

PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO GRANDE DO SUL
FACULDADE DE ENGENHARIA

CHRISTIAN BARTZ STEYER

DIMENSIONAMENTO DE UMA PASSARELA METÁLICA ESTAIADA

Porto Alegre
2007

CHRISTIAN BARTZ STEYER

DIMENSIONAMENTO DE UMA PASSARELA METÁLICA ESTAIADA

Trabalho de conclusão do Curso de
Engenharia Civil da Pontifícia
Universidade Católica do Rio Grande do
Sul.

Orientador: Prof. Eng. Felipe Brasil Viegas

Porto Alegre, Novembro de 2007.

CHRISTIAN BARTZ STEYER

DIMENSIONAMENTO DE UMA PASSARELA METÁLICA ESTAIADA

Trabalho de conclusão do Curso de
Engenharia Civil da Pontifícia
Universidade Católica do Rio Grande do
Sul.

Aprovada em ____ de _____ de 2007.

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Eduardo Giugliani

Prof. Almir Schaeffer

Prof. Felipe Brasil Viegas

*A memória de minha mãe
e ao meu pai,
a quem eu tudo devo.*

AGRADECIMENTOS

Obrigado a toda minha família, em especial a minha tia Lia, que foi fundamental para o meu ingresso neste curso maravilhoso.

Um agradecimento especial a Graziela Bolognesi, por todo apoio, afeto e compreensão durante este período que passei mais ausente.

Obrigado aos meus amigos, por toda a motivação.

Obrigado ao professor Almir Schäffer, por iluminar meu caminho com seu imenso conhecimento e dedicação.

Obrigado ao professor Felipe Brasil Viegas, por compartilhar sua sabedoria e seu tempo para a realização deste trabalho.

Obrigado ao professor Eduardo Giugliani, por me ajudar até mesmo sem ter percebido.

Agradeço também a minha cafeteira, amiga implacável.

RESUMO

O foco principal deste trabalho é a análise estrutural de uma passarela para pedestres estaiada, visando mostrar composições de cargas relevantes a sua segurança e o dimensionamento de seus componentes metálicos.

ABSTRACT

The main focus of this work is the structural analysis of a passageway for pedestrians estaiada, to show relevant compositions of loads its safety and design of their metal components.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Isopletas da velocidade básica do vento.....	39
Figura 2 - Fator topográfico S_1	40
Figura 3 - Ponte Severin, Colônia, Alemanha	45
Figura 4 - Ponte Ilverich, Alemanha	47
Figura 5 - Detalhe da ligação cabo tabuleiro na ponte Ilverich.....	48
Figura 6 - Ponte sobre o Rio Sergipe, Aracajú/SE	48
Figura 7 - Viaduto de Millau, França	49
Figura 8 - Ponte da Normandia, França	49
Figura 9 - Ponte sobre o rio Antirio, Grécia	50
Figura 10 - Ponte de Donghai, China	50
Figura 11 - Ponte de Erasmusbrug, Holanda	51
Figura 12 - Ponte de Rosário, Argentina	52
Figura 13 - Passarela estaiada, Bombinhas, Brasil.....	53
Figura 14 - Passarela de Schillersteg, Alemanha.....	54
Figura 15 - Ponte estaiada com cabos em forma de leque.....	54
Figura 16 - Ponte estaiada com cabos em forma de harpa.....	55
Figura 17 - Localização da passarela.....	56
Figura 18 - Diagrama esquemático da produção de aço carbono.....	59
Figura 19 - Modelo estrutural	60
Figura 20 - Vista superior do tabuleiro metálico	61
Figura 21 - Vista frontal das torres	61
Figura 22 - Carregamento do peso próprio	62
Figura 23 - Carga acidental máxima	63
Figura 24 - Carga acidental no trecho de ré.....	64
Figura 25 - Carga acidental no trecho principal.....	65
Figura 26 - Carga acidental somente de um lado do tabuleiro	66
Figura 27 - Carga acidental somente na lateral do trecho de ré.....	67
Figura 28 - Carga acidental somente na lateral do trecho principal	68
Figura 29 - Carga de vento transversal ao eixo da passarela	69
Figura 30 - Carga de vento longitudinal ao eixo da passarela	70
Figura 31 - Solicitações normais na estrutura com carga acidental plena	73

Figura 32 - Momentos fletores na estrutura com carga acidental plena	73
Figura 33 - Solicitações normais na estrutura com carga acidental somente de um lado do tabuleiro	74
Figura 34 - Momentos fletores na estrutura com carga acidental somente de um lado do tabuleiro	74
Figura 35 - Numeração dos cabos	76
Figura 36 - Deformação do tabuleiro por peso próprio	77
Figura 37 - Deformação máxima verificada no tabuleiro	78
Figura 38 – Reações	79
Figura 39 - Sistema de eixos	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de C_t	15
Tabela 2 - Distância mínima entre o centro do furo e as bordas das chapas.....	166
Tabela 3 - Comprimentos de flambagem	17
Tabela 4 - Relações b/t NBR 8800.....	20
Tabela 5 - Curvas de flambagem NBR 8800.....	24
Tabela 6- Valores de ρ NBR 8800.....	1
Tabela 7 - Valores de f_u	333
Tabela 8 - Valores de μ NBR 8800.....	33
Tabela 9 - Distância mínima do centro de um furo padrão à borda.....	33
Tabela 10 - Força de protensão mínima em parafusos.....	34
Tabela 11 - Dimensões nominais mínimas de soldagem	37
Tabela 12 - Dimensões nominais máximas de soldagem	37
Tabela 13 - Resistência da solda por unidade de comprimento.....	37
Tabela 14 - Fator S_2	43
Tabela 15 - Fator S_3	43
Tabela 16 - Comparativo de composição química e propriedades mecânicas de aços ASTM	58
Tabela 17 - Os aços patináveis produzidos no Brasil.....	58
Tabela 18 - Influência de elementos químicos no aço carbono	59
Tabela 19 - Coeficientes de ponderação para combinações de carga.....	71
Tabela 20 - Fatores de combinação.....	72
Tabela 21 - Cargas de dimensionamento	75
Tabela 22 - Cargas de deformação.....	77
Tabela 23 - Resumo das reações	80

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	12
1.1 Proposta:	12
1.2 Justificativa:	12
2. REVISÃO TEÓRICA	13
2.1 Carga de projeto para passarelas de pedestres:	13
2.2 Dimensionamento de perfis de aço laminado:	13
2.2.1 Peças tracionadas:	13
2.2.2 Peças comprimidas	16
2.2.3. Peças fletidas:	27
2.3. Ligações	29
2.3.1. Ligações parafusadas	30
2.3.2. Ligação soldada	35
2.4. Pressão dinâmica devido ao vento	37
3. ESTRUTURAS ESTAIADAS	45
3.1. Software utilizado	46
3.2 Modelos existentes	47
4. Exemplo aplicado	52
4.1. Arquitetura	52
4.1.1. Localização	55
4.1.2. Necessidade	56
4.2. Dimensões finais	57
4.3 Modelo estrutural	60
4.3.1. Cargas	62
4.3.2. Solicitações	72

4.3.3. Deformações.....	75
4.3.4. Reações.....	78
5. Conclusão.....	81
6. Referências bibliográficas.....	82
7. Anexo A – Estágio Profissional.....	84
8. Anexo B – Formulário de encaminhamento para submissão à banca avaliadora.....	85
9. Anexo C - Documento de acompanhamento.....	86
10. Anexo D – Memória de cálculo.....	87
11. Anexo E - Plantas.....	88

1.INTRODUÇÃO

1.1 Proposta

Este Trabalho de Conclusão de Curso tem como objetivo pesquisar e desenvolver o conhecimento sobre estruturas estaiadas, assunto o qual não é muito difundido no Brasil. Tendo-se uma escassa variedade de fontes bibliográficas sobre o assunto, o objetivo principal é dimensionar uma passarela metálica estaiada para pedestres.

1.2 Justificativa

O inesgotável apetite pelo conhecimento e capacidade de enfrentar grandes desafios inerentes ao Homem, faz o tema deste trabalho ter um potencial de crescimento valioso para a vida profissional.

2. REVISÃO TEÓRICA

2.1 Carga de projeto para passarelas de pedestres

Segundo a norma NBR 7188/82 a carga móvel a ser considerada sobre uma passarela de pedestres é uma carga uniformemente distribuída com intensidade de 5 KN/m^2 (500 kgf/m^2).

2.2 Dimensionamento de perfis de aço laminado

A norma vigente que rege o dimensionamento de estruturas metálicas formadas por perfis soldados de aço é a NBR 8800/86, que determina a verificação de três itens para ser constatada a segurança da estrutura, a resistência aos esforços normais de tração e compressão, flexão e cisalhamento a que uma peça metálica da estrutura possa ser submetida. Os esforços mencionados acima podem ocorrer isoladamente ou em conjunto na peça.

Todas as verificações mencionadas acima têm como princípio de dimensionamento o método dos estados limites.

2.2.1 Peças tracionadas

Nas peças metálicas tracionadas devemos verificar dois mecanismos de falha, o escoamento da seção de área bruta e a ruptura da seção de área líquida nas ligações parafusadas e/ou rebitadas, para isto usaremos a simbologia a seguir.

N_d - Esforço normal de cálculo

N_n - Resistência nominal à força normal

ϕ - Coeficiente da resistência

A_g - Área da seção bruta

A_e - Área da seção líquida efetiva

2.2.1.1 Escoamento da seção de área bruta

Para o dimensionamento de uma peça ao escoamento da seção de área bruta devemos atender a seguinte condição:

$$N_d \leq \phi \cdot N_n ; \phi = 0,9$$

onde:

$$N_d = \gamma \cdot N ; \gamma = 1,4$$

N = Solicitação normal de tração na peça

γ = Coeficiente de majoramento do esforço solicitante

ϕ = Coeficiente de minoramento da resistência admissível

$$N_n = A_g \cdot f_y$$

f_y = Tensão de escoamento do aço

2.2.1.2 Ruptura da seção de área líquida efetiva

Para o dimensionamento de uma peça à ruptura da seção de área líquida efetiva devemos atender a seguinte condição:

$$N_d \leq \phi \cdot N_n ; \phi = 0,75$$

onde:

$$N_d = \gamma \cdot N ; \gamma = 1,4$$

N = Solicitação normal de tração na peça

γ = Coeficiente de majoramento do esforço solicitante

ϕ = Coeficiente de minoramento da resistência admissível

$$N_n = A_e \cdot f_u$$

$$A_e = Ct \cdot A_n$$

$$A_n = A_g - \sum A_{\text{furos}} + \sum \frac{s^2}{4 \cdot g} \cdot t$$

A_{furos} = Área de seção ocupada pelo furo

s = Espaçamento longitudinal entre dois furos consecutivos

g = Espaçamento transversal entre dois furos consecutivos

t = Espessura da peça

f_u = Limite de resistência à tração

Os valores de C_t estão discriminados na tabela abaixo:

Tabela 1 - Valores de C_t

$C_t = 1,00$	Quando a transmissão de esforços é feita por todos os elementos da peça.
$C_t = 0,90$	Para perfis I e H onde $b_f \geq \frac{2}{3} \cdot d$ e perfis T cortados desses perfis, com ligações nas mesas, tendo, no caso de ligações parafusadas, o número de parafusos ≥ 3 por linha de furação na direção da sollicitação. Onde b_f é a largura da mesa e d a altura do perfil.
$C_t = 0,85$	Para perfis I e H onde $b_f < \frac{2}{3} \cdot d$, perfis T cortados desses perfis e todos os demais perfis, incluindo barras compostas, tendo, no caso de ligações parafusadas, o número de parafusos ≥ 3 por linha de furação na direção da sollicitação.
$C_t = 0,75$	Todos os casos quando houver apenas 2 parafusos por linha de furação na direção da sollicitação.

Quando se for utilizar ligações parafusadas devemos posiciona-los de maneira a respeitar a distância mínima entre centros de furos de $2,7 \cdot d$ mas com um valor mais usual em $3 \cdot d$, e também obedecer a distância mínima à borda, estabelecida de acordo com a tabela abaixo:

Tabela 2 - Distância mínima entre o centro do furo e as bordas das chapas

Diâmetro d do furo	Distância à borda cortada com serra ou tesoura (mm)	Distância à borda laminada ou cortada a maçarico (mm)
$\frac{1}{2}$ "	22	19
$\frac{5}{8}$ "	29	22
$\frac{3}{4}$ "	32	26
$\frac{7}{8}$ "	38	29
1"	44	32
$1\frac{1}{8}$ "	50	38
$1\frac{1}{4}$ "	57	41
$>1\frac{1}{4}$ "	$1,75d$	$1,25d$

2.2.2 Peças comprimidas

Para o dimensionamento de peças comprimidas, temos como principal mecanismo de falha a flambagem da peça, esta sendo global ou localizada em uma fração da peça. O parâmetro utilizado para relacionar a geometria da barra com a flambagem é o parâmetro de esbeltez λ , sendo:

$$\lambda = \frac{k \cdot L}{r}$$

Onde:

k = Parâmetro de flambagem (ver tabela 3).

r = Menor raio de giração da peça.

L = Comprimento da barra.

Tabela 3 - Comprimentos de flambagem

A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 	(f) 
Valores teóricos de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	   	Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres				

O parâmetro de esbeltez λ é limitado a um valor máximo:

$$\lambda_{máx} = 200 \text{ (NB - 14 - Item 5.3.5)}$$

2.2.2.1 Carga crítica de flambagem:

Definimos como carga crítica de flambagem a carga a partir da qual a peça que esta sendo comprimida mantém-se em posição indiferente.

Segundo Euler, para uma barra bi-rotulada a carga crítica de flambagem se determina através da equação:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{fl}^2}$$

Chamando o parâmetro de esbeltez:

$$\lambda = \frac{kL}{r}$$

Sendo:

$$L_{fl} = k L$$

Chegamos a uma equação da carga crítica de flambagem:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E A}{\lambda^2}$$

Assim temos que a tensão crítica é definida por:

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

2.2.2.2. Dimensionamento de peças comprimidas:

Para o dimensionamento de peças comprimidas utilizamos a equação:

$$N_d \leq N_n \varphi_c$$

$$N_d = 1,4 \cdot N$$

$$N_n \varphi_c = \rho Q N_y = \rho Q A_g f_y \varphi_c = 0,9$$

onde:

N = Força de compressão

N_d = Força de dimensionamento

N_n = Força de compressão máxima resistida pela peça

ρ = Coeficiente de redução que considera a flambagem global

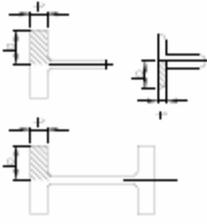
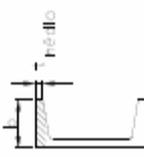
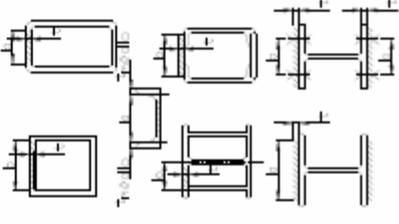
Q = Coeficiente de redução que considera a flambagem local

A_g = Área bruta

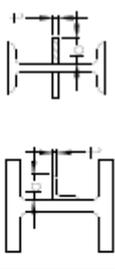
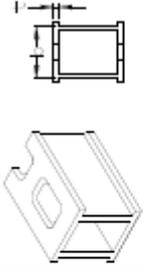
f_y = Tensão de escoamento do aço

Para relações b/t menores que as apresentadas na Tabela 1 consideramos $Q = 1,00$, para valores de b/t maiores que os permitidos por esta tabela, ver o Anexo E da NB – 14.

Tabela 4 - Relações b/t NBR 8800

Casos	Descrição do elemento	Elementos	Classe	Tipo de solicitação na seção ^(a)	(b/t) _{max}	f _y			Aplicações/ Limitações
						f _y =250	f _y =290	f _y =345	
1	Mesas de perfis "I", "H" e "T". Abas em projeção de cantoneiras duplas ligadas continuamente		1	Me N	$0,30 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	8,5	8	7	Aplicáveis somente a perfis "I" e "H"
			2	M	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	11	10	9	
			3	N	$0,55 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	16	15	13	
2	Mesas de perfis "U"		1	—	Não aplicável	—	—	—	
			2	M	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	11	10	9	
			3	N	$0,55 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	16	15	13	
3	Mesas de seção caixão quadradas e retangulares, ou de seções tubulares com paredes de espessura uniforme; almas de perfis "U"; chapas contínuas de reforço de mesas, entre linhas de parafusos ou soldas. Todos esses elementos sujeitos à compressão		1	Me N	$0,94 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	27	25	23	Perfis tubulares
			2	Me N	$112 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	32	30	27	Exceto perfis "U"
				M	$112 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	32	30	27	
3			3	N	$138 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	40	37	34	Perfis tubulares
					$147 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	42	39	36	

Casos	Descrição do elemento	Elementos	Classe	Tipo de solicitação na seção	(b/t) _{max}	f _y			Aplicações/ Limitações										
						f _y =250	f _y =290	f _y =345											
4	Elementos tubulares de seção circular.		1	M e N	$0,064 \frac{E}{f_y}$	52	45	38											
										2	62	52							
										3	90	78	65						
5	Almas sujeitas à compressão, uniforme ou não, contidas ao longo de ambas as bordas longitudinais. A flexão considerada é relativa ao eixo perpendicular à alma, e a maior tensão de		1 ^(b)	M	$235 \frac{E}{f_y}$	67	63	57	Somente para perfis "I", "H" e caixa duplamente simétricos										
										M e N	$235 \frac{E}{f_y} \left(1 - 180 \frac{N_y}{\theta_y N_x} \right)$	—	—						
														M	$147 \frac{E}{f_y}$	42	39	36	
										2 ^(b)	$350 \frac{E}{f_y}$	100	93						85
3	42	39	36																
6	Almas de perfis "T".		3	N	$147 \frac{E}{f_y}$	42	39	36	Para: N _y /(N _x N _y) ≤ 207										
										3	21	20	18	Para: 207 > N _y /(N _x N _y)					
7	Abas de cantoneiras simples; abas de cantoneiras duplas providas		3	N	$0,44 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	13	12	11											

Casos	Descrição do elemento	Elementos	Classe	Tipo de solicitação na seção	$(bit)_{máx}$	Aplicações/ Limitações		
						$f_y=250$	$f_y=290$	$f_y=345$
8	Abas em projeção de cantoneira ligadas continuamente com o perfil principal; enrijecedores de		3	N	$0,55 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	16	15	13
9	Larguras não suportadas de chapas perfuradas de mesas com sucessão de aberturas de acesso.		3	N	$1,85 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	53	49	45

Notas: (a) N = Força Normal

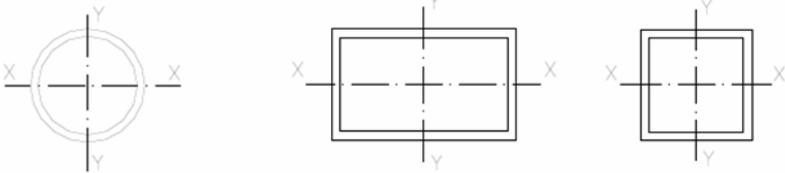
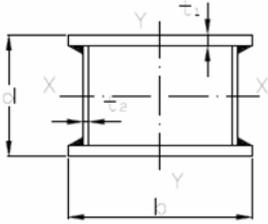
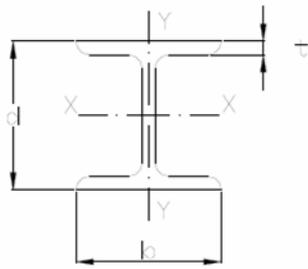
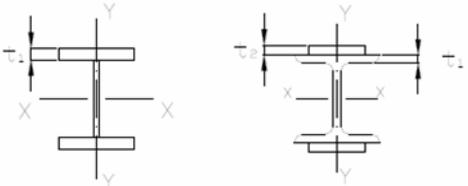
M = Momento fletor

(b) $\phi_c = 0,90$; N_d = Força normal de compressão de cálculo

Para a determinação do valor de ρ utilizamos a equação abaixo para determinar $\bar{\lambda}$ para através dele, retiramos o valor de ρ da Tabela 4 da NB – 14.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{Q f_y}{E}}$$

Tabela 5 - Curvas de flambagem NBR 8800

Seção transversal		Flambagem em torno do eixo	Curva de flambagem (A)	
Perfil tubular 		x - x y - y	a	
Perfil caixão soldado 	Soldas de grande espessura	$b/t < 30$	x - x	
		$d/t_2 < 30$	y - y	
	Outros casos		x - x y - y	b
Perfis "I" ou "H" laminados 	$d/b > 1,2$ 40mm	$t \leq$	x - x y - y	a b (a)
	$d/b \leq 1,2$ 40mm	$t \leq$	x - x y - y	b (a) c (b)
	$t > 40\text{mm}$		x - x y - y	d
Perfis "I" ou "H" soldados 	$t_i \leq 40\text{mm}$		x - x y - y	b c
	$t_i > 40\text{mm}$		x - x y - y	c d
"U", "L", "T" e perfis de seção cheia 		x - x y - y	c	

2.2.3. Peças fletidas:

Para o dimensionamento de peças sujeitas a flexão foi utilizada a expressão a seguir:

$$M_d \leq \varphi_b M_n$$

onde:

$$M_d = 1,4 \times M$$

φ_b = Coeficiente de segurança para a flexão

M_n = Momento fletor resistente

2.2.3.1 Classificação da flexão em barras

Flexão pura:

Neste caso temos atuante na barra apenas o momento fletor. A flexão pura pode ser dividida em:

Reta – Neste caso o plano de atuação do momento fletor coincide com um dos planos principais de inércia.

Obliqua – Neste caso o plano de atuação do momento fletor é inclinado em relação aos planos principais de inércia.

Flexão simples:

Neste caso temos como esforço interno solicitante apenas o momento fletor e força cortante.

Flexão composta:

Neste caso o momento fletor atua com, ou sem, a força cortante combinada com a força normal ou o momento torsor ou ambos.

2.2.3.2. Dimensionamento

Para o dimensionamento de peças fletidas pela NB – 14, temos três possíveis casos:

Caso 1:

$$L_b \leq L_p$$

Caso 2:

$$L_p < L_b \leq L_r$$

Caso 3:

$$L_b > L_r$$

onde:

L_b = Comprimento do trecho sem contenção lateral

$$L_p = 1,75 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$L_r = \frac{19,9 r_T^2 d / A_f}{\lambda} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X^2}}$$

$$X = \frac{40,75}{C_b E} (f_y - f_r) (r_T d / A_f)^2$$

Para o caso 1:

$$M_n = M_{pi}$$

onde:

M_{pi} = Momento de plastificação

$$M_{pi} = f_y Z$$

Z = Módulo resistente plástico relativo ao eixo de flexão

Para o caso 2:

$$M_n = M_{pi} - (M_{pi} - M_r) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}$$

onde:

$$M_r = W_x (f_y - f_r)$$

f_r = Tensão residual, considerada igual a 115 MPa

Para o caso 3:

$$M_{cr} = M_{cr}$$

$$M_{cr} = C_b W_x \sqrt{f_1^2 + f_2^2}$$

$$f_1 = \frac{0,69 E}{L_b d / A_f}$$

$$f_2 = \frac{9,70 E}{(L_b / r_T)^2}$$

onde:

W_x = Módulo resistente elástico relativo ao eixo de flexão

r_T = Raio de giração, relativo ao eixo de menor inércia, da seção formada pela mesa comprimida mais um terço da região comprimida da alma

d = Distância entre faces externas das mesas (altura da seção)

A_f = Área da mesa comprimida

r_y = Raio de giração da seção transversal, relativo ao eixo de menor inércia

$$C_b = 1,75 + 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2,3$$

M_1 é o menor e M_2 o maior dos dois momentos fletores de cálculo nas extremidades do trecho não contido lateralmente

2.3. Ligações

Os tipos de ligações utilizadas no projeto da passarela foram:

- Ligações parafusadas

- Ligações soldadas

2.3.1. Ligações parafusadas

Existem dois tipos de parafusos destinados às ligações das estruturas metálicas, são eles:

Parafusos comuns

Fabricados em aço-carbono, designados como ASTM A307, ou apenas como A307. São usados para pequenas treliças, plataformas simples, passadiços, terças, vigas de tapamento, estruturas leves etc. Possuem um baixo custo, porém também tem baixa resistência.

Parafusos de alta resistência

Estes parafusos permitem dois tipos de ligações, por atrito e por contato.

Por atrito:

Neste tipo de parafuso temos uma protensão que é medida pelo torque dado na porca. A protensão faz com que as chapas a serem ligadas tenham uma grande resistência ao deslizamento relativo.

Por contato:

Nas ligações por contato, temos duas situações possíveis, uma com o plano de cisalhamento passando pela rosca do parafuso e outra onde o plano de cisalhamento passa forra da rosca do parafuso. Quando o plano de cisalhamento da ligação passa pela rosca, teremos uma resistência menor, já que na região da rosca temos uma seção de área reduzida em relação ao restante do parafuso.

2.3.1.1. Dimensionamento

Ligação por atrito:

Para as ligações por atrito temos como condição de dimensionamento a seguinte equação:

$$R_{ax} = \mu \xi (T_b + T)$$

onde:

T_b = Força mínima de protensão inicial no parafuso, dada na Tabela 19, ou por $T_b = 0,70 A_r f_u$

T = Força de tração no parafuso, calculada com base nas ações nominais, porém com a carga permanente multiplicada por 0,75 caso isto seja o mais desfavorável

μ = Coeficiente de atrito, para as diversas condições de superfície, conforme a Tabela 15

f_u = Resistência a tração do material do parafuso ou barra rosqueada especificada na tabela A-4

A_r = Área efetiva a tração

$$A_r = \frac{\pi}{4} d^2 \left(1 - K \frac{P}{d} \right)^2$$

d = Diâmetro nominal do parafuso ou barra rosqueada

P = Passo da rosca

$K = 0,9743$ rosca padrão UNC-parafusos ASTM e $K = 0,9382$ para padrão rosca métrica ISO grossa

ξ = Fator de redução, devido ao tipo de furo; 1,00 para furos padrão

Ligação por contato:

Para ligações por contato temos como requisito de dimensionamento a seguinte equação:

$$V_d \leq \varphi_v R_{nv}$$

onde:

$$V_d = 1,4 \times V$$

V = Carga de cisalhamento no parafuso ou barra rosqueada

R_{nv} = Resistência nominal ao corte do parafuso ou barra rosqueada

$\varphi_v = 0,65$ para parafusos ASTM A325 e ASTM A490 e $\varphi_v = 0,60$ para os demais parafusos e barras rosqueadas

Plano de cisalhamento passando pela rosca de parafusos A325 e A490:

$$R_{nv} = 0,42 A_p f_u$$

Plano de cisalhamento passando fora da rosca de parafusos A325 e A490:

$$R_{nv} = 0,60 A_p f_u$$

Tabela 7 - Valores de fu

Especificação		Limite de escoamento (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Diâmetro máximo (mm)	Tipo de material ^(B)
Parafusos	ASTM A 307	-	415	100	C
	ISO 898 classe 4.6	235	390	36	C
	ASTM 325 ^(A)	635	825	12,7 ≤ d ≤ 25,4	C,T
		560	725	25,4 < d ≤ 38,1	
ASTM A 490	895	1035	12,7 ≤ d ≤ 38,1	T	
Barras rosqueadas	ASTM A 36	250	400	100	C
	ASTM A 588	345	485	100	ARBL RC

^(A) Disponíveis também com resistência à corrosão atmosférica comparável à dos aços AR-COR-345, graus A e B, ou à dos aços ASTM A 588.

^(B) C = carbono

T = temperado

ARBL RC = alta resistência e baixa liga, resistente à corrosão.

Tabela 8 - Valores de μ NBR 8800

Condições de superfícies das partes parafusadas	μ
a) Superfícies laminadas limpas, isentas de óleos ou graxas, jateadas ou não, sem pintura	0,28 (os coeficientes de atrito para as condições "b", "c" e "d" são superiores a 0,28; entretanto, este valor deve ser usado nos cálculos para evitar a ocorrência de outros estados limites)
b) Superfícies galvanizadas por imersão a quente, com rugosidade superficial aumentada através da aplicação de jateamento ou escova de aço, após a galvanização e antes da montagem	
c) Superfícies jateadas e pintadas com tintas orgânicas ou inorgânicas ricas em zinco, conforme SSPC-PS 12.00	
d) Superfícies jateadas, metalizadas com zinco ou alumínio, conforme AWS C2.2 (sem utilizar tratamentos posteriores descritos na seção IV daquela norma)	
e) Superfícies nas quais seja aplicado banho vinílico conforme SSPC-PT 3	0,25

Tabela 9 - Distância mínima do centro de um furo padrão à borda

Diâmetro "d"		Borda cortada com serra ou tesoura (mm)	Borda laminada ou cortada a maçarico ^(B) (mm)
ASTM	ISSO		
	M 12	21	18
1/2"		22	19
5/8"	M 16	29	22
3/4"		32	26
	M 20	35 ^(C)	27
7/8"	M 22	38 ^(C)	29
	M 24	42	31
1"		44	32
1 1/8"	M 27	50	38
	M30	53	39
1 1/4"		57	41
	M33	58	42
1 1/4"	M33	1,75d	1,25d

(A) Parafusos alargados ou alongados ver 7.3.7.2.

(B) As bordas cortadas a maçarico devem ser lisas e isentas de entalhes.

(C) Nas extremidades de cantoneiras de ligação de vigas, esta distância pode ser igual a 32 mm.

Tabela 10 - Força de protensão mínima em parafusos

Diâmetro do parafuso em polegadas	ASTM	
	A325	A490
1/2"	53	66
5/8"	85	106
3/4"	125	156
7/8"	173	216
1"	227	283
1 1/8"	250	357
1 1/4"	317	453
1 1/2"	460	659

(A) Igual a 70% da resistência mínima à tração especificada para o parafuso = $0,70 A_r f_u$ (A_r e f_u conforme itens 7.3.1.2 e 7.3.2.2, respectivamente).

2.3.2. Ligação soldada

“A solda é a união de materiais” (Fonseca & Pinheiro, 2001), que é obtida pela fusão dos materiais adjacentes. A utilização de ligações soldadas necessita de um operário especializado.

2.3.2.1. Classificação das soldas

A solda é um processo que tem diversos tipos de apresentação, que variam de acordo com sua posição, tipo, continuidade e processo executivo.

Tipos de solda:

Entalhe (solda de chanfro).

Filete (cordão de solda).

Tampão (para furos e rasgos).

Classificação das ligações soldadas quanto à sua continuidade:

Soldas contínuas: têm o comprimento ininterrupto.

Soldas intermitentes: são descontínuas ao longo de sua extensão.

Soldas ponteadas: não são estruturais, servem para manter os componentes em alinhamento até a solda definitiva.

Classificação das ligações soldadas quanto a posição de soldagem:

Plana

Horizontal

Vertical

Sobrecabeça

2.3.2.2. Dimensionamento

Para o dimensionamento de soldas de filete, temos que fazer duas verificações:

- Resistência do metal da solda

$$R_n = (0,6 f_w) A_w; \varphi = 0,75$$

$$A_w = t \Delta L$$

- Resistência do metal base

$$R_n = (0,6 f_y) A_{MB}; \varphi = 0,9$$

$$A_{MB} = s \Delta L$$

onde:

f_w = Resistência nominal à ruptura por tração do eletrodo

t = Espessura da garganta efetiva

s = Comprimento da perna da solda (face de contato)

ΔL = Comprimento efetivo do filete

Para a utilização da solda de filete devemos respeitar as condições mostradas nas tabelas abaixo:

Tabela 11 - Dimensões nominais mínimas de soldagem

Maior espessura do metal base na junta	Dimensão nominal mínima da solda de filete (mm) (Em um único passe)
$\leq 6,35\text{mm}$	3
$6,35\text{mm} < t \leq 12,5\text{mm}$	5
$12,5\text{mm} < t \leq 19,0\text{mm}$	6
$> 19,0\text{mm}$	8

Tabela 12 - Dimensões nominais máximas de soldagem

Ao longo de bordas de material com espessura	Dimensão nominal máxima
Inferior a 6,35 mm	Não mais que a espessura do material
Igual ou superior a 6,35 mm	Não mais que a espessura do material subtraída de 1,5 mm, exceto se houver especificação no projeto

Tabela 13 - Resistência da solda por unidade de comprimento

Eletrodo	f_w (MPa)	q' (KN/mm) $s = \Delta L = 1 \text{ mm}$
E60xx	415	0,1320
E70xx	485	0,1542
E80xx	550	0,1749

2.4. Pressão dinâmica devido ao vento

A pressão dinâmica sofrida pela estrutura devido ao vento, é determinada de acordo com procedimentos determinados pela NBR 6123.

Para determinar a pressão gerada pelo vento sobre a estrutura, devemos determinar a velocidade característica do vento para a situação em que esta estrutura ficará exposta ao vento, assim temos que,

$$V_k = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \cdot V_0$$

onde:

V_k = velocidade característica do vento

V_0 = velocidade básica do vento

S_1 = fator topográfico

S_2 = fator rugosidade do terreno, dimensões e altura sobre o terreno

S_3 = fator estatístico

A velocidade básica do vento V_0 é a velocidade de uma rajada de 3 segundos de duração, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno.

A velocidade básica do vento é determinada com a ajuda de um mapa do Brasil, que contém Isopletas da velocidade básica do vento.

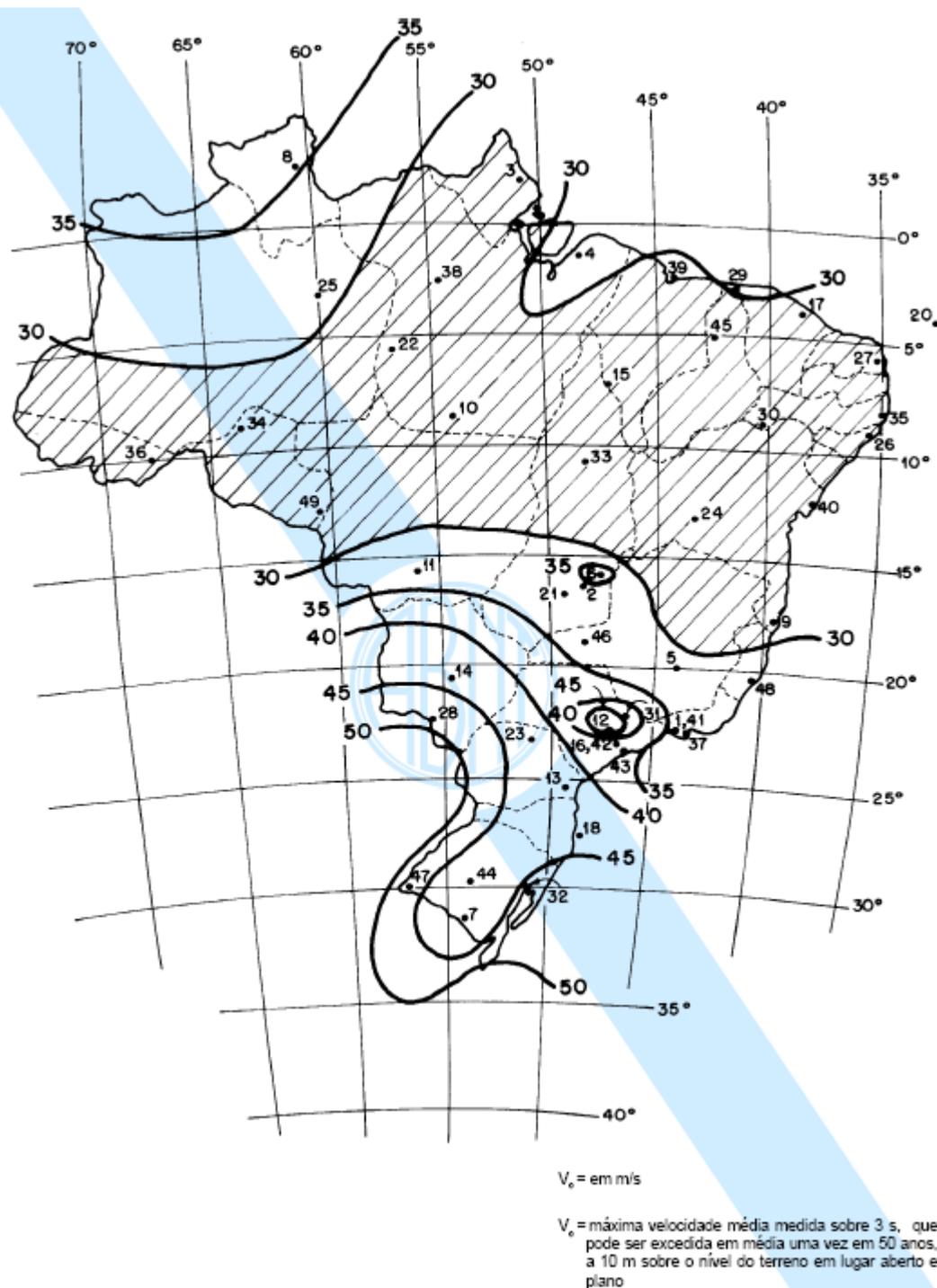


Figura 1 - Isopletas da velocidade básica do vento

O fator S_1 , chamado de fator topográfico, é determinado conforme indicado abaixo,

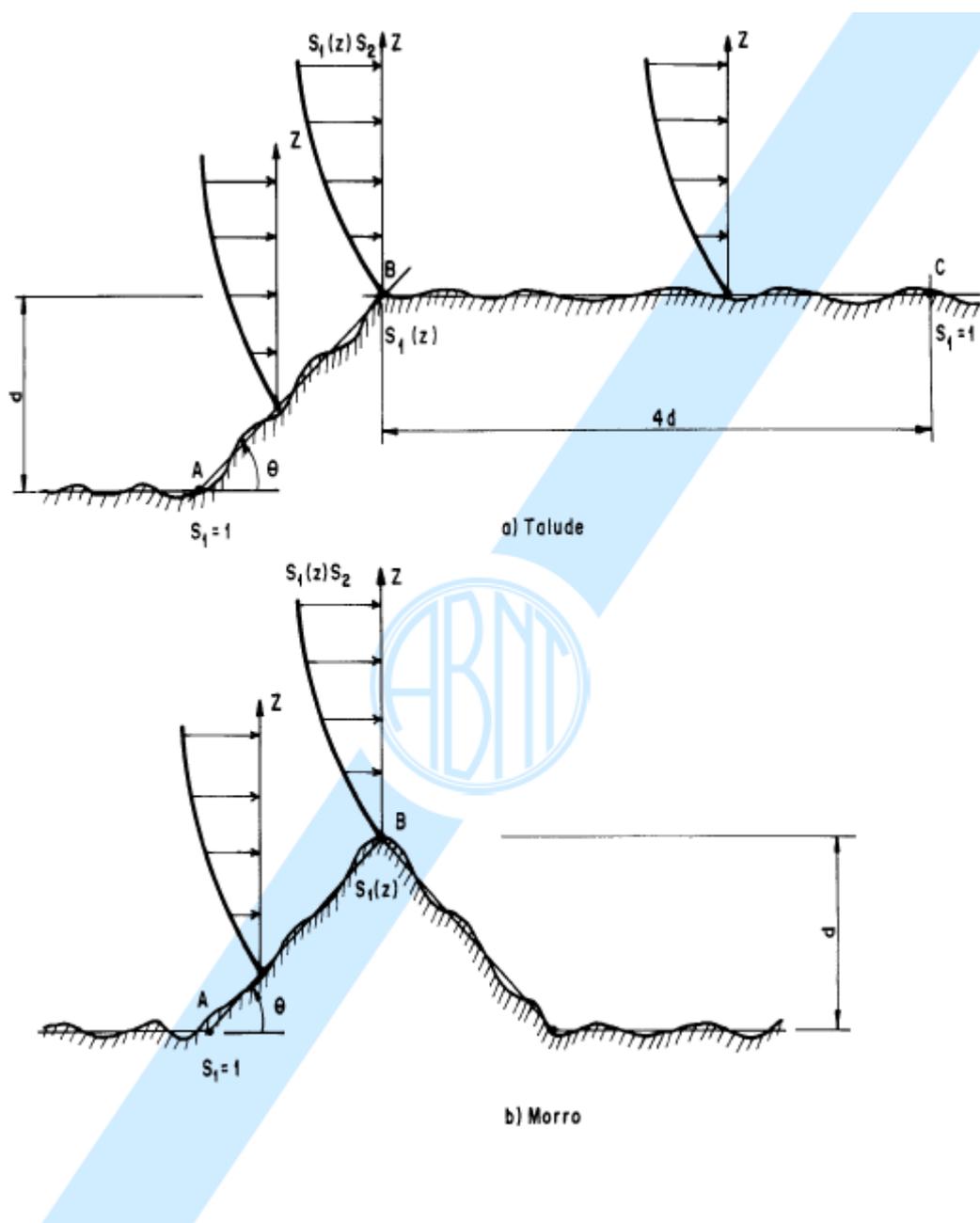


Figura 2 - Fator topográfico S_1

O fator de rugosidade do terreno, dimensões e altura sobre o terreno classifica a estrutura em categorias e classes.

Após identificar a categoria e a classe do projeto, com auxílio de uma tabela se obtêm o valor do fator K_z .

Categorias: classificação da rugosidade do terreno.

Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medidos na direção e sentido do vento incidente.

- Lagos e rios;
- Pântanos sem vegetação;

Categoria II: Terrenos abertos em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas, a cota média do topo dos obstáculos é de 1,00m.

- Zonas costeiras planas;
- Pântanos com vegetação rala;
- Campos de aviação;
- Pradarias e chamecas;
- Fazendas sem sebes ou muros;

Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas, a cota média do topo dos obstáculos é de 3,00m.

- Granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos;
- Fazendas com sebes e/ou muros;
- Subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas;

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizados, a cota média do topo dos obstáculos é de 10,00m.

- Zonas de parques e bosques com muitas árvores;
- Cidades pequenas e seus arredores;

- Subúrbios densamente construídos de grandes cidades;
- Áreas industriais plenas ou parcialmente desenvolvidas;

Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados, a cota média do topo dos obstáculos é de 25,00m.

- Florestas com árvores altas de copas isoladas;
- Centro de grandes cidades;
- Complexos industriais bem desenvolvidos;

Classes: classificação das dimensões do edifício.

Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20m.

Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20m e 50m.

Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50m.

Assim, após classificarmos a estrutura em uma categoria e classe, retiramos o valor de S_2 na tabela a seguir.

Tabela 14 - Fator S_2

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,78	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,08	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,26	1,26	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

O fator estatístico divide as estruturas em cinco grupos, separados por características como grau de segurança requerido e vida útil. Os cinco grupos são os apresentados abaixo.

Tabela 15 - Fator S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

A pressão exercida pelo vento sobre as estruturas é calculada com o auxílio da equação.

$$q = 0,613 V_k^2$$

onde:

q = Pressão dinâmica devido ao vento (N/m²)

V_k = Velocidade característica do vento (m/s)

3. ESTRUTURAS ESTAIADAS

As estruturas estaiadas surgiram por volta de 1938 na Alemanha como uma derivação das pontes suspensas. Uma das pontes estaiadas mais famosas do mundo é a ponte Severin em Colônia, na Alemanha, construída em 1960, tem um vão livre de 350 m. Em geral pontes estaiadas são eficientes para vãos acima de 300 m.



Figura 3 - Ponte Severin, Colônia, Alemanha

As estruturas estaiadas tem como peculiaridade um jogo de compensação de cargas, que é o seu grande trunfo.

Quando esta solução estrutural é utilizada em grandes pontes, fica claro durante o processo construtivo o equilíbrio de cargas que há nestas estruturas, a construção inicia pelas torres, em seguida são construídos trechos do tabuleiro simétricos quanto as torres, trechos que geralmente tem o comprimento necessário para alcançar o próximo ponto de fixação dos cabos. Mas como o vão central é maior que os laterais, faltariam trechos para compensar estes últimos trechos centrais.

Para que a ponte não perca seu equilíbrio, é lançado um cabo, geralmente mais espesso que os demais cabos, que pode não ser fixado em um trecho da ponte, mas fixo no solo. Esse cabo serve como compensação para os trechos sem par simétrico da parte central da ponte, assim evitamos de que haja o surgimento de momentos fletores que levariam as torres a tombarem uma na direção da outra, e estes trechos extras do centro da ponte garantem que não ocorra o efeito contrário caso haja um distribuição de carga maior nos vãos laterais que no central.

3.1. Software utilizado

O software utilizado para a análise estrutural da passarela, assim como o cálculo das solicitações e reações foi o SAP, versão 11.0. O SAP é uma ferramenta capaz de analisar estruturas tridimensionais, além de possibilitar, um refinamento da análise, ao facilitar a introdução de cargas pré-estabelecidas, assim como restrições individuais dos graus de liberdade da estrutura, apoios móveis e apoios flexíveis.

O software tem como origem os Estados Unidos da América, e possibilita que se trabalhe com uma grande variedade de unidades, tornando os valores numéricos expressos em grandezas com a qual o usuário esta acostumado.

3.2 Modelos existentes

Estruturas estaiadas, principalmente pontes e passarelas, podem ser consideradas verdadeiras obras de arte do homem moderno, as figuras 31 a 38 mostram alguns exemplos.



Figura 4 - Ponte Ilverich, Alemanha



Figura 5 - Detalhe da ligação cabo tabuleiro na ponte Ilverich



Figura 6 - Ponte sobre o Rio Sergipe, Aracajú/SE



Figura 7 - Viaduto de Millau, França



Figura 8 - Ponte da Normandia, França



Figura 9 - Ponto sobre o rio Antirio, Grécia



Figura 10 - Ponte de Donghai, China



Figura 11 - Ponte de Erasmusbrug, Holanda

4. Exemplo aplicado

4.1. Arquitetura

O objeto principal deste Trabalho de Conclusão de Curso, é uma passarela metálica estaiada, com o desafio de vencer um vão de 35,00 m, passando sobre a Avenida Beira Rio, mas antes de se comentar mais sobre a passarela, explicaremos o motivo pelo qual foi escolhido este assunto.

A inspiração para a escolha deste tema surgiu durante uma visita técnica a pontes e túneis na Argentina e Uruguai realizada pela universidade, organizada pelo professor Me. Engº Almir Schäffer, e acompanhada pelo professor, e orientador deste Trabalho, Esp. Engº Felipe Brasil Viegas.



Figura 12 - Ponte de Rosário, Argentina

Após definida a posição da torre de sustentação da passarela, a 7,00 m do início do tabuleiro e a 28,00 m do seu final.

Um índice para pré-dimensionamento da altura dos pilares indica que a altura do pilar acima do tabuleiro é proporcional a 1/6 do vão a ser vencido entre as torres,

como este projeto tem somente uma linha de pilares, este índice passa para 1/3 do vão.

Seguindo esta proporção, para o vão de 28,00 m, teríamos uma torre de 9,33 m acima do tabuleiro. A altura adotada foi de 18,25 m acima do tabuleiro, decisão tomada para diminuir o ângulo de inclinação dos cabos, deixando eles o mais próximo da vertical possível, diminuindo a carga axial aplicada neles, isto porque trabalharemos com barras de aço classificação ASTM A-588, aço estrutural resistente à ação do clima, que possui tensão admissível de 34,50 KN/cm², enquanto cabos especiais para estaiamento admitem tensões de mais de 120 KN/cm².

A disposição dos cabos duplos foi inspirada em uma passarela estaiada no município de Bombinhas, estado de Santa Catarina, Brasil.



Figura 13 - Passarela estaiada, Bombinhas, Brasil

A quantidade de cabos foi influenciada pela passarela de pedestres mostrada na figura 27, que possui uma quantidade menor de cabos que o inicialmente lançado no projeto da passarela.



Figura 14 - Passarela de Schillersteg, Alemanha

A disposição dos cabos é a mistura de duas técnicas diferentes de lançar os cabos, a disposição em leque, mostrado na figura 28, e a disposição em harpa mostrado na figura 29.

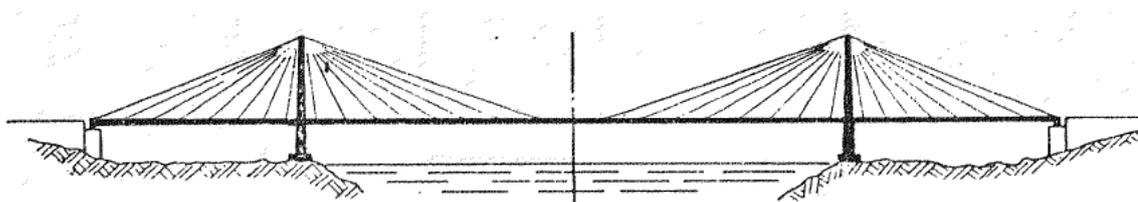


Figura 15 - Ponte estaiada com cabos em forma de leque

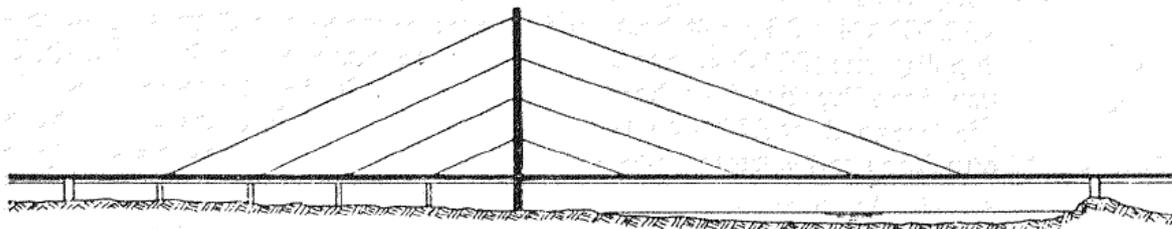


Figura 16 - Ponte estaiada com cabos em forma de harpa

O guarda-corpo da passarela esta projetado 1,40 m acima do piso do tabuleiro, formado por perfis metálicos de seção circular.

4.1.1. Localização

O local escolhido para o projeto foi a Avenida Beira Rio, em frente ao Parque Gigante, do Sport Club Internacional na cidade de Porto Alegre, estado do Rio Grande so Sul, Brasil.

Este local foi escolhido dentre diversos pontos da cidade por ter uma maior área livre para o desenvolvimento do projeto, e também por o local ser um ponto turístico esportivo da cidade, já que a passarela se encontrará a uma pequena distância do estádio do Sport Club Internacional, o Estádio José Pinheiro Borda, popularmente conhecido como Beira-Rio.

Com o auxílio de uma imagem aérea, indicamos na figura 39 o local escolhido para abrigar a passarela.



Figura 17 - Localização da passarela

4.1.2. Necessidade

Outro fato avaliado para a escolha do local foi a necessidade de uma passarela, fato positivo para a escolha feita.

O fato de a Avenida Beira Rio separar o estacionamento do clube, nas imediações do estádio, da sede social do clube, às margens do Lago Guaíba, onde se encontram piscinas, quadras esportivas entre outros atrativos, torna quase que obrigatório aos sócios do clube atravessar a pé a avenida.

Por causa da grande movimentação de crianças, a prática de se atravessar uma avenida de grande fluxo como é a avenida em questão, torna evidente a necessidade de um meio de ligação segura para pedestres entre os dois lados da avenida.

A escolha de uma alternativa aérea, ou seja, passando por cima da avenida, fica mais reforçada ao se ter conhecimento que a avenida atua também como um dique, para que as águas do Guaíba não inundem e danifiquem os terrenos adjacentes em suas cheias, dificulta o projeto de um túnel para a mesma finalidade.

4.2. Dimensões finais

A passarela possui 35 de comprimento, tendo um vão principal de 28 m de comprimento. O tabuleiro tem 5 m de largura, e está situado a 5,70 m sobre a avenida respeitando a altura mínima livre de 5,50 m.

A laje do tabuleiro será do tipo pré-moldada, fabricada pela Preconcretos, especificação 12SS, pode vencer um vão entre apoios de 5,85 m com uma carga accidental de 5,00 KN/m², tem 12 cm de espessura, 60 cm de largura e 5 m de comprimento. Serão necessárias 59 peças para compor o tabuleiro, com um peso final de 35.000 kgf.

Para revestir todo o tabuleiro serão necessárias 58 peças de 60 cm de largura por 5 m de comprimento e uma peça de 20 cm de largura por 5 m de comprimento.

As lajes que formam o tabuleiro se apóiam sobre vigas metálicas de seção I, com 60,8 cm de altura total por 22,8 cm de larguras das mesas, sob a especificação W 610 x 113, fabricado pela Gerdau.

O tabuleiro conta com travamentos transversais em cada ponto de apoio, travamento feito com o perfil W 250 x 28,4, também fabricado pela Gerdau.

Os travamento diagonais do tabuleiro será constituído de uma peça com seção caixão, com dimensões externas de 20 cm por 20 cm, formado por chapas de aço soldadas.

As torres são formadas por uma seção caixão de 1,00 m por 40 cm, enrijecido com uma chapa central, formado por chapas soldadas. As torres tem uma altura final de 22,25 m

Os cabos de sustentação são barras circulares fabricadas pela Gerdau no diâmetro de 31,75 mm, com uma das pontas rosqueadas para ligação ao tabuleiro e a outra extremidade soldada a peça de ligação com a torre.

Os cabos de ré te diâmetro de 46 mm e tem suas ligações semelhantes aos cabos de sustentação.

O peso final da estrutura de aço é de 35.800 kgf.

Todos os perfis e chapas empregados no projeto da passarela são do padrão ASTM A-588, aço carbono estrutural de alta resistência e baixa liga, possui alta resistência a corrosão atmosférica.

Na produção do aço ASTM A-588 deve ser respeitada as taxas de elementos químicos mostradas na tabela 21.

Tabela 16 - Comparativo de composição química e propriedades mecânicas de aços ASTM

Elemento Químico	ASTM A36 (perfis)	ASTM A572 (Grau 50)	ASTM A588 (Grau B)	ASTM A242 (Chapas)
%C máx.	0,26	0,23	0,20	0,15
%Mn	... ⁽¹⁾	1,35 máx.	0,75-1,35	1,00 máx.
%P máx.	0,04	0,04	0,04	0,15
%S máx.	0,05	0,05	0,05	0,05
%Si	0,40	0,40 máx. ³	0,15-0,50	...
%Ni	0,50 máx.	...
%Cr	0,40-0,70	...
%Mo
%Cu	0,20 ²	...	0,20-0,40	0,20 mín.
%V	0,01-0,10	...
(%Nb + %V)	...	0,02-0,15
Limite de escoamento (MPa)	250 mín.	345 mín.	345 mín.	345 mín.
Limite de resistência (MPa)	400-550	450 mín.	485 mín.	480 mín.
Alongamento Após ruptura, % (lo = 200mm)	20 mín.	18 mín.	18 mín.	18 mín.

(1): Para perfis de peso superior a 634 kg/m, o teor de manganês deve estar situado entre 0,85 e 1,35% e o teor de silício entre 0,15 e 0,40%.

(2): Mínimo quando o cobre for especificado.

(3): Para perfis de até 634 kg/m.

(4): Espessuras entre 20 mm e abaixo.

Na tabela 22 estão relacionados os fabricantes e os padrões de aços patináveis que cada um produz.

Tabela 17 - Os aços patináveis produzidos no Brasil

EMPRESA	AÇO
BELGO MINEIRA	ASTM A588
COSIPA	COS AR COR 300, COS AR COR 350, ASTM A242, ASTM A588
CSN	CSN CSN-COR 420, CSN-COR 500
CST	ASTM A242
GERDAU	ASTM A588
AÇOMINAS	
USIMINAS	USI-SAC-300, USI-SAC-350, USI-FIRE-350, ASTM A242, ASTM A588
V&M	VMB 250 COR, VMB 300 COR, VMB 350 COR

A figura 30 apresenta um diagrama de derivações da produção do aço carbono estrutural.

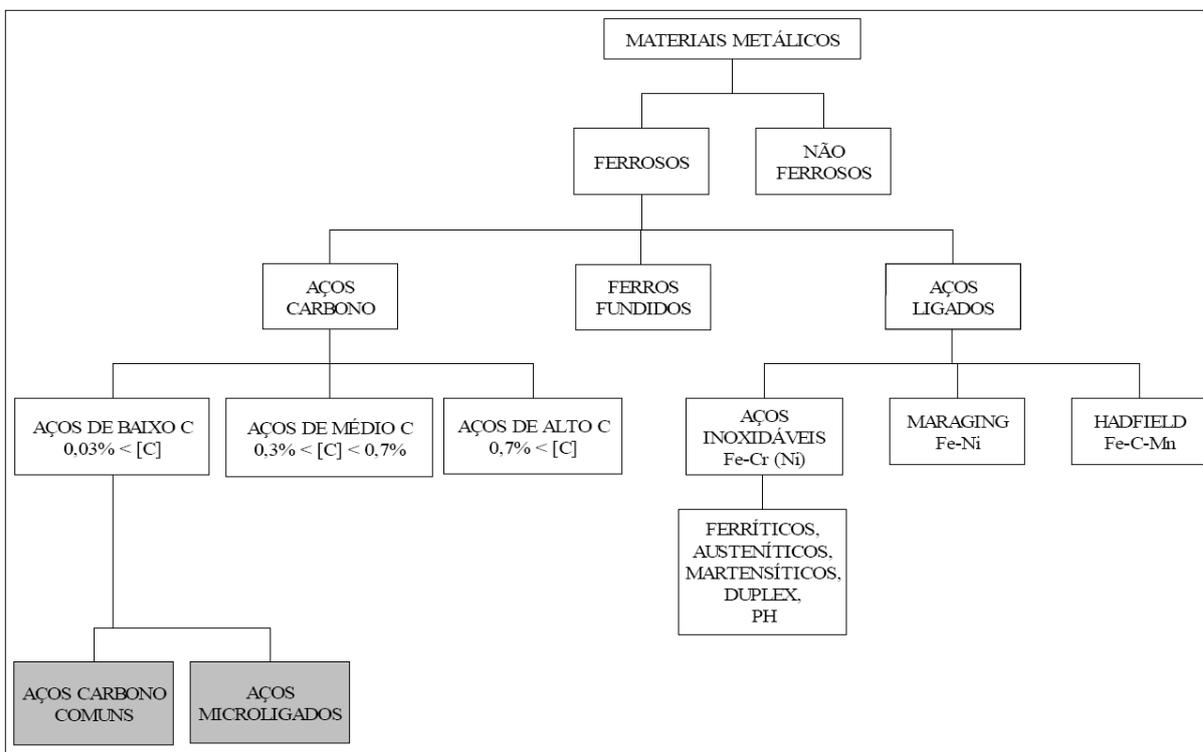


Figura 18 - Diagrama esquemático da produção de aço carbono

O aço é a liga entre o ferro e o carbono, porém, a adição de outros elementos químicos pode alterar as características do aço, como mostrado na tabela 23.

Tabela 18 - Influência de elementos químicos no aço carbono

ELEMENTO	SOLUÇÃO SÓLIDA	FORMANDO CARBONETOS	TAMANHO DE GRÃO	TEMPERATURA DE TRANSFORMAÇÃO A ₁	TENACIDADE	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	RESISTÊNCIA À CORROSÃO	SOLDABILIDADE
Si	SIM	NÃO	↗	↗	↗	↗	↗	↘
Mn	SIM	NÃO	↗	↘	↗	↗	---	↘
Cr	PARTE	PARTE	↗	↗	↗	↗	↗	↘
Ni	SIM	NÃO	REFINA	↘	↗	↗	↗	↘
Cu	SIM	NÃO	REFINA	↘	↘	↗	↗	↘
V	NÃO	SIM	REFINA	↗	↗	---	---	---
W	NÃO	SIM	REFINA	↗	↗	---	---	---
Co	SIM	NÃO	IMPEDE AUMENTO	---	---	---	---	---
Mo	NÃO	SIM	IMPEDE AUMENTO	↗	↘	↗	↗	↗

↗ Indica melhora da característica indicada

↘ Indica perda na característica indicada

4.3 Modelo estrutural

O modelo estrutural da passarela, por ser uma estrutura estaiada, tem características especiais, como a utilização da carga de deformação, utilizada com o princípio de se anular a deformação existente no tabuleiro devido ao peso próprio da estrutura.

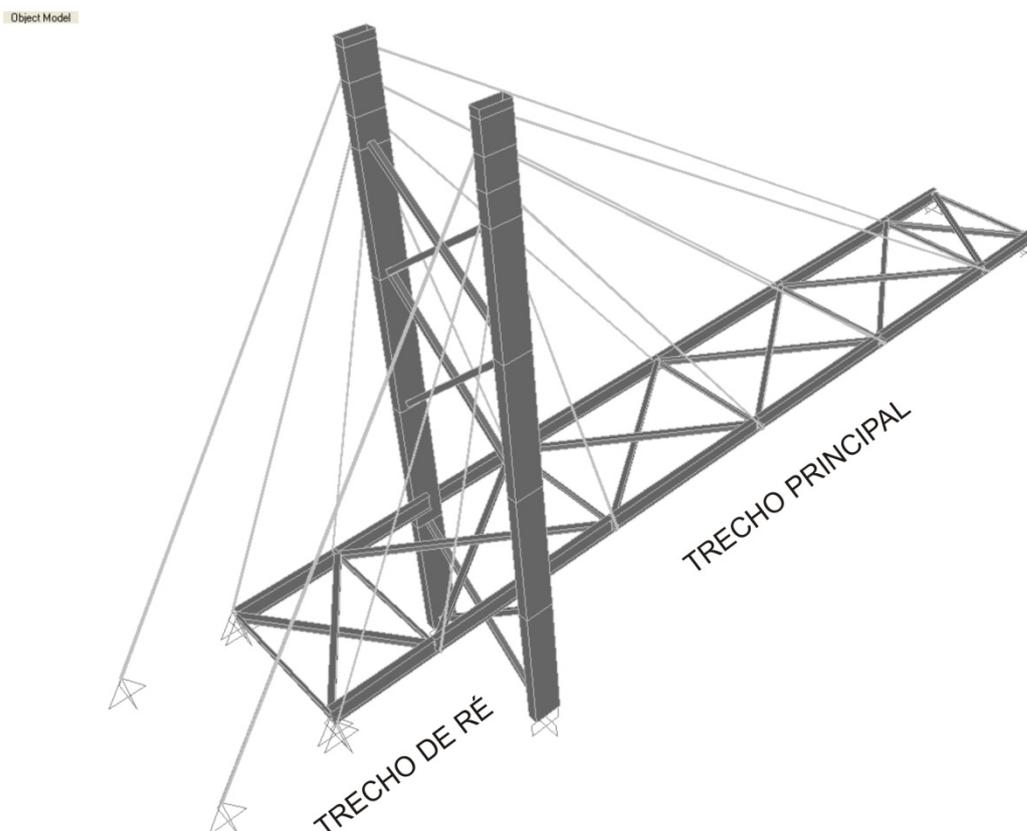


Figura 19 - Modelo estrutural

As vinculações utilizadas foram definidas de modo que representassem da melhor maneira possível a solução de ligações escolhida, ajuste necessário para o correto funcionamento da estrutura estaiada, assim podendo aproveitar ao máximo as vantagens oferecidas pelo modelo de estrutura.

Como no dimensionamento foi considerado a utilização de cabos duplos, as propriedades mecânicas do cabo apresentado no software foram calculadas para que se tivesse um diâmetro representativo dos dois diâmetros dimensionados.

Simplificação possível já que os esforços representativos nos cabos são forças axiais.

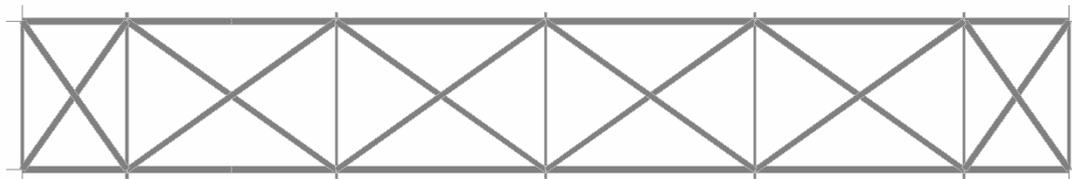


Figura 20 - Vista superior do tabuleiro metálico

O projeto de uma estrutura estaiada também se difere de obras convencionais quando se trata das composições de cargas analisadas, devido ao delicado equilíbrio existente na estrutura, devemos avaliar o seu comportamento principalmente quando se trata de cargas não simétricas. Assim são 9 casos de carga, que geram 10 combinações de carga diferentes.

Object Model

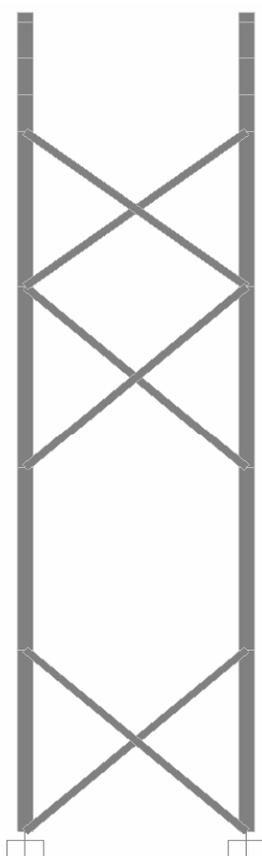


Figura 21 - Vista frontal das torres

4.3.1. Cargas

- Peso próprio:

O software incorpora o peso da estrutura lançada nas reações finais automaticamente. Para o tabuleiro, que será constituído de lajes Roth, foi necessário a criação de um carregamento referente ao peso destas lajes.

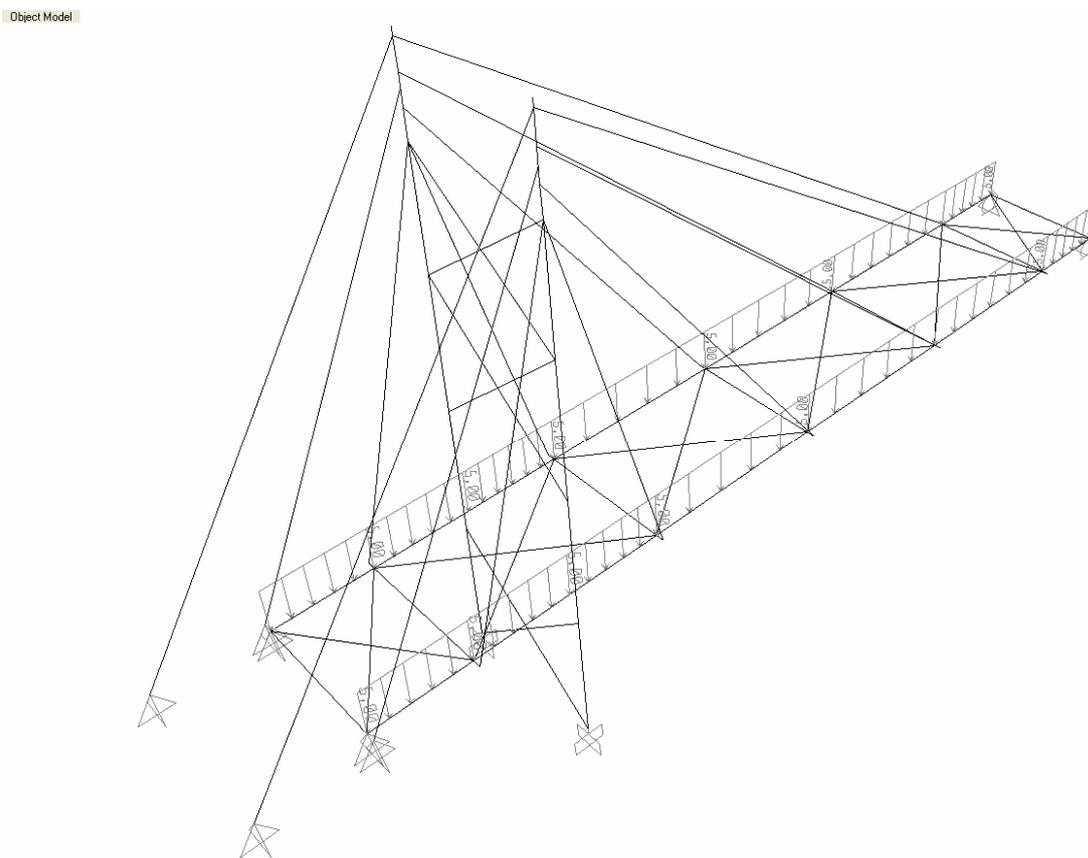


Figura 22 - Carregamento do peso próprio

- Carga accidental plena:

Este carregamento é composto pela carga máxima de pessoas sobre a passarela, que por norma deve ser de 500 kgf/m².

Object Model

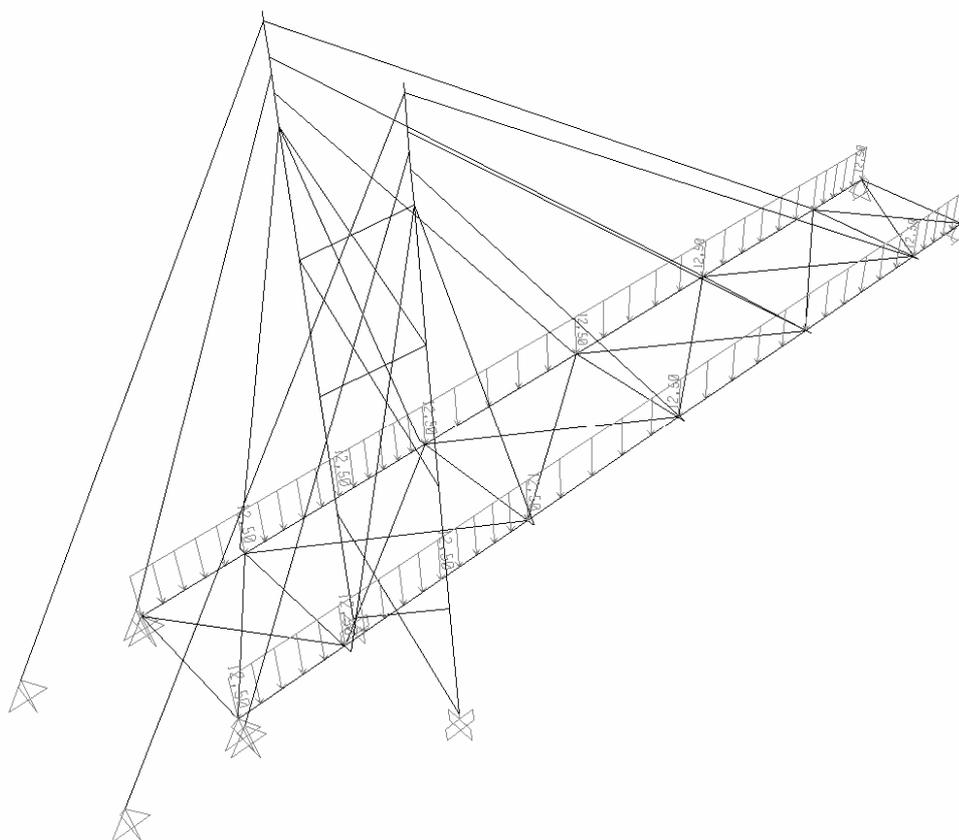


Figura 23 - Carga accidental máxima

- Carga acidental somente no trecho de ré:

Estrutura com carregamento acidental somente no trecho de ré da passarela. Importante carregamento que deve ser analisado para avaliar se o peso próprio do trecho principal é suficiente para garantir a estabilidade da estrutura.

Object Model

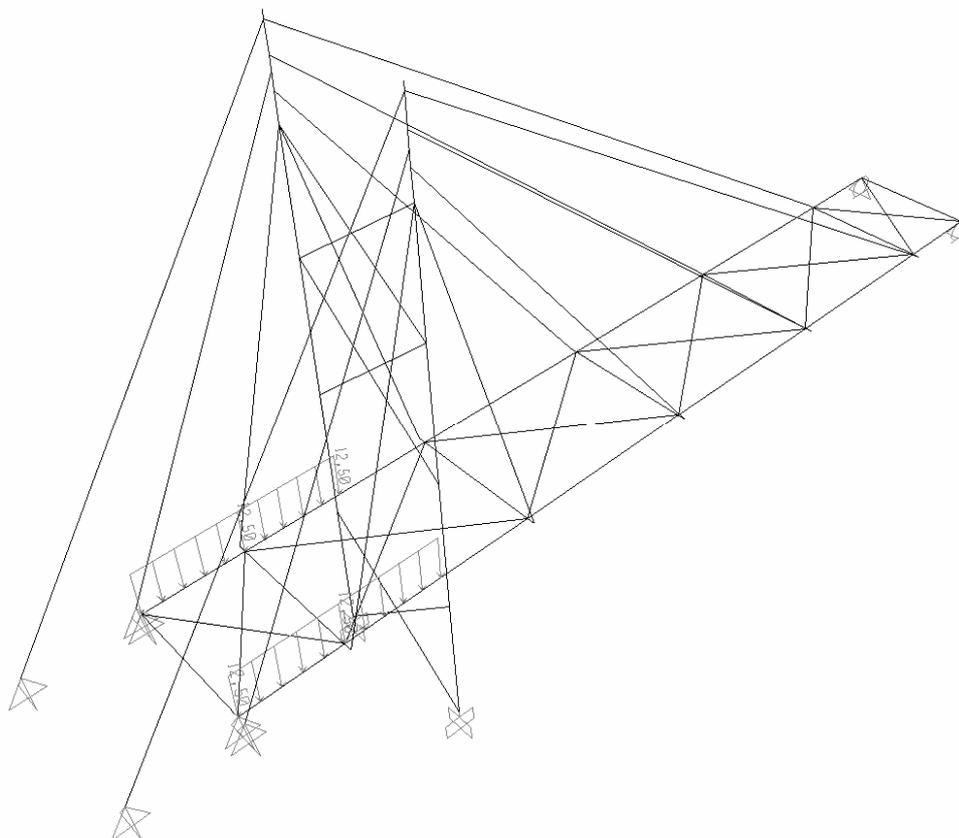


Figura 24 - Carga acidental no trecho de ré

- Carga accidental somente no trecho principal:

Com este carregamento, vemos se o cabo de ré compensa o carregamento accidental somente no trecho principal, sem ter carregamento no trecho de ré.

Object Model

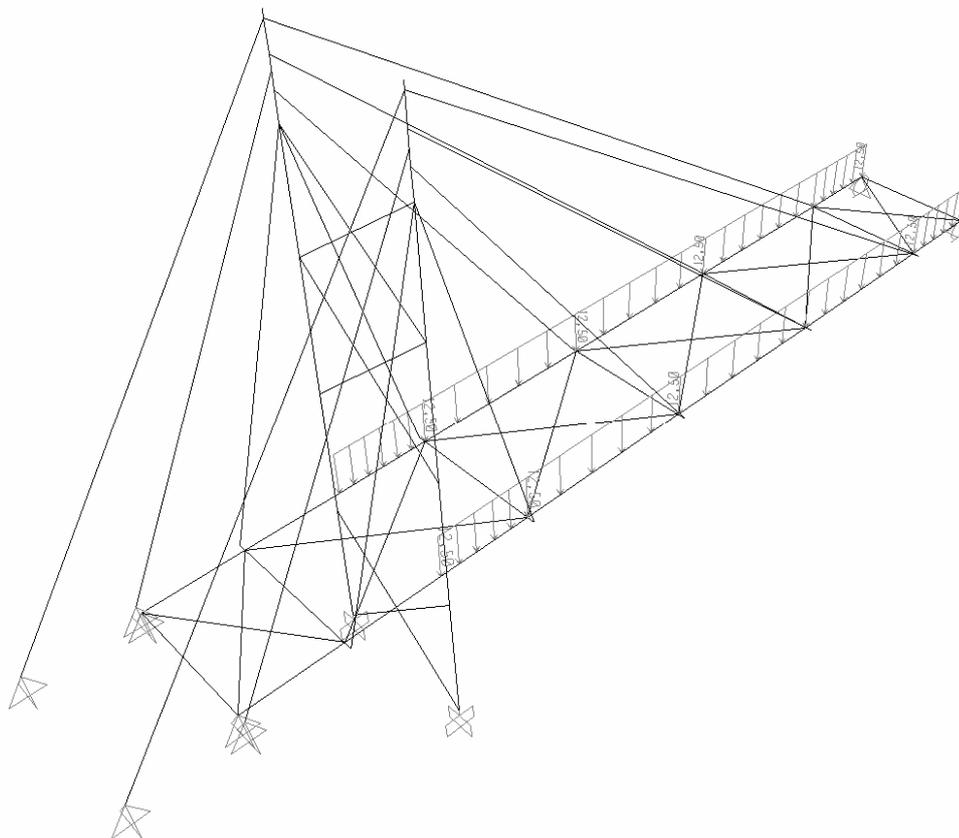


Figura 25 - Carga accidental no trecho principal

- Carga acidental somente de um lado do tabuleiro:

Com este carregamento analisamos a reação da estrutura com um carregamento assimétrico entre as torres, o que pode gerar deformações inesperadas.

Object Model

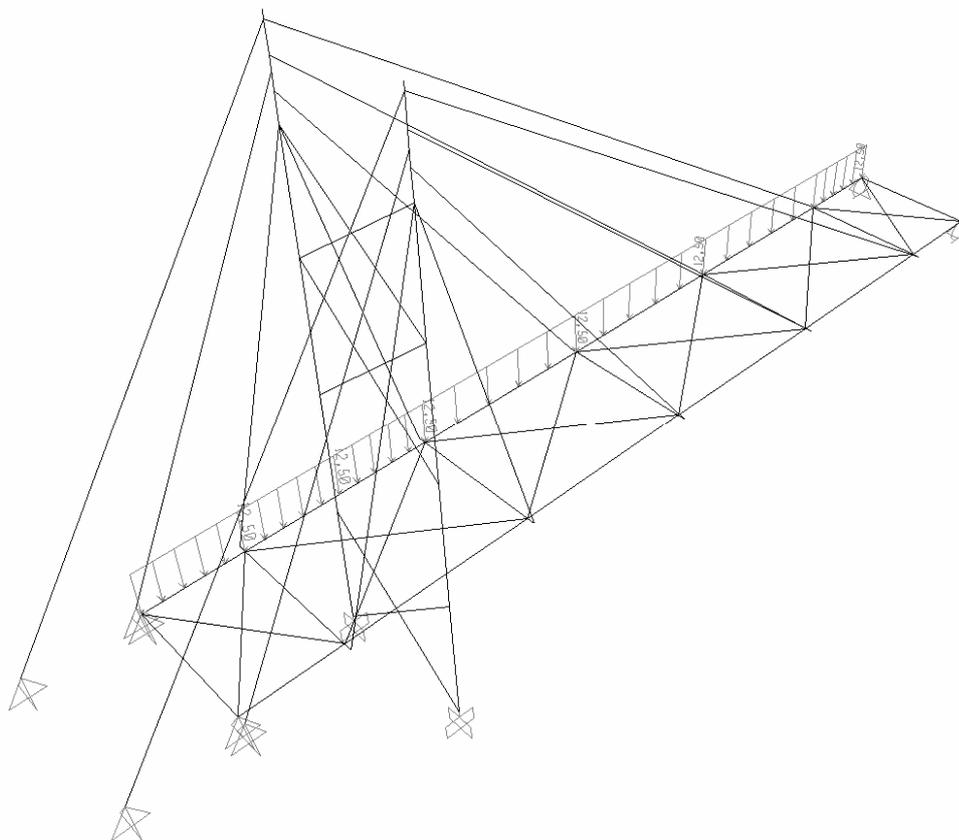


Figura 26 - Carga acidental somente de um lado do tabuleiro

- Carga acidental somente de um lado do trecho de ré:

Com este carregamento queremos garantir que não haja deslocamentos indesejados no canto oposto do tabuleiro.

Object Model

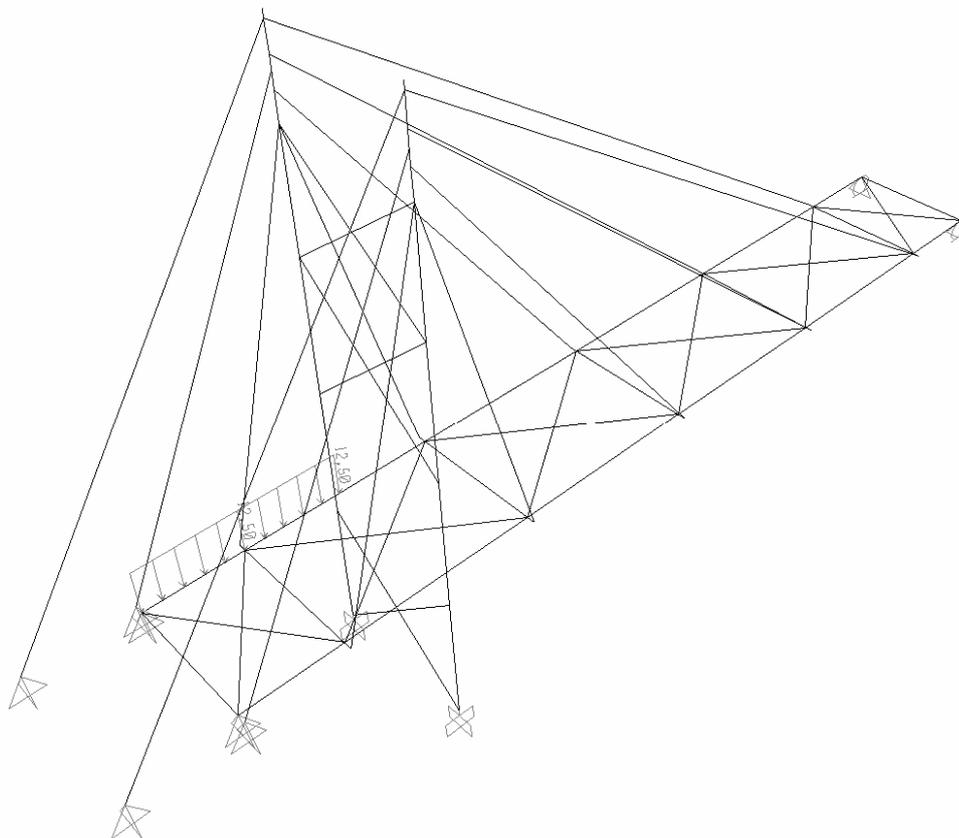


Figura 27 - Carga acidental somente na lateral do trecho de ré

- Carga acidental somente de um lado do trecho principal:

Neste caso queremos garantir que não haja o surgimento de cargas indesejadas na estrutura.

Object Model

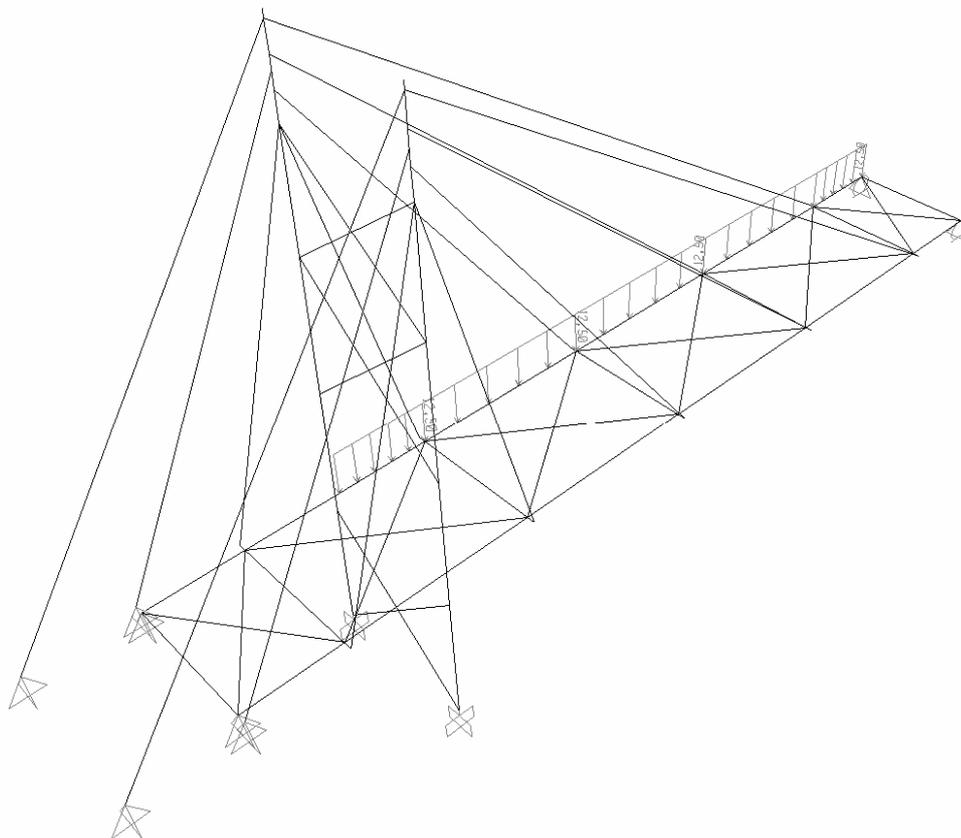


Figura 28 - Carga acidental somente na lateral do trecho principal

- Carga de vento transversal ao eixo da passarela:

Este carregamento visa nos mostrar a reação da estrutura quando da incidência de vento na direção transversal ao eixo da passarela.

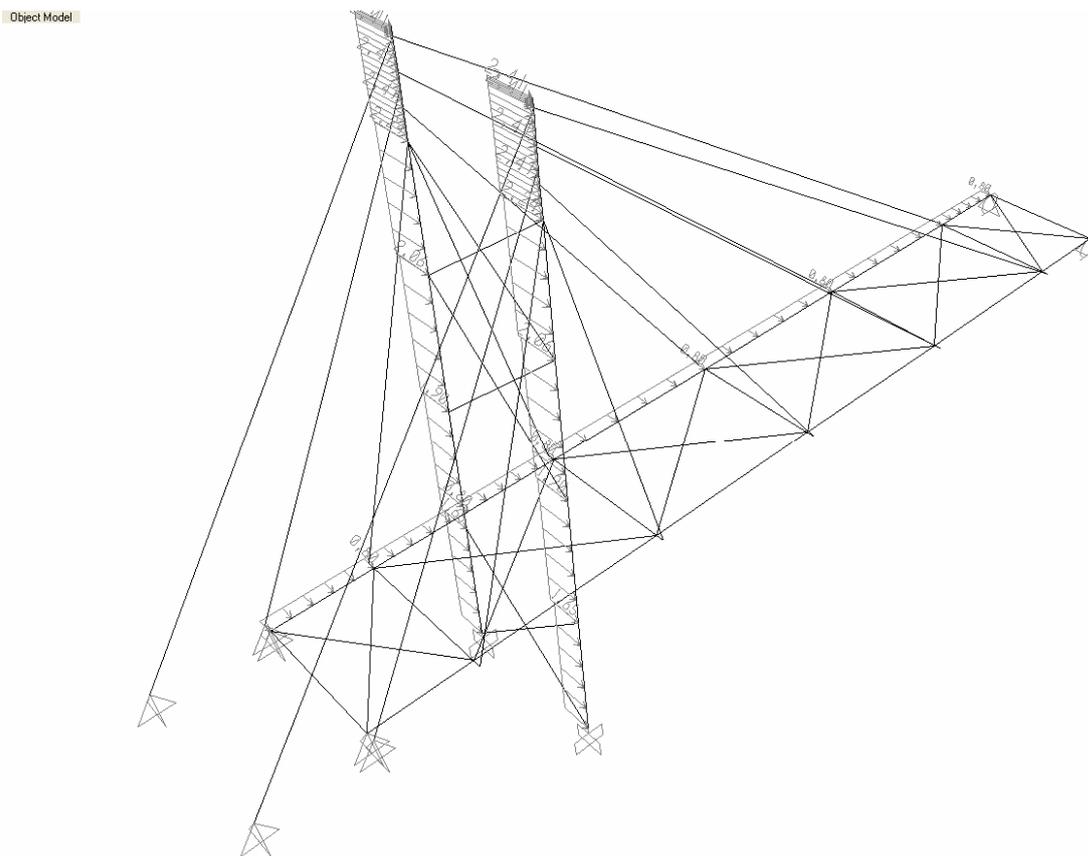


Figura 29 - Carga de vento transversal ao eixo da passarela

- Carga de vento longitudinal ao eixo da passarela:

Neste caso buscamos determinar as solicitações geradas na estrutura pela incidência de vento na direção longitudinal ao eixo da passarela.

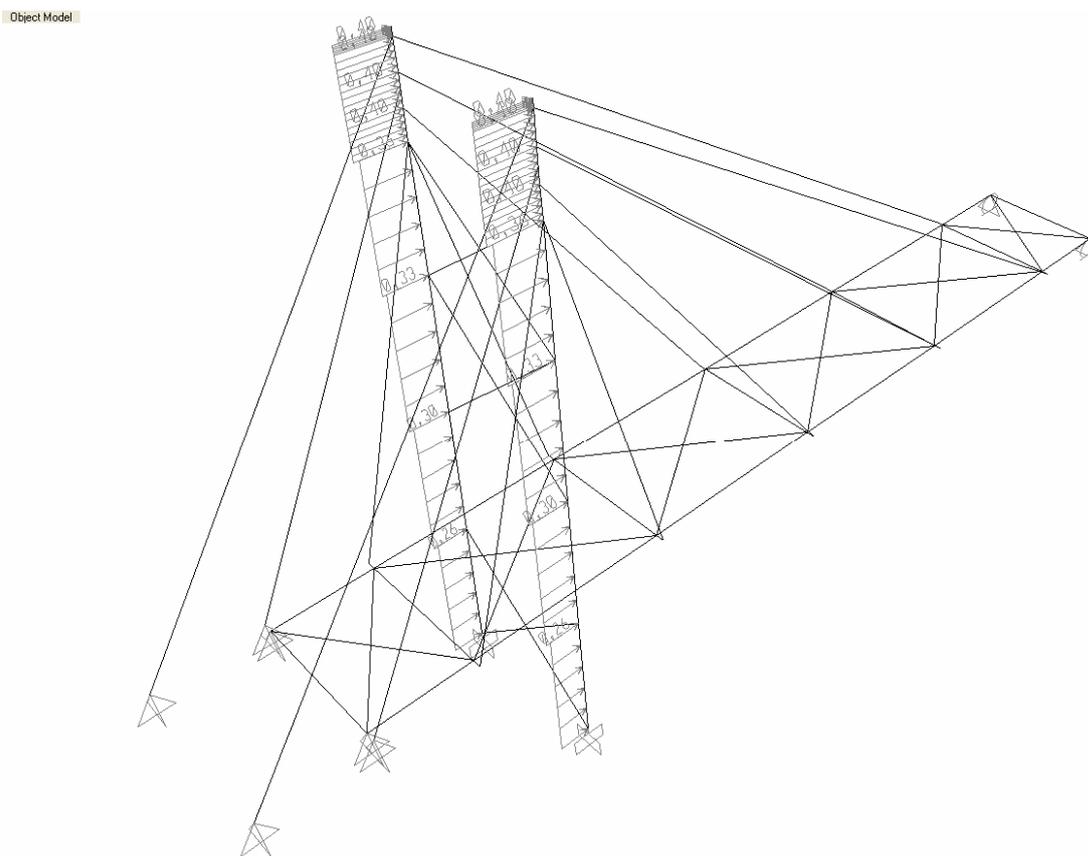


Figura 30 - Carga de vento longitudinal ao eixo da passarela

Através das situações de carga mostradas, foram montadas dez combinações que representam os carregamentos reais sofridos pela estrutura, assim sendo, temos como resultado as solicitações da estrutura em cada combinação de carga, assim como as deformações geradas pelas mesmas.

As composições geradas são:

1. Peso próprio e acidental total
2. Peso próprio e acidental no trecho de ré
3. Peso próprio e acidental no trecho principal
4. Peso próprio e acidental de um lado do tabuleiro
5. Peso próprio e acidental de um lado do tabuleiro no trecho de ré
6. Peso próprio e acidental de um lado do tabuleiro no trecho principal
7. Peso próprio e vento na direção transversal ao eixo da passarela
8. Peso próprio, vento na direção transversal ao eixo da passarela e carga acidental total
9. Peso próprio e vento na direção longitudinal ao eixo da passarela
10. Peso próprio, vento na direção longitudinal ao eixo da passarela e carga acidental total

Estas composições de carga foram montadas de acordo com a NBR 8800, conforme indicado nas tabelas a seguir.

Tabela 19 - Coeficientes de ponderação para combinações de carga

Coeficientes de ponderação						
Combinações	Ações permanentes		Ações variáveis			
	Grande variabilidade	Pequena variabilidade	Recalques diferenciais	Variação de temperatura	Ações decorrentes do uso	Demais ações variáveis
	$\gamma_g^{(a)}$	$\gamma_g^{(b)}$	γ_q	$\gamma_q^{(c)}$	$\gamma_q^{(d)}$	γ_q
Normais	1,4 (0,9)	1,3 (1,0)	1,2	1,2	1,5	1,4
Durante a construção	1,3 (0,9)	1,2 (1,0)	1,2	1,0	1,3	1,2
Excepcionais	1,2 (0,9)	1,1 (1,0)	0	0	1,1	1,0

Tabela 20 - Fatores de combinação

Ações	$\psi^{(A)}$
Sobrecargas em pisos de bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens; conteúdo de silos e reservatórios	0,75
Cargas de equipamentos, incluindo pontes-rolantes, e sobrecargas em pisos diferentes dos anteriores	0,65
Pressão dinâmica do vento	0,6
Variações de temperatura	0,6

4.3.2. Solicitações

Com a análise das solicitações determinou-se as cargas de dimensionamento, e assim verificar se os perfis previamente lançados no software suportam as solicitações, por que em caso de um perfil ter de ser substituído, teríamos de refazer a análise, já que esta alteração afetaria a rigidez da estrutura como um todo, havendo uma nova distribuição interna de forças.

Comparando os resultados entre as diversas combinações foi determinado que o modelo estrutural, quando carregado na direção vertical, funciona como dois lados independentes, como mostrado nas figuras 16, 17, 18 e 19, que mostram as solicitações com carga acidental total, e com carga acidental somente de um lado do tabuleiro, podendo se visualizar que quando há carga somente de um lado do tabuleiro, o mesmo lado da estrutura fica com uma carga superior ao do lado descarregado.

Analysis Model

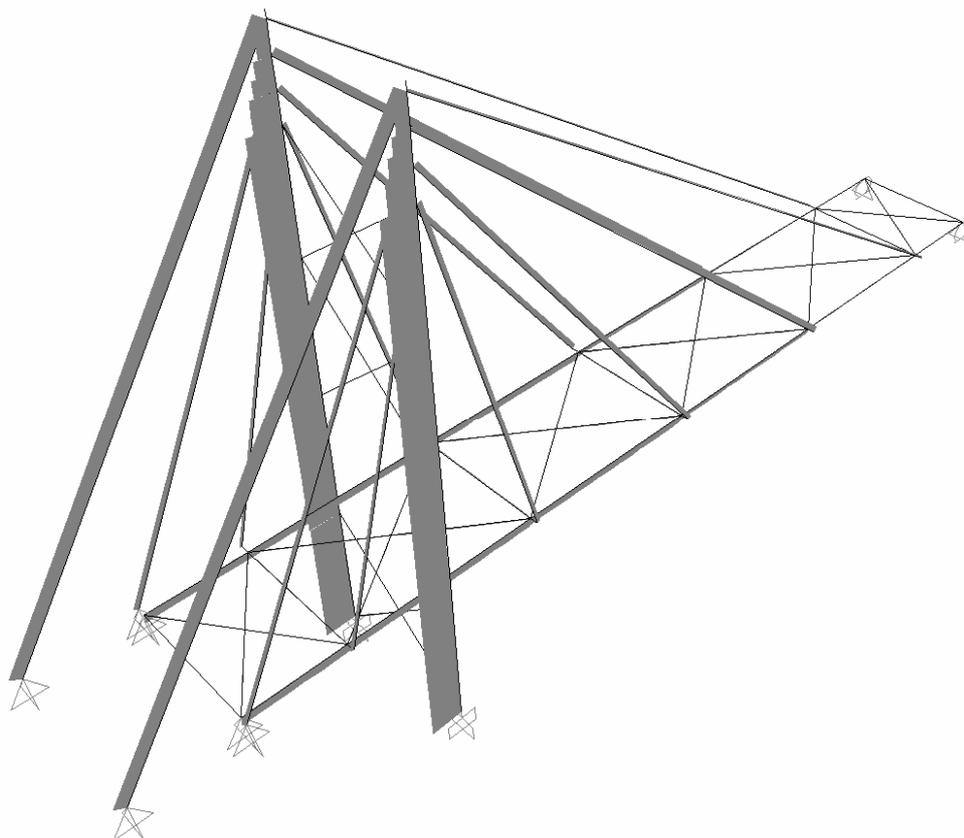


Figura 31 - Solicitações normais na estrutura com carga acidental plena

Analysis Model

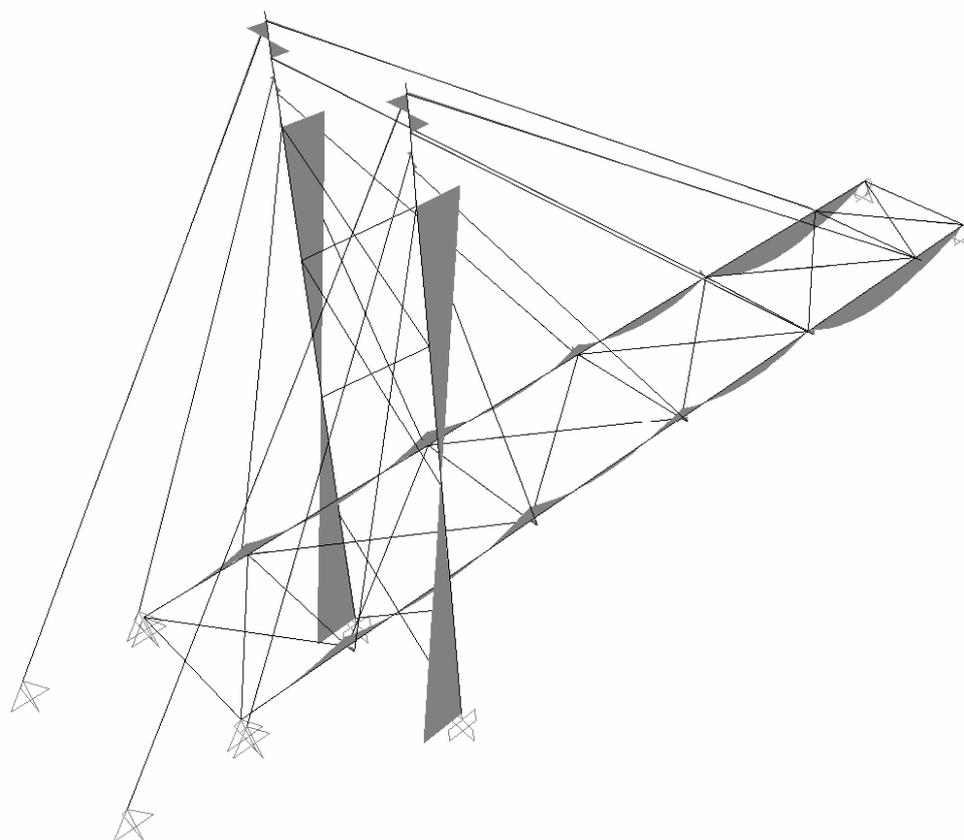


Figura 32 - Momentos fletores na estrutura com carga acidental plena

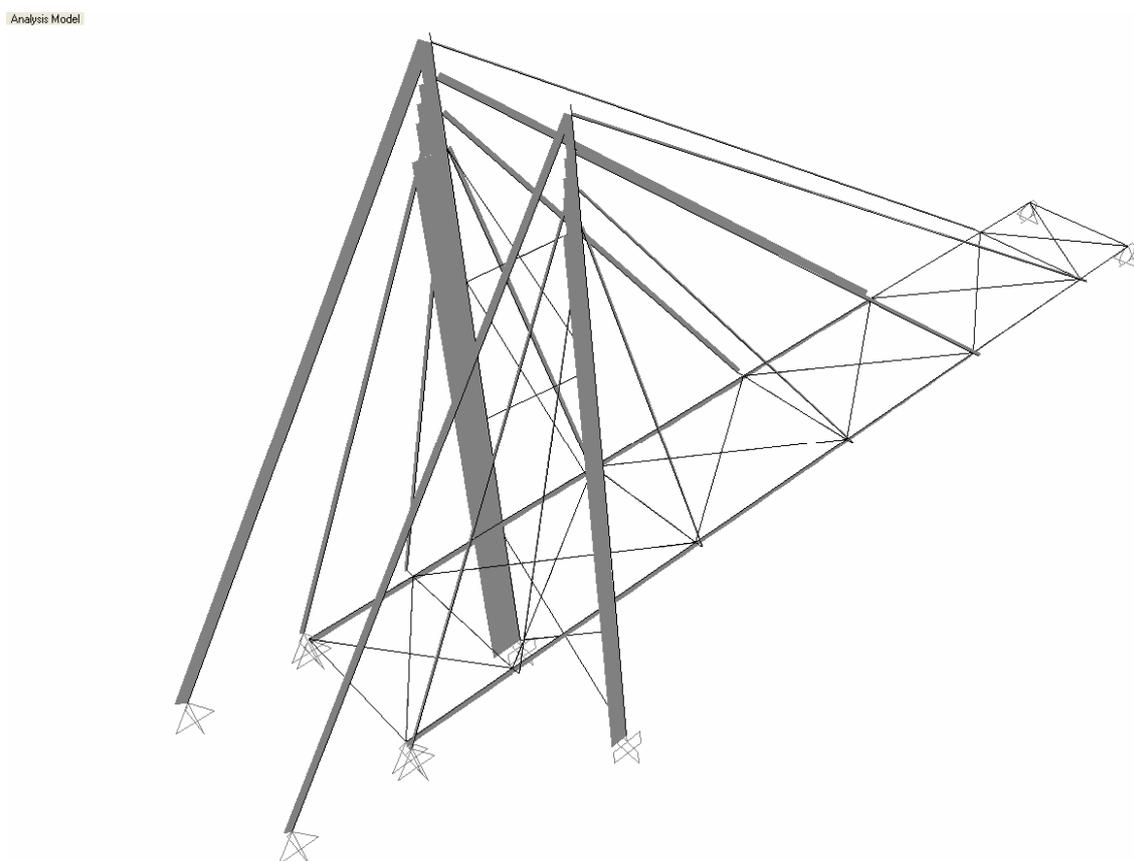


Figura 33 - Solicitações normais na estrutura com carga acidental somente de um lado do tabuleiro

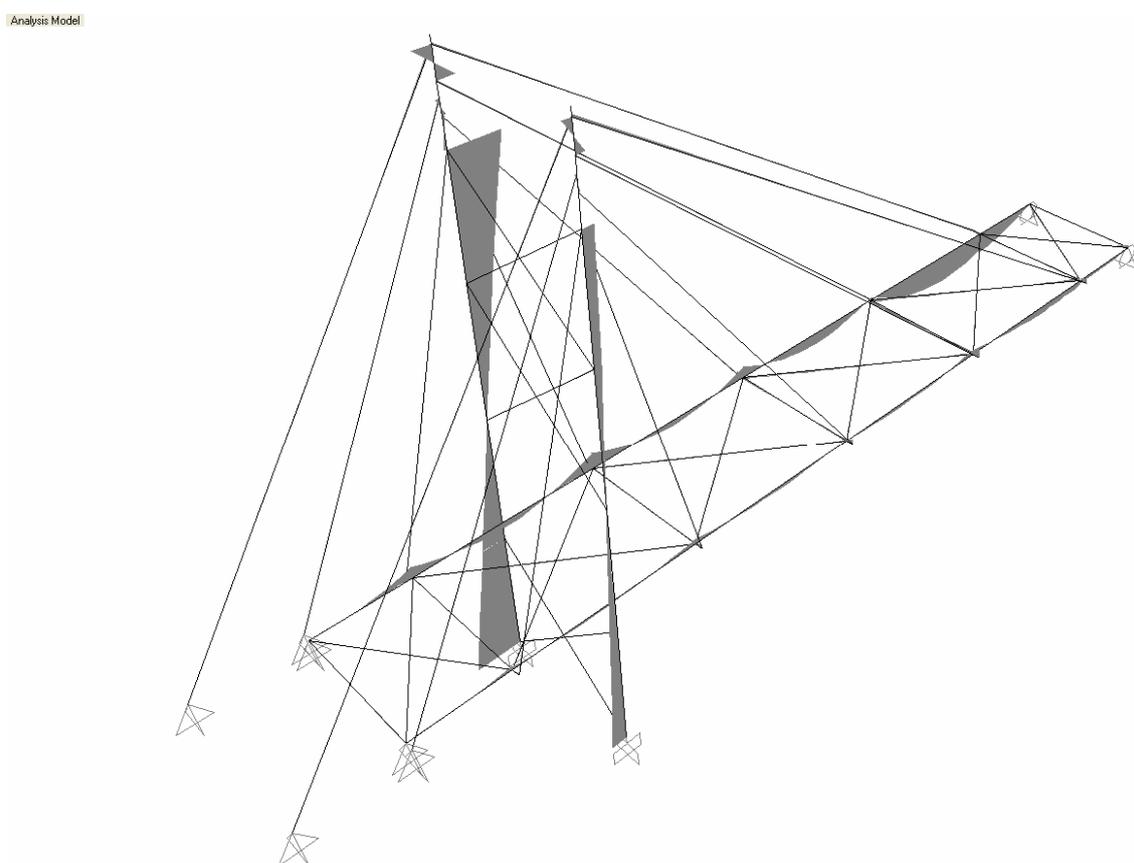


Figura 34 - Momentos fletores na estrutura com carga acidental somente de um lado do tabuleiro

Após a análise de todas as combinações, chegamos as cargas de dimensionamento mostradas abaixo, todas as cargas já estão majoradas em 1,4, conforme orientação da norma NBR 8800.

Tabela 21 - Cargas de dimensionamento

TORRES	
Carga normal	1780 KN
Momento fletor M_y	400 KNm
Momento fletor M_x	32,4 KNm
TABULEIRO	
Carga normal caso 1	465 KN
Momento fletor M_y caso 1	106 KNm
Carga normal caso 2	58 KN
Momento fletor M_y caso 2	312,6 KNm
CABO DE SUSTENTAÇÃO	
Carga normal	337 KN
CABO DE RÉ	
Carga normal	636,5 KN

4.3.3. Deformações

Após a análise estrutural e o correto dimensionamento da estrutura, temos certeza de que a estrutura é segura para ser utilizada, mas de nada adianta, se mesmo segura, a estrutura apresentar deformações que impossibilitem a utilização da mesma, assim sendo, as deformações sofridas pela estrutura merecem uma atenção especial.

Neste tipo de estrutura temos como anular, ou chegar muito próximo disto, a deformação sofrida pelo tabuleiro decorrente do peso próprio. O artifício que utilizamos é a utilização de cargas de deformação, que nada mais é que um encurtamento do cabo, para que, quando ele seja carregado com o peso próprio da estrutura, ele alongue de volta a posição original, gerando um tabuleiro sem deformações quando não houver carregamento acidental.

Para determinação das cargas de deformação, partimos das cargas existentes nos cabos por peso próprio do tabuleiro, mas as cargas finais foram determinadas por um processo de tentativas até atingir um resultado satisfatório.

Para apresentar as cargas de deformação, os cabos serão chamados conforme mostrado na figura 20.

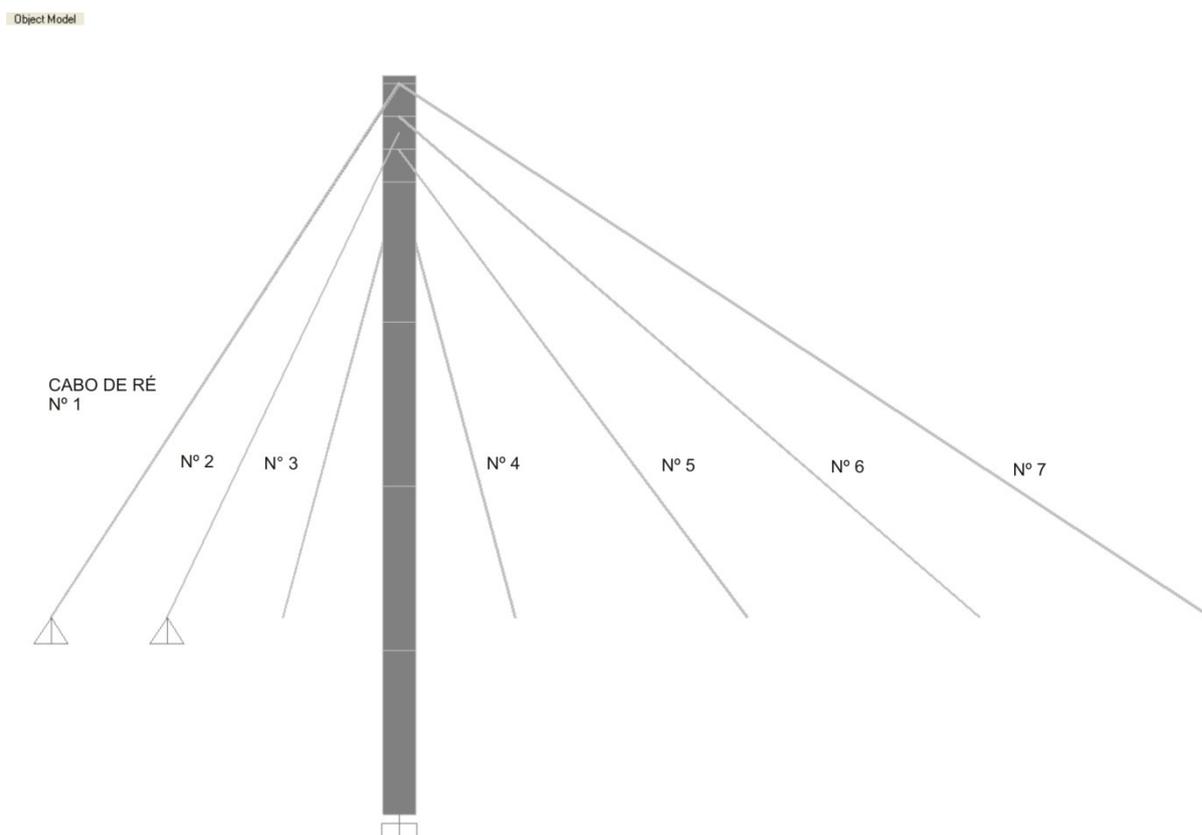


Figura 35 - Numeração dos cabos

As cargas de deformação são introduzidas no software em forma de deformação, apresentadas na tabela 19.

Tabela 22 - Cargas de deformação

CABO	Deformação (m)
1	0,0055
2	0,0035
3	0,0005
4	0,0010
5	0,0025
6	0,0100
7	0,0100

Com a aplicação das cargas descritas na tabela 19, resultamos em uma flecha de 5,0 mm no tabuleiro, mostrada na figura 21.

Analysis Model

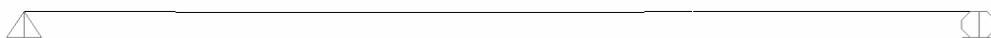


Figura 36 - Deformação do tabuleiro por peso próprio

Podemos afirmar que este procedimento seria semelhante à utilização de contra-flecha em vigas de concreto armado.

A maior flecha verificada ocorreu quando da utilização plena da passarela juntamente com vento longitudinal ao eixo da passarela, essa flecha é de 5,7 cm, o que é aceitável, já que a flecha máxima admissível é de 11,2 cm.

A maior flecha verificada está mostrada na figura 22.

Analysis Model



Figura 37 - Deformação máxima verificada no tabuleiro

O maior deslocamento horizontal verificado no topo do pilar foi de 2,6 cm.

4.3.4. Reações

Para escolher corretamente o tipo de fundação a ser utilizada, temos que ter conhecimento dos tipos de esforços que serão descarregados no solo, assim como saber em que tipo de solo estamos descarregando.

Para qualquer tipo de fundação escolhida, o pior carregamento a ser descarregado no solo é o momento fletor, assim as estruturas estaiadas tem uma vantagem, vencem grandes vãos, gerando menos momento fletor, que uma

passarela de vigas e pilares de concreto, vencendo o mesmo vão e se apoiando nos mesmos pontos que o modelo apresentado.

As reações geradas pela passarela estão dispostas na figura 23, e resumidas na tabela 20.

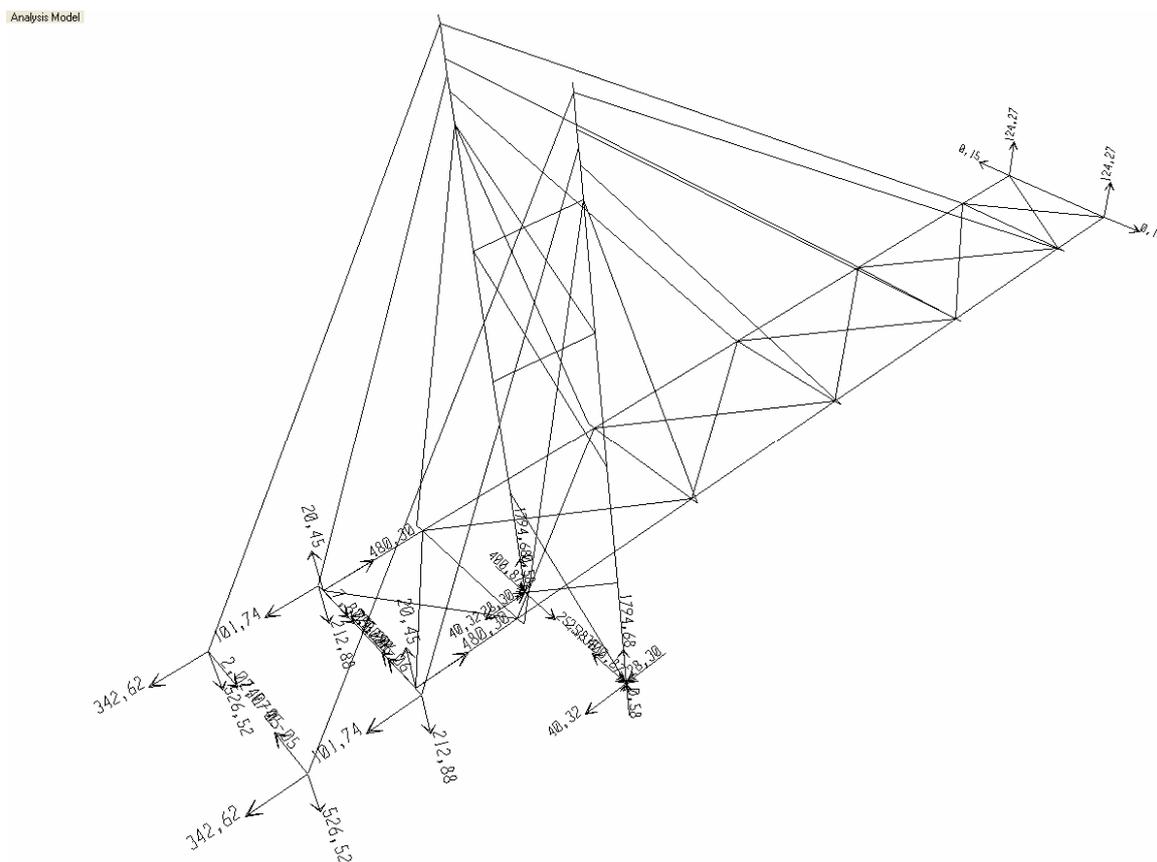


Figura 38 – Reações

A passarela está apoiada em diversos pontos, na base do pilar e nas extremidades do tabuleiro, assim como temos a ancoragem do cabo de ré, cabo número 1, e a ancoragem do cabo número 2.

A base do pilar transmite as cargas diretamente no solo, já as extremidades do tabuleiro se apoiarão na estrutura de acesso à passarela, já os também podem ser ancorados nesta estrutura auxiliar, como ter sua fundação independente e transmitir a carga diretamente para o solo.

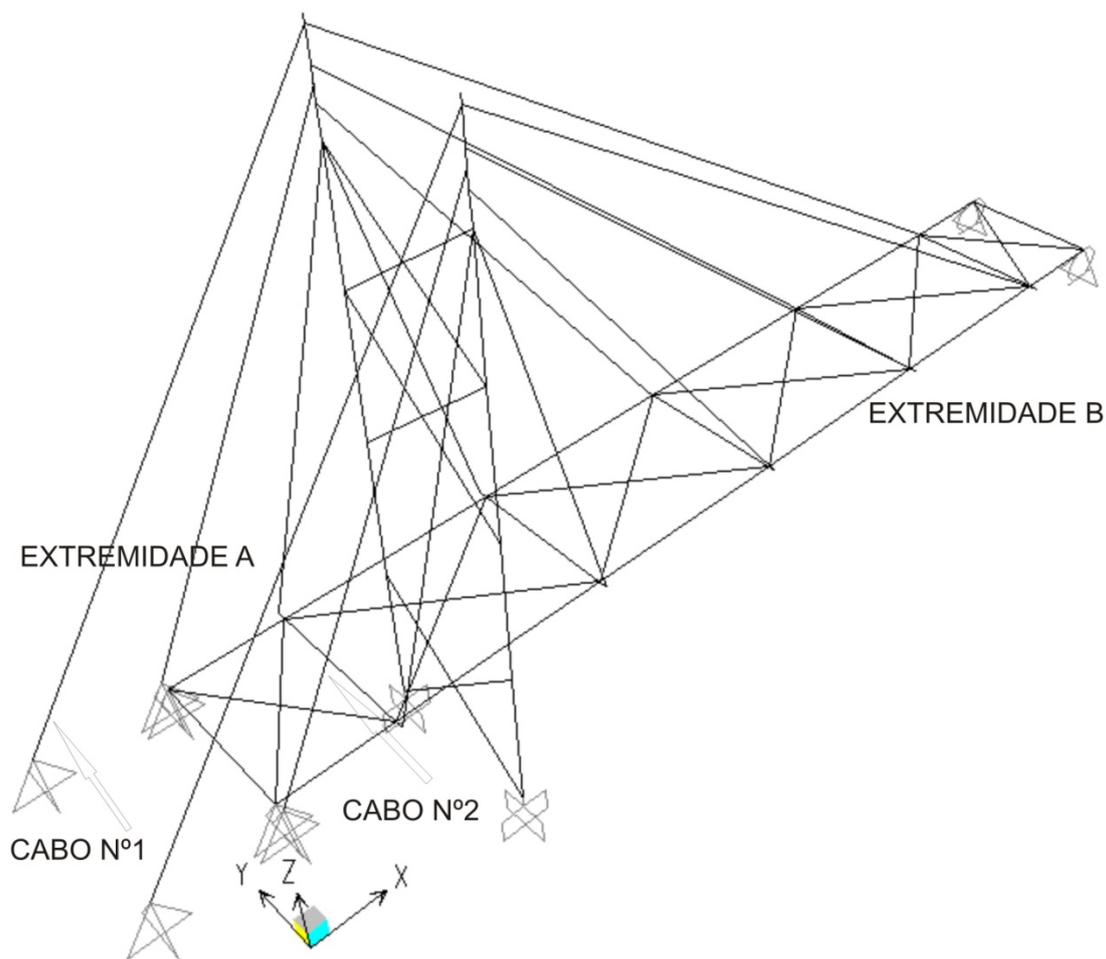


Figura 39 - Sistema de eixos

Para o claro entendimento dos dados dispostos na tabela 20, a figura 24 mostra o sistema de eixos adotado no projeto.

Tabela 23 - Resumo das reações

Ponto	N_z (kN)	N_x (kN)	N_y (kN)	M_y (kNm)	M_x (kNm)
Base pilar	1800	40	75	400	34
Extremidade A	36	480	27	-	-
Extremidade B	125	-	8	-	-
Cabo Nº1	530	330	< 0,01	-	-
Cabo Nº2	213	102	< 0,01	-	-

5. Conclusão

A execução de um projeto depende de um conjunto de fatores, entre eles, fatores financeiros, políticos, necessidades e a viabilidade técnica.

O foco central deste trabalho foi provar, e com sucesso, a viabilidade técnica da passarela projetada. A estrutura projetada e dimensionada se mostra capaz de atender com qualidade a necessidade das pessoas se locomoverem de um lado a outro da avenida.

O aço mostrou-se eficaz para todos os tipos de solicitações a que foi submetido neste projeto, mostrando uma grande versatilidade, tendo-se em vista que outros tipos de aço mais resistentes são empregados em estruturas similares.

A arquitetura, que não foi o foco deste trabalho, foi pensada visando o modelo estrutural empregado, assim, caberia um maior aprofundamento neste assunto.

As ligações existentes no projeto foram pré-dimensionadas com o objetivo de demonstrar a viabilidade técnica.

O Trabalho de Conclusão de Curso é o último capítulo de uma trajetória, agora vitoriosa, através do Curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul.

É um trabalho que exige respeito, dedicação e estudo, que faz o aluno buscar o conhecimento além do visto durante um curso, e enfatiza a importância de se saber aprender e de se buscar o conhecimento.

A realização deste trabalho só encoraja um ser humano, principalmente quando ele se julgava incapaz deste feito.

O homem só mostra seu verdadeiro potencial quando é exigido, e desenvolver um Trabalho de Conclusão de Curso como este é um grande desafio.

Para alguns alunos de engenharia pode ser mais confortável estar entre números e equações do que entre palavras e parágrafos, por isso, se o aluno tivesse menos atividades para com as quais repartir o tempo, seria possível elevar a qualidade dos trabalhos apresentados.

O Trabalho de Conclusão de Curso é uma oportunidade para o aluno desenvolver seus conhecimentos através de seus próprios meios, algo que só ajudará um novo engenheiro em sua vida profissional.

6. Referências bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800:**

Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios (método dos estados limites). Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123:**

Cargas devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188:**

Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres. Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6023:**

Informação e documentação – Referências – Elaboração. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6028:**

Informação e documentação – Resumo – Apresentação. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10719:**

Apresentação de relatórios técnico-científicos. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14724:**

Informação e documentação – Trabalhos acadêmicos – Apresentação. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10520:**

Informação e documentação – Citações em documentos – Apresentação. Rio de Janeiro, 2002.

PINHO, Fernando Ottoboni; BELLEI, Ildony Hélio. **Pontes e viadutos em vigas mistas**. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2007, 138 p., 29 cm. ISBN 978-85-89819-12-1.

FONSECA, Antonio Carlos da; PINHEIRO, Bragança. **Estruturas metálicas Cálculos, Detalhes, Exercícios e Projetos**. 1. Ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 2001. ISBN 85-212-0282-2.

HIBBELER, Russell C.. **Structural analysis**. 4. Ed. Upper Saddle River: Prentice-Hall, 1998. ISBN 0-13-081309-5.

7. Anexo A – Estágio Profissional

O estágio profissional iniciado em Outubro de 2006 na empresa Vanguarda Sistemas Estruturais Abertos tem se mostrado eficaz para o desenvolvimento profissional.

A empresa constituída de sua direção, corpo técnico, formado por engenheiros, arquitetos e estagiários, e uma secretária que também atua como auxiliar nos serviços financeiros da empresa.

As atividades desenvolvidas pelos estagiários são basicamente o detalhamento técnico de projetos e o acompanhamento de todo o processo de cálculo estrutural de uma edificação, tanto de estruturas metálicas, como as em concreto armado e estruturas em madeira.

Alguns exemplos de trabalhos realizados:

- Reformas e ampliações das dependências do SESi e do SENAI.
- Prédios industriais em concreto pré-moldado.

8. Anexo B – Formulário de encaminhamento para submissão à banca avaliadora

9. Anexo C - Documento de acompanhamento

10. Anexo D – Memória de cálculo

11. Anexo E - Plantas