214	60,9	0,019	2243	27	5	5	147
3	0,0849		0,0004	52,2	0,000	2544	27	1	0	155
4	0,0665		-0,0180	45,4	-0,013	2892	27	-3	0	155
5	0,0539		-0,0306	40,2	-0,020	3271	27	-4	0	169
6	0,0492		-0,0353	36	-0,021	3672	27	-3	0	186
7	0,0522		-0,0323	32,7	-0,017	4095	27	-3	0	195
8	0,0540		-0,0305	30	-0,015	4522	27	-2	0	199
9	0,0435		-0,0410	27,8	-0,019	4957	27	-3	0	187

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-B17 – Forças de protensão finais

Cabo	N _{protensão}
	kN
1	124
2	147
3	155
4	155
5	169
6	186
7	195
8	199
9	187
A	1064
B	1060
C	1055

(fonte: elaborado pelo autor)

APÊNDICE C – SOLICITAÇÕES E DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Neste apêndice são apresentadas as solicitações nos pilares e suas respectivas verificações. Em relação à verificação das seções, existem três tipos de pilares: pilares tirantes, os quais estão sempre tracionados; pilares da torre, os quais sustentam os estais; e pilares convencionais, os demais pilares que não apresentam características especiais.

O método de verificação baseia-se em uma determinação prévia da distribuição das armaduras ao longo da seção transversal do pilar, verificando se a partir dessa distribuição a seção transversal é suficientemente resistente às solicitações nela impostas. A resposta do programa TQS é no formato de um diagrama dos máximos momentos resistentes que essa seção resiste para a solicitação normal aplicada, marcando o ponto em que se encontram as solicitações verificadas.

As tabelas AP-C1 e AP-C3 apresentam as solicitações nos pilares P1 e P5, os quais são os pilares tirantes, e as tabelas AP-C2 e AP-C4 apresentam as suas respectivas armaduras mínimas.

Tabela AP-C1 – Solicitações do pilar P1

Comb.	Ntração	Mx _{inf}	My _{inf}	Mx _{sup}	My _{sup}
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm
ELU1	2651	62	70	18	-61
ELU2	2149	-7	70	86	-61
ELU3	2702	76	70	-5	-61
ELU4	2445	31	117	46	-102
ELU5	2146	-11	117	88	-101
ELU6	2475	39	117	32	-102
ELU7	2272	20	0	50	0
ELU8	1854	-43	116	107	-101
ELU9	2427	34	69	41	-60
ELU10	2312	14	116	60	-101

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C2 – Armadura mínima do pilar P1

$0,15N_d/f_{yd}$	$0,004A_c$	$A_{s,min}$	Armadura mínima
cm ²	cm ²	cm ²	
9,3	12,8	12,8	4 ϕ 25

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C3 – Solicitações do pilar P5

Comb.	Ntração	M_{xinf}	M_{yinf}	M_{xsup}	M_{ysup}
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm
ELU1	2846	87	70	-7	-61
ELU2	2343	18	70	62	-61
ELU3	2898	101	70	-30	-61
ELU4	2768	72	117	5	-102
ELU5	2467	30	117	47	-102
ELU6	2799	81	117	-9	-102
ELU7	2272	20	0	50	0
ELU8	2170	-2	116	66	-101
ELU9	2616	60	69	15	-60
ELU10	2630	56	116	18	-101

(fonte: elaborado pelo autor)

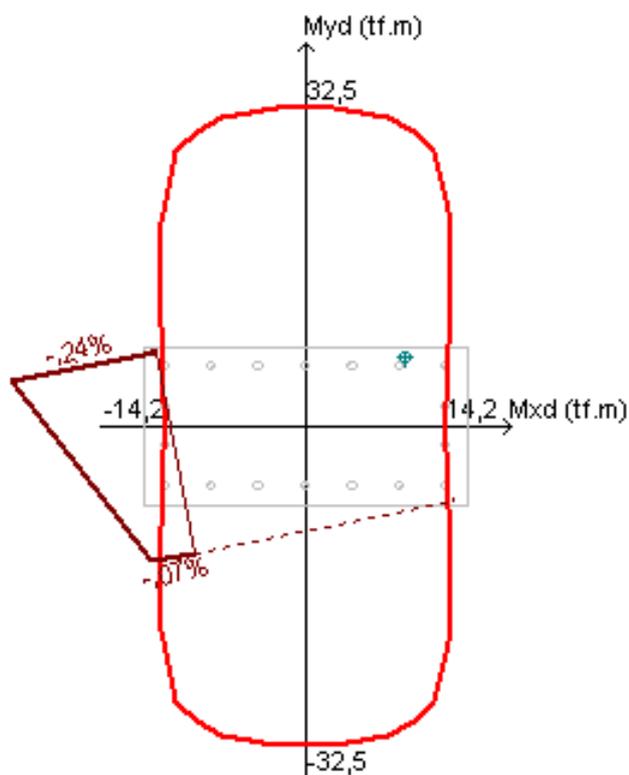
Tabela AP-C4 – Armadura mínima do pilar P5

$0,15N_d/f_{yd}$	$0,004A_c$	$A_{s,min}$	Armadura mínima
cm ²	cm ²	cm ²	
10,0	12,8	12,8	4 ϕ 25

(fonte: elaborado pelo autor)

Após um processo iterativo, chegou-se a um resultado de 18 barras de 25 mm para estes pilares, sendo a combinação do ELU3 do pilar P5 a pior situação de solicitações. A figura AP-C1 apresenta o diagrama de verificação deste caso.

Figura AP-C1 – Método iterativo para determinação da área de aço dos pilares P1 e P5



(fonte: elaborado pelo autor)

As tabelas AP-C5, AP-C7, AP-C9 e AP-C11 apresentam as solicitações nos pilares P3, P4, P7 e P8, os quais são os pilares convencionais, e as tabelas AP-C6, AP-C8, AP-C10 e AP-C12 apresentam as suas respectivas armaduras mínimas.

Tabela AP-C5 – Solicitações do pilar P3

Comb.	N	M _{Xinf}	M _{Yinf}	M _{Xsup}	M _{Ysup}
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm
ELU1	724	0	38	0	-42
ELU2	480	0	38	0	-41
ELU3	670	0	38	0	-41
ELU4	616	0	63	0	-69
ELU5	468	0	62	0	-69
ELU6	583	0	63	0	-69
ELU7	401	0	0	0	0
ELU8	240	0	62	0	-68
ELU9	522	0	38	0	-41
ELU10	493	0	63	0	-69

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C6 – Armadura mínima do pilar P3

$0,15N_d/f_{yd}$	$0,004A_c$	$A_{s,mín}$	Armadura mínima
cm ²	cm ²	cm ²	
2,5	6,4	6,4	4 ϕ 16

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C7 – Solicitações do pilar P4

Comb.	N	M _{Xinf}	M _{Yinf}	M _{Xsup}	M _{Ysup}
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm
ELU1	72	0	24	0	-28
ELU2	152	0	24	0	-28
ELU3	26	0	24	0	-28
ELU4	101	0	40	0	-46
ELU5	150	0	40	0	-46
ELU6	74	0	40	0	-46
ELU7	86	0	0	0	0
ELU8	136	0	39	0	-46
ELU9	72	0	24	0	-27
ELU10	101	0	40	0	-46

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C18 – Armadura mínima do pilar P4

$0,15N_d/f_{yd}$	$0,004A_c$	$A_{s,min}$	Armadura mínima
cm^2	cm^2	cm^2	
0,5	6,4	6,4	4 ϕ 16

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C9 – Solicitações do pilar P7

Comb.	N	M_{xinf}	M_{yinf}	M_{xsup}	M_{ysup}
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm
ELU1	656	0	38	0	-42
ELU2	413	0	38	0	-41
ELU3	602	0	38	0	-42
ELU4	503	0	63	0	-69
ELU5	357	0	63	0	-69
ELU6	471	0	63	0	-69
ELU7	401	0	0	0	0
ELU8	131	0	62	0	-68
ELU9	563	0	38	0	-41
ELU10	447	0	63	0	-69

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C10 – Armadura mínima do pilar P7

$0,15N_d/f_{yd}$	$0,004A_c$	$A_{s,min}$	Armadura mínima
cm^2	cm^2	cm^2	
2,3	6,4	6,4	4 ϕ 16

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C11 – Solicitações do pilar P8

Comb.	N	$M_{x_{inf}}$	$M_{y_{inf}}$	$M_{x_{sup}}$	$M_{y_{sup}}$
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm
ELU1	36	0	24	0	-28
ELU2	117	0	24	0	-28
ELU3	9	0	24	0	-28
ELU4	42	0	40	0	-46
ELU5	92	0	40	0	-46
ELU6	15	0	40	0	-46
ELU7	86	0	0	0	0
ELU8	79	0	39	0	-46
ELU9	71	0	24	0	-27
ELU10	64	0	40	0	-46

(fonte: elaborado pelo autor)

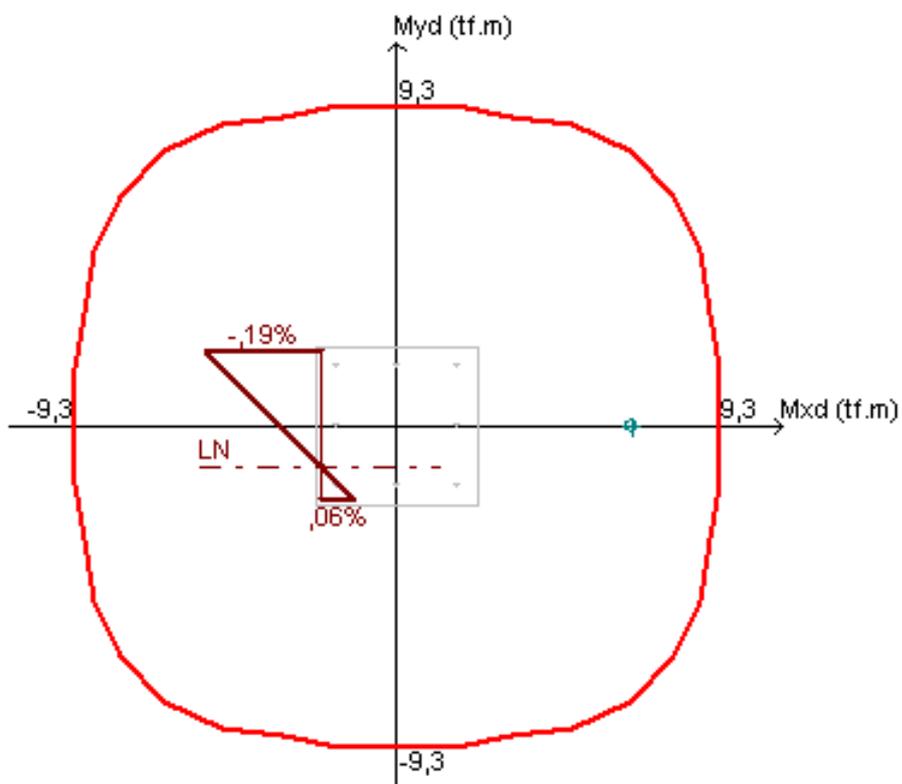
Tabela AP-C12 – Armadura mínima do pilar P8

$0,15N_d/f_{yd}$	$0,004A_c$	$A_{s,mín}$	Armadura mínima
cm ²	cm ²	cm ²	
0,4	6,4	6,4	4 ϕ 16

(fonte: elaborado pelo autor)

Após um processo iterativo, chegou-se a um resultado de 8 barras de 12,5 mm para estes pilares, sendo a combinação do ELU8 do pilar P7 a pior situação de solicitações. A figura AP-C2 apresenta o diagrama de verificação deste caso.

Figura AP-C2 – Método iterativo para determinação da área de aço dos pilares P3, P4, P7 e P8



(fonte: elaborado pelo autor)

Para os pilares da torre existem mais seções a serem verificadas. Primeiro foram verificadas as seções sob o tabuleiro, igual às verificações para os outros pilares. As tabelas AP-C13 e AP-C15 apresentam as solicitações nos pilares P2 e P6 e as tabelas AP-C14 e AP-C16 apresentam as suas respectivas armaduras mínimas.

Tabela AP-C13 – Solicitações do pilar P2

Comb.	N	M _{Xinf}	M _{Yinf}	M _{Xsup}	M _{Ysup}
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm
ELU1	6649	402	-382	738	340
ELU2	5805	107	-381	311	340
ELU3	6604	417	-382	788	340
ELU4	7033	199	-635	674	566
ELU5	6530	20	-634	413	565
ELU6	7006	208	-635	704	566
ELU7	4690	261	0	232	0
ELU8	5601	-175	-632	166	563
ELU9	6124	260	-381	553	342
ELU10	6720	113	-635	560	567

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C14 – Armadura mínima do pilar P2

$0,15N_d/f_{yd}$	$0,004A_c$	$A_{s,min}$	Armadura mínima
cm ²	cm ²	cm ²	
24,3	36,0	36,0	12 ϕ 20

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C15 – Solicitações do pilar P6

Comb.	N	M _{Xinf}	M _{Yinf}	M _{Xsup}	M _{Ysup}
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm
ELU1	4573	675	-383	466	341
ELU2	3727	377	-382	42	340
ELU3	4527	690	-383	517	341
ELU4	3569	650	-638	224	568
ELU5	3062	468	-637	-35	567
ELU6	3542	659	-638	254	568
ELU7	4690	261	0	232	0
ELU8	2142	270	-635	-279	565
ELU9	4204	537	-382	277	342
ELU10	3348	565	-637	109	569

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C16 – Armadura mínima do pilar P6

$0,15N_d/f_{yd}$	$0,004A_c$	$A_{s,min}$	Armadura
cm ²	cm ²	cm ²	mínima
16,2	36,0	36,0	12 ϕ 20

(fonte: elaborado pelo autor)

Foram verificadas cinco seções acima do tabuleiro, sendo essas: a seção imediatamente acima do tabuleiro, as seções imediatamente acima e abaixo da viga transversal inferior, a seção no ponto de ancoragem do CABO 1 e a seção de maior momento na zona de ancoragem dos cabos. As tabelas AP-C17 a AP-C26 apresentam essas solicitações.

Tabela AP-C17 – Solicitações do pilar P2 imediatamente acima do tabuleiro

Comb.	N	M _x	M _y
	kN	kNm	kNm
ELU1	5491	325	-536
ELU2	4769	103	-535
ELU3	5503	305	-536
ELU4	5599	266	-890
ELU5	5173	141	-889
ELU6	5606	255	-890
ELU7	4238	39	-1
ELU8	4455	-25	-884
ELU9	5111	184	-535
ELU10	5376	186	-890

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C18 – Solicitações do pilar P2 imediatamente abaixo da viga transversal inferior

Comb.	N	Mx	My
	kN	kNm	kNm
ELU1	5156	434	75
ELU2	4434	432	95
ELU3	5167	434	65
ELU4	5264	720	100
ELU5	4837	718	114
ELU6	5270	720	94
ELU7	3902	3	71
ELU8	4206	712	92
ELU9	4776	433	80
ELU10	5040	719	104

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C19 – Solicitações do pilar P2 imediatamente acima da viga transversal inferior

Comb.	N	Mx	My
	kN	kNm	kNm
ELU1	4686	276	77
ELU2	3964	277	98
ELU3	4697	276	67
ELU4	4502	458	105
ELU5	4075	459	119
ELU6	4508	458	99
ELU7	3872	5	71
ELU8	3455	459	98
ELU9	4306	276	81
ELU10	4278	458	108

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C20 – Solicitações do pilar P2 no ponto de ancoragem do CABO 1

Comb.	N	Mx	My
	kN	kNm	kNm
ELU1	4451	121	73
ELU2	3729	121	116
ELU3	4462	121	75
ELU4	4266	200	31
ELU5	3840	200	140
ELU6	4273	200	29
ELU7	3636	2	91
ELU8	3280	198	218
ELU9	4071	121	35
ELU10	4043	200	93

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C21 – Solicitações do pilar P2 na zona de ancoragem dos cabos

Comb.	N	Mx	My
	kN	kNm	kNm
ELU1	3404	196	1893
ELU2	2932	197	1598
ELU3	3413	196	1898
ELU4	3326	324	1789
ELU5	3046	325	1614
ELU6	3331	324	1792
ELU7	2823	5	1612
ELU8	2664	324	1398
ELU9	3160	196	1742
ELU10	3182	324	1699

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C22 – Solicitações do pilar P6 imediatamente acima do tabuleiro

Comb.	N	Mx	My
	kN	kNm	kNm
ELU1	4488	274	-535
ELU2	3759	49	-534
ELU3	4499	255	-535
ELU4	3918	177	-893
ELU5	3481	46	-892
ELU6	3925	165	-893
ELU7	4238	39	1
ELU8	2759	-126	-887
ELU9	4150	170	-534
ELU10	3715	116	-892

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C23 – Solicitações do pilar P6 imediatamente abaixo da viga transversal inferior

Comb.	N	Mx	My
	kN	kNm	kNm
ELU1	4152	429	75
ELU2	3423	428	95
ELU3	4163	429	65
ELU4	3582	717	100
ELU5	3146	716	114
ELU6	3589	717	94
ELU7	3902	3	71
ELU8	2510	711	92
ELU9	3814	429	78
ELU10	3380	717	103

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C24 – Solicitações do pilar P6 imediatamente acima da viga transversal inferior

Comb.	N	Mx	My
	kN	kNm	kNm
ELU1	4561	266	72
ELU2	3832	268	92
ELU3	4572	266	62
ELU4	4284	448	95
ELU5	3847	449	108
ELU6	4291	448	89
ELU7	3872	5	71
ELU8	3217	451	86
ELU9	4223	267	77
ELU10	4081	448	99

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C25 – Solicitações do pilar P6 no ponto de ancoragem do CABO 1

Comb.	N	Mx	My
	kN	kNm	kNm
ELU1	4326	116	99
ELU2	3597	116	94
ELU3	4337	116	102
ELU4	4048	195	7
ELU5	3612	195	109
ELU6	4055	195	9
ELU7	3636	2	91
ELU8	3042	195	196
ELU9	3988	116	20
ELU10	3846	195	41

(fonte: elaborado pelo autor)

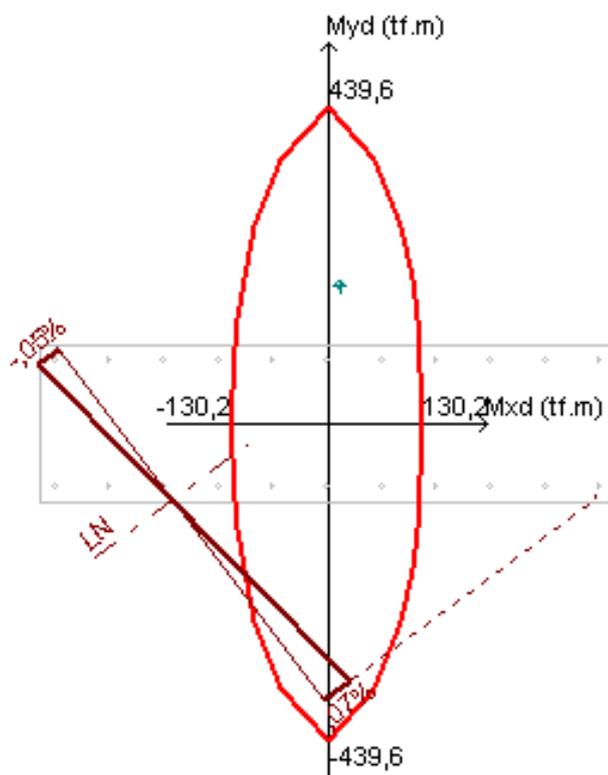
Tabela AP-C26 – Solicitações do pilar P6 na zona de ancoragem dos cabos

Comb.	N	Mx	My
	kN	kNm	kNm
ELU1	3237	186	1949
ELU2	2761	188	1654
ELU3	3246	186	1955
ELU4	3043	314	1881
ELU5	2758	316	1704
ELU6	3048	314	1884
ELU7	2823	5	1612
ELU8	2373	317	1487
ELU9	3013	187	1808
ELU10	2909	315	1797

(fonte: elaborado pelo autor)

Após um processo iterativo, chegou-se a um resultado de 22 barras de 20 mm para estes pilares, sendo a combinação do ELU3 do pilar P2 na zona de ancoragem dos cabos a pior situação de solicitações. A figura AP-C3 apresenta o diagrama de verificação deste caso.

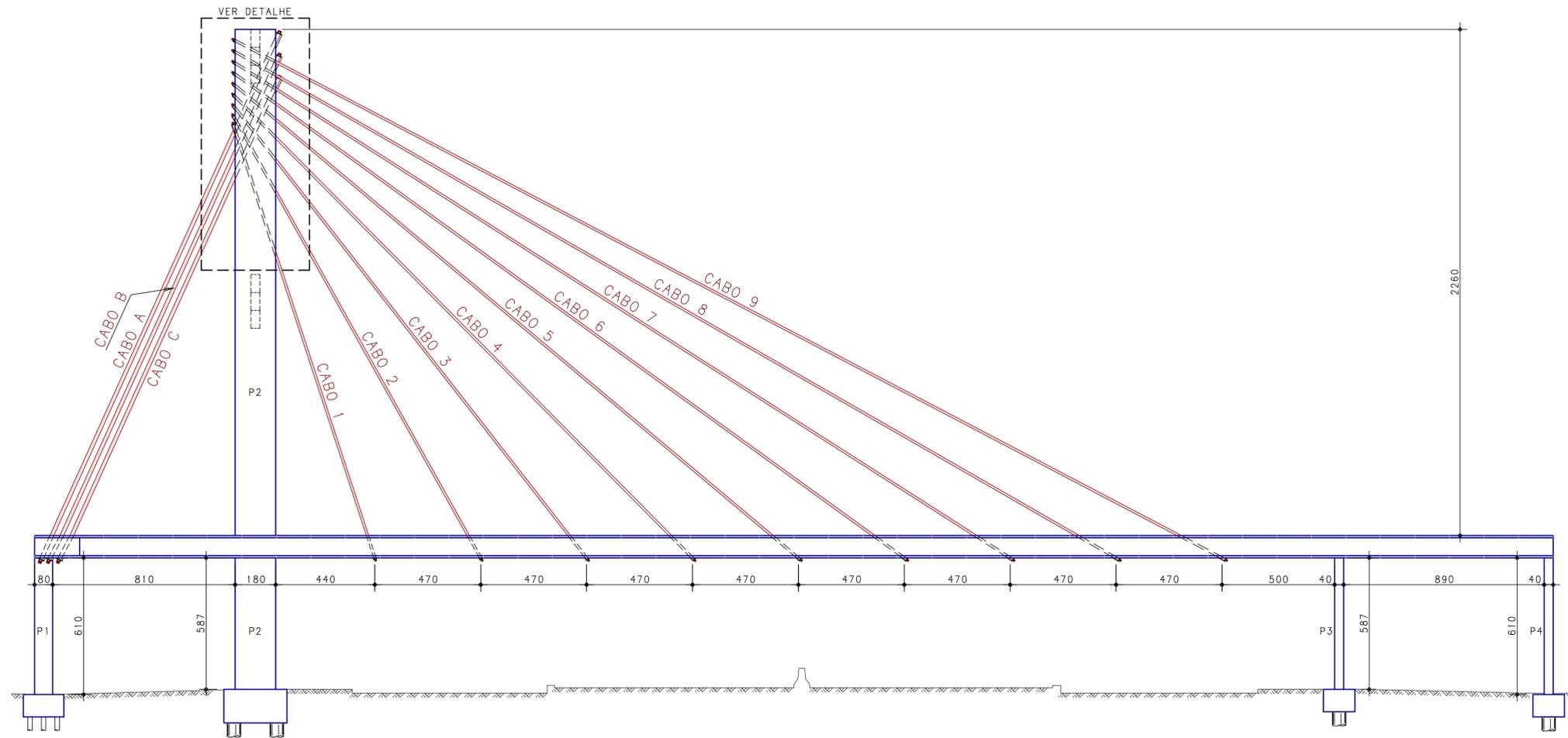
Figura AP-C3 – Método iterativo para determinação da área de aço dos pilares P2 e P6



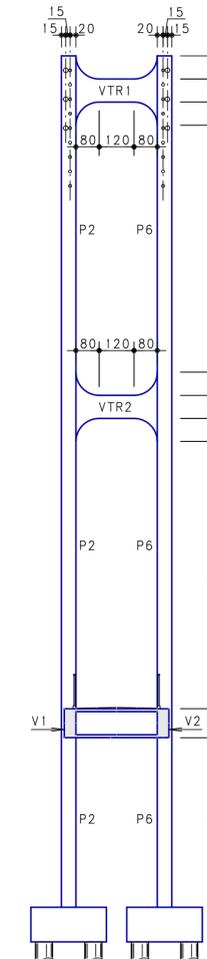
(fonte: elaborado pelo autor)

APÊNDICE D – DETALHAMENTO

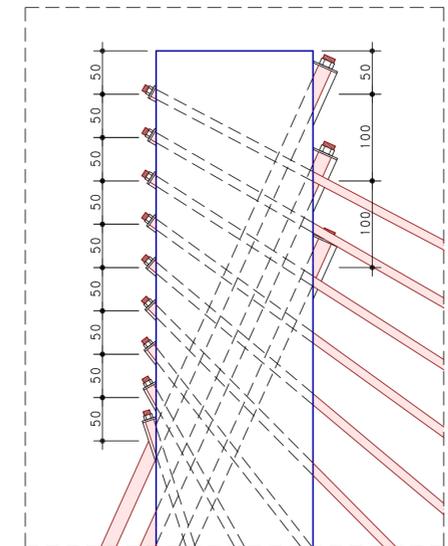
CORTE A-A
ESCALA 1:150



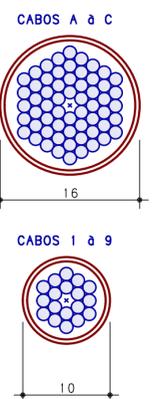
CORTE B-B
ESCALA 1:150



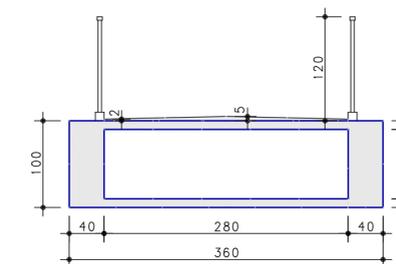
DETALHE DA POSIÇÃO DE ANCORAGEM DOS ESTAIS
ESCALA 1:50



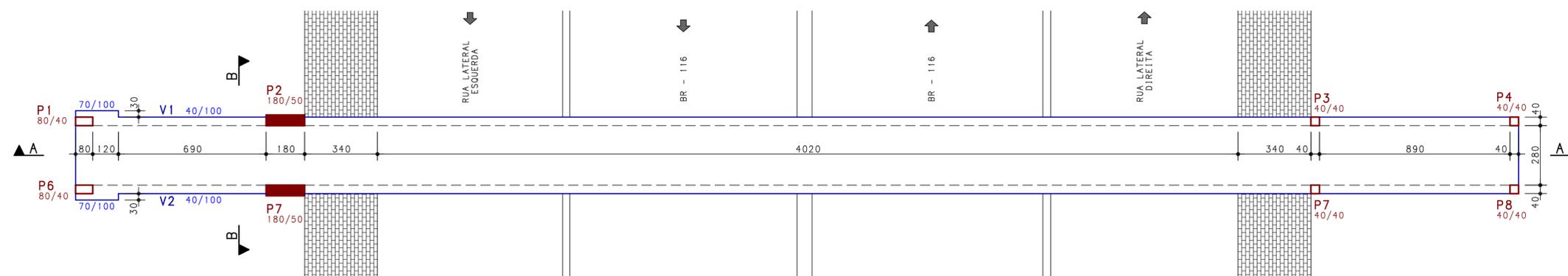
DETALHE DOS CABOS
ESCALA 1:5



DETALHE DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO
ESCALA 1:50

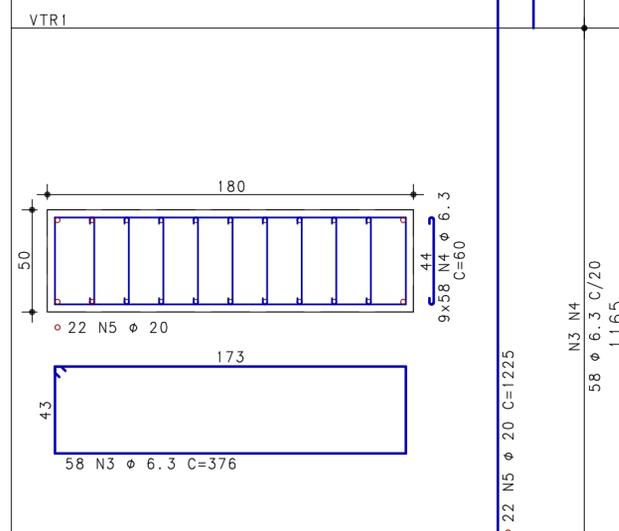
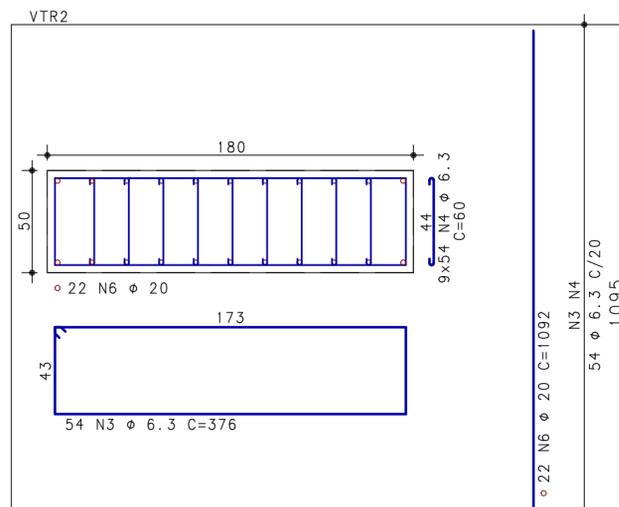


PLANTA BAIXA
ESCALA 1:150

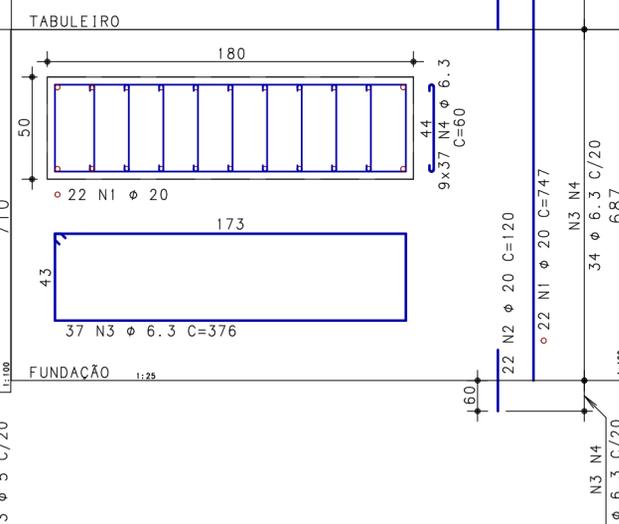
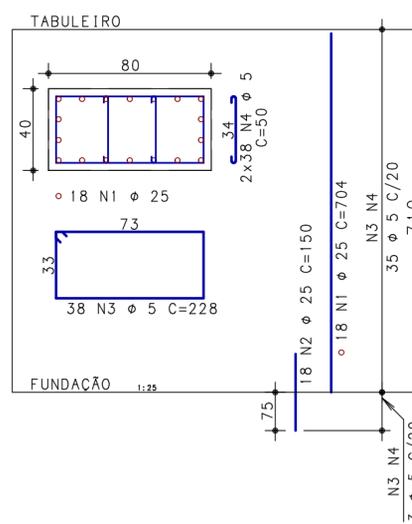


versão	data	alteração	aprovação
A	22/05/2014	VERSÃO ORIGINAL	AUGUSTO
PASSARELA ESTAIADA BR 166, km 256 - Esteio/RS			
assunto FORMAS E DETALHES			fck 40 MPa
proprietário UFRGS			escala INDICADA
projeto AUGUSTO RUSCHEL e-mail: augusto.ruschel@ufrgs.com.br			prénho 0101

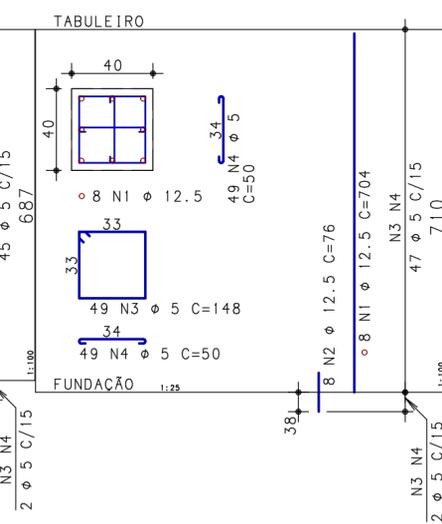
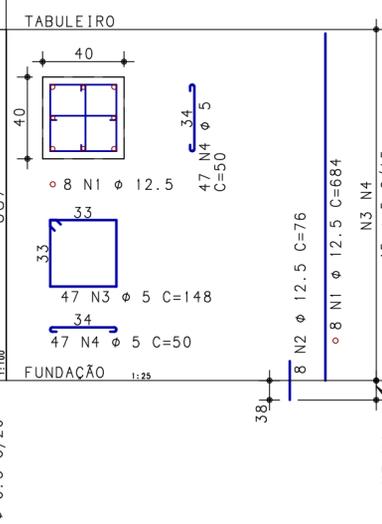
P2, P6



P1, P5



P3, P7



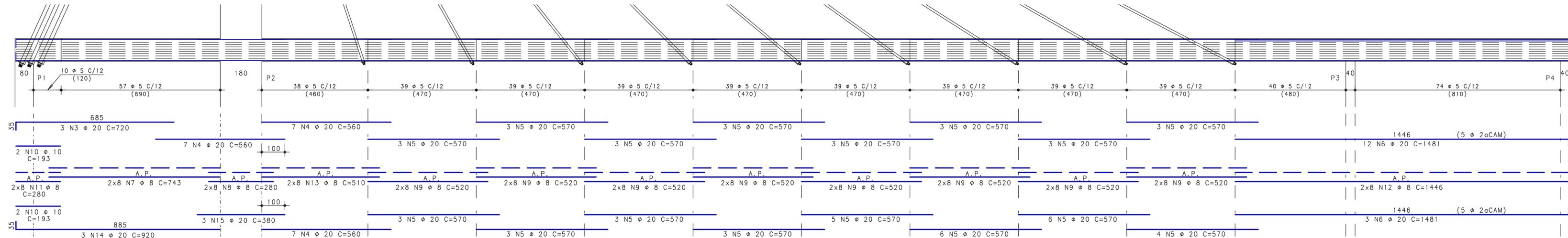
P4, P8

ACO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT (cm)	TOTAL (cm)
P1, P5 (X2)					
50	1	25	36	704	25344
50	2	25	36	150	5400
60	3	5	76	228	17328
60	4	5	152	50	7600
P2, P6 (X2)					
50	1	20	44	747	32868
50	2	20	44	120	5280
50	3	6.3	298	376	112048
50	4	6.3	2682	60	160920
50	5	20	44	1225	53900
50	6	20	44	1092	48048
P3, P7 (X2)					
50	1	12.5	16	684	10944
50	2	12.5	16	76	1216
60	3	5	94	148	13912
60	4	5	188	50	9400
P4, P8 (X2)					
50	1	12.5	16	704	11264
50	2	12.5	16	76	1216
60	3	5	98	148	14504
60	4	5	196	50	9800

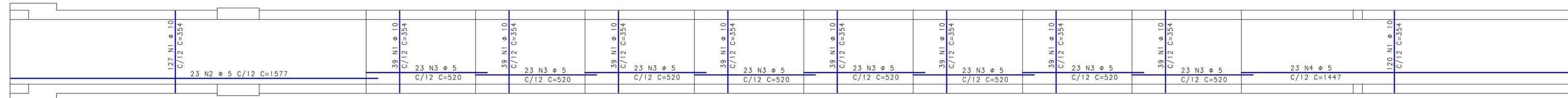
RESUMO AÇO CA 50-60			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60	5	725	116
50	6.3	2730	682
50	12.5	246	246
50	20	1401	3502
50	25	307	1230
Peso Total		60	= 116 kg
Peso Total		50	= 5661 kg

versão	27/05/2014	alteração	VERSÃO ORIGINAL	aprovação	AUGUSTO
obra					
PASSARELA ESTAIADA BR 166, km 256 - Esteio/RS					
assunto					fck 40 MPa
proprietário					escola INDICADA
projeto					prancho 0201

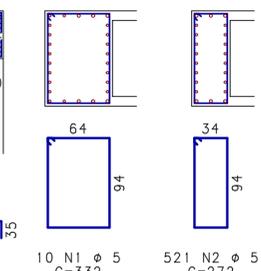
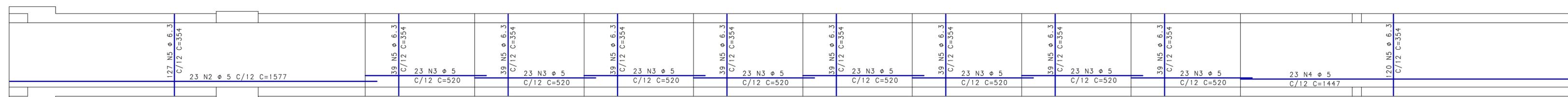
V1, V2 ESCALA 1:100
70/100 40/100



LAJE SUPERIOR
ESCALA 1:100



LAJE INFERIOR
ESCALA 1:100

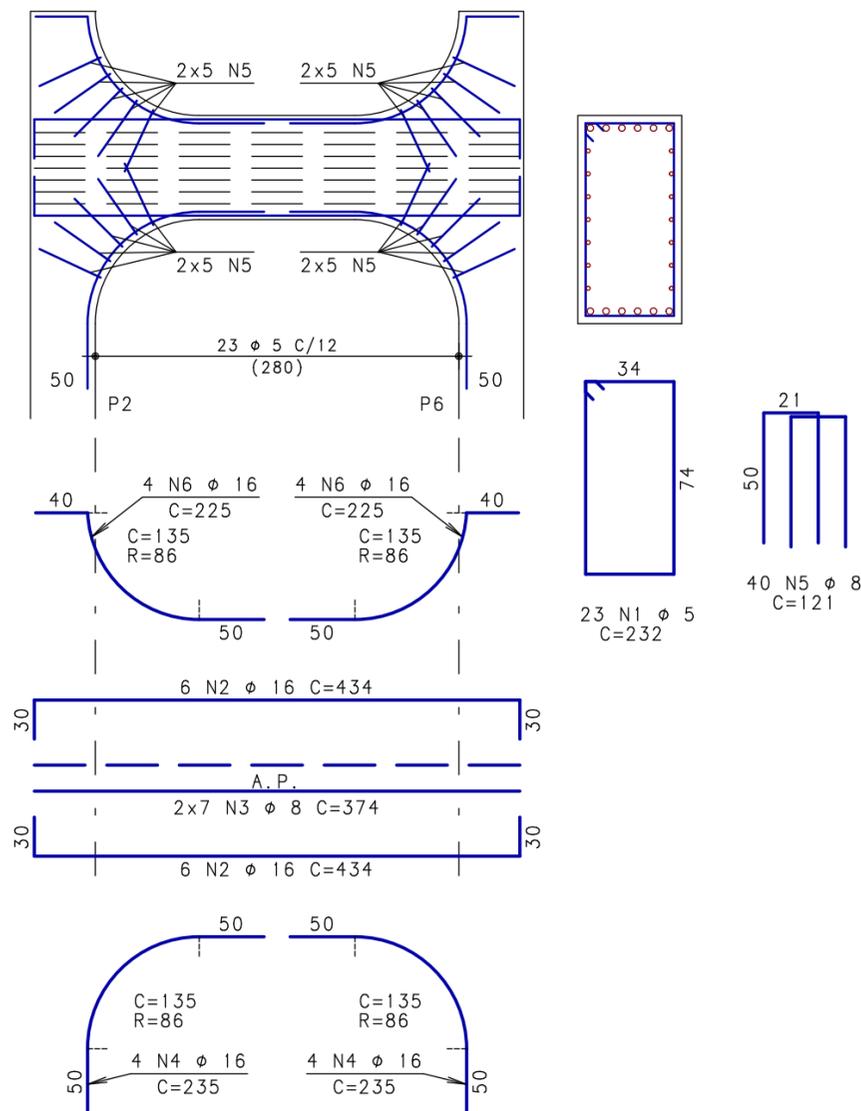


ACO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO UNIT (cm)	TOTAL (cm)
V1, V2 (X2)					
60	1	5	20	332	6640
60	2	5	1042	272	283424
50	3	20	6	720	4320
50	4	20	42	560	23520
50	5	20	114	570	64980
50	6	20	30	1481	44430
50	7	8	32	743	23776
50	8	8	32	280	8960
50	9	8	256	520	133120
50	10	10	8	193	1544
50	11	8	32	280	8960
50	12	8	32	1446	46272
50	13	8	32	510	16320
50	14	20	6	920	5520
50	15	20	6	380	2280

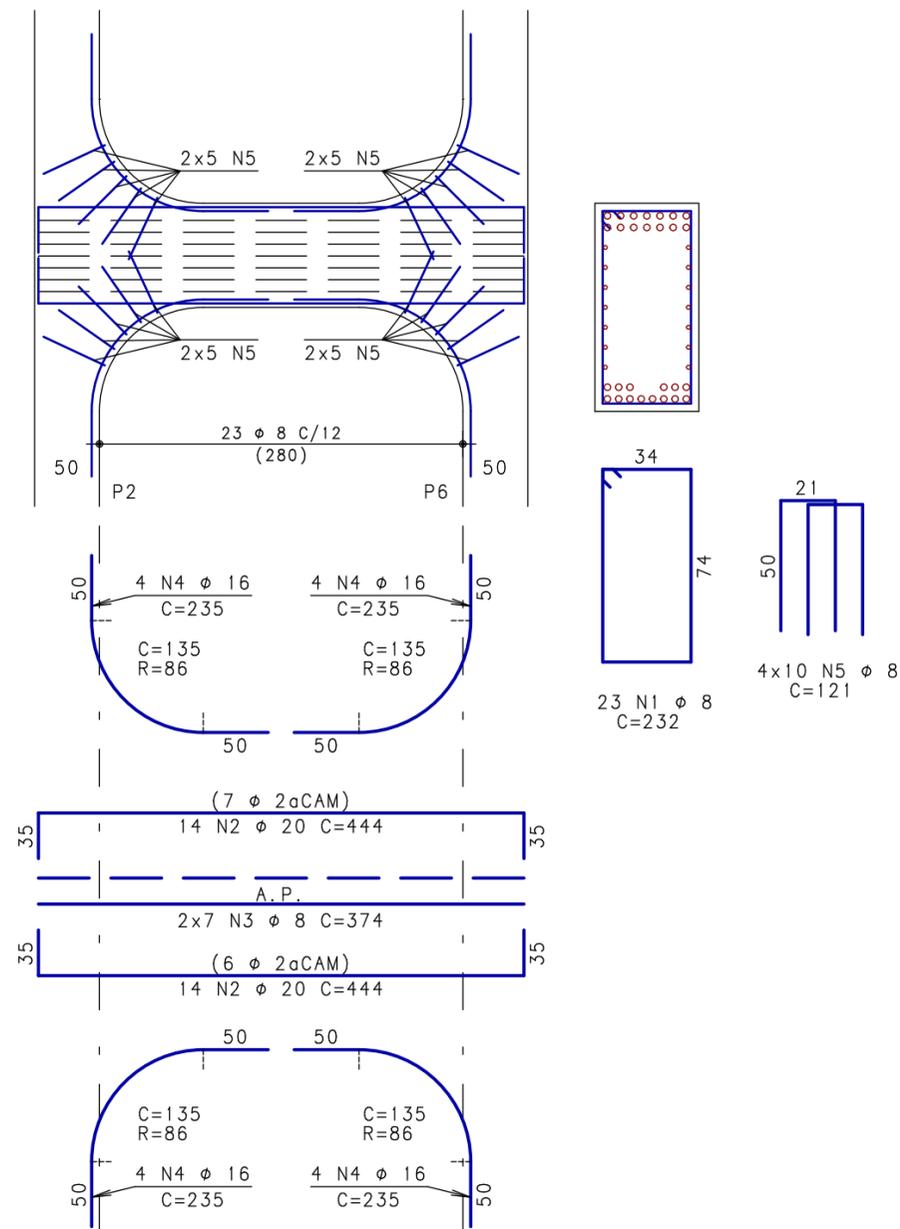
RESUMO AÇO CA 50-60				
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)	
60	5	6205	993	
50	6.3	1979	495	
50	8	2374	950	
50	10	1994	1256	
50	20	1451	3626	
Peso Total			60	= 993 kg
Peso Total			50	= 6327 kg

versão	27/05/2014	alteração	VERSÃO ORIGINAL	aprovação	AUGUSTO
obra					
PASSARELA ESTAIADA BR 166, km 256 - Esteio/RS					
assunto					fck 40 MPa
proprietário					escala INDICADA
projeto					prancha 02 02

VTR1 40/80
ESCALA 1:50



VTR2 40/80
ESCALA 1:50



AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT (cm)	TOTAL (cm)
VTR1					
60	1	5	23	232	5336
50	2	16	12	434	5208
50	3	8	14	374	5236
50	4	16	8	235	1880
50	5	8	40	121	4840
50	6	16	8	225	1800
VTR2					
50	1	8	23	232	5336
50	2	20	28	444	12432
50	3	8	14	374	5236
50	4	16	16	235	3760
50	5	8	40	121	4840

RESUMO AÇO CA 50-60			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60	5	53	9
50	8	255	102
50	16	126	202
50	20	124	311
Peso Total		60 =	9 kg
Peso Total		50 =	615 kg

versão	data	alteração	aprovação
A	27/05/2014	VERSÃO ORIGINAL	AUGUSTO
obra			
PASSARELA ESTAIADA BR 166, km 256 - Esteio/RS			
assunto			fck 40 MPa
proprietário			escala INDICADA
projeto			prancha 0203