

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

**Maicon de Oliveira de Brito**

**PASSARELA ESTAIADA PRÉ-FABRICADA COM  
TABULEIRO SEÇÃO CAIXÃO: DETERMINAÇÃO DA  
GEOMETRIA DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS FRENTE  
ÀS CARGAS ESTÁTICAS E DINÂMICAS**

Porto Alegre  
junho 2010

**MAICON DE OLIVEIRA DE BRITO**

**PASSARELA ESTAIADA PRÉ-FABRICADA COM  
TABULEIRO SEÇÃO CAIXÃO: DETERMINAÇÃO DA  
GEOMETRIA DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS FRENTE  
ÀS CARGAS ESTÁTICAS E DINÂMICAS**

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 2010

**MAICON DE OLIVEIRA DE BRITO**

**PASSARELA ESTAIDA PRÉ-FABRICADA COM TABULEIRO  
SEÇÃO CAIXÃO: DETERMINAÇÃO DA GEOMETRIA DOS  
ELEMENTOS ESTRUTURAIS FRENTE ÀS CARGAS  
ESTÁTICAS E DINÂMICAS**

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 2010

Prof. Rubem Clécio Schwingel  
Mestre em Engenharia pela UFRGS  
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt  
Coordenadora

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Américo Campos Filho**  
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

**Prof. Acir Mércio Loredo Souza**  
PhD pela University of Western Ontario, Canadá

**Prof. Rubem Clécio Schwingel**  
Mst. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Antonio e Zenaide, a minha esposa e minha filha, Ketheriny e Eloah, que sempre me apoiaram e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação estiveram ao meu lado.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Prof. Rubem Clecio Schwingel, orientador deste trabalho pela atenção e pelo tempo a mim dedicado, além do conhecimento transmitido.

Agradeço a Profa. Carin Maria Schimitt pelas horas de atenção dadas a mim e as minhas dúvidas durante este trabalho.

Agradeço a minha filha Eloah, que no momento em que mais precisava, ela foi minha fonte de inspiração para prosseguir em frente.

Agradeço a minha esposa Ketheryni por todo o amor, carinho e compreensão comigo durante o tempo acadêmico, principalmente durante este trabalho.

Agradeço a minha família por todo o carinho e atenção comigo durante o período acadêmico.

Agradeço aos meus amigos e colegas, pelos incentivos e apoio que tive durante este tempo que convivi com eles.

Agradeço a todos aqueles que acreditaram na minha capacidade.

Nossas palavras e ações foram as asas que Deus nos  
deixou para que voássemos rumo ao sucesso.

*Autor desconhecido*

## RESUMO

BRITO, M. O. **Passarela Estaiada Pré-Fabricada com Tabuleiro Seção Caixão:** determinação da geometria dos elementos estruturais frente às cargas estáticas e dinâmicas. 2010. 76 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Este trabalho versa sobre a determinação da geometria do tabuleiro de seção caixão aplicado na estrutura da passarela estaiada pré-fabricada, localizada no km 256 da BR 116, subtrecho entre a RS 118 (Sapucaia do Sul) e a BR 386 (Canoas), no estado do Rio Grande do Sul, com o intuito de melhorar seu comportamento frente a frequência natural da estrutura. Baseado na literatura existente, foram apresentados os possíveis carregamentos aos quais a passarela está sendo submetida, apresentaram-se também as solicitações que a mesma tem de resistir. Neste trabalho foram analisados apenas os primeiros modos de vibração da frequência natural, sem que se tenha feito uma análise mais profunda ou até mesmo ensaios em túnel de vento. O objetivo principal deste trabalho é a determinação da geometria da estrutura partindo-se da seção caixão do tabuleiro utilizado, com o intuito de melhorar seu comportamento frente às cargas estáticas e dinâmicas que possam estar atuando na estrutura. Como a estrutura é executada através da construção de balanços sucessivos, não poderiam aparecer tensões de tração no concreto, a protensão a ser usada foi a superprotensão, e no ponto menos comprimido chegamos a um valor de tensão de compressão entre  $0,10 \text{ kN/cm}^2$  e  $0,15 \text{ kN/cm}^2$ . A seção adotada no tabuleiro, apresentou um bom desempenho referente ao que diz respeito a frequência natural da estrutura, além de ajudar a absorver os esforços de torção. Ao se comparar o valor da frequência natural do modelo numérico com as formulações recomendadas pela bibliografia existente, houve uma discrepância entre os valores. Ao final deste trabalho apresentou-se o pré-dimensionamento da estrutura, com o intuito de demonstrar que a mesma é exequível. Para tanto se contou com o auxílio do software SAP, versão 10.0.1, para criação do modelo numérico da estrutura, do qual se extraíram os valores das solicitações para a comparação com as recomendações da literatura existente.

Palavras-chave: projeto estrutural; passarela estaiada; pré-fabricado.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: ponte Octávio Frias de Oliveira em São Paulo .....	16
Figura 2: passarela usada em arborismo para contato com a natureza .....	17
Figura 3: passarela em torno da montanha <i>Gunung Mat Cincang</i> .....	18
Figura 4: diagrama das etapas do trabalho .....	21
Figura 5: viga protendida (a) sem carga e (b) com carga .....	34
Figura 6: bainha metálica de protensão .....	35
Figura 7: bainha plástica de protensão .....	36
Figura 8: macaco hidráulico de protensão .....	38
Figura 9: cunhas de ancoragem dos cabos de protensão .....	38
Figura 10: seção original da passarela .....	43
Figura 11: seção modificada da passarela .....	44
Figura 12: subdivisão da nova seção .....	44
Figura 13: corte esquemático da nova estrutura .....	45
Figura 14: vista frontal do pilar central .....	47
Figura 15: geometria dos pilares externos .....	47
Figura 16: geometria da base dos pilares centrais .....	48
Figura 17: geometria dos pilares centrais (a) região da abertura e (b) topo .....	48
Figura 18: geometria da estrutura .....	48
Figura 19: modelo estrutural adaptado da passarela .....	53
Figura 20: detalhe da barra de ligação, rigidez infinita e peso zero .....	53
Figura 21: valores dos esforços cisalhantes da estrutura sem os estais .....	58
Figura 22: valores dos momentos fletores da estrutura sem os estais .....	58
Figura 23: envoltória dos esforços cisalhantes para ELS .....	59
Figura 24: envoltória dos momentos fletores para ELS .....	59
Figura 25: geometria da posição dos estais .....	61
Figura 26: caminhamento do cabo de protensão .....	63
Figura 27: momento de protensão atuando na seção do tabuleiro .....	64
Figura 28: envoltória dos esforços cisalhantes para ELU .....	70
Figura 29: envoltória dos momentos fletores para ELU .....	71
Figura 30: envoltória dos esforços normais para ELU .....	71
Figura 31: envoltória dos momentos torçores para ELS .....	72



## LISTA DE QUADROS

Quadro 1: valores de frequências críticas de algumas estruturas .....	29
Quadro 2: coeficiente de arrasto, $C_a$ , para fios e cabos com $L/d > 60$ .....	33
Quadro 3: estimativas das perdas de protensão .....	39
Quadro 4: propriedades geométricas dos elementos constituintes da seção caixão .....	45
Quadro 5: propriedades da nova seção .....	45
Quadro 6: carregamentos da estrutura .....	50
Quadro 7: valores para cálculo da velocidade característica do vento .....	50
Quadro 8: força de arrasto nos diferentes elementos da estrutura .....	52
Quadro 9: coeficientes de combinação e redução para as ações variáveis .....	55
Quadro 10: combinações para o estado limite de serviço .....	55
Quadro 11: coeficientes ponderadores das ações permanentes agrupadas .....	56
Quadro 12: coeficientes ponderadores das ações variáveis separadamente .....	56
Quadro 13: combinações para o estado limite último .....	57
Quadro 14: área de contribuição e ângulo dos estais .....	60
Quadro 15: força de protensão a ser aplicada nos estais e força horizontal transmitida ao tabuleiro devido a protensão dos estais .....	60
Quadro 16: características geométricas para a determinação da força de protensão .....	62
Quadro 17: força de protensão residual para a existência de tensão residual de compressão .....	62
Quadro 18: tensão no concreto ao longo do tabuleiro .....	64
Quadro 19: valores de frequência natural obtidos da estrutura .....	65
Quadro 20: exigências feitas pela NBR 6118 para a verificação da segurança de pilares	66
Quadro 21: valores obtidos no pré-dimensionamento dos pilares externos .....	68
Quadro 22: valores obtidos no pré-dimensionamento dos pilares centrais .....	69
Quadro 23: verificação da segurança na seção do tabuleiro da estrutura .....	70
Quadro 24: valores do pré-dimensionamento da seção ao esforço de momento torçor ...	72

## **LISTA DE SIGLAS**

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

CEB: *Comite Euro-International du Beton*

DNER: Departamento Nacional de Estradas e Rodagem

ELS: Estado Limite de Serviço

ELU: Estado Limite Último

GDL: Grau de Liberdade

NBR: Norma Brasileira

TCC: Trabalho de Conclusão de Curso

## LISTA DE SÍMBOLOS

$f$  = frequência natural (Hz)

$\omega$  = frequência natural circular (Hz)

$K$  = rigidez do sistema

$m_a$  = massa do sistema (kgf)

$L$  = comprimento do vão (m)

$a$  = aceleração ( $m/s^2$ )

$f_{crit}$  = frequência crítica (Hz)

$f_a$  = força de arrasto (N)

$C_a$  = coeficiente de arrasto

$q$  = pressão dinâmica ( $N/m^2$ )

$A_e$  = área frontal efetiva ( $m^2$ )

$V_k$  = velocidade característica (m/s)

$V_o$  = velocidade básica (m/s)

$S_1$  = fator topográfico

$S_2$  = fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno

$S_3$  = fator baseado em conceitos probabilísticos

$z$  = altura medida da superfície do terreno até o ponto considerado

$d$  = diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro

$\theta$  = inclinação média do talude ou encosta

$b$  = parâmetro meteorológico

$F_r$  = fator de rajada, sempre referente a categoria II

$p$  = expoente da lei potencial de variação de  $S_2$

$C_x$  = coeficiente de arrasto na direção x

$C_y$  = coeficiente de arrasto na direção x

$L_b$  = comprimento da barra (m)

$C$  = largura da barra prismática perpendicular ao vento (m)

$Re$  = número de Reynolds

$\emptyset$  = diâmetro da barra (m)

$k$  = fator de redução de barras prismática de faces planas com comprimento finito

$f_{pyk}$  = resistência de escoamento convencional

$f_{ptk}$  = resistência característica a tração

$f_{pty}$  = resistência de projeto a tração

$\gamma_s$  = coeficiente de segurança, geralmente 1,15

$\sigma_p$  = tensão de protensão

$\varepsilon$  = deformação do aço

$E_p$  = módulo de elasticidade do aço de protensão

$C_1$  = 0,85 para aços RN e 0,9 para os aços RB

$C_2$  = 0,7 para ambos os tipos de aços

$\sigma_i$  = tensão no banzo inferior (kN/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_s$  = tensão no banzo superior (kN/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_{adm}^c$  = tensão de compressão admissível

$P$  = força de protensão (kN)

$A_c$  = área de concreto (cm<sup>2</sup>)

$e_p$  = excentricidade da protensão (cm)

$W_i$  = módulo resistente inferior (cm<sup>3</sup>)

$W_s$  = módulo resistente superior (cm<sup>3</sup>)

$e_i$  = excentricidade inferior (cm)

$e_s$  = excentricidade superior (cm)

$I$  = momento de inércia da seção (cm<sup>4</sup>)

$M$  = momento devido às cargas permanentes (kNcm)

$F_{ds}$  = esforço solicitante de serviço (kN ou kNm)

$F_{g_i}$  = cargas permanentes (kN ou kNm)

$F_{q_j}$  = Cargas variáveis (kN ou kNm)

$\Psi_0$  = fator de combinação da carga variável

$\Psi_1$  = fator de redução das cargas variáveis

$F_d$  = esforço solicitante ultimo (kN ou kNm)

$\gamma_g$  = coeficiente ponderador das cargas permanentes agrupadas

$\gamma_q$  = coeficiente ponderador das cargas variáveis separadamente

$\psi_0$  = fator ponderador de combinação da carga variável

$F_{q_1}$  = carga variável principal (kN ou kNm)

$F_{q_j}$  = carga variável secundária (kN ou kNm)

$\lambda$  = esbeltez do pilar

$\lambda_1$  = valor limite da esbeltez do pilar

$e_1$  = excentricidade (m)

$l_e$  = comprimento equivalente (m)

$h$  = altura pilar (m)

$I$  = momento de inércia ( $m^4$ )

$A$  = área ( $m^2$ )

$\alpha_b$  = fator que define as condições de vínculo nos apoios

$M_a$  e  $M_b$  = momentos nos apoios (kNm)

$M_c$  = momento no meio do vão (kNm)

$R_{cc}$  = esforço resistente do concreto (kN)

$R_{pt}$  = força de protensão (kN)

$f_{cd}$  = resistência característica do concreto ( $kN/cm^2$ )

$x$  = posição da linha neutra (cm)

$A_s$  e  $A_p$  = área de aço e protensão, respectivamente ( $cm^2$ )

$f_{yd}$  e  $f_{pyd}$  = resistência de cálculo do aço CA-50 e de protensão, respectivamente ( $kN/cm^2$ )

$Z_s$  = braço de alavanca da armadura CA-50 (cm)

$Z_p$  = braço de alavanca da armadura de protensão (cm)

$d_p$  = altura útil da armadura de protensão (cm)

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	16
<b>2 MÉTODO DE PESQUISA</b> .....	19
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA .....	19
2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO .....	19
<b>2.2.1 Objetivo principal</b> .....	19
<b>2.2.2 Objetivos secundários</b> .....	19
2.3 PRESSUPOSTO .....	20
2.4 DELIMITAÇÕES .....	20
2.5 LIMITAÇÕES .....	20
2.6 DELINEAMENTO .....	21
<b>2.6.1 Pesquisa bibliográfica</b> .....	22
<b>2.6.2 Determinação da seção principal</b> .....	22
<b>2.6.3 Determinação da geometria da estrutura</b> .....	22
<b>2.6.4 Modelagem da passarela</b> .....	22
<b>2.6.5 Verificação do estrutura</b> .....	23
<b>2.6.6 Verificação dos resultados</b> .....	23
<b>2.6.7 Considerações finais</b> .....	23
<b>3 PASSARELA</b> .....	24
3.1 VIBRAÇÕES INDUZIDAS PELO CORPO HUMANO .....	24
3.2 DESCRIÇÃO DO PROBLEMA .....	25
3.3 FREQUENCIA NATURAL .....	25
3.4 VALORES TOLERÁVEIS PARA A ACELERAÇÃO .....	28
3.5 VALORES RECOMENDADOS PELA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS .....	29
3.6 AÇÃO DO VENTO NA ESTRUTURA .....	30
<b>3.6.1 Pressão dinâmica</b> .....	30
<b>3.6.2 Coeficientes de arrasto para barras prismáticas, fios e cabos</b> .....	31
3.7 PROTENSÃO .....	34
<b>3.7.1 Tipos de protensão</b> .....	35
<b>3.7.2 Perdas de protensão</b> .....	36
3.7.2.1 Perdas por atrito .....	37
3.7.2.2 Perdas nas ancoragens .....	38
3.7.2.3 Perdas por encurtamento do concreto .....	39

3.7.2.4 Perdas por relaxação do aço .....	39
<b>3.7.3 Estimativa das perdas .....</b>	<b>39</b>
<b>3.7.4 Determinação da força de protensão .....</b>	<b>41</b>
<b>4 DETERMINAÇÃO DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA .....</b>	<b>43</b>
<b>5 MODELAGEM E SOLICITAÇÕES DA ESTRUTURA .....</b>	<b>49</b>
5.1 CARREGAMENTOS .....	49
5.2 ADAPTAÇÕES DO MODELO .....	52
5.3 COMBINAÇÕES DOS CARREGAMENTOS .....	54
<b>5.3.1 Estado limite de serviço ou utilização .....</b>	<b>54</b>
<b>5.3.2 Estado limite de último .....</b>	<b>56</b>
5.4 SOLICITAÇÕES DA ESTRUTURA .....	58
<b>5.4.1 Determinação da força de protensão nos estais .....</b>	<b>60</b>
<b>5.4.2 Determinação da força de protensão no tabuleiro .....</b>	<b>61</b>
<b>6 VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA .....</b>	<b>65</b>
6.1 VERIFICAÇÃO DA FREQUÊNCIA DA ESTRUTURA .....	65
6.2 VERIFICAÇÃO DOS PILARES .....	66
6.3 VERIFICAÇÃO DOS TABULEIRO .....	68
<b>7 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>73</b>
REFERÊNCIAS .....	74
ANEXO A .....	76





## 1 INTRODUÇÃO

Pontes e passarelas foram uma grande descoberta para a sociedade, mas junto com elas chegaram também muitas soluções e novos desafios para a Engenharia. Ao longo dos anos a construção de pontes e passarelas avançou, e muito. No início eram feitas de madeira (ainda hoje existem e são usadas) e, aos poucos foram sendo substituídas por materiais mais resistentes como o aço, o concreto ou uma combinação desses materiais.

Desde a antiguidade já se encontravam, pontes de madeira ou cordas, na forma de vigas, vigas escoradas e vigas simples. Os povos civilizados desde cedo construíam pontes com arte. Os chineses venciam vãos de até 18m com suas pontes de granito, enquanto os carpinteiros alemães e suíços no século XVIII atingiram um elevado grau de perfeição na construção de pontes de madeira (LEONHARDT, 1979).

Porém os desafios foram aumentando e o desejo de superar vãos cada vez maiores foi crescendo, até que surgiram as primeiras pontes estaiadas na história. Elas são uma ótima solução para grandes vãos. No início eram bem rústicas, mas hoje já se encontram verdadeiras obras de arte, como se pode ver na figura 1, a ponte Octávio Frias de Oliveira em São Paulo.



Figura 1: ponte Octávio Frias de Oliveira em São Paulo  
(ZANCHETTA; BRANDALISE, 2008)

As passarelas são usadas tanto para travessias de obstáculos naturais como artificiais. Também são encontradas nas obras de arborismo, como mostra a figura 2, criando uma maior interação entre as pessoas e o meio ambiente. Nestas obras podem-se encontrar estruturas simples ou obras muito complexas, como mostra a figura 3. Os primeiros projetos de passarelas eram muito limitados, se usavam cordas para que fosse possível sustentar as estruturas construídas em madeira. Durante o início do século XIX muitas das pontes estaiadas colapsaram e, portanto o método foi abandonado.



Figura 2: passarela usada em arborismo para contato com a natureza (CARVALHO, 2006)

Porém com o grande avanço na Engenharia, muitas barreiras foram ultrapassadas. Os materiais utilizados foram melhorando, suas características se alterando e suas resistências cada vez melhores. A primeira grande ponte estaiada por cabos foi projetada entre os anos de 1955 e 1972 e construída entre 1956 a 1972, na cidade de Düsseldorf, atravessando o rio Reno. Com os cabos arranjados em forma de harpa o vão principal de 320 m foi sustentado por um par de torres e suspenso por apenas quatro cabos.



Figura 3: passarela em torno da montanha *Gunung Mat Cincang* (ASIAN EXPLORES, 2010)

Para se projetar uma ponte ou passarela estaiada, deve-se realizar tanto uma análise estática quanto uma análise dinâmica da estrutura. Concluídas essas análises pode-se dar início ao dimensionamento da estrutura. Nesta linha que este Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) foi desenvolvido: analisando as cargas atuantes em um projeto e propondo uma solução para que a estrutura fosse estável, sendo assim capaz de resistir a todos os esforços aos quais estava sendo exposta.

Após este capítulo inicial no qual é apresentada uma breve introdução do assunto deste trabalho, tem-se no capítulo 2 a apresentação do método de pesquisa, no qual são apresentados: a questão de pesquisa, os objetivos e o delineamento. No capítulo 3 é apresentada a revisão bibliográfica a qual serviu de embasamento teórico para a realização deste TCC. No capítulo 4 é apresentada a determinação da geometria da estrutura, no capítulo 5 são apresentados o modelo utilizado e as solicitações encontradas. No capítulo 6 é feita a verificação das seções utilizadas no modelo e por fim no capítulo 7 são feitas as considerações finais sobre o trabalho.

## **2 MÉTODO DE PESQUISA**

### **2.1 QUESTÃO DE PESQUISA**

A questão de pesquisa deste trabalho é: qual a geometria para os elementos estruturais componentes de uma passarela pré-fabricada para a BR 116, considerando-se as cargas estáticas e dinâmicas, partindo-se da seção caixão utilizada no tabuleiro?

### **2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO**

Os objetivos do trabalho estão classificados em principal e secundários e são apresentados nos próximos itens.

#### **2.2.1 Objetivo principal**

O objetivo principal deste trabalho é a definição da geometria para os elementos estruturais componentes de uma passarela pré-fabricada para a BR 116, partindo-se da seção caixão utilizada no tabuleiro.

#### **2.2.2 Objetivos secundários**

Os objetivos secundários deste trabalho são:

- a) especificação de cargas atuantes na passarela;
- b) verificação da estabilidade;
- c) apresentação das solicitações;

d) pré-dimensionamento da estrutura.

## 2.3 PRESSUPOSTOS

Como pressupostos para este TCC, foram tomadas como verdadeiras e válidas, as especificações contidas nos seguintes documentos que serviram de guia para este trabalho:

- a) NBR 7188/1984 – Carga móvel em pontes rodoviárias e passarelas de pedestres;
- b) NBR 6118/2004 – Projeto de estruturas de concreto;
- c) NBR 6123/1988 – Forças devido ao vento em edificações;
- d) DNER/1996 – Manual de obras de arte;
- e) CEB/1991 – Comitê Euro-Internacional do Concreto.

## 2.4 DELIMITAÇÕES

Este trabalho ficou delimitado ao estudo apenas de uma geometria e seção de uma passarela para pedestres localizada no km 256 da BR 116, subtrecho entre a RS 118 (Sapucaia do Sul) e a BR 386 (Canoas), no estado do Rio Grande do Sul.

## 2.5 LIMITAÇÕES

Este TCC apresentou as seguintes limitações:

- a) uso apenas do programa SAP, versão 10.0.1, para modelagem da estrutura, e, portanto, aos recursos computacionais ali disponibilizados;
- b) a análise dinâmica da estrutura limitou-se somente aos três primeiros módulos de vibração da frequência natural da estrutura, sem realizar uma análise dinâmica mais precisa;
- c) a análise da força de arrasto do vento na estrutura foi calculada de forma simplificada, com base na NBR 6123/1988, sem um estudo detalhado ou ensaio em túnel de vento;

- d) no cálculo da protensão da estrutura as perdas foram estimadas baseadas na recomendação da literatura existente, sem a resolução de cálculos precisos;
- e) não foram analisadas as tensões existentes durante a fase de execução, causadas pela montagem das aduelas através do método de balanços sucessivos;
- f) o enfoque do trabalho foi direcionado apenas a determinação do melhoramento da geometria do tabuleiro utilizando uma seção caixão.

## 2.6 DELINEAMENTO

Este TCC foi desenvolvido realizando-se as seguintes etapas, que são representadas na figura 4:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) determinação da seção do tabuleiro;
- c) determinação da geometria dos demais elementos da estrutura;
- d) modelagem da passarela;
- e) verificação da estrutura;
- f) verificação dos resultados;
- g) considerações finais.

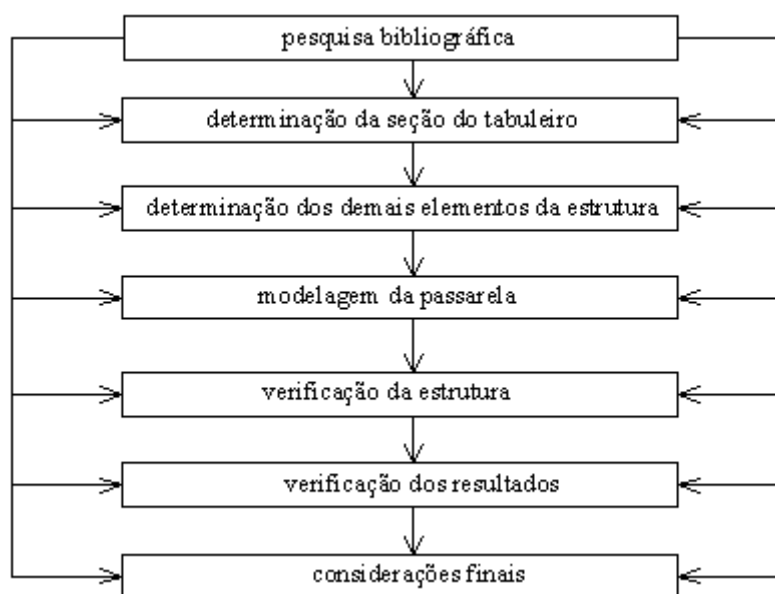


Figura 4: diagrama das etapas do trabalho

### **2.6.1 Pesquisa bibliográfica**

Durante todo o desenvolvimento do trabalho foi realizada pesquisa bibliográfica. Esta pesquisa proporcionou o embasamento teórico para o desenvolvimento do projeto.

### **2.6.2 Determinação da seção principal**

Para que fosse possível modelar a passarela, estudou-se o projeto original da passarela e a partir desta seção procurou-se realizar mudanças em sua geometria a fim de aumentar a sua rigidez e alterar o seu comportamento estrutural, para que a nova estrutura fosse estável.

### **2.6.3 Determinação da geometria da estrutura**

Com base no projeto estrutural original da passarela foi feita a determinação da geometria da estrutura, para isso foram feitas algumas modificações na locação dos pilares e geometria dos elementos, respeitando-se o comprimento total, o vão principal e a largura interna do tabuleiro da passarela.

### **2.6.4 Modelagem da passarela**

Com o auxílio do programa SAP, versão 10.0.1, foi feito um modelo estrutural da passarela para se obter os valores de solicitações aos quais estaria sujeita a passarela, valores esses utilizados para seu dimensionamento. Nesta fase foram feitos os cálculos dos carregamentos da estrutura, seguindo as recomendações das seguintes normas: NBR 6123/88, NBR 6118/04, NBR 7188/84 e o CEB/91.



### **2.6.5 Verificação da estrutura**

Seguindo as orientações e recomendações das normas NBR 6123/1988, NBR 6118/2004, NBR 7188/1984, manual de obras de arte do DNER/1996 e o CEB/1991 foram realizados cálculos para o pré-dimensionamento dos elementos da estrutura e verificação das seções dos mesmos.

### **2.6.6 Verificação dos resultados**

Nesta fase os valores das solicitações obtidos na etapa de modelagem foram verificados para que se pudesse ter uma noção de grandeza e ver se eram condizentes, e se respeitavam os valores limites permitidos por norma.

### **2.6.7 Considerações finais**

Concluída a determinação da geometria da estrutura foram feitas considerações finais sobre o trabalho desenvolvido.

### 3 PASSARELAS

As pontes são usadas geralmente para transpor obstáculos, sejam eles naturais ou artificiais. O mais convencional é usá-las para o tráfego de veículos. Quando o uso se dá exclusivamente ao tráfego de pessoas esta ponte recebe o nome de passarela de pedestres (ASSOCIAÇÃO DE NORMAS BRASILEIRAS, 1984).

#### 3.1 VIBRAÇÕES INDUZIDAS PELO CORPO HUMANO

Através do movimento rítmico do corpo humano, as pessoas ao realizarem simples movimentos podem induzir as estruturas a um estado de vibração (excitação). Em alguns casos esta excitação pode vir a levar a estrutura ao colapso (BACHMANN et al., 1991).

De acordo com CEB (BACHMANN et al., 1991), pode-se considerar como indutores principais as vibrações causadas pelo movimento rítmico do corpo humano tais como:

- a) caminhar;
- b) correr;
- c) pular;
- d) dançar;
- e) movimentos laterais com o corpo.

Já de menor importância têm-se como indutores secundários os seguintes movimentos (BACHMANN et al., 1991):

- a) salto com impacto;
- b) impacto de calcanhar;
- c) impacto após salto de posição elevada.

Os piores movimentos são aqueles mais suaves (indutores principais), pois estes são de maior duração e podem entrar em harmonia com a estrutura, podendo vir causar o efeito de ressonância da estrutura. Já os movimentos que envolvem mais força brusca, como impactos, possuem maior amplitude na força, porém de menor duração na maioria das vezes não chegando a entrar em ressonância com a estrutura (BACHMANN et al., 1991).

### 3.2 DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

As estruturas afetadas pelas ações de pedestres são as passarelas. Casos semelhantes ocorrem também em escadas e passarelas de navios. Na maioria das escadas, ao se passar por elas, também são excitadas, porém, por serem mais rígidas do que as passarelas, não são muito perceptíveis as vibrações. Já as passarelas dos navios por estarem no mar, às vibrações são aceitas de melhor forma, pois os pedestres têm certa expectativa de vibração, sendo, portanto, tanto as vibrações em escadas e em passarelas de navios mais toleráveis (BACHMANN et al., 1991).

### 3.3 FREQUÊNCIA NATURAL

Almeida et al. (2005, p. 2), cita que todas as estruturas possuem vários modos de frequência natural, e geralmente o primeiro modo é o modo fundamental, pois indica que:

Um sistema estrutural real não possui apenas uma única frequência natural, mas um número delas equivalente aos seus graus de liberdade (infinito a princípio, mas reduzível ao número de coordenadas generalizadas que se adota), [...]. A frequência mais importante dentre todas geralmente é a primeira, chamada de fundamental, cujo valor numérico é o mais baixo. Os chamados parâmetros modais (as frequências naturais, além dos modos de vibração e dos fatores de amortecimento modais) são determinados por métodos teóricos, por exemplo, o Método dos Elementos Finitos, ou pela via experimental.

Almeida et al. (2005) apresentam uma expressão básica da dinâmica que exprime a frequência natural do sistema de 1 grau de liberdade (GDL), que é dada pela expressão 1:

$$f = \frac{1}{2\pi} \cdot \omega = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m_a}} \quad (\text{expressão 1})$$

Onde:

$f$  = frequência natural (Hz);

$\omega$  = frequência natural circular (rad/s);

$K$  = rigidez do sistema (N/m);

$m_a$  = massa do sistema (kg).

Na maioria dos casos, o problema da vibração é o movimento forçado pela taxa de passo de pedestres. Segundo o CEB (BACHMANN et al., 1991) são observadas as seguintes taxas médias:

- a) 2 Hz para caminhada com um desvio padrão de 0,175 Hz. Isto significa que cerca de 50% das pessoas caminham a taxas entre 1,9 Hz e 2,1 Hz ou, alternativamente, 95% das pessoas caminham com taxas entre 1,65 e 2,35 Hz;
- b) 3,5 Hz para pessoas correndo;
- c) para o segundo e terceiro modos de vibração, 4 Hz e 6 Hz, para pessoas caminhando normalmente.

A condição que deve ser evitada é a coincidência da taxa média da caminhada ou corrida com uma frequência natural. Uma relação aproximada pode ser dada por (BACHMANN et al., 1991), de acordo com a expressão 2:

$$f = 33,6 \times L^{-0,73} \quad (\text{expressão 2})$$

Onde:

$f$  = frequência natural (Hz);

L = Comprimento do vão (m).

Ainda pode-se separar conforme o tipo de material (BACHMANN et al., 1991) em passarelas de:

- a) concreto;
- b) aço;
- c) materiais compósitos.

Para as passarelas de concreto a frequência natural da estrutura, pode ser calculada através da expressão 3 (BACHMANN et al., 1991):

$$f = 39 \times L^{-0,77} \quad (\text{expressão 3})$$

Onde:

f = frequência natural (Hz);

L = comprimento do vão (m).

Para as passarelas de aço para se obter a frequência natural da estrutura, pode-se usar a expressão 4 (BACHMANN et al., 1991):

$$f = 35 \times L^{-0,73} \quad (\text{expressão 4})$$

Para os materiais compósito para se obter a frequência natural da estrutura, pode-se usar a expressão 5 (BACHMANN et al., 1991):

$$f = 42 \times L^{-0,84} \quad (\text{expressão 5})$$

Onde:

$f$  = frequência natural (Hz);

$L$  = comprimento do vão (m).

### 3.4 VALORES TOLERÁVEIS PARA A ACELERAÇÃO

De acordo com CEB (BACHMANN et al., 1991) os valores toleráveis podem ser calculados através da expressão 6:

$$a = 0,5 \times f^{0,5} \quad (\text{expressão 6})$$

Onde:

$a$  = aceleração ( $\text{m/s}^2$ );

$f$  = frequência natural (Hz).

A expressão 6 vem do código britânico BS 5400/78 e é para frequências naturais fundamentais menores que 5 Hz. Já o código canadense ONT 83 é mais conservador do que o código britânico e o cálculo da aceleração é dado pela expressão 7 (BACHMANN et al., 1991):

$$a = 0,25 \times f^{0,5} \quad (\text{expressão 7})$$

Onde:

$a$  = aceleração ( $\text{m/s}^2$ );

$f$  = frequência natural (Hz).

Para valores de frequência natural de 2 Hz, encontram-se valores de: 0,7 m/s<sup>2</sup> para o código britânico e 0,43 m/s<sup>2</sup> para o código canadense. Como valor máximo para a aceleração recomenda-se 0,5 m/s<sup>2</sup>.

### 3.5 VALORES RECOMENDADOS PELA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004), para se assegurar um comportamento satisfatório recomenda-se afastar ao máximo a frequência natural da estrutura da frequência crítica das estruturas. Através da expressão 8 pode-se obter este valor:

$$f = 1,2 \times f_{\text{crit}} \quad (\text{expressão 8})$$

Onde:

$f$  = frequência natural (Hz);

$f_{\text{crit}}$  = frequência crítica (Hz).

A NBR 6118 apresenta alguns dos valores de frequências críticas de algumas estruturas no quadro 1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004).

CASO	$f_{\text{crit}}$
Ginásio de esportes	8,0
Salas de dança ou de concerto sem cadeiras	7,0
Escritórios	3,0 a 4,0
Salas de concerto com cadeiras fixas	3,4
Passarelas de pedestres ou ciclistas	1,6 a 4,5

Quadro 1: valores de frequências críticas de algumas estruturas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004)

### 3.6 AÇÃO DO VENTO NA ESTRUTURA

Para que possam ser calculados os esforços que a estrutura está sendo solicitada, sempre se deve levar em conta a parcela proveniente do vento. Quando se tratar de uma estrutura mais complexa que não seja abrangida pela NBR 6123, a mesma recomenda que seja utilizado ensaio em túnel de vento com modelo em escala reduzida, obtendo-se assim valores de esforços mais precisos, no caso deste trabalho não foram utilizados tais ensaios.

#### 3.6.1 Pressão Dinâmica

A componente da força resultante da incidência do vento nas partes da estrutura é dada, segundo a NBR 6123, pela soma vetorial das parcelas que ali estão atuando. Esta força denominada de força de arrasto, pode ser calculada através da expressão 9 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988):

$$f_a = C_a \times q \times A_e \quad (\text{expressão 9})$$

Onde:

$f_a$  = força de arrasto (N);

$C_a$  = coeficiente de arrasto;

$q$  = pressão dinâmica (N/m<sup>2</sup>);

$A_e$  = área frontal efetiva (m).

De acordo com a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988), a pressão aerodinâmica é calculada através da expressão 10:

$$q = 0,613 \times V_k \quad (\text{expressão 10})$$



Onde:

$q$  = pressão dinâmica ( $N/m^2$ );

$V_k$  = velocidade característica do vento (m/s).

Para se obter o valor da velocidade característica do vento a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) indica o uso da expressão 11:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (\text{expressão 11})$$

Onde:

$V_k$  = velocidade característica do vento (m/s);

$V_0$  = velocidade básica do vento (m/s);

$S_1$  = fator topográfico;

$S_2$  = fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno;

$S_3$  = fator baseado em conceitos probabilísticos.

O fator  $S_1$  é relativo à topografia do terreno,  $S_2$  diz respeito a rugosidade do terreno, tendo a altura da edificação forte influência sobre este fator. O fator  $S_3$  é um fator estatístico e diz respeito ao fator de segurança requerido para garantir segurança à vida dos usuários das edificações. Assim como os valores de  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  são extraídos de tabelas, o valor de  $V_0$  é retirado do mapa das isopletas, ambos apresentados na NBR 6123.

### 3.6.2 Coeficientes de arrasto para barras prismáticas, fios e cabos

De acordo com a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) para barras prismáticas e cabos a força que o vento exerce sobre as faces das barras e cabos, é dividida de acordo com suas formas em barras:

- a) de faces planas;
- b) circulares.

Para as barras de faces planas a força de arrasto pode ser obtida através das expressões 12 e 13, sendo uma para a direção x e a outra para a direção y:

$$F_a = C_x \times q \times k \times L_b \times C \quad (\text{expressão 12})$$

$$F_a = C_y \times q \times k \times L_b \times C \quad (\text{expressão 13})$$

Onde:

$F_a$  = força de arrasto (N);

$C_x$  = coeficiente de arrasto na direção x;

$C_y$  = coeficiente de arrasto na direção y;

$q$  = pressão dinâmica (N/m<sup>2</sup>);

$L_b$  = comprimento da barra (m);

$k$  = fator de redução;

$C$  = largura da barra prismática perpendicular ao vento (m).

Para as barras circulares a força de arrasto é obtida através da expressão 14:

$$F_a = C_a \times q \times k \times L_b \times C \quad (\text{expressão 14})$$

Onde:

$F_a$  = força de arrasto (N);

$C_a$  = coeficiente de arrasto;

$q$  = pressão dinâmica ( $N/m^2$ );

$L_b$  = comprimento da barra (m);

$k$  = fator de redução;

$C$  = largura da barra prismática perpendicular ao vento (m).

O valor do coeficiente de arrasto  $C_a$ , para barras cilíndricas depende do número de Reynolds, e a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) indica que se deve calcular o número de Reynolds através da expressão 15:

$$Re = 70000 \times V_k \times \varnothing \quad (\text{expressão 15})$$

Onde:

$Re$  = número de Reynolds;

$V_k$  = velocidade característica do vento;

$\varnothing$  = diâmetro da barra (m).

Com o valor do número de Reynolds calculado, retira-se o valor do  $C_a$  do quadro 2, apresentado pela NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

Regime do fluxo ( $Re = 70000 V_k d$ ) [ $V_k$ em m/s; $d$ em m]	Coeficiente de arrasto $C_a$ para:			
	Fio liso	Fio moderadamente liso (galvanizado) ou pintado	Cabos torcidos de fios finos $r/d \leq 1/30$	Cabos torcidos de fios grossos $r/d \geq 1/25$
$Re \leq 2,5 \cdot 10^4$	-	-	1,2	1,3
$Re \geq 4,2 \cdot 10^4$	-	-	0,9	1,1
$Re \leq 2,5 \cdot 10^5$	1,2	1,2	-	-
$Re \geq 4,2 \cdot 10^5$	0,5	0,7	-	-
Para $Re$ e $r/d$ intermediários, os valores de $C_a$ são obtidos por interpolação				

Quadro 2: coeficiente de arrasto,  $C_a$ , para fios e cabos com  $L/d > 60$  (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

### 3.7 PROTENSÃO

Segundo Leonhardt (1983, p. 3) protensão nada mais é do que um carregamento controlável que atua a nosso favor, pois: “[...] através de uma protensão, de tal modo que os esforços de tração tenham, em primeiro lugar, de anular estas tensões de compressão antes que surjam tensões de tração no concreto.”.

A figura 5 mostra as duas etapas de uma viga:

- apenas a protensão sem o peso próprio atuando, ocorrendo assim uma contraflecha;
- atuam protensão mais peso próprio mais sobrecargas, tendo que antes de tracionar o concreto, anular a compressão e se for preciso será usado uma armadura complementar.

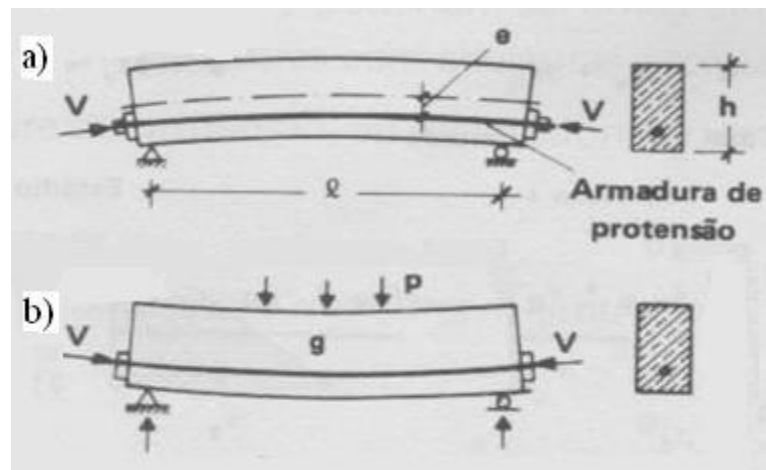


Figura 5: viga protendida (a) sem carga e (b) com carga  
(ADAPTADO DE LEONHARDT, 1983)

O concreto protendido apresenta algumas vantagens em relação ao concreto convencional (LEONHARDT, 1983):

- devido ao emprego de materiais mais resistentes, tanto o aço como o concreto, permite vãos maiores e estruturas mais esbeltas;
- melhora o desempenho da estrutura, porém não aumenta a capacidade de resistência;
- apresenta um menor número de fissuras e, fissuras menores (abertura e comprimento);

- d) antes de o concreto começar a tracionar, tem de ser descomprimida a zona comprimida pela ação da protensão.

### 3.7.1 Tipos de protensão

Quanto ao tipo, ela pode ser dividida em protensão (LEONHARDT, 1983):

- a) com aderência inicial: armadura de protensão tensionada antes do endurecimento do concreto. Os fios de protensão são tensionados entre blocos de ancoragem fixos, e assim são concretados;
- b) com aderência posterior: a armadura de protensão é colocada no interior da peça dentro de bainhas de protensão (figura 6), após o endurecimento da peça, a armadura de protensão é tensionada e a aderência é obtida através da injeção de nata de cimento;
- c) sem aderência: as barras de protensão ficam protegidas dentro das bainhas de protensão (figura 7) revestidas com graxa, sem ter contato com o concreto. A aderência se dá através de dispositivos de ancoragens fixos nas extremidades da estrutura.

No caso da protensão não aderente, pode-se ter protensão em apenas um lado (ancoragem ativa) e no outro a ancoragem passiva, e, protensão pelas duas extremidades. A protensão é realizada através de macacos hidráulicos que puxam os cabos constituintes da cordoalha.

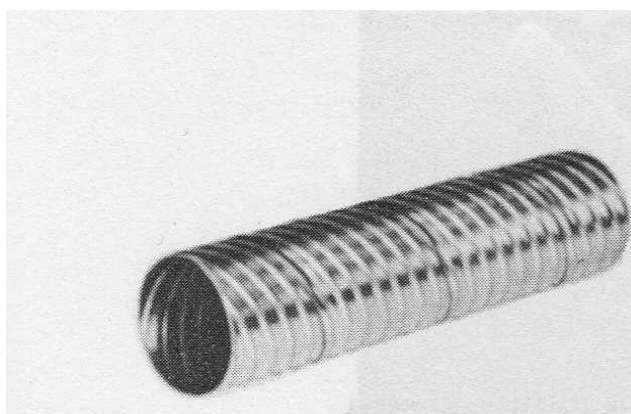


Figura 6: bainha metálica de protensão (PFEIL, 1991)



Figura 7: bainha plástica de protensão  
(ENGETEC TECNOLOGIA NA ENGENHARIA E PROTENSÃO LTDA, 2002)

A protensão pode ser classificada de acordo com o grau de protensão em (LEONHARDT, 1983):

- a) total: ocorre protensão total ou completa quando, sob a ação das cargas totais, é respeitado o estado limite de descompressão do concreto, isto é, ao final dos carregamentos as tensões existentes no concreto são positivas (compressão).
- b) parcial: ocorre protensão parcial quando, sob a ação das cargas totais, é respeitado o estado limite de fissuração do concreto, isto é, ao final dos carregamentos o concreto estará fissurado e as aberturas das fissuras serão menor do que 0,2mm (valor limitado pela NBR 6118).
- c) limitada: ocorre protensão limitada quando, sob a ação das cargas totais, é respeitado o estado limite de formação de fissuras no concreto, isto é, ao final dos carregamentos o concreto estará sujeito a tensões negativas (tração) menores que os valores admissíveis (valor limitado pela NBR 6118).
- d) moderada: ocorre protensão moderada quando, em estruturas que não possuam vãos livres a protensão seja utilizada apenas para que sejam evitadas as juntas de dilatação ou controle da fissuração e deformação, sem que a força de protensão seja levada em conta no cálculo da capacidade resistente.

### 3.7.2 Perdas de protensão

Segundo Pfeil (1991, p. 147), perdas de protensão são “[...] todas as perdas verificadas nos esforços aplicados aos cabos de protensão.” e podem ser classificadas, quanto ao agente causador em:

- a) perdas por atrito;

- b) perdas nas ancoragens;
- c) perdas por encurtamento do concreto:
  - encurtamento imediato (elástico);
  - encurtamento retardado (fluência);
  - retração;
- d) perdas por relaxação do aço.

Além disto, podem-se classificar as perdas de protensão em função do momento em que ocorrem. Assim quanto ao tempo de ocorrência, podem-se classificar as perdas de protensão em dois grupos (PFEIL, 1991):

- a) perdas imediatas, que dependem do sistema construtivo:
  - perdas por atrito;
  - perdas nas ancoragens;
  - perdas por encurtamento elástico do concreto;
- b) perdas retardadas, que dependem das propriedades dos materiais incorporados na estrutura:
  - perdas por fluência e retração do concreto;
  - perdas por relaxação do aço.

As perdas de protensão por atrito, por encurtamento elástico do concreto, perdas por relaxação do aço e nas ancoragens são apresentadas nos próximos itens.

### 3.7.2.1 Perdas por atrito

As perdas por atrito se verificam nos macacos hidráulicos de protensão (figura 8), nas ancoragens e ao longo do cabo. Ensaios revelam que as perdas do conjunto (macaco+ancoragem) variam de 3% a 8%, podendo adotar-se um valor médio de 5%.

As perdas devido ao atrito ao longo do cabo se dão devido ao contato dos cabos com a bainha de proteção, segundo Pfeil (1991, p. 150), “Durante a protensão, os cabos, ao se deslocarem em relação à viga, sofrem perdas por atrito nos pontos de contato. O valor destas perdas depende muito do sistema construtivo do cabo.”.



Figura 8: macaco hidráulico de protensão  
(GEODACTHA ENGENHARIA DE SOLOS E FUNDAÇÕES LTDA, 2006)

### 3.7.2.2 Perdas nas ancoragens

Ao aplicar a força de protensão nos cabos o macaco traciona o cabo causando um alongamento do mesmo, a perda ocorre no momento da fixação dos cabos através das cunhas de protensão (figura 9), pois Pfeil (1991, p. 172) explica que “Quando a cunha entra em carga, ela sempre penetra na ancoragem ocasionando um retorno do cabo, e, portanto, uma perda na elongação do mesmo.”



Figura 9: cunhas de ancoragem dos cabos de protensão  
(PREMAG SISTEMA DE CONSTRUÇÕES LTDA, 2008)



### 3.7.2.3 Perdas por encurtamento do concreto

Ao se apoiar o macaco para a protensão de  $n$  cabos, o concreto sofre uma compressão do macaco, forçando-o a uma diminuição de comprimento. Este efeito não afeta o primeiro cabo a ser protendido, mas para os demais o encurtamento temporário do concreto causa um alívio de tensão ocasionando assim perda de protensão.

Durante a vida útil da estrutura, o concreto fica sujeito a forças de compressão, que por sua vez, perde resistência sofrendo uma acomodação da micro estrutura, causando assim redução de volume, aliviando as tensões dos cabos.

### 3.7.2.4 Perdas por relaxação do aço

Segundo Pfeil (1991, p. 228) “Os aços de protensão, quando ancorados com comprimento constante e sob tensão elevada, sofrem uma perda de tensão,...”, e “Os fatores mais importantes que influem na quantidade da relaxação são as características metalúrgicas (tipo de aço, tratamento térmico, etc.), a tensão sob a qual o aço é ancorado, e a temperatura ambiente.”.

## 3.7.3 Estimativa das perdas de protensão

Para um cálculo mais aproximado da protensão pode-se estimar as perdas de protensão em valores entre 15% e 25%, como mostra o quadro 3 (PFEIL, 1991).

Tipo de Aço		$\Delta\sigma_{p\infty}/\Delta\sigma_{p0}$
Fio	CP 150 RN	25%
	CP 190 RB	20%
Cordoalha	CP 175 RN	25%
	CP 175 RB	18%
	CP 150 RN	25%
	CP 190 RB	17%

Quadro 3: estimativa das perdas de protensão (PFEIL, 1991)

As cordoalhas e os fios podem ser de dois tipos, dependendo do tipo de aço empregado:

- a) de baixa relaxação: são os chamados aços aliviados de tensões. Este tipo de aço é produzido, atualmente, somente sob a forma de fios;
- b) de relaxação normal: são os chamados aços aliviados de tensões. Este tipo de aço é utilizado na fabricação de cordoalhas.

Ambos os tipos de aços seguem a formulação abaixo:

$$f_{pyk} = C_1 \times f_{ptk} \quad (\text{expressão 16})$$

$$f_{pyd} = \frac{f_{pyk}}{\gamma_s} \quad (\text{expressão 17})$$

$$\sigma_p = C_2 \times f_{pyd} \quad (\text{expressão 18})$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma_p}{E_p} \quad (\text{expressão 19})$$

Onde:

$f_{pyk}$  = resistência de escoamento convencional;

$f_{ptk}$  = resistência característica a tração;

$f_{pty}$  = resistência de projeto a tração;

$\gamma_s$  = coeficiente de segurança, geralmente 1,15;

$\sigma_p$  = tensão de protensão;

$\varepsilon$  = deformação do aço;

$E_p$  = módulo de elasticidade do aço de protensão;

$C_1 = 0,85$  para aços RN e  $0,9$  para os aços RB;

$C_2 = 0,7$  para ambos os tipos de aços.

A protensão pode ser executada através de fios ou cordoalhas, sendo que as cordoalhas são formadas por um par ou mais fios.

### 3.7.4 Determinação da força de protensão

Como se trata de uma passarela, formada por aduelas pré-fabricadas dotadas apenas de sistemas de segurança ao deslizamento vertical, há necessidade de se ter superprotensão ou protensão completa, o que garante uma estabilidade e ligação entre as aduelas.

Para pontes em avanço progressivos ao final dos carregamentos, tem-se de ter uma tensão de compressão existente no ponto menos comprimido, denominada de tensão residual. Recomenda-se que esta tensão fique em torno de  $0,10 \text{ kN/cm}^2$  a  $0,15 \text{ kN/cm}^2$  (trabalho não publicado)<sup>1</sup>.

As tensões atuante nos banzos inferior e superior, podem ser calculados através das expressões 20 e 21 respectivamente (PFEIL, 1991). A expressão 22 mostra o cálculo do módulo resistente da seção.

$$\sigma_i = P \times \left( -\frac{1}{A_c} \pm \frac{e_p}{W_i} \right) \pm \frac{M}{W_i} \geq \sigma_{residual}^c \quad (\text{expressão 20})$$

$$\sigma_s = P \times \left( -\frac{1}{A_c} \pm \frac{e_p}{W_s} \right) \pm \frac{M}{W_s} \leq \sigma_{adm}^c \quad (\text{expressão 21})$$

<sup>1</sup> Notas de aula da disciplina ENG01141-Concreto Protendido do Professor Rubem Clécio Schwingel do curso de Engenharia Civil da UFRGS, no 1º semestre de 2009.

$$W_i = \frac{I}{e_i} \quad W_s = \frac{I}{e_s} \quad (\text{expressão 22})$$

Onde:

$\sigma_i$  = tensão no banzo inferior (kN/cm<sup>2</sup>);

$\sigma_s$  = tensão no banzo superior (kN/cm<sup>2</sup>);

$\sigma_{adm}^c$  = tensão de compressão admissível;

P = força de protensão (kN);

A<sub>c</sub> = área de concreto (cm<sup>2</sup>);

e<sub>p</sub> = excentricidade da protensão (cm);

W<sub>i</sub> = módulo resistente inferior (cm<sup>3</sup>);

W<sub>s</sub> = módulo resistente superior (cm<sup>3</sup>);

e<sub>i</sub> = excentricidade inferior (cm);

e<sub>s</sub> = excentricidade superior (cm);

I = momento de inércia da seção (cm<sup>4</sup>);

M = momento devido às cargas permanentes (kNcm).

#### 4 DETERMINAÇÃO DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA

Analisando-se o projeto original da passarela, percebeu-se que a mesma se encontrava muito suscetível a ações rítmicas do corpo humano, sendo que seu primeiro modo de vibração era no sentido horizontal e a frequência natural da estrutura encontrava-se muito próxima ao valor da frequência crítica, além de apresentar uma baixa resistência a momentos de torção que poderiam vir a ocorrer durante o seu período de uso. A figura 10 mostra a seção original da passarela em questão.

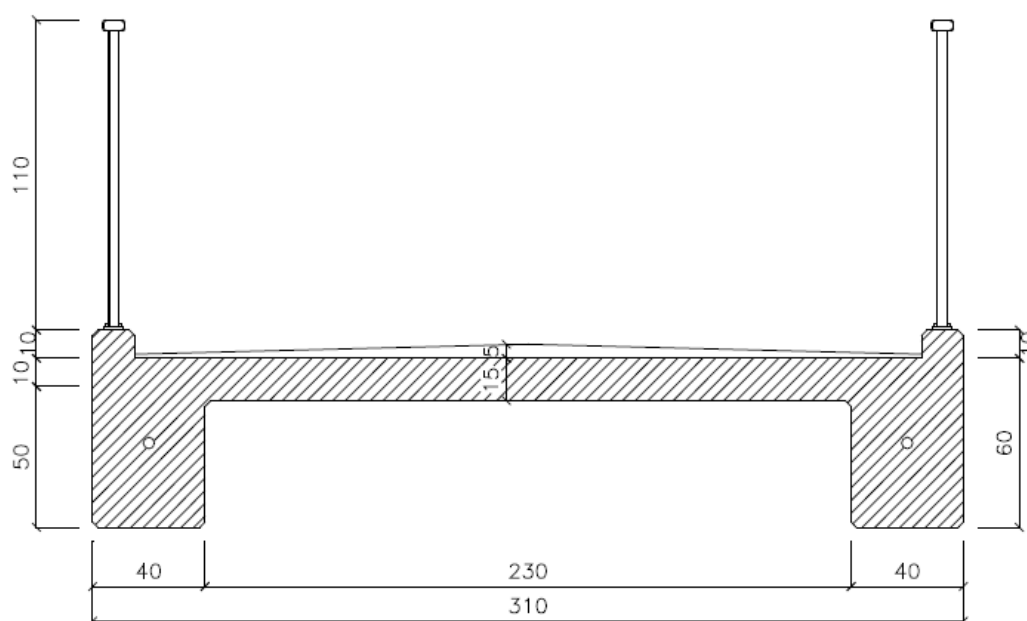


Figura 10: seção original da passarela

Para que se pudesse melhorar a resistência da estrutura, foi sugerida uma seção caixão que aumentaria significativamente sua rigidez no sentido horizontal e seria capaz de absorver melhor os possíveis esforços de torção. Também foi proposto que a nova estrutura fosse pré-fabricada, a partir destas idéias básicas foi determinada uma nova seção, como mostra a figura 11.

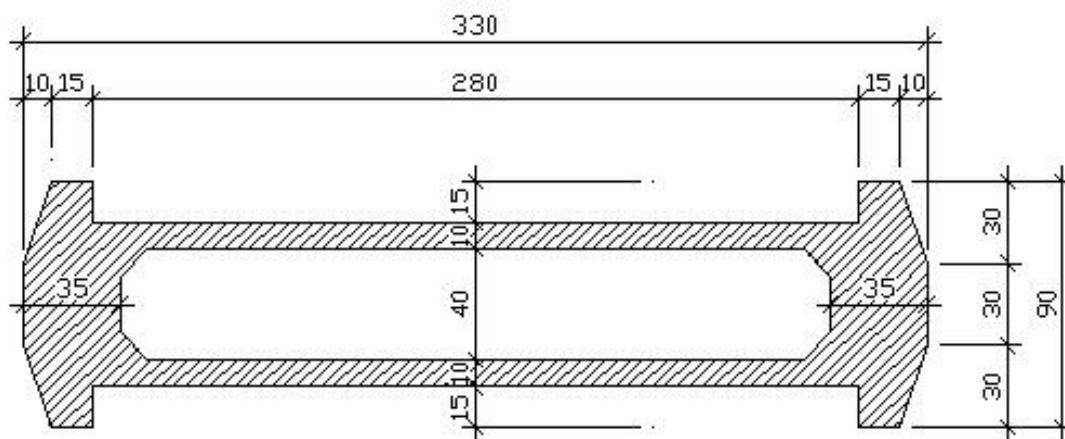


Figura 11: seção modificada da passarela

Para a determinação da nova seção, manteve-se a mesma largura interna da passarela original. Após a seção determinada subdividiu-se a mesma em 16 elementos, como mostra a figura 12, que possibilitaram a determinação das propriedades geométricas dos elementos que formavam a nova seção e as propriedades da mesma os quais são apresentados nos quadros 4 e 5, respectivamente.

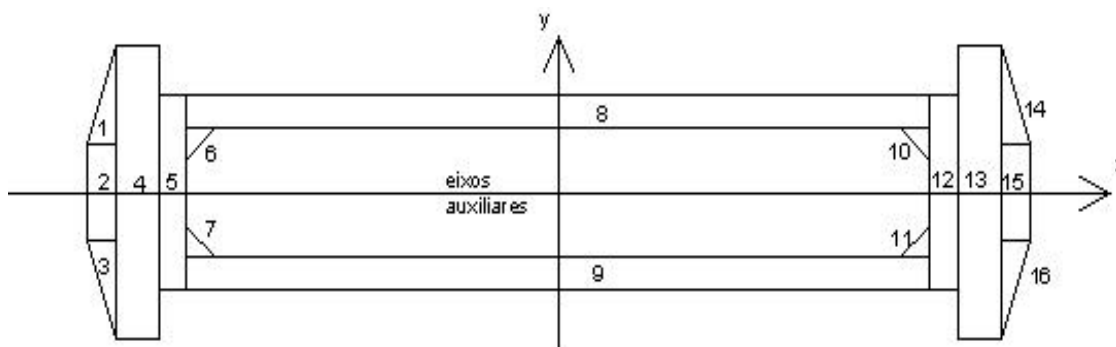


Figura 12: subdivisão da nova seção

A distância entre os pilares centrais foi mantida a mesma da estrutura original, fazendo com que o comprimento do vão central fosse igual ao da estrutura original. Isso também ocorreu para o comprimento total da estrutura. Conforme mostra o corte esquemático longitudinal da estrutura na figura 13.

elemento	direção y							direção x							
	dx(cm)	dy(cm)	altura(cm)	base(cm)	A(cm <sup>2</sup> )	I <sub>xc</sub> (cm <sup>4</sup> )	AxΔX(cm <sup>4</sup> )	altura(cm)	base(cm)	A(cm <sup>2</sup> )	I <sub>yc</sub> (cm <sup>4</sup> )	AxΔY(cm <sup>4</sup> )			
1	158,33	25	10	30	150	833,33333	3760416,667	30	10	150	7500	93750			
2	160	0	10	30	300	2500	7680000	30	10	300	22500	0			
3	158,33	25	10	30	150	833,33333	3760416,667	30	10	150	7500	93750			
4	147,5	0	15	90	1350	25312,5	29370937,5	90	15	1350	911250	0			
5	135	0	10	60	600	5000	10935000	60	10	600	180000	0			
6	126,67	16,67	10	10	50	277,77778	802222,2222	10	10	50	277,77778	13888,89			
7	126,67	16,67	10	10	50	277,77778	802222,2222	10	10	50	277,77778	13888,89			
8	0	25	260	10	2600	14646667	0	10	260	2600	21666,667	1625000			
9	0	25	260	10	2600	14646667	0	10	260	2600	21666,667	1625000			
10	126,67	16,67	10	10	50	277,77778	802222,2222	10	10	50	277,77778	13888,89			
11	126,67	16,67	10	10	50	277,77778	802222,2222	10	10	50	277,77778	13888,89			
12	135	0	10	60	600	5000	10935000	60	10	600	180000	0			
13	147,5	0	15	90	1350	25312,5	29370937,5	90	15	1350	911250	0			
14	158,33	25	10	30	150	833,33333	3760416,667	30	10	150	7500	93750			
15	158,33	0	10	30	300	2500	7520833,333	30	10	300	22500	0			
16	160	25	10	30	150	833,33333	3840000	30	10	150	7500	93750			
somatório					10500	29363403	114142847,2						10500	2301944,4	3680555,6

Quadro 4: propriedades geométricas dos elementos constituintes da seção caixa

Propriedades geométricas da seção	
Área:	1,05 m <sup>2</sup>
I <sub>y</sub> :	1,4350625 m <sup>4</sup>
I <sub>x</sub> :	0,059825 m <sup>4</sup>
r <sub>x</sub> :	0,2386969 m
r <sub>y</sub> :	1,1690707 m

Quadro 5: propriedades geométricas da nova seção

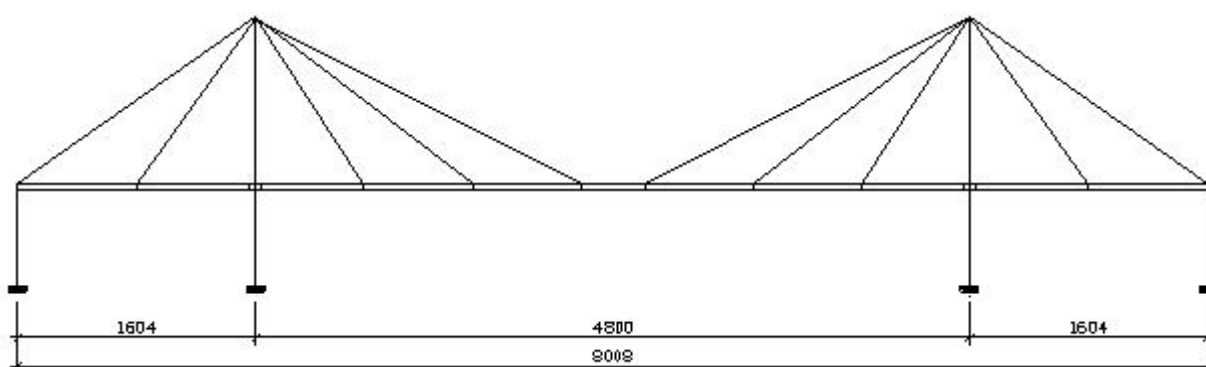


Figura 13: corte esquemático da nova estrutura

Para que fosse possível a execução da estrutura através da construção de balanços sucessivos com aduelas pré-fabricadas, os comprimentos das aduelas ficaram determinados em 4 valores:

- a) 3,95 m: aduelas utilizadas nos vãos externos da estrutura;
- b) 3,75 m: aduelas utilizadas no vão principal da estrutura;
- c) 8,18 m: aduela de partida sobre os pilares centrais da estrutura;
- d) 2,52 m: aduela de arremate, utilizada no meio do vão principal.

Na região sobre os pilares centrais, há um trecho de 48 cm para concretagem *in loco*, para que se possa fazer a ligação entre as aduelas e os pilares centrais. Utilizando o peso específico do concreto armado de  $25 \text{ kN/m}^3$ , para a nova seção do tabuleiro da estrutura, a qual tem área igual a  $1,05 \text{ m}^2$ , temos os seguintes pesos de acordo com o tipo da aduela:

- a) 103,69 kN para as externas;
- b) 98,44 kN para as internas;
- c) 214,73kN para as aduelas de partida;
- d) 66,15 kN para a de arremate.

A altura do pilar principal o qual são ancorados os cabos depende da geometria adotada para os cabos, neste trabalho utiliza-se o arranjo do tipo leque, pois se trata de uma pequena quantidade de cabos a serem ancorados nos pilares centrais. Caso fosse uma estrutura com um número muito elevado de cabos, o ideal seria uma distribuição do tipo harpa ou semi-harpa, a figura 14 mostra uma vista frontal do pilar central, a geometria dos pilares centrais e externos são mostrados nas figuras 15 a 17.

Quanto maior for a altura do pilar central maior será a força de compressão transmitida a ele devido aos cabos e menor serão os esforços de compressão na seção do tabuleiro. Na medida em que a altura do pilar central diminui, os esforços de compressão transmitidos a ele devido aos cabos diminuem e começam a aumentar as forças de compressão no tabuleiro. Por outro lado a flexibilidade e deformabilidade do pilar central são diretamente proporcionais à altura do mesmo.

A figura 18 mostra a nova estrutura com o pilar central e a seção do tabuleiro da nova estrutura determinados.



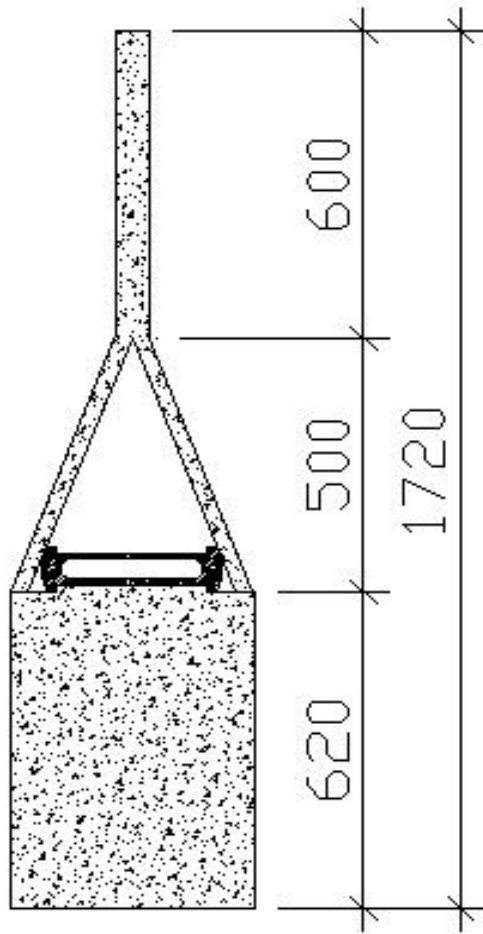


Figura 14: vista frontal do pilar central (unidade em cm)

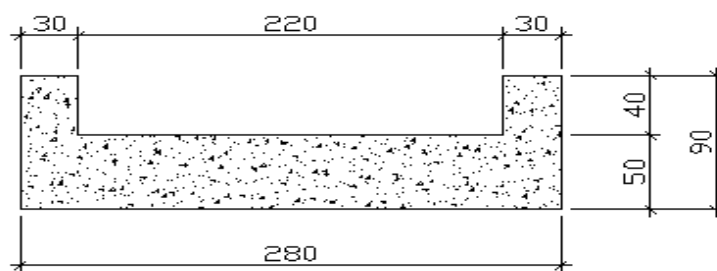


Figura 15: geometria dos pilares externos (unidade em cm)

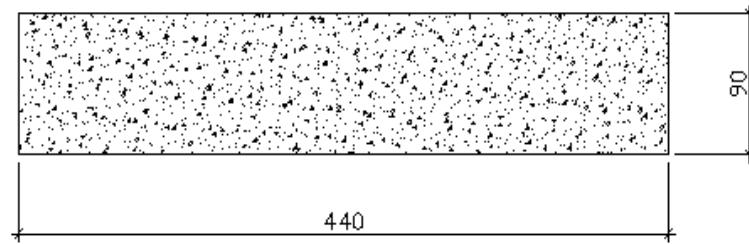


Figura 16: geometria da base dos pilares centrais (unidade em cm)

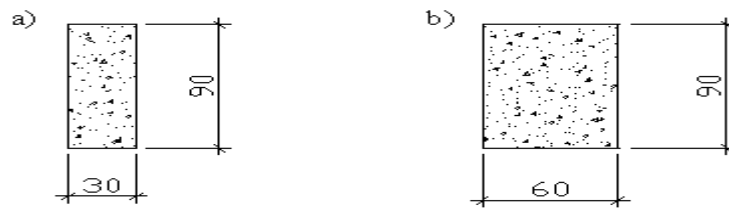


Figura 17: geometria dos pilares centrais (a) na região da abertura e (b) no topo (unidade em cm)

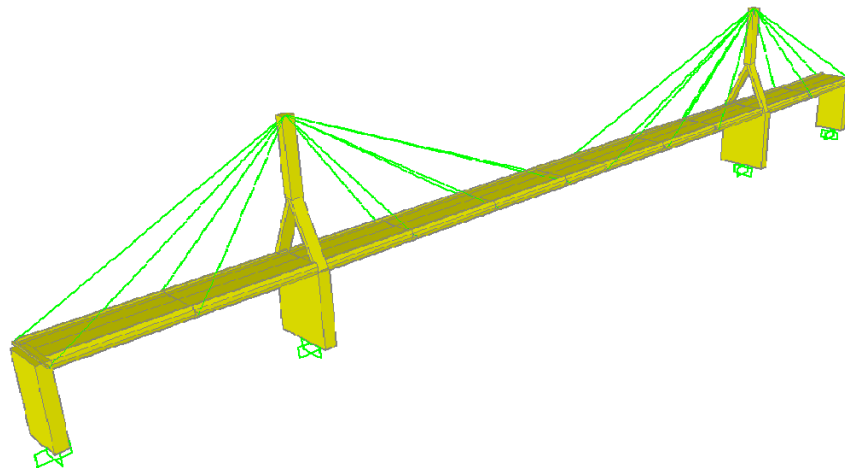


Figura 18: geometria da estrutura

## 5 MODELAGEM E SOLICITAÇÕES DA ESTRUTURA

Para determinação dos esforços atuantes na estrutura foi utilizado o programa SAP, versão 10.0.1. Para a construção do modelo se adotou o uso de elementos do tipo *frame*, determinando para cada barra a seção desejada.

O desenvolvimento do modelo passou pelas seguintes etapas, que serão apresentados nos próximos itens:

- a) carregamentos;
- b) adaptações do modelo estrutural;
- c) combinações dos carregamentos.

### 5.1 CARREGAMENTOS

Para o carregamento da estrutura se consideraram as seguintes cargas:

- a) cargas permanentes;
- b) carga variável de 5 kN/m<sup>2</sup> atuando no tabuleiro;
- c) vento atuando no sentido perpendicular ao eixo longitudinal a estrutura;
- d) protensão.

O programa SAP leva em consideração as seções determinadas pelo usuário, juntamente com as definições dos materiais que as constituem, calculando com esses dados o carregamento devido ao peso próprio. Para completar o carregamento das cargas permanentes utilizou-se uma carga distribuída em todo o tabuleiro de 1 kN/m<sup>2</sup>.

Já para se obter a solicitação devida à carga variável, item (b), foram definidos carregamentos considerando a carga atuando nas seguintes situações:

- a) nos vãos extremos;

- b) no vão central;
- c) vão total;
- d) meia pista.

O carregamento citado no item (d), meia pista, foi modelado considerando-se uma carga distribuída ao longo do elemento *frame* junto com um momento devido a excentricidade da carga atuando no tabuleiro. Os carregamentos da estrutura é apresentado no quadro 6.

carregamento	carga (kn/m <sup>2</sup> )	largura (m)	excentricidade (m)	carga linear (kn/m) e (knm)
vãos extremos	5,00	2,80	-	14,00
vão central	5,00	2,80	-	14,00
vão total	5,00	2,80	-	14,00
meia seção	5,00	1,40	-	7,00
momento meia pista	5,00	1,40	0,70	4,90

Quadro 6: carregamentos da estrutura

Para a determinação das cargas de vento os valores de  $V_0$ ,  $S_1$ ,  $S_2$ , e  $S_3$  os valores usados foram retirados da NBR 6123/88 e são apresentados no quadro 7.

Fator	Valor
velocidade característica $V_0$	45 m/s
fator $S_1$ - terreno plano ou fracamente acidentado	1,00
fator $s_2$ - categoria III; classe C (atuando no topo do pilar central)	0,93
fator $s_3$ - edificação com alto fator de ocupação	1,00

Quadro 7: valores para cálculo da velocidade característica do vento

Substituindo-se os valores do quadro 7 na expressão 11 tem-se o seguinte valor da velocidade característica do vento:

$$V_k = 45 \text{ m/s} \times 1,0 \times 1,0 \times 0,93 \rightarrow V_k = 41,85 \text{ m/s}$$

Da tabela 12 na NBR 6123/88 referente aos coeficientes de força  $C_x$  e  $C_y$ , para barras prismáticas de faces planas de comprimento infinito, obtém-se os valores de 0,75 para o vento incidente no sentido transversal ao eixo da passarela. Usando do artifício citado pela NBR 6123/88 na tabela 11 para barras de comprimento finito usou-se um fator de redução do coeficiente  $C_y$ ,  $k = 0,939$ . O valor do coeficiente de arrasto ( $C_a$ ), para o vento em questão é calculado através da expressão 23.

$$C_a = C_y \times k \quad (\text{expressão 23})$$

Onde:

$C_a$  = coeficiente de arrasto;

$C_y$  = coeficiente de arrasto na direção  $y$ ;

$k$  = fator de redução de barras prismática de faces planas com comprimento finito.

Usando os valores retirados da NBR 6123/88 na expressão 23 tem-se:

$$C_a = 0,75 \times 0,939 \rightarrow C_a = 0,704$$

Substituindo-se os valores de  $V_k$  e  $C_a$ , anteriormente calculados, nas expressões 10 e 9, obtém-se o valor da pressão dinâmica do vento e a força de arrasto, respectivamente, atuantes na estrutura.

$$q = 0,613 \times 41,85^2 \rightarrow q = 1,074 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$f_a = 0,704 \times 1,074 \times A_e \rightarrow f_a = 0,756 \text{ kN} / \text{m}^2 \times A_e$$

Observando-se os valores obtidos nas expressões acima, tem-se que o valor da força de arrasto fica em função do tamanho da área efetiva, este valor difere entre a seção do tabuleiro

e os pilares. Já o comportamento dos cabos é diferente, pois a seção destes é constante em todo o seu comprimento longitudinal.

Usando o diâmetro dos cabos de 6,4 cm (duas barras *dywydag*), na expressão 15 obtêm-se o valor do número de Reynolds e com este valor retira-se do quadro 2 o valor do  $C_a$  utilizado na expressão 14 para se obter o valor da força de arrasto nos cabos. Os seguintes valores são calculados nas expressões 15 e 14 respectivamente:

$$Re = 70000 \times 41,85 \times 0,064 \rightarrow Re = 18,749 \times 10^4$$

$$fa = 0,9 \times 1,074 \times 1,0 \times 0,064 \rightarrow fa = 0,062 \text{ kN/m}$$

Os valores da força de arrasto provocados pela ação do vento nos diferentes elementos da estrutura são apresentados no quadro 8.

elemento	área efetiva(m <sup>2</sup> /m)	força(kN/m)
seção tabuleiro	0,900	0,680
base pilar central	0,900	0,680
seção intermediária pilar central	0,900	0,680
topo pilar central	0,900	0,680
cabos centrais + 1° par externo	0,032	0,002
cabos extremos	0,064	0,004

Quadro 8: força de arrasto nos diferentes elementos da estrutura

## 5.2 ADAPTAÇÕES DO MODELO ESTRUTURAL

Como o modelo foi elaborado com elementos do tipo *frame* como mostra a figura 19, adaptações tiveram de ser feitas para que o modelo se comportasse o mais perto da realidade possível. Para o carregamento com a carga em meia pista da passarela, utilizou-se o carregamento da carga uniforme em meia pista adicionado o momento torçor causado pela excentricidade da carga em relação ao eixo do tabuleiro.

Para o posicionamento dos cabos na posição correta, foram utilizadas barras denominadas de ligação, as quais são feitas de aço com um elevado módulo de elasticidade e um peso quase zero, como mostra a figura 20, usando tais mudanças estas barras ganham praticamente rigidez infinita e peso zero, desta forma não influenciando nos carregamentos da estrutura.

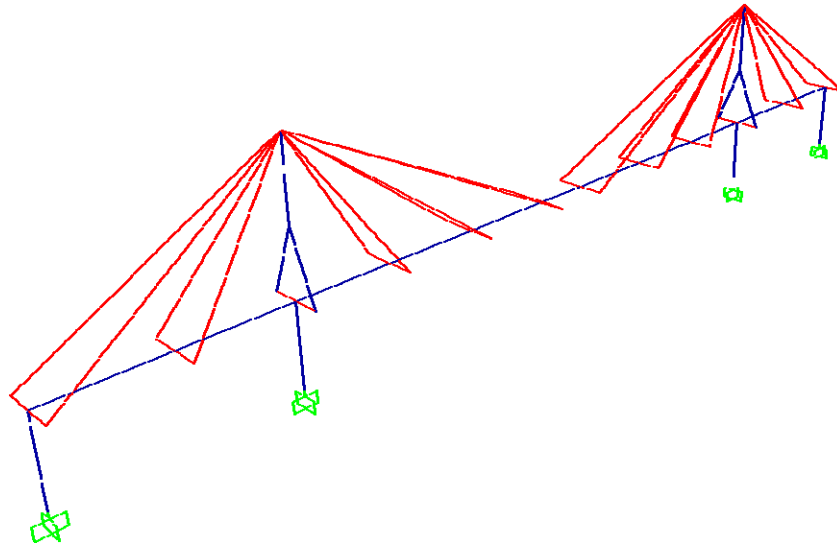


Figura 19: modelo estrutural adaptado da passarela

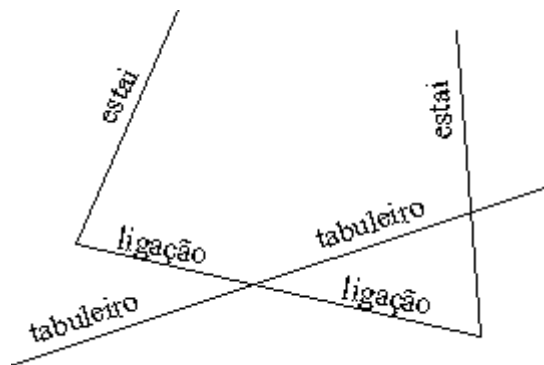


Figura 20: detalhe da barra de ligação, rigidez infinita e peso zero

### 5.3 COMBINAÇÕES DOS CARREGAMENTOS

Na análise estrutural todas as ações que possam produzir efeitos significativos devem ser consideradas, levando em conta os possíveis estados limites (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004):

- a) último: são aqueles relacionados ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que determine a paralisação do uso da estrutura.
- b) de serviço ou utilização: São aqueles que correspondem à impossibilidade do uso normal da estrutura, estando relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e a boa utilização funcional da mesma, seja em relação aos usuários, seja às máquinas e aos equipamentos utilizados.

#### 5.3.1 Estado limite de serviço ou utilização

Para a análise do estado limite de serviço (ELS), se utilizou combinações frequentes, e para se realizar estas combinações é recomendado o uso da expressão 24. Os coeficientes  $\Psi_1$  e  $\Psi_2$  são retirados do quadro 9. As combinações das cargas a serem consideradas são apresentadas no quadro 10 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003).

$$Fd = \sum_{i=1}^n Fg_i + \Psi_1 \times Fq_1 + \sum_{j=2}^n \Psi_2 j Fq_j \quad (\text{expressão 24})$$

Onde:

$F_{ds}$  = esforço solicitante de serviço (kN ou kNm);

$Fg_i$  = cargas permanentes (kN ou kNm);

$Fq_j$  = Cargas variáveis (kN ou kNm);

$\Psi_1$  = fator de combinação da carga variável;

$\Psi_2$  = fator de redução das cargas variáveis.



Ações	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$ <sup>3), 4)</sup>
<b>Cargas acidentais de edifícios</b>			
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 <sup>1)</sup>	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 <sup>2)</sup>	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
<b>Vento</b>			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
<b>Temperatura</b>			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
<b>Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos</b>			
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
<sup>1)</sup> Edificações residenciais, de acesso restrito.			
<sup>2)</sup> Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.			
<sup>3)</sup> Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para $\Psi_2$ o valor zero.			
<sup>4)</sup> Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução $\Psi_2$ pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

Quadro 9: coeficientes de combinação ( $\Psi_0$ ) e redução ( $\Psi_1$  e  $\Psi_2$ ) para as ações variáveis (ASSOCIAÇÃO DE NORMAS BRASILEIRAS, 2003)

COMB	CARGAS	COMB	CARGAS
SERV1	1,0 CP + 1,0 Prot + 1,0 Vento	SERV7	1,0 CP + 1,0 Prot + 0,4 ACtot + 0,3 Vento
SERV2	1,0 CP + 1,0 Prot + 1,0 ACext	SERV8	1,0 CP + 1,0 Prot + 0,4 Vento + 0,3 ACext
SERV3	1,0 CP + 1,0 Prot + 1,0 ACint	SERV9	1,0 CP + 1,0 Prot + 0,4 Vento + 0,3 ACint
SERV4	1,0 CP + 1,0 Prot + 1,0 ACtot	SERV10	1,0 CP + 1,0 Prot + 0,4 Vento + 0,3 ACtot
SERV5	1,0 CP + 1,0 Prot + 0,4 ACext + 0,3 Vento	SERV11	1,0 CP + 1,0 Prot + 0,4 Vento + 0,3 ACmeia pista
SERV6	1,0 CP + 1,0 Prot + 0,4 ACint + 0,3 Vento	SERV12	1,0 CP + 1,0 Prot + 0,4 ACmeia pista + 0,3 Vento

Quadro 10: combinações para o estado limite de serviço

Na análise de serviço todas as cargas permanentes entram com um fator ponderador de 100% da carga atuando. Já as cargas variáveis a norma recomenda que seja previsto a combinação entre as cargas que atuam, alternando-se sua importância entre ação variável principal e secundária.

### 5.3.2 Estado limite último

O estado de limite último é utilizado para o dimensionamento dos elementos componentes da estrutura. Para tanto, os esforços devido às cargas permanentes foram majorados em 35%, pois atuam no sentido desfavorável a segurança da estrutura. Os esforços das cargas variáveis em 50%, pelo mesmo motivo. Estes valores de ponderação são apresentados pela NBR 8681 nos quadros 11 e 12 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003).

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

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

Quadro 11: coeficientes ponderadores das ações permanentes agrupadas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003)

Combinação	Tipo de ação	Coeficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas <sup>1)</sup>	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas <sup>1)</sup>	1,1
	Efeito de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,0

<sup>1)</sup> Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado na tabela 4 se aplica a esse valor limite.

Quadro 12: coeficientes ponderadores das ações variáveis separadamente (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003)

Os valores dos esforços existentes devido à combinação do estado limite último pode ser feita através da expressão 25, como indicado pela NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003):

$$F_d = \gamma_g \times \sum_{i=1}^n F_{gi} + \gamma_q \times (F_{q1} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} F_{qj}) \quad (\text{expressão 25})$$

Onde:

$F_d$  = esforço solicitante último (kN ou kNm);

$\gamma_g$  = coeficiente ponderador das cargas permanentes agrupadas;

$\gamma_q$  = coeficiente ponderador das cargas variáveis separadamente;

$\Psi_0$  = fator ponderador de combinação da carga variável;

$F_g$  = cargas permanentes (kN ou kNm);

$F_{q1}$  = carga variável principal (kN ou kNm);

$F_{qj}$  = carga variável secundária (kN ou kNm).

O quadro 13 apresenta as combinações últimas utilizadas para se obter os valores dos esforços atuantes na estrutura, com os quais foram feitos as verificações da estrutura.

COMB	CARGAS	COMB	CARGAS
ELU1	1,3 x CP + 0,9 x Prot + 1,5 Vento	ELU7	1,3 x CP + 0,9 x Prot + 1,5 x (ACtot + 0,6 Vento)
ELU2	1,3 x CP + 0,9 x Prot + 1,5 ACext	ELU8	1,3 x CP + 0,9 x Prot + 1,5 x (Vento + 0,6 ACext)
ELU3	1,3 x CP + 0,9 x Prot + 1,5 ACint	ELU9	1,3 x CP + 0,9 x Prot + 1,5 x (Vento + 0,6 ACint)
ELU4	1,3 x CP + 0,9 x Prot + 1,5 ACtot	ELU10	1,3 x CP + 0,9 x Prot + 1,5 x (Vento + 0,6 Actot)
ELU5	1,3 x CP + 0,9 x Prot + 1,5 x (ACext + 0,6 Vento)	ELU11	1,3 x CP + 0,9 x Prot + 1,5 x (Vento + 0,6 ACmeia pista)
ELU6	1,3 x CP + 0,9 x Prot + 1,5 x (ACint + 0,6 Vento)	ELU12	1,3 x CP + 0,9 x Prot + 1,5 x (ACmeia pista + 0,6 Vento)

Quadro 13: combinações para o estado limite último

## 5.4 SOLICITAÇÕES DA ESTRUTURA

A estrutura estudada neste TCC tem o comportamento de uma viga contínua com vários apoios ao longo do seu comprimento. Se as barras *dywidag* de sustentação (estais) fossem retiradas e a estrutura fosse apenas apoiada nos pilares, o comportamento da mesma seria igual ao de uma viga contínua composta por três vãos. Tais esforços são mostrados nas figuras 21 e 22, levando em conta apenas os carregamentos de peso próprio, revestimento e a carga variável em todo o tabuleiro.

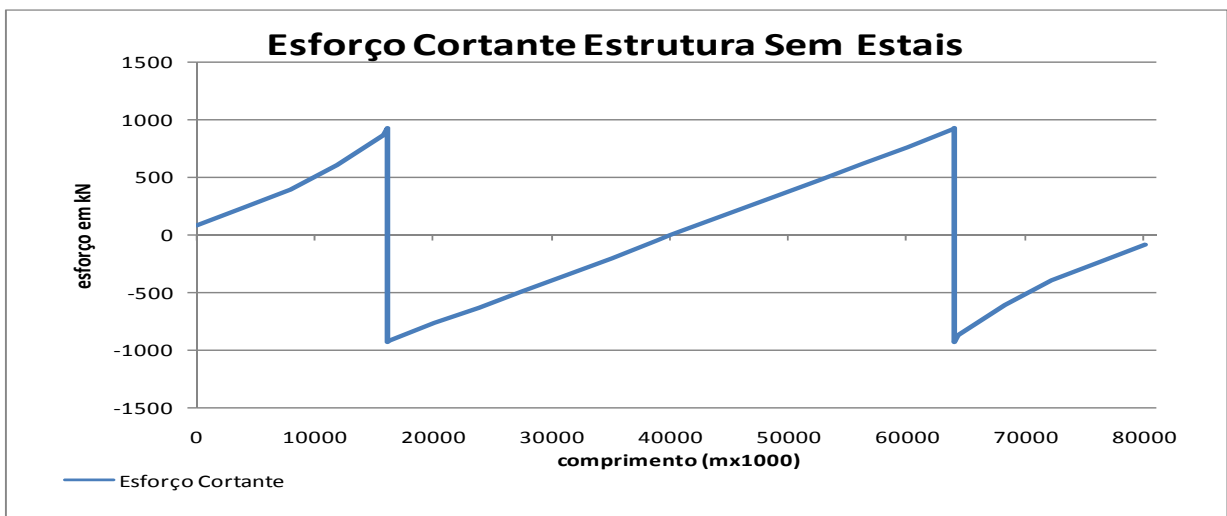


Figura 21: valores esforço cisalhante da estrutura sem os estais

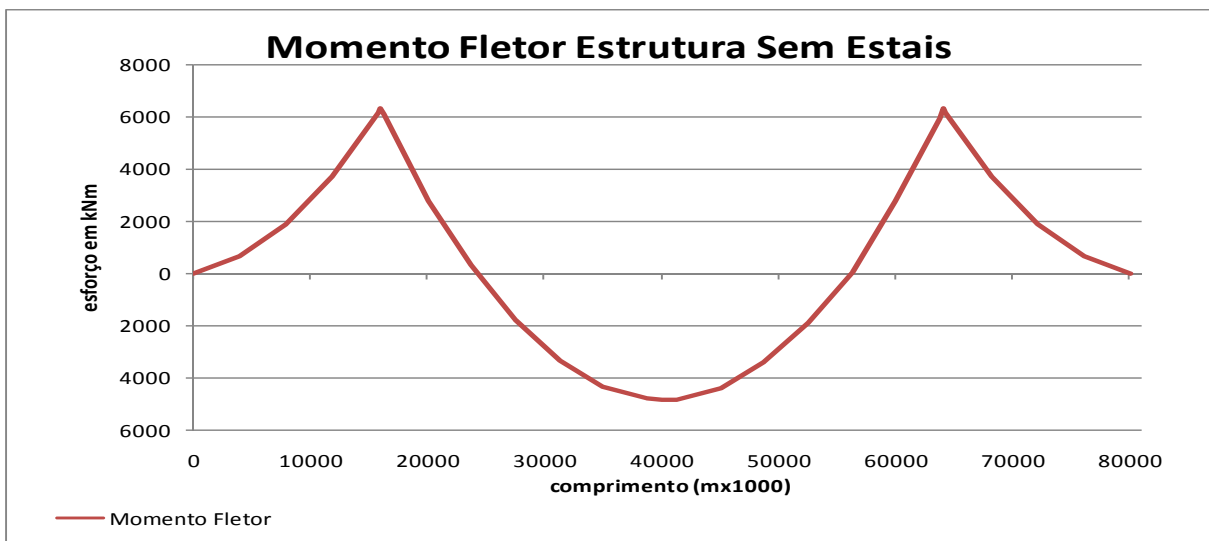


Figura 22: valores dos momentos fletores da estrutura sem os estais

Quando a estrutura é suspensa pelas barras *dywidag* (estais), a mesma passa a ser uma viga contínua formada por vários vão. As figuras 23 e 24 apresentam o diagrama de envoltória do esforço cisalhante e do momento fletor.

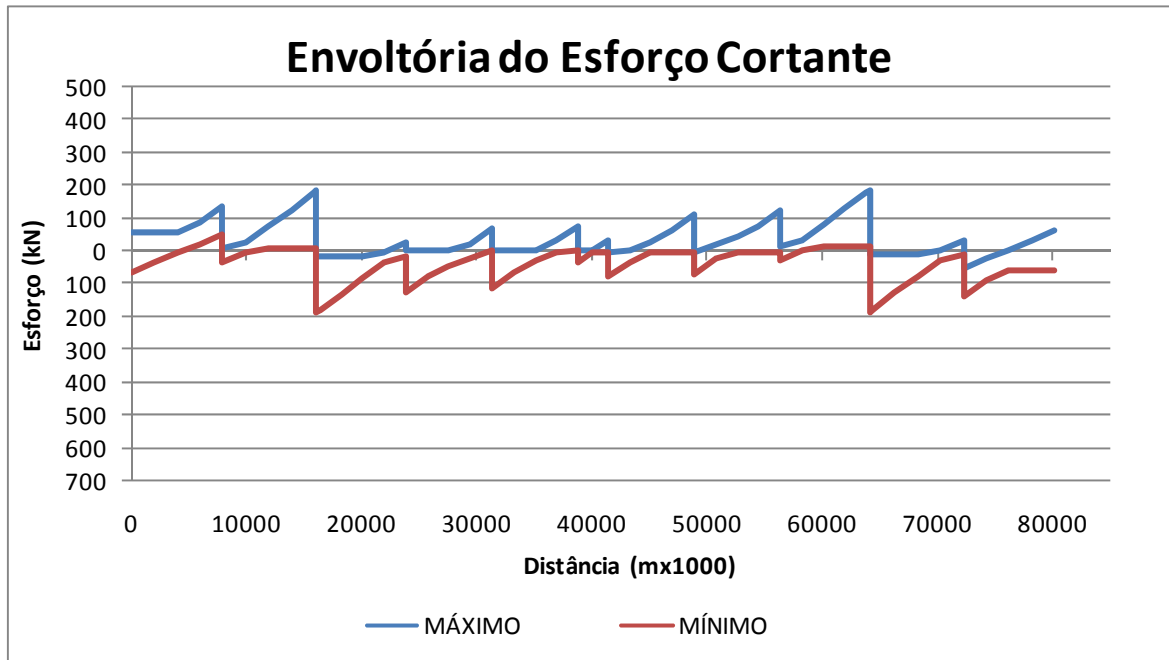


Figura 23: envoltória dos esforços cisalhantes para ELS

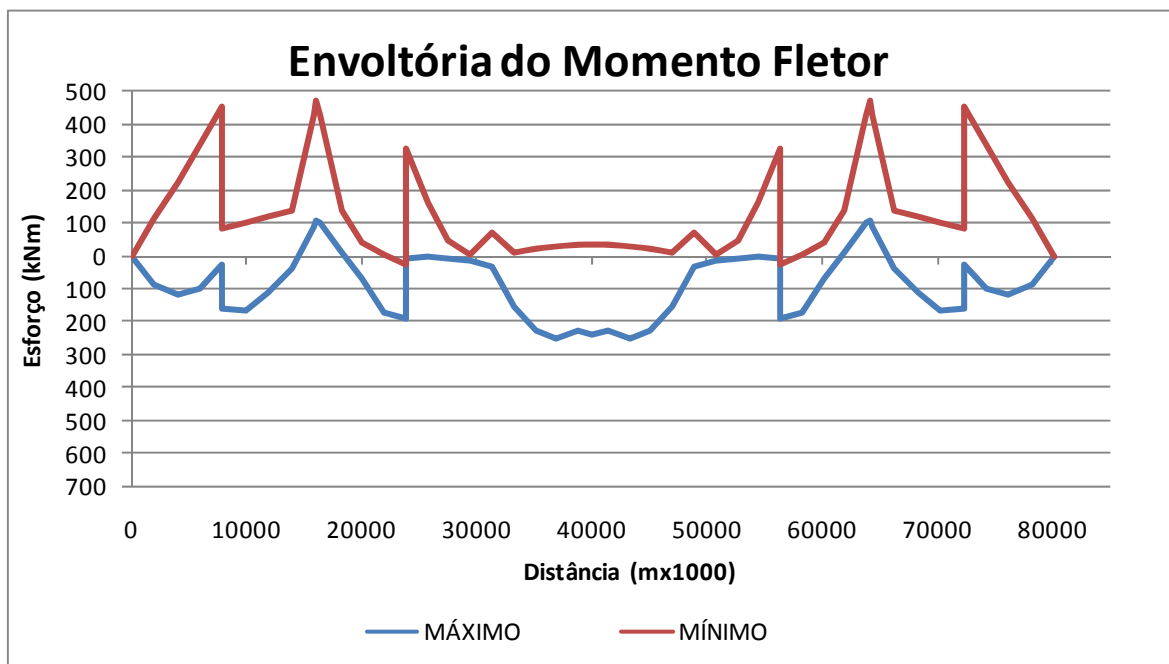


Figura 24: envoltória dos momentos fletores para ELS

Durante a montagem das aduelas, deve ser dado ajustes, através da aplicação de força nos estais (protensão), para que se possa controlar a deformação do tabuleiro fazendo assim as aduelas coincidirem no mesmo nível em ambos os lados do tabuleiro ao se encontrarem no meio do vão.

#### 5.4.1 Determinação da força de protensão dos estais

Cada estai é responsável pela sustentação de uma determinada área de influência do tabuleiro. Para a determinação das forças de protensão em cada estai, será preciso determinar esta área de influência, e através desta área encontrar a força necessária em cada estai. A figura 25 mostra um corte esquemático da estrutura com a geometria dos estais. No quadro 14 estão apresentadas as áreas de influência de cada par de estais e o ângulo dos mesmos. O quadro 15 apresenta a força de protensão a ser aplicada nos estais junto com a força horizontal aplicada no tabuleiro causada pelos mesmos.

Par	Comp.(m)	Larg.(m)	Área(m <sup>2</sup> )	Peso Prop.(kN)	Carga(kN/m <sup>2</sup> )	Dist. H(m)	Dist Proj.(m)	Dist. V(m)	Ângulo(°)
1°	-	-	-	-	-	16,04	16,11	10,80	33,83
2°	8,02	3,10	24,86	210,525	235,39	8,14	8,29	10,30	51,18
3°	7,62	3,10	23,62	200,025	223,65	7,74	7,89	10,30	52,53
4°	7,50	3,10	23,25	196,875	220,13	15,24	15,32	10,80	35,18
5°	4,38	3,10	13,58	114,975	128,55	22,74	22,79	10,80	25,35

Quadro 14: área de contribuição e angulo dos estais

Estai	Prot.(kN)	Força Proj.H(kN)	Força H(kN)	Força H acum.(kN)	$\sigma$ (kN/cm <sup>2</sup> )
1°	343,86	285,64	284,315	284,32	0,027
2°	151,05	94,683	96,385	380,70	0,036
3°	140,89	85,699	87,400	380,28	0,036
4°	191,01	156,112	156,917	292,88	0,028
5°	150,11	135,652	135,967	135,97	0,013

Quadro 15: força de protensão a ser aplicada nos estais e força de compressão transmitida ao tabuleiro devido a protensão dos estais

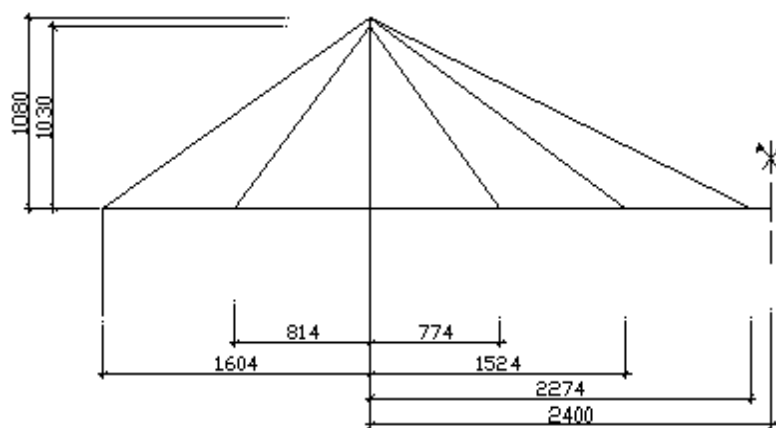


Figura 25: geometria da posição dos estais (unidade em cm)

Durante a montagem das aduelas, devem ser dados ajustes, através da aplicação de força nos estais (protensão), para que se possa controlar a deformação do tabuleiro fazendo assim as aduelas coincidir no mesmo nível em ambos os lados do tabuleiro ao se encontrarem no meio do vão.

#### 5.4.2 Determinação da força de protensão do tabuleiro

Como a estrutura será protendida em uma única etapa, após a montagem das aduelas, não há necessidade de verificação da protensão para o instante em  $t = t_0$ , na hora da protensão as aduelas já estarão curadas e com sua resistência a compressão ( $f_{ck}$ ) atingida.

Para determinação da força de protensão necessária no instante  $t = t_{\infty}$ , tem-se de garantir que no ponto menos comprimido tenha-se uma tensão residual de compressão igual a um valor entre  $0,10 \text{ kN/cm}^2$  e  $0,15 \text{ kN/cm}^2$ .

Retirando-se os esforços do diagrama das envoltórias nas figuras 23 e 24 obtemos os seguintes valores:

- a) 473,99 kNm, momento negativo em cima dos pilares centrais;
- b) 254,17 kNm, momento positivo no meio do vão principal;

O quadro 16 apresenta as características geométricas da seção, utilizados para determinação da força de protensão. Aplicando-se os valores das solicitações retiradas do diagrama das

envoltórias nas expressões 20 e 21 e admitindo-se uma perda de 20% na força de protensão, pode-se obter o valor da protensão necessária, a qual é apresentada no quadro 17.

Área=	10500 cm <sup>2</sup>	Epapoio=	12 cm
ly=	143506250 cm <sup>4</sup>	Ws=wi=	132944,4444 cm <sup>3</sup>
lx=	5982500 cm <sup>4</sup>	wp=	747812,5 cm <sup>3</sup>
ei=es=	45 cm	Fck=	35 MPa
Epvão=	8 cm	Fctm=	2,77 MPa

Quadro 16: características geométricas da seção para determinação da força de protensão

ro= 0,8		T = t <sup>∞</sup> (apoio sobre pilar)	
Borda Superior		Borda Inferior	
σ <sub>ct∞</sub> =	0,15 kN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>ct∞</sub> =	0,15 kN/cm <sup>2</sup>
σ <sub>cc∞</sub> =	1,75 kN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>cc∞</sub> =	1,75 kN/cm <sup>2</sup>
po >	3413,27 kN	po >	-51894,36 kN
ro= 0,8		T = t <sup>∞</sup> (vão principal)	
Borda Superior		Borda Inferior	
σ <sub>ct∞</sub> =	0,15 kN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>ct∞</sub> =	0,15 kN/cm <sup>2</sup>
σ <sub>cc∞</sub> =	1,75 kN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>cc∞</sub> =	1,75 kN/cm <sup>2</sup>
po >	-1468,27 kN	po >	2744,17 kN

Quadro 17: força de protensão necessária para a existência de tensão residual de compressão

Admitindo-se que serão usadas cordoalhas de Ø 12,7 CP-190 RB, as quais apresentam uma área de 0,987 cm<sup>2</sup> temos:

$$F_{pcord} = 0,987 \times 0,8 \times 190 = 150,02 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ cord} / \text{apoio} = 3413,27 \div 150,02 = 22,75$$

$$N^{\circ} \text{ cord} / \text{vão} = 2744,17 \div 150,02 = 18,29$$



Levando-se em consideração que na seção do tabuleiro nos apoios sobre os pilares centrais já exista uma força de compressão devido à componente horizontal dos estais, o número de cordoalhas pode ser reduzido. Por outro lado na aduela central há uma força de tração a ser considerada, devido a força de compressão que os estais causam nas demais aduelas, gerando assim uma força de tração na aduela de arremate, o que pode aumentar o número de cordoalhas necessárias. Sendo assim temos:

$$N^{\circ} \text{ cord} / \text{ apoio} = (3413,27 - 624,475) \div 150,02 = 18,59$$

$$N^{\circ} \text{ cord} / \text{vão} = (2744,17 + 45,181) \div 150,02 = 18,59$$

Para manter a simetria na protensão, adotou-se que seriam usados 2 cabos com 10 cordoalhas Ø 12,7 CP-190 RB. As figuras 26 e 27 mostra o caminhamento provável do cabo e o provável momento de protensão respectivamente.

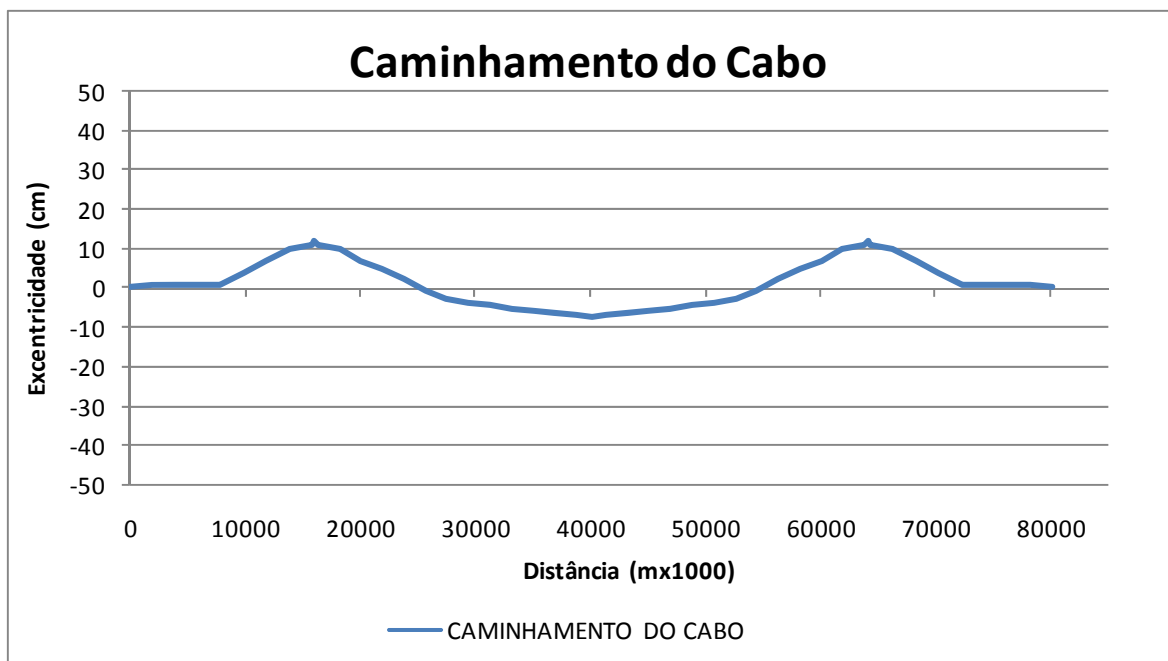


Figura 26: caminhamento do cabo de protensão

O quadro 18 apresenta as tensões finais no banzo superior e inferior nas seguintes seções: onde são conectados os estais, sobre os apoios dos pilares centrais, na ligação da primeira

aduela com a aduela apoiada sobre os pilares centrais e no meio do vão. No quadro estão apenas valores de meia passarela, pois a estrutura é simétrica. No anexo A encontram-se as tensões calculadas ao longo do tabuleiro da estrutura.

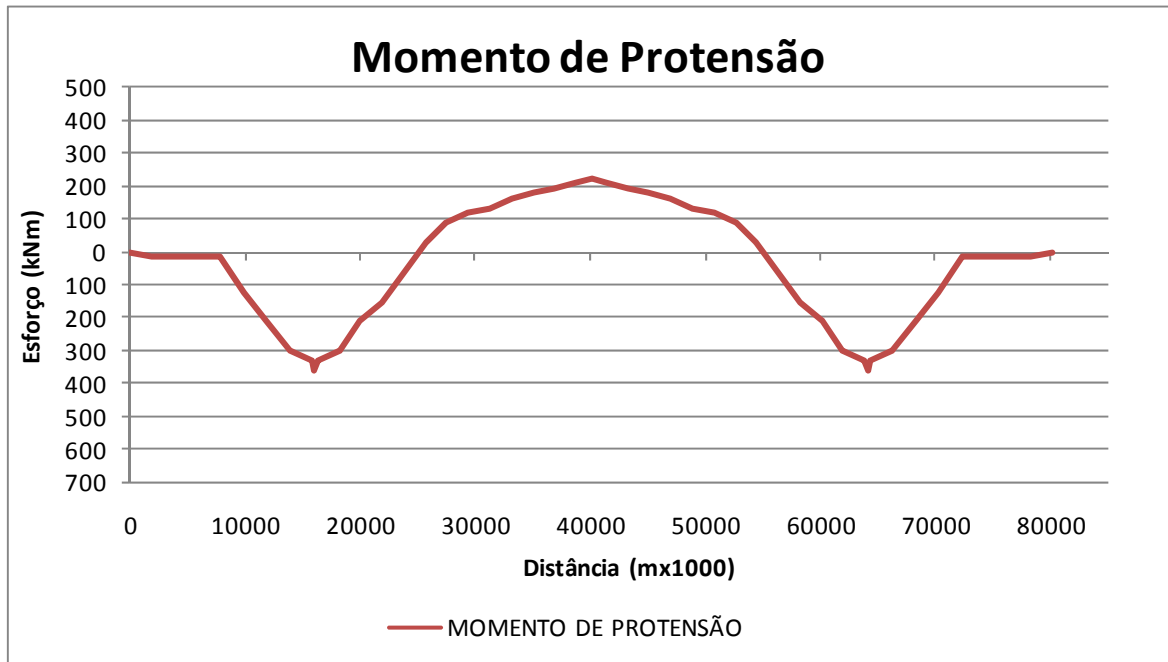


Figura 27: momento de protensão atuante na seção do tabuleiro

	DIST, (m)	TENSÕES NO CONCRETO			
		Blmax	Blmin	BSmax	BSmin
1º estai	0	-0,33	-0,28	-0,33	-0,28
2º estai	7,9	-0,23	-0,17	-0,46	-0,40
1ª aduela	11,85	-0,19	-0,13	-0,50	-0,44
pilar central	16,04	-0,08	-0,02	-0,62	-0,55
1ª aduela	20,03	-0,18	-0,13	-0,50	-0,44
1º estai	23,78	-0,31	-0,27	-0,35	-0,31
2º estai	31,28	-0,42	-0,40	-0,19	-0,17
3º estai	38,78	-0,45	-0,45	-0,12	-0,11
meio vão	40,04	-0,45	-0,45	-0,12	-0,11

Quadro 18: tensões no concreto ao longo do tabuleiro

## 6 VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA

Após o modelo definido e as combinações dos carregamentos atuantes na estrutura, puderam-se retirar os esforços para a realização do pré-dimensionamento (ELU) e verificação (ELS) da estrutura. Nos próximos itens serão feitas as verificações da mesma e o pré-dimensionamento dos elementos que a compõe.

### 6.1 VERIFICAÇÃO DA FREQUÊNCIA NATURAL DA ESTRUTURA

Utilizando-se as expressões 2 a 5 foram calculados os valores aproximados da frequência natural da estrutura. Com as expressões 6 e 7 pode-se obter o valor da aceleração a qual o usuário esta sendo exposto na estrutura, segundo recomendações do CEB e são apresentados no quadro 19 junto com a frequência natural obtida no modelo estrutural.

EXPRESSÃO	VÃO(m)	FREQUÊNCIA (HZ)	ACELERAÇÃO(m/s <sup>2</sup> )	
			BS 5400/78	ONT 83
2	16,04	4,431	1,05	0,53
	48	1,991	0,71	0,35
	64,04	1,613	0,64	0,32
	80,08	1,370	0,59	0,29
3	16,04	4,603	1,07	0,54
	48	1,979	0,70	0,35
	64,04	1,585	0,63	0,31
	80,08	1,335	0,58	0,29
4	16,04	4,616	1,07	0,54
	48	2,074	0,72	0,36
	64,04	1,680	0,65	0,32
	80,08	1,427	0,60	0,30
5	16,04	4,082	1,01	0,51
	48	1,626	0,64	0,32
	64,04	1,276	0,56	0,28
	80,08	1,058	0,51	0,26
modelo	-	2,805	0,84	0,42

Quadro 19: valores da frequência natural obtidos da estrutura

## 6.2 VERIFICAÇÃO DOS PILARES

O pilar central para fim de dimensionamento foi dividido em três seções: base, abertura e topo. A NBR 6118, não permite que sejam empregados pilares com  $\lambda > 200$  e dependendo do valor de  $\lambda$  a NBR 6118 permite alguns métodos de cálculo aproximados como mostra o quadro 20. Os valores de  $\lambda$  e  $\lambda_1$  são calculados através das expressões 26 e 27.

$\lambda$	consideração das deformações	Processo de Cálculo			Consideração da fluência
		Exato	Aproximado (diagramas M,N 1/r)	Aproximado	
$\leq \lambda_1$	dispensável	-	-	-	-
$\leq 90$	obrigatório	dispensável	permitido	permitido	dispensável
$\leq 140$		obrigatório	obrigatório	não é permitido	obrigatório
$\leq 200$					

Quadro 20: exigências feitas pela NBR 6118 para a verificação da segurança de pilares (trabalho não publicado)<sup>1</sup>

$$\lambda = \frac{l_e}{\sqrt{\frac{I}{A}}} \quad (\text{expressão 26})$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \times \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad (\text{expressão 27})$$

$$35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (\text{expressão 28})$$

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 \times \frac{Mb}{Ma} \geq 0,40 \quad (\text{expressão 29})$$

<sup>1</sup> Apostila da disciplina ENG01112 - Estruturas de Concreto Armado II do Professor Américo Campos Filho do curso de Engenharia Civil da UFRGS, no 1º semestre de 2008.

$$\alpha_b = 0,8 + 0,2 \times \frac{M_c}{M_a} \geq 0,85 \quad (\text{expressão 30})$$

Onde:

$\lambda$  = esbeltez do pilar;

$\lambda_1$  = valor limite da esbeltez do pilar;

$e_1$  = excentricidade (m);

$l_e$  = comprimento equivalente (m);

$h$  = altura pilar (m);

$I$  = momento de inércia (m<sup>4</sup>);

$A$  = área (m<sup>2</sup>);

$\alpha_b$  = fator que define as condições de vínculo nos apoios;

$M_a$  e  $M_b$  = momentos nos apoios (kNm);

$M_c$  = momento no meio do vão (kNm).

As expressões 29 e 30 se referem a pilares bi-apoiados e pilares em balanço respectivamente. Para pilares bi-apoiados com cargas transversais ou pilares em balanço com momento menor que o valor mínimo o valor de  $\alpha_b = 1,0$ . O quadro 21 apresenta os valores de: solicitações, armaduras e  $\lambda$ , encontrados para os pilares externos e no quadro 22 são apresentados os mesmos valores para os pilares centrais.

PILARES EXTERNOS			
$h_x$ =	50 cm	$\alpha_b$ =	0,60
$h_y$ =	280 cm	$\lambda_x$ =	42,90
$e$ =	34,03 cm	$\lambda_y$ =	7,66
$N$ =	354,492 kN	$\lambda_{1x}$ =	35,00
$M_a$ =	120,63 kNm	$\lambda_{1y}$ =	35,00
$M_{min}$ =	71,25289 kNm	$A_s$ =	56,0 cm <sup>2</sup>

Quadro 21: valores obtidos no pré-dimensionamento dos pilares externos

PILARES CENTRAIS					
BASE		ABERTURA		TOPO	
hx=	90 cm	hx=	30 cm	hx=	60 cm
hy=	440 cm	hy=	90 cm	hy=	90 cm
e=	8,74 cm	e=	1,82 cm	e=	6,03 cm
N=	2616,276 kN	N=	747,659 kN	N=	814,098 kN
Ma=	228,67 kNm	Ma=	13,597 kNm	Ma=	49,08 kNm
Mmin=	525,8715 kNm	Mmin=	133,00854 kNm	Mmin=	158,7491 kNm
$\lambda_x$ =	23,84	$\lambda_x$ =	62,63	$\lambda_x$ =	34,60
$\lambda_y$ =	4,88	$\lambda_y$ =	20,88	$\lambda_y$ =	23,07
$\lambda_{1x}$ =	35,00	$\lambda_{1x}$ =	35,00	$\lambda_{1x}$ =	35,00
$\lambda_{1y}$ =	35,00	$\lambda_{1y}$ =	35,00	$\lambda_{1y}$ =	35,00
As=	158,4 cm <sup>2</sup>	As=	10,80 cm <sup>2</sup>	As=	21,60 cm <sup>2</sup>

Quadro 22: valores obtidos no pré-dimensionamento dos pilares centrais

### 6.3 VERIFICAÇÃO DO TABULEIRO

Como o tabuleiro da estrutura é formado por aduelas, não há possibilidade de se ter armadura passiva para absorver as solicitações existentes na estrutura. Para a determinação da posição da linha neutra e verificação da segurança, pode-se usar as expressões 31 a 35:

$$R_{cc} = R_{pt} \quad (\text{expressão 31})$$

$$R_{cc} = 0,8 \times A_c \times 0,85 \times f_{cd} \quad (\text{expressão 32})$$

$$x = \frac{R_{pt}}{0,8 \times A_c(f_x) \times 0,85 \times f_{cd}} \quad (\text{expressão 33})$$

$$M_r = A_s \times f_{yd} \times Z_s + A_p \times f_{pyd} \times Z_p \quad (\text{expressão 34})$$

$$Z_p = d_p - 0,8 \times x \quad (\text{expressão 35})$$

Onde:

$R_{cc}$  = esforço resistente do concreto (kN);

$R_{pt}$  = força de protensão (kN);

$A_c$  = área de concreto (cm<sup>2</sup>);

$f_{cd}$  = resistência de cálculo do concreto a compressão (kN/cm<sup>2</sup>);

$x$  = posição da linha neutra (cm);

$A_s$  e  $A_p$  = área de aço e protensão, respectivamente (cm<sup>2</sup>);

$f_{yd}$  e  $f_{pyd}$  = resistência de cálculo do aço CA-50 e de protensão, respectivamente (kN/cm<sup>2</sup>);

$Z_s$  = braço de alavanca da armadura CA-50 (cm);

$Z_p$  = braço de alavanca da armadura de protensão (cm);

$d_p$  = altura útil da armadura de protensão (cm).

Para que se possa garantir existência de segurança o momento resistente deve ser maior que o momento atuante, para isto o momento resistente deve ser calculado usando-se apenas a contribuição da força de protensão, garantindo assim que não seja necessária a presença de armadura passiva.

O quadro 23 apresenta os momentos resistentes nas seguintes seções: onde são conectados os estais, sobre os apoios dos pilares centrais, na ligação da primeira aduela com a aduela apoiada sobre os pilares centrais e no meio do vão. No quadro estão apenas valores de meia passarela, pois a estrutura é simétrica.

	DIST.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA				
	(m)	dp(cm)	x(cm)	Zp(cm)	Mr(kNm)	Md(kNm)
1º estai	0	45,00	19,12	37,35	974,556	0,000
2º estai	7,9	44,50	19,12	36,85	961,510	954,170
1ª aduela	11,85	38,00	19,12	30,35	791,918	250,577
pilar central	16,04	33,00	19,12	25,35	661,462	885,203
1ª aduela	20,03	38,00	19,12	30,35	791,918	132,569
1º estai	23,78	43,00	19,12	35,35	922,374	685,338
2º estai	31,28	49,50	19,12	41,85	1091,966	64,470
3º estai	38,78	52,00	19,12	44,35	1157,194	483,398
meio vão	40,04	52,50	19,12	44,85	1170,239	506,736

Figura 23: verificação da segurança na seção caixão do tabuleiro da estrutura

As figuras 28 a 31 apresentam os valores das envoltórias para os esforços cisalhantes, momentos fletores, momentos torçores e esforços normais, obtidos no estado limite último. O quadro 24 apresenta os valores do pré-dimensionamento da seção ao esforço torçor.

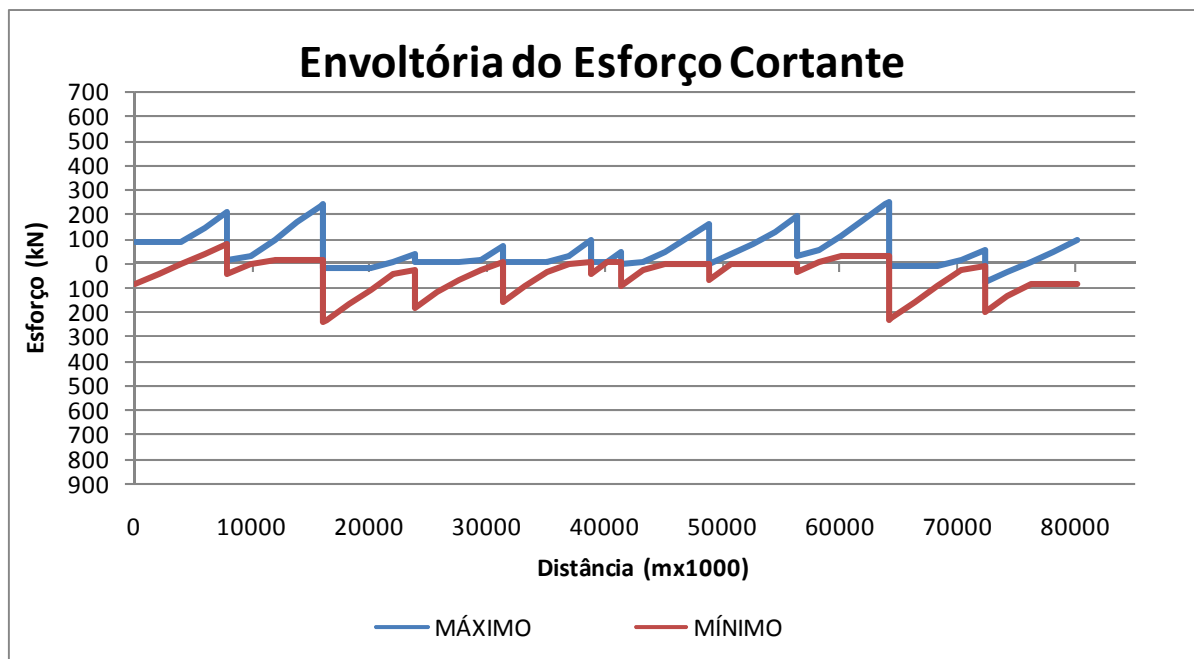


Figura 28: envoltória dos esforços cisalhantes para ELU



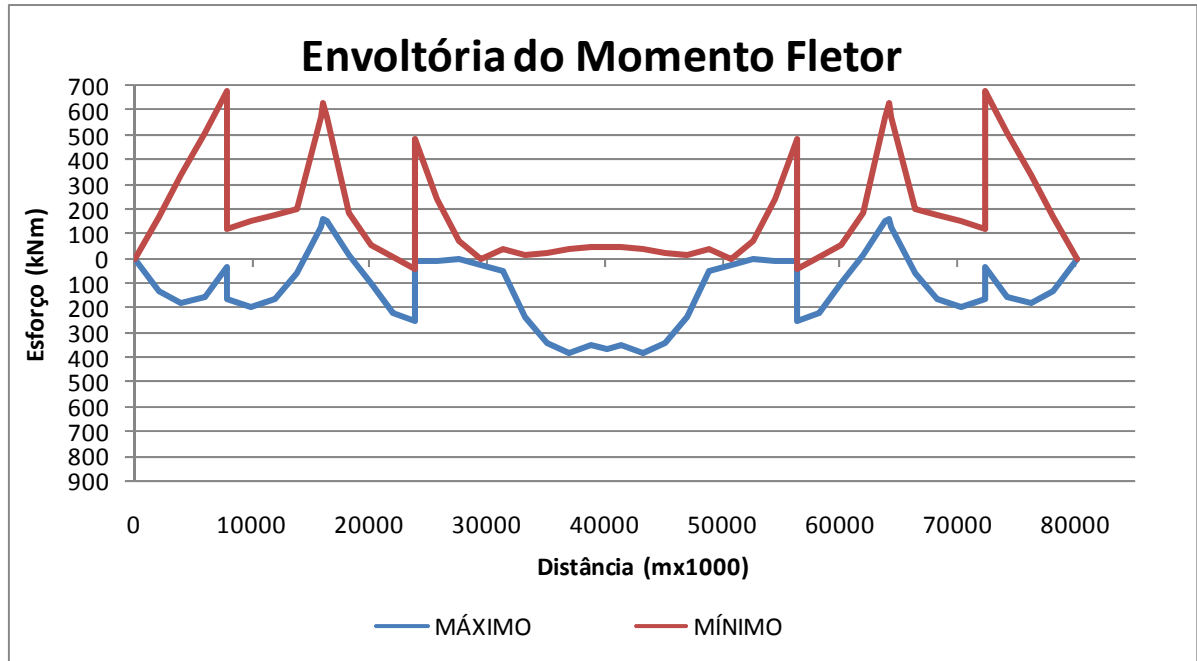


Figura 29: envoltória dos momentos fletores para ELU

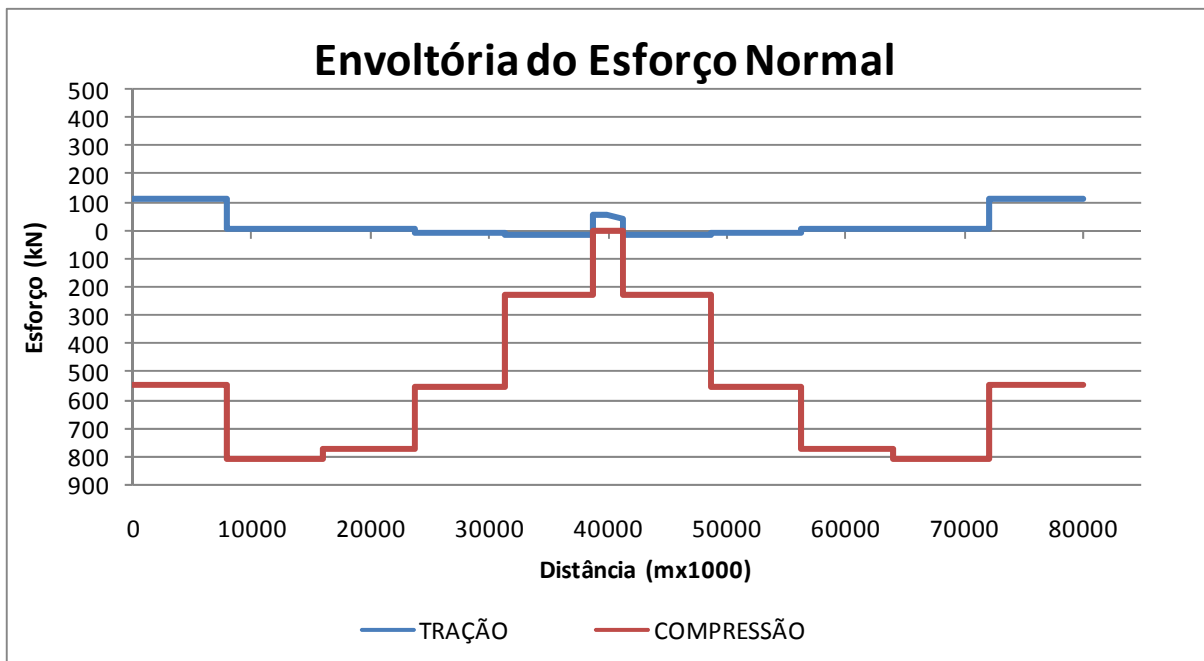


Figura 30: envoltória dos esforços normais para ELU

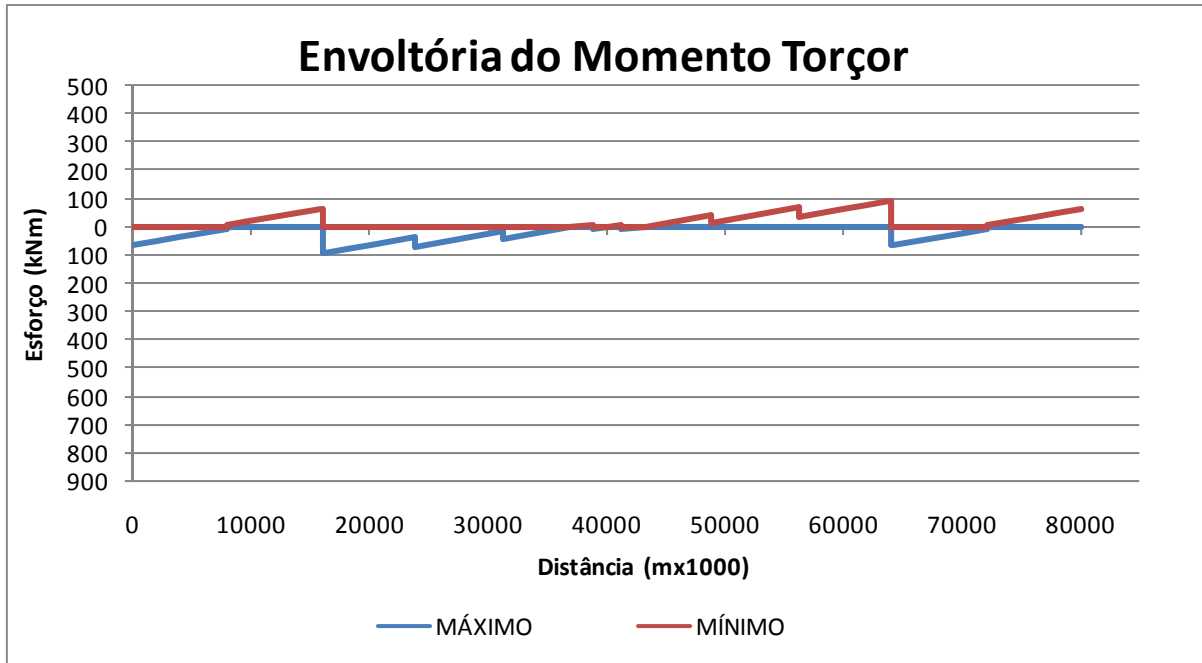


Figura 31: envoltória dos momentos torçores para ELU

SEÇÃO FICTÍCIA					
He <	34,88	cm	Tsd	13300	Kn.cm
He >	7,45	cm	$\alpha_{v2}$	0,860	
He adotado	10	cm	Vrd2	15116,22	kn
Perímetro	760	cm	T <sub>Rd2</sub>	258000,00	kn.cm
Área	24000	cm <sup>2</sup>	P <sub>SL</sub> = P <sub>90</sub>	0,00148	
<b>Asl</b>	<b>4,84</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>	<b>Aslmin</b>	<b>11,22</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
<b>A90</b>	<b>0,10</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>	<b>A90min</b>	<b>2,95</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>

Quadro 24: valores do pré-dimensionamento da seção ao esforço de momento torçor

## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A seção do tabuleiro desta estrutura estudada apresentou ótimos resultados em relação aos carregamentos estudados. Embora seja bastante esbelta a estrutura como um todo, as formas geométricas dos elementos favoreceram a estrutura a ter uma alta resistência.

A escolha da seção caixão foi uma boa solução para enrijecer a estrutura no sentido horizontal, levando o modo de frequência que fazia com que a estrutura oscilasse na horizontal para uma oscilação na vertical, além de absorver melhor os esforços de torção.

Quanto à frequência natural das pontes e passarelas, com este trabalho percebeu-se que para se elevar a frequência acima do intervalo crítico é bem difícil, no entanto o que se deve fazer é analisar qual será a frequência crítica para a estrutura e trabalhar com ela como frequência crítica.

Na análise dinâmica, muito superficial neste trabalho, pode-se ver que as expressões que foram apresentadas pelo CEB, não foram condizentes com o resultado encontrado no modelo estrutural estudado.

Como era esperado o menor valor para a tensão residual de compressão no vão principal foi um valor entre  $0,10 \text{ kN/cm}^2$  e  $0,15 \text{ kN/cm}^2$ . Para tanto o caminhamento do cabo de protensão foi como o esperado, quase um cabo reto, as maiores excentricidades se deram sobre os apoios nos pilares centrais e no centro do vão principal,  $12 \text{ cm}$  e  $-7,5 \text{ cm}$  respectivamente, em relação ao centro de gravidade da peça.

Na região dos apoios sobre os pilares centrais, ocorreram valores de tensões de compressão menores que  $0,10 \text{ kN/cm}^2$ , porém como nesta região há uma aduela única, pode-se armar o concreto de tal modo que sejam absorvidos os esforços de tração. O mesmo é válido para o momento resistente da seção, que com apenas as cordoalhas não são o suficiente para resistir o momento atuante, e como é possível deve ser prevista a presença de armadura passiva na região dos apoios sobre os pilares centrais, garantindo assim que o momento resistente da seção seja maior que o momento atuante.

## REFERÊNCIAS

ALMEIDA, S. F.; NÓBREGA, P. G. B.; HANAI, J. B. Critérios de vibração para estruturas de piso de concreto pré-moldado. In: ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 2005, **Anais eletrônicos...** São Carlos: USP, 2005. Disponível em: <[http://www.set.eesc.usp.br/1enppcpm/cd/conteudo/trab\\_pdf/148.pdf](http://www.set.eesc.usp.br/1enppcpm/cd/conteudo/trab_pdf/148.pdf)>. Acesso em: 15 mar. 2010.

ASIA EXPLORERS. Galeria de fotos Gunung Mat Cincang, 2010. Disponível em: <[http://www.asiaexplorers.com/malaysia/gunung\\_mat\\_cincang.htm](http://www.asiaexplorers.com/malaysia/gunung_mat_cincang.htm)>. Acesso em: 15 mar. 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188** – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre: procedimentos. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações: procedimentos. Rio de Janeiro, 1988.

\_\_\_\_\_. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas: procedimentos. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: procedimentos. Rio de Janeiro, 2004.

BACHMANN, H.; PRETLOVE, A. J.; RAINER H. Vibrations induced by people. In: COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. **Vibration problems in structures: practical guidelines**. n. 209. [s. l.], 1991. p. 1-10. Bulletin d'information.

CARVALHO, V. F. Parque da juventude ganha o maior circuito de arborismo do país. São Paulo, 2006. Disponível em: <<http://www.revistaecotour.com.br/novo/home/default.asp?tipo=noticia&id=1488>>. Acesso em: 8 maio. 2010.

ENGETECP TECNOLOGIA NA ENGENHARIA E PROTENSÃO LTDA. **Materiais e equipamentos**. Paraná, 2002. Disponível em: <[http://www.engetecprot.com.br/home\\_materiais.htm](http://www.engetecprot.com.br/home_materiais.htm)>. Acesso em: 15 mar. 2010.

GEODACTHA ENGENHARIA DE SOLOS E FUNDAÇÕES. **Acompanhe sua obra**. São Paulo, 2006. Disponível em: <<http://www.geodactha.com.br/obras/ebm5.htm>>. Acesso em: 15 mar. 2010.

LEONHARDT, F. **Construção de concreto**: concreto protendido. Tradução de João Luís Escosteguy Merino. Rio de Janeiro: Interciência, 1983. v. 5.

PFEIL, W. **Concreto protendido**: processos construtivos, perdas de protensão. 3. ed. Rio de Janeiro: Didática e Científica, 1991.

PREMAG SISTEMA DE CONSTRUÇÕES LTDA. **A execução in situ com lajes Protendidas**. Rio de Janeiro, 2008. Disponível em: <[http://www.premag.com.br/edificacoes\\_situ.html](http://www.premag.com.br/edificacoes_situ.html)>. Acesso em: 15 mar. 2010.

ZANCHETTA, D.; BRANDALISE V. H. Com três anos de atraso e R\$ 113 mil a mais, Ponte Estaiada é inaugurada. São Paulo, 2008. Disponível em:  
<<http://blogdofavre.ig.com.br/tag/viario/>>. Acesso em: 8 maio. 2010.

**ANEXO A – Quadro de valores da envoltória dos esforços obtidos nas combinações de serviço e combinações ultimas e quadro das tensões no concreto nos banzos superiores e inferiores da seção caixão do tabuleiro**

DISTÂNCIA (m)	CORTANTE (Kn)		MOMENTO (kNm)		NORMAL (kN)		CAMINHAM. DO CABO (cm)	MOMENTO DE PROT. (kNm)
	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN		
0	57,515	-64,086	0,000	0,000	76,442	-455,404	0,000	0,000
1,975	57,515	-30,678	87,893	-113,592	76,442	-455,404	1,000	-30,005
3,95	57,515	-3,028	121,176	-227,183	76,442	-455,404	2,000	-60,010
5,925	88,433	24,622	99,851	-340,775	76,442	-455,404	3,000	-90,014
7,9	139,272	52,272	23,917	-454,366	76,442	-455,404	4,500	-135,022
7,9	8,820	-32,405	163,787	-84,211	3,819	-628,294	4,500	-135,022
9,875	24,422	-4,755	165,758	-101,631	3,819	-628,294	6,000	-180,029
11,85	75,262	8,820	110,025	-119,051	3,819	-628,294	7,000	-210,034
13,825	126,101	8,820	37,503	-136,471	3,819	-628,294	10,000	-300,048
15,8	176,941	8,820	-89,627	-430,780	3,819	-628,294	11,000	-330,053
16,04	183,119	8,820	-108,797	-473,987	3,819	-628,294	12,000	-360,058
16,04	-17,311	-185,867	-108,797	-473,987	7,176	-597,825	12,000	-360,058
16,28	-17,311	-179,689	-104,642	-430,121	7,176	-597,825	11,000	-330,053
18,155	-17,311	-131,424	-12,186	-139,056	7,176	-597,825	10,000	-300,048
20,03	-17,311	-83,158	69,528	-39,725	7,176	-597,825	7,000	-210,034
21,905	-0,851	-34,893	172,787	-7,267	7,176	-597,825	5,000	-150,024
23,78	25,399	-17,311	193,565	25,191	7,176	-597,825	2,000	-60,010
23,78	1,889	-123,754	7,467	-326,351	-5,608	-450,833	2,000	-60,010
25,655	1,889	-75,507	3,924	-163,235	-5,608	-450,833	-1,000	30,005
27,53	1,889	-47,795	6,093	-49,165	-5,608	-450,833	-3,000	90,014
29,405	21,043	-21,545	16,019	-3,160	-5,608	-450,833	-4,000	120,019
31,28	69,308	1,889	32,111	-73,580	-5,608	-450,833	-4,500	135,022
31,28	3,685	-114,546	32,111	-73,580	-8,114	-188,927	-4,500	135,022
33,155	3,685	-66,281	155,131	-13,612	-8,114	-188,927	-5,500	165,026
35,03	3,685	-26,410	229,151	-20,521	-8,114	-188,927	-6,000	180,029
36,905	30,250	-0,512	254,170	-27,430	-8,114	-188,927	-6,500	195,031
38,78	78,516	3,685	230,190	-33,339	-8,114	-188,927	-7,000	210,034
38,78	0,000	-32,434	230,190	-33,339	45,181	-0,356	-7,000	210,034
40,04	0,000	0,000	241,303	-34,339	45,181	-0,356	-7,500	225,036
41,3	32,434	0,000	230,190	-33,339	45,181	-0,356	-7,000	210,034
41,3	-3,685	-78,516	230,190	-33,339	-8,114	-188,927	-7,000	210,034
43,175	0,512	-30,250	254,170	-27,430	-8,114	-188,927	-6,500	195,031
45,05	26,410	-3,685	229,151	-20,521	-8,114	-188,927	-6,000	180,029
46,925	66,281	-3,685	155,131	-13,612	-8,114	-188,927	-5,500	165,026
48,8	114,546	-3,685	32,111	-73,580	-8,114	-188,927	-4,500	135,022
48,8	-1,889	-69,308	32,111	-73,580	-5,608	-450,833	-4,500	135,022
50,675	21,545	-21,043	16,019	-3,160	-5,608	-450,833	-4,000	120,019
52,55	47,795	-1,889	6,093	-49,165	-5,608	-450,833	-3,000	90,014
54,425	75,507	-1,889	3,924	-163,235	-5,608	-450,833	-1,000	30,005
56,3	123,754	-1,889	7,467	-326,351	-5,608	-450,833	2,000	-60,010
56,3	17,311	-25,399	193,565	25,191	7,176	-597,825	2,000	-60,010
58,175	34,893	0,851	172,787	-7,267	7,176	-597,825	5,000	-150,024
60,05	83,158	17,311	69,528	-39,725	7,176	-597,825	7,000	-210,034
61,925	131,424	17,311	-12,186	-139,056	7,176	-597,825	10,000	-300,048
63,8	179,689	17,311	-104,642	-430,121	7,176	-597,825	11,000	-330,053
64,04	185,867	17,311	-108,797	-473,987	7,176	-597,825	12,000	-360,058
64,04	-8,820	-183,119	-108,797	-473,987	3,819	-628,294	12,000	-360,058
64,28	-8,820	-176,941	-89,627	-430,780	3,819	-628,294	11,000	-330,053
66,255	-8,820	-126,101	37,503	-136,471	3,819	-628,294	10,000	-300,048
68,23	-8,820	-75,262	110,025	-119,051	3,819	-628,294	7,000	-210,034
70,205	4,755	-24,422	165,758	-101,631	3,819	-628,294	6,000	-180,029
72,18	32,405	-8,820	163,787	-84,211	3,819	-628,294	4,500	-135,022
72,18	-52,272	-139,272	23,917	-454,366	76,442	-455,404	4,500	-135,022
74,155	-24,622	-88,433	99,851	-340,775	76,442	-455,404	3,000	-90,014
76,13	3,028	-57,515	121,176	-227,183	76,442	-455,404	2,000	-60,010
78,105	30,678	-57,515	87,893	-113,592	76,442	-455,404	1,000	-30,005
80,08	64,086	-57,515	0,000	0,000	76,442	-455,404	0,000	0,000

Quadro 1: valores da envoltória dos esforços devido as combinações de serviço.

DISTÂNCIA (m)	TENSÃO NO CONCRETO												
	P	Nmax	Nmin	Mp/BI	Mp/BS	Mfmax/BI	Mfmax/BS	Mfmin/BI	Mfmin/BS	Blmax	Blmin	BSmax	BSmin
0	-0,286	0,007	-0,043	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,329	-0,278	-0,329	-0,278
1,975	-0,286	0,007	-0,043	0,023	-0,023	0,001	-0,001	-0,001	0,001	-0,306	-0,257	-0,352	-0,300
3,95	-0,286	0,007	-0,043	0,045	-0,045	0,001	-0,001	-0,002	0,002	-0,283	-0,235	-0,375	-0,322
5,925	-0,286	0,007	-0,043	0,068	-0,068	0,001	-0,001	-0,003	0,003	-0,261	-0,213	-0,398	-0,344
7,9	-0,286	0,007	-0,043	0,102	-0,102	0,000	0,000	-0,003	0,003	-0,227	-0,180	-0,431	-0,377
7,9	-0,286	0,000	-0,060	0,102	-0,102	0,001	-0,001	-0,001	0,001	-0,243	-0,184	-0,448	-0,386
9,875	-0,286	0,000	-0,060	0,135	-0,135	0,001	-0,001	-0,001	0,001	-0,209	-0,151	-0,482	-0,420
11,85	-0,286	0,000	-0,060	0,158	-0,158	0,001	-0,001	-0,001	0,001	-0,187	-0,128	-0,504	-0,442
13,825	-0,286	0,000	-0,060	0,226	-0,226	0,000	0,000	-0,001	0,001	-0,120	-0,061	-0,572	-0,510
15,8	-0,286	0,000	-0,060	0,248	-0,248	-0,001	0,001	-0,003	0,003	-0,098	-0,040	-0,593	-0,530
16,04	-0,286	0,000	-0,060	0,271	-0,271	-0,001	0,001	-0,004	0,004	-0,076	-0,018	-0,616	-0,553
16,04	-0,286	0,001	-0,057	0,271	-0,271	-0,001	0,001	-0,004	0,004	-0,073	-0,018	-0,613	-0,552
16,28	-0,286	0,001	-0,057	0,248	-0,248	-0,001	0,001	-0,003	0,003	-0,095	-0,040	-0,590	-0,530
18,155	-0,286	0,001	-0,057	0,226	-0,226	0,000	0,000	-0,001	0,001	-0,117	-0,060	-0,568	-0,510
20,03	-0,286	0,001	-0,057	0,158	-0,158	0,001	-0,001	0,000	0,000	-0,184	-0,127	-0,501	-0,443
21,905	-0,286	0,001	-0,057	0,113	-0,113	0,001	-0,001	0,000	0,000	-0,229	-0,172	-0,457	-0,398
23,78	-0,286	0,001	-0,057	0,045	-0,045	0,001	-0,001	0,000	0,000	-0,296	-0,240	-0,389	-0,330
23,78	-0,286	-0,001	-0,043	0,045	-0,045	0,000	0,000	-0,002	0,002	-0,284	-0,244	-0,374	-0,329
25,655	-0,286	-0,001	-0,043	-0,023	0,023	0,000	0,000	-0,001	0,001	-0,351	-0,310	-0,306	-0,262
27,53	-0,286	-0,001	-0,043	-0,068	0,068	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,396	-0,354	-0,261	-0,218
29,405	-0,286	-0,001	-0,043	-0,090	0,090	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,419	-0,377	-0,239	-0,196
31,28	-0,286	-0,001	-0,043	-0,102	0,102	0,000	0,000	-0,001	0,001	-0,430	-0,388	-0,227	-0,184
31,28	-0,286	-0,001	-0,018	-0,102	0,102	0,000	0,000	-0,001	0,001	-0,405	-0,389	-0,202	-0,184
33,155	-0,286	-0,001	-0,018	-0,124	0,124	0,001	-0,001	0,000	0,000	-0,427	-0,411	-0,181	-0,162
35,03	-0,286	-0,001	-0,018	-0,135	0,135	0,002	-0,002	0,000	0,000	-0,437	-0,422	-0,170	-0,151
36,905	-0,286	-0,001	-0,018	-0,147	0,147	0,002	-0,002	0,000	0,000	-0,449	-0,433	-0,159	-0,140
38,78	-0,286	-0,001	-0,018	-0,158	0,158	0,002	-0,002	0,000	0,000	-0,460	-0,445	-0,147	-0,128
38,78	-0,286	0,004	0,000	-0,158	0,158	0,002	-0,002	0,000	0,000	-0,442	-0,440	-0,130	-0,123
40,04	-0,286	0,004	0,000	-0,169	0,169	0,002	-0,002	0,000	0,000	-0,453	-0,451	-0,118	-0,112
41,3	-0,286	0,004	0,000	-0,158	0,158	0,002	-0,002	0,000	0,000	-0,442	-0,440	-0,130	-0,123
41,3	-0,286	-0,001	-0,018	-0,158	0,158	0,002	-0,002	0,000	0,000	-0,460	-0,445	-0,147	-0,128
43,175	-0,286	-0,001	-0,018	-0,147	0,147	0,002	-0,002	0,000	0,000	-0,449	-0,433	-0,159	-0,140
45,05	-0,286	-0,001	-0,018	-0,135	0,135	0,002	-0,002	0,000	0,000	-0,437	-0,422	-0,170	-0,151
46,925	-0,286	-0,001	-0,018	-0,124	0,124	0,001	-0,001	0,000	0,000	-0,427	-0,411	-0,181	-0,162
48,8	-0,286	-0,001	-0,018	-0,102	0,102	0,000	0,000	-0,001	0,001	-0,405	-0,389	-0,202	-0,184
48,8	-0,286	-0,001	-0,043	-0,102	0,102	0,000	0,000	-0,001	0,001	-0,430	-0,388	-0,227	-0,184
50,675	-0,286	-0,001	-0,043	-0,090	0,090	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,419	-0,377	-0,239	-0,196
52,55	-0,286	-0,001	-0,043	-0,068	0,068	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,396	-0,354	-0,261	-0,218
54,425	-0,286	-0,001	-0,043	-0,023	0,023	0,000	0,000	-0,001	0,001	-0,351	-0,310	-0,306	-0,262
56,3	-0,286	-0,001	-0,043	0,045	-0,045	0,000	0,000	-0,002	0,002	-0,284	-0,244	-0,374	-0,329
56,3	-0,286	0,001	-0,057	0,045	-0,045	0,001	-0,001	0,000	0,000	-0,296	-0,240	-0,389	-0,330
58,175	-0,286	0,001	-0,057	0,113	-0,113	0,001	-0,001	0,000	0,000	-0,229	-0,172	-0,457	-0,398
60,05	-0,286	0,001	-0,057	0,158	-0,158	0,001	-0,001	0,000	0,000	-0,184	-0,127	-0,501	-0,443
61,925	-0,286	0,001	-0,057	0,226	-0,226	0,000	0,000	-0,001	0,001	-0,117	-0,060	-0,568	-0,510
63,8	-0,286	0,001	-0,057	0,248	-0,248	-0,001	0,001	-0,003	0,003	-0,095	-0,040	-0,590	-0,530
64,04	-0,286	0,001	-0,057	0,271	-0,271	-0,001	0,001	-0,004	0,004	-0,073	-0,018	-0,613	-0,552
64,04	-0,286	0,000	-0,060	0,271	-0,271	-0,001	0,001	-0,004	0,004	-0,076	-0,018	-0,616	-0,553
64,28	-0,286	0,000	-0,060	0,248	-0,248	-0,001	0,001	-0,003	0,003	-0,098	-0,040	-0,593	-0,530
66,255	-0,286	0,000	-0,060	0,226	-0,226	0,000	0,000	-0,001	0,001	-0,120	-0,061	-0,572	-0,510
68,23	-0,286	0,000	-0,060	0,158	-0,158	0,001	-0,001	-0,001	0,001	-0,187	-0,128	-0,504	-0,442
70,205	-0,286	0,000	-0,060	0,135	-0,135	0,001	-0,001	-0,001	0,001	-0,209	-0,151	-0,482	-0,420
72,18	-0,286	0,000	-0,060	0,102	-0,102	0,001	-0,001	-0,001	0,001	-0,243	-0,184	-0,448	-0,386
72,18	-0,286	0,007	-0,043	0,102	-0,102	0,000	0,000	-0,003	0,003	-0,227	-0,180	-0,431	-0,377
74,155	-0,286	0,007	-0,043	0,068	-0,068	0,001	-0,001	-0,003	0,003	-0,261	-0,213	-0,398	-0,344
76,13	-0,286	0,007	-0,043	0,045	-0,045	0,001	-0,001	-0,002	0,002	-0,283	-0,235	-0,375	-0,322
78,105	-0,286	0,007	-0,043	0,023	-0,023	0,001	-0,001	-0,001	0,001	-0,306	-0,257	-0,352	-0,300
80,08	-0,286	0,007	-0,043	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,329	-0,278	-0,329	-0,278

Quadro 2: valores das tensões no concreto nos banzo superior e inferior na seção caixão do tabuleiro.



DISTÂNCIA (m)	CORTANTE (Kn)		MOMENTO (kNm)		NORMAL (kN)		TORÇÃO	
	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN
0	86,272	-87,491	0,000	0,000	114,663	-543,998	63,724	0,000
1,975	86,272	-46,016	131,839	-170,387	114,663	-543,998	49,207	0,000
3,95	86,272	-4,541	181,764	-340,775	114,663	-543,998	34,691	0,000
5,925	140,189	36,934	149,777	-511,162	114,663	-543,998	22,380	0,000
7,9	206,279	78,409	35,876	-681,550	114,663	-543,998	5,659	0,000
7,9	13,231	-48,608	160,290	-126,316	5,728	-805,257	0,000	-5,520
9,875	27,261	-7,133	191,906	-152,446	5,728	-805,257	0,000	-20,037
11,85	93,353	13,231	165,037	-178,577	5,728	-805,257	0,000	-34,553
13,825	159,444	13,231	56,255	-204,707	5,728	-805,257	0,000	-49,069
15,8	225,536	13,231	-134,440	-577,196	5,728	-805,257	0,000	-63,585
16,04	233,567	13,231	-163,195	-632,288	5,728	-805,257	0,000	-65,349
16,04	-25,967	-243,764	-163,195	-632,288	10,764	-767,025	94,790	0,000
16,28	-25,967	-235,733	-156,963	-574,749	10,764	-767,025	93,026	0,000
18,155	-25,967	-172,987	-18,280	-192,358	10,764	-767,025	79,245	0,000
20,03	-25,967	-110,242	94,692	-59,588	10,764	-767,025	65,463	0,000
21,905	-1,277	-47,497	221,051	-10,901	10,764	-767,025	51,682	0,000
23,78	38,098	-25,967	252,069	37,787	10,764	-767,025	37,901	0,000
23,78	2,834	-184,233	11,200	-489,527	-8,413	-548,427	72,333	0,000
25,655	2,834	-121,488	5,887	-244,853	-8,413	-548,427	58,552	0,000
27,53	2,834	-71,692	0,573	-73,748	-8,413	-548,427	44,771	0,000
29,405	6,263	-32,317	24,170	-4,741	-8,413	-548,427	30,989	0,000
31,28	66,748	2,834	48,167	-46,050	-8,413	-548,427	17,208	0,000
31,28	5,527	-158,710	48,167	-46,050	-12,171	-227,367	44,580	0,000
33,155	5,527	-95,965	232,696	-20,418	-12,171	-227,367	30,799	0,000
35,03	5,527	-39,616	343,756	-30,781	-12,171	-227,367	17,018	0,000
36,905	29,525	-0,767	381,255	-41,145	-12,171	-227,367	3,237	0,000
38,78	92,270	5,527	345,284	-51,508	-12,171	-227,367	0,000	-10,545
38,78	0,000	-42,165	345,284	-51,508	56,337	-0,534	9,261	0,000
40,04	0,000	0,000	361,954	-51,508	56,337	-0,534	0,000	0,000
41,3	42,165	0,000	345,284	-51,508	45,181	-0,356	0,000	-9,261
41,3	-5,527	-92,270	345,284	-51,508	-12,171	-227,367	10,545	0,000
43,175	0,767	-29,525	381,255	-41,145	-12,171	-227,367	0,000	-3,237
45,05	39,616	-5,527	343,756	-30,781	-12,171	-227,367	0,000	-17,018
46,925	95,965	-5,527	232,696	-20,418	-12,171	-227,367	0,000	-30,799
48,8	158,710	-5,527	48,167	-46,050	-12,171	-227,367	0,000	-44,580
48,8	-2,834	-66,748	48,167	-46,050	-8,413	-548,427	0,000	-17,208
50,675	32,317	-6,263	24,170	-4,741	-8,413	-548,427	0,000	-30,989
52,55	71,692	-2,834	0,573	-73,748	-8,413	-548,427	0,000	-44,771
54,425	121,488	-2,834	5,887	-244,853	-8,413	-548,427	0,000	-58,552
56,3	184,233	-2,834	11,200	-489,527	-8,413	-548,427	0,000	-72,333
56,3	25,967	-38,098	252,069	37,787	10,764	-767,025	0,000	-37,901
58,175	47,497	1,277	221,051	-10,901	10,764	-767,025	0,000	-51,682
60,05	110,242	25,967	94,692	-59,588	10,764	-767,025	0,000	-65,463
61,925	172,987	25,967	-18,280	-192,358	10,764	-767,025	0,000	-79,245
63,8	235,733	25,967	-156,963	-574,749	10,764	-767,025	0,000	-93,026
64,04	243,764	25,967	-163,195	-632,288	10,764	-767,025	0,000	-94,790
64,04	-13,231	-233,567	-163,195	-632,288	5,728	-805,257	65,349	0,000
64,28	-13,231	-225,536	-134,440	-577,196	5,728	-805,257	63,585	0,000
66,255	-13,231	-159,444	56,255	-204,707	5,728	-805,257	49,069	0,000
68,23	-13,231	-93,353	165,037	-178,577	5,728	-805,257	34,553	0,000
70,205	7,133	-27,261	191,906	-152,446	5,728	-805,257	20,037	0,000
72,18	48,608	-13,231	160,290	-126,316	5,728	-805,257	5,520	0,000
72,18	-78,409	-206,279	35,876	-681,550	114,663	-543,998	0,000	-5,659
74,155	-36,934	-140,189	149,777	-511,162	114,663	-543,998	0,000	-22,380
76,13	4,541	-86,272	181,764	-340,775	114,663	-543,998	0,000	-34,691
78,105	46,016	-86,272	131,839	-170,387	114,663	-543,998	0,000	-49,207
80,08	87,491	-86,272	0,000	0,000	114,663	-543,998	0,000	-63,724

Quadro 3: valores da envoltória dos esforços devido as combinações últimas