Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC

Caracterização das Propriedades Aerodinâmicas de Torres Metálicas para Determinação da Resposta Devida ao Vento

Agnagildo Conceição Machado

Dissertação para obtenção do título de
Mestre em Engenharia

Porto Alegre
Janeiro de 2003

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC

Caracterização das Propriedades Aerodinâmicas de Torres Metálicas para Determinação da Resposta Devida ao Vento

Agnagildo Conceição Machado

Dissertação apresentada ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de ***Mestre em Engenharia*.**

Porto Alegre
Janeiro de 2003

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de *Mestre em Engenharia* e aprovada em sua forma final pelos Orientadores e pela banca examinadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

_____

Prof. Acir Mércio Loredo-Souza
Ph.D., University of Western Ontario, Canadá
Orientador da dissertação

_____

Prof. Marcelo Maia Rocha
Dr. Techn., Universität Innsbruck, Áustria
Orientador da dissertação

_____

Prof. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal
Coordenador do PPGEC / UFRGS

Banca Examinadora:

- *Prof. Joaquim Blessmann*
  D.Sc., ITA – Instituto Tecnológico da Aeronáutica, Brasil

- *Prof. José Carlos Ferraz Hennemann*
  Ph.D., Southern Methodist University, USA

- *Prof. Mário José Paluch*
  D.Sc., UFRGS - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais pela dedicação, confiança e compreensão que sempre tiveram comigo durantes esses anos e em todos momentos bons e ruins da minha existência.

Aos meus amigos do Laboratório de Aerodinâmica das Construções da Universidade Federal do Rio Grande do Sul que direta ou indiretamente contribuíram para o bom desenvolvimento da etapa experimental. Uma menção especial ao meu amigo Paulo Francisco Bueno pela sua dedicação, paciência e boa vontade com a qual se engajou na fabricação do modelo experimental.

Aos meus colegas de mestrado que neste período de convivência me ajudaram a esquecer um pouco a saudade de casa, tornando mais agradável a minha residência neste estado.

Ao amigo, professor e orientador de estágio José Luiz Costa Souza pela oportunidade que me ofereceu de realizar o estágio docência na Universidade Federal da Bahia e pelo incentivo que tem me dado ao longo destes anos.

À fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES que tornou possível a realização deste trabalho com o auxílio dado durante o primeiro ano do curso.

Aos meus orientadores prof. Dr Acir Mércio Loredo Souza e prof. Dr Marcelo Maia Rocha pela presteza que sempre tiveram quando solicitados.

Ao prof. Dr Jorge Daniel Riera pela preciosa colaboração dada durante a apresentação parcial deste trabalho.

Enfim, a todos aquelas pessoas que sempre acreditaram em meu potencial, torceram pelo meu sucesso, seja através de gestos, palavras ou em pensamentos, pois isso certamente colaborou para que pudesse completar mais esta etapa da minha vida.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

ABREVIATURAS OU SIGLAS

LISTA DE SÍMBOLOS

RESUMO

ABSTRACT

CAPÍTULO 1 - Introdução: Torres metálicas treliçadas

1.1 Introdução..... 1

1.2 Objetivos..... 2

1.3 Cargas e solicitações..... 3

1.4 Eventos que produzem carregamentos..... 3

1.4.1 Eventos relacionados com o clima..... 4

1.4.2 Eventos acidentais..... 5

1.4.3 Eventos que ocorrem durante a etapa de construção e/ou manutenção... 5

1.5 Causas de colapsos em torres..... 6

CAPÍTULO 2 - Força devida ao vento em torres metálicas treliçadas

2. Força devida ao vento em torres metálicas treliçadas..... 8

CAPÍTULO 3 - Resposta dinâmica do vento

3.1 Introdução..... 15

3.2 Freqüência natural.....15

3.3 Turbulência.....17

3.4 Tipos de amortecimentos considerados em sistemas de transmissão..... 18

3.4.1 Amortecimento aerodinâmico..... 18

3.4.2 Amortecimento mecânico..... 19

3.5 Fundamentos para o cálculo da resposta dinâmica em torres metálicas treliçadas submetidas àação do vento..... 20

3.5.1 Método estatístico usando linhas de influência..... 22

3.6 Cálculo da resposta dinâmica na direção do vento segundo a NBR 6123/88.... 24

3.7 Incertezas na análise dinâmica de torres metálicas treliçadas.....29

CAPÍTULO 4 - Análise numérica de uma torre metálica

4.1 Projeto da torre metálica.....31

4.2 Determinação do coeficiente de arrasto..... 31

4.3 Determinação dos parâmetros para o cálculo da força do vento..... 34

4.4 Análise dinâmica..... 38

4.5 Análise dinâmica pelo método dos elementos finitos (Sap 2000 Non Linear).. 46

CAPÍTULO 5 - Programa experimental

5.1 Princípio geral do modelo aeroelástico de estruturas sujeitas ao vento..... 51

5.2 Definição do modelo..... 52

5.3 Experimentos..... 56

5.4 Túnel de Vento..... 59

5.5 Determinação da velocidade do vento no túnel..... 62

5.6 Célula de carga 62

5.7 Equipamentos utilizados nos ensaios..... 65

5.8 Calibração 65

5.8.1 Calibração para o ensaio do reticulado plano..... 70

5.8.2 Calibração para o ensaio da torre em latão 72

5.8.3 Calibração para o ensaio da torre em madeira..... 75

CAPÍTULO 6 - Resultados

6 Resultados da análise experimental..... 78

CONCLUSÕES - Conclusões e Trabalhos Futuros

Conclusões..... 93

Trabalhos futuros..... 96

APÊNDICES

Apêndice A Força do vento segundo a ASCE..... 97

Apêndice B Coeficientes de arrastos individuais das barras da torre..... 104

Apêndice C Verificação das barras segundo a NBR 8800/86..... 109

APÊNDICE D - Registro fotográfico.....116

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....134

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Coeficientes de força nos elementos
Figura 2.2	Exemplo da divisão de módulos
Figura 3.2.1	Torre discretizada em massas concentradas
Figura 3.5.1	História da resposta no tempo
Figura 3.5.2	Espectro de força da resposta
Figura 3.5.3	Esboço do carregamento do vento (entrada/saída)
Figura 3.6.1	Coeficiente de amplificação dinâmica para terreno de categoria I
Figura 3.6.2	Coeficiente de amplificação dinâmica para terreno de categoria II
Figura 3.6.3	Coeficiente de amplificação dinâmica para terreno de categoria III
Figura 3.6.4	Coeficiente de amplificação dinâmica para terreno de categoria IV
Figura 3.6.5	Coeficiente de amplificação dinâmica para terreno de categoria V
Figura 4.1	Vista lateral da torre
Figura 4.2	Divisão da torre em módulos
Figura 4.3.1	Perfil topográfico da região de localização da torre
Figura 4.3.2	Força frontal e momento fletor devidos à consideração do vento estático
Figura 4.3.3	Força cortante e momento fletor na base da torre pelas força F(z)
Figura 4.4.1	Freqüência natural da torre associada aos 3 primeiros modos de vibração – Torre com antena
Figura 4.4.2	Variação da velocidade de projeto e pressão dinâmica com a altura
Figura 4.4.3	Componentes média e flutuante da força nodal – Torre com antena
Figura 4.4.4	Componentes média e flutuante do momento fletor - Torre com antena
Figura 4.4.5	Componentes média e flutuante do deslocamento horizontal - Torre com antena
Figura 4.4.6	Freqüência natural da torre associada aos 3 primeiros modos de vibração – Torre sem antena
Figura 4.4.7	Componentes média e flutuante da força nodal – Torre sem antena

Figura 4.4.8	Componentes média e flutuante do momento fletor – Torre sem antena
Figura 4.4.9	Componentes média e flutuante do deslocamento horizontal – Torre sem antena
Figura 4.5.1	1º e 2º modos de vibração e freqüência natural de vibração para torre com antena – Método dos elementos finitos
Figura 4.5.2	1º e 2º modos de vibração e freqüência natural de vibração para torre com antena – Método dos elementos finitos
Figura 5.1	Escolha do modelo seccional
Figura 5.2	Modelo em latão
Figura 5.3	Modelo em madeira
Figura 5.3.1	Modelo 1 – Reticulado plano 1 (0,237 x 1,066 m), ϕ = 0,13
Figura 5.3.2	Modelo 2 – Reticulado plano 2 (0,237 x 1,066 m), ϕ = 0,33
Figura 5.3.3	Modelo 3 – Reticulado plano 3 (0,237 x 1,066 m), ϕ = 0,60
Figura 5.3.4	Afastamentos dos reticulados planos dentro do túnel de vento
Figura 5.3.5	Modelo 4 – Torre em latão de seção quadrada (0,237 x 0,237 x 1,066 m), ϕ = 0,13
Figura 5.3.6	Modelo 5 – Torre em madeira de seção quadrada (0,237 x 0,237 x 1,066 m), ϕ = 0,33
Figura 5.4.1	Circuito aerodinâmico do túnel de vento LAC/UFRGS
Figura 5.4.2	Mesa MII e equipamentos utilizados no experimento
Figura 5.4.3	Simulador de turbulência no túnel de vento
Figura 5.6.1	Célula de força
Figura 5.6.2	Célula de torção
Figura 5.6.3	Circuito Ponte de Wheatstone
Figura 5.8.1	Exemplo de curvas de calibração com respectivas linhas de tendência
Figura 5.8.2	Posicionamento das cargas de calibração
Figura 5.8.3	Suposição de um modelo bi-apoiado
Figura 5.8.4	Curva de distribuição da carga ao longo do modelo
Figura 5.8.5	Curvas de distribuição da carga ao longo do reticulado para os sinais CH1 e CH3
Figura 5.8.6	Curvas de distribuição da carga ao longo da torre de latão

Figura 5.8.7	Curvas de distribuição da carga ao longo da torre de madeira
Figura 6.1	Tensão (V) x afastamento relativo (e/h) do reticulado protegido para o modelo 1, (a) escoamento suave e, (b) escoamento turbulento
Figura 6.2	Tensão (V) x afastamento relativo (e/h) do reticulado protegido para o modelo 2, (a) escoamento suave e, (b) escoamento turbulento
Figura 6.3	Tensão (V) x afastamento relativo (e/h) do reticulado protegido para o modelo 3, (a) escoamento suave e, (b) escoamento turbulento
Figura 6.4	Fator de proteção em função do afastamento relativo do reticulado protegido para os modelos 1, 2 e 3
Figura 6.5	Fator de proteção em função do índice de área exposta
Figura 6.6	Fator de proteção em função do índice de área exposta – Comparativo entre valores teóricos e valores experimentais
Figura 6.7	Coeficientes de arrasto em função do índice de área exposta – Comparativo entre valores teóricos e valores experimentais
Figura 6.8	Referência angular para rotação da torre
Figura 6.9	Coeficientes de arrasto, sustentação e torsional em função do ângulo de incidência para ventos de fluxos suave e turbulento para o modelo 4
Figura 6.10	Coeficientes de arrasto, sustentação e torsional em função do ângulo de incidência para ventos de fluxos suave e turbulento para o modelo 5
Figura 6.11	Coeficientes de arrasto em função do ângulo de incidência – Comparativo NBR 6123 x Ensaios
Gráficos 6.1	Comparação entre coeficientes de arrasto experimental e norma – ângulo de incidência 0° e 5°
Gráficos 6.2	Comparação entre coeficientes de arrasto experimental e norma – ângulo de incidência 10° e 15°
Gráficos 6.3	Comparação entre coeficientes de arrasto experimental e norma – ângulo de incidência 20° e 25°
Gráficos 6.4	Comparação entre coeficientes de arrasto experimental e norma – ângulo de incidência 30° e 35°

Gráficos 6.5	Comparação entre coeficientes de arrasto experimental e norma – ângulo de incidência 40° e 45°
Figura A.1	Comparação dos valores de Zv para categoria de rugosidade B
Figura A.2	Comparação dos valores de Zv para categoria de rugosidade C
Figura A.3	Comparação dos valores de Zv para categoria de rugosidade D
Figura C-1a, b, c	Identificação dos elementos

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Coeficiente de força nos elementos (SACHS,1978)
Tabela 3.4.1	Propriedades dinâmicas aproximadas para estruturas de transmissão
Tabela 3.6.1	Expoente p e parâmetro b
Tabela 4.3.1	Forças cortantes e momentos fletores atuantes na base da torre
Tabela 4.4.1	Análise dinâmica pela NBR 6123/88 para a torre com antena
Tabela 4.4.2	Análise dinâmica pela NBR 6123/88 para a torre sem antena
Tabela 4.5.1	Força flutuante – comparativo para as torres com e sem antena
Tabela 5.1	Seções equivalentes em latão utilizadas no modelo reduzido 4
Tabela 5.2	Seções equivalentes em madeira utilizadas no modelo reduzido 5
Tabela 5.8.1	Exemplo de uma tabela de calibração
Tabela 5.8.1.1	Coeficientes angulares da linha de tendência para os reticulados planos
Tabela 5.8.2.1	Coeficientes angulares da linha de tendência para o Modelo 4
Tabela 5.8.3.1	Coeficientes angulares da linha de tendência para o Modelo 5
Tabela 6.1	Comparativo entre os coeficientes de arrasto experimental e teórico em função do ângulo de incidência para os modelos 4 e 5 – ângulos 0° e 5°
Tabela 6.2	Comparativo entre os coeficientes de arrasto experimental e teórico em função do ângulo de incidência para os modelos 4 e 5 – ângulos 10° e 15°
Tabela 6.3	Comparativo entre os coeficientes de arrasto experimental e teórico em função do ângulo de incidência para os modelos 4 e 5 – ângulos 20° e 25°

Tabela 6.4 Comparativo entre os coeficientes de arrasto experimental e teórico em função do ângulo de incidência para os modelos 4 e 5 – ângulos 30° e 35°

Tabela 6.1 Comparativo entre os coeficientes de arrasto experimental e teórico em função do ângulo de incidência para os modelos 4 e 5 – ângulos 40° e 45°

Tabela A.1 Valores do fator de terreno (Zv)

Tabela A.2 Razão, valor médio e constante β

Tabela A.3 Valores de β

Tabela A.4 Parâmetros α, z_g e k em função da categoria de rugosidade do terreno

Tabelas B Determinação dos coeficientes de arrasto individuais das barras da torre

Tabelas C Verificação das barras segundo a NBR-8800/86.

LISTA DE ABREVIATURAS OU SIGLAS

AISC	American Institute of Steel Construction
ASCE	American Society of Civil Engineers
LAC	Laboratório de Aerodinâmica das Construções
LDEC	Laboratório de Dinâmica Estrutural e Confiabilidade
LRFD	Load and Resistance Factor Design
ISO	International Organization for Standardization
MR	Média Resistência
NBR	Norma Brasileira Registrada
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

1 – Letras Maiúsculas

A	-	Área
A_e	-	Área frontal efetiva
A_{ei}	-	Área frontal efetiva para um elemento do reticulado
B_w	-	Termo de resposta quasi-estática para fios e condutores
B_t	-	Termo de resposta quasi-estática para torres
C	-	Celsius
C_a	-	Coeficiente de arrasto
C_D	-	Coeficiente de arrasto
C_f	-	Coeficiente de força ou arrasto
C_{fi}	-	Coeficiente de arrasto para reticulado isolado
Cn	-	Coeficiente de força aerodinâmica na direção normal
Cs	-	Coeficiente de força aerodinâmica na direção paralela
Cx	-	Coeficiente de força aerodinâmica
D	-	Matriz dinâmica
E	-	Fator de exposição
F	-	Força
F	-	Farenheit
Fi	-	Força em um elemento individual
Fr	-	Fator de rajada
F(z,t)	-	Força em função de uma altura e do tempo
G	-	Fator de resposta às rajadas
Gt	-	Fator de resposta às rajadas para torres
Gw	-	Fator de resposta às rajadas para fios e condutores
H	-	Tensão horizontal do condutor
Hz	-	Hertz
I	-	Matriz identidade
Iv	-	Intensidade de turbulência
K	-	Rigidez
$K\alpha$	-	Fator de correção em função do ângulo de incidência do vento
L	-	Comprimento

L - Distância entre torres

Ls - Escala de turbulência

M - Massa

N - Newton

Q - Fator de densidade do ar

Q - Força generalizada

Q - Carga distribuída nos modelos ensaiados

Re - Número de Reynolds

Rt - Termo de resposta ressonante para torres

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 estatístico (baseado em conceitos probabilísticos)

S_Q - Densidade espectral da força modal

Sv - Densidade espectral transversal da velocidade do vento

$\overline{V}$ - Velocidade média

Vref - Velocidade medida em uma altura de referência

V_{10} - Velocidade medida na altura de 10 metros

Vk - Velocidade característica do vento

Vo - Velocidade básica do vento

$\overline{Vo}$ - Velocidade média do vento na altura efetiva

Zv - Fator de terreno

2 – Letras minúsculas

b - Parâmetro meteorológico utilizado na determinação do S_2

cm - Centímetro

e - Distância entre reticulados paralelos

f - Freqüência

f_c - Freqüência fundamental de oscilação do condutor

fn - Freqüência natural de vibração

ft - Pé

f_t	-	Freqüência fundamental de oscilação da torre
g	-	Grama
g	-	Aceleração da gravidade
g	-	Fator de pico
g_s	-	Fator estatístico
h	-	Altura
h	-	Largura da seção de um reticulado
$\bar{h}$	-	Altura média
h_o	-	Altura efetiva
i	-	Valor da linha de influência de uma resposta
k	-	Coeficiente de força superficial
m	-	Metro
p	-	Expoente de lei potencial de variação de S_2
q	-	Pressão dinâmica
$\hat{r}$	-	Resposta total
$\bar{r}$	-	Resposta média
$\tilde{r}_a$	-	Resposta flutuante não ressonante
$\tilde{r}_R$	-	Resposta flutuante ressonante
s	-	Segundo
t	-	Tempo
v	-	Velocidade flutuante
x	-	Coordenada generalizada
z	-	Altura acima do solo
z_{ref}	-	Altura de referência
z_g	-	Altura gradiente
w	-	Peso por unidade de comprimento

3 – Letras gregas

α - Ângulo de incidência do vento

β - Constante

ε - Coeficiente de aproximação para separação dos termos de resposta de condutores e torres

χ - Admitância aerodinâmica

φ - Índice de área exposta

ϕ - Índice de área exposta

ϕ - Ângulo de fase

ϕ - Ângulo de inclinação do talude

γ^2 (z,z',f) - Correlação da componente individual de freqüência do vento turbulento ou coerência

η - Fator de proteção para reticulados planos múltiplos

μ - Coordenada modal

μ - Peso específico do ar

π - Pi

θ - Ângulo de inclinação do talude

ρ - Massa específica do ar

σ - Desvio padrão

σ^2 - Variância

ω - Freqüência natural angular

ζ - Amortecimento mecânico

ζ_{aer} - Amortecimento aerodinâmico

ζ_c - Razão de amortecimento crítico para o condutor

ζ_e - Amortecimento estrutural

ζ_t - Razão de amortecimento crítico para a torre

ξ - Coeficiente de amplificação dinâmica

RESUMO

A utilização de torres metálicas treliçadas vem, nos últimos anos, se intensificando em todo o Brasil. Este aumento é resultado do salto tecnológico pelo qual o país passou no início da década de 90, onde a necessidade de ampliação dos sistemas de telecomunicações, principalmente, da telefonia celular, se tornou imprescindível para o seu crescimento tecnológico.

Em função disso, vários são os projetos de torres metálicas treliçadas que tem sido contratados pelas diversas empresas de telefonia celular, espalhadas por todo país. No Brasil, onde, pelas benesses da natureza, não há registros de terremotos significativos, e devido ao baixo peso deste tipo de estrutura, a força do vento é o carregamento determinante para a elaboração do projeto estrutural de torres metálicas treliçadas. Sendo assim, se faz necessário perguntar: será que estes projetos estão atendendo às recomendações da norma de vento (NBR 6123/88)? Quais são os riscos aos quais as populações estão sujeitas com a edificação de torres cada vez mais próximas de suas casas?

Neste trabalho, tomando como exemplo o projeto de uma torre metálica treliçada que colapsou no ano de 2000 na cidade de Porto Alegre-RS, foram feitas investigações numéricas no sentido de avaliar a integridade estrutural daquela torre ante os carregamentos devidos aos ventos locais, onde se concluiu que a carga de vento implícita no dimensionamento foi bem abaixo daquela calculada pelos padrões da norma brasileira.

Uma investigação experimental em dois modelos seccionais, um em latão e outro em madeira, construídos a partir de dois trechos da torre estudada, foi realizada a fim de analisar parâmetros aerodinâmicos como coeficientes de arrasto, ângulo de incidência do vento sobre a torre, índice de área exposta e fator de proteção. Os modelos foram construídos na oficina Paulo Francisco Bueno - LAC/UFRGS e ensaiados no Túnel de Vento Prof. Joaquim Blessmann do Laboratório de Aerodinâmica das Construções da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – LAC/UFRGS. Neste trabalho são apresentados os resultados destes experimentos, bem como uma comparação destes resultados com informações até então disponíveis na literatura técnica, além de uma contribuição técnica ao capítulo 9 da NBR 6123/88.

ABSTRACT

A very large number of lattice towers are being constructed in Brazil. This increase occured due technologic transformation (overture) of the decade 90, with the need of the expantion of telecomunication systems, mainly of the cellular telephony.

With this enlargment, many designs of lattice towers are contracted. In Brazil, by several reasons as, absence of earth-quake and snowstorm, wind forces are the primary concern in design of lattice towers. In this form is need to ask: These designs are submiting the wind norm (NBR 6123/88)? What the danger for construction of lattice tower near the our houses?

With the objective of determining these forces and to evaluate their effects upon latticed towers, a numerical investigation of theses loads was performed, based on NBR 6123/88. The collapse of a lattice tower in Porto Alegre's city, in the year 2000, was analysed.

An experimental investigation is accomplished of the force coefficients in a section of the lattice tower studied. Too are analysed; the wind incidence angle; the tower solidity; the shielding effect. The models are constructed and tested at the Prof. Joaquim Blessmann Wind Tunnel of the Aerodinamic Laboratory of Federal University of the Rio Grande do Sul. In this work are presented all the experimentals results and a comparison in these results with the information published in technic literature, besides a technic contribution by nineth chapter of NBR 6123/88.

CAPÍTULO 1
INTRODUÇÃO: TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS

1.1 - Introdução

O advento da construção de torres metálicas treliçadas ganhou força após a Segunda Guerra Mundial com a edificação de um grande número de torres de rádio no continente norte americano. Estas torres, em sua maioria, eram construídas em estruturas de aço treliçadas auto portantes e/ou estaiadas. Sua grande vantagem, quando comparada com outros tipos de torre, estava na velocidade de execução da obra, com uma menor mobilização de pessoal, material e equipamentos durante sua montagem.

Estes fatores associados ao desenvolvimento tecnológico (informática, telefonia celular, etc.), além do crescimento populacional em todo mundo, que aumentou a necessidade de ampliação das linhas de transmissão de energia elétrica, são responsáveis pela atual e intensa utilização de torres metálicas treliçadas.

No Brasil, o crescimento da demanda na utilização de torres metálicas treliçadas vem ocorrendo mais pela expansão do sistema de telefonia celular do que pelo aumento da necessidade de ampliação das linhas de transmissão de energia. Atualmente o país já conta com milhares de torres construídas. Junto com o crescimento da demanda tem-se observado um aumento de acidentes neste tipo de estrutura. Nos últimos anos temos acompanhado pelos noticiários quedas de torres do sistema de linhas de transmissão, torres de telecomunicações, etc.

Por serem estruturas esbeltas e de baixo peso, o vento é um fator determinante para o seu projeto. Deste modo, é essencial que sejam feitas estimativas confiáveis para que se possam chegar a um carregamento de vento compatível com a região na qual a torre será construída.

Neste capítulo será dada uma atenção especial às cargas e solicitações, aos eventos que produzem carregamentos e os mais prováveis agentes causadores dos colapsos das torres metálicas. Procura-se com isso, alertar os engenheiros projetistas, quanto à importância de um estudo mais criterioso na avaliação dos carregamentos de projeto.

O capítulo 2 ressalta a importância do vento nas estruturas treliçadas. Faz uma descrição dos principais parâmetros utilizados na determinação das forças estáticas do vento, dando um maior destaque àaquisição dos coeficientes de força e/ou de arrasto.

Ainda ressaltando a importância do vento, o capítulo 3, complementa o anterior, trazendo uma revisão bibliográfica dos efeitos dinâmicos do vento, onde serão enfatizados os modelos estatísticos de DAVENPORT (1993) e o modelo discreto da NBR 6123/88.

Utilizando como exemplo o projeto de uma torre metálica treliçada construída na cidade de Porto Alegre e que colapsou no ano de 2000, o capítulo 4 faz uma análise estática e dinâmica desta torre, objetivando estabelecer o grau de adequação de sua estrutura com as normas de vento e de aço vigentes no Brasil. Para determinação das forças estáticas e dinâmicas do vento foram utilizadas as recomendações da NBR 6123/88, onde os coeficientes de arrasto globais da torre foram calculados com base nos coeficientes de arrasto individuais de cada elemento da treliça, conforme descrito no capítulo 2.

No capítulo 5 se encontra a parte experimental desta dissertação. São apresentados conceitos e metodologias adotadas na escolha dos modelos experimentais, descrição dos materiais e equipamentos utilizados nos ensaios, bem como uma descrição minuciosa da etapa de calibração do sistema de medição, que por sua importância, legitima os resultados encontrados nos ensaios.

O capítulo 6 traz os resultados e comentários sobre a investigação experimental, bem como um estudo comparativo destes resultados com aqueles esperados baseados nas recomendações da norma brasileira de vento, sobretudo no que tange a parâmetros como: coeficientes de arrasto, índice de área exposta, fator de proteção e ângulo de incidência.

O capítulo 7 apresenta as conclusões e as possíveis propostas para trabalhos futuros.

1.2 - Objetivos

Em linhas gerais, esta dissertação tem como objetivo fazer uma análise da resposta estrutural de uma torre metálica treliçada submetida aos carregamentos devidos ao vento. Este estudo se desenvolverá em duas etapas: uma teórica e outra experimental.

Para a análise teórica utiliza-se como referência o projeto estrutural de uma torre metálica existente. Conhecidas as características geométricas dos seus elementos, são analisados os efeitos da força estática equivalente, produzida pelo vento local, nos

elementos portantes da torre. São investigados, também, as freqüências naturais e os modos de vibração da torre, onde se avaliam os efeitos das respostas quasi-estática, não ressonantes e ressonantes na integridade estrutural da torre em estudo.

Na segunda etapa, a partir de ensaios experimentais, realizados no túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann do Laboratório de Aerodinâmica das Construções da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, em modelos seccionais construídos em escala reduzida, sob escoamento suave e turbulento, procede-se à caracterização de algumas propriedades aerodinâmicas tais como: coeficientes de arrasto, efeito de proteção, índice de área exposta, etc. Os resultados obtidos nestes ensaios são comparados com os modelos teóricos existentes.

1.3 - Cargas e solicitações em torres metálicas treliçadas

De acordo com o tipo e finalidade das torres, elas estão expostas a cargas e solicitações de naturezas diversas, tais como: cargas oriundas do seu peso próprio, peso dos condutores e cabos, dos isoladores, antenas , e mais:

a) Vento transversal sobre a torre e condutores;
b) Carga transversal devida a um ângulo na linha;
c) Carga longitudinal devida a desigualdade de tração nos condutores;
d) Carga de torção oriunda da ruptura de condutores;
e) Carga imposta durante a operação de montagem.

1.4 - Eventos que produzem carregamentos

Quando descrevemos carregamentos em uma torre, é conveniente distinguir entre os eventos que produzem os carregamentos e o carregamento resultante nos seus diversos componentes. Os carregamentos são forças diretas nos condutores ou cabos, antenas ou na estrutura. Os eventos que produzem os carregamentos podem ser classificados como:

a) Eventos relacionados com o clima;
b) Eventos acidentais;
c) Eventos que ocorrem durante a etapa de construção e/ou manutenção.

1.4.1 - Eventos relacionados com o clima

Os eventos relacionados com o clima de interesse para os projetos estruturais são aqueles como a ação do vento, acúmulo de gelo e variação de temperatura. Estas três variáveis tomadas separadamente ou em conjunto são, por sua natureza, variáveis aleatórias. Elas podem somente ser descritas por uma distribuição de probabilidade. Uma vez que os valores extremos destas variáveis são de interesse em aplicações de projeto, é comum considerar os dados que são maiores num dado espaço e período de tempo. Deste modo, neste tipo de carregamento, utiliza-se o conceito de período de retorno que fornece a probabilidade de um dado evento ocorrer em um determinado espaço de tempo.

a) Vento

Dentre os eventos relacionados com o clima, o vento é o que requer um maior cuidado por parte do engenheiro. Sendo assim, será estudado em capítulo àparte.

b) Gelo

Este é um tipo de carregamento que passa a ser importante nos locais propensos a formações de gelo, em alguns períodos do ano. Neste caso, a formação de gelo passa a ser um critério de carregamento que, embora não governe o projeto estrutural em países onde a ocorrência deste fenômeno é rara, não pode ser desprezado.

Além de aumentar significativamente o carregamento vertical sobre o sistema estrutural, o gelo acumulado sobre os elementos da torre (barras), antenas, condutores e fio terra contribuem para o aumento da área superficial exposta ao vento, afetando o coeficiente de força, além disso, altera a forma das seções transversais das barras, podendo provocar um fenômeno de instabilidade aerodinâmica conhecido como galope. Uma conseqüência direta do efeito da adição deste componente de carregamento sobre o sistema estrutural está no aparecimento de cargas resultantes sobre os fios que é traduzida em tensões significativamente maiores que aquelas comparadas com o condutor em condições normais (sem gelo). Nos Estados Unidos, dados meteorológicos e alguns levantamentos de ordem prática, feitos pelo ASCE 1981, sugerem que os carregamentos devido ao gelo sejam incluídos nas normas para projeto de estruturas de linhas de transmissão em todo país.

No Brasil, onde a formação de gelo é rara em grande parte do seu território, se faz necessário um melhor tratamento por parte do engenheiro, sobretudo nos estados da região sul e em cidades elevadas em relação ao nível do mar.

Num entendimento geral, os parâmetros meteorológicos que influencia o tipo e a quantidade de gelo que se formará são bem conhecidos. O conteúdo de água em estado líquido nas nuvens e intensidade de chuva (em condições propícias ao congelamento) controla a quantidade de água disponível para formação do gelo.

O tipo e a forma do gelo são determinados pela combinação de temperatura do ar, velocidade do vento, tamanho das gotas de chuva e intensidade da chuva. Assim, podemos dizer que o problema de congelamento pode ser definido pelas condições meteorológicas que produz o gelo ou pelo tipo de gelo formado em uma determinada região.

1.4.2 - Eventos acidentais

Alguns dos eventos que produzem carregamentos em uma torre não podem ser descritos estatisticamente por causa de sua natureza e/ou falta de dados. Eventos acidentais são aqueles como: quebra de componentes por defeito, uso, fadiga, impactos ou colapso total da estrutura devido a deslizamento de terra, tornados, sabotagem, ou alguns outros fenômenos imprevistos. Os procedimentos de projetos não controlam a ocorrência destes eventos, mas tentam minimizar suas conseqüências.

1.4.3 - Eventos que ocorrem durante a etapa de construção e/ou manutenção

Já durante as fases de construção e manutenção, alguns componentes da linha podem ser submetidos ao seu carregamento crítico. Uma vez que a magnitude dos carregamentos produzidos pelas operações são estabelecidas, elas seriam multiplicadas por um fator de carregamento que garante um adequado nível de segurança. O projeto destes fatores de carga em adição àqueles especificados pelos códigos e normas locais, se constitui uma exigência de segurança que evita a ocorrência de colapso em uma etapa tão importante.

Ao contrário dos carregamentos relacionados com o clima, os carregamentos de manutenção e construção são na maioria dos casos controláveis e estão diretamente relacionados com o método construtivo empregado. Trabalhadores podem ser

seriamente atingidos em sua integridade física como resultado da sobrecarga estrutural, conseqüentemente a segurança pessoal será um fator muito importante que estabelecerá as cargas de construção e manutenção.

Os carregamentos chamados de construção e manutenção são aqueles que atuam sobre as estruturas devido ao processo de montagem, içamento e/ou ereção da torre, instalação de antenas, fios terras, condutores e isoladores, inspeções de emergência, substituições de elementos estruturais, fios terra, condutores, isoladores, etc.

Durante o processo de içamento e/ou ereção da torre alguns elementos das estruturas podem ser submetidos a um carregamento crítico e entrar em colapso. Para evitar que isto aconteça, é necessário que se façam algumas simulações:

a) os nós considerados para içamento, inclinação da torre e/ ou elevação de parte da estrutura deverão ser simulados como nós de apoio e a reação de apoio resultante desta simulação deve ser incorporada aos carregamentos de projeto da estrutura, visto que, durante a fase de projeto os apoios da estrutura são completamente diferentes daqueles que são utilizados como nós de içamento;
b) no processo de manutenção, alguns elementos da estrutura são submetidos a uma flexão provocada pelo peso dos trabalhadores. Este carregamento deverá ser tratado como uma força vertical equivalente de aproximadamente 1115 N (recomendação da ASCE) atuando sobre toda barra horizontal ou próximo dos elementos horizontais da estrutura.

1.5 - Causas de colapso em torres

a) Fenômenos meteorológicos;
b) Neve, avalanche, deslizamento de terra, enchentes, etc.
c) Falhas na linha de construção ou durante as fases de construção e montagem da torre;
d) Causas variadas como: fogo, choque de aeronaves, vandalismo, raios, etc.

Os eventos listados nos itens *b, c* e *d* não são considerados como fatores preponderantes para o colapso de torres, pois eles se constituem eventos isolados que podem provocá-los, no entanto, não são colocados nas estatísticas como uma das principais causas do colapso deste tipo de estrutura.

Já os eventos descritos no item *a*, principalmente aqueles relacionados com vento fortes, são os principais responsáveis pela maioria dos colapsos em torres metálicas treliçadas.

Estudos realizados por Monk (1980), em 36 torres, do sistema de linhas de transmissão da Nova Zelândia, que ruíram no período de 1963 a 1973, constataram que os incidentes que provocaram a queda destas torres estavam diretamente ligados a ocorrência de tempestades associadas a altas velocidades do vento.

Conforme reportagem do jornal O Estado de São Paulo do dia 4 de novembro de 1997, ventos de até 130 km/h (36m/s) provocaram, no dia 2 daquele mês, o colapso de 10 torres nas linhas de transmissão da usina de Itaipu entre Foz do Iguaçu e Ivaiporã no Paraná.

Em 2000, após tempestade com altas rajadas de vento, aconteceu o colapso da torre de uma emissora de rádio , situada na cidade de Porto Alegre. O projeto desta torre, como será mostrado no capítulo 4, não respeitou os procedimentos recomendados por norma para uma estimativa correta da força devida ao vento.

Blessmann (2001) relata que em 15 de janeiro de 1975 uma torre metálica treliçada de microondas da Companhia Riograndense de Comunicações Pinheiro Machado ruiu completamente, sem se desligar das fundações, após um forte temporal. O interessante é que esta torre foi reconstruída e novamente destruída nas primeiras horas do dia 25/11/86, e uma torre com as mesmas características, situada nas proximidades e pertencente à Companhia Estadual de Energia Elétrica do Rio Grande do Sul, calculada de acordo com a NBR 6123, não foi danificada.

Blessmann (2001), também transcreve informações de revistas do Estado de São Paulo que relatam que no período de novembro de 1970 a junho de 1983 ocorreram 20 acidentes na Companhia Energética de São Paulo, com queda ou inclinação acentuada de estruturas de linhas de transmissão, atingindo cerca de 145 estruturas, uma média de 7,5 por ocorrência.

Deste o início das edificações de torres metálicas, vários são os registros de colapso devidos aos ventos com altas velocidades. Isto sugere que na ausência de um outro fenômeno, o carregamento do vento pode ser bastante severo para causar o colapso de uma torre.

CAPÍTULO 2
FORÇA DEVIDA AO VENTO EM TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS

Após a Segunda Guerra Mundial, a construção de um grande número de torres de rádio foi iniciada no continente norte americano. O projeto para construção destas torres era baseado na aplicação de uma pressão de vento uniforme ao longo de toda altura da torre, estando de acordo com o que exigia os códigos e normas da época.

A partir de 1950, uma grande quantidade de testes experimentais e estudos relacionados com o tema, aumentaram o conhecimento da então chamada Engenharia do Vento, permitindo assim, a reformulação das normas, adaptando-as a resultados mais realísticos. Baseado nestes novos conhecimentos, agora é exigido que o carregamento do vento seja determinado levando em consideração a variação do perfil de pressão dinâmica que aumenta com a altura e depende da velocidade básica do vento, do tipo de terreno e de propriedades dinâmicas das estruturas.

Atualmente, os principais códigos e normas técnicas de vento no mundo recomendam que a força na direção do vento seja calculada, de uma forma geral, pela equação $F = q \cdot A_e \cdot C_f$, onde a pressão dinâmica (q), que o vento exerce sobre as estruturas e, obtida de acordo com características físicas, topográficas e meteorológicas inerentes de cada região ou país, é então multiplicada pela área frontal efetiva (A_e) e pelo coeficiente de força e/ou de arrasto da estrutura (C_f).

Em torres metálicas treliçadas, alguns fatores são importantes na determinação dos coeficientes de arrasto e, conseqüentemente, do carregamento do vento. Dentre eles estão:

a) O alongamento ("aspect ratio") ou alteamento, que é a relação entre a altura e a largura da torre.
b) índice de área exposta, que é a relação entre a área efetiva frontal da torre e a área total correspondente àárea limitada pelos seus contornos.
c) A forma nas barras individuais da torre: nas barras arredondadas, as forças do vento dependem do número de Reynolds e da rugosidade da superfície destes elementos; nas barras prismáticas de cantos ou arestas vivas, os efeitos do número de Reynolds e da rugosidade da superfície são menores, podendo na maioria das vezes ser desprezados nos cálculos.
d) efeito de proteção que o reticulado de barlavento exerce no reticulado de sotavento.

e) ângulo de incidência do vento, ou seja, a orientação da torre metálica treliçada em relação àdireção média do vento.
f) A inclinação das barras principais das torres, devido a influência na determinação do alongamento ("aspect ratio"). A maioria das torres metálicas treliçadas utilizadas tanto para linhas de transmissão quanto para telecomunicações possuem seções transversais que variam com a altura. Apesar de não existir, até o momento, um estudo que mostre a interferência desta inclinação no carregamento do vento é um fator que merece uma melhor atenção.
g) Um outro fator que merece também uma atenção especial é a turbulência atmosférica. Segundo SIMIU, SCANLAN (1996), o efeito da turbulência na força de arrasto em estruturas constituídas de barras prismáticas de cantos vivos é relativamente pequeno em quase todos os casos práticos.

No caso das torres metálicas treliçadas, alguns estudos teóricos e experimentais tem sido realizados no sentido de avaliar os coeficiente de arrasto em barras de seções arredondadas e de arestas vivas, tais como cantoneiras, o efeito do ângulo de incidência do vento sobre a barra, da face da barra exposta ao vento, da inclinação e do efeito de proteção que uma barra exerce sobre outra.

A seguir é apresentado uma breve cronologia de estudos sobre os coeficientes de arrasto em treliçados.

a) EIFFEL (1911), em experiências realizadas no Laboratório do Campo de Marte, estudou os coeficientes de força em placa plana retangular em relação ao alongamento e ao ângulo de incidência. Estudou também o efeito de proteção de duas treliças considerando diferentes distâncias entre elas, no entanto, não levou em consideração a variação do ângulo de incidência, alongamento e do índice de área exposta.
b) FLACHSBART (1932), realizou um importante estudo sobre o efeito do vento em treliças planas de barras de seção com cantos vivos. Até hoje, os resultados obtidos em seus ensaios servem de referência para diversas normas e autores, dentre eles BLESSMANN (1990). FLACHSBART (1932) realizou seus ensaios no túnel aerodinâmico situado em Göttingen, Alemanha, cuja câmara de ensaios era aberta, octogonal, com diâmetro de 2,26m. Nestes ensaios ele estudou o efeito do vento em reticulados planos levando em consideração o espaçamento entre dois reticulados planos paralelos, o índice de área exposta, a influência do alongamento da treliça em

função do índice de área exposta sobre o coeficiente de arrasto. Foram investigados diferentes modelos de reticulados, sempre com o vento incidindo perpendicularmente ao plano do reticulado.

c) GOULD et al. (1972) estudaram os coeficientes de força do vento em estruturas tubulares reticuladas. Foram investigados modelos de estruturas planas de torres de seção triangular e de seção quadrada. Os ensaios foram realizados em túnel de vento de ar comprimido. Estudou-se o efeito do índice de área exposta e do número de Reynolds. Este trabalho é importante para estruturas compostas de perfis arredondados em que o número de Reynolds é um parâmetro importante para se determinar o carregamento do vento.

d) WHITBREAD (1981), propôs um modelo empírico para determinação do efeito da proteção em relação ao espaçamento entre reticulados e ao índice de área exposta, atualizando o modelo proposto anteriormente por FLACHSBART. Ele investigou a influência do efeito da proteção nas forças do vento em estruturas reticuladas levando em consideração o índice de área exposta, o espaçamento entre treliças, o número de treliças e o tipo da barra do reticulado.

e) GEORGIOU; VICKERY (1979), apresentaram um trabalho mais profundo sobre o efeito do vento em reticulados planos, tema da dissertação de mestrado de GEORGIOU (1979). Em relação ao efeito de proteção entre reticulados foram investigadas as influências do ângulo de incidência do vento, do índice de área exposta, do espaçamento entre reticulados, do alongamento e do número de reticulados.

f) GEORGIOU (1979) mostrou também que a influência da turbulência atmosférica nos resultados médios é mínima e pode ser desconsiderada. Nessa investigação experimental foram mostradas as divergências entre as diversas normas existentes na época e os resultados experimentais. Atualmente algumas normas sobre o efeito do vento em reticulados baseiam-se neste trabalho.

g) SIMIU, SCANLAN (1996), apresentam, em seu livro sobre o efeito do vento em estruturas, estudos já desenvolvidos sobre estruturas reticuladas, incluindo torres treliçadas de seção transversal, triangular e quadrada, compostas por elementos circulares ou de arestas vivas.

h) CARRIL JÚNIOR (2000), em sua tese de doutorado apresentou resultados experimentais realizados no “Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory” da University of Western Ontario”, Canadá, em três modelos seccionais de uma torre

feitos em acrílico e poliestireno com comprimentos e larguras, respectivamente iguais a 1,035 metros e 0,102 metros. Os estudos analisaram o ângulo de incidência do vento, índice de área exposta, efeito de proteção e fator de interferência no coeficiente de arrasto de antenas de microondas, devido à proximidade da torre e a influência da turbulência no vento.

Amparados pelos resultados destes testes, alguns métodos, para o cálculo dos coeficientes de arrasto das cargas devidas ao vento em torres reticuladas, foram propostos.

Um dos métodos consiste em determinar o carregamento em cada elemento reticulado, individualmente e depois adicionar todas as cargas individuais de modo a obter a carga total. Ou seja, obtém-se F_1, F_2,..., F_n para cada elemento e faz $F = \Sigma F_i$, e $A_e = \Sigma A_{ei}$, (i = 1,...,n), onde n é o número de elementos da torre. A força em cada barra é determinada pela equação:

$$F_i = C_{fi}.q.A_{e\,i} \tag{2.1}$$

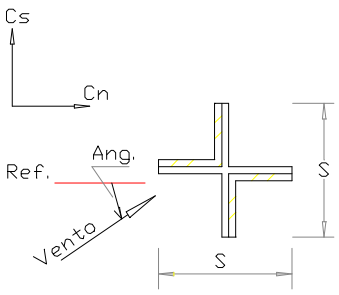
Para que este método seja aplicado é necessário que sejam conhecidas as propriedades geométricas de todos elementos bem como os coeficientes de força aerodinâmica (C_{fi}), que variam em função do ângulo de incidência com que o vento atinge cada elemento, além da velocidade característica do vento. Este é um processo muito cansativo e demorado devido a grande quantidade de elementos reticulados que possui uma torre metálica treliçada.

A tabela 2.1 mostra os coeficientes de força aerodinâmica (C_f) para alguns tipos de seções transversais de barras prismáticas isoladas. A tabela, transcrita de SACHS (1978), é o resultado de dois trabalhos feitos por Scruton e Nemberry; e A.G. Davenport, onde diversos tipos de seções, utilizadas em estruturas treliçadas, foram ensaiadas em escoamento bidimensional com variação do ângulo de incidência.

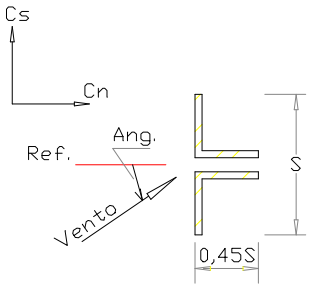
Assim, o coeficiente de força resultante poderá ser calculado através da expressão:

$$C_f = F / q.Ae \tag{2.2}$$

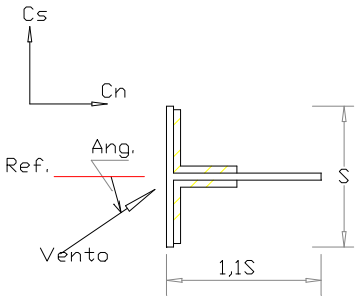
Tabela 2.1 – Coeficiente de força nos elementos (SACHS, 1978)



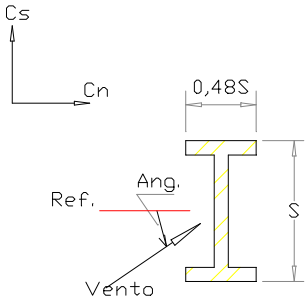
Ângulo	Cn	Cs
0	1,75	0,10
45	0,85	0,85
90	0,10	1,75
135	−0,75	0,75
180	−1,75	−0,10



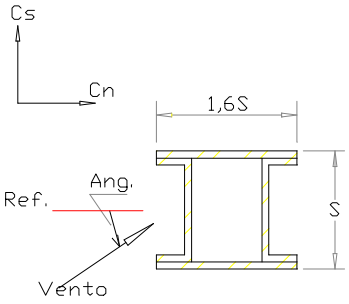
Ângulo	Cn	Cs
0	1,60	0,00
45	1,50	−0,10
90	−0,95	0,70
135	−0,50	1,05
180	−1,50	0,00



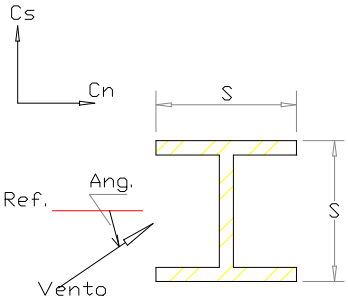
Ângulo	Cn	Cs
0	2,00	0,00
45	1,20	0,90
90	−1,60	2,15
135	−1,10	2,40
180	−1,70	2,10



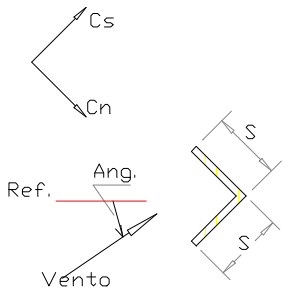
Ângulo	Cn	Cs
0	2,05	0,00
45	1,95	0,60
90	0,50	0,90



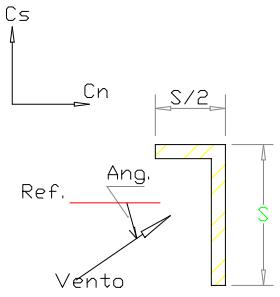
Ângulo	Cn	Cs
0	1,40	0,00
45	1,20	1,60
90	0,00	2,20



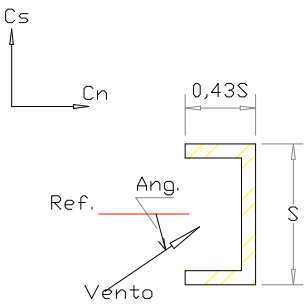
Ângulo	Cn	Cs
0	1,60	0,00
45	1,50	1,50
90	0,00	1,90



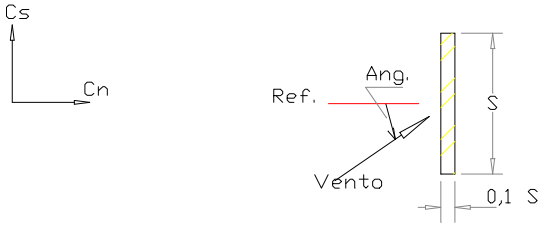
Ângulo	Cn	Cs
0	1,80	1,80
45	2,10	1,80
90	−1,90	−1,00
135	−2,00	0,30
180	−1,40	−1,40



Ângulo	Cn	Cs
0	1,90	0,95
45	1,80	0,80
90	2,00	1,70
135	−1,80	−0,10
180	−2,00	0,10



Ângulo	Cn	Cs
0	2,05	0,00
45	1,85	0,60
90	0,00	0,60
135	−1,60	0,40
180	−1,80	0,00



Ângulo	Cn	Cs
0	2,00	0,00
45	1,80	0,10
90	0,00	0,10

Um outro método consiste em dividir a estrutura em vários módulos formados por alguns elementos reticulados (figura 2.2), onde em cada módulo é determinado um índice de área exposta (j): que é a relação entre a área frontal efetiva de um reticulado (A_e) e a área frontal da superfície limitada pelo contorno do reticulado (A).

$$j = A_e/A \qquad (2.3)$$

Em conformidade com os resultados de experimentos realizados em túnel de vento com torres reticuladas, algumas das principais normas técnicas do mundo apresentam gráficos que relacionam o índice de área exposta (j) com o coeficiente de arrasto (C_f) para torres de seções transversais quadradas e triangulares . Desta forma, calculando-se o índice área exposta de cada módulo, obtém-se o coeficiente de arrasto em função do tipo de seção da torre. Este critério deve-se a Flachsbart, década de 1930.

Podemos, uma vez conhecidos os parâmetros geométricos e dinâmicos (estimados), calcular facilmente o carregamento em cada módulo. Este método, embora muito mais rápido e menos cansativo que o primeiro.

Em se tratando de torres reticuladas, que é um tipo de reticulado plano múltiplo, é necessário levar em consideração os efeitos de proteção do reticulado de barlavento, sobre o de sotavento, no cálculo do coeficiente de arrasto. Este efeito tem que ser levado em conta independentemente do método utilizado para a determinação do coeficiente de arrasto.

Para o caso de uma torre reticulada de seção transversal retangular o coeficiente de arrasto é igual: $C_f = C_{fl}(1+h)$ (2.4)

Onde: C_{fl} = coeficiente de arrasto para o reticulado isolado.

h = fator de proteção

O fator de proteção (h) é um parâmetro que, em reticulados planos múltiplos, indica o quanto o reticulado de barlavento protege os demais. Este fator depende do índice de área exposta (j) do reticulado situado na face de barlavento da torre em estudo, e do respectivo afastamento relativo (e/h), onde:

e = distância entre os reticulados paralelos;

h = largura da seção do reticulado.

Vários estudos, principalmente aqueles devidos a FLACHSBART (1932), por ser a base para todos os outros, comprovaram que quando o vento incide perpendicularmente ao plano reticulado seus elementos criam uma zona de proteção na sua face jusante. Esta proteção tende a diminuir com o afastamento (e) do elemento

protegido e com a redução da área efetiva (nos estudos a área efetiva é representada pelo índice de área exposta (j) e pela largura (h) do reticulado). WHITBREAD (1981) e FLACHSBART (1932) sugerem as seguintes expressões para o fator de proteção:

a) FLACHSBART: $h = 1{,}15[1 - 1{,}45 . j . (e/h)^{-0{,}25}]$; para duas treliças ou reticulados.

b) WHITBREAD: $h = (n\text{-}1)\text{-}[j^{0{,}45} . (e/h)^{j\text{-}0{,}5} . (n\text{-}1)1{,}1]$; $0 < j < 0{,}5$, aplicado a reticulados de cantoneiras (n = número de reticulados).

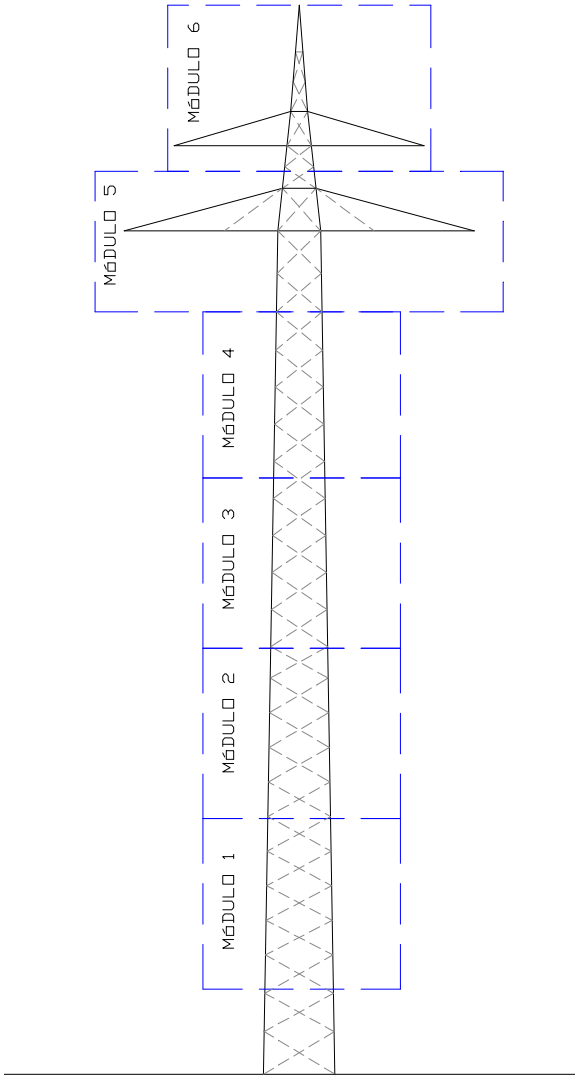


Figura 2.2 – Exemplo da divisão de módulos

Devido a sua importância no cálculo da força do vento nas estruturas treliçadas, o coeficiente de arrasto é uma das propriedades aerodinâmicas que precisa ser, ainda, amplamente estudada, tamanha é a quantidade de parâmetros que interferem na sua determinação.

CAPÍTULO 3
RESPOSTA DINÂMICA À AÇÃO VENTO

3.1 - Introdução

As forças devidas ao vento são, por sua natureza, dinâmicas. O espectro da parte flutuante da velocidade do vento concentra sua energia numa faixa de freqüência que não excede significativamente o limite de 1 Hz. Isto implica que torres com freqüências fundamentais inferiores a este valor são propensas a amplificarem dinamicamente sua resposta estrutural, exigindo portanto uma análise mais completa.

Recentemente, torres de telecomunicação para instalação de antenas digitais tem se mostrado particularmente sensíveis a esta resposta dinâmica, pois os deslocamentos e rotações impostos pelo vento podem produzir uma interrupção da linha de transmissão com outras torres da cadeia.

Este capítulo discute os principais parâmetros utilizados na avaliação da resposta dinâmica de uma torre metálica treliçada.

3.2 – Freqüências e modos fundamentais de vibração livre

Essencialmente, a torre pode ser considerada como uma viga-coluna engastada na base, com massa e rigidez flexional variáveis ao longo do seu comprimento. Geralmente, relações não precisas descrevem a variação destes fatores com a altura e então somente uma análise aproximada para obter a freqüência natural pode ser efetuada.

O princípio por trás deste procedimento é aquele em que a freqüência natural de vibração pode ser determinada na relação geral,

$$2\pi f_n = \left(\frac{\alpha_n}{L}\right)^2 \sqrt{\frac{K}{m}} \ \text{(Hz)} \qquad (3.2.1)$$

Onde: K = rigidez da torre

m = massa equivalente

α_n = constante que depende da vinculação.

L = altura da torre

O problema é, conseqüentemente, obter uma estimativa razoável das propriedades de massa e rigidez da estrutura.

Uma solução por massas concentradas pode ser obtida através da divisão da altura da torre em um número de módulos e concentrando a massa de cada módulo em um ponto discreto (figura 3.2.1).

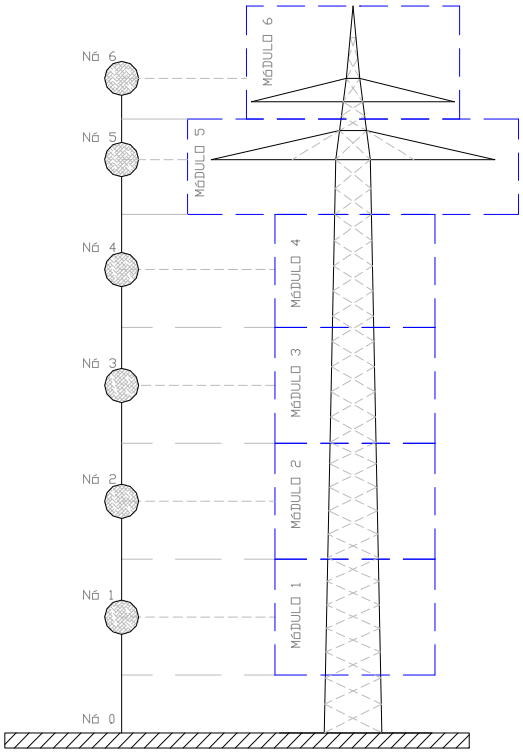


Figura 3.2.1 - Torre discretizada em massas concentradas

A propriedade de rigidez entre dois nós subseqüentes pode ser obtida pela consideração da rigidez de cada membro individualmente e combinando-as em uma matriz de rigidez local. Pela união de contribuição de todos os módulos, um sistema de equação pode ser escrito como: $[M]\{\ddot{x}\}+[K]\{x\}=0$ (3.2.2)

[M] = M = matriz de massa, [K] = K = matriz de rigidez e {x} = $\boldsymbol{x}$ = vetor de deslocamentos horizontais em cada ponto de massa

A solução desta equação produz um número de freqüências naturais igual ao número de graus de liberdade. Entretanto, somente as freqüências mais baixas podem usualmente ser consideradas confiáveis e sua precisão é geralmente dependente do número de módulos em que a torre foi dividida.

A equação 3.2.2 pode ser resolvida se considerarmos que a estrutura da torre, discretizada acima, se trata de um conjunto de partículas com N graus de liberdade, vinculados por elementos elásticos lineares, sem massa, CLOUGH & PENZIEN (1993).

3.3 - Turbulência

A turbulência ocorre quando um escoamento atinge velocidades relativamente altas. No vento natural, onde as condições de estabilidade, alheia às flutuações da velocidade, são causadas quase que exclusivamente por agitação mecânica do ar, com a formação de um grande número de turbilhões ou redemoinhos. Neste caso, as velocidades flutuantes e as conseqüentes forças são de caracter aleatório e tem ambas componentes, longitudinal e transversal no escoamento médio. A magnitude do carregamento será uma função da intensidade da turbulência, e de sua escala. A intensidade da turbulência determina a magnitude local da força flutuante enquanto que, a sua escala, em relação ao tamanho do corpo, determina quão bem as flutuações estão correlacionadas sobre o corpo.

O grau pelo qual a estrutura responde ao carregamento flutuante depende da energia contida na turbulência, na faixa de freqüência que se sobrepõem às freqüências naturais da estrutura. Assim, uma estrutura com uma freqüência natural baixa é mais facilmente excitada, e conseqüentemente, é necessário saber qual a freqüência natural da torre em relação às componentes da energia do vento.

A aleatoriedade da turbulência não permite que seja feito o seu tratamento determinístico, isto conduz a um estudo por meio da teoria da probabilidade e de médias estatísticas. Um conhecimento tão exato quanto possível das propriedades da turbulência se faz necessário tanto para o cálculo matemático da resposta dinâmica das estruturas às rajadas de vento como para a simulação correta do vento em túneis de vento. Atualmente o processo mais usado para o estudo dessas propriedades dá-se por meio da teoria estatística da turbulência.

A turbulência do vento se constitui em um fenômeno de processo aleatório estacionário ergódico. É aleatório ou estocástico porque pode ser definido com uma seqüência infinita de variáveis aleatórias cujos registros ou amostras diferem entre si (rajadas diferentes no espaço e no tempo), no entanto, se o número de amostras for suficientemente grande ele poderá apresentar uma certa regularidade estatística. É estacionário porque seus parâmetros estatísticos tais como: média, variância, desvio

padrão, auto-correlação, etc., são determinados sobre a totalidade dos registros possíveis e são invariantes para qualquer deslocamento da origem do tempo. E é ergódico porque admite-se que qualquer um de seus parâmetros estatísticos, calculados sobre um conjunto de registros possíveis, é igual ao correspondente parâmetro calculado ao longo do tempo sobre qualquer registro representativo do processo.

Baseados nos conceitos estatísticos conclui-se que todo fenômeno físico de caráter aleatório pode ser estudado em termos de uma componente invariante com o tempo (componente estática) e uma componente variável com o tempo (componente dinâmica). A componente estática é descrita pelo valor médio e a componente dinâmica pela variância. Como o valor médio é tratado à parte, considera-se para o estudo da componente variável que o valor médio é igual a zero. Conseqüentemente, para o estudo das flutuações em torno da média, a variância coincide com o valor quadrático médio e o desvio padrão com a média quadrática (rms).

3.4 – Tipos de amortecimentos considerados em sistemas estruturais

3.4.1 - Amortecimento aerodinâmico

O amortecimento aerodinâmico está associado a alterações na velocidade relativa do ar em relação à estrutura, quando esta oscila em torno de sua posição deformada média, ou seja, quando está associado às forças correspondentes à massa adicional. Segundo BLESSMANN(1998), a massa adicional é o acréscimo de resistência que o próprio corpo opõe a uma alteração do seu estado de movimento.

Em torres, o amortecimento aerodinâmico pode ser estimado por:

$$\zeta_{aer} = \frac{\rho_a}{4.\pi.f_T} \frac{\int_0^H \overline{V}(z).C_a(z).w(z).\mu_j{}^2(z)\,dz}{\int_0^H m(z).\mu_j{}^2(z)\,dz} \qquad (3.4.1.1)$$

Onde:

ρ_a = massa específica do ar;

f_T = freqüência natural da torre na direção transversal no j-ésimo modo de vibração;

H = altura da torre;

$C_a(z)$ = coeficiente de arrasto em função da elevação z;

w(z) = largura da torre em função da elevação z;

μ_j = forma modal no j-ésimo modo de vibração;

m (z) = massa por unidade de comprimento.

Para vibrações na direção do vento, ζ_{aer} quase sempre é positivo; com isto soma seus efeitos aos do amortecimento estrutural, o que é favorável para o atenuamento das vibrações (geralmente este efeito favorável é muito pequeno).

Entretanto, para vibrações transversais ao vento, muitas vezes ζ_{aer} é negativo e aumenta a ação dinâmica do vento. Em diversos casos pode levar a uma situação instável, o que ocorre quando a soma algébrica $\zeta_e + \zeta_{aer} < 0$. Há uma instabilidade, com amplitudes crescentes, por vezes violentamente. É o que acontece na vibração por galope.

3.4.2 - Amortecimento mecânico

O amortecimento mecânico, aqui representado pela razão de amortecimento crítico ζ, está dividido em duas partes:

$$\zeta = \zeta_e + \zeta_n \qquad (3.4.2.1)$$

Onde: ζ_e = amortecimento estrutural, e

ζ_n = amortecimento não estrutural

O amortecimento não estrutural, ζ_n , é aquele causado por elementos não estruturais de uma construção. A influência destes elementos é muito variável e pode causar amortecimento com valor superior ao correspondente amortecimento estrutural. No caso de estruturas treliçadas tipo torre os efeitos deste amortecimento é desprezável.

Deste modo, o amortecimento mecânico passa a ser representado pela parcela do amortecimento estrutural, que é definido como o amortecimento da estrutura resistente. Este amortecimento depende da constituição molecular, estado amorfo ou cristalino, vazios, poros e micro fissuras, e do atrito entre componentes da estrutura, os quais movem-se um em relação ao outro durante a oscilação (típico em estrutura de aço com uniões aparafusadas).

Como já foi mencionado anteriormente, muitas vezes se faz necessário acrescentar, ao amortecimento mecânico, o amortecimento estrutural, que em geral tem sua influência desprezável. No entanto, em estruturas leves e flexíveis como treliças, estes valores podem ser expressivos quando submetidos a ventos com alta velocidade.

Valores típicos de amortecimento estrutural para estruturas de transmissão, extraídos do ASCE(1991), são dados na Tabela 3.4.1.

Tabela 3.4.1 – Propriedades dinâmicas aproximadas para estruturas de transmissão.

Tipo de estrutura	Freqüência fundamental	Razão de amortecimento
Torres treliçadas	2,0 – 4,0	0,04
H – frame	1,0 – 2,0	0,02
Poste	0,5 – 1,0	0,02

3.5 – Fundamentos para o cálculo da resposta dinâmica em torres metálicas treliçadas submetidas à ação do vento

O carregamento do vento ao longo de uma estrutura em resposta a rajada de um vento consiste de uma componente média devido àação da velocidade média do vento e de uma componente flutuante devido às flutuações da velocidade do vento em torno da média. O vento flutuante é uma mistura aleatória de rajadas ou turbilhões de vários tamanhos, com grandes turbilhões ocorrendo com uma menor freqüência que os turbilhões menores. A freqüência fundamental de vibração da maioria das estruturas é suficientemente mais alta que a componente do efeito da carga flutuante imposta por grandes turbilhões.

O carregamento devido a rajadas de baixas freqüências, algumas vezes referidas como uma situação turbulenta, pode ser tratada em uma forma similar como aquelas devidas ao vento médio. Isto amplifica a carga dinâmica e seu efeito pode ser maior que a carga equivalente estática.

Deste modo, o carregamento induzido sobre uma estrutura pode apresentar uma componente média (estática), uma componente flutuante não ressonante (quasi-estática) e uma componente flutuante ressonante (dinâmica).

A resposta de uma estrutura sujeita ao carregamento do vento é ilustrada nas figuras 3.5.1 e 3.5.2.

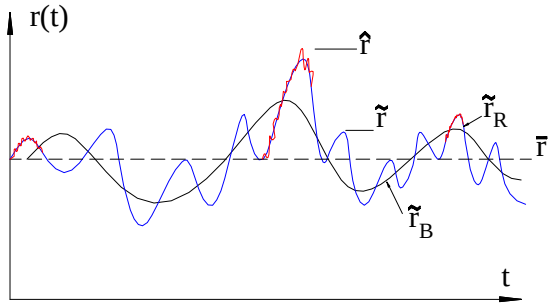


Fig. 3.5.1 - História da resposta no tempo

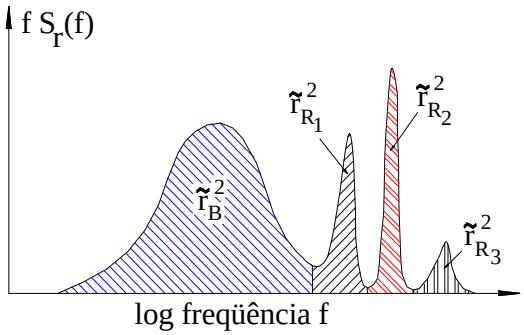


Fig. 3.5.2 - Espectro de força da resposta

$\hat{r}$ = resposta total
$\tilde{r}_B$ = resposta flutuante não ressonante
$\tilde{r}_R$ = resposta flutuante ressonante
$\bar{r}$ = resposta média

Os índices 1, 2 e 3 correspondem aos modos de freqüências correspondente

A figura 3.5.1 mostra a história da resposta da estrutura ao carregamento do vento num dado tempo e espaço, e a figura 3.5.2 mostra o espectro genérico da resposta (forma como a energia da resposta flutuante se distribui com relação à freqüência) correspondente. Esta resposta representa um conjunto de ações estruturais como: força resultante, momento fletor, deflexões (deslocamentos), acelerações, etc.

Para o projeto estrutural nos interessa obter a resposta dinâmica total ou de pico que pode ser expressa pela equação:

$$\hat{r} = \bar{r} + g_s.\tilde{r} \qquad (3.5.1)$$

$\bar{r}$ - é a resposta média no tempo;

$\tilde{r}$ - é o valor rms da resposta flutuante; e

g_s – é o fator estatístico de pico, geralmente varia de 3 a 4.

O valor rms é tomado como igual ao desvio padrão (raiz quadrada da variância). Isto porque se considera as flutuações em torno da média ($\bar{r} = 0$).

A resposta quadrática média (rms), para uma dada faixa de freqüência, é representada pela área do espectro correspondente àfaixa. A resposta flutuante pode ser dividida em duas componentes distintas: (a) Resposta não ressonante (r_B), cuja energia está distribuída em uma faixa de baixa freqüência e seu efeito na estrutura pode ser considerado como quasi-estático, e (b) Resposta ressonante (r_R), que se constitui numa energia altamente concentrada e centrada na freqüência natural da estrutura.

O valor rms total da resposta flutuante é calculado como a soma da resposta não ressonante com a contribuição da resposta ressonante em cada modo de vibração que seja representativo, ou seja,

$$r = \sqrt{\tilde{r}_B^{\,2} + \sum \tilde{r}_{R\,j}} \qquad (3.5.2)$$

$\tilde{r}_B$ - é o valor rms da resposta flutuante não ressonante; e

$\tilde{r}_{Rj}$ - é o valor rms da resposta flutuante ressonante no j-ésimo modo de vibração.

3.5.1 – Método estatístico usando linhas de influência

Em função da variedade de respostas estruturais é possível descrever os efeitos do carregamento do vento atuando na estrutura através do uso das linhas de influência. DAVENPORT (1993), utilizando este conceito, simplificou o processamento para calcular o fator de rajadas de estruturas esbeltas como torre, pontes e estruturas suspensas. Neste método ele considerou um coeficiente de arrasto médio constante ao longo da altura.

LOREDO-SOUZA (1996), desenvolveu o método de Davenport considerando a variação dos coeficientes de arrasto e do índice de área exposta da torre ao longo da altura. A figura 3.5.3 mostra um esboço do carregamento do vento.

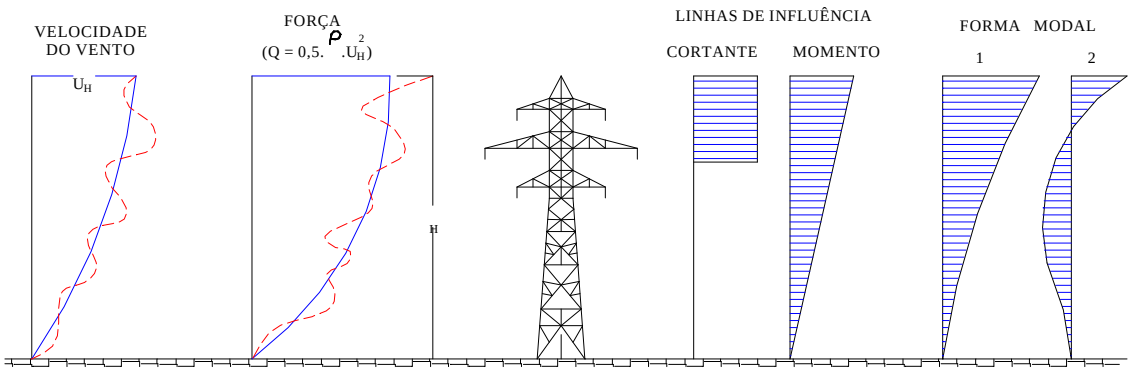


Figura 3.5.3 – Esboço do carregamento do vento

O método mostra que a resposta instantânea em um dado ponto da estrutura devido a força do vento é:

$$r(t) = F(z,t).i_r(z)dz \qquad (3.5.1.1)$$

Onde:

F(z,t) é a força lateral instantânea na elevação, z, e num tempo, t;

$i_r(z)$ é o valor da linha de influência da resposta requerida (momento, cortante, etc).

LOREDO-SOUZA(1996), apresenta o desenvolvimento das respostas média, não ressonante e ressonantes. A seguir será mostrado um resumo deste estudo.

a) Resposta média

A resposta média da estrutura, considerando vento constante é dada por:

$$\bar{r} = \frac{1}{2}\rho_a.\overline{V}_H^{\,2}.\int_0^H \left(\frac{z}{H}\right)^{2.\alpha}.C_a(z).\varphi(z).w(z).i_r(z)\,dz \qquad (3.5.1.2)$$

Onde:

H = altura da torre;

$C_a(z)$ = coeficiente de arrasto em função da elevação z;

w(z) = largura da torre em função da elevação z;

φ (z) = índice de área exposta em função da elevação z;

$\overline{V}_H$ é a velocidade média na altura de referência H;

α = expoente de lei potencial

b) Resposta não ressonante

É tomado como a resposta quadrática média quasi-estática para correlação parcial do carregamento flutuante. É dada por:

$$\tilde{r}_B^{\,2} = \rho_a^{\,2}.\sigma_v^{\,2}.\overline{V}_H^{\,2}.\int_0^H\int_0^H C_a(z).C_a(z').\varphi(z).\varphi(z').\left(\frac{z}{H}\right)^{\alpha}.\left(\frac{z'}{H}\right)^{\alpha}.e^{-(\Delta z/{}^{z}L_v)} \; i_r(z).i_r(z').w(z).w(z')\,dz\,dz' \qquad (3.5.1.3)$$

Onde:

$\sigma_v^{\,2}$ = variância;

z, z’ = altura acima do solo;

$\Delta z = |z\text{-}z'|$

${}^{z}L_v$ = Escala vertical longitudinal de turbulência

$C_a(z')$ = coeficiente de arrasto em função da elevação z’;

w(z’) = largura da torre em função da elevação z’;

φ (z’) = índice de área exposta em função da elevação z’;

$i_r(z')$ é o valor da linha de influência da resposta na altura z'.

c) Resposta ressonante

A resposta ressonante para efeitos locais (cortante, momento fletor, etc.) é dada por:

$$\tilde{r}_{Rj} = \sqrt{\frac{\pi}{4}\frac{f_j.S_{Qj}(f_j)}{(\zeta_{aer}+\zeta_e)}}\frac{\int_0^H m(z).\omega^2{}_j.\mu_j(z).i(z)\,dz}{\int_0^H m(z).\omega^2{}_j.\mu^2{}_j(z)\,dz} \qquad (3.5.1.4)$$

Onde:

f_j = freqüência natural no j-ésimo modo de vibração;

$S_{Qj}(f_j)$ = Espectro de força generalizada em função da freqüência natural no j-ésimo modo de vibração;

ω_j = Freqüência angular de vibração no j-ésimo modo de vibração;

$\mu_j(z)$ = Coordenada modal na altura z no j-ésimo modo

3.6 – Cálculo da resposta dinâmica na direção do vento segundo a NBR 6123/88

Para o cálculo da resposta dinâmica de uma estrutura, a NBR 6123/88 recomenda um modelo discreto, que é baseado no processo estatístico de cálculo de Davenport (item 3.5), diferindo desse nos parâmetros utilizados para determinar as ações do vento. No modelo discreto da NBR 6123/88 não existe uma separação entre a resposta média, resposta não ressonante e resposta ressonante da estrutura. Ele considera apenas que a resposta estrutural é influenciada pela componente flutuante na direção da velocidade média do vento, ou seja, na estrutura que deverá ser discretizada em n partes, a força total é o resultado da contribuição de uma componente média e de uma componente flutuante.

Para cada modo de vibração j, com componentes $(x_i)_j = x_i$, a força total $F(t)_i$ devida ao vento na direção da coordenada ***i*** é dada por:

$$F(t) = \overline{F}_i + \tilde{F}(t) \qquad (3.6.1)$$

A componente média $\left(\overline{F}_i\right)$ é dada por:

$$\overline{F}_i(z) = q_0.b^2.C_{ai}.A_i.\left(\frac{z}{z_r}\right)^{2p} \qquad (3.6.2)$$

A componente flutuante $(\tilde{F}(t))$ por:

$$\tilde{F}(t) = F_H.\psi_i.x_i \text{ onde,} \tag{3.6.3}$$

$$F_H = q_0.b^2.A_0.\frac{\sum_{i=1}^{n}\beta_i.x_i}{\sum_{i=1}^{n}\psi_i.x_i^{\,2}}.\xi \tag{3.6.4}$$

$$\psi_i = \frac{m_i}{m_0} \tag{3.6.5}$$

$$\beta_i = C_{ai}.\frac{A_i}{A_0}.\left(\frac{z}{z_r}\right)^p \tag{3.6.6}$$

x_i = deslocamento correspondente àcoordenada i;

A_i = área de influência correspondente àcoordenada i;

m_i = massa discreta correspondente àcoordenada i;

C_{ai} = coeficiente de arrasto correspondente àcoordenada i;

z = altura do elemento i sobre o nível do terreno;

z_r = altura de referência onde se considera a velocidade média do vento na camada limite atmosférica, neste trabalho, admite-se z_r = 10 metros;

m_0 = massa arbitrária de referência;

A_0 = área arbitrária de referência;

b e p são tabelados conforme a rugosidade do terreno (ver tabela 3.8.1);

q_0 = pressão dinâmica do vento, dada por $q_0 = \frac{1}{2}.\rho.\overline{V}_p^{\,2}$ (ρ é a massa específica do ar);

$\overline{V}_p$ = velocidade de projeto, correspondente àvelocidade média sobre 10 min a 10 m de altura do solo, em terreno de Categoria II, é dada por:

$$\overline{V}_p = 0{,}69.V_o.S_1.S_3 \tag{3.6.7}$$

O expoente **p** e o coeficiente **b** dependem da categoria de rugosidade do terreno, conforme indicadas na tabela 3.6.1.

Tabela 3.6.1 - Expoente **p** e parâmetro **b** Tabela 3.8.1 - Expoente **p** e parâmetro **b**

Categoria de rugosidade	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**
p	0,095	0,15	0,185	0,23	0,31
b	1,23	1,00	0,86	0,71	0,50

O coeficiente de amplificação dinâmica (ξ), que é definido em função da razão de amortecimento crítico (ζ) e da freqüência f (através da relação adimensional V_p / f.L), é apresentada nos gráficos das Figuras 3.6.1 a 3.6.5, para as cinco categorias de rugosidade de terreno.

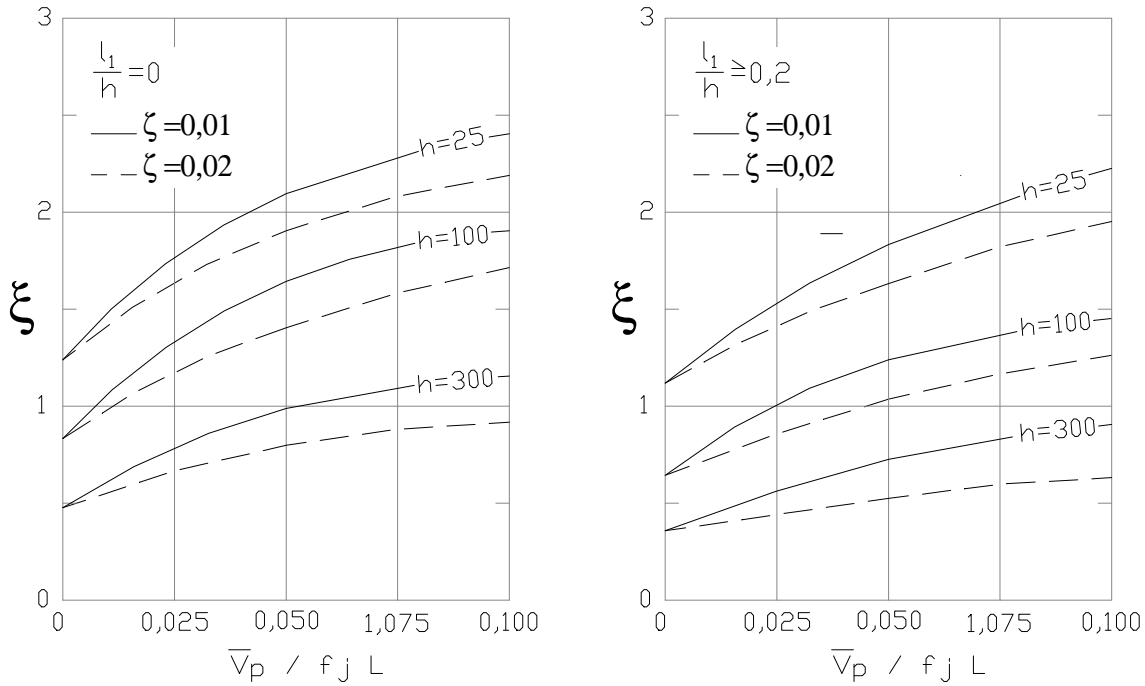


Figura 3.6.1 – Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria I (L=1800; h em metros)

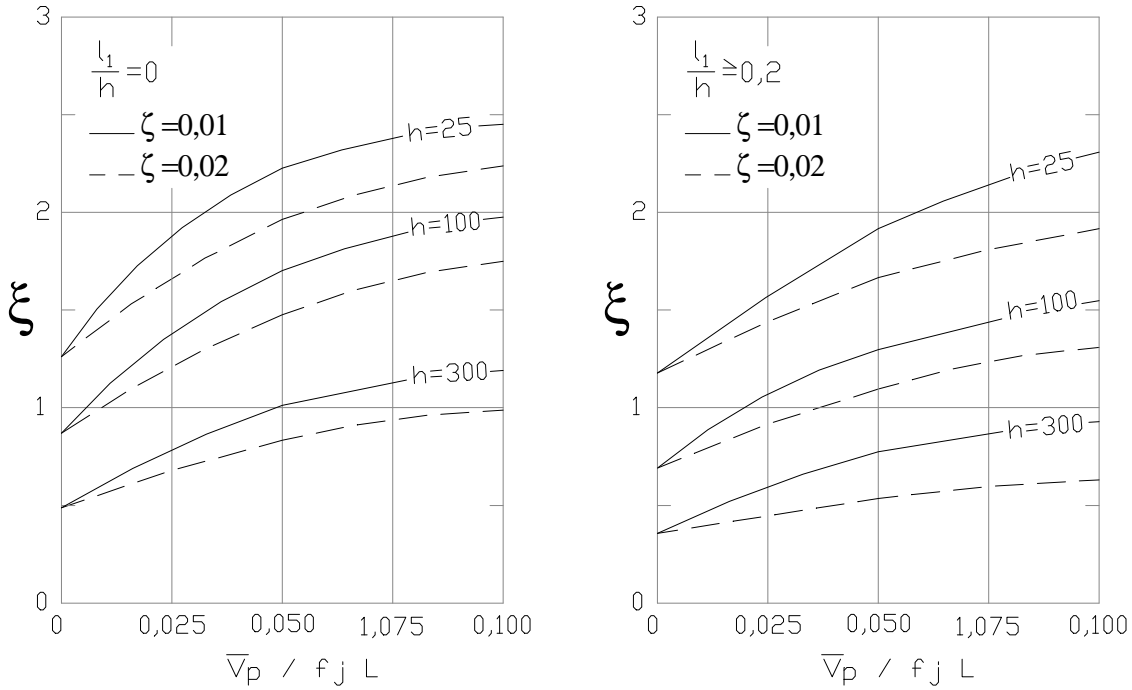


Figura 3.6.2 – Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria II (L=1800; h em metros)

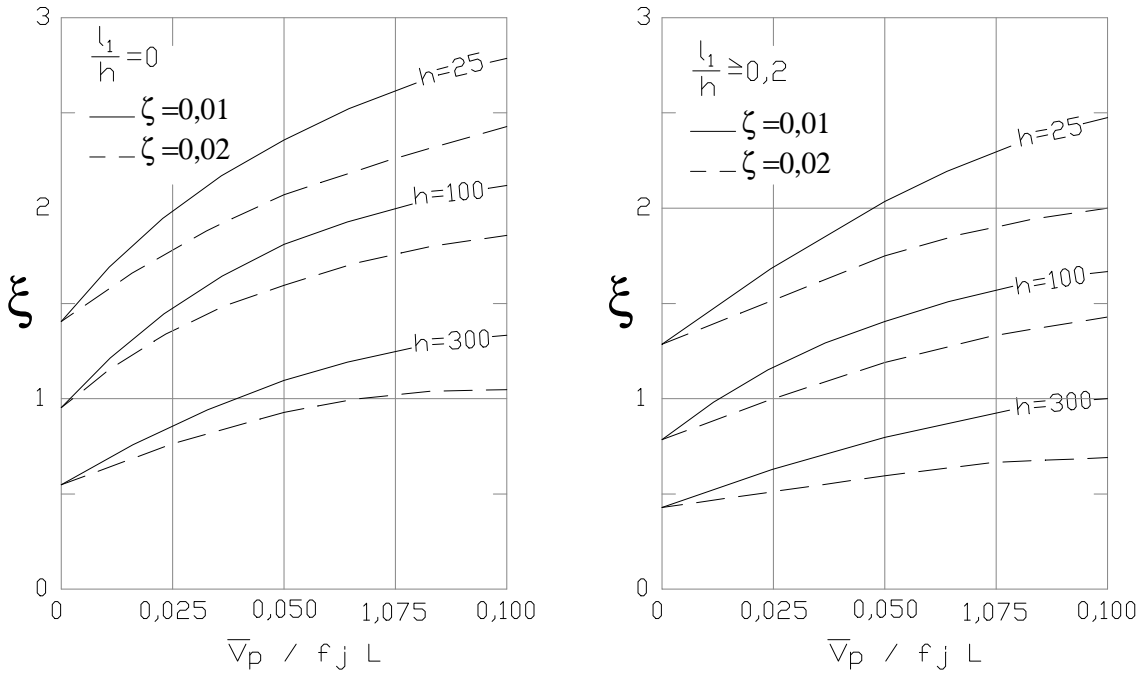


Figura 3.6.3 – Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria III (L=1800; h em metros)

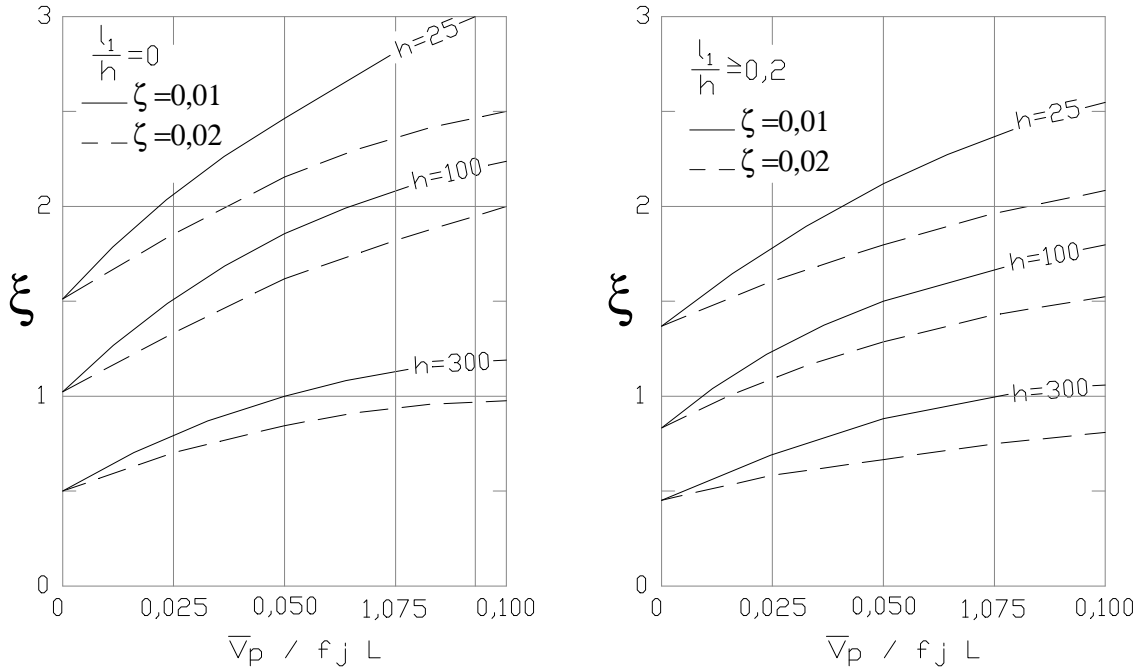


Figura 3.6.4 – Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria IV (L=1800; h em metros)

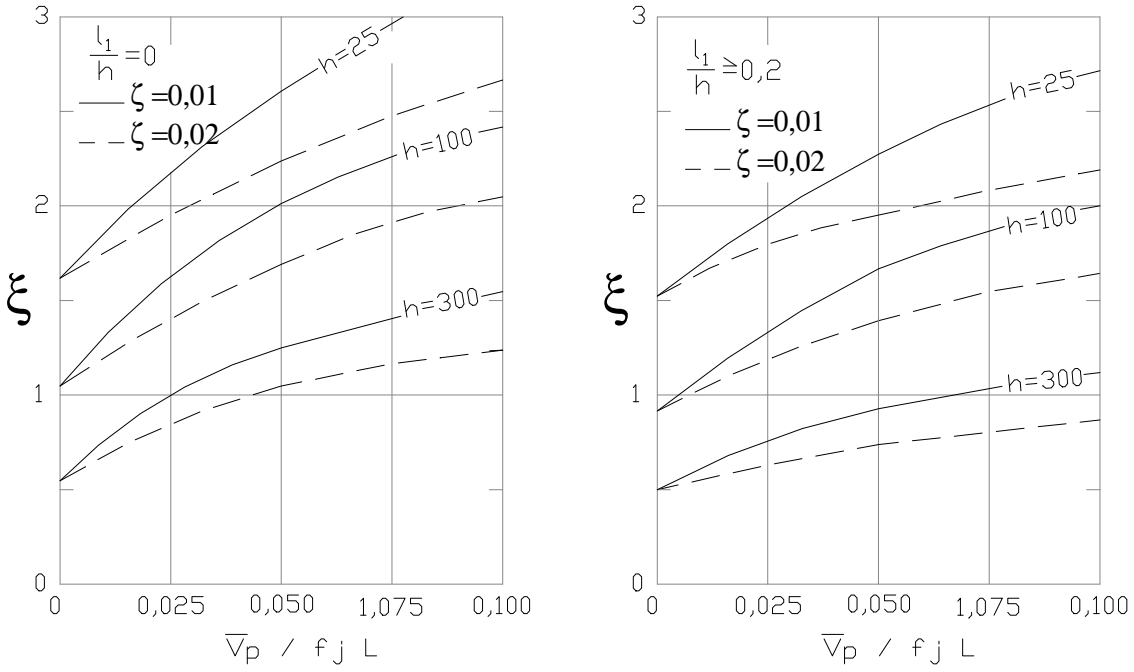


Figura 3.6.5 – Coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , para terreno de categoria V (L=1800; h em metros)

3.7 – Incertezas na análise dinâmica de torres metálicas treliçadas

A norma brasileira NBR 6123/88, bem como outras normas, apresenta formulações que foram desenvolvidas a partir de ensaios que simulam alguns parâmetros próprios das condições encontrada em laboratório. Sendo assim, se faz necessário atentar para as incertezas inerentes ao processo de análise.

No contexto da análise dinâmica, as fontes de incerteza mais importantes são descritas a seguir.

a) Tipo de tormenta

O tipo de tormenta que atinge a estrutura está diretamente associado ao perfil de velocidades do vento. Os dois tipos de tormenta mais comuns são EPS (extended pressure systems) e TS (thunderstorms). Entende-se que o perfil de velocidades descrito na norma refere-se aos ventos EPS, formando-se através de longas extensões de superfície. Há contudo evidências de que ventos associados a tormentas TS (tipicamente tempestades de primavera e verão) apresentem um perfil mais uniforme.

b) Espectro do vento na localidade

Uma outra fonte de incerteza a ser considerada é o espectro do vento local. O espectro do vento indica a distribuição da sua energia, no caso proporcional ao quadrado da velocidade de escoamento, nas diversas freqüências. Este espectro é inteiramente influenciado pelo local onde a estrutura está edificada (altura acima do solo, velocidade e tamanho das rajadas, vizinhança, etc.).

c) Influência na rugosidade

A rugosidade do terreno em que a estrutura está localizada tem uma importância muito grande na determinação do perfil de velocidade do vento. A norma brasileira classifica a rugosidade do terreno em 5 categorias e, muitas vezes, a estrutura analisada não se enquadra perfeitamente em nenhuma delas. Isto leva os projetistas a optarem por uma categoria que considere mais próxima da situação que se apresenta. Em função disto não se pode garantir que o perfil de velocidade utilizado é o que poderá ocorrer na realidade.

d) Amortecimento mecânico real

Sabe-se que em um sistema em vibração há dissipação de energia, sendo bastante complexa uma descrição real da força de amortecimento associada a esta dissipação. Vários são os fatores que contribuem para sua determinação. Dentre eles podemos citar: amplitudes do deslocamento da estrutura, velocidades, tensões, tipo e quantidades das ligações entre os elementos estruturais, tipo de material, etc.

Assim, quando no tratamento de uma estrutura utilizamos o amortecimento viscoso, no qual a força de amortecimento é proporcional àvelocidade de deslocamento nodal, temos uma aproximação satisfatória. No entanto, está-se introduzindo incertezas em função de não se conhecer ou não se considerar outros fatores.

e) Admitância Aerodinâmica

A admitância aerodinâmica é uma função que correlaciona a velocidade do vento com a força na estrutura. Nesta correlação é levada em consideração tanto a influência das dimensões dos turbilhões de vento em relação às dimensões da estrutura, como também a variação dos coeficientes aerodinâmicos causados pelas flutuações do escoamento.

Um dos parâmetros que é significativamente influenciado pela admitância aerodinâmica é o coeficiente de arrasto. Como já foi comprovado experimentalmente, a presença da estrutura tende a distorcer o escoamento turbulento, principalmente em turbilhões pequenos com alta freqüência. Davenport (1961) sugere a introdução de um fator de correção, denominado Função de Admitância Aerodinâmica, que leva em consideração este efeito corrigindo a resposta dinâmica do vento.

CAPÍTULO 4
ANÁLISE NUMÉRICA DE UMA TORRE METÁLICA

4.1 - Projeto da Torre Metálica

Como exemplo de aplicação, considerou-se para a análise numérica o projeto de uma torre metálica treliçada utilizada como suporte de uma antena de rádio. A torre, localizada na cidade de Porto Alegre, no estado do Rio Grande do Sul, colapsou durante um vendaval em 2000. Seu projeto contempla uma altura total de 82,5 metros, sendo que os últimos 12 metros consistem em uma antena de rádio. A figura 4.1 mostra a geometria da antena.

Inicialmente, utilizou-se o projeto da torre para determinar os coeficientes de arrasto, área de exposição ao vento e forças do vento, considerando o método estático da NBR 6123/88. Em seguida foi feita uma verificação no dimensionamento dos elementos da torre com base no método dos estados limites (LRFD), recomendados para o cálculo de estruturas de aço, pelas normas NBR 8800/86 e AISC 2000, juntamente com a norma ASCE 10-97/2000 que especifica critérios exclusivos para utilização no projeto de torres metálicas treliçadas, onde foram analisadas, preliminarmente, as prováveis causas para o colapso da torre.

Para análise dos esforços em cada elemento foi feita uma modelagem em um programa de elementos finitos e as verificações de dimensionamento, com base no AISC/LRFD; pelo próprio programa e com base na NBR 8800/88; através de planilha.

4.2 - Determinação do coeficiente de arrasto

Conforme mostrado na figura 4.2, a torre foi dividida em 29 módulos com alturas variáveis. Com base na tabela 2.1 foram determinados os coeficientes de arrasto para cada barra individualmente, e em seguida o coeficiente de arrasto por módulo através dos somatórios das forças e áreas efetivas de todas as barras compreendidas no módulo (Ver apêndice B).

O coeficiente de arrasto final para cada módulo é o resultado da correção pelos fatores K_a (função do ângulo horizontal de incidência do vento em relação à perpendicular a face de barlavento em torres de seção quadrada) e h (função da proteção do reticulado de barlavento sobre o outro). Considerou-se K_a= 1,16 e h retirados da figura 8 da NBR 6123/88 em função da relação e/h e do índice de área exposta.

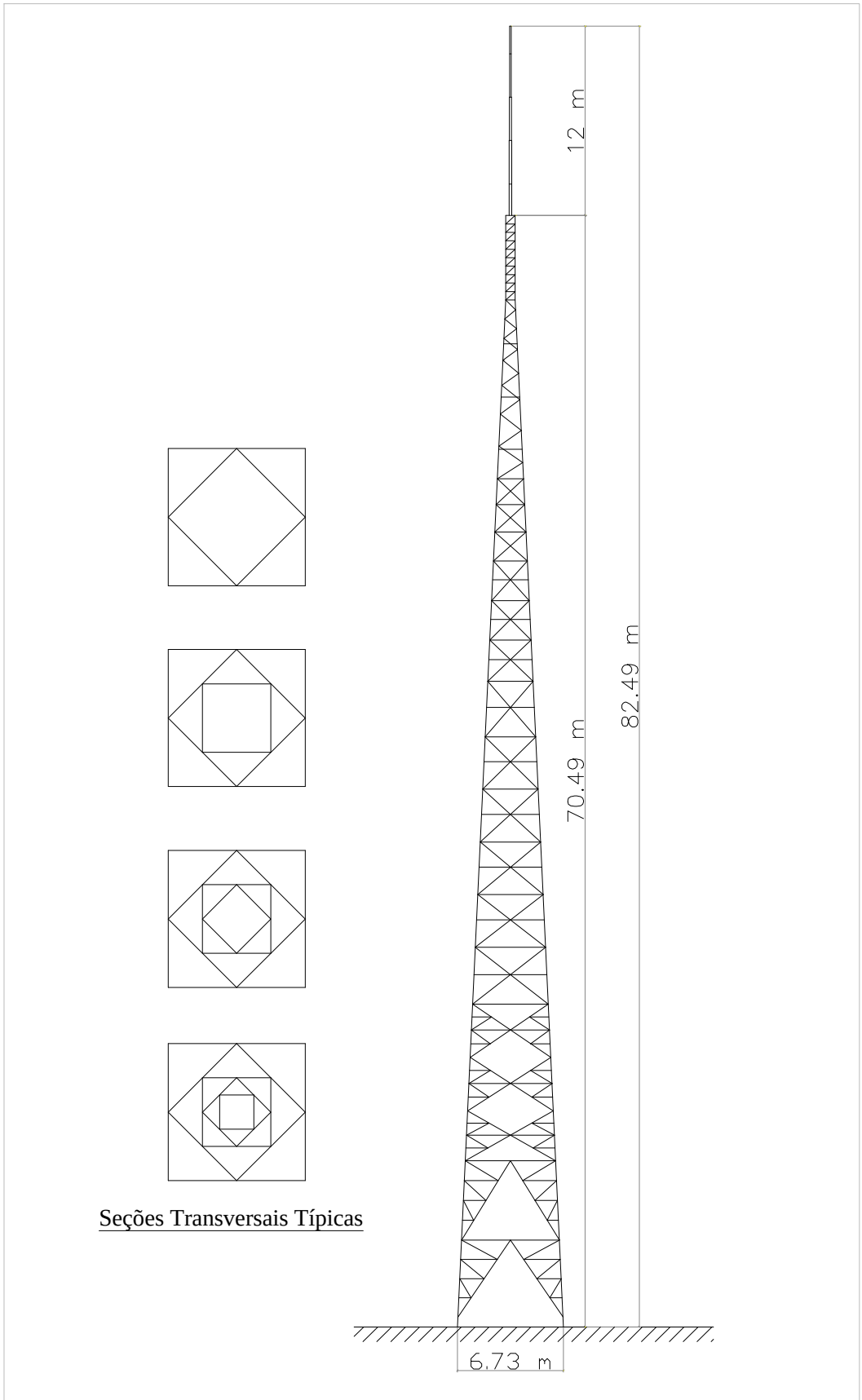


Figura 4.1 – Vista lateral da torre

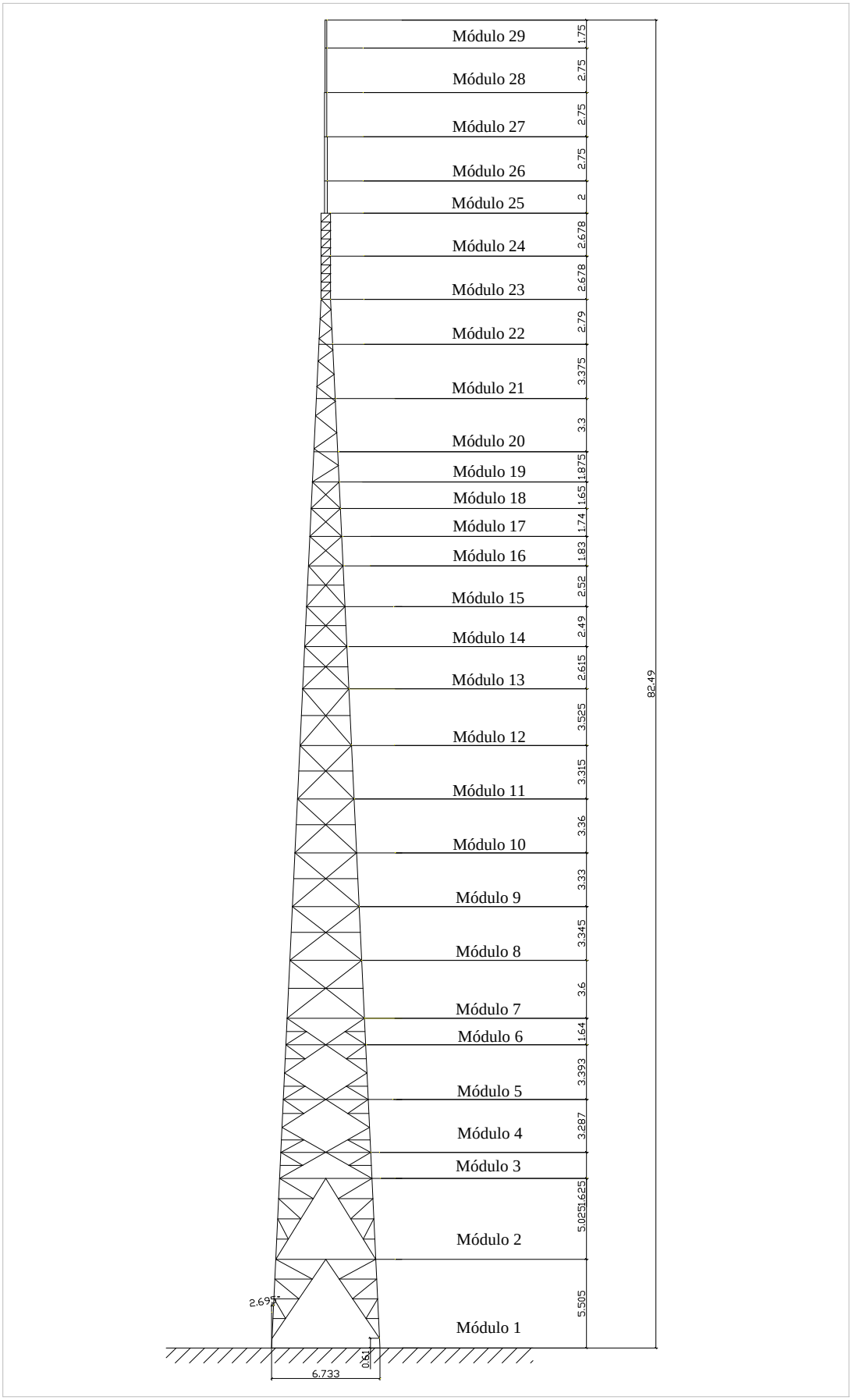


Figura 4.2 – Divisão da torre em módulos (medidas em metros)

4.3 - Determinação dos parâmetros para o cálculo da força do vento

Nesta seção é apresentada uma análise das forças do vento conforme as recomendações da NBR 6123/88. Os parâmetros meteorológicos e topográficos locais utilizados são apresentados a seguir:

a) Velocidade básica para a região de Porto Alegre; Vo = 46 m/s

b) Fator S_1

Para a determinação do fator topográfico S_1, foi considerado o perfil topográfico da região onde estava localizada a torre, figura 4.3.

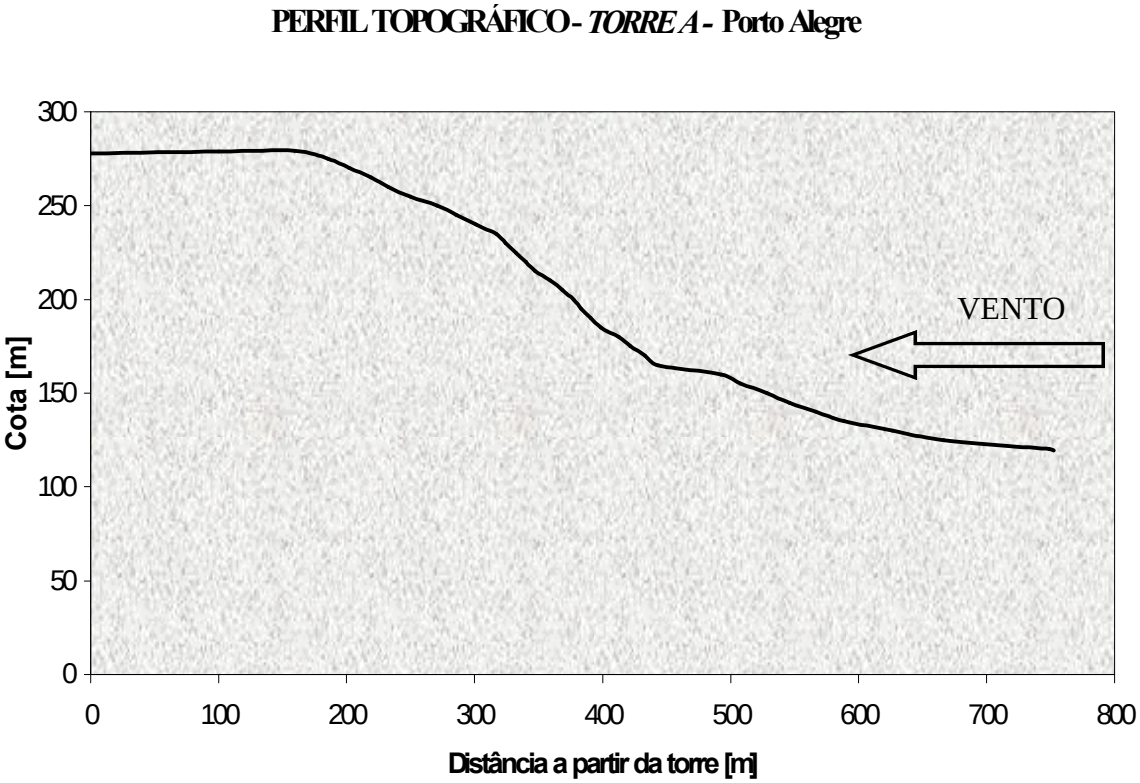


Figura 4.3.1 – Perfil topográfico da região de localização da torre.

A torre estava situada a 134 metros do topo do talude e uma distância entre a base e topo do talude de 159,7 metros. Admitindo uma inclinação média do talude, encontrou-se um ângulo de 17,3°. Determinado o fator $S_1(z)$, (equações 4.1), no topo do talude, foi feito uma interpolação linear para encontrar o valor de S_1 no ponto onde estava situada a torre, conforme figura 2 da NBR 6123.

$$\theta \le 17° \rightarrow S_1(z) = 1 + \left(2{,}5 - \frac{z}{d}\right).\mathrm{tg}(\theta - 3^o) \ge 1$$

$$\theta \ge 45^o \rightarrow S_1(z) = 1 + \left(2{,}5 - \frac{z}{d}\right).0{,}31 \ge 1 \qquad (4.1)$$

c) Fator S_2 Categoria III - Classe C

$$S_2(z) = b.Fz.\left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (4.2)$$

b = 0,93; Fr = 0,95; p = 0,115

d) Fator S_3 $S_3 = 1$

Para o cálculo da força do vento a altura de referência em cada módulo foi definida como a altura no seu ponto médio. A tabela 4.1 mostra o coeficiente de arrasto (C_a) corrigido pelos fatores K_α e η, força cortante e momento fletor para cada módulo da torre.

Tabela 4.3.1 – Forças cortantes e momentos fletores atuantes na base da torre

Módulo	**Trecho** (m)	**Zref** (m)	**S_1** Topo talude	**S_1**	**S_2**	**S_3**	**q** (N/m2)	**Ca_1**
29	80,74 - 80,49	80,49	1,50	1,39	1,12	1	3169	0,602
28	77,99 - 80,74	80,74	1,50	1,39	1,12	1	3182	0,642
27	75,24 - 77,99	77,99	1,50	1,40	1,12	1	3171	0,627
26	72,490 -75,24	75,24	1,51	1,40	1,11	1	3160	0,610
25	70,490 - 72,490	72,49	1,51	1,40	1,11	1	3147	0,585
24	67,813 -70,490	69,152	1,52	1,41	1,10	1	3134	1,993
23	65,137 - 67,813	66,474	1,52	1,41	1,10	1	3120	1,966
22	62,345 - 65,135	63,74	1,53	1,41	1,09	1	3103	2,014
21	58,97 - 62,345	60,6575	1,53	1,42	1,09	1	3085	2,067
20	55,67 - 58,97	57,32	1,54	1,42	1,08	1	3062	2,072
19	53,795 - 55,67	54,7325	1,54	1,43	1,07	1	3044	1,988
18	52,145 - 53,795	52,97	1,54	1,43	1,07	1	3031	1,971
17	50,405 - 52,145	51,275	1,55	1,43	1,07	1	3018	1,982
16	48,575 - 50,405	49,49	1,55	1,43	1,06	1	3000	1,995
15	46,055 - 48,575	47,315	1,55	1,44	1,06	1	2983	2,035
14	43,565 - 46,055	44,81	1,56	1,44	1,05	1	2959	2,047
13	40,95 - 43,565	42,2575	1,56	1,44	1,04	1	2932	2,020
12	37,425 - 40,95	39,1875	1,56	1,45	1,03	1	2897	2,055
11	34,11 - 37,425	35,7675	1,57	1,45	1,02	1	2852	2,057
10	30,75 - 34,11	32,43	1,57	1,45	1,01	1	2804	2,068
9	27,42 - 30,75	29,085	1,58	1,46	1,00	1	2750	2,076
8	24,075 - 27,42	25,7475	1,59	1,46	0,99	1	2691	2,077
7	20,475 - 24,075	22,275	1,59	1,47	0,97	1	2617	2,083
6	18,835 - 20,475	19,655	1,59	1,47	0,95	1	2554	1,992
5	15,442 - 18,835	17,1385	1,60	1,47	0,94	1	2485	2,007
4	12,155 - 15,442	13,7985	1,60	1,48	0,92	1	2377	1,991
3	10,53 - 12,155	11,3425	1,61	1,48	0,90	1	2282	2,004
2	5,505 - 10,530	8,0175	1,61	1,48	0,86	1	2118	1,995
1	0 - 5,505	2,7525	1,62	1,49	0,76	1	1672	2,008

Tabela 4.3.1 – Forças cortantes e momentos fletores (continuação)

Módulo	Ae (m)	A (m)	j	e/h	h	Ca	F =17,3º	
							Força (N)	Momento (N.m)
29	0,199	0,199	1,00	1	0,00	0,602	380	30560
28	0,312	0,312	1,00	1	0,00	0,642	637	51467
27	0,389	0,389	1,00	1	0,00	0,627	774	60327
26	0,463	0,463	1,00	1	0,00	0,610	892	67141
25	0,337	0,34	1,00	1	0,00	0,585	620	44971
24	0,622	1,60	0,39	1	0,57	3,129	6099	421785
23	0,571	1,60	0,36	1	0,60	3,146	5603	372462
22	0,528	2,04	0,26	1	0,75	3,525	5775	368113
21	0,641	3,45	0,19	1	0,83	3,783	7481	453778
20	0,669	4,57	0,15	1	0,90	3,937	8066	462325
19	0,478	2,96	0,16	1	0,89	3,757	5466	299183
18	0,569	2,92	0,19	1	0,83	3,607	6220	329487
17	0,608	3,31	0,18	1	0,87	3,706	6801	348742
16	0,649	3,79	0,17	1	0,88	3,751	7303	361437
15	0,915	5,74	0,16	1	0,89	3,846	10496	496640
14	0,952	6,26	0,15	1	0,90	3,889	10954	490858
13	1,137	7,27	0,16	1	0,89	3,818	12726	537772
12	1,499	10,48	0,14	1	0,91	3,925	17046	667972
11	1,615	11,24	0,14	1	0,91	3,929	18099	647354
10	1,692	12,36	0,14	1	0,91	3,950	18740	607748
9	1,790	13,28	0,13	1	0,92	3,986	19618	570594
8	1,920	14,41	0,13	1	0,92	3,988	20604	530514
7	2,252	16,69	0,13	1	0,92	3,999	23570	525015
6	1,462	8,01	0,18	1	0,87	3,725	13907	273349
5	2,405	17,37	0,14	1	0,91	3,833	22911	392660
4	2,165	17,94	0,12	1	0,95	3,882	19980	275689
3	1,955	9,26	0,21	1	0,81	3,627	16182	183541
2	3,723	30,04	0,12	1	0,95	3,890	30679	245965
1	3,829	35,64	0,11	1	0,96	3,936	25202	69368
							342833	**10186819**

As figuras 4.3.2 e 4.3.3 mostram o resultados da análise estática da torre tomada como exemplo segundo os critérios da NBR 6123/88. Na figura 4.3.2 observam-se os diagramas de força estática do vento e o momento fletor provocado por ela ao longo da torre. Nota-se que em função da maior área efetiva as maiores forças se concentram na metade inferior da torre e a força frontal na antena é muito pequena.

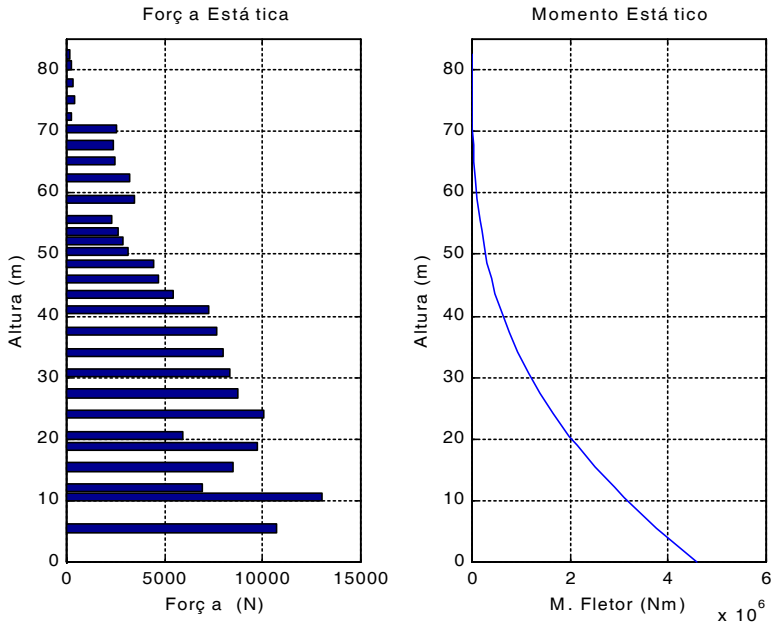


Figura 4.3.2 – Força frontal e momento fletor devidos àconsideração do vento estático

A figura 4.3.3 apresenta a força cortante e o momento fletor na base da torre provocados pelas forças nas diversas alturas da torre. A força cortante e o momento fletor máximos, na base da torre, são obtidos através da soma das componentes individuais de cada gráfico.

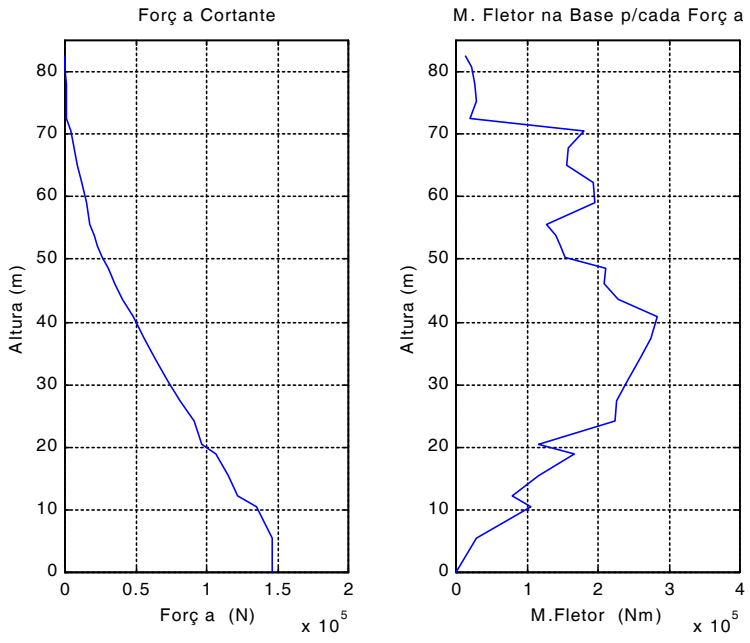


Figura 4.3.3 – Força cortante e momento fletor na base da torre pelas força F(z)

4.4 – Análise dinâmica em torres metálicas treliçadas

As torres metálicas se caracterizam por serem estruturas esbeltas onde apenas uma das dimensões (a altura) é relevante. As freqüências naturais de vibração de estruturas treliçadas, em sua maioria, estão na faixa de 0,5 Hz e 5Hz conforme TAYLOR (1970). A resposta ressonante de estruturas esbeltas se torna importante apenas quando essas estruturas têm freqüências naturais de vibração menores que 1 Hz. Deste modo, a análise dinâmica da estrutura sob carregamento do vento se faz necessária para determinar se a resposta ressonante será significativa quando comparada com as respostas quasi-estática ou não ressonante.

Para está análise foram utilizados o método dos elementos finitos, através da discretização da estrutura em um programa de elementos finitos e o método do modelo discreto apresentado no capítulo 9 da NBR 6123/88. A fim de avaliar o efeito dinâmico da antena sobre a torre, a análise foi realizada com a torre sem antena (h= 70,49 metros) e com antena de 12 metros (h= 82,49 metros).

Nesta análise procura-se avaliar a resposta da torre para o carregamento dinâmico do vento pelo método do modelo discreto da NBR 6123/88. São analisados parâmetros como: forma modal e freqüência natural de vibração; as variações da velocidade de projeto e da pressão dinâmica e; as componentes médias e flutuantes da força nodal, momento fletor e deslocamento horizontal. Faz-se, também, um paralelo entre dois modelos: A torre de 70,49 m com uma antena tubular de 12 m, totalizando uma altura de 80,49 e, a mesma torre com 70,49 m sem a antena tubular.

Estes estudos foram feitos com o auxílio do programa matemático Matlab 5.2, cujos cálculos são mostrados nas tabelas 4.4.1 e 4.4.2 e resultados gráficos nas figuras 4.4.1 a 4.4.5, para torre com antena e figuras 4.4.6 a 4.4.9, para torre sem antena.

A torre foi discretizada em 29 segmentos e 30 nós (massas concentradas); torre com antena, e 24 segmentos e 25 nós; para torre sem antena.

Tabela 4.4.1 - Análise dinâmica pela NBR 6123/88 para a torre com antena

Zi (m)	V_0 (m/s)	S_1	S_3	Vp (m/s)	q_0 (N/m2)	**Cai**	Ai (m2)	Ai/Ao	(Zi/10)^p	βi	x_i	βi*x_i	mi	ψi	ψi*x^2	F_H (N)	Xi (N)	^Xi (N)	X=Xi+^Xi (N)	M (kN.m)
82,49	46	1,4	1	44,1	1193	0,602	0,199	0,005	1,478	0,005	1,000	0,005	23,4	0,002	0,002	439417	231	1034	1265	104
80,74	46	1,4	1	44,1	1193	0,642	0,312	0,009	1,472	0,008	0,976	0,008	36,8	0,004	0,004	439417	383	1588	1971	159
77,99	46	1,4	1	44,4	1210	0,627	0,389	0,011	1,462	0,010	0,906	0,009	71,5	0,007	0,006	445762	467	2903	3370	263
75,24	46	1,4	1	44,4	1210	0,61	0,463	0,013	1,453	0,011	0,706	0,008	81,3	0,008	0,004	445762	533	2572	3106	234
72,49	46	1,4	1	44,4	1210	0,585	0,337	0,009	1,443	0,008	0,467	0,004	59,1	0,006	0,001	445762	367	1237	1605	116
70,49	46	1,4	1	44,8	1228	3,129	0,622	0,017	1,435	0,077	0,204	0,016	97,4	0,010	0,000	452153	3640	905	4545	320
67,813	46	1,4	1	44,8	1228	3,146	0,571	0,016	1,425	0,070	0,176	0,012	95,3	0,010	0,000	452153	3312	763	4075	276
65,135	46	1,4	1	44,8	1228	3,525	0,528	0,015	1,414	0,072	0,138	0,010	79,5	0,008	0,000	452153	3381	497	3878	253
62,345	46	1,4	1	45,1	1245	3,783	0,641	0,018	1,403	0,094	0,101	0,009	115,7	0,012	0,000	458589	4396	538	4933	308
58,97	46	1,4	1	45,1	1245	3,937	0,669	0,018	1,389	0,101	0,074	0,007	149,7	0,015	0,000	458589	4677	512	5189	306
55,67	46	1,4	1	45,4	1263	3,757	0,478	0,013	1,374	0,068	0,058	0,004	118,2	0,012	0,000	465071	3166	323	3489	194
53,795	46	1,4	1	45,4	1263	3,607	0,569	0,016	1,365	0,077	0,051	0,004	127	0,013	0,000	465071	3573	305	3878	209
52,145	46	1,4	1	45,4	1263	3,706	0,608	0,017	1,357	0,084	0,047	0,004	135,9	0,014	0,000	465071	3877	297	4174	218
50,405	46	1,4	1	45,4	1263	3,751	0,649	0,018	1,349	0,090	0,042	0,004	148,6	0,015	0,000	465071	4137	294	4431	223
48,575	46	1,4	1	45,7	1281	3,846	0,915	0,025	1,340	0,130	0,038	0,005	201,4	0,020	0,000	471598	5981	363	6344	308
46,055	46	1,4	1	45,7	1281	3,889	0,952	0,026	1,326	0,135	0,033	0,004	211,6	0,021	0,000	471598	6170	327	6497	299
43,565	46	1,4	1	45,7	1281	3,818	1,137	0,031	1,313	0,157	0,028	0,004	251,3	0,025	0,000	471598	7087	331	7419	323
40,95	46	1,5	1	46,0	1298	3,925	1,499	0,041	1,298	0,210	0,024	0,005	376,6	0,038	0,000	478171	9519	440	9959	408
37,425	46	1,5	1	46,0	1298	3,929	1,615	0,044	1,277	0,223	0,020	0,004	400,2	0,040	0,000	478171	9930	385	10315	386
34,11	46	1,5	1	46,0	1298	3,95	1,692	0,047	1,255	0,231	0,016	0,004	399,9	0,040	0,000	478171	10106	314	10419	355
30,75	46	1,5	1	46,3	1316	3,986	1,790	0,049	1,231	0,242	0,014	0,003	516,7	0,052	0,000	484789	10526	340	10866	334
27,42	46	1,5	1	46,3	1316	3,988	1,920	0,053	1,205	0,254	0,011	0,003	540,9	0,054	0,000	484789	10827	288	11115	305
24,075	46	1,5	1	46,7	1334	3,999	2,252	0,062	1,176	0,292	0,009	0,002	676,6	0,068	0,000	491453	12303	284	12587	303
20,475	46	1,5	1	46,7	1334	3,725	1,462	0,040	1,142	0,171	0,006	0,001	417,6	0,042	0,000	491453	7007	132	7139	146
18,835	46	1,5	1	46,7	1334	3,833	2,405	0,066	1,124	0,285	0,006	0,002	669,2	0,067	0,000	491453	11500	182	11682	220
15,442	46	1,5	1	47,0	1353	3,882	2,165	0,060	1,084	0,251	0,004	0,001	783,2	0,079	0,000	498162	9875	161	10036	155
12,155	46	1,5	1	47,0	1353	3,627	1,955	0,054	1,037	0,202	0,003	0,001	671,5	0,068	0,000	498162	7625	94	7719	94
10,53	46	1,5	1	47,0	1353	3,89	3,723	0,102	1,010	0,402	0,002	0,001	1310	0,132	0,000	498162	14768	144	14913	157
5,505	46	1,5	1	47,3	1371	3,936	3,829	0,105	0,895	0,371	0,000	0,000	1174	0,118	0,000	504916	12254	24	12277	68
SOMA							36,35	1,000				0,145	9940		0,018				199197	7044

Tabela 4.4.2 - Analise dinâmica pela NBR6123/88 – Torre sem antena

Zi (m)	V_0 (m/s)	S_1	S_3	Vp (m/s)	q_0 (N/m2)	Cai	Ai (m2)	Ai/Ao	(Zi/10)^p	βi	x_i	βi*x_i	mi	ψi	ψi*x^2	F_H (N)	Xi (N)	^Xi (N)	X=Xi+^Xi (N)	M (kN.m)
70,49	46	1,41	1	44,8	1228	3,129	0,62	0,018	1,435	0,081	1,000	0,081	97	0,010	0,010	738082	3640	7436	11076	781
67,813	46	1,41	1	44,8	1228	3,146	0,57	0,016	1,425	0,074	0,982	0,073	95	0,010	0,010	738082	3312	7147	10459	709
65,135	46	1,41	1	44,8	1228	3,525	0,53	0,015	1,414	0,076	0,915	0,070	80	0,008	0,007	738082	3381	5553	8934	582
62,345	46	1,42	1	45,1	1245	3,783	0,64	0,019	1,403	0,098	0,808	0,079	116	0,012	0,008	748589	4396	7235	11630	725
58,97	46	1,42	1	45,1	1245	3,937	0,67	0,019	1,389	0,106	0,696	0,074	150	0,015	0,008	748589	4677	8071	12748	752
55,67	46	1,43	1	45,4	1263	3,757	0,48	0,014	1,374	0,071	0,612	0,044	118	0,012	0,005	759169	3166	5676	8841	492
53,795	46	1,43	1	45,4	1263	3,607	0,57	0,016	1,365	0,081	0,567	0,046	127	0,013	0,004	759169	3573	5652	9225	496
52,145	46	1,43	1	45,4	1263	3,706	0,61	0,018	1,357	0,088	0,535	0,047	136	0,014	0,004	759169	3877	5709	9586	500
50,405	46	1,43	1	45,4	1263	3,751	0,65	0,019	1,349	0,095	0,502	0,048	149	0,015	0,004	759169	4137	5856	9993	504
48,575	46	1,44	1	45,7	1281	3,846	0,92	0,026	1,340	0,136	0,467	0,064	201	0,021	0,005	769824	5981	7492	13474	654
46,055	46	1,44	1	45,7	1281	3,889	0,95	0,027	1,326	0,142	0,420	0,059	212	0,022	0,004	769824	6170	7070	13240	610
43,565	46	1,44	1	45,7	1281	3,818	1,14	0,033	1,313	0,165	0,373	0,061	251	0,026	0,004	769824	7087	7462	14549	634
40,95	46	1,45	1	46,0	1298	3,925	1,50	0,043	1,298	0,220	0,337	0,074	377	0,039	0,004	780553	9519	10240	19759	809
37,425	46	1,45	1	46,0	1298	3,929	1,62	0,047	1,277	0,234	0,288	0,067	400	0,041	0,003	780553	9930	9312	19241	720
34,11	46	1,45	1	46,0	1298	3,950	1,69	0,049	1,255	0,242	0,243	0,059	400	0,041	0,002	780553	10106	7849	17954	612
30,75	46	1,46	1	46,3	1316	3,986	1,79	0,052	1,231	0,254	0,207	0,052	517	0,053	0,002	791357	10526	8755	19281	593
27,42	46	1,46	1	46,3	1316	3,988	1,92	0,055	1,205	0,266	0,172	0,046	541	0,056	0,002	791357	10827	7602	18429	505
24,075	46	1,47	1	46,7	1334	3,999	2,25	0,065	1,176	0,306	0,137	0,042	677	0,070	0,001	802234	12303	7686	19989	481
20,475	46	1,47	1	46,7	1334	3,725	1,46	0,042	1,142	0,179	0,105	0,019	418	0,043	0,000	802234	7007	3642	10649	218
18,835	46	1,47	1	46,7	1334	3,833	2,41	0,069	1,124	0,299	0,091	0,027	669	0,069	0,001	802234	11500	5047	16547	312
15,442	46	1,48	1	47,0	1353	3,882	2,17	0,062	1,084	0,263	0,069	0,018	783	0,081	0,000	813186	9875	4532	14407	222
12,155	46	1,48	1	47,0	1353	3,627	1,96	0,056	1,037	0,212	0,048	0,010	672	0,069	0,000	813186	7625	2717	10342	126
10,53	46	1,48	1	47,0	1353	3,890	3,72	0,107	1,010	0,422	0,038	0,016	1310	0,136	0,000	813186	14768	4188	18956	200
5,505	46	1,49	1	47,3	1371	3,936	3,83	0,111	0,895	0,390	0,006	0,002	1174	0,121	0,000	824212	12254	631	12884	71
SOMA							34,65	1,000				1,177	9668		0,088				332193	12308

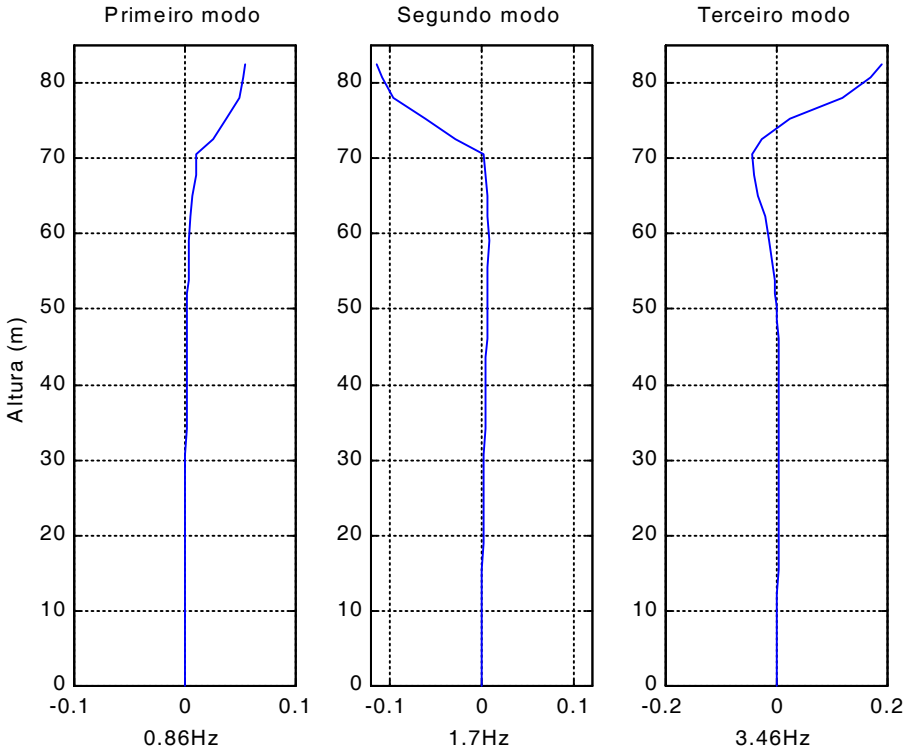


Figura 4.4.1 - Freqüência natural da torre associada aos 3 primeiros modos de vibração – Torre com antena

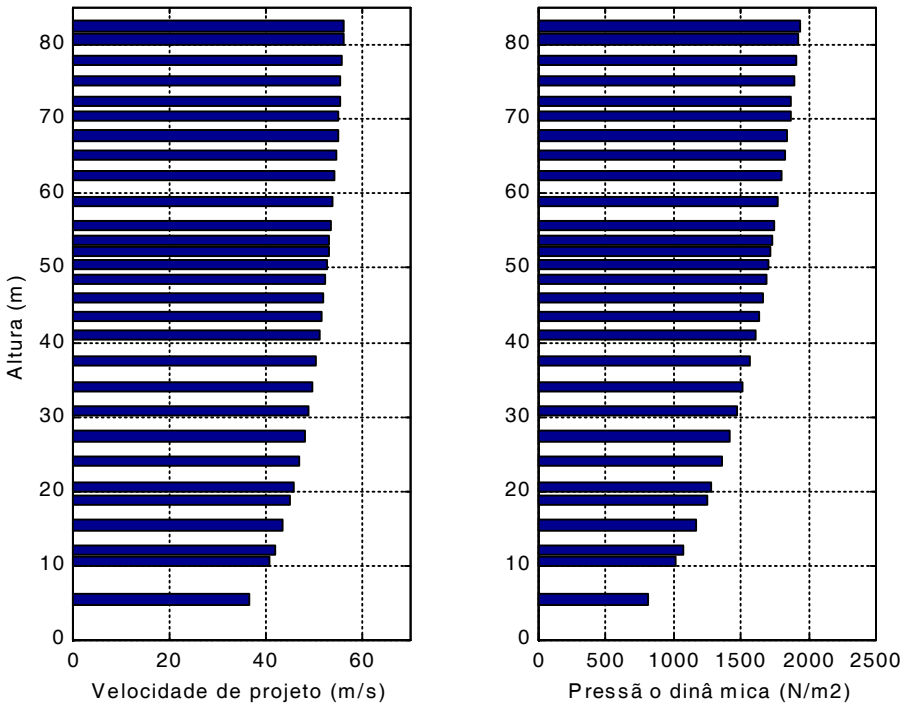


Figura 4.4.2 - Variação da velocidade de projeto e pressão dinâmica com a altura

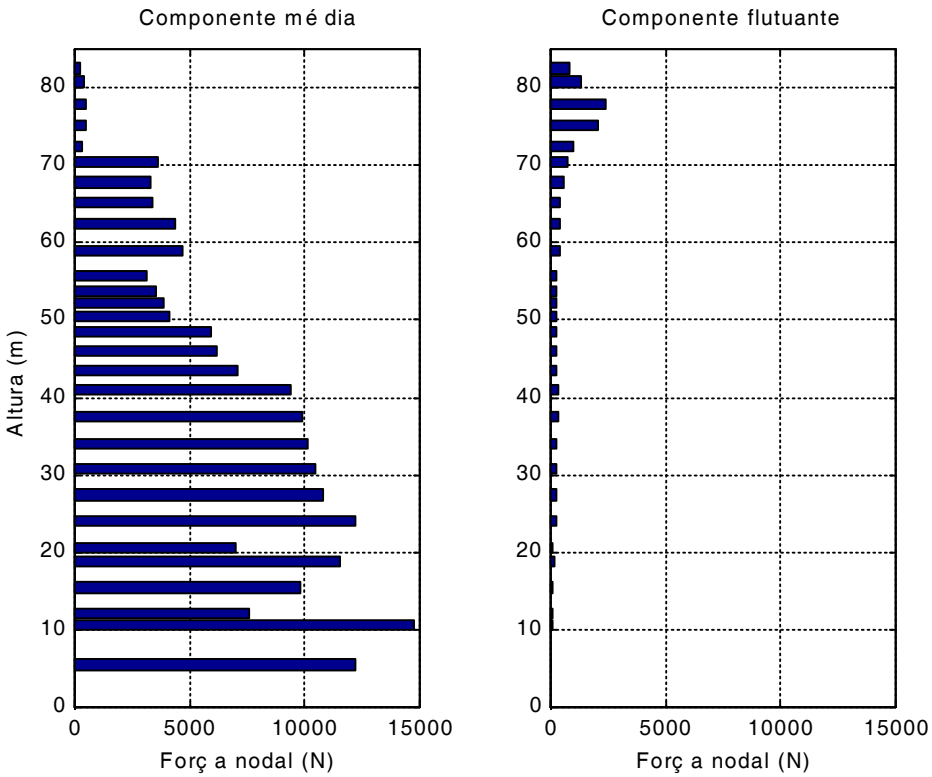


Figura 4.4.3 – Componentes média e flutuante da força nodal – Torre com antena

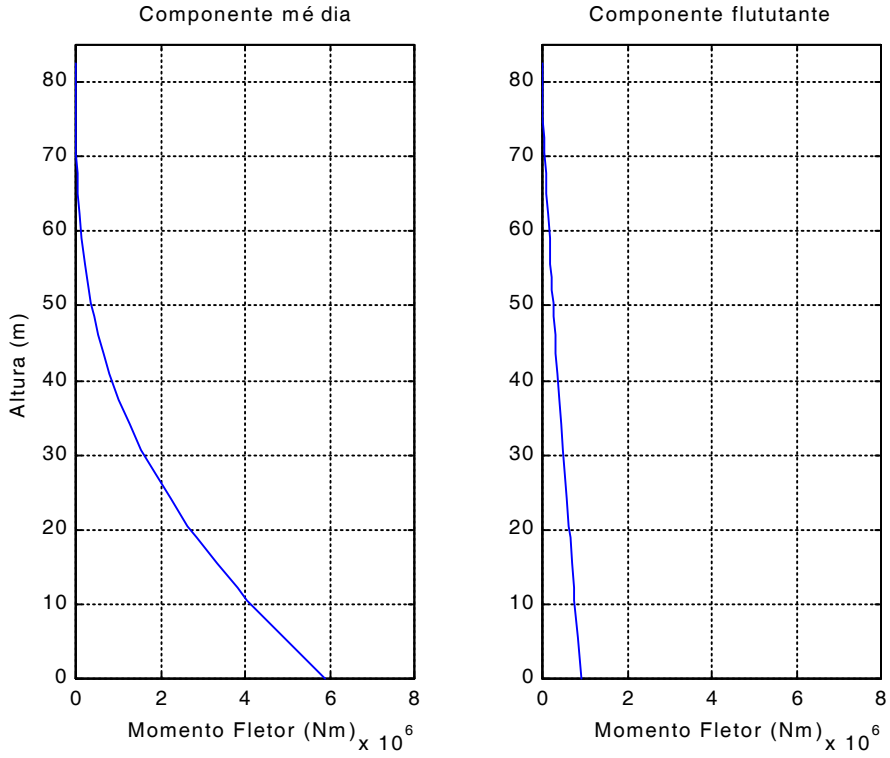


Figura 4.4.4 – Componentes média flutuante do momento fletor

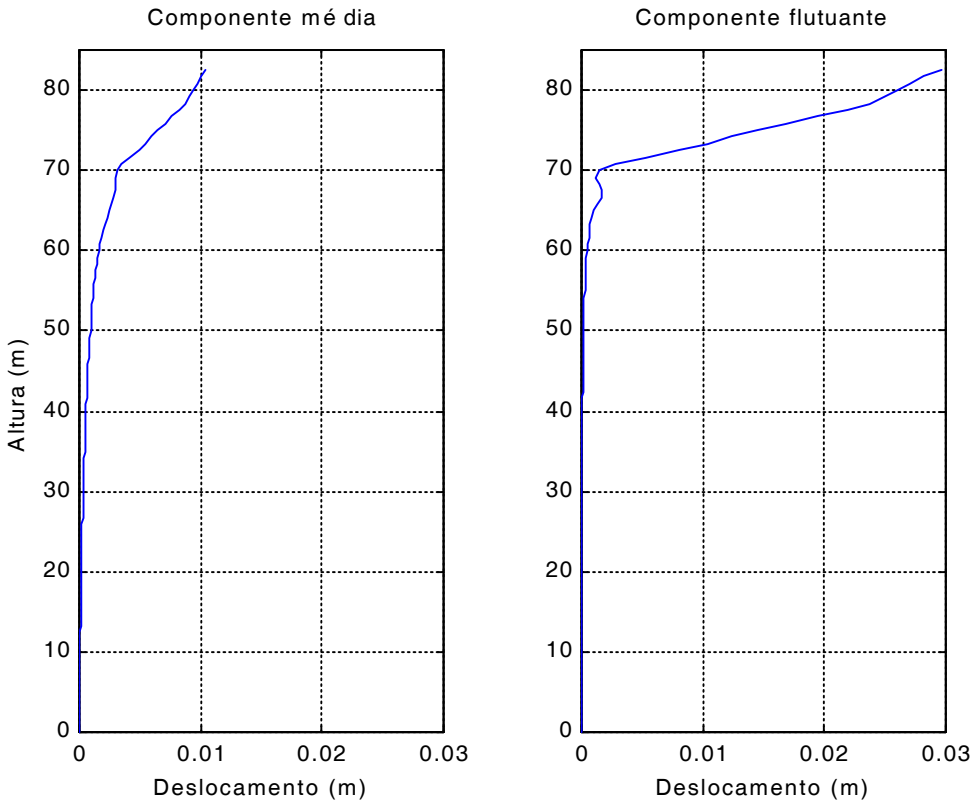


Figura 4.4.5 – Componentes média e flutuante do deslocamento horizontal

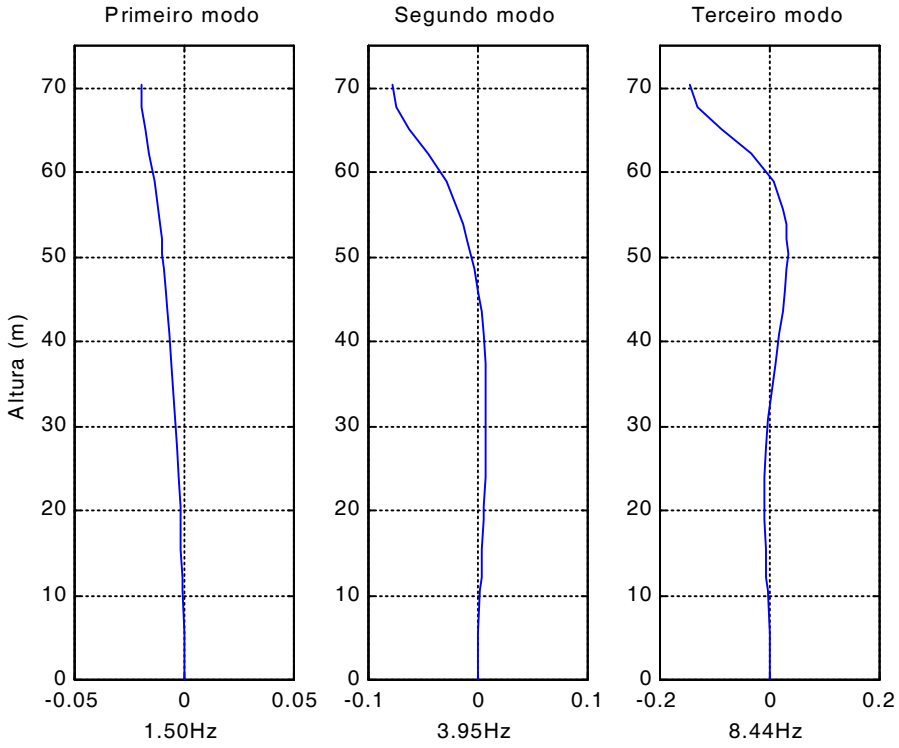


Figura 4.4.6 - Freqüência natural da torre associada aos 3 primeiros modos de vibração – Torre sem antena

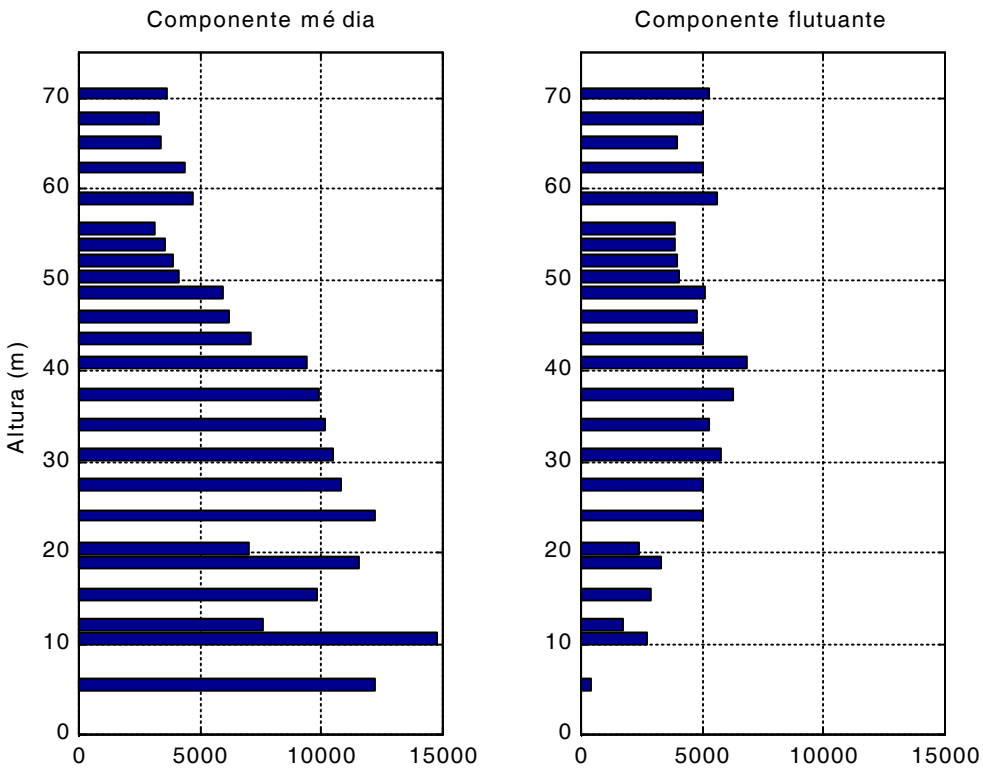
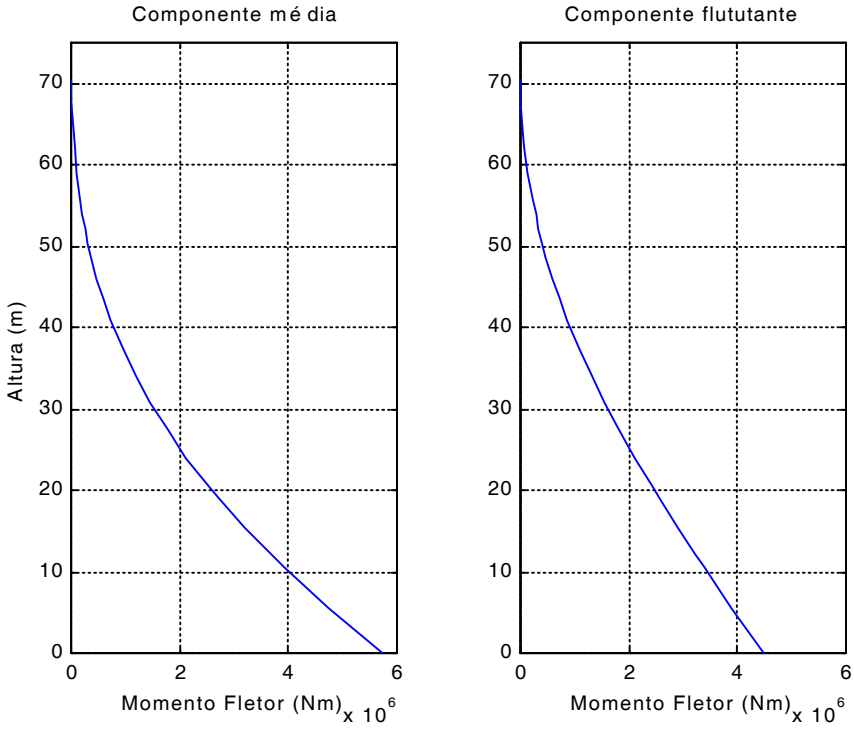


Figura 4.4.7 - Componentes média e flutuante da força nodal – Torre sem antena



4.4.8 – Componentes média e flutuante do momento fletor – Torre sem antena

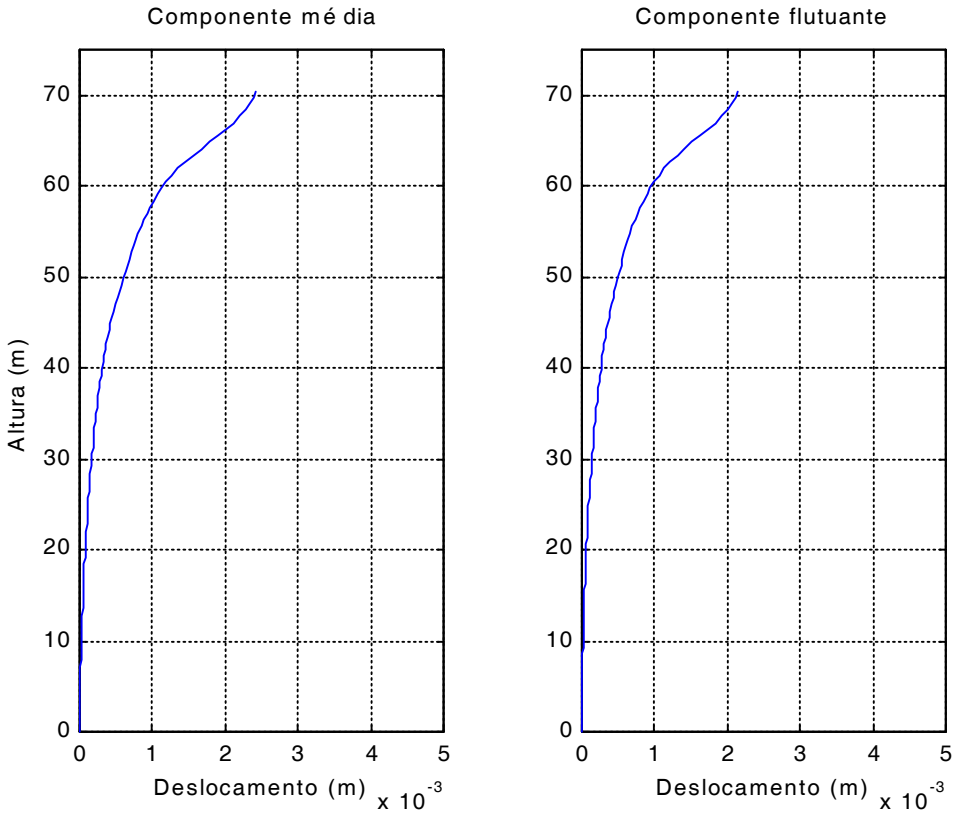
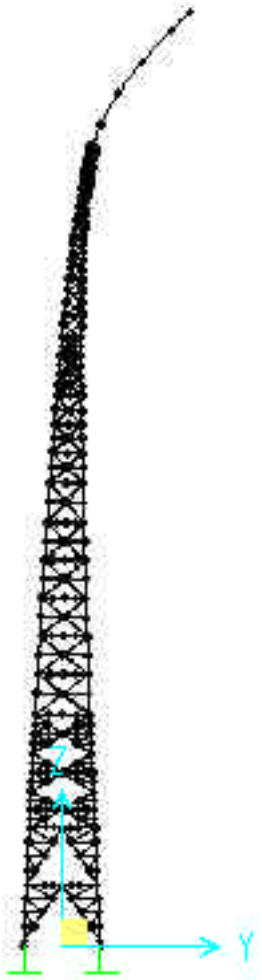
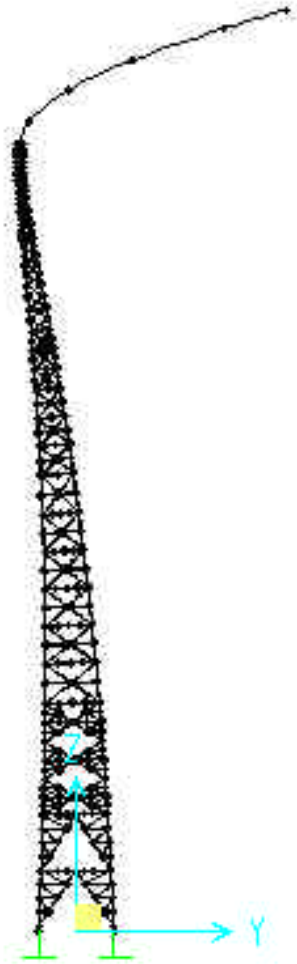


Figura 4.4.9 – Componentes média e flutuante do deslocamento horizontal – Torre sem antena

4.5 – Análise dinâmica pelo método dos elementos finitos

Os resultados da investigação numérica através do programa de elemento finito, mostrados nas figuras 4.5.1 e 4.5.2, trazem apenas uma análise das freqüências naturais da torre para os dois primeiros modos de vibração. A figura 4.5.1 apresenta as primeiras formas modais considerando a torre com a antena de 12 metros.



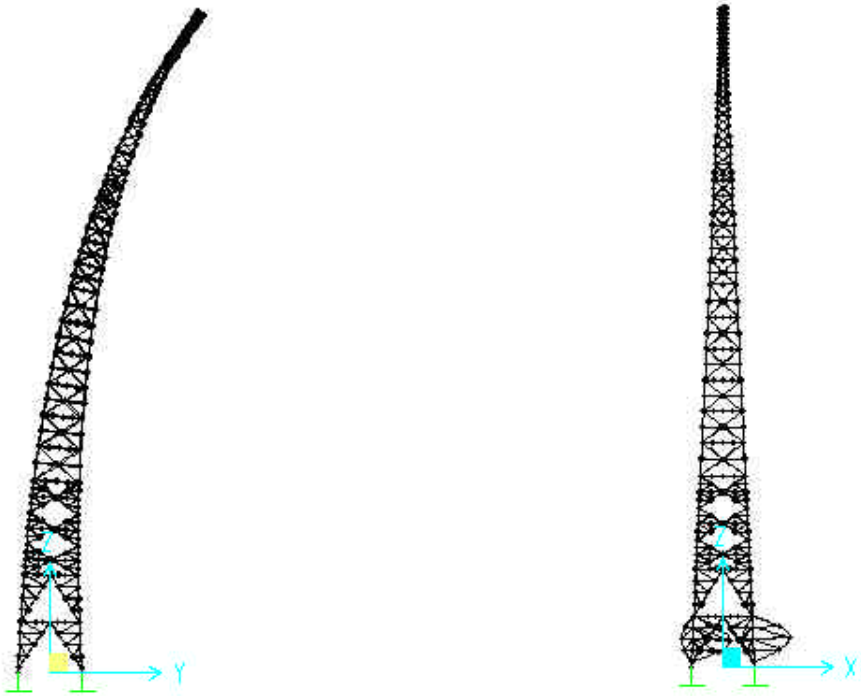


Modo fundamental de vibração
Período = 1,1324 segundos
Freqüência = 0,88 Hz

2ª modo de vibração
Período = 0,6150 segundos
Freqüência = 1,63 Hz

Figura 4.5.1 – 1º e 2º modo de vibração

A figura 4.5.2 apresenta as primeiras formas modais considerando a torre sem a antena de 12 metros.



Modo fundamental de vibração
Período = 0,7120 segundos
Freqüência = 1,40 Hz

2ª modo de vibração
Período = 0,3186 segundos
Freqüência = 3,14 Hz

Figura 4.5.2 – 1º e 2º modo de vibração

Analisando os resultados mostrados neste capítulo, pode-se fazer algumas observações:

1) Com relação ao acréscimo da componente flutuante na força total sobre a estrutura, este se torna mais significativo nas regiões mais altas que por sua esbeltez estão mais suscetíveis às flutuações dinâmicas;
2) A instalação da antena no sistema estrutural da torre faz com que as freqüências naturais, nas três primeiras formas modais de flexão, sofram uma redução de aproximadamente 50% quando comparados a torre com e sem antena. Esta sensibilidade pode ser explicada em função da redução da inércia seccional da torre (quadro de 600mm x 600 mm) no topo, para seção média da antena (tubo ≅ 150 mm de diâmetro) que por ser mais esbelta está mais propensa aos deslocamentos modais. Assim, quanto mais flexível a antena menor será a freqüência modal da estrutura como um todo.
3) Fazendo comparação entre os resultados obtidos através da modelagem da torre, em um programa de elementos finitos, com aqueles obtidos no modelo discreto da NBR

6123/88 nota-se a total concordância de resultados e comprova a teoria de que quanto maior o grau de liberdade do modelo discreto (até um certo limite) mais próximos são os valores da freqüência natural, visto que a teoria usada pelos dois métodos (teoria das vibrações – método dos autovalores e autovetores) são as mesmas.

4) Durante esta investigação numérica foi detectada uma situação que a norma brasileira de vento, NBR 6123/88, não leva em consideração: o efeito da colocação de uma antena flexível no topo de uma torre treliçada. Como pode ser visto nos resultados apresentados nas tabelas 4.4.1 e 4.4.2 e nos gráficos das figuras 4.4.3 e 4.4.7, existe uma diferença significativa entre as componentes flutuantes da força nodal das torres, com e sem a antena. Os resultados mostram que se forem utilizados as formulações para o cálculo das forças dinâmicas, tal qual se encontram atualmente na norma, os valores da componente flutuante na torre passam a ser menos nocivo do ponto de vista da estrutura quando se coloca uma antena, o que é uma incoerência, pois até a altura do topo da torre as duas situações (com e sem a antena) estão submetidas as mesmas condições e exposição ao vento.
5) Desta forma, sugere-se que a análise dinâmica de torres com antenas muito flexíveis deva ser feita com a forma modal da torre sem antena, mas com a freqüência natural da torre com a antena. Isto porque a massa da antena estará presente de qualquer jeito. O problema do método se deve apenas à distorção na forma modal devido à presença da antena. A tabela 4.5.1 mostra um comparativo, entre os dois casos, no processo de determinação da força flutuante que evidencia esta observação.

Tabela 4.5.1 – Força flutuante- comparativo levando em consideração os efeitos isolados da colocação ou não da antena flexível

	Torre com antena							Torre sem antena						
Zi (m)	**x_i**	**mi**	**yi**	**bi*x_i**	**yi*x_i^2**	**F_H (N)**	**^Xi (N)**	**x_i**	**mi**	**yi**	**bi*x_i**	**yi*x_i^2**	**F_H (N)**	**^Xi (N)**
82,49	1,000	23,4	0,002	0,005	0,002	419053	**986**	0,000	0	0,000	0,000	0,000	588139	**0**
80,74	0,976	36,8	0,004	0,008	0,004	419053	**1515**	0,000	0	0,000	0,000	0,000	588139	**0**
77,99	0,906	71,5	0,007	0,009	0,006	425104	**2769**	0,000	0	0,000	0,000	0,000	596632	**0**
75,24	0,706	81,3	0,008	0,008	0,004	425104	**2453**	0,000	0	0,000	0,000	0,000	596632	**0**
72,49	0,467	59,1	0,006	0,004	0,001	425104	**1180**	0,000	0	0,000	0,000	0,000	596632	**0**
70,49	0,204	97,4	0,010	0,016	0,000	431199	**863**	1,000	97,4	0,010	0,081	0,010	605185	**6097**
67,813	0,176	95,3	0,010	0,012	0,000	431199	**727**	0,982	95,3	0,010	0,073	0,010	605185	**5860**
65,135	0,138	79,5	0,008	0,010	0,000	431199	**474**	0,915	79,5	0,008	0,070	0,007	605185	**4553**
62,345	0,101	115,7	0,012	0,009	0,000	437337	**513**	0,808	115,7	0,012	0,079	0,008	613800	**5932**
58,97	0,074	149,7	0,015	0,007	0,000	437337	**488**	0,696	149,7	0,015	0,074	0,008	613800	**6618**
55,67	0,058	118,2	0,012	0,004	0,000	443518	**308**	0,612	118,2	0,012	0,044	0,005	622476	**4654**
53,795	0,051	127	0,013	0,004	0,000	443518	**291**	0,567	127	0,013	0,046	0,004	622476	**4635**
52,145	0,047	135,9	0,014	0,004	0,000	443518	**283**	0,535	135,9	0,014	0,047	0,004	622476	**4681**
50,405	0,042	148,6	0,015	0,004	0,000	443518	**280**	0,502	148,6	0,015	0,048	0,004	622476	**4802**
48,575	0,038	201,4	0,020	0,005	0,000	449743	**346**	0,467	201,4	0,021	0,064	0,005	631212	**6143**
46,055	0,033	211,6	0,021	0,004	0,000	449743	**312**	0,420	211,6	0,022	0,059	0,004	631212	**5797**
43,565	0,028	251,3	0,025	0,004	0,000	449743	**316**	0,373	251,3	0,026	0,061	0,004	631212	**6118**
40,95	0,024	376,6	0,038	0,005	0,000	456011	**420**	0,337	376,6	0,039	0,074	0,004	640009	**8396**
37,425	0,020	400,2	0,040	0,004	0,000	456011	**367**	0,288	400,2	0,041	0,067	0,003	640009	**7635**
34,11	0,016	399,9	0,040	0,004	0,000	456011	**299**	0,243	399,9	0,041	0,059	0,002	640009	**6435**
30,75	0,014	516,7	0,052	0,003	0,000	462322	**324**	0,207	516,7	0,053	0,052	0,002	648867	**7178**
27,42	0,011	540,9	0,054	0,003	0,000	462322	**274**	0,172	540,9	0,056	0,046	0,002	648867	**6233**
24,075	0,009	676,6	0,068	0,002	0,000	468677	**271**	0,137	676,6	0,070	0,042	0,001	657786	**6302**
20,475	0,006	417,6	0,042	0,001	0,000	468677	**126**	0,105	417,6	0,043	0,019	0,000	657786	**2986**
18,835	0,006	669,2	0,067	0,002	0,000	468677	**174**	0,091	669,2	0,069	0,027	0,001	657786	**4139**
15,442	0,004	783,2	0,079	0,001	0,000	475076	**153**	0,069	783,2	0,081	0,018	0,000	666766	**3716**
12,155	0,003	671,5	0,068	0,001	0,000	475076	**90**	0,048	671,5	0,069	0,010	0,000	666766	**2228**
10,53	0,002	1310,2	0,132	0,001	0,000	475076	**138**	0,038	1310	0,136	0,016	0,000	666766	**3434**
5,505	0,000	1174	0,118	0,000	0,000	481517	**23**	0,006	1174	0,121	0,002	0,000	675807	**517**
SOMA		**9940,3**		**0,145**	**0,018**				**9668**		**1,177**	**0,088**		

Dados adicionais utilizados nos cálculos das tabelas 4.4.1, 4.4.2 e 4.5.1:

Torre com antena

f_n (Hz)	z	l_1 (m)	h (m)	l_1/h	Vp (m/s)	L	f_j (Hz)	VP/fj*L	x
0,8579	0,01	3,7	82,49	0,044854	47,3	1800	0,8579	0,030643	1,6689

Torre sem antena

f_n (Hz)	z	l_1 (m)	h (m)	l_1/h	Vp (m/s)	L	f_j (Hz)	VP/fj*L	x
1,5039	0,01	3,7	70,49	0,05249	47,0	1800	1,5039	0,017353	1,4349

^Xi = Componente da flutuante da resposta dinâmica

Xi = Componente média da resposta dinâmica

X = Resposta dinâmica total

I_1 = largura média da torre

h = altura da torre com e sem antena

f_n e f_j = freqüência fundamental para a torre com e sem antena

CAPÍTULO 5
PROGRAMA EXPERIMENTAL

5.1 – Princípios gerais de modelagem aerodinâmica de estruturas sujeitas ao vento

Prognósticos confiáveis podem ser feitos através da utilização de dados aerodinâmicos oriundos de testes realizados em modelos seccionais reduzidos, construídos em uma escala adequada para reproduzir os detalhes necessários e encontrar o número de Reynolds local cuja variação tenha pouco efeito nos resultados. Dados sobre formas rombudas sugerem que o Re local acima de 1000 é suficiente para que os efeitos da redução de escala não sejam significativos (Vickery, 1982).

A maior dificuldade na confecção de modelos reduzidos de treliças e barras de torres consiste na grande diferença entre o comprimento e as dimensões transversais dos membros individuais. Por exemplo: se considerarmos uma escala geométrica típica de 1:500, uma cantoneira de abas iguais de 150mm x 150mm (6" x 6") requer uma de 0,3mm x 0,3mm (0,012" x 0,012") no modelo reduzido. Ao lado do problema da construção de cada um dos membros, o número de Reynolds (Re) local é reduzido para valores baixos (<1000) e as características aerodinâmicas não terão semelhança com as do protótipo. Assim, a variação do carregamento com a velocidade do vento pode diferir significativamente em relação ao protótipo. Em tais circunstâncias, testes aerodinâmicos não conduzem a resultados confiáveis.

O nº de Reynolds local para os elementos do protótipo e do modelo foi calculado com base na expressão:

$$Re = 70000.V_k.d \qquad (5.1.1)$$

Onde:

Re = número de Reynolds

V_k = velocidade característica do vento local

Foi utilizada a velocidade obtida, para o protótipo, na altura de onde foram retirados os modelos seccionais;

d = largura de sombra (projeção) das barras.

Os testes em modelos seccionais realizados em escoamentos suaves e/ou turbulentos podem fornecer dados para definir características tais como amortecimento aerodinâmico e a admitância aerodinâmica seccional. Estes dados podem então ser incorporados a um modelo teórico para prognósticos de campo.

Para estruturas treliçadas constituídas tanto por membros de seções circulares como por membros com arestas vivas, o dimensionamento dos membros do modelo pode ser feito através da expressão:

$$\frac{(C_a.D)_M}{(C_a.D)_P} = \frac{L_M}{L_P} \qquad (5.1.2)$$

Onde:

C_a = Coeficiente de arrasto do elemento

D = Diâmetro para seções circulares e altura de projeção para seções rombudas

L = Comprimento do elemento

$(...)_M$ = Características do modelo;

$(...)_P$ = Características do protótipo.

5.2 – Definição do modelo

Além dos princípios gerais para modelagem aerodinâmica, na escolha dos modelos experimentais foram consideradas as seguintes premissas:

- As dimensões do túnel de vento. Isto para garantir um aproveitamento máximo do seu espaço físico associado com o maior comprimento possível do modelo seccional;
- Uma escala que proporcionasse um alongamento (relação entre largura e altura do modelo) tal que a razão entre os coeficientes de arrasto em escoamentos tridimensional e bidimensional fossem o mais próximo da unidade quanto possível;
- Garantia de que para todos os elementos do modelo o número de Reynolds não fosse inferior a 1000;
- Compatibilização entre as dimensões da torre com as dimensões dos materiais encontrados comercialmente para construção do modelo.

A partir do protótipo analisado no capítulo IV, foram construídos, na Oficina Paulo Francisco Bueno do Laboratório de Aerodinâmica das Construções da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, dois modelos seccionais da torre feitos com barras de seção quadrada de latão e madeira (pinho). A figura 5.1 mostra as regiões do protótipo escolhidas para a construção dos modelos reduzidos.

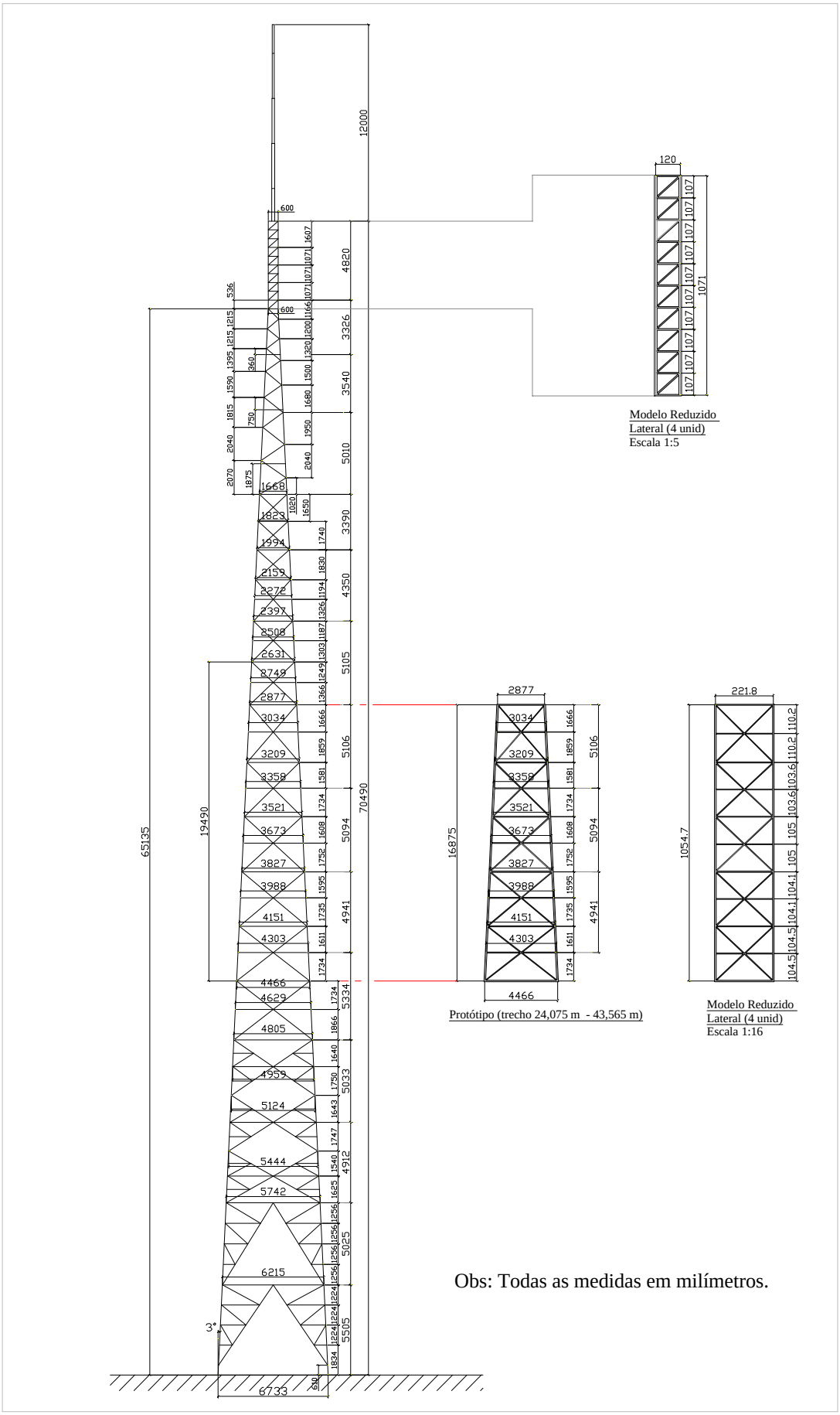


Figura 5.1 – Escolha do modelo seccional

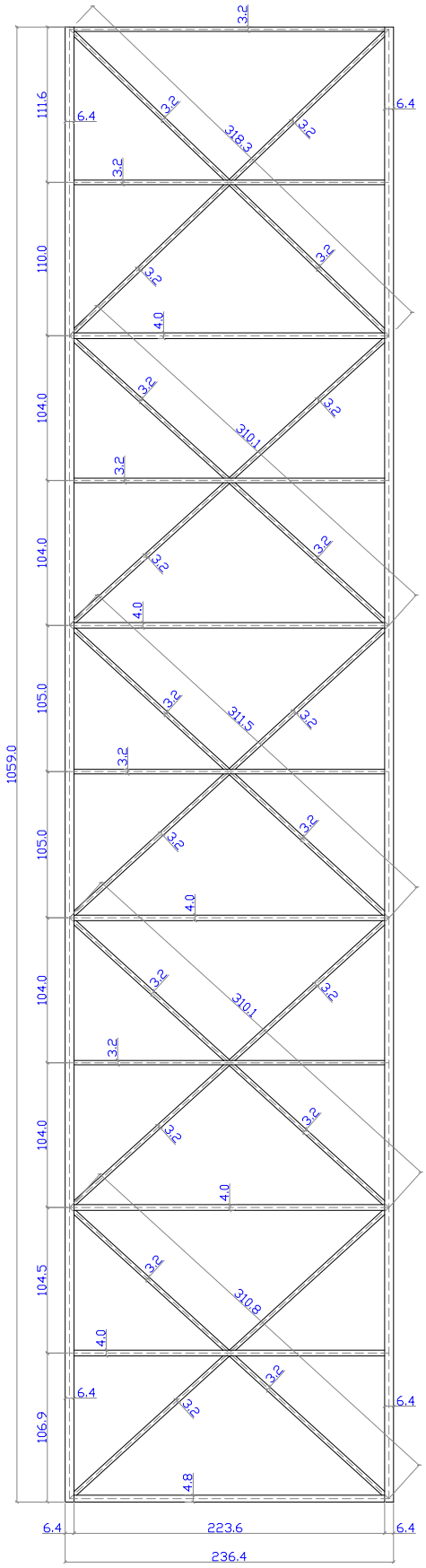


Figura 5.2 – Modelo em latão

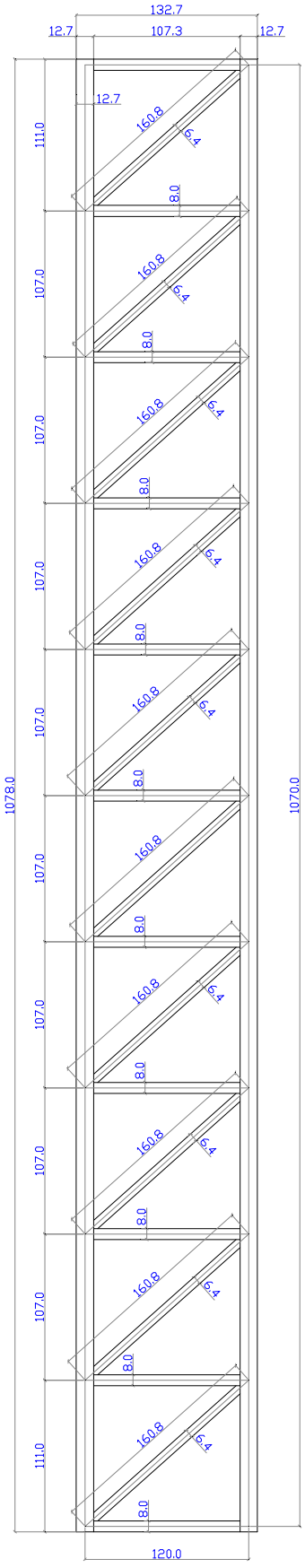


Figura 5.3 – Modelo em madeira

O modelo em latão (figura 5.2), representa uma seção média compreendida no trecho variável entre as cotas 24,075m e 40,95m, totalizando um comprimento de 16,875m. Este modelo foi construído na escala 1:16 , com massa total de 5,878 kg. Em virtude da dificuldade de se encontrar comercialmente, e até mesmo, fabricar na oficina, cantoneiras em escala reduzida para uma simulação real do protótipo, adotou-se o uso de barras de seção quadrada. Esta opção se justificou pela semelhança entre os coeficientes de forças para barras prismáticas de faces planas em escoamento bidimensional para as seções tipo cantoneira e de seção quadrada.

O modelo em madeira (figura 5.3), representa uma seção constante com comprimento de 5,355m, no topo da torre entre as cotas 65,135m e 70,49m. Este modelo foi construído na escala 1:5, com massa total de 1,069 kg. Pelas mesmas dificuldades citadas no parágrafo anterior, optou-se pela madeira em virtude do elevado peso conferido ao modelo, caso fosse utilizado o latão (devido ao aumento da escala). As tabelas 5.1 e 5.2 mostram a relação de cantoneiras do protótipo com as barras de latão e madeira utilizadas no modelo, respectivamente, acompanhadas pelo número de Reynolds para cada seção.

Tabela 5.1 – Seções equivalentes em latão utilizadas no modelo reduzido 4

Cantoneiras do protótipo	**Nº de Reynolds do protótipo**	**Barras em latão do modelo**	**Nº de Reynolds do modelo**
L 2" x 2"	239318	3,2 mm	15075
L 2 ½ x 2 ½	299148	4,0 mm	18844
L 3" x 3"	358978	4,8 mm	22613
L 4" x 4"	478637	6,4mm	30150

V_k = 67,3 m/s

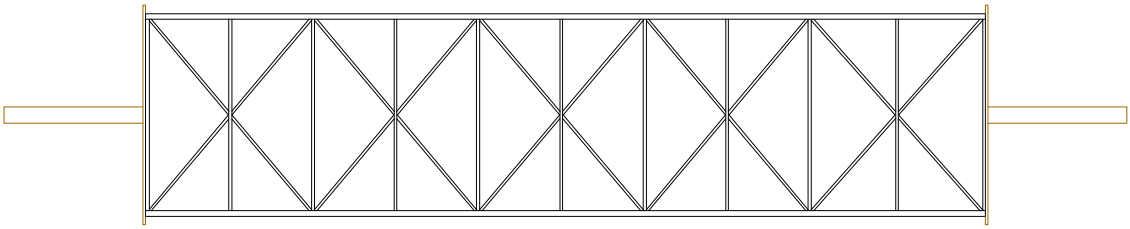
Tabela 5.2 – Seções equivalentes em madeira utilizadas no modelo reduzido 5

Cantoneiras do protótipo	**Nº de Reynolds do protótipo**	**Barras em madeira do modelo**	**Nº de Reynolds do modelo**
L 1 ¼" x 1 ¼"	158575	6,4 mm	31963
L 1 ½ x 1 ½	190290	8,0 mm	39953
L 2 ½ x 2 ½	317151	12,7mm	63426

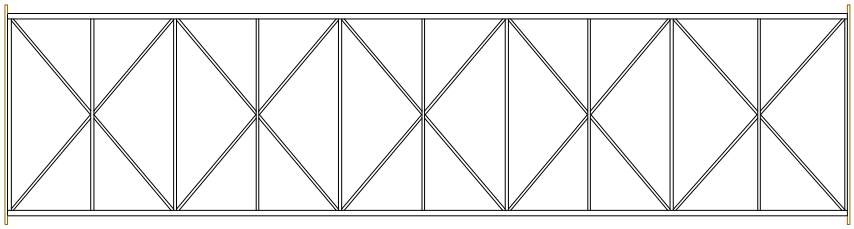
V_k = 71,35 m/s

5.3 – Experimentos

A fim de se fazer um maior aproveitamento das atividades experimentais, antes da montagem final do modelo em latão, foram feitas várias simulações com o objetivo de investigar o efeito da proteção do vento entre as faces da torre, considerando dois tipos de vento (escoamentos suave e turbulento) e três diferentes índices de área exposta (ϕ): 0,13, 0,33 e 0,60. Para cada ϕ foram avaliados 4 posições de afastamento entre as faces planas: 0,5 , 1, 2 e 3, denotados aqui, pela razão entre afastamento (distância entre as faces planas) e largura da torre. Os índices de área exposta 0,33 e 0,60 foram conseguidos através do adicionamento de tiras de poliestireno com 1mm de espessura e largura de 26 mm para tiras transversais e 30 mm para as tiras longitudinais (apenas para o modelo 3). Cada tira foi colada no modelo com o auxílio de fitas adesivas de dupla face, permitindo a retirada das mesmas e uma maior flexibilidade dos ensaios. Os experimentos realizados nesta etapa estão especificados nas figuras 5.3.1 a 5.3.4.

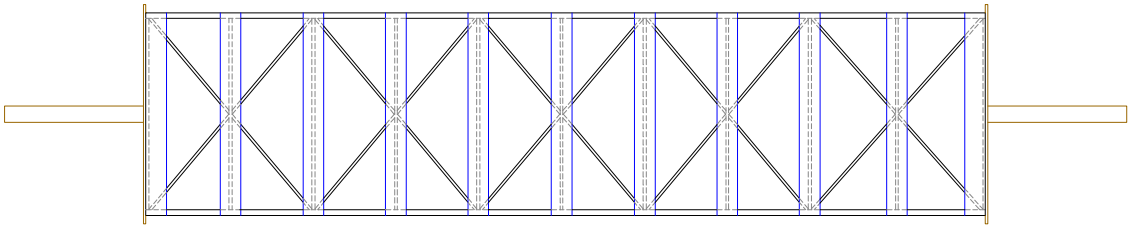


Face de Referência

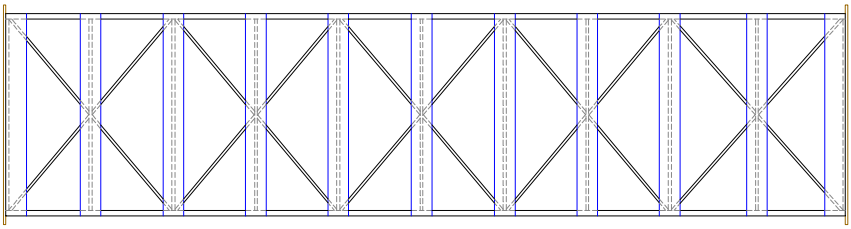


Face de Proteção

Figura 5.3.1 – Modelo 1 – Reticulado plano 1 (0,237 x 1,066 m), ϕ= 0,13

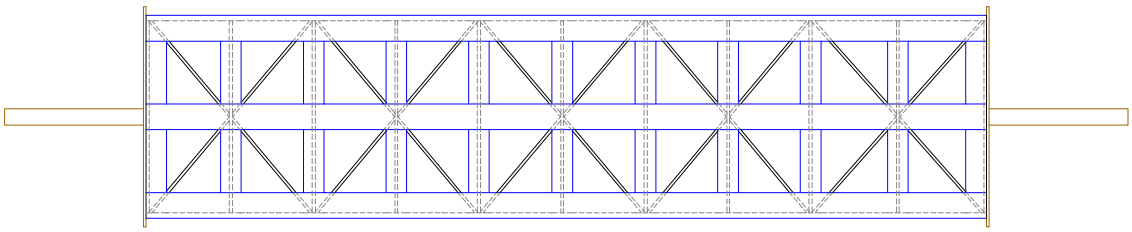


Face de Referência

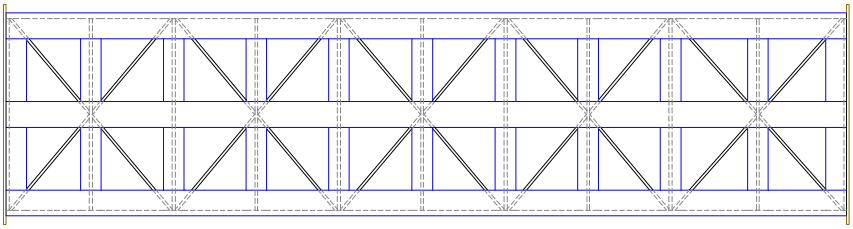


Face de Proteção

Figura 5.3.2 – Modelo 2 – Reticulado plano 2 (0,237 x 1,066 m), ϕ= 0,33



Face de Referência



Face de Proteção

Figura 5.3.3 – Modelo 3 – Reticulado plano 3 (0,237 x 1,066 m), ϕ= 0,60

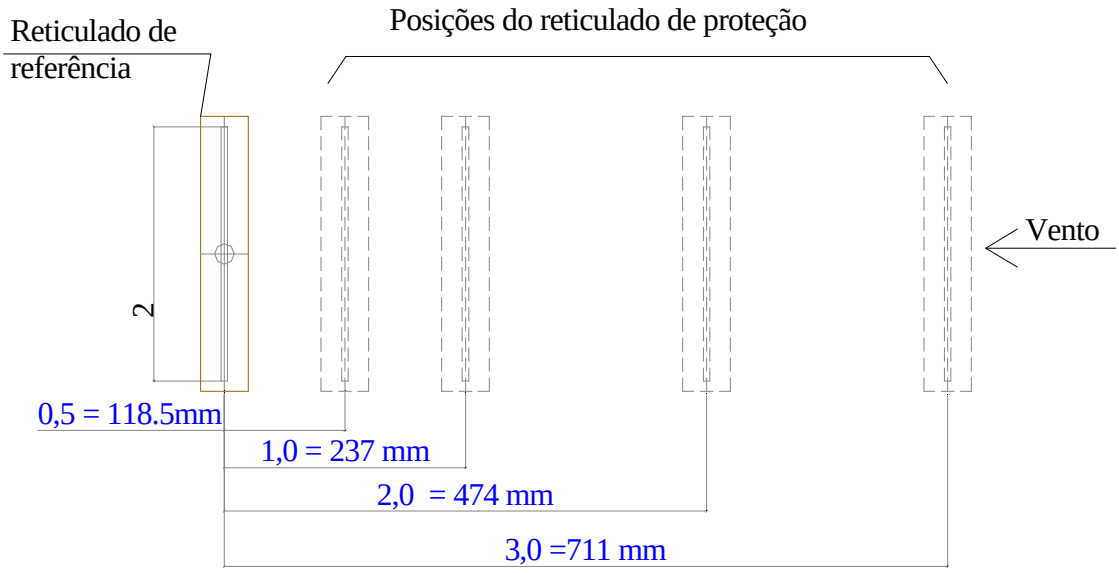


Figura 5.3.4 – Afastamentos dos reticulados planos dentro do túnel de vento

Inicialmente, com o reticulado de referência fixado às células de carga, foram obtidas as forças (sem efeito da proteção) para escoamentos suave e turbulento. Em seguida, com o reticulado de proteção fixado na parede do túnel, em afastamentos pré-definidos (figura 5.3.4), foram medidas as forças correspondentes (com efeito da proteção).

Após estes ensaios, com a montagem das faces planas, foram construídos o modelo 4 – torre de latão de seção quadrada (figura 5.3.5) e o modelo 5 – torre de madeira de seção quadrada (figura 5.3.6). Nestas investigações foram avaliados os coeficientes de arrasto e de sustentação decorrentes da variação do ângulo de incidência do vento no modelo seccional, tanto para escoamento suave quanto para turbulento. Os ângulos foram variados de 0 a 45°, com intervalos de 5°.

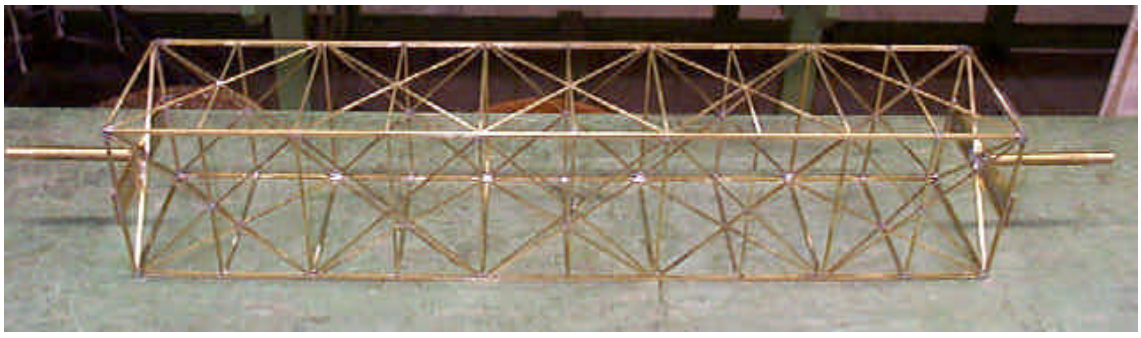


Figura 5.3.5 – Modelo 4 – Torre em latão de seção quadrada (0,237 x 0,237 x 1,066 m), ϕ =0,13

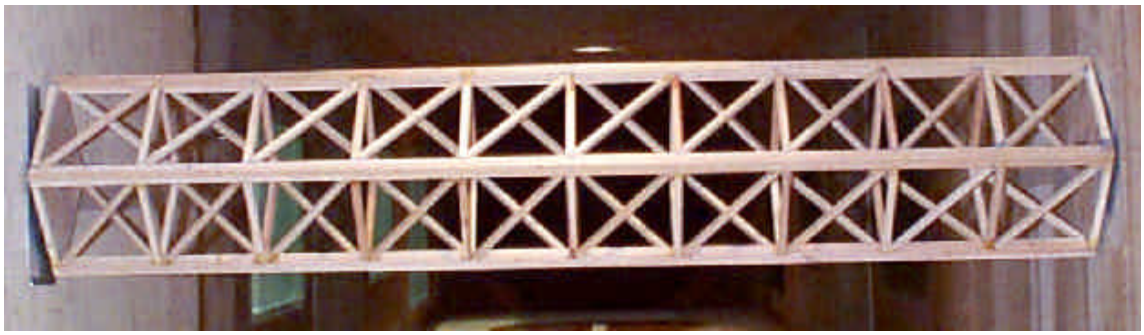


Figura 5.3.6 – Modelo 5 – Torre em madeira de seção quadrada (0,12 x 0,12 x 1,078 m), ϕ =0,33

5.4 – Túnel de vento

Em operação desde 1973, o Túnel de Vento Prof. Joaquim Blessmann (Blessmann, 1982) do Laboratório de Aerodinâmica das Construções (LAC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), tem, ao longo destes anos, viabilizado o desenvolvimento de estudos de efeitos estáticos e dinâmicos sobre construções civis em geral, além da determinação de características de ventos simulados.

O túnel de vento, que ocupa uma área de aproximadamente 130m^2, conforme figura 5.4.1, apresenta as seguintes características:

- Velocidade máxima = 42 m/s
- Relação entre comprimento/altura da câmara de ensaios $\cong$ 10,3
- Dimensões médias da câmara de ensaios: 1,25m x 0,90 m x 9,32 m (largura x altura x comprimento). A fim de manter a pressão estática ao longo da câmara de ensaios aproximadamente constante, a largura desta câmara aumenta de 1,2 m, em seu início, para 1,3 m, no fim.
- Número de Reynolds do Túnel (Re_T) = 2,6 x 10^6
- Potência do motor = 75 kW

O número de Reynolds do Túnel foi calculado através da expressão:

Re_T = 70000 . V. h

Onde:

V = velocidade máxima no túnel

h = altura do túnel

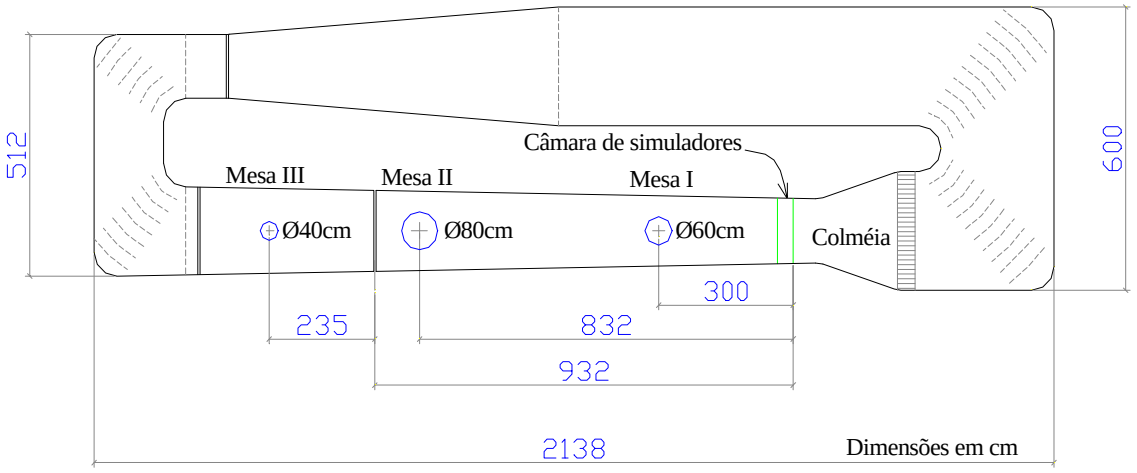


Figura 5.4.1 – Circuito aerodinâmico do túnel de vento LAC/UFRGS

O túnel de vento do LAC/UFRGS dispõe atualmente de três mesas giratórias para fixação de modelos, tanto para ensaios estáticos como dinâmicos, e um sistema de célula de carga desenvolvida, recentemente, pelo LDEC/LAC e em fase de optmização.

A mesa M-I é utilizada para ensaios de tipo aeronáutico no piso do túnel, com camada limite de pequena espessura e escoamento de ar de baixa turbulência; pesquisas básicas em forma geométricas simples, em modelos bi ou tridimensionais; ensaios para a construção civil com geradores de turbulência colocados na câmara de simuladores.

A mesa M-II é utilizada em ensaios de tipo aeronáutico no eixo do túnel; ensaios para a construção civil, com blocos colocados no piso e/ou geradores de turbulência na câmara de simuladores e ou em outras secções. Aferição de anemômetro, tubos de Pitot-Prandtl, etc.

A mesa M-III é uma mesa de grande rigidez, situada no primeiro divergente do túnel. As freqüências naturais, segundo os três eixos ortogonais usuais, estão acima de 500Hz. Esta mesa foi construída especificamente para estudos dinâmicos em estruturas de grande alteamento, tais como chaminés, pilares de viadutos, torres de televisão, de microondas e mastros.

O Sistema de célula de carga, fixados em suportes posicionados junto a um par de portas especiais para estudos de fenômenos de instabilidade aerodinâmica com modelos bidimensionais colocados horizontalmente (na região da mesa M-II), é utilizado para ensaios em pontes, cabos de linhas de transmissão, perfis, modelos seccionais de torres treliçadas, etc (figura 5.4.2).

Figura 5.4.2 – Mesa M-II e equipamentos utilizados no experimento

A câmara de simuladores, situada no início da câmara de ensaios, permite o uso simultâneo de dois quadros com simuladores. Neste trabalho foi utilizado o quadro de simulação n.º 2 (Gaveta 2), com o gerador de turbulência tipo grelha mostrado na figura 5.4.3.

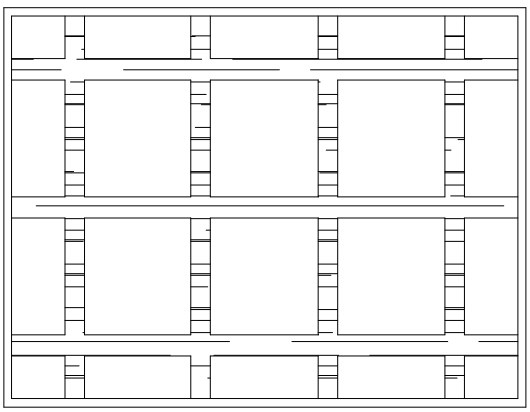


Figura 5.4.3 – Simulador de turbulência no túnel de vento

5.5 – Determinação da velocidade do vento no túnel

A velocidade instantânea do vento no túnel, que depende de fatores como: massa específica do ar, temperatura, pressão atmosférica, etc., foi calculada a partir da equação 5.5.1.

$$\overline{V} = \sqrt{\frac{2.K.\Delta pa}{\rho ar}} \tag{5.5.1}$$

onde:

$$\rho ar = 0{,}0474.\frac{P.Atm}{Temp.} \qquad \left(\frac{kgf.s^2}{m^4}\right) \tag{5.5.2}$$

Temp. = temperatura medida em Kelvin;

P.Atm. = pressão atmosférica medida em mmHg;

Δpa = variação de pressão entre dois anéis piezométricos do convergente, medida em mm H_20;

K = relação entre a pressão dinâmica em um dado/determinado ponto do túnel (q) e a variação de pressão entre os anéis piezométricos(Δpa) – função do tipo de vento simulado:

- Vento suave $\Rightarrow$ K = 1,011
- Vento turbulento $\Rightarrow$ K = 1,088

5.6– Célula de carga

Para a medição das forças de arrasto e sustentação utilizou-se um sistema constituído por duas células: uma de força e outra de torção colocadas nas laterais do túnel de forma que seus eixos estejam coincidentes e em nível. A célula de força (fig.5.6.1) consiste de um sistema dotado de dois extensômetros dispostos em um ângulo de 90º entre si, e de 45º com a horizontal. Os extensômetros tendem a se deformar sempre que o eixo da célula sofre uma translação. A célula de torção, construída em forma de dois anéis metálicos concêntricos conectados por mola em placa, onde o anel externo, dotado de escala angular para controle de giro do eixo, é fixada num suporte externamente ao túnel e conectada ao anel interno por molas (figura 5.6.2). Um extensômetro, colado na superfície de uma destas molas, deforma sempre que o sistema tende a girar.

Extensômetros de resistência elétrica, também conhecidos por *strain gages*, são pequenos dispositivos sensores que têm como característica principal alterar sua resistência elétrica sempre que sofre uma deformação. A variação na resistência é proporcional à deformação sofrida. Geralmente, o extensômetro faz parte de um circuito "Ponte de Wheatstone" (figura 5.6.3), onde a variação da resistência desequilibra o circuito causando o aparecimento de uma diferença de potencial elétrico (ddp) que é proporcional àforça que provocou a deformação no extensômetro.

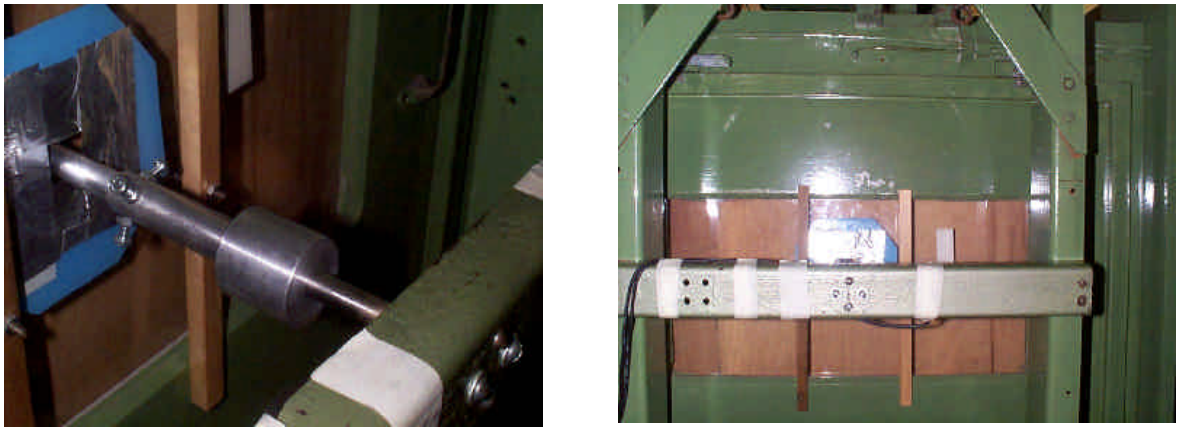


Figura 5.6.1 – Célula de Força

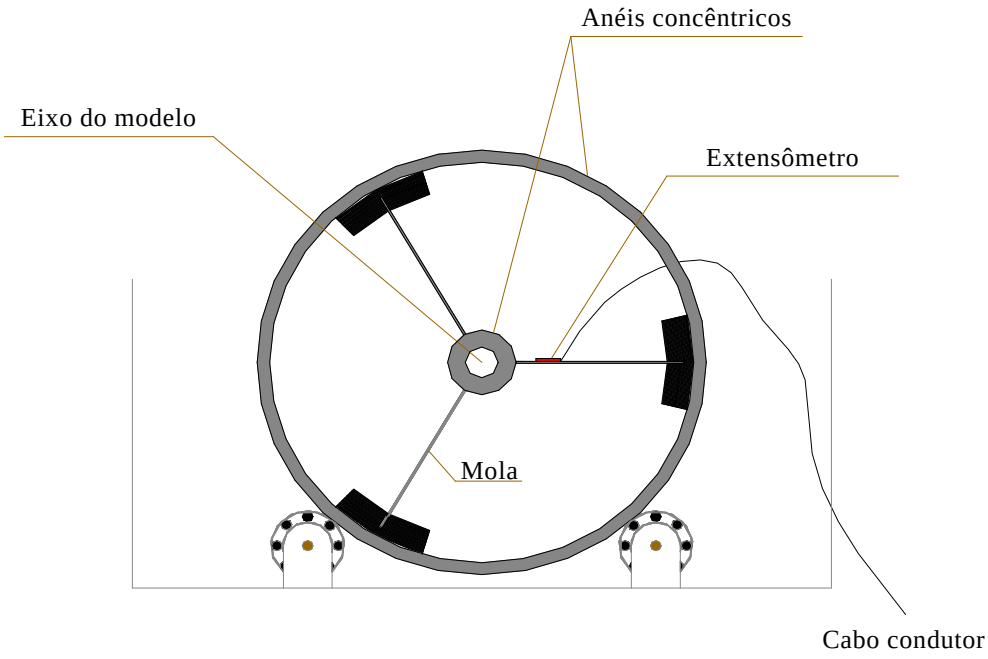


Figura 5.6.2 – Célula de torção

O circuito Ponte de Wheatstone é bastante utilizado na indústria eletrônica, onde tem várias aplicações. O seu funcionamento é baseado em quatro resistores divididos em dois ramos com dois resistores. Estes são dispostos de forma que a corrente elétrica flua nos dois ramos igualmente. Assim, se escolhermos dois pontos entre resistores em cada ramo, a diferença de potencial elétrico será nula. Se qualquer um dos quatro resistores sofrer uma variação, a diferença de potencial deixa de ser nula e diz-se que a ponte está desequilibrada. A figura 5.6.3 ilustra o funcionamento deste circuito.

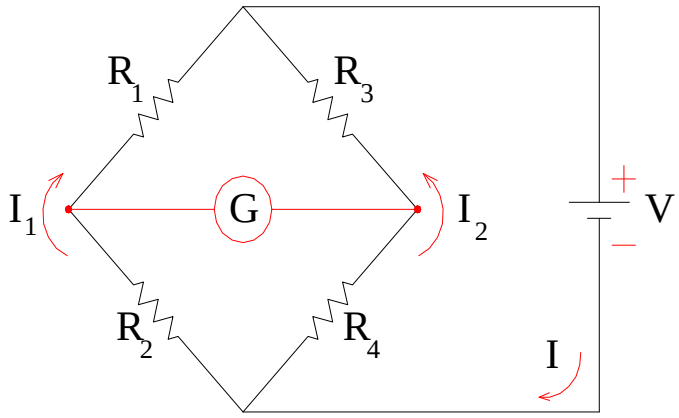


Figura 5.6.3 – Circuito Ponte de Wheatstone

Condição de equilíbrio da ponte de Wheatstone

$$\frac{R_1}{R_3} = \frac{R_2}{R_4} \quad \Rightarrow \quad I_1 = I_2 \quad \Rightarrow \quad G = 0$$

ou

$$\frac{R_1}{R_4} = \frac{R_2}{R_3} \quad \Rightarrow \quad I_1 = I_2 \quad \Rightarrow \quad G = 0$$

Onde:

R_1, R_2, R_3 e R_4 são as resistências de 4 resistores;

$I = I_1 + I_2$ é a corrente total do circuito;

I_1 e I_2 são correntes em cada ramo do circuito;

V é uma fonte de alimentação;

G é um galvanômetro (medidor de ddp).

5.7 Equipamentos utilizados nos ensaios

Para a realização dos ensaios em que foram medidas as forças de arrasto e sustentação foram utilizados os seguintes equipamentos:

- Barômetro analógico (mm Hg)
- Termômetro digital (°C)
- 2 Voltímetros
- 1 Multímetro
- Medidor de pressão manométrica (coluna d'água) – Betz (mm H_2O)
- 1 Fonte de alimentação 110 Volts
- Aparelho de alimentação e amplificação de pontes de Wheatstone (desenvolvido pelo LDEC/LAC/ UFRGS).

5.8 - Calibração

Explicado o funcionamento da célula de carga onde se concluiu que as deformações sofridas pelos extensômetros são proporcionais às forças que as provocaram e conseqüentemente a uma diferença de potencial elétrico, pode-se definir calibração, neste experimento, como a determinação de um fator de proporcionalidade que transforma força mecânica em tensão elétrica.

A seguir será descrita a metodologia utilizada para determinação da constante de calibração K:

$F_M = K. V$ ou $V = K' . F_M$, onde $K = K'^{-1}$.

a) Em função da velocidade do vento pretendida no interior do túnel, durante os ensaios, calculou-se, de forma aproximada, a força máxima a que o modelo estaria submetido. Esta força foi transformada numa massa de calibração que, sob a gravidade, produzia uma força equivalente.
b) Com o modelo devidamente instalado nas células de carga, dentro do túnel, foram feitos os ajustes de zero dos equipamentos de medição.
c) A massa total equivalente foi dividida em parcelas de forma que as operações de carga e descarga do sistema fossem crescentes e decrescentes, respectivamente, com variações de massas previamente estabelecida. Conforme mostra a tabela 5.8.1, as massas (cargas de excitação) variavam de 0 a 100% (carga) e depois, de 100 a 0% (descarga). Esta operação foi repetida duas vezes. Os sinais elétricos produzidos pelas massas eram medidos em 3 canais de saída (voltímetros), sendo que os canais

CH1 e CH3 mediam as excitações na célula de força e o canal CH2, a excitação da célula de torção.

Tabela 5.8.1 – Exemplo de uma tabela de calibração

EXPERIMENTO: Reticulado plano peso = 2803 g
DATA: 04/09/2001

CANAL 1: Célula de Força
CANAL 2: Célula de Torção
CANAL 3: Célula de Força

CALIBRAÇÃO NA POSIÇÃO B - CENTRO

%	Peso (N)	LEITURA NOS VOLTÍMETROS (Volts)		
		Canal 1	Canal 2	Canal 3
0	0	0,017		0
20	5,886	0,432		0,27
40	11,772	0,903		0,62
60	17,658	1,464		1,09
80	23,544	2,006		1,56
100	29,43	2,557		2,05
80	23,544	2,109		1,63
60	17,658	1,599		1,17
40	11,772	1,074		0,72
20	5,886	0,468		0,28
0	0	0,013		-0,01

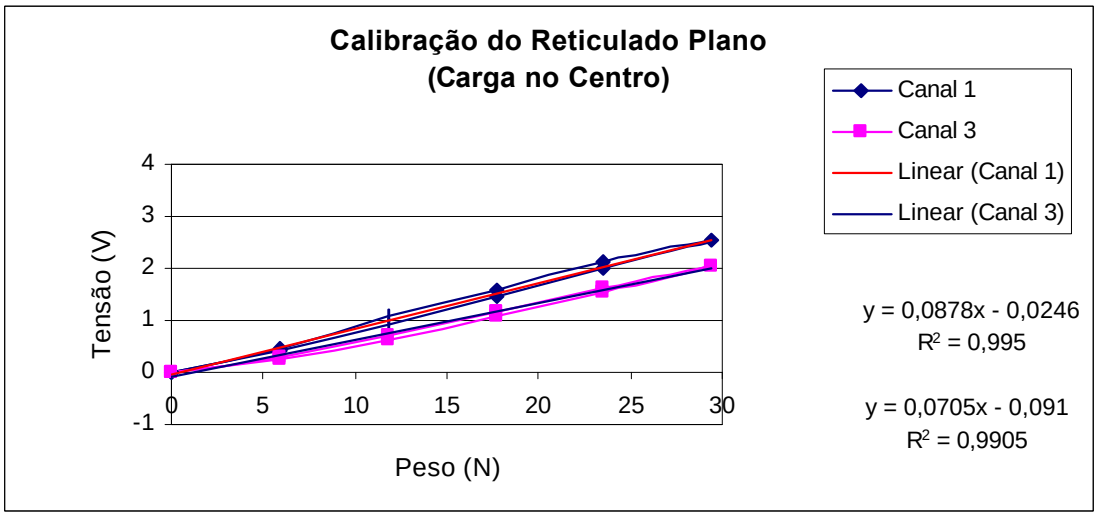


Figura 5.8.1 – Exemplo de curvas de calibração com respectivas linhas de tendência

d) Conforme apresentado na tabela e figura 5.8.1, o procedimento de calibração citado no item ***c*** foi repetido para obtenção da equivalente elétrica para as forças horizontais ou frontais (F_H), forças verticais ou de sustentação (F_V) e forças torsionais (T). Para forças frontais, um sistema com roldana e fio de nylon, foi utilizado de modo que não surgissem outras forças que não a horizontal (figura 5.8.2a). Para força vertical ou de sustentação, as massas eram colocadas, sob a ação da gravidade, no próprio modelo (figura 5.8.2b). Para a força torsional, foi utilizado o mesmo sistema da força frontal, sendo que a força horizontal foi aplicada com uma excentricidade *e* (figura 5.8.2c).

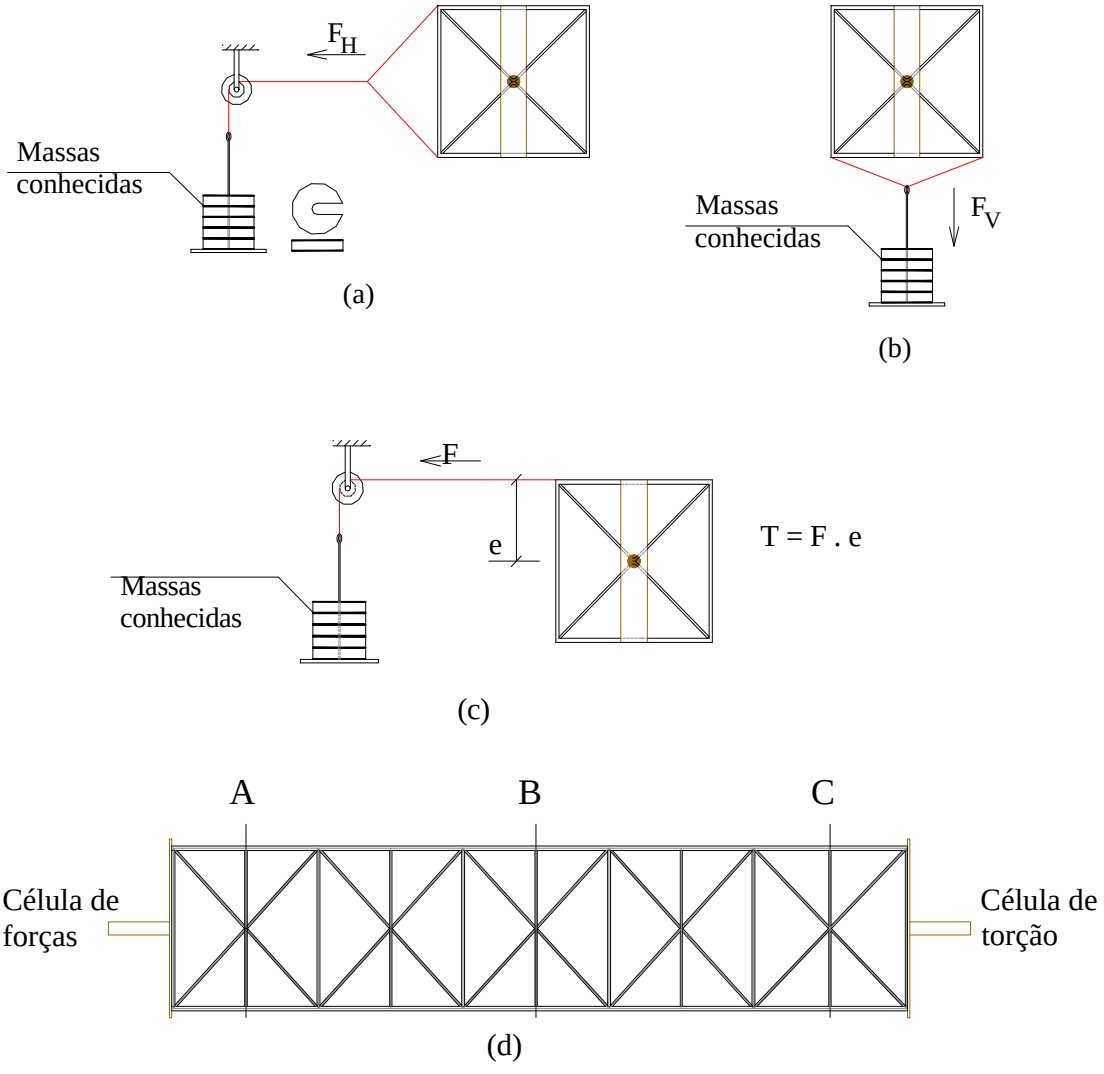


Figura 5.8.2 – Posicionamento das cargas de calibração:(a) calibração para força frontal; (b) calibração para força de sustentação; (c) calibração para força torsional, e; (d) eixos de aplicação das cargas de calibração.

e) A fim de se obter uma melhor representatividade das medidas, em função da flexibilidade do modelo, que provocava uma resposta diferente em cada linha de medição, o processo de calibração foi repetido em 3 eixos de medição: eixo A, na extremidade próxima àcélula de força; eixo B, no centro e; eixo C, na extremidade próxima àcélula de torção (figura 5.8.2d).

f) Com exceção da calibração do reticulado plano, cujo objetivo era avaliar o fator de proteção ante uma força frontal do vento, e por isso, só aferido para uma força horizontal, conforme mostram as figuras 5.8.2a e 5.8.2b, totalizando 3 etapas de medição ($F_H(A)$, $F_H(B)$, $F_H(C)$), a calibração das torres em latão e em madeira contaram com 9 etapas de medição ($F_H(A)$, $F_H(B)$, $F_H(C)$, $F_V(A)$, $F_V(B)$, $F_V(C)$, T(A), T(B), T(C)). Para cada etapa de medição eram feitas leituras em 3 voltímetros (CH1, CH2, CH3). CH1 e CH3 representavam os canais de medição para os extensômetros da célula de força e CH2 representava o canal de medição para o extensômetro da célula de torção.

g) Agora, supondo que o modelo ensaiado funcionasse como uma viga bi-apoiada em suas extremidades, com forças concentradas aplicadas, de forma isolada, em três pontos distintos (fig. 5.8.3). Os valores medidos nos voltímetros representam as reações devidas a estas forças.

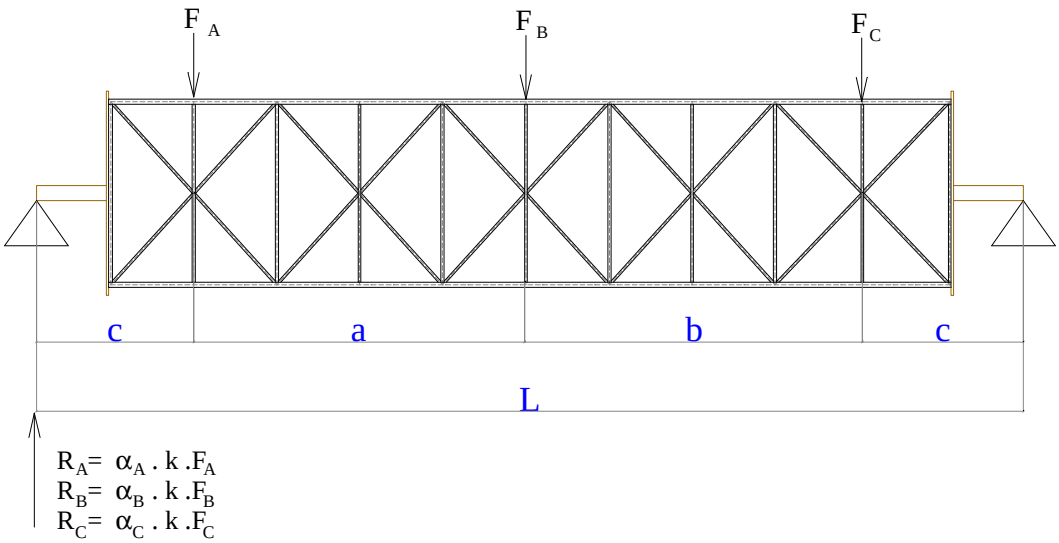


Figura 5.8.3 – Suposição de um modelo bi-apoiado

Na figura 5.8.3, ***a*** e ***b*** são distâncias conhecidas definidas antes do processo de calibração. ***L*** e *c* são distâncias pesquisadas para definição dos pontos de apoios. R_A, R_B e R_C são as reações devidas às forças F_A, F_B e F_C, respectivamente, sendo aqui representadas pelos valores lidos nos voltímetros (aproximados pelo produto do coeficiente angular (α) da linha de tendência para curva de calibração de cada canal por um fator de proporcionalidade k).

Deste modo, supondo F_A, F_B e F_C, forças unitárias e aplicando as leis da estática, tem-se:

$$\Rightarrow \alpha_A.k = \frac{L - c}{L}$$

$$\Rightarrow \alpha_B.k = \frac{L - c - a}{L}$$

$$\Rightarrow \alpha_C.k = \frac{L - c - (a + b)}{L}, \text{ ou,} \qquad (5.8.1)$$

$$\Rightarrow \alpha_A.k.L - (L - c) = 0$$

$$\Rightarrow \alpha_B.k.L - (L - c) = - a$$

$$\Rightarrow \alpha_C.k.L - (L - c) = - (a + b)$$

Considerando B= L – c, as equações 5.8.1 pode ser representada pelo sistema matricial,

$$\underset{A}{\begin{bmatrix} \alpha_A & -1 \\ \alpha_B & -1 \\ \alpha_C & -1 \end{bmatrix}} . \underset{\rho X}{\begin{bmatrix} k.L \\ B \end{bmatrix}} = \underset{\rho B}{\begin{bmatrix} 0 \\ -a \\ -(a+b) \end{bmatrix}} \qquad (5.8.2)$$

Utilizando o programa Matlab para solucionar o sistema (5.8.2), através da operação X= A\Bi (que deixa o menor resíduo) tem-se que:

$$\underset{\rho X}{\begin{bmatrix} x_i \\ x_{ii} \end{bmatrix}} = \begin{bmatrix} k.L \\ B \end{bmatrix} \qquad (5.8.3)$$

Solucionado o sistema, foram determinados os pontos de apoio e a distância entre eles. Através da dedução acima, chegou-se a uma constante de proporcionalidade que transforma uma força mecânica concentrada em pontos previamente fixados do modelo em uma tensão elétrica (ddp). Como nos ensaios a força mecânica a ser

transformada é uma força devida ao vento, que se distribuirá em toda superfície de contato com o modelo e não apenas em pontos concentrados, se faz necessário encontrar uma relação entre carga concentrada e carga distribuída.

Assim, dispondo em um gráfico cartesiano, os pontos representados pelos coeficientes angulares das linhas de tendência de cada canal (CH1, CH2 e CH3), obtidos nos eixos de medição A, B e C, em função de suas respectivas distâncias aos pontos de apoio (ver figura 5.8.4) e, ajustando por estes pontos uma curva polinômica p(x), tem-se uma curva de distribuição de carga ao longo do modelo.

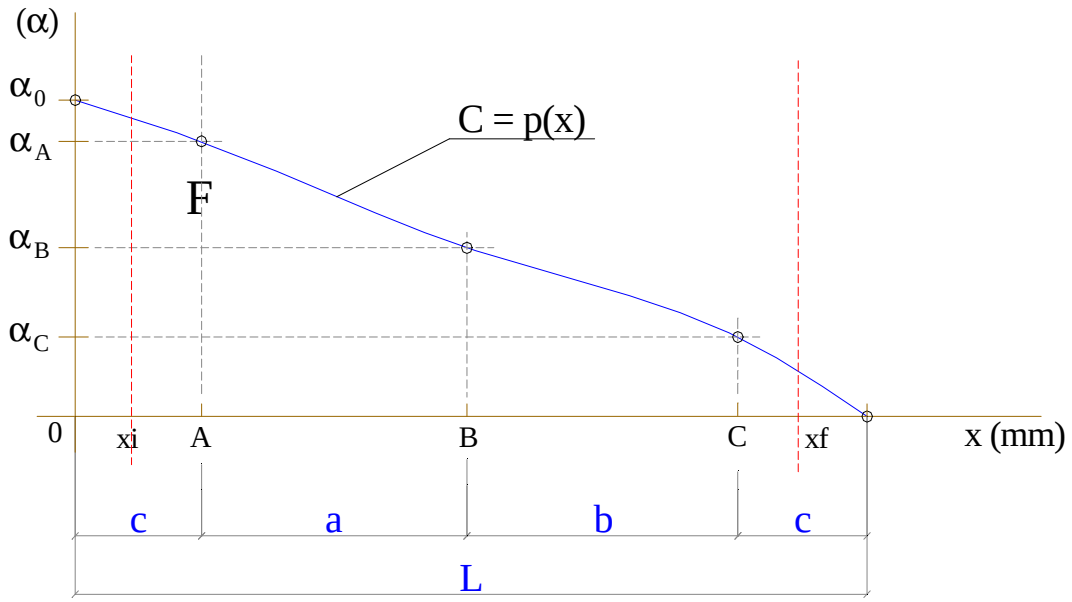


Figura 5.8.4 – Curva de distribuição da carga ao longo do modelo

A integração da equação polinômica desta curva dentro dos limites de contato do vento com o modelo [xi ; xf] fornece o valor da constante de transformação de uma força mecânica distribuída em uma tensão elétrica equivalente, ou seja:

$$K' = \int_{xi}^{xf} C(p(x))\,dx$$

5.8.1 – Calibração para o ensaio do reticulado plano

A partir dos dados de calibração obtidos para o reticulado plano, conforme exemplo mostrado na tabela e gráfico 5.8.1, chegou-se aos seguintes coeficientes angulares das curvas de tendência para as medições realizadas nos eixos A, B e C, a tabela 5.8.1.1 mostra estes valores para os canais de medição CH1 e CH3.

Tabela 5.8.1.1 – Coeficientes angulares da linha de tendência para os reticulados planos

Coeficiente angular da linha de tendência (curva de calibração)	Canal CH1	Canal CH3
a_A	0,1181	0,0983
a_B	0,0878	0,0705
a_C	0,0174	0,0109

Conhecida a geometria do modelo reticulado e como conseqüência, os pontos utilizados para sua calibração, foram estabelecidos os valores de $\boldsymbol{a}$ (distância entre os eixos A e B) e $\boldsymbol{b}$ (distância entre os eixos B e C):

$\boldsymbol{a}$ = 423 mm; $\boldsymbol{b}$ = 418 mm

A partir das equações 5.8.1, 5.8.2 e 5.8.3 resolvidas com o auxílio do programa matemático Matlab, determinou-se os seguintes parâmetros:

c = -43,7 mm L = 978,6 mm xi = - 43,7 mm xf = 1022,3 mm

Estes parâmetros permitiram a obtenção das curvas de distribuição de carga, mostradas na figura 5.8.5, as quais são definidas pelos polinômios de 2º grau,

$C_{(1,1)}(x) = -1{,}2027\text{x}10^{-7}.\boldsymbol{x}^2 - 2{,}8057\text{x}10^{-6}.\boldsymbol{x} + 1{,}1882\text{x}10^{-1}$ - CH1

$C_{(1,2)}(x) = -8{,}8008\text{x}10^{-8}.\boldsymbol{x}^2 - 1{,}6635\text{x}10^{-5}.\boldsymbol{x} + 9{,}9972\text{x}10^{-2}$ - CH3

$C_{(1,3)}(x) = 0$ CH2

A integração destas equações, dentro dos limites xi =-43,7 e xf = 1022,3, fornece o valor da constante que transforma a força mecânica em tensão elétrica (K'). A constante que transforma tensão elétrica em força mecânica (K) é obtida fazendo K=1/K'.

$K'_1 = 82{,}4$ (Volts . milímetro / Newton) $\Rightarrow$ $K_1 = 0{,}01214$ (Newton / Volts . milímetro)

$K'_3 = 66{,}5$ (Volts . milímetro / Newton) $\Rightarrow$ $K_3 = 0{,}01504$ (Newton / Volts . milímetro)

Assim, a carga distribuída devido à força do vento ao longo do modelo reticulado pode ser calculada através das equações 5.8.1.1.

$Q_1 = K_1 . CH1$ (Newton / milímetro)

$Q_3 = K_3 . CH3$ (Newton / milímetro) (5.8.1.1)

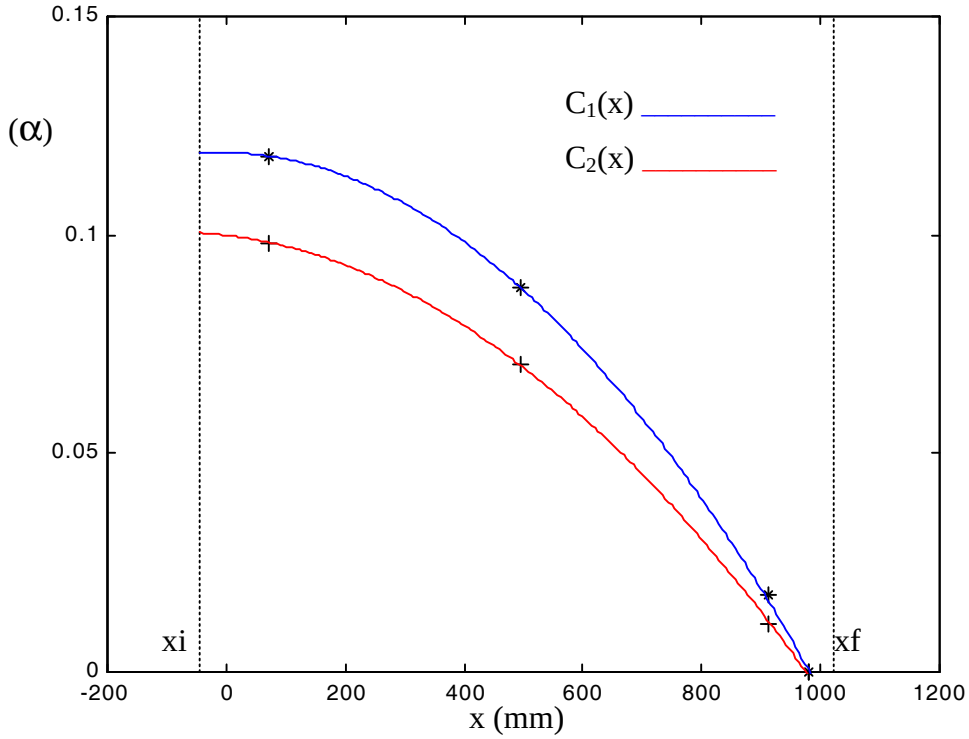


Figura 5.8.5 – Curvas de distribuição da carga ao longo do reticulado para os sinais CH1 e CH3

Com a calibração deste modelo apenas para uma força frontal, a constante de calibração para o ensaio será admitida como o valor médio das constantes obtidas para os canais CH1 e CH3. Esta consideração se deve a uma redundância de medidas, pois os extensômetros estão medindo uma mesma força. Desta forma, tem-se que:

$Q = (Q_1 + Q_3)/2$ (Newton / milímetro) , onde Q é a força do vento distribuída por unidade de comprimento linear do modelo.

5.8.2 – Calibração para o ensaio da torre em latão

A partir dos dados de calibração obtidos para o modelo 4 – Torre em latão reticulado plano, conforme exemplo mostrado na tabela e gráfico 5.8.1, chegou-se aos seguintes coeficientes angulares das curvas de tendência para as medições realizadas nos eixos A, B e C, a tabela 5.8.2.1 mostra estes valores para os canais de medição CH1, CH2 e CH3, que representam, respectivamente, as medidas das forças frontais, de torção e de sustentação.

Tabela 5.8.2.1 – Coeficientes angulares da linha de tendência para o Modelo 4

Coeficiente angular da linha de tendência (curva de calibração)	Canal CH1	Canal CH2	Canal CH3
a_A (H)	0,0464	0,0155	0,0574
a_B (H)	0,0223	-0,0152	0,0284
a_C (H)	0,0056	0,0091	0,0077
a_A (V)	0,0378	0,0133	0,0329
a_B (V)	0,0165	0,0298	-0,016
a_C (V)	0,0062	0,0156	-0,0055
a_A (T)	0,0491	-0,002	0,0467
a_B (T)	0,0284	-0,0021	0,0267
a_C (T)	0,0053	-0,0018	0,0044

Tal qual no modelo reticulado plano, com os pontos utilizados para a calibração, foram estabelecidos os valores de $\boldsymbol{a}$ (distância entre os eixos A e B) e $\boldsymbol{b}$ (distância entre os eixos B e C):

$\boldsymbol{a}$ = 418 mm; $\boldsymbol{b}$ = 418 mm

A partir das equações 5.8.1, 5.8.2 e 5.8.3 resolvidas com o auxílio do programa matemático Matlab, determinou-se os seguintes parâmetros:

c = -7,15 mm L = 1046,85 mm xi = - 7,15 mm xf = 1039,7 mm

Estes parâmetros permitiram a obtenção das curvas de distribuição de carga, mostradas na figura 5.8.6, as quais são definidas pelos polinômios de 3º grau,

$C_{(1,1)}(x) = -5{,}3230\text{x}10^{-11}.\boldsymbol{x}^3 + 1{,}042\text{x}10^{-7}.\boldsymbol{x}^2 - 1{,}047\text{x}10^{-4}.\boldsymbol{x} + 5{,}6052\text{x}10^{-2}$

$C_{(1,2)}(x) = -1{,}0766\text{x}10^{-10}.\boldsymbol{x}^3 + 1{,}9943\text{x}10^{-7}.\boldsymbol{x}^2 - 1{,}3907\text{x}10^{-4}.\boldsymbol{x} + 5{,}0023\text{x}10^{-2}$

$C_{(1,3)}(x) = 0$

$C_{(2,1)}(x) = -7{,}856\text{x}10^{-11}.\boldsymbol{x}^3 + 1{,}463\text{x}10^{-7}.\boldsymbol{x}^2 - 1{,}3415\text{x}10^{-4}.\boldsymbol{x} + 6{,}9645\text{x}10^{-2}$

$C_{(2,2)}(x) = 7{,}8570\text{x}10^{-11}.\boldsymbol{x}^3 - 1{,}4089\text{x}10^{-7}.\boldsymbol{x}^2 + 1{,}0183\text{x}10^{-4}.\boldsymbol{x} - 4{,}1905\text{x}10^{-2}$

$C_{(2,3)}(x) = 0$

$C_{(3,1)}(x) = 0$

$C_{(3,2)}(x) = 0$

$C_{(3,3)}(x) = 4{,}569\text{x}10^{-11}.x^3 - 8{,}1580\text{x}10^{-8}.x^2 + 4{,}4819\ \text{x}10^{-5}.x - 9{,}7713\text{x}10^{-3}$

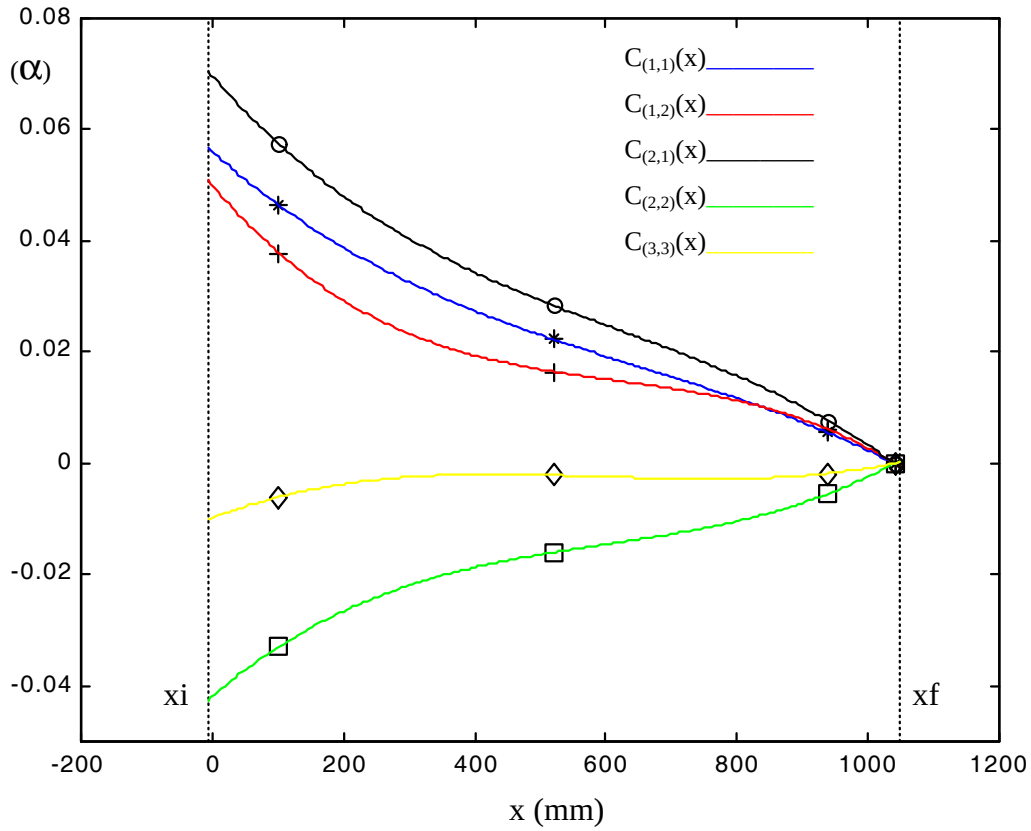


Figura 5.8.6 – Curvas de distribuição da carga ao longo da torre de latão

Na calibração do reticulado plano (modelos 1, 2 e 3), só foram consideradas as forças frontais, ou seja, aquela na direção perpendicular ao seu plano. Desta forma, cada canal de medição só media a força frontal os coeficientes ou constantes de calibração foram obtidas simplesmente pela integração de cada uma das equações polinomiais. Já para a calibração das torres, onde além das forças frontais, foram medidas também, as forças de sustentação (forças verticais) e as forças de torção (forças que provocam a rotação do modelo em torno do seu eixo), é necessário que se faça a combinação destas três componentes (F_H, F_V e T), pois os canais CH1, CH2 e CH3 medem cada um, parcelas das três forças.

Sabendo-se que $F_M = K.\ V$ ou $V = K' .\ F_M$, onde $K = K'^{-1}$ é a constante de calibração, V é a tensão elétrica medida pelos voltímetros e F_M a força mecânica (força do vento). Estas equações podem ser reescritas da forma matricial:

$$\begin{bmatrix} CH_1 \\ CH_3 \\ CH_2 \end{bmatrix} = \left[K_{(i,j)}\right]_{3x3} . \begin{bmatrix} Q_H \\ Q_V \\ Q_T \end{bmatrix} \quad \text{ou} \quad \begin{bmatrix} Q_H \\ Q_V \\ Q_T \end{bmatrix} = \left[K_{(i,j)}\right]^{-1} . \begin{bmatrix} CH_1 \\ CH_3 \\ CH_2 \end{bmatrix} \qquad (5.8.2.1)$$

$$\text{com, } K' = [K] = \int_{xi}^{xf} \begin{bmatrix} C_{(1,1)}(x) & C_{(1,2)}(x) & C_{(1,3)}(x) \\ C_{(2,1)}(x) & C_{(2,2)}(x) & C_{(2,3)}(x) \\ C_{(3,1)}(x) & C_{(3,2)}(x) & C_{(3,3)}(x) \end{bmatrix} \qquad \text{..... .(5.8.2.2)}$$

Fazendo a integração equação matricial 5.8.2.2 tem-se que:

$$K' = \begin{bmatrix} 25{,}5706 & 20{,}4627 & 0 \\ 32{,}0513 & -18{,}6511 & 0 \\ 0 & 0 & -3{,}2187 \end{bmatrix}, \text{ e } K'^{-1} = \begin{bmatrix} 0{,}0164650 & 0{,}0180640 & 0 \\ 0{,}0282945 & -0{,}022573 & 0 \\ 0 & 0 & -0{,}310684 \end{bmatrix}$$

Substituindo estas matrizes nas equações 5.8.2.1, chega-se à equação matricial que transforma a tensão elétrica na força do vento distribuída nas barras do modelo:

$$\begin{bmatrix} Q_H \\ Q_V \\ Q_T \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0{,}0164650 & 0{,}0180640 & 0 \\ 0{,}0282945 & -0{,}022573 & 0 \\ 0 & 0 & -0{,}310684 \end{bmatrix} . \begin{bmatrix} CH_1 \\ CH_3 \\ CH_2 \end{bmatrix}$$

Logo, as cargas distribuídas pelo vento no modelo podem ser calculas por:

Q_H = 0,016465 . CH1 + 0,018064 . CH3 (Newton / milímetro)

Q_V = 0,0282945 . CH1 – 0,022573 . CH3 (Newton / milímetro)

Q_T = - 0,022573 . CH2 (Newton x milímetro /milímetro)

Onde Q_H, Q_V e Q_T são respectivamente, as cargas distribuídas frontal, vertical e de torção.

5.8.3 – Calibração para o ensaio da torre em madeira

Repetindo nesta calibração os mesmos procedimentos adotados no item 5.8.2, agora para o modelo 5 – Torre em madeira, chegou-se aos coeficientes angulares das curvas de tendência para as medições realizadas nos eixos A, B e C, mostrados na tabela 5.8.3.1 para os canais de medição CH1, CH2 e CH3, que representam, respectivamente, as medidas das forças frontais, de torção e de sustentação.

Tabela 5.8.3.1 – Coeficientes angulares da linha de tendência para o Modelo 5

Coeficiente angular da linha de tendência (curva de calibração)	Canal CH1	Canal CH2	Canal CH3
a_A (H)	0,0592	0,0009	0,0599
a_B (H)	0,0368	0,0009	0,0373
a_C (H)	0,0173	0,0006	0,0178
a_A (V)	0,0509	0,0133	-0,0450
a_B (V)	0,0296	0,0000	-0,0268
a_C (V)	0,0099	0,0008	-0,0081
a_A (T)	0,0600	-0,0021	0,0572
a_B (T)	0,0380	-0,0017	0,0359
a_C (T)	0,0176	-0,0021	0,0165

Com os valores de $\boldsymbol{a}$ e $\boldsymbol{b}$ iguais a 428 mm e, a partir das equações 5.8.1, 5.8.2 e 5.8.3 resolvidas com o auxílio do software matemático Matlab, determinou-se os parâmetros:

c = 146,16 mm; L = 1362,3 mm; xi=146,16 mm; xf=1216,2mm

As curvas de distribuição de carga, mostradas na figura 5.8.7, são definidas pelos polinômios de 3º grau,

$C_{(1,1)}(x) = -3{,}9130\text{x}10^{-11}.\boldsymbol{x}^3 + 8{,}8837\text{x}10^{-8}.\boldsymbol{x}^2 - 1{,}0771\text{x}10^{-4}.\boldsymbol{x} + 8{,}1712\text{x}10^{-2}$

$C_{(1,2)}(x) = 4{,}4430\text{x}10^{-12}.\boldsymbol{x}^3 - 4{,}7320\text{x}10^{-9}.\boldsymbol{x}^2 - 4{,}8458\text{x}10^{-5}.\boldsymbol{x} + 6{,}3591\text{x}10^{-2}$

$C_{(1,3)}(x) = 0$

$C_{(2,1)}(x) = -4{,}231\text{x}10^{-12}.\boldsymbol{x}^3 + 9{,}5414\text{x}10^{-8}.\boldsymbol{x}^2 - 1{,}1259\text{x}10^{-4}.\boldsymbol{x} + 8{,}3251\text{x}10^{-2}$

$C_{(2,2)}(x) = -1{,}6160\text{x}10^{-11}.\boldsymbol{x}^3 + 3{,}4564\text{x}10^{-8}.\boldsymbol{x}^2 + 2{,}1456\text{x}10^{-5}.\boldsymbol{x} - 5{,}2523\text{x}10^{-2}$

$C_{(2,3)}(x) = 0$

$C_{(3,1)}(x) = 0$

$C_{(3,2)}(x) = 0$

$C_{(3,3)}(x) = 1{,}450\text{x}10^{-11}.\boldsymbol{x}^3 - 3{,}1980\text{x}10^{-8}.\boldsymbol{x}^2 + 2{,}0746\text{x}10^{-5}.\boldsymbol{x} - 5{,}5655\text{x}10^{-3}$

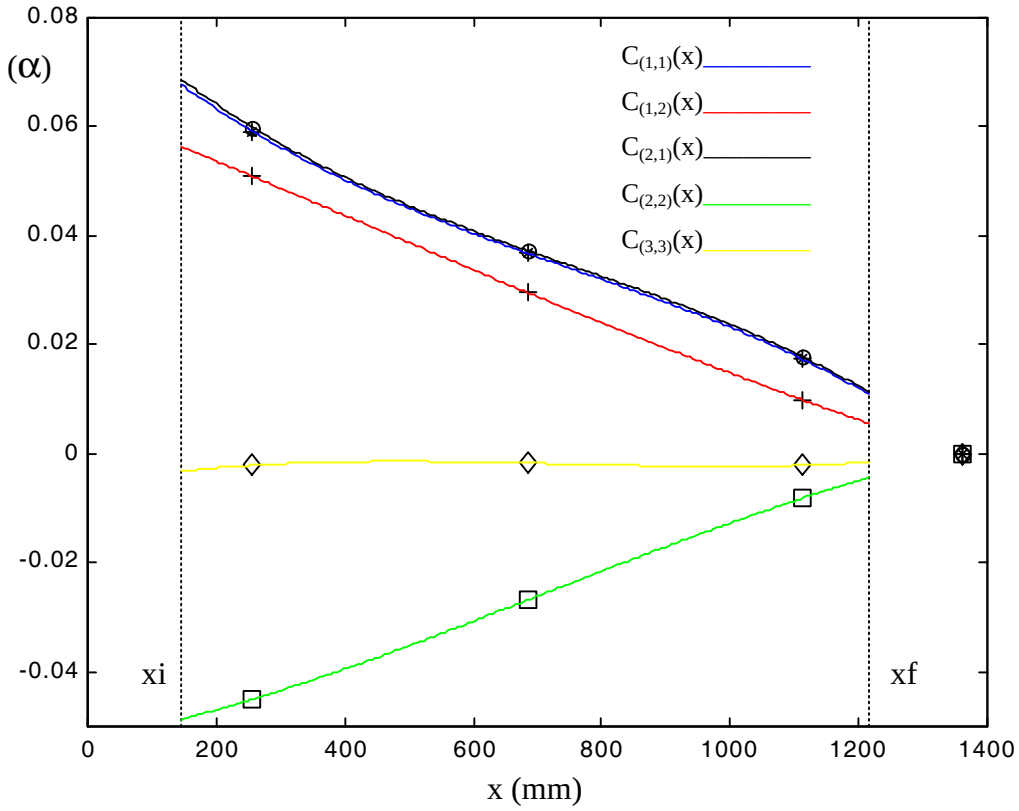


Figura 5.8.7 – Curvas de distribuição da carga ao longo da torre de madeira

Fazendo a integração equação matricial 5.8.2.2 , mostrada no item anterior tem-se que:

$$K' = \begin{bmatrix} 40{,}4110 & 32{,}3210 & 0 \\ 41{,}0042 & -28{,}714 & 0 \\ 0 & 0 & -2{,}0484 \end{bmatrix}, \text{ e } K'^{-1} = \begin{bmatrix} 0{,}01155 & 0{,}01300 & 0 \\ 0{,}01650 & -0{,}01626 & 0 \\ 0 & 0 & -0{,}48819 \end{bmatrix}$$

Substituindo estas matrizes nas equações 5.8.2.1, chega-se à equação matricial que transforma a tensão elétrica na força do vento distribuída nas barras do modelo:

$$\begin{bmatrix} Q_H \\ Q_V \\ Q_T \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0{,}01155 & 0{,}01300 & 0 \\ 0{,}01650 & -0{,}01626 & 0 \\ 0 & 0 & -0{,}48819 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} CH_1 \\ CH_3 \\ CH_2 \end{bmatrix}$$

Logo, as cargas distribuídas pelo vento no modelo podem ser calculas por:

$Q_H = 0{,}01155 \cdot CH1 + 0{,}01300 \cdot CH3$ (Newton / milímetro)

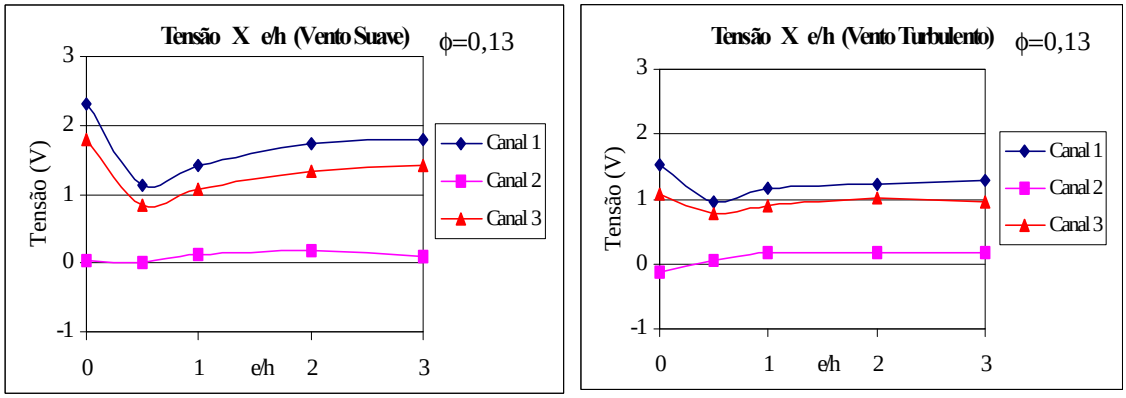
$Q_V = 0{,}01650 \cdot CH1 - 0{,}01626 \cdot CH3$ (Newton / milímetro)

$Q_T = -0{,}048819 \cdot CH2$ (Newton x milímetro /milímetro)

CAPÍTULO 6
RESULTADOS

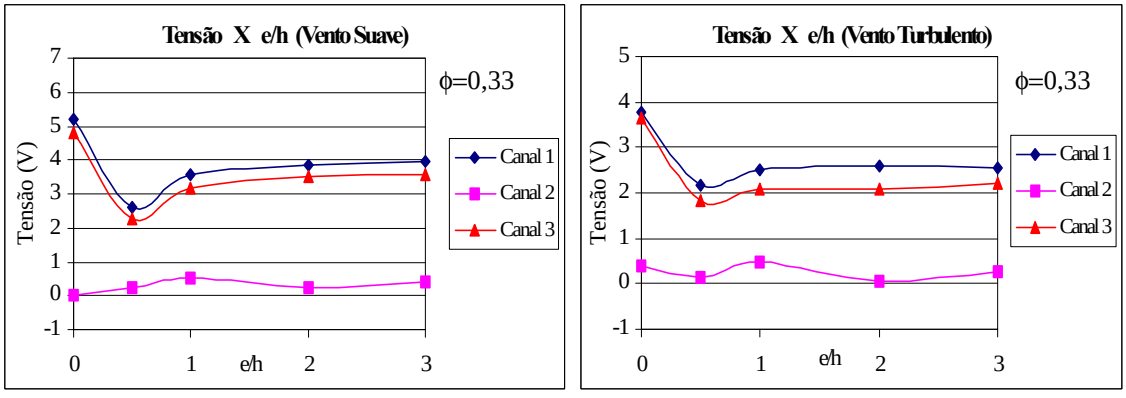
6 – Resultados da análise experimental

Na primeira etapa do experimento foram medidas as tensões nos modelos 1, 2 e 3 em função do afastamento relativo (e/h), para escoamento suave e turbulento. As figuras 6.1 a 6.3 mostram as tensões medidas experimentalmente no reticulado protegido.



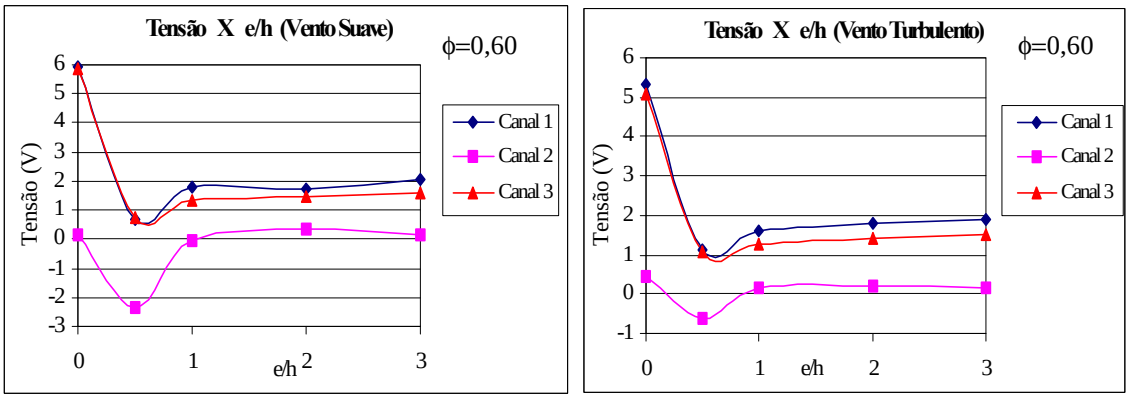
(a) (b)

Figura 6.1 - Tensão (V) x afastamento relativo (e/h) do reticulado protegido para o modelo 1, (a) escoamento suave e, (b) escoamento turbulento.



(a) (b)

Figura 6.2 - Tensão (V) x afastamento relativo (e/h) do reticulado protegido para o modelo 2, (a) escoamento suave e, (b) escoamento turbulento.



(a) (b)

Figura 6.3 – Tensão (V) x afastamento relativo (e/h) do reticulado protegido para o modelos 3, (a) escoamento suave e, (b) escoamento turbulento.

Observa-se nos gráficos das figuras 6.1 a 6.3, independente do tipo de escoamento (suave ou turbulento), que a força do vento no reticulado de medição sofre uma grande redução quando o afastamento relativo (e/h) tende a zero. Com o aumento do afastamento a proteção do reticulado de barlavento tende a diminuir e as forças de arrasto nos dois reticulados tendem a se igualar.

Nota-se também que existe uma grande influência do índice de área exposta (ϕ) na proteção e no afastamento relativo para recuperação da força de arrasto no reticulado de sotavento, ou seja, quanto maior ϕ, maior a proteção e maior é o afastamento necessário para recuperação da força do vento no reticulado de sotavento.

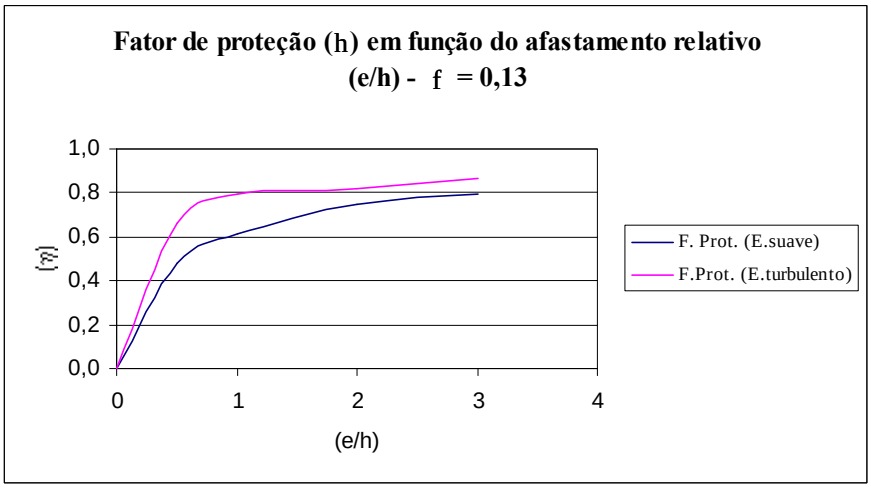
O fator de proteção (η) é um parâmetro que é utilizado para se medir o quanto o reticulado de sotavento é protegido pelo de barlavento. Baseadas em estudos realizados por Flachsbart e colaboradores (1932), onde foi considerado o vento soprando perpendicularmente aos planos dos reticulados, algumas normas sugerem para o cálculo do coeficiente de arrasto sobre o conjunto de dois reticulados a expressão:

$$C_{an} = C_{a1}.(1+\eta) \qquad (6.1)$$

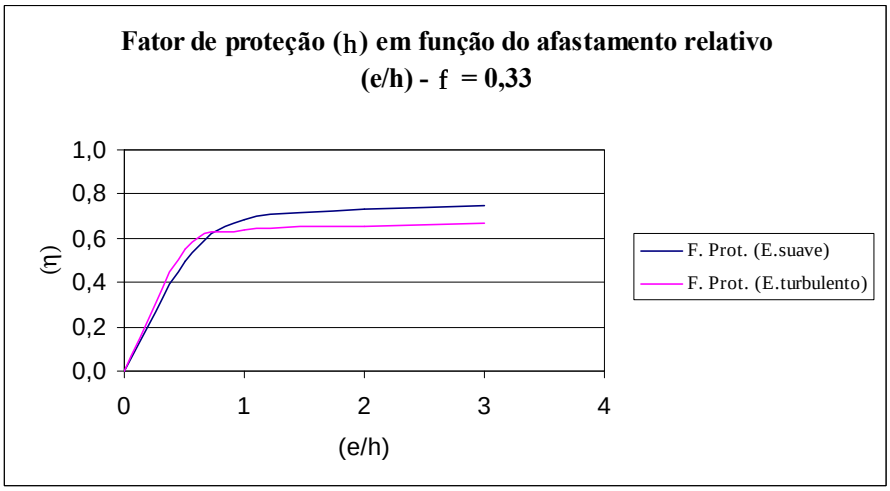
onde:

C_{an} = Coeficiente de arrasto sobre o conjunto de 2 reticulados

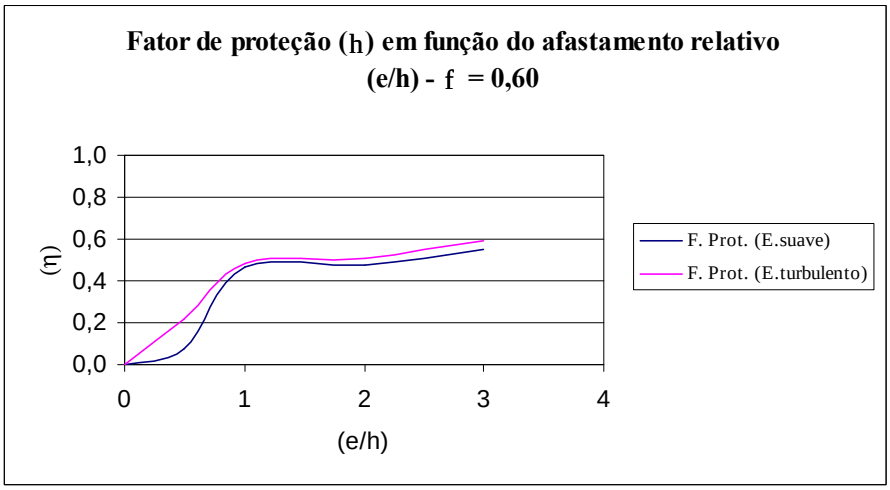
C_{a1} = Coeficiente de arrasto sobre um reticulado isolado.



(a)



(b)



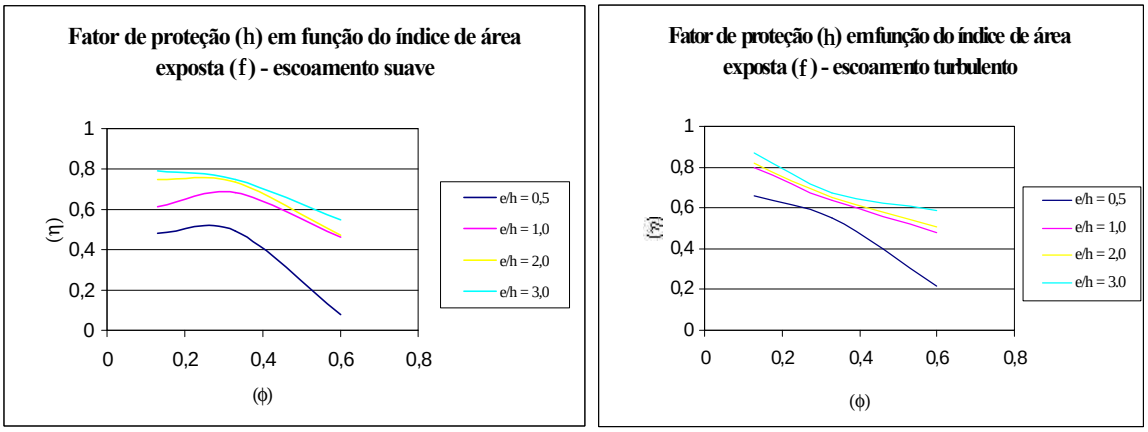
(c)

Figura 6.4 - Fator de proteção (η) em função do afastamento relativo (e/h) do reticulado protegido para os modelos 1, 2 e 3, respectivamente figuras **a**, **b** e **c**.

Assim, pode-se concluir que quando o fator de proteção (η) tende a zero, o coeficiente de arrasto no conjunto tende a igualar-se ao do reticulado isolado, e conseqüentemente, a proteção que o reticulado de barlavento exerce sobre o de sotavento é máxima. Esta tendência pode ser observada nos gráficos das figuras 6.4 (**a**, **b** e **c**), as quais foram obtidas a partir dos dados experimentais, utilizando-se a Eq. 6.1.

Nestes gráficos, nota-se que a maior proteção que um reticulado exerce sobre o outro se concentra em um afastamento relativo entre 0 e 1. Quando o afastamento relativo aumenta observa-se uma tendência da curva a se estabilizar.

Nota-se também uma relação inversa entre o índice de área exposta e o fator de proteção quando considerado um mesmo afastamento relativo (figura 6.5). Isto comprova e reforça a idéia de que o efeito de proteção que um reticulado com maior área frontal exerce sobre o outro é crescente.



(a) (b)

Figura 6.5 - Fator de proteção (η) em função do índice de área exposta, (a) escoamento suave e, (b) escoamento turbulento

As figuras 6.6 (**a**, **b**, **c** e **d**) mostram os valores de fator de proteção em função do índice de área exposta para quatro valores de afastamento relativo, indicando os valores obtidos experimentalmente neste trabalho, bem como os valores indicados na NBR 6123/88.

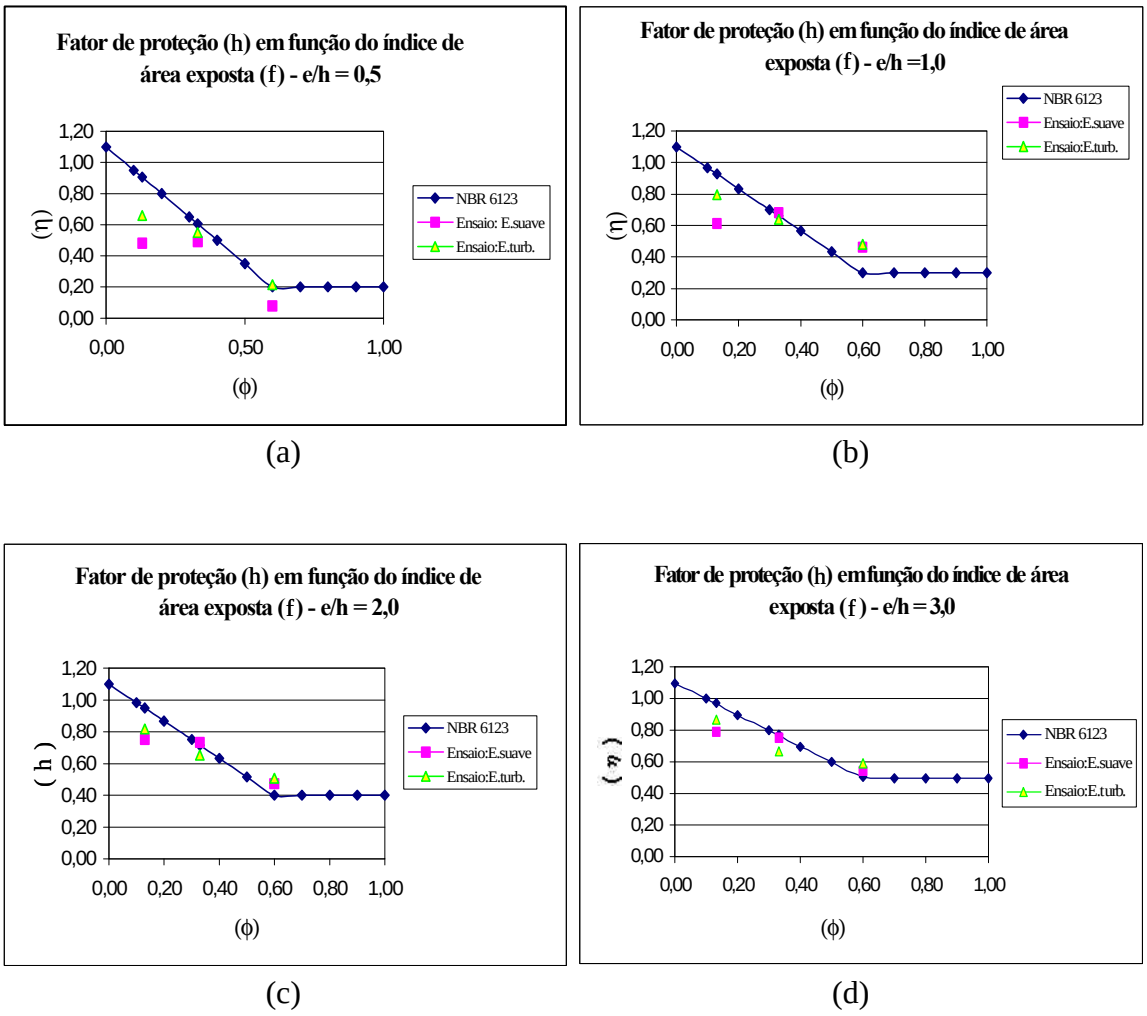


Figura 6.6 – Fator de proteção em função do índice de área exposta – Comparativo entre valores da NBR 6123/88 e valores experimentais.

Nota-se nestes gráficos que em 83,3% dos valores experimentais estão abaixo ou coincidindo com a curva teórica da norma brasileira, com uma dispersão média de -22,34% e desvio padrão ± 14,11%. Em 13,7%, os valores ficaram acima dos valores da NBR 6123, com uma dispersão média de +21,33% e desvio padrão ± 15,77%, sendo que todos eles estão associados ao índice de área exposta = 0,60 (limite de estabilização da curva da norma brasileira).

Com relação aos coeficientes de arrasto para o reticulado isolado, figura 6.7, nota-se que os valores obtidos experimentalmente são superiores aos teóricos para um ϕ = 0,33, sendo que a maior dispersão, 9,47%, se deu para o escoamento turbulento.

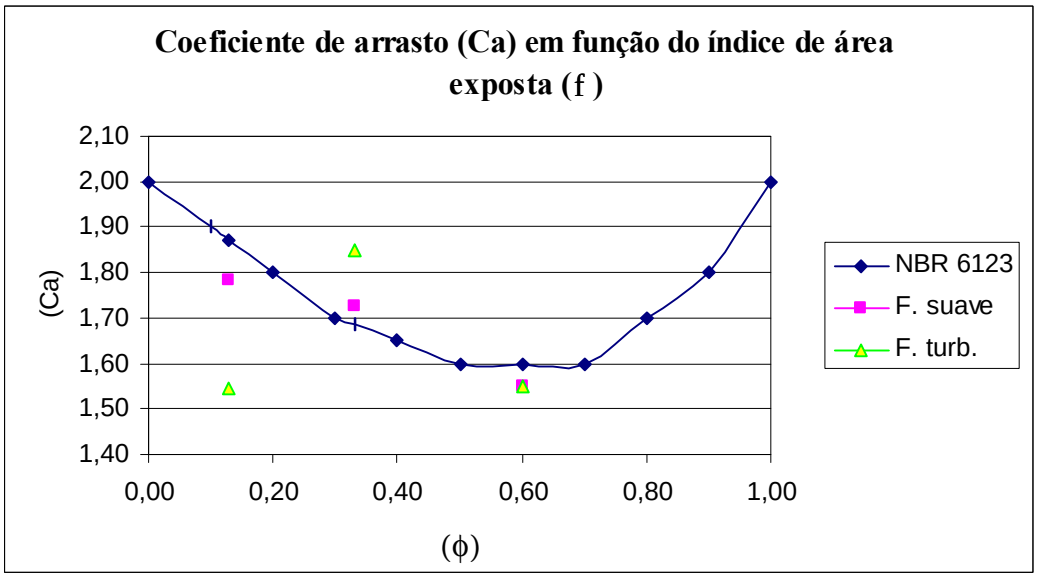


Figura 6.7 – Coeficientes de arrasto em função do índice de área exposta – Comparativo entre valores da NBR 6123/88 e valores experimentais.

Na segunda etapa do processo experimental, já com os modelos 4 e 5 montados, torre em latão e madeira respectivamente, foram avaliados os coeficientes de arrasto sobre uma torre reticulada de seção quadrada em função do ângulo de incidência do vento. Os resultados foram obtidos para ângulos de incidência (α) entre 0° e 45° , figura 6.8, com intervalos de 5° e índice de área exposta (ϕ) iguais a 0,13 (modelo 4) e 0,33 (modelo 5).

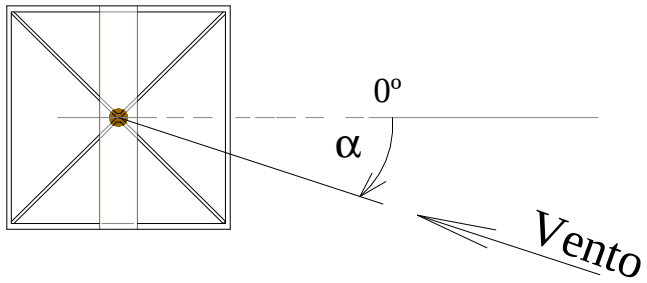
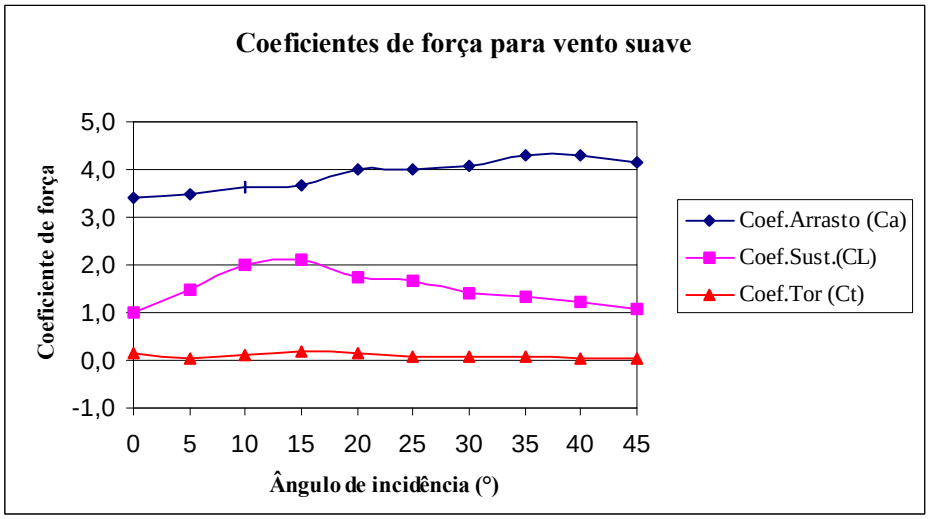


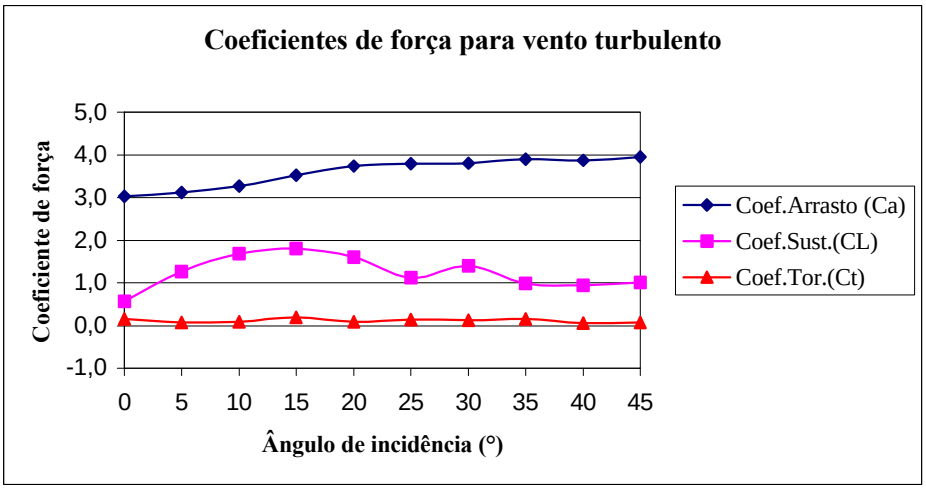
Figura 6.8 – Referência angular para rotação da torre

As figuras 6.9 e 6.10 mostram os resultados obtidos para os coeficientes de arrasto, coeficientes de força lateral ou de sustentação e coeficiente de torção em

função do ângulo de incidência do vento para escoamentos suave e turbulento nos modelos 4 e 5.

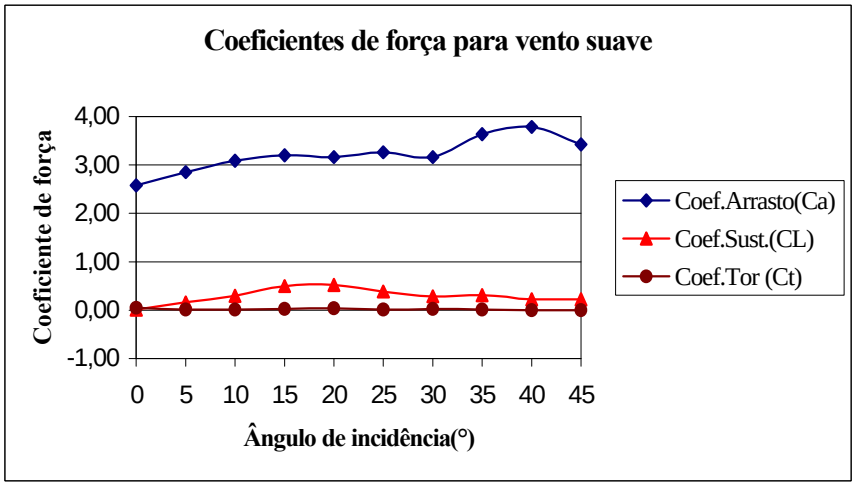


(a)

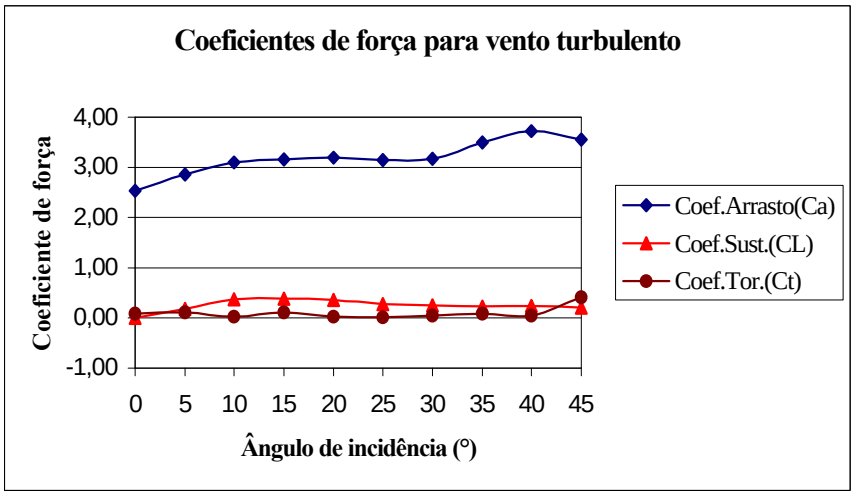


(b)

Figura 6.9 – Coeficientes de arrasto, sustentação e torção em função do ângulo de incidência para ventos de escoamento suave (a) e turbulento (b) para o modelo 4.



(a)



(b)

Figura 6.10 – Coeficientes de arrasto, sustentação e torção em função do ângulo de incidência para ventos de escoamento suave (a) e turbulento (b) para o modelo 5.

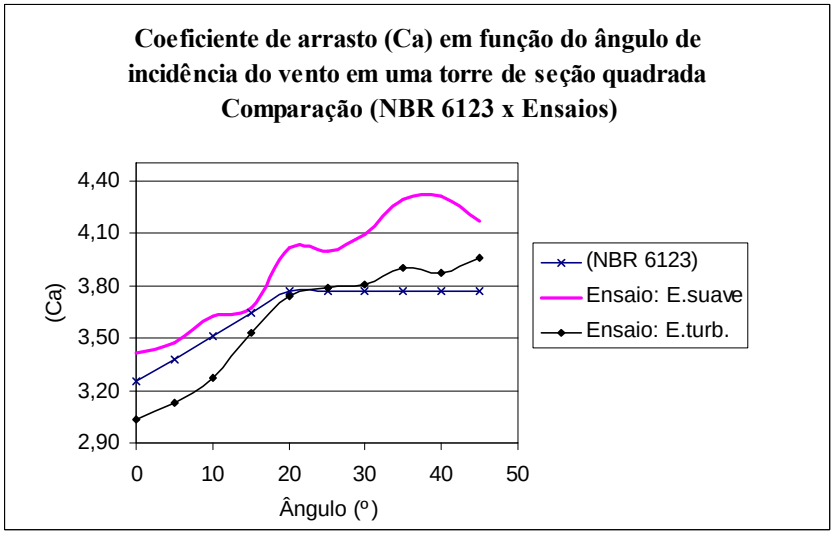
Analisando estes gráficos, as seguintes observações podem ser feitas:

1) Independente do modelo, tipo de escoamento (suave ou turbulento), alongamento (relação comprimento/largura) existe uma tendência de crescimento do coeficiente de arrasto com o aumento do ângulo de incidência. Observa-se também que a partir de um ângulo de 20° este aumento é suavizado indicando uma tendência a estabilização;
2) Já com o coeficiente de sustentação, observa-se um pico entre os ângulos de incidência 10° e 20° nos dois modelos, no entanto, a amplitude deste pico é bem menor no modelo 5, cujos índices de área exposta e alongamento são maiores. Este

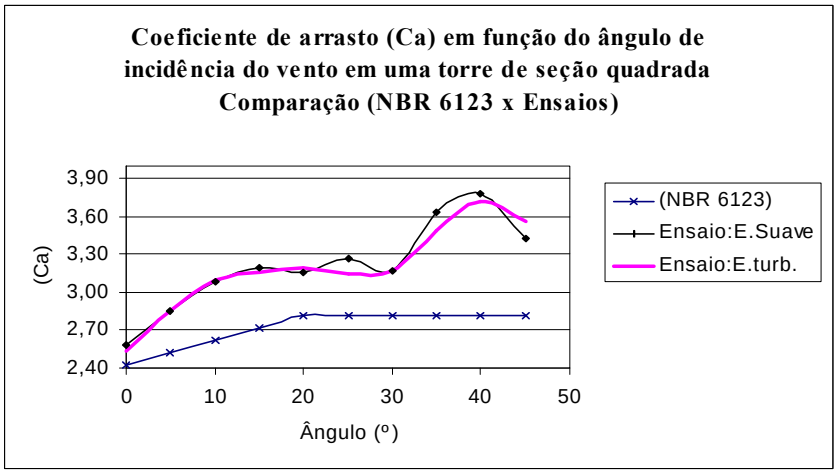
pode ser um indicativo, o qual poderá ser investigado em trabalhos futuros, da influência destes parâmetros na determinação do coeficiente de força lateral ou de sustentação;

3) Quanto ao coeficiente de torção, nos dois modelos os valores mantiveram-se estáveis e nulos tanto para o escoamento suave quanto para o turbulento. Estes resultados deverão ser melhor investigados, pois a célula de torção utilizada não tinha sensibilidade suficiente para registrar estes valores com precisão.

A figura 6.11 compara a curva de crescimento dos coeficientes de arrasto obtidos com as formulações da NBR para torres reticuladas de seção quadrada em função do ângulo de incidência com as curvas obtidas através de ensaios experimentais.



(a)



(b)

Figura 6.11 – Coeficientes de arrasto em função do ângulo de incidência – Comparativo (NBR 6123 X Ensaios) . (a) modelo 4 ; (b) modelo 5.

Neste estudo comparativo, observa-se que os valores de coeficientes de arrasto obtidos nos ensaios foram superiores aos indicados pela norma brasileira de vento. Nota-se que no modelo 4, onde o índice de área exposta (0,13) e o alongamento são menores os valores experimentais estão mais próximos dos normalizados.

Apesar das distorções entre os valores experimentais e os normalizados, observa-se que a curva obtida através do experimento acompanha a tendência de crescimento da curva normalizada.

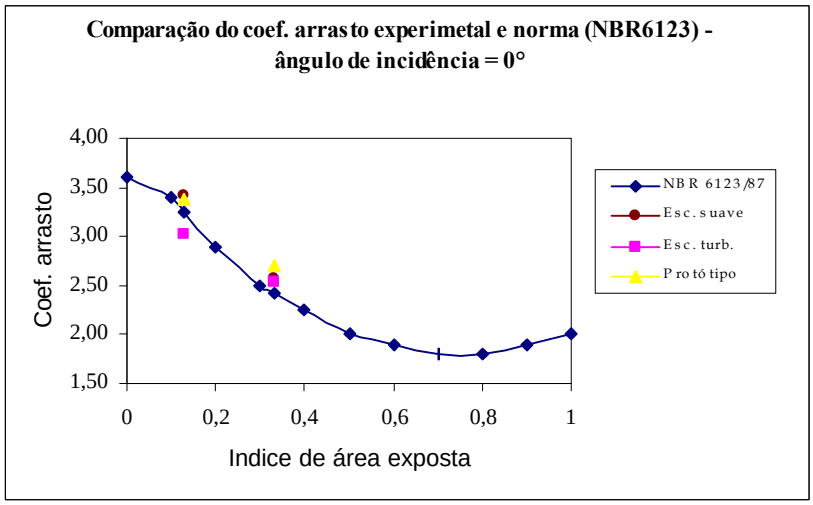
Com os resultados obtidos nos ensaios experimentais para os modelos 4 – Torre de latão e, 5 – Torre de madeira, será mostrado, a seguir, um estudo comparativo entre os coeficientes de arrasto calculados a partir dos ensaios experimentais, das recomendações da NBR 6123/88 e pelo método dos coeficientes de arrasto individual para cada elemento do protótipo (conforme apêndice B), para o trecho de onde foram construídos os modelos. Neste estudo pode ser observado que os valores de coeficientes de arrasto calculados para a verificação da integridade estrutural do protótipo está superior ao valor da NBR 6123 e muito próximo do obtido experimentalmente. Isto reforça a insinuação feita no parágrafo anterior e leva a uma reflexão para a necessidade de uma continuidade dos estudos.

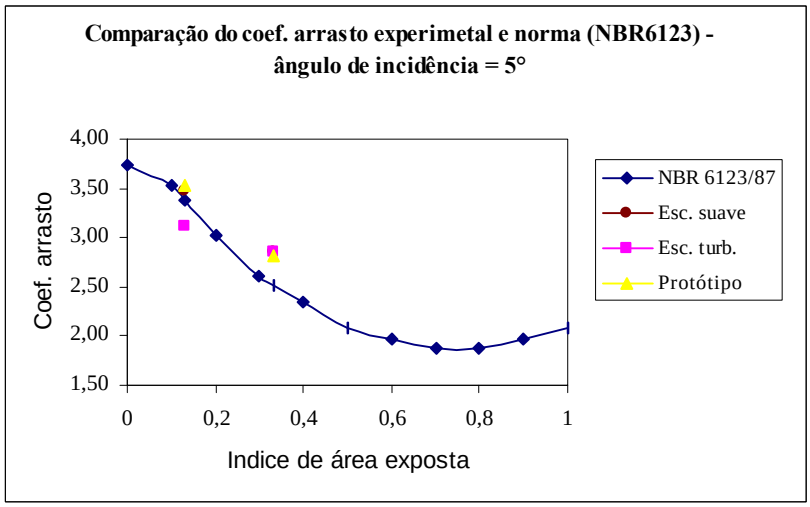
As tabelas 6.1 a 6.5 mostram pares de ângulo de incidência com os coeficientes de arrasto obtidos experimentalmente para escoamento suave e turbulento em paralelo com os valores recomendados pela NBR 6123 e os calculados para análise numérica do protótipo. As tabelas seguem acompanhadas da representação gráfica para cada ângulo de incidência estudado, gráficos 6.1 a 6.5.

Nas tabelas e gráficos 6.1 a 6.5 Ca do protótipo é o coeficiente de arrasto calculado com base nos elementos individuais (Apêndice B) e Ca NBR é o coeficiente de arrasto definido com base na figura 9 (NBR 6123/88) para torres reticuladas de seção quadrada.

Tabela 6.1 – Comparativo entre os coeficientes de arrasto experimental e teórico em função do ângulo de incidência para os modelos 4 e 5 – Ângulos 0º e 5º

Âng. (°)	0°				5°			
f	NBR-6123	Vento suave	Vento turbul	Protó-tipo	5	Vento suave	Vento turbul	Protó-tipo
	Ca 0	Ca	Ca	Ca	Ca 5	Ca	Ca	Ca
0	3,60				3,74			
0,1	3,40				3,54			
0,13	3,25	3,41	3,03	3,39	3,38	3,47	3,12	3,52
0,2	2,90				3,02			
0,3	2,50				2,60			
0,33	2,43	2,58	2,53	2,71	2,52	2,86	2,86	2,82
0,4	2,25				2,34			
0,5	2,00				2,08			
0,6	1,90				1,98			
0,7	1,80				1,87			
0,8	1,80				1,87			
0,9	1,90				1,98			
1	2,00				2,08			

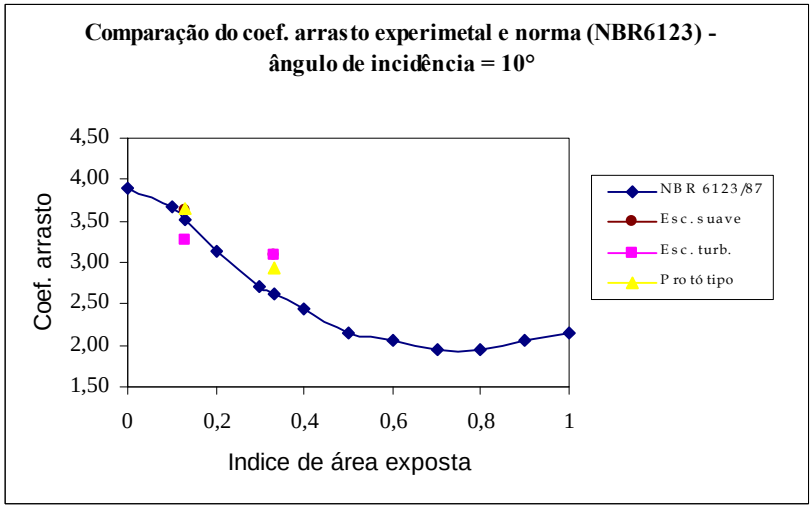


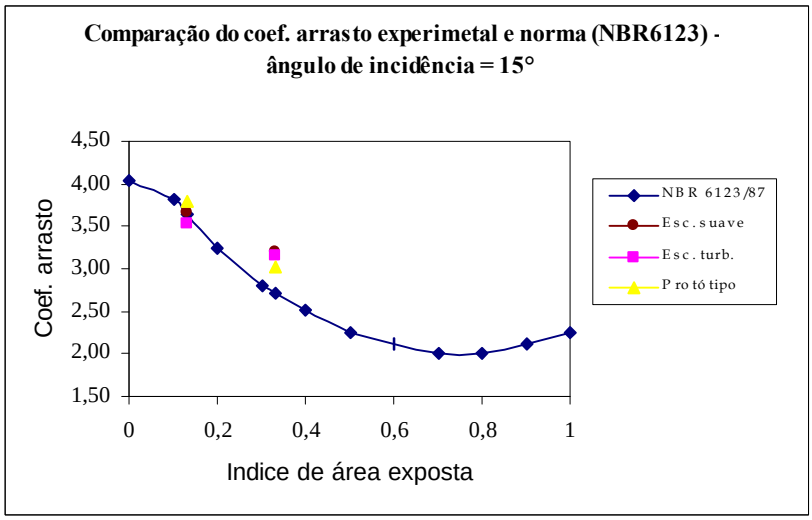


Gráficos 6.1 – Comparação entre coeficientes de arrasto experimental e norma – ângulos de incidência 0º e 5º

Tabela 6.2 – Comparativo entre os coeficientes de arrasto experimental e teórico em função do ângulo de incidência p/ os modelos 4 e 5 – Ângulos 10º e 15º

Âng. (°)	10 °				15°			
f	NBR 6123 Ca10	Vento suave Ca	Vento turbul Ca	Protó-tipo Ca	NBR 6123 Ca 15	Vento suave Ca	Vento turbul Ca	Protó-tipo Ca
0	3,89				4,03			
0,1	3,67				3,81			
0,13	3,51	3,62	3,27	3,66	3,64	3,67	3,53	3,79
0,2	3,13				3,25			
0,3	2,70				2,80			
0,33	2,62	3,08	3,10	2,92	2,72	3,20	3,15	3,03
0,4	2,43				2,52			
0,5	2,16				2,24			
0,6	2,05				2,13			
0,7	1,94				2,02			
0,8	1,94				2,02			
0,9	2,05				2,13			
1	2,16				2,24			

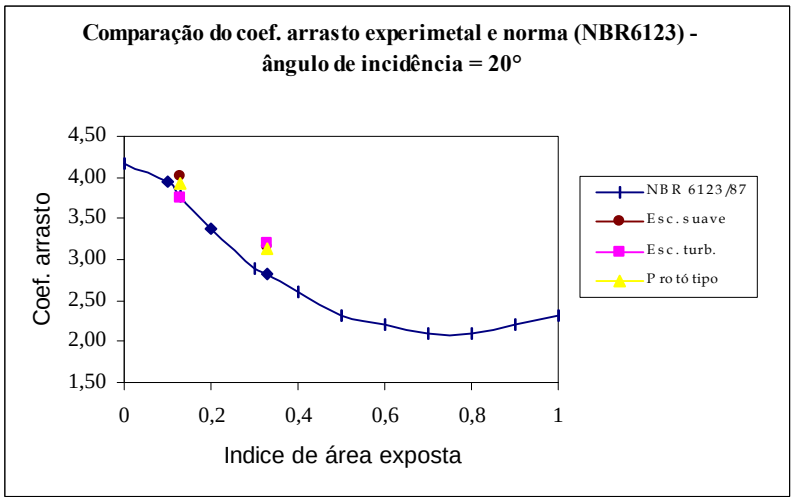


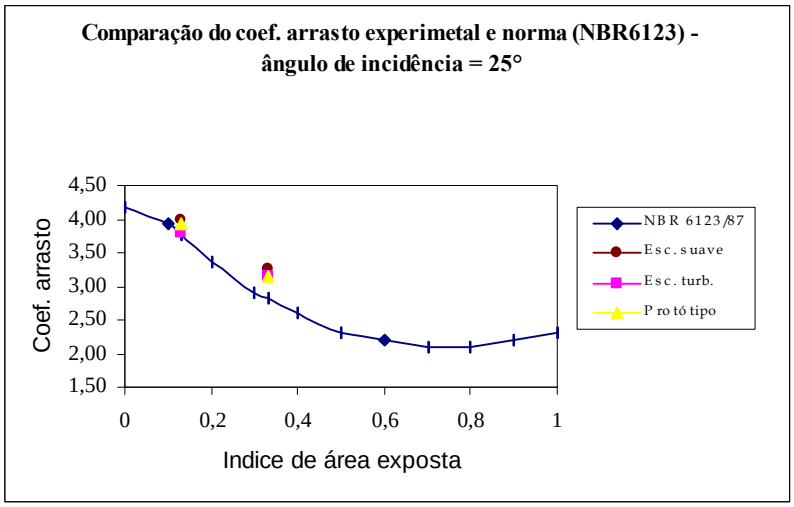


Gráficos 6.2 – Comparação entre coeficientes de arrasto experimental e norma – ângulos de incidência 10º e 15º

Tabela 6.3 – Comparativo entre os coeficientes de arrasto experimental e teórico em função do ângulo de incidência p/ os modelos 4 e 5 – Ângulos 20º e 25º

Âng. (°)	20°				25 °			
f	NBR 6123 Ca 20	Vento suave Ca	Vento turbul Ca	Protó-tipo Ca	NBR 6123 Ca 25	Vento suave Ca	Vento turbul Ca	Protó-tipo Ca
0	4,18				4,18			
0,1	3,94				3,94			
0,13	3,77	4,01	3,74	3,93	3,77	4,00	3,79	3,93
0,2	3,36				3,36			
0,3	2,90				2,90			
0,33	2,81	3,16	3,20	3,14	2,81	3,27	3,15	3,14
0,4	2,61				2,61			
0,5	2,32				2,32			
0,6	2,20				2,20			
0,7	2,09				2,09			
0,8	2,09				2,09			
0,9	2,20				2,20			
1	2,32				2,32			

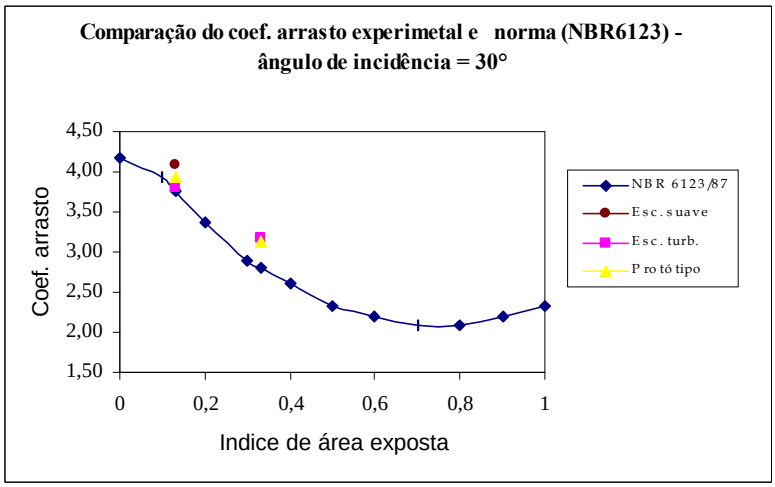


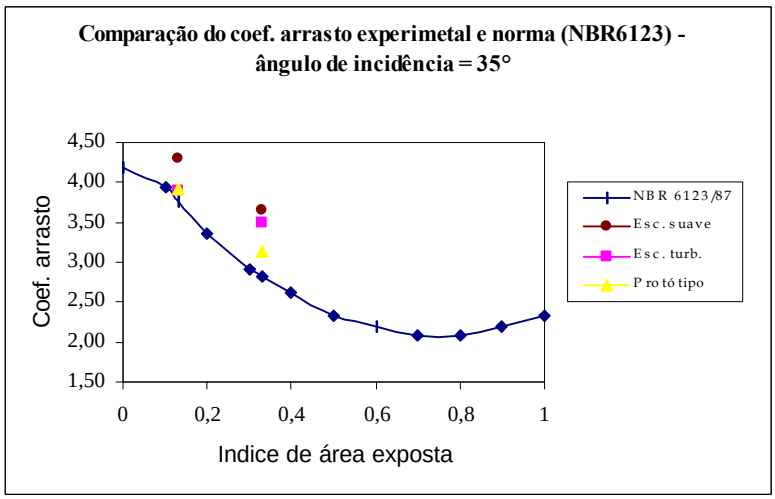


Gráficos 6.3 – Comparação entre coeficientes de arrasto experimental e norma – ângulos de incidência 20º e 25º

Tabela 6.4 – Comparativo entre os coeficientes de arrasto experimental e teórico em função do ângulo de incidência p/ os modelos 4 e 5 – Ângulos 30º e 35º

Âng. (°)	30°				35°			
f	NBR 6123	Vento suave	Vento turbul	Protó-tipo	NBR 6123	Vento suave	Vento turbul	Protó-tipo
	Ca 30	Ca	Ca	Ca	Ca 35	Ca	Ca	Ca
0	4,18				4,18			
0,1	3,94				3,94			
0,13	3,77	4,09	3,81	3,93	3,77	4,29	3,90	3,93
0,2	3,36				3,36			
0,3	2,90				2,90			
0,33	2,81	3,17	3,17	3,14	2,81	3,64	3,49	3,14
0,4	2,61				2,61			
0,5	2,32				2,32			
0,6	2,20				2,20			
0,7	2,09				2,09			
0,8	2,09				2,09			
0,9	2,20				2,20			
1	2,32				2,32			

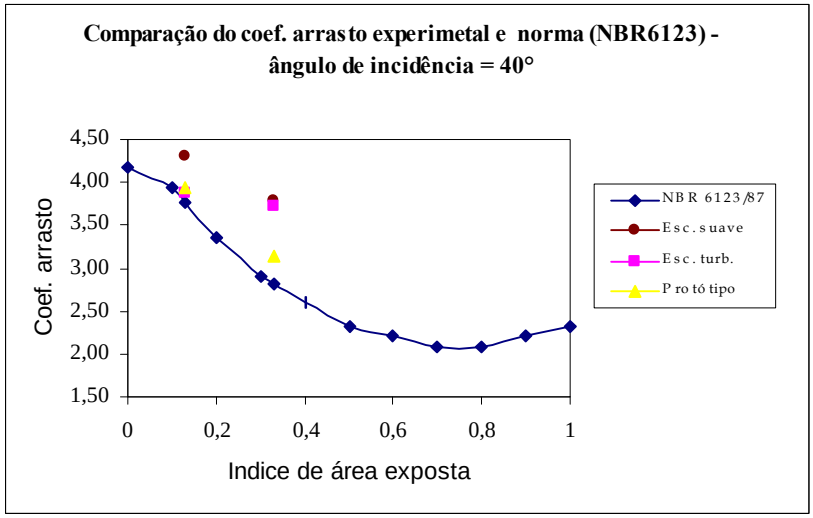


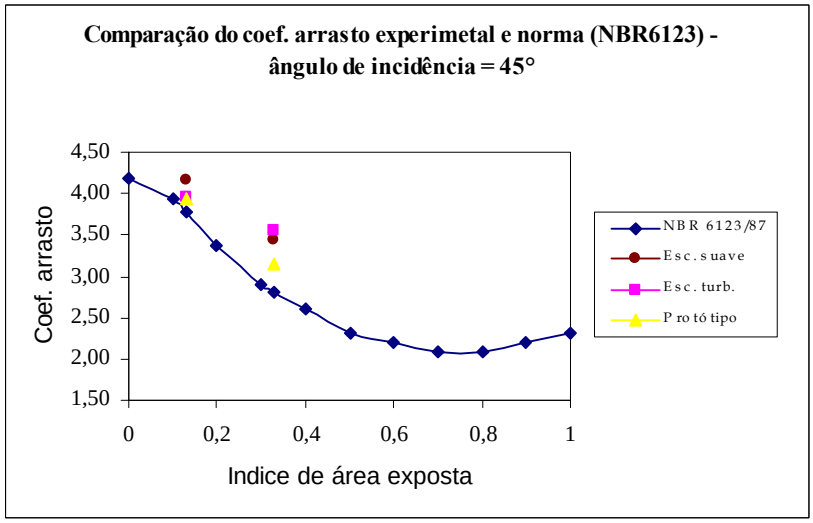


Gráficos 6.4 – Comparação entre coeficientes de arrasto experimental e norma – ângulos de incidência 30º e 35º

Tabela 6.5 – Comparativo entre os coeficientes de arrasto experimental e teórico em função do ângulo de incidência p/ os modelos 4 e 5 – Ângulos 40º e 45º

Âng. (°)	40 °				45°			
f	NBR 6123	Vento suave	Vento turbul	Protó-tipo	NBR 6123	Vento suave	Vento turbul	Protó-tipo
	Ca 40	Ca	Ca	Ca	Ca 45	Ca	Ca	Ca
0	4,18				4,18			
0,1	3,94				3,94			
0,13	3,77	4,31	3,88	3,93	3,77	4,16	3,96	3,93
0,2	3,36				3,36			
0,3	2,90				2,90			
0,33	2,81	3,78	3,72	3,14	2,81	3,43	3,56	3,14
0,4	2,61				2,61			
0,5	2,32				2,32			
0,6	2,20				2,20			
0,7	2,09				2,09			
0,8	2,09				2,09			
0,9	2,20				2,20			
1	2,32				2,32			





Gráficos 6.5 – Comparação entre coeficientes de arrasto experimental e norma – ângulos de incidência 40º e 45º

CONCLUSÕES

Esta dissertação teve como objetivo principal a realização um estudo numérico e experimental de estruturas do tipo torres metálicas treliçadas, usadas em sua maioria, como suporte de antenas de rádio e televisão, antenas celulares e linhas de transmissão de energia elétrica. Para a análise numérica, foi utilizado como exemplo de aplicação o projeto estrutural de uma torre metálica treliçada, situada na cidade de Porto Alegre - RS. A investigação experimental foi desenvolvida no Túnel de Vento Prof. Joaquim Blessmann do Laboratório de Aerodinâmica das Construções da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

No que diz respeito àanálise numérica, foram determinados os coeficientes de arrasto individuais para cada barra da torre, os quais foram reunidos por módulos, resultando nos coeficientes utilizados para o cálculo da força do vento aplicada à estrutura. Para análise dos efeitos dinâmicos provocados pela turbulência atmosférica foi considerado o modelo discreto da NBR 6123/88, o qual é baseado no processo estatístico de Davenport. As conclusões obtidas nesta análise, para o projeto acima mencionado, foram as seguintes:

- Para a torre sem antena, cuja freqüência fundamental de vibração livre da estrutura é igual a 1,50 Hz, a resposta ressonante não é relevante;

- Para a torre com antena, cuja freqüência fundamental de vibração reduziu para 0,86 Hz, a resposta ressonante, embora tenha sido notada, não foi muito relevante;

- Foi possível observar nesta análise que, embora relativamente pequena, a resposta ressonante aumentou com a altitude do trecho mais esbelto da torre (antena). Suas flutuações, no entanto, não foram tão significativas para provocar o colapso da torre, o qual ocorreu devido uma resposta de efeito quasi-estático;

- A presença de uma antena flexível na torre provoca uma distorção na sua forma modal, fazendo com que as coordenadas modais sejam mais acentuadas na antena e muito pequena ao longo da torre, bastante diferente do que ocorre na torre sem a

antena, onde as coordenadas modais são bem distribuídas ao longo do seu comprimento.

- Em paralelo ao estudo dinâmico da torre pelo modelo discreto da NBR 6123/88, foram realizadas análises dinâmicas por um programa de elementos finitos, para as duas situações descritas acima. Os resultados obtidos foram 0,88 Hz e 1,40 Hz, respectivamente, para os modelos com antena e sem antena. Estes resultados serviram para dar uma maior credibilidade ao método de cálculo adotado, visto que a precisão conseguida no cálculo das matrizes de rigidez e massa pelo programa é muito maior.

- Após análise estrutural da torre pelo método LRFD (método dos estados limites) recomendados pela NBR 8800/86 e pelo AISC 2000, para o cálculo de estruturas de aço, e pela norma ASCE 10-97/2000, a qual especifica critérios exclusivos para utilização no projeto de torres metálicas treliçadas, conclui-se que a torre colapsou em função do sub-dimensionamento dos elementos montantes (elementos verticais suporte da torre), pois os mesmos foram dimensionados para uma força do vento bem menor que a utilizada.

- Com base no mapa de isopletas (curvas com mesma velocidade de vento) utilizada na norma brasileira de ventos, foi verificado se a estrutura resistiria a uma força do vento calculada com a menor velocidade básica adotada no Brasil (V_0 = 30 m/s). Esta investigação foi motivada pela constatação da existência, na cidade de Salvador – Ba, de uma torre com as mesmas características geométricas e aplicação (torre de rádio) da torre colapsada na cidade de Porto Alegre – RS. O resultado foi surpreendente: os elementos montantes continuaram sub-dimensionados, agora com níveis menores. Com isso, conclui-se que no projeto estrutural desta torre, caso tenha sido considerado alguma força de vento, ela não é compatível com as recomendações das principais normas utilizadas no mundo. Estes resultados servem de alerta, pois cada vez mais próximo de centros urbanos estão sendo construídos estes tipos de estrutura, e que a qualquer momento, em função de um vento forte, podem cair sobre nossas cabeças.

Com relação à investigação experimental, que foi dividida em 5 modelos, sendo 3 para análise de reticulados planos paralelos e 2 para torre reticulada de seção quadrada em madeira e latão, conclui-se que:

- Não foi observado, nos experimentos, uma diferença significativa nas respostas para os ventos com escoamento suave e turbulento, isso pode ser um indicativo de que a influência da turbulência nos coeficientes de força de estruturas treliçadas seja de menor importância, podendo ser desprezada nos cálculos.

- O efeito de proteção que o reticulado de barlavento exerce sobre um reticulado de sotavento foi confirmado, e esta proteção tende a aumentar com a redução do afastamento relativo e com o aumento do índice da área exposta do reticulado.

- Para índice de área exposta menor que 0,60, 83,3% dos valores dos fatores de proteção obtidos experimentalmente ficaram abaixo do valor indicado pela NBR 6123/88, ficando os 16,7% restantes, acima desta indicação. Os valores obtidos experimentalmente sugerem uma tendência de mudança de inclinação da curva teórica, aumentando o limite de estabilização, ou seja, o índice de área exposta para o qual o fator de proteção passa a ser constante.

- Os coeficientes de arrasto de um reticulado plano isolado, obtidos experimentalmente, para o índice de área exposta igual a 0,33, apresentaram valores maiores que os normalizados, tanto para escoamento suave como para o turbulento.

- Para o experimento com a torre de seção transversal quadrada, os coeficientes de torção, independente do ângulo de incidência do vento, se mantiveram sempre estáveis e nulos. Quanto ao coeficiente de sustentação observou-se que sua amplitude atinge um pico para um ângulo de incidência de 20° e esta amplitude é influenciada pelo índice de área exposta e pelo alongamento da torre. Quanto ao coeficiente de arrasto, para ângulos de incidência entre 0° e 45°, os valores foram sempre crescentes, sendo que a tendência de crescimento é suavizada a partir de 20°.

TRABALHOS FUTUROS

Em todo trabalho experimental, vários são os fatores que podem tornar os resultados distintos dos esperados. A inexperiência, a falta de material e ferramental apropriados para confecção do modelo e o inevitável que é a possibilidade de erro humano, sobretudo das leituras das medidas. Sendo assim, novos estudos experimentais devem ser realizados para corrigir as falhas que por ventura possam ter acontecido e ou confirmar os resultados aqui obtidos.

Visto que toda parte experimental se desenvolveu em cima de um estudo de parâmetros estáticos, seria interessante que novos experimentos fossem realizados no sentido de se avaliar a resposta dinâmica da torre a partir de dados experimentais. Nesses estudos, deverão ser incluídos também, uma avaliação dos coeficientes de amortecimento aerodinâmico pela sua importância no processo.

Ao longo deste trabalho foi detectada uma situação que não estava prevista na NBR6123/88: a influência de uma antena flexível, colocada no topo da torre, na determinação da componente flutuante da força do vento. Este fato requer que seja feita uma investigação mais profunda no sentido de encontrar a melhor forma para corrigir este problema. A nossa sugestão inicial é que a análise dinâmica, de torres com antenas muito flexíveis, seja feita com a forma modal da torre sem antena e com a freqüência natural da torre com a antena, já que a massa da antena vai estar sempre presente no sistema estrutural, e como foi mostrado, o problema do método se deve apenas à distorção na forma modal devido àpresença da antena.

APÊNDICE A
FORÇA DO VENTO SEGUNDO A ASCE

A norma americana ASCE calcula a força do vento de uma maneira bem parecida com a utilizada na NBR 6123/88. Esta semelhança pode fazer com que alguns projetistas de torres, por modismo, utilizarem a formulação americana com os parâmetros descritos na norma brasileira.

Neste apêndice será feito um estudo comparativo da formulação (ASCE) utilizando parâmetros como: altura gradiente, expoente de lei potencial, etc.

A força do vento, de acordo com a norma americana atuando sobre a superfície dos componentes de uma linha de transmissão pode ser determinada pela equação:

$$F = Q.(Z_v.V_0)^2.G.C_f.A_e \qquad (A.1)$$

Onde:

F = Força na direção do vento (N)

V_0 = Velocidade básica do vento (m/s)

Z_v = Fator de terreno

Q = Fator de densidade do ar

G = Fator de resposta às rajadas

C_f = Coeficiente de força ou de arrasto

A_e = Área frontal efetiva do elemento reticulado (m^2)

A . 1 - Fator de terreno

Este fator modifica a velocidade básica do vento levando em conta a categoria do terreno e a elevação da estrutura em relação ao solo, ou seja, ele faz uma correção dos efeitos da variação de altura e características do terreno. Isto acontece porque a velocidade do vento varia com a altura devido ao atrito e àrugosidade do terreno.

Para a determinação do fator de terreno (Zv) , a American Society of Civil Engineers – ASCE Standard 7 – 88 (ASCE 1990b) recomenda que 3 categorias de rugosidade de terreno devam ser observada no cálculo de linhas de transmissão:

a) Categoria B

Áreas urbanas e suburbanas, zona florestal, terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçado cuja distância entre esses obstáculos não ultrapassem a 1500 pés (≅ 457 metros) ou 10 vezes a altura da estrutura. Assemelha-se àcategoria IV da NBR 6123.

b) Categoria C

Superfícies abertas e planas, fazendas e campos abertos. Este tipo de terreno é representativo de campos de aviação onde as maiores velocidades do vento são registradas. Compatível com a categoria II da NBR 6123.

c) Categoria D

Áreas costeiras sem obstáculos, diretamente expostas a grandes fluxos de vento. Estruturas localizadas ao longo de praias. Compatível com a categoria I da NBR 6123.

O fator de terreno pode ser calculado pela equação:

$$Z_v = \beta.(z/z_g)^{\alpha} \qquad \text{para} \qquad z_{ref} \leq z \leq z_g \tag{A.2}$$

Onde:

z = Altura acima do nível do solo

z_{ref} = Altura de referência. Admite-se z_{ref} = 10 metros

z_g = Altura gradiente

α = Expoente da lei potencial

β = Constante (Tabela A.3)

A.1.1 – Cálculo da constante b

Com a utilização da fórmula,

$$Z_v = 1{,}61.(z/z_g)^{\alpha} \qquad \text{para} \qquad z_{ref} \leq z \leq z_g \tag{A.3}$$

(Guia/ASCE), foi calculado para cada conjunto (α e z_g), extraído de Blessmann (1995) - tabela A.4, os valores de Z_v para cada categoria de rugosidade em função da altura em metros, conforme tabela A.1 a seguir.

Tabela A.1 – Valores do fator de terreno (Z_v)

Altura (m)		10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
B	G./ASCE	0,72	0,79	0,84	0,89	0,92	0,96	0,98	1,01	1,03	1,06	1,08	1,10
	NBR6123	0,63	0,70	0,75	0,80	0,83	0,87	0,89	0,92	0,95	0,97	0,99	1,01
	Dav.(1979)	0,56	0,63	0,68	0,73	0,76	0,80	0,83	0,86	0,88	0,91	0,93	0,95
	Dav.(1982)	0,57	0,64	0,70	0,74	0,78	0,81	0,84	0,87	0,90	0,92	0,95	0,97
	Co...(1980)	0,69	0,76	0,81	0,85	0,89	0,92	0,95	0,97	1,00	1,02	1,04	1,06
C	G./ASCE	1,00	1,06	1,11	1,14	1,17	1,20	1,22	1,24	1,26	1,28	1,30	1,31
	NBR6123	0,93	1,00	1,04	1,08	1,11	1,14	1,17	1,19	1,21	1,23	1,24	1,26
	Dav.(1979)	0,93	1,00	1,04	1,08	1,11	1,14	1,17	1,19	1,21	1,23	1,24	1,26
	Dav.(1982)	0,93	1,00	1,04	1,08	1,11	1,14	1,17	1,19	1,21	1,23	1,24	1,26
	Co...(1980)	0,93	1,00	1,04	1,08	1,11	1,14	1,17	1,19	1,21	1,23	1,24	1,26

Altura (m)		10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
D	G./ASCE	1,19	1,23	1,27	1,30	1,32	1,34	1,36	1,38	1,39	1,41	1,42	1,43
	NBR6123	1,17	1,22	1,25	1,28	1,30	1,32	1,34	1,36	1,37	1,38	1,40	1,41
	Dav.(1979)	1,17	1,22	1,25	1,28	1,30	1,32	1,34	1,36	1,37	1,38	1,40	1,41
	Dav.(1982)	1,13	1,18	1,22	1,25	1,28	1,30	1,32	1,33	1,35	1,36	1,38	1,39
	Co...(1980)	1,09	1,15	1,19	1,22	1,25	1,27	1,29	1,31	1,33	1,34	1,36	1,37

- **G./ASCE** – Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading – ASCE.
- **NBR- 6123** – Norma Brasileira para Forças Devidas ao Vento em Edificações;
- **Davenport.(1979)** – Gust Response Factors for Transmission Line Loading
- **Davenport (1982)** - The interaction of wind and structures – Engineering Meteorology-Elsevier,1982.
- **Co..(1980) -** COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT – Wind loading and wind effects (1980)

Para que as diferenças fossem minimizadas, calculou-se a razão entre os valores do G./ASCE e os demais, em seguida foi tirado a média desses valores que foi multiplicado pela constante 1,61 para obter o valor da constante β. Ver tabela A.2.

Tabela A.2 – Razão entre os valores G./ASCE e demais valores, valor médio e constante β.

Altura (m)		10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	Méd	b
A	NBR6123	1,14	1,13	1,12	1,12	1,11	1,1	1,1	1,1	1,09	1,09	1,09	1,09	1,11	1,782
	Dav.(1979)	1,29	1,26	1,24	1,22	1,21	1,2	1,19	1,18	1,17	1,17	1,16	1,16	1,20	1,938
	Dav.(1982)	1,26	1,23	1,21	1,20	1,18	1,17	1,17	1,16	1,15	1,14	1,14	1,13	1,18	1,899
	Co...(1980)	1,05	1,05	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,03	1,04	1,674
B	NBR6123	1,07	1,07	1,06	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05	1,04	1,04	1,04	1,04	1,05	1,693
	Dav.(1979)	1,07	1,07	1,06	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05	1,04	1,04	1,04	1,04	1,05	1,693
	Dav.(1982)	1,07	1,07	1,06	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05	1,04	1,04	1,04	1,04	1,05	1,693
	Co...(1980)	1,07	1,07	1,06	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05	1,04	1,04	1,04	1,04	1,05	1,693
C	NBR6123	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,636
	Dav.(1979)	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,636
	Dav.(1982)	1,05	1,05	1,04	1,04	1,04	1,04	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,04	1,670
	Co...(1980)	1,08	1,07	1,07	1,06	1,06	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,04	1,06	1,704

Tabela A.3 – Valores de β

Referências	Valores de b		
	Categorias de rugosidade		
	B	C	D
Guia/ASCE	1,610	1,610	1,610
NBR-6123	1,782	1,693	1,636
Davenport(1979)	1,940	1,693	1,636
Davenport(1982)	1,900	1,693	1,670
Council...(1980)	1,674	1,693	1,704

A . 2 - Altura gradiente

Define a elevação em que a velocidade do vento começa a ficar constante. O valor da altura gradiente varia com a categoria de rugosidade do terreno.

A tabela A.4, apresenta valores comparativos da altura gradiente (z_g), expoente da lei potencial (α) e coeficiente de força superficial (k) em função das 3 categorias de rugosidade. Estes valores foram retirados de Blessmann (1995) - baseados em estudo feito por Davenport, Simiu, Harris, ASCE e NBR 6123.

Tabela A.4– Parâmetros α, z_g, e k em função da categoria de rugosidade do terreno.

Referências	Categoria B			Categoria C			Categoria D		
	a	z_g (m)	k	a	z_g (m)	k	a	z_g (m)	k
Guia/ASCE	0,222	366	0,0100	0,14	275	0,0050	0,10	213	0,0030
NBR-6123	0,250	420	0,0226	0,16	300	0,0065	0,10	250	0,0028
Davenport(1979)	0,280	430	0,0150	0,16	300	0,0050	0,10	250	0,0015
Davenport(1982)	0,280	400	-	0,16	300	0,0050	0,11	250	-
Council...(1980)	0,230	400	0,0150	0,16	300	0,0050	0,12	250	0,0010

As figuras A.1, A.2 e A.3 mostram um comparativo dos valores de Zv calculados com os parâmetros α, z_g e β para diferentes teorias.

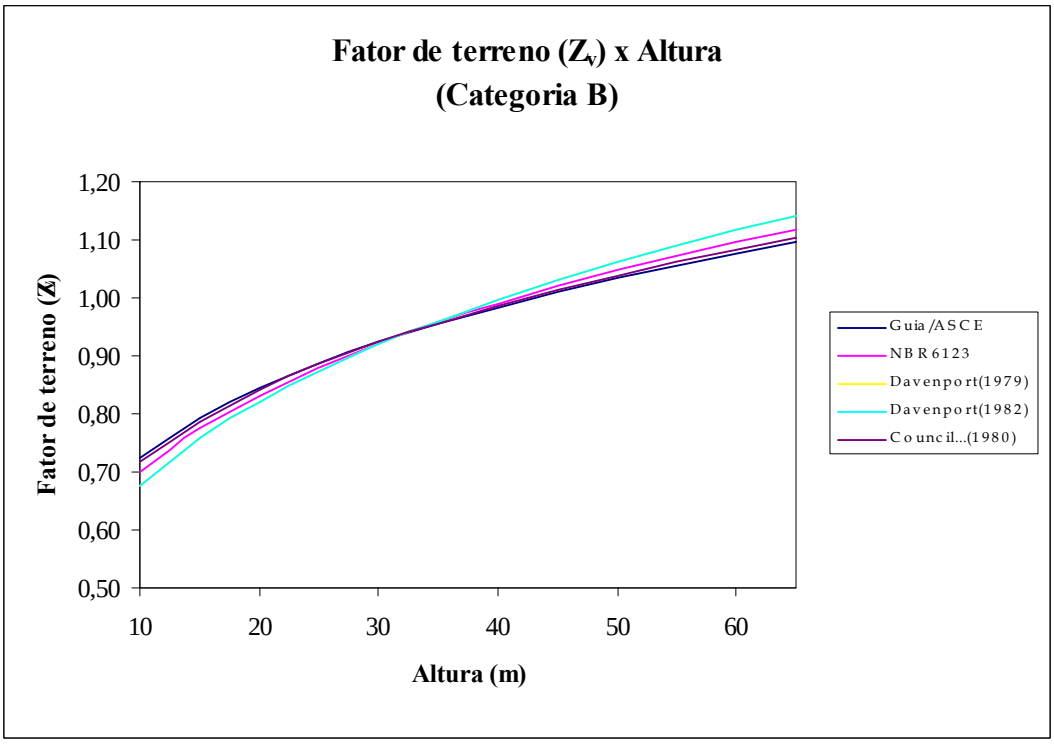


Figura A.1 – Comparação dos valores de Zv para categoria de rugosidade B

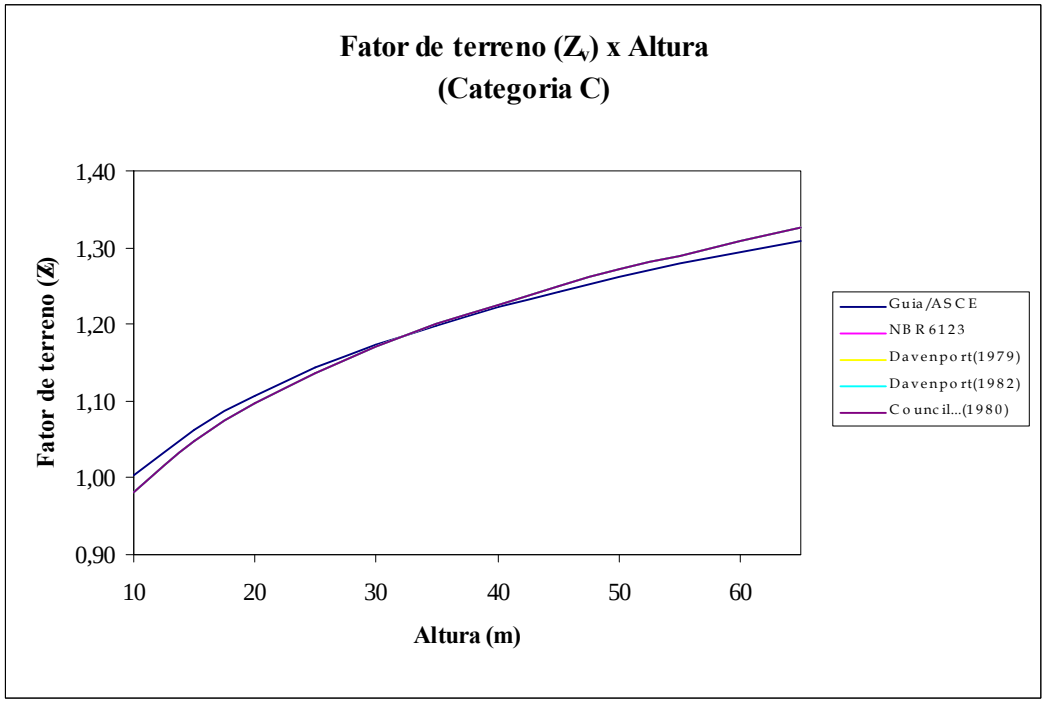


Figura A.2 – Comparação dos valores de Zv para categoria de rugosidade C

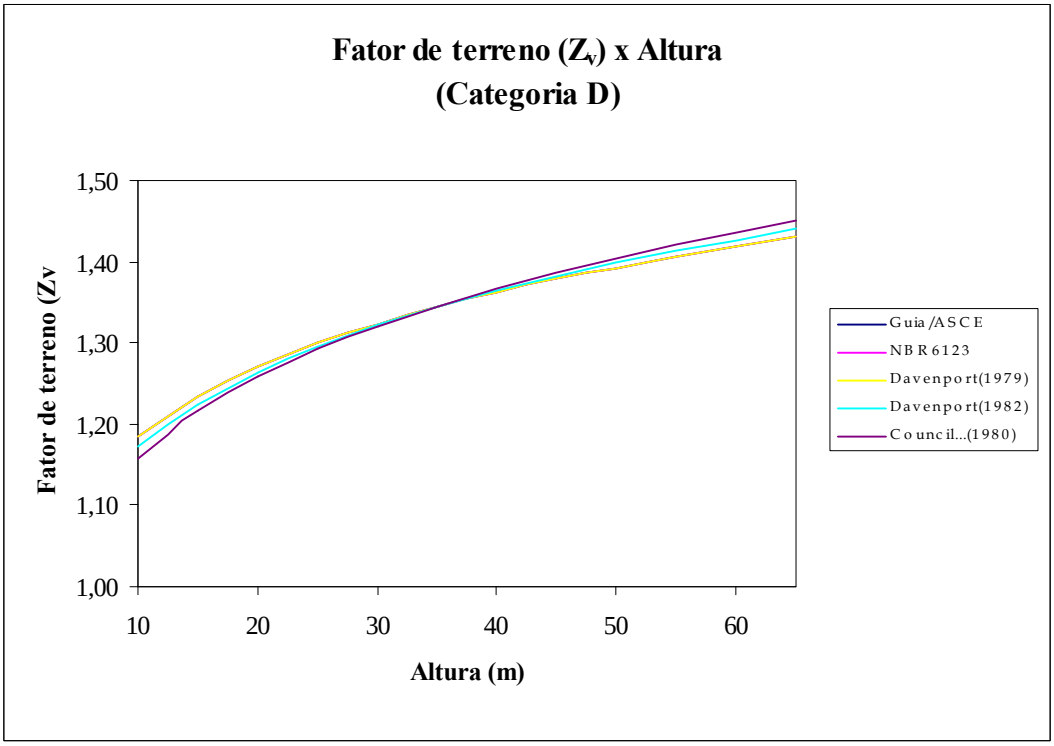


Figura A.3 – Comparação dos valores de Zv para categoria de rugosidade D

A . 3 - Fator de resposta às rajadas

Este fator tem como objetivo estimar valores que consideram os efeitos dinâmicos do vento sobre a resposta das estruturas. Estudos realizados por Davenport (1979) sugere que estas aproximações sejam baseadas em um método estatístico que leva em conta a correlação espacial e o espectro de energia da velocidade do vento, bem como, as características dinâmicas das torres.

A seguir serão apresentadas as equações desenvolvidas por Davenport (1979):

$$G_t = 1 + g_s \,.\, \text{å} \,.\, E \,.\sqrt{B_t + R_t}$$

Onde:

G_t = Fator de resposta às rajadas para a torre;

gs = Fator estatístico que depende da freqüência característica da resposta e do intervalo da amostragem (rajada). Em seu trabalho Davenport admitiu um tempo de amostragem do vento médio da ordem de 10 min. Valores aproximados de g estão dentro de uma faixa $3{,}5 \leq g \leq 4{,}0$. A ASCE Standard 7 – 88 (ASCE 1990b) recomenda usar um valor de g = 3,6;

ε = Coeficiente de aproximação para separação dos termos de resposta das torres na equação geral do fator de resposta às rajadas. Para sistemas envolvendo torres treliçadas, ε é aproximadamente 0,75;

E = Fator de exposição, estimado na altura efetiva (h_0) da torre. É dado por:

$$E = \sqrt{24.k}.\left(\frac{z_{ref}}{h_0}\right)^{\alpha}$$

k = Coeficiente de arrasto superficial (Tabela A.4)

B_t = Termo de resposta adimensional correspondente a um carregamento quasi-estático sobre a estrutura;

$$B_t = \frac{1}{1 + 0{,}375.\frac{h}{Ls}}$$

h = Altura da torre;

Ls = Escala de turbulência;

R_t = Termo de resposta ressonante adimensional da estrutura (torre);

$$R_t = 0{,}0123.\left(\frac{f_t.h_0}{\overline{V}_o}\right)^{-5/3}.\frac{1}{\zeta_t}$$

f_t = Freqüência fundamental da torre;

ζ_t = Razão de amortecimento crítico da torre;

$\overline{V}_0$ = Velocidade média do vento na altura efetiva.

A . 4 - Altura efetiva

Para torres com altura inferior a 200 pés (≅ 61m), a altura efetiva é tomada como 2/3 da sua altura.. Esta simplificação admite que o fator de terreno e a velocidade do vento acima da torre são uniformes. Para estruturas com altura superior a 200 pés, o fator de terreno variará acima da altura da torre para representar o aumento na velocidade do vento com relação a altura acima do solo.

Se compararmos as equações A.1 e 2.1.2 podemos conclui que o valor da pressão dinâmica, de acordo com a norma americana (ASCE), é:

$$q = Q.(Z_v.V_0)^2.G$$

Neste estudo observou-se que a norma americana ASCE não faz uma separação em regime estático ou dinâmico, tal como é feito na NBR 6123/88, que tem um capítulo á parte para o estudo dinâmico nas estruturas. Desta forma, qualquer projeto baseado na força do vento deverá ser feito tomando por base uma única norma, pois a utilização de uma norma com parâmetros de outras deverá ser acompanhada de um estudo de compatibilização bem apurado, o que é impossível se realizar em um escritório de cálculo estrutural.

Neste apêndice procurou-se mostrar que embora parecidas, as formulações para a determinação da força do vento, constantes nas normas brasileira e americana apresentam algumas diferenças, das quais podemos citar:

- Intervalo de tempo para o cálculo da velocidade básica do vento;
- Os valores da altura gradiente (z_g), expoente da lei potencial (α) e coeficiente de força superficial (k) são diferentes para uma mesma categoria de rugosidade em função das premissas adotadas em cada norma;
- Não faz separação na determinação da força estática e dinâmica, etc.

APÊNDICE B

COEFICIENTES DE ARRASTO INDIVIDUAIS DAS BARRAS DA TORRE

Módulo 1 - (altura 0 - 5,505 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/Ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	2,7525	45	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	5946	63,50	1,800	63,50	94	0,942	0,378	1265	1,62	1,77
2	2,7525	45	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	5946	63,50	1,800	63,50	94	0,942	0,378	1265	1,62	1,77
3	2,7525	48	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	2507	44,55	1,830	46,82	54	0,904	0,112	365	1,62	1,77
4	2,7525	48	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	2507	44,55	1,830	46,82	54	0,904	0,112	365	1,62	1,77
5	2,7525	48	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	2215	38,10	1,830	40,00	55	0,905	0,084	276	1,62	1,77
6	2,7525	48	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	2215	38,10	1,830	40,00	55	0,905	0,084	276	1,62	1,77
7	2,7525	132	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	2279	38,10	1,993	40,00	57	0,907	0,087	310	1,62	1,77
8	2,7525	132	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	2279	38,10	1,993	40,00	57	0,907	0,087	310	1,62	1,77
9	2,7525	45	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	1889	44,55	1,830	44,55	42	0,876	0,084	267	1,62	1,77
10	2,7525	45	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	1889	44,55	1,830	44,55	42	0,876	0,084	267	1,62	1,77
11	2,7525	48	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	1476	38,10	1,830	40,00	37	0,861	0,056	175	1,62	1,77
12	2,7525	48	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	1476	38,10	1,830	40,00	37	0,861	0,056	175	1,62	1,77
13	2,7525	132	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	1540	38,10	1,993	40,00	39	0,867	0,059	200	1,62	1,77
14	2,7525	132	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	1540	38,10	1,993	40,00	39	0,867	0,059	200	1,62	1,77
15	2,7525	45	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	1418	44,55	1,830	44,55	32	0,846	0,063	193	1,62	1,77
16	2,7525	45	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	1418	44,55	1,830	44,55	32	0,846	0,063	193	1,62	1,77
17	2,7525	48	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	725	38,10	1,830	40,00	18	0,786	0,028	79	1,62	1,77
18	2,7525	48	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	725	38,10	1,830	40,00	18	0,786	0,028	79	1,62	1,77
19	2,7525	132	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	789	38,10	1,993	40,00	20	0,810	0,030	96	1,62	1,77
20	2,7525	132	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	789	38,10	1,993	40,00	20	0,810	0,030	96	1,62	1,77
21	2,7525	135	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	5513	127,0	2,000	127,0	43	0,879	0,700	2433	1,62	1,77
22	2,7525	135	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	5513	127,0	2,000	127,0	43	0,879	0,700	2433	1,62	1,77
23	2,7525	-42	46	1,62	0,76	1	56,8	1977	6143	76,20	2,080	80,08	77	0,927	0,468	1784	1,62	1,77
	Ca=	1,73		Kα =	1,16			**1977**		Ca1=	**2,008**				**3,829**	**13103**		

Módulo 2 - (altura 5,505 m - 10,53 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	8,0175	48	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	3123	63,50	1,830	66,74	47	0,891	0,198	809	1,61	1,76
2	8,0175	48	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	3123	63,50	1,830	66,74	47	0,891	0,198	809	1,61	1,76
3	8,0175	45	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	5812	63,50	1,800	63,35	92	0,942	0,369	1566	1,61	1,76
4	8,0175	45	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	5812	63,50	1,800	63,35	92	0,942	0,369	1566	1,61	1,76
5	8,0175	48	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	2353	44,55	1,830	46,82	50	0,900	0,105	432	1,61	1,76
6	8,0175	48	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	2353	44,55	1,830	46,82	50	0,900	0,105	432	1,61	1,76
7	8,0175	48	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	2039	38,10	1,830	40,00	51	0,901	0,078	320	1,61	1,76
8	8,0175	48	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	2039	38,10	1,830	40,00	51	0,901	0,078	320	1,61	1,76
9	8,0175	132	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	2103	38,10	1,993	40,00	53	0,903	0,080	361	1,61	1,76
10	8,0175	132	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	2103	38,10	1,993	40,00	53	0,903	0,080	361	1,61	1,76
11	8,0175	48	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	1803	44,55	1,830	46,82	39	0,867	0,080	319	1,61	1,76
12	8,0175	48	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	1803	44,55	1,830	46,82	39	0,867	0,080	319	1,61	1,76
13	8,0175	48	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	1350	38,10	1,830	40,00	34	0,852	0,051	201	1,61	1,76
14	8,0175	48	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	1540	38,10	1,830	40,00	39	0,867	0,059	233	1,61	1,76
15	8,0175	132	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	1414	38,10	1,830	40,00	35	0,855	0,054	211	1,61	1,76
16	8,0175	132	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	1414	38,10	1,830	40,00	35	0,855	0,054	211	1,61	1,76
17	8,0175	48	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	1388	44,55	1,830	46,82	30	0,840	0,062	238	1,61	1,76
18	8,0175	48	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	1388	44,55	1,830	46,82	30	0,840	0,062	238	1,61	1,76
19	8,0175	48	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	675	38,10	1,830	40,00	17	0,774	0,026	91	1,61	1,76
20	8,0175	48	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	675	38,10	1,830	40,00	17	0,774	0,026	91	1,61	1,76
21	8,0175	132	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	739	38,10	1,993	40,00	18	0,786	0,028	110	1,61	1,76
22	8,0175	132	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	739	38,10	1,993	40,00	18	0,786	0,028	110	1,61	1,76
23	8,0175	-42	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	5657	76,20	2,080	80,08	71	0,921	0,431	2066	1,61	1,76
24	8,0175	135	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	5032	101,6	2,000	101,60	50	0,900	0,511	2302	1,61	1,76
25	8,0175	135	46	1,61	0,86	1	63,9	2502	5032	101,6	2,000	101,60	50	0,900	0,511	2302	1,61	1,76
	Ca=	1,72		Kα =	1,16			**2502**		Ca1=	**1,995**				**3,723**	**16018**		

Módulo 3 - (altura 10,53 m - 12,155 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	11,343	48	46	1,61	0,9	1	66,3	2692	2878	50,8	1,830	53,39	54	0,904	0,146	651	1,61	1,75
2	11,343	48	46	1,61	0,9	1	66,3	2692	2878	50,8	1,830	53,39	54	0,904	0,146	651	1,61	1,75
3	11,343	132	46	1,61	0,9	1	66,3	2692	3150	50,8	1,993	53,39	59	0,909	0,160	780	1,61	1,75
4	11,343	-42	46	1,61	0,9	1	66,3	2692	3150	50,8	2,080	53,39	59	0,909	0,160	815	1,61	1,75
5	11,343	-42	46	1,61	0,9	1	66,3	2692	1388	38,1	2,080	40,00	35	0,855	0,053	253	1,61	1,75
6	11,343	132	46	1,61	0,9	1	66,3	2692	1388	38,1	1,993	40,00	35	0,855	0,053	243	1,61	1,75
7	11,343	48	46	1,61	0,9	1	66,3	2692	1310	38,1	1,830	40,00	33	0,849	0,050	209	1,61	1,75
8	11,343	48	46	1,61	0,9	1	66,3	2692	1310	38,1	1,830	40,00	33	0,849	0,050	209	1,61	1,75
9	11,343	-42	46	1,61	0,9	1	66,3	2692	1551	38,1	2,080	40,00	39	0,867	0,059	287	1,61	1,75
10	11,343	132	46	1,61	0,9	1	66,3	2692	1551	38,1	1,993	40,00	39	0,867	0,059	275	1,61	1,75
11	11,343	-42	46	1,61	0,9	1	66,3	2692	2757	63,5	2,080	66,74	41	0,873	0,175	856	1,61	1,75
11	11,343	132	46	1,61	0,9	1	66,3	2692	2757	63,5	1,993	66,74	41	0,873	0,175	820	1,61	1,75
12	11,343	135	46	1,61	0,9	1	66,3	2692	3291	101,6	2,000	101,60	32	0,846	0,334	1523	1,61	1,75
13	11,343	135	46	1,61	0,9	1	66,3	2692	3291	101,6	2,000	101,60	32	0,846	0,334	1523	1,61	1,75
	Ca=	1,73		Kα =	1,16			**2692**		Ca1=	**2,004**				**1,955**	**9095**		

Módulo 4 - (altura 12,155 m - 15,442 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	13,799	48	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	2670	38,1	1,830	40,00	67	0,917	0,102	478	1,60	1,75
2	13,799	48	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	2670	38,1	1,830	40,00	67	0,917	0,102	478	1,60	1,75
3	13,799	132	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	3000	50,8	1,993	53,39	56	0,906	0,152	771	1,60	1,75
4	13,799	-42	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	3000	50,8	2,080	53,39	56	0,906	0,152	805	1,60	1,75
5	13,799	48	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	1593	38,1	1,830	40,00	40	0,870	0,061	271	1,60	1,75
6	13,799	132	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	1593	38,1	1,993	40,00	40	0,870	0,061	295	1,60	1,75
7	13,799	132	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	1394	38,1	1,993	40,00	35	0,855	0,053	254	1,60	1,75
8	13,799	-42	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	1394	38,1	2,080	40,00	35	0,855	0,053	265	1,60	1,75
9	13,799	48	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	1862	38,1	1,830	40,00	47	0,891	0,071	324	1,60	1,75
10	13,799	48	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	1862	38,1	1,830	40,00	47	0,891	0,071	324	1,60	1,75
11	13,799	132	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	3150	50,8	1,993	53,39	59	0,909	0,160	813	1,60	1,75
12	13,799	-42	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	3150	50,8	2,080	53,39	59	0,909	0,160	848	1,60	1,75
13	13,799	-42	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	1308	38,1	2,080	40,00	33	0,849	0,050	247	1,60	1,75
14	13,799	132	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	1308	38,1	1,993	40,00	33	0,849	0,050	236	1,60	1,75
15	13,799	48	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	1230	38,1	1,830	40,00	31	0,843	0,047	203	1,60	1,75
16	13,799	48	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	1230	38,1	1,830	40,00	31	0,843	0,047	203	1,60	1,75
17	13,799	-42	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	1483	38,1	2,080	40,00	37	0,861	0,057	284	1,60	1,75
18	13,799	132	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	1483	38,1	1,993	40,00	37	0,861	0,057	272	1,60	1,75
19	13,799	-42	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	2598	63,5	2,080	66,74	39	0,867	0,165	834	1,60	1,75
20	13,799	132	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	2598	63,5	1,993	66,74	39	0,867	0,165	799	1,60	1,75
21	13,799	135	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	1627	101,6	2,000	101,6	16	0,762	0,165	706	1,60	1,75
22	13,799	135	46	1,6	0,92	1	67,6	2803	1627	101,6	2,000	101,6	16	0,762	0,165	706	1,60	1,75
	Ca=	1,72		Kα =	1,16			**2803**		Ca1=	**1,991**				**2,165**	**10415**		

Módulo 5 - (altura 15,442 m - 18,835 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	17,139	48	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	2510	38,1	1,830	40,00	63	0,913	0,096	468	1,60	1,74
2	17,139	48	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	2510	38,1	1,830	40,00	63	0,913	0,096	468	1,60	1,74
3	17,139	48	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	1521	38,1	1,830	40,00	38	0,864	0,058	268	1,60	1,74
4	17,139	132	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	1521	38,1	1,993	40,00	38	0,864	0,058	292	1,60	1,74
5	17,139	132	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	1314	38,1	1,993	40,00	33	0,849	0,050	248	1,60	1,74
6	17,139	-42	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	1314	38,1	2,080	40,00	33	0,849	0,050	259	1,60	1,74
7	17,139	48	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	1237	38,1	1,830	40,00	31	0,843	0,047	213	1,60	1,74
8	17,139	48	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	1237	38,1	1,830	40,00	31	0,843	0,047	213	1,60	1,74
9	17,139	-42	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	3000	50,8	2,080	53,39	56	0,906	0,152	841	1,60	1,74
10	17,139	132	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	3000	50,8	1,993	53,39	56	0,906	0,152	805	1,60	1,74
11	17,139	-42	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	3000	50,8	2,080	53,39	56	0,906	0,152	841	1,60	1,74
12	17,139	132	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	3000	50,8	1,993	53,39	56	0,906	0,152	805	1,60	1,74
13	17,139	-42	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	1240	38,1	2,080	40,00	31	0,843	0,047	242	1,60	1,74
14	17,139	132	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	1240	38,1	1,993	40,00	31	0,843	0,047	232	1,60	1,74
15	17,139	48	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	1162	38,1	1,830	40,00	29	0,837	0,044	199	1,60	1,74
16	17,139	48	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	1162	38,1	1,830	40,00	29	0,837	0,044	199	1,60	1,74
17	17,139	-42	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	1416	38,1	2,080	40,00	35	0,855	0,054	281	1,60	1,74
18	17,139	132	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	1416	38,1	1,993	40,00	35	0,855	0,054	269	1,60	1,74
19	17,139	132	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	2460	63,5	1,993	66,74	37	0,861	0,156	785	1,60	1,74
20	17,139	-42	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	2460	63,5	2,080	66,74	37	0,861	0,156	819	1,60	1,74
21	17,139	135	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	3397	101,6	2,000	101,60	33	0,849	0,345	1715	1,60	1,74
22	17,139	135	46	1,6	0,94	1	69,1	2927	3397	101,6	2,000	101,60	33	0,849	0,345	1715	1,60	1,74
	Ca=	1,73		Kα =	1,16			**2927**		Ca1=	**2,007**				**2,405**	**12176**		

Módulo 6 - (altura 18,835 m - 20,475 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	19,655	48	46	1,59	0,95	1	70	3006	2350	38,1	1,830	40,00	59	0,909	0,090	448	1,59	1,74
2	19,655	48	46	1,59	0,95	1	70	3006	2350	38,1	1,830	40,00	59	0,909	0,090	448	1,59	1,74
3	19,655	48	46	1,59	0,95	1	70	3006	1450	38,1	1,830	40,00	36	0,858	0,055	261	1,59	1,74
4	19,655	132	46	1,59	0,95	1	70	3006	1450	38,1	1,993	40,00	36	0,858	0,055	284	1,59	1,74
5	19,655	132	46	1,59	0,95	1	70	3006	1234	38,1	1,993	40,00	31	0,843	0,047	237	1,59	1,74
6	19,655	-42	46	1,59	0,95	1	70	3006	1234	38,1	2,080	40,00	31	0,843	0,047	248	1,59	1,74
7	19,655	48	46	1,59	0,95	1	70	3006	1158	38,1	1,830	40,00	29	0,837	0,044	203	1,59	1,74
8	19,655	48	46	1,59	0,95	1	70	3006	1158	38,1	1,830	40,00	29	0,837	0,044	203	1,59	1,74
9	19,655	132	46	1,59	0,95	1	70	3006	2940	50,8	1,993	53,39	55	0,905	0,149	810	1,59	1,74
10	19,655	-42	46	1,59	0,95	1	70	3006	2940	50,8	2,080	53,39	55	0,905	0,149	845	1,59	1,74
11	19,655	-42	46	1,59	0,95	1	70	3006	4698	76,2	2,080	80,08	59	0,909	0,358	2034	1,59	1,74
12	19,655	135	46	1,59	0,95	1	70	3006	1642	101,6	2,000	101,60	16	0,762	0,167	764	1,59	1,74
13	19,655	135	46	1,59	0,95	1	70	3006	1642	101,6	2,000	101,60	16	0,762	0,167	764	1,59	1,74
	Ca=	1,72		Kα =	1,16			**3006**		Ca1=	**1,992**				**1,462**	**7549**		

Módulo 7 - (altura 20,475 m - 24,075 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	22,275	48	46	1,59	0,97	1	70,9	3078	2422	38,1	1,830	40,00	61	0,911	0,092	473	1,59	1,73
2	22,275	48	46	1,59	0,97	1	70,9	3078	2422	38,1	1,830	40,00	61	0,911	0,092	473	1,59	1,73
3	22,275	132	46	1,59	0,97	1	70,9	3078	5563	63,5	1,993	66,74	83	0,933	0,353	2022	1,59	1,73
4	22,275	-42	46	1,59	0,97	1	70,9	3078	5563	63,5	2,080	66,74	83	0,933	0,353	2110	1,59	1,73
5	22,275	132	46	1,59	0,97	1	70,9	3078	2325	63,5	1,993	66,74	35	0,855	0,148	774	1,59	1,73
6	22,275	-42	46	1,59	0,97	1	70,9	3078	2325	63,5	2,080	66,74	35	0,855	0,148	808	1,59	1,73
7	22,275	-42	46	1,59	0,97	1	70,9	3078	4374	76,2	2,080	80,08	55	0,905	0,333	1931	1,59	1,73
8	22,275	135	46	1,59	0,97	1	70,9	3078	3605	101,6	2,000	101,60	35	0,855	0,366	1928	1,59	1,73
9	22,275	135	46	1,59	0,97	1	70,9	3078	3605	101,6	2,000	101,60	35	0,855	0,366	1928	1,59	1,73
	Ca=	1,80		Kα =	1,16			**3078**		Ca1=	**2,083**				**2,252**	**12447**		

Módulo 8 - (altura 24,075 m - 27,420 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	25,748	48	46	1,58	0,99	1	71,8	3160	2260	38,1	1,830	40,00	57	0,907	0,086	452	1,58	1,73
2	25,748	48	46	1,58	0,99	1	71,8	3160	2260	38,1	1,830	40,00	57	0,907	0,086	452	1,58	1,73
3	25,748	132	46	1,58	0,99	1	71,8	3160	5312	50,8	1,993	53,39	99	0,949	0,270	1613	1,58	1,73
4	25,748	-42	46	1,58	0,99	1	71,8	3160	5312	50,8	2,080	53,39	99	0,949	0,270	1683	1,58	1,73
5	25,748	132	46	1,58	0,99	1	71,8	3160	2123	63,5	1,993	66,74	32	0,846	0,135	718	1,58	1,73
6	25,748	-42	46	1,58	0,99	1	71,8	3160	2123	63,5	2,080	66,74	32	0,846	0,135	750	1,58	1,73
7	25,748	-42	46	1,58	0,99	1	71,8	3160	4060	63,5	2,080	66,74	61	0,911	0,258	1544	1,58	1,73
8	25,748	135	46	1,58	0,99	1	71,8	3160	3349	101,6	2,000	101,60	33	0,849	0,340	1826	1,58	1,73
9	25,748	135	46	1,58	0,99	1	71,8	3160	3349	101,6	2,000	101,60	33	0,849	0,340	1826	1,58	1,73
	Ca=	1,79		Kα =	1,16			**3160**		Ca1=	**2,077**				**1,920**	**10863**		

Módulo 9 - (altura 27,42 m - 30,750 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	29,085	48	46	1,58	1	1	72,6	3229	2102	38,1	1,830	40,00	53	0,903	0,080	427	1,58	1,72
2	29,085	48	46	1,58	1	1	72,6	3229	2102	38,1	1,830	40,00	53	0,903	0,080	427	1,58	1,72
3	29,085	132	46	1,58	1	1	72,6	3229	5069	50,8	1,993	53,39	95	0,945	0,258	1566	1,58	1,72
4	29,085	-42	46	1,58	1	1	72,6	3229	5069	50,8	2,080	53,39	95	0,945	0,258	1634	1,58	1,72
5	29,085	132	46	1,58	1	1	72,6	3229	1963	50,8	1,993	53,39	37	0,861	0,100	552	1,58	1,72
6	29,085	-42	46	1,58	1	1	72,6	3229	1963	50,8	2,080	53,39	37	0,861	0,100	577	1,58	1,72
7	29,085	-42	46	1,58	1	1	72,6	3229	3740	63,5	2,080	66,74	56	0,906	0,237	1445	1,58	1,72
8	29,085	135	46	1,58	1	1	72,6	3229	3334	101,6	2,000	101,60	33	0,849	0,339	1857	1,58	1,72
9	29,085	135	46	1,58	1	1	72,6	3229	3334	101,6	2,000	101,60	33	0,849	0,339	1857	1,58	1,72
	Ca=	1,79		Kα =	1,16			**3229**		Ca1=	**2,076**				**1,790**	**10343**		

Módulo 10 - (altura 30,750 m - 34,11 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	32,43	48	46	1,57	1,01	1	73,2	3289	1942	38,10	1,830	40,00	49	0,897	0,074	399	1,57	1,71
2	32,43	48	46	1,57	1,01	1	73,2	3289	1942	38,10	1,830	40,00	49	0,897	0,074	399	1,57	1,71
3	32,43	132	46	1,57	1,01	1	73,2	3289	4796	50,80	1,993	53,39	90	0,940	0,244	1501	1,57	1,71
4	32,43	-42	46	1,57	1,01	1	73,2	3289	4796	50,80	2,080	53,39	90	0,940	0,244	1567	1,57	1,71
5	32,43	132	46	1,57	1,01	1	73,2	3289	1755	44,45	1,993	46,82	37	0,861	0,078	440	1,57	1,71
6	32,43	-42	46	1,57	1,01	1	73,2	3289	1755	44,45	2,080	46,82	37	0,861	0,078	459	1,57	1,71
7	32,43	-42	46	1,57	1,01	1	73,2	3289	3424	63,50	2,080	66,74	51	0,901	0,217	1340	1,57	1,71
8	32,43	135	46	1,57	1,01	1	73,2	3289	3365	101,60	2,000	101,60	33	0,849	0,342	1909	1,57	1,71
9	32,43	135	46	1,57	1,01	1	73,2	3289	3365	101,60	2,000	101,60	33	0,849	0,342	1909	1,57	1,71
	Ca=	1,78		Kα =	1,16			**3289**		Ca1=	**2,068**				**1,692**	**9924**		

Módulo 11 - (altura 34,110 m - 37,425 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	35,768	48	46	1,57	1,02	1	73,8	3341	1784	38,10	1,830	40,00	45	0,885	0,068	368	1,57	1,71
2	35,768	48	46	1,57	1,02	1	73,8	3341	1784	38,10	1,830	40,00	45	0,885	0,068	368	1,57	1,71
3	35,768	132	46	1,57	1,02	1	73,8	3341	4572	50,80	1,993	53,39	86	0,936	0,232	1448	1,57	1,71
4	35,768	-42	46	1,57	1,02	1	73,8	3341	4572	50,80	2,080	53,39	86	0,936	0,232	1511	1,57	1,71
5	35,768	132	46	1,57	1,02	1	73,8	3341	1590	44,45	1,993	46,82	34	0,852	0,071	401	1,57	1,71
6	35,768	-42	46	1,57	1,02	1	73,8	3341	1590	44,45	2,080	46,82	34	0,852	0,071	418	1,57	1,71
7	35,768	-42	46	1,57	1,02	1	73,8	3341	3124	63,50	2,080	66,74	47	0,891	0,198	1228	1,57	1,71
8	35,768	135	46	1,57	1,02	1	73,8	3341	3319	101,60	2,000	101,60	33	0,849	0,337	1913	1,57	1,71
9	35,768	135	46	1,57	1,02	1	73,8	3341	3319	101,60	2,000	101,60	33	0,849	0,337	1913	1,57	1,71
	Ca=	1,77		Kα =	1,16			**3341**		Ca1=	**2,057**				**1,615**	**9568**		

Módulo 12 - (altura 37,425 m - 40,950 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	39,188	48	46	1,56	1,03	1	74,4	3389	1634	38,10	1,830	40,00	41	0,873	0,062	337	1,56	1,70
2	39,188	48	46	1,56	1,03	1	74,4	3389	1634	38,10	1,830	40,00	41	0,873	0,062	337	1,56	1,70
3	39,188	132	46	1,56	1,03	1	74,4	3389	4359	44,45	1,993	46,82	93	0,943	0,194	1234	1,56	1,70
4	39,188	-42	46	1,56	1,03	1	74,4	3389	4359	44,45	2,080	46,82	93	0,943	0,194	1288	1,56	1,70
5	39,188	132	46	1,56	1,03	1	74,4	3389	1425	44,45	1,993	46,82	30	0,840	0,063	359	1,56	1,70
6	39,188	-42	46	1,56	1,03	1	74,4	3389	1425	44,45	2,080	46,82	30	0,840	0,063	375	1,56	1,70
7	39,188	-42	46	1,56	1,03	1	74,4	3389	2811	50,80	2,080	53,39	53	0,903	0,143	909	1,56	1,70
8	39,188	135	46	1,56	1,03	1	74,4	3389	3530	101,60	2,000	101,60	35	0,855	0,359	2078	1,56	1,70
9	39,188	135	46	1,56	1,03	1	74,4	3389	3530	101,60	2,000	101,60	35	0,855	0,359	2078	1,56	1,70
	Ca=	1,77		Kα =	1,16			**3389**		Ca1=	**2,055**				**1,499**	**8996**		

Módulo 13 - (altura 40,950 m - 43,565 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	42,258	48	46	1,56	1,04	1	74,8	3427	1472	38,10	1,83	40,00	37	0,861	0,056	303	1,56	1,69
2	42,258	48	46	1,56	1,04	1	74,8	3427	1472	38,10	1,83	40,00	37	0,861	0,056	303	1,56	1,69
3	42,258	132	46	1,56	1,04	1	74,8	3427	3692	38,10	1,99	40,00	92	0,942	0,141	905	1,56	1,69
4	42,258	-42	46	1,56	1,04	1	74,8	3427	3692	38,10	2,08	40,00	92	0,942	0,141	945	1,56	1,69
5	42,258	132	46	1,56	1,04	1	74,8	3427	1275	38,10	1,99	40,00	32	0,846	0,049	281	1,56	1,69
6	42,258	-42	46	1,56	1,04	1	74,8	3427	1275	38,10	2,08	40,00	32	0,846	0,049	293	1,56	1,69
7	42,258	-42	46	1,56	1,04	1	74,8	3427	2562	44,55	2,08	46,82	55	0,905	0,114	736	1,56	1,69
8	42,258	135	46	1,56	1,04	1	74,8	3427	2618	101,60	2,00	101,60	26	0,828	0,266	1510	1,56	1,69
9	42,258	135	46	1,56	1,04	1	74,8	3427	2618	101,60	2,00	101,60	26	0,828	0,266	1510	1,56	1,69
	Ca=	1,74		Kα =	1,16			**3427**		Ca1=	**2,020**				**1,137**	**6784**		

Módulo 14 - (altura 43,565 m - 46,055 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	44,81	48	46	1,55	1,05	1	75,1	3456	1348	38,10	1,83	40,00	34	0,852	0,051	277	1,55	1,69
2	44,81	48	46	1,55	1,05	1	75,1	3456	1348	38,10	1,83	40,00	34	0,852	0,051	277	1,55	1,69
3	44,81	132	46	1,55	1,05	1	75,1	3456	3529	38,10	1,99	40,00	88	0,938	0,134	869	1,55	1,69
4	44,81	-42	46	1,55	1,05	1	75,1	3456	3529	38,10	2,08	40,00	88	0,938	0,134	907	1,55	1,69
5	44,81	132	46	1,55	1,05	1	75,1	3456	1260	38,10	1,99	40,00	32	0,846	0,048	280	1,55	1,69
6	44,81	-42	46	1,55	1,05	1	75,1	3456	1260	38,10	2,08	40,00	32	0,846	0,048	292	1,55	1,69
7	44,81	-42	46	1,55	1,05	1	75,1	3456	2342	44,45	2,08	46,82	50	0,9	0,104	673	1,55	1,69
8	44,81	135	46	1,55	1,05	1	75,1	3456	2493	76,20	2,00	76,20	33	0,849	0,190	1115	1,55	1,69
9	44,81	135	46	1,55	1,05	1	75,1	3456	2493	76,20	2,00	76,20	33	0,849	0,190	1115	1,55	1,69
	Ca=	1,76		Kα =	1,16			**3456**		Ca1=	**2,047**				**0,952**	**5803**		

Módulo 15 - (altura 46,055 m - 48,575 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	47,315	48	46	1,55	1,06	1	75,4	3482	1223	38,10	1,830	40,00	31	0,843	0,047	250	1,55	1,68
2	47,315	48	46	1,55	1,06	1	75,4	3482	1223	38,10	1,830	40,00	31	0,843	0,047	250	1,55	1,68
3	47,315	132	46	1,55	1,06	1	75,4	3482	3375	38,10	1,993	40,00	84	0,934	0,129	833	1,55	1,68
4	47,315	-42	46	1,55	1,06	1	75,4	3482	3375	38,10	2,080	40,00	84	0,934	0,129	870	1,55	1,68
5	47,315	132	46	1,55	1,06	1	75,4	3482	1133	38,10	1,993	40,00	28	0,834	0,043	250	1,55	1,68
6	47,315	-42	46	1,55	1,06	1	75,4	3482	1133	38,10	2,080	40,00	28	0,834	0,043	261	1,55	1,68
7	47,315	-42	46	1,55	1,06	1	75,4	3482	2102	44,55	2,080	46,82	45	0,885	0,094	600	1,55	1,68
8	47,315	135	46	1,55	1,06	1	75,4	3482	2523	76,20	2,000	76,20	33	0,849	0,192	1137	1,55	1,68
9	47,315	135	46	1,55	1,06	1	75,4	3482	2523	76,20	2,000	76,20	33	0,849	0,192	1137	1,55	1,68
	Ca=	1,75		Kα =	1,16			**3482**		Ca1=	**2,035**				**0,915**	**5587**		

Módulo 16 - (altura 48,575 m - 50,405 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	49,49	48	46	1,55	1,06	1	75,6	3502	1102	38,10	1,830	40,00	28	0,834	0,042	225	1,55	1,68
2	49,49	48	46	1,55	1,06	1	75,6	3502	1102	38,10	1,830	40,00	28	0,834	0,042	225	1,55	1,68
3	49,49	132	46	1,55	1,06	1	75,6	3502	2621	38,10	1,993	40,00	66	0,916	0,100	639	1,55	1,68
4	49,49	-42	46	1,55	1,06	1	75,6	3502	2621	38,10	2,080	40,00	66	0,916	0,100	666	1,55	1,68
5	49,49	-42	46	1,55	1,06	1	75,6	3502	1927	44,55	2,080	46,82	41	0,873	0,086	546	1,55	1,68
6	49,49	135	46	1,55	1,06	1	75,6	3502	1833	76,20	2,000	76,20	24	0,822	0,140	804	1,55	1,68
7	49,49	135	46	1,55	1,06	1	75,6	3502	1833	76,20	2,000	76,20	24	0,822	0,140	804	1,55	1,68
	Ca=	1,72		Kα =	1,16			**3502**		Ca1=	**1,995**				**0,649**	**3908**		

Módulo 17 - (altura 50,405 m - 52,145 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	51,275	48	46	1,54	1,07	1	75,8	3518	1015	38,10	1,830	40,00	25	0,825	0,039	206	1,54	1,68
2	51,275	48	46	1,54	1,07	1	75,8	3518	1015	38,10	1,830	40,00	25	0,825	0,039	206	1,54	1,68
3	51,275	132	46	1,54	1,07	1	75,8	3518	2444	38,10	1,993	40,00	61	0,911	0,093	595	1,54	1,68
4	51,275	-42	46	1,54	1,07	1	75,8	3518	2444	38,10	2,080	40,00	61	0,911	0,093	621	1,54	1,68
5	51,275	-42	46	1,54	1,07	1	75,8	3518	1772	44,55	2,080	46,82	38	0,864	0,079	499	1,54	1,68
6	51,275	135	46	1,54	1,07	1	75,8	3518	1742	76,20	2,000	76,20	23	0,819	0,133	765	1,54	1,68
7	51,275	135	46	1,54	1,07	1	75,8	3518	1742	76,20	2,000	76,20	23	0,819	0,133	765	1,54	1,68
	Ca=	1,71		Kα =	1,16			**3518**		Ca1=	**1,982**				**0,608**	**3656**		

Módulo 18 - (altura 52,145 m - 53,795 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	52,97	48	46	1,54	1,07	1	75,9	3533	938	38,10	1,830	40,00	23	0,819	0,036	189	1,54	1,67
2	52,97	48	46	1,54	1,07	1	75,9	3533	938	38,10	1,830	40,00	23	0,819	0,036	189	1,54	1,67
3	52,97	132	46	1,54	1,07	1	75,9	3533	2278	38,10	1,993	40,00	57	0,907	0,087	554	1,54	1,67
4	52,97	-42	46	1,54	1,07	1	75,9	3533	2278	38,10	2,080	40,00	57	0,907	0,087	578	1,54	1,67
5	52,97	-42	46	1,54	1,07	1	75,9	3533	1625	44,55	2,080	46,82	35	0,855	0,072	455	1,54	1,67
6	52,97	135	46	1,54	1,07	1	75,9	3533	1652	76,20	2,000	76,20	22	0,816	0,126	726	1,54	1,67
7	52,97	135	46	1,54	1,07	1	75,9	3533	1652	76,20	2,000	76,20	22	0,816	0,126	726	1,54	1,67
	Ca=	1,70		Kα =	1,16			**3533**		Ca1=	**1,971**				**0,569**	**3417**		

Módulo 19 - (altura 53,795 m - 55,67 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	54,733	-42	46	1,54	1,07	1	76,1	3547	1856	50,80	2,080	53,39	35	0,855	0,094	595	1,54	1,67
2	54,733	132	46	1,54	1,07	1	76,1	3547	1777	50,80	1,993	53,39	33	0,849	0,090	542	1,54	1,67
3	54,733	-42	46	1,54	1,07	1	76,1	3547	1443	38,10	2,080	40,00	36	0,858	0,055	348	1,54	1,67
4	54,733	135	46	1,54	1,07	1	76,1	3547	1878	63,50	2,000	63,50	30	0,840	0,119	711	1,54	1,67
5	54,733	135	46	1,54	1,07	1	76,1	3547	1878	63,50	2,000	63,50	30	0,840	0,119	711	1,54	1,67
	Ca=	1,71		Kα =	1,16			**3547**		Ca1=	**1,988**				**0,478**	**2906**		

Módulo 20 - (altura 55,67 m - 58,97 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	57,32	-42	46	1,54	1,08	1	76,3	3566	1704	44,55	2,080	46,820	36	0,858	0,076	483	1,53	1,66
2	57,32	132	46	1,54	1,08	1	76,3	3566	1633	44,55	1,993	46,820	35	0,855	0,073	442	1,53	1,66
3	57,32	-42	46	1,54	1,08	1	76,3	3566	1504	38,10	2,080	40,000	38	0,864	0,057	367	1,53	1,66
4	57,32	-42	46	1,54	1,08	1	76,3	3566	1146	38,10	2,080	40,000	29	0,837	0,044	271	1,53	1,66
5	57,32	135	46	1,54	1,08	1	76,3	3566	3305	63,50	2,000	63,500	52	0,902	0,210	1350	1,53	1,66
6	57,32	135	46	1,54	1,08	1	76,3	3566	3305	63,50	2,000	63,500	52	0,902	0,210	1350	1,53	1,66
	Ca=	1,79		Kα =	1,16			**3566**		Ca1=	**2,072**				**0,669**	**4263**		

Módulo 21 - (altura 58,97 m - 62,345 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	60,658	132	46	1,53	1,09	1	76,5	3588	1436	38,10	1,993	40,00	36	0,858	0,055	336	1,53	1,66
2	60,658	-42	46	1,53	1,09	1	76,5	3588	1308	38,10	2,080	40,00	33	0,849	0,050	316	1,53	1,66
3	60,658	132	46	1,53	1,09	1	76,5	3588	1249	31,75	1,993	33,33	37	0,861	0,040	244	1,53	1,66
4	60,658	-42	46	1,53	1,09	1	76,5	3588	1133	31,75	2,080	33,33	34	0,852	0,036	229	1,53	1,66
5	60,658	-42	46	1,53	1,09	1	76,5	3588	832	38,10	2,080	40,00	21	0,813	0,032	192	1,53	1,66
6	60,658	135	46	1,53	1,09	1	76,5	3588	3380	63,50	2,000	63,50	53	0,903	0,215	1391	1,53	1,66
7	60,658	135	46	1,53	1,09	1	76,5	3588	3380	63,50	2,000	63,50	53	0,903	0,215	1391	1,53	1,66
	Ca=	1,78		Kα =	1,16			**3588**		Ca1=	**2,067**				**0,641**	**4098**		

Módulo 22 - (altura 62,345 m - 65,135 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	C□ (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	63,74	132	46	1,53	1,09	1	76,7	3606	1085	31,75	1,993	33,33	33	0,849	0,034	210	1,52	1,65
2	63,74	-42	46	1,53	1,09	1	76,7	3606	976	31,75	2,080	33,33	29	0,837	0,031	195	1,52	1,65
3	63,74	132	46	1,53	1,09	1	76,7	3606	935	31,75	1,993	33,33	28	0,834	0,030	178	1,52	1,65
4	63,74	-42	46	1,53	1,09	1	76,7	3606	895	31,75	2,080	33,33	27	0,831	0,028	177	1,52	1,65
5	63,74	132	46	1,53	1,09	1	76,7	3606	858	31,75	1,993	33,33	26	0,828	0,027	162	1,52	1,65
6	63,74	-42	46	1,53	1,09	1	76,7	3606	586	38,10	2,080	38,10	15	0,750	0,022	126	1,52	1,65
7	63,74	135	46	1,53	1,09	1	76,7	3606	2794	63,50	2,000	63,50	44	0,882	0,177	1129	1,52	1,65
8	63,74	135	46	1,53	1,09	1	76,7	3606	2794	63,50	2,000	63,50	44	0,882	0,177	1129	1,52	1,65
	Ca=	1,74		Kα =	1,16			**3606**		Ca1=	**2,014**				**0,528**	**3305**		

Módulo 23 - (altura 65,135 m - 67,813 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	66,474	45	46	1,52	1,1	1	76,9	3621	572	38,10	2,10	38,10	15	0,750	0,022	124	1,52	1,65
2	66,474	135	46	1,52	1,1	1	76,9	3621	766	31,75	2,00	31,75	24	0,822	0,024	145	1,52	1,65
3	66,474	45	46	1,52	1,1	1	76,9	3621	572	38,10	2,10	38,10	15	0,750	0,022	124	1,52	1,65
4	66,474	135	46	1,52	1,1	1	76,9	3621	766	31,75	2,00	31,75	24	0,822	0,024	145	1,52	1,65
5	66,474	45	46	1,52	1,1	1	76,9	3621	572	38,10	2,10	38,10	15	0,750	0,022	124	1,52	1,65
6	66,474	135	46	1,52	1,1	1	76,9	3621	766	31,75	2,00	31,75	24	0,822	0,024	145	1,52	1,65
7	66,474	45	46	1,52	1,1	1	76,9	3621	572	38,10	2,10	38,10	15	0,750	0,022	124	1,52	1,65
8	66,474	135	46	1,52	1,1	1	76,9	3621	766	31,75	2,00	31,75	24	0,822	0,024	145	1,52	1,65
9	66,474	45	46	1,52	1,1	1	76,9	3621	572	38,10	2,10	38,10	15	0,750	0,022	124	1,52	1,65
10	66,474	135	46	1,52	1,1	1	76,9	3621	766	31,75	2,00	31,75	24	0,822	0,024	145	1,52	1,65
11	66,474	135	46	1,52	1,1	1	76,9	3621	2678	63,50	2,00	63,50	42	0,876	0,170	1079	1,52	1,65
12	66,474	135	46	1,52	1,1	1	76,9	3621	2678	63,50	2,00	63,50	42	0,876	0,170	1079	1,52	1,65
	Ca=	1,70		Kα =	1,16			**3621**		Ca1=	**1,966**				**0,571**	**3503**		

Módulo 24 - (altura 67,813 m - 70,490 m)

Barra	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	69,152	45	46	1,52	1,1	1	77	3634	572	38,10	2,10	38,10	15	0,75	0,022	125	1,52	1,64
2	69,152	135	46	1,52	1,1	1	77	3634	766	31,75	2,00	31,75	24	0,82	0,024	145	1,52	1,64
3	69,152	45	46	1,52	1,1	1	77	3634	572	38,10	2,10	38,10	15	0,75	0,022	125	1,52	1,64
4	69,152	135	46	1,52	1,1	1	77	3634	766	31,75	2,00	31,75	24	0,82	0,024	145	1,52	1,64
5	69,152	45	46	1,52	1,1	1	77	3634	572	38,10	2,10	38,10	15	0,75	0,022	125	1,52	1,64
6	69,152	135	46	1,52	1,1	1	77	3634	766	31,75	2,00	31,75	24	0,82	0,024	145	1,52	1,64
7	69,152	45	46	1,52	1,1	1	77	3634	572	38,10	2,10	38,10	15	0,75	0,022	125	1,52	1,64
8	69,152	135	46	1,52	1,1	1	77	3634	766	31,75	2,00	31,75	24	0,82	0,024	145	1,52	1,64
9	69,152	45	46	1,52	1,1	1	77	3634	572	38,10	2,10	38,10	15	0,75	0,022	125	1,52	1,64
10	69,152	135	46	1,52	1,1	1	77	3634	766	31,75	2,00	31,75	24	0,82	0,024	145	1,52	1,64
11	69,152	45	46	1,52	1,1	1	77	3634	766	38,10	2,10	38,10	20	0,81	0,029	180	1,52	1,64
12	69,152	45	46	1,52	1,1	1	77	3634	582	38,10	3,10	38,10	15	0,75	0,022	187	1,52	1,64
13	69,152	135	46	1,52	1,1	1	77	3634	2678	63,50	2,00	63,50	42	0,88	0,170	1083	1,52	1,64
14	69,152	135	46	1,52	1,1	1	77	3634	2678	63,50	2,00	63,50	42	0,88	0,170	1083	1,52	1,64
	Ca=	1,72		Kα =	1,16			**3634**		Ca1=	**1,993**				**0,622**	**3883**		

Módulo 25 - (altura 70,490 m - 72,490 m) - Antena

Tubo	Zref (m)	Ang (°)	Vo (m/s)	S1 17,3°	S2	S3	Vk (m/s)	q (N/m2)	comp (mm)	larg (mm)	Ca	Ca (mm)	l/ca	K	Ae (m2)	F (N)	S1 17°	S1 45°
1	72,49	0	46	1,51	1,11	1	77,1	3648	2000	168,30	0,70	168,30	12	0,84	0,337	860	1,51	1,63
	Ca1=	**0,585**						**3648**							**0,337**	**860**		

Módulo 26 - (altura 72,490 m - 75,240 m) - Antena

1	75,24	0	46	1,507	1,11	1	77,3	3658	2750	168,30	0,70	168,30	16	0,87	0,463	1185	1,51	1,63
	Ca1=	**0,610**						**3658**							**0,463**	**1185**		

Módulo 27 - (altura 75,240 m - 77,99 m) - Antena

1	77,99	0	46	1,503	1,12	1	77,4	3668	2750	141,30	0,70	141,30	19	0,90	0,389	998	1,50	1,62
	Ca1=	**0,627**						**3668**							**0,389**	**998**		

Módulo 28 - (altura 77,99 m - 80,74 m) - Antena

1	80,74	0	46	1,499	1,12	1	77,4	3676	2750	113,50	0,70	113,50	24	0,917	0,312	803	1,50	1,62
	Ca1=	**0,642**						**3676**							**0,312**	**803**		

Módulo 29 - (altura 80,74 m - 82,49 m) - Antena

1	82,49	0	46	1,496	1,13	1	77,5	3681	1750	113,50	0,70	113,50	15	0,86	0,199	512	1,49	1,61
	Ca1=	**0,602**						**3681**							**0,199**	**512**		

APÊNDICE C
VERIFICAÇÃO DAS BARRAS SEGUNDO A NBR 8800/86

Aço Estrutural: MR 250
E = 205000 MPa
Fy= 250 MPa

Módulo 1 - (altura 0 - 5,505 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86												
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l'	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
1a	951	901	1225	1225	127,0	12,7	30,65	2,49	L5" x1/2"	10	13	1,00	1,00	49	0,547	2,50	0,796	549	N.o.k	o.k	690	N.o.k
1b	116	114	1481	1481	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	119	1,328	0,93	0,387	50	N.o.k	o.k	131	o.k
1c	-	15,1	777	777	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	106	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
1d	-	0,3	1025	1025	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	135	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
1e	-	13,5	1418	1418	44,6	4,8	3,99	0,88	L1 3/4" x3/16"	9	13	1,00	1,00	161	-	-	-	-	-	o.k	90	o.k
1f	-	2,6	1510	1510	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	207	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
1g	-	0,11	2080	2080	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	274	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
1h	-	2,2	1880	1880	44,6	4,8	3,99	0,88	L1 3/4" x3/16"	9	13	1,00	1,00	214	-	-	-	-	-	o.k	90	o.k
1i	-	10,4	2270	2270	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	311	-	-	-	-	-	N o.k	77	o.k
1j	-	0	3120	3120	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	411	-	-	-	-	-	N o.k	52	o.k
1l	-	8,7	2581	2581	44,6	4,8	3,99	0,88	L1 3/4" x3/16"	9	13	1,00	1,00	293	-	-	-	-	-	o.k	90	o.k
1m	1045	989	611	611	127,0	12,7	61,3	3,94	2L5"x1/2"	10	13	1,00	1,00	16	0,172	NA	1,000	1379	o.k	o.k	1379	o.k
1n	52,8	52,8	3040	3040	76,2	4,8	7,03	1,50	L3" x3/16"	16	13	0,91	1,00	203	-	-	-	-	-	o.k	158	o.k
1o	-	2,6	2197	2197	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	177	-	-	-	-	-	o.k	131	o.k
1p	-	0,001	1554	1554	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	213	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
1q	-	0,001	1099	1099	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	151	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
1r	0	0	1520	1520	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	200	2,223	0,69	0,168	9	o.k	o.k	52	o.k

Módulo 2 - (altura 5,505 m - 10,53 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86												
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l'	b	ρ	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
2a	860	816,4	1257	1257	101,6	12,7	24,2	1,98	L4" x1/2"	8	13	1,00	1,00	63	0,706	1,76	0,713	388	N.o.k	o.k	545	N.o.k
2b	112,9	111,3	1477	1477	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	119	1,324	0,93	0,388	50	N.o.k	o.k	131	o.k
2c	-	16,1	718	718	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	98	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
2d	-	0,5	1015	1015	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	134	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
2e	-	16	1418	1418	44,6	4,8	3,99	0,88	L1 3/4" x3/16"	9	13	1,00	1,00	161	-	-	-	-	-	o.k	90	o.k
2f	-	2,9	1435	1435	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	197	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
2g	-	0,14	1909	1909	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	251	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
2h	-	2,3	1803	1803	44,6	4,8	3,99	0,88	L1 3/4" x3/16"	9	13	1,00	1,00	205	-	-	-	-	-	o.k	90	o.k
2i	-	5,2	2103	2103	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	288	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
2j	-	0,006	2883	3295	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	379	-	-	-	-	-	N o.k	52	o.k
2l	-	4,5	2353	2353	44,6	4,8	3,99	0,88	L1 3/4" x3/16"	9	13	1,00	1,00	267	-	-	-	-	-	o.k	90	o.k
2n	58	58,9	2870	2870	76,2	4,8	7,03	1,50	L3" x3/16"	16	13	0,91	1,00	191	2,127	0,70	0,181	26	N.o.k	o.k	158	o.k
2o	-	0,18	2029	2029	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	164	-	-	-	-	-	o.k	131	o.k
2p	0	0	1435	1435	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	197	2,185	0,69	0,173	13	o.k	o.k	77	o.k
2q	0	0	1099	1099	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	151	1,673	0,79	0,272	21	o.k	o.k	77	o.k
2r	0	0	1435	1435	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	189	2,099	0,70	0,186	10	o.k	o.k	52	o.k

Módulo 3 - (altura 10,53 m - 12,155 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86												
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l'	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
3a	822,4	782,5	813	813	101,6	12,7	24,2	1,98	L4" x1/2"	8	13	1,00	1,00	41	0,456	3,28	0,840	457	N.o.k	o.k	545	N.o.k
3b	-	66,2	1649	1649	50,8	4,8	5,82	1,02	L2" x3/16"	11	13	1,00	1,00	162	-	-	-	-	-	o.k	131	o.k
3c	-	6,7	1380	1380	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	182	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
3d	-	0,016	1850	1850	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	243	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
3e	-	3,8	1551	1418	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	204	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
3f	5,2	5,3	2340	2340	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	189	2,098	0,70	0,186	24	o.k	o.k	131	o.k
3g	-	0,09	1560	1560	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	214	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
3h	-	0,002	1230	1230	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	168	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
3i	-	0	2040	2040	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	268	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k

Módulo 4 - (altura 12,155 m - 15,442 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86												
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l'	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
4a	819,4	781,2	771	771	101,6	12,7	24,2	1,98	L4" x1/2"	8	13	1,00	1,00	39	0,433	3,56	0,851	463	N.o.k	o.k	545	N.o.k
4b	764,9	728,6	874	874	101,6	12,7	24,2	1,98	L4" x1/2"	8	13	1,00	1,00	44	0,491	2,93	0,823	448	N.o.k	o.k	545	N.o.k
4c	-	4,47	1440	1440	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	189	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
4d	-	8	1200	1200	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	158	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
4e	-	0,07	1850	1850	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	243	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
4f	-	59,3	1590	1590	50,8	4,8	5,82	1,02	L2" x3/16"	11	13	1,00	1,00	156	-	-	-	-	-	o.k	131	o.k
4g	-	65,9	1440	1440	50,8	4,8	5,82	1,02	L2" x3/16"	11	13	1,00	1,00	141	-	-	-	-	-	o.k	131	o.k
4h	-	8,2	1200	1200	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	158	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
4i	-	0,015	1700	1700	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	224	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
4j	-	4,8	1410	1410	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	186	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
4l	7,4	7,5	2310	2310	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	186	2,071	0,71	0,190	24	o.k	o.k	131	o.k
4n	-	0,03	1620	1620	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	222	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
4o	-	0	1290	1290	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	177	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
4p	-	0	1950	1950	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	257	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k

Módulo 5 - (altura 15,442 m - 18,835 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86												
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l'	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
5a	762,8	728,1	822	822	101,6	12,7	24,2	1,98	L4" x1/2"	8	13	1,00	1,00	42	0,461	3,22	0,837	456	N.o.k	o.k	545	N.o.k
5b	685	653,2	875	875	101,6	12,7	24,2	1,98	L4" x1/2"	8	13	1,00	1,00	44	0,491	2,93	0,823	448	N.o.k	o.k	545	N.o.k
5c	-	5,1	1470	1470	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	193	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
5d	-	8,7	1260	1260	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	166	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
5e	-	0,05	1740	1740	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	229	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
5f	-	59,9	1560	1560	50,8	4,8	5,82	1,02	L2" x3/16"	11	13	1,00	1,00	153	-	-	-	-	-	o.k	131	o.k
5g	-	66,02	1500	1500	50,8	4,8	5,82	1,02	L2" x3/16"	11	13	1,00	1,00	147	-	-	-	-	-	o.k	131	o.k
5h	-	8,5	1200	1200	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	158	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
5i	-	0,009	1640	1640	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	216	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
5j	-	5	1380	1380	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	182	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
5l	8,72	8,76	2220	2220	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	179	1,990	0,72	0,203	26	o.k	o.k	131	o.k
5n	-	0,04	1440	1440	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	197	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
5o	-	0	1170	1170	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	160	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
5p	-	0	1890	1890	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	249	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k

Módulo 6 - (altura 18,835 m - 20,475 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86												
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l'	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
6a	684,2	653,6	821	821	101,6	9,5	18,5	2,00	L4" x3/8"	11	13	1,00	1,00	41	0,456	3,28	0,840	350	N.o.k	o.k	416	N.o.k
6b	-	4,6	1380	1380	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	182	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
6c	-	7,4	1170	1170	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	154	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
6d	-	0,074	1630	1630	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	214	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
6e	-	53,2	1500	1500	50,8	4,8	4,58	1,02	L2" x3/16"	11	13	1,00	1,00	147	-	-	-	-	-	o.k	103	o.k
6f	46	47,8	2280	2280	76,2	4,8	7,03	1,50	L3" x3/16"	16	13	0,91	1,00	152	1,690	0,79	0,268	39	N.o.k	o.k	158	o.k
6g	-	0,007	1590	1590	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	218	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
6h	-	0	1140	1140	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	156	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
6i	-	0	1740	1740	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	229	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k

Módulo 7 - (altura 20,475 m - 24,075 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86												
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l'	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
7a	599,2	573,6	1740	1740	101,6	9,5	18,5	2,00	L4" x3/8"	11	13	1,00	1,00	87	0,967	1,23	0,565	235	N.o.k	o.k	416	N.o.k
7b	578,8	573,9	1620	1620	101,6	7,9	15,5	2,00	L4" x5/16"	13	13	1,00	1,00	81	0,900	1,32	0,603	209	N.o.k	o.k	349	N.o.k
7c	-	54,34	2970	2970	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	240	-	-	-	-	-	o.k	131	o.k
7d	5,9	5,9	2280	2280	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	184	2,044	0,71	0,194	25	o.k	o.k	131	o.k
7e	-	51	2730	2730	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	220	-	-	-	-	-	o.k	131	o.k
7f	62,1	64,6	2040	2040	76,2	4,8	7,03	1,50	L3" x3/16"	16	13	0,91	1,00	136	1,512	0,84	0,319	46	N.o.k	o.k	158	o.k
7g	-	0,01	1410	1410	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	193	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
7h	-	0	1020	1020	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	140	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
7i	-	0	1620	1620	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	213	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k

Módulo 8 - (altura 24,075 m - 27,420 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86												
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l'	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
8a	546,8	524,1	1650	1650	101,6	7,9	15,5	2,00	L4" x5/16"	13	13	1,00	1,00	83	0,917	1,30	0,593	206	N.o.k	o.k	349	N.o.k
8b	546,6	524,5	1590	1590	101,6	7,9	15,5	2,00	L4" x5/16"	13	13	1,00	1,00	80	0,884	1,35	0,612	213	N.o.k	o.k	349	N.o.k
8c	-	47,3	2730	2730	50,8	4,8	4,58	1,02	L2" x3/16"	11	13	1,00	1,00	268	-	-	-	-	-	o.k	103	o.k
8d	4,9	4,9	2100	2100	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	169	1,883	0,74	0,224	29	o.k	o.k	131	o.k
8e	-	44,7	2550	2550	50,8	4,8	4,58	1,02	L2" x3/16"	11	13	1,00	1,00	250	-	-	-	-	-	o.k	103	o.k
8f	51,7	53,8	1920	1920	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	155	1,721	0,78	0,260	33	N.o.k	o.k	131	o.k
8g	-	0,007	1320	1320	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	181	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
8h	-	0	960	960	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	132	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
8i	-	0	1470	1470	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	193	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k

Módulo 9 - (altura 27,42 m - 30,750 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86												
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l'	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
9a	491,2	471,6	1736	1736	101,6	7,9	15,5	2,00	L4" x5/16"	13	13	1,00	1,00	87	0,965	1,23	0,566	197	N.o.k	o.k	349	N.o.k
9b	491	472,1	1650	1650	101,6	7,9	15,5	2,00	L4" x5/16"	13	13	1,00	1,00	83	0,917	1,30	0,593	206	N.o.k	o.k	349	N.o.k
9c	-	42,7	2550	2550	50,8	4,8	4,58	1,02	L2" x3/16"	11	13	1,00	1,00	250	-	-	-	-	-	o.k	103	o.k
9d	4,6	4,6	1890	1890	50,8	4,8	4,58	1,02	L2" x3/16"	11	13	1,00	1,00	185	2,060	0,71	0,192	20	o.k	o.k	103	o.k
9e	-	40,1	2400	2400	50,8	4,8	4,58	1,02	L2" x3/16"	11	13	1,00	1,00	235	-	-	-	-	-	o.k	103	o.k
9f	52,2	52,2	1680	1680	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	135	1,506	0,85	0,321	41	N.o.k	o.k	131	o.k
9g	-	0,006	1170	1170	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	160	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
9h	-	0	1920	1920	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	253	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k

Módulo 10 - (altura 30,750 m - 34,11 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86												
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l'	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
10a	432,1	415,6	1680	1680	101,6	7,9	15,5	2,00	L4" x5/16"	13	13	1,00	1,00	84	0,934	1,27	0,584	203	N.o.k	o.k	349	N.o.k
10b	431,9	416	1650	1650	101,6	6,4	12,5	2,01	L4" x1/4"	16	13	0,91	1,00	82	0,912	1,31	0,596	152	N.o.k	o.k	281	N.o.k
10c	-	40,7	2490	2490	50,8	4,8	4,58	1,02	L2" x3/16"	11	13	1,00	1,00	244	-	-	-	-	-	o.k	103	o.k
10d	4,5	4,5	1740	1740	44,6	4,8	3,99	0,88	L1 3/4" x3/16"	9	13	1,00	1,00	198	2,198	0,69	0,171	15	o.k	o.k	90	o.k
10e	-	39,7	2220	2220	50,8	4,8	4,58	1,02	L2" x3/16"	11	13	1,00	1,00	218	-	-	-	-	-	o.k	103	o.k
10f	59,1	61,2	1590	1590	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	128	1,425	0,88	0,349	45	N.o.k	o.k	131	o.k
10g	-	0,005	1110	1110	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	152	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
10h	-	0	1740	1740	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	229	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k

Módulo 11 - (altura 34,110 m - 37,425 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86												
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l '	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
11a	377,3	363,7	1620	1620	101,6	6,4	12,5	2,01	L4" x1/4"	16	13	0,91	1,00	81	0,896	1,33	0,605	155	N.o.k	o.k	281	N.o.k
11b	377,2	363,9	1560	1560	101,6	6,4	12,5	2,01	L4" x1/4"	16	13	0,91	1,00	78	0,863	1,39	0,624	160	N.o.k	o.k	281	N.o.k
11c	-	44,6	2310	2310	50,8	4,8	4,58	1,02	L2" x3/16"	11	13	1,00	1,00	226	-	-	-	-	-	o.k	103	o.k
11d	4,3	4,3	1560	1560	44,6	4,8	3,99	0,88	L1 3/4" x3/16"	9	13	1,00	1,00	177	1,971	0,73	0,207	19	o.k	o.k	90	o.k
11e	-	43,4	2070	2070	50,8	4,8	4,58	1,02	L2" x3/16"	11	13	1,00	1,00	203	-	-	-	-	-	o.k	103	o.k
11f	57	58,9	1380	1380	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	111	1,237	0,98	0,426	55	N.o.k	o.k	131	o.k
11g	-	0,002	960	960	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	132	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
11h	-	0	1560	1560	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	205	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k

Módulo 12 - (altura 37,425 m - 40,950 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86												
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l '	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
12a	327	315,6	1740	1740	101,6	6,4	12,5	2,01	L4" x1/4"	16	13	0,91	1,00	87	0,962	1,24	0,568	145	N.o.k	o.k	281	N.o.k
12b	326,9	316	1590	1590	101,6	6,4	12,5	2,01	L4" x1/4"	16	13	0,91	1,00	79	0,879	1,36	0,615	157	N.o.k	o.k	281	N.o.k
12c	-	43,8	2280	2280	44,6	4,8	3,99	0,88	L1 3/4" x3/16"	9	13	1,00	1,00	259	-	-	-	-	-	o.k	90	o.k
12d	4	4	1380	1380	44,6	4,8	3,99	0,88	L1 3/4" x3/16"	9	13	1,00	1,00	157	1,743	0,77	0,254	23	o.k	o.k	90	o.k
12e	-	42,8	2070	2070	44,6	4,8	3,99	0,88	L1 3/4" x3/16"	9	13	1,00	1,00	235	-	-	-	-	-	o.k	90	o.k
12f	42	43	1260	1260	50,8	4,8	4,58	1,02	L2" x3/16"	11	13	1,00	1,00	124	1,373	0,90	0,369	38	N.o.k	o.k	103	o.k
12g	-	0,015	1860	1860	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	245	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k

Módulo 13 - (altura 40,950 m - 43,565 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86												
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l '	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
13a	303,9	293,1	1290	1290	101,6	6,4	12,5	2,01	L4" x1/4"	16	13	0,91	1,00	64	0,713	1,74	0,709	181	N.o.k	o.k	281	N.o.k
13b	303,8	293,4	1170	1170	101,6	6,4	12,5	2,01	L4" x1/4"	16	13	0,91	1,00	58	0,647	1,98	0,744	190	N.o.k	o.k	281	N.o.k
13c	-	25,3	2400	2400	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	329	-	-	-	-	-	N o.k	77	o.k
13d	3,6	3,6	1260	1260	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	166	1,843	0,75	0,232	12	o.k	o.k	52	o.k
13e	-	22,5	1650	1650	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	226	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
13f	36,2	37,4	1290	1290	44,6	4,8	3,99	0,88	L1 3/4" x3/16"	9	13	1,00	1,00	147	1,629	0,81	0,284	25	N.o.k	o.k	90	o.k
13g	-	0,075	1890	1890	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	249	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k

Módulo 14 - (altura 43,565 m - 46,055 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86												
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l '	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
14a	266	257,1	1200	1200	76,2	6,4	9,3	1,50	L3" x1/4"	12	13	1,00	1,00	80	0,889	1,34	0,609	127	N.o.k	o.k	209	N.o.k
14b	266	257,3	1170	1170	76,2	6,4	9,3	1,50	L3" x1/4"	12	13	1,00	1,00	78	0,867	1,38	0,622	130	N.o.k	o.k	209	N.o.k
14c	-	31,3	1770	1770	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	242	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
14d	2,8	2,8	1245	1245	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	164	1,821	0,76	0,237	12	o.k	o.k	52	o.k
14e	-	30,6	1620	1620	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	222	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
14f	42	43,3	1200	1200	44,6	4,8	3,99	0,88	L1 3/4" x3/16"	9	13	1,00	1,00	136	1,516	0,84	0,318	29	N.o.k	o.k	90	o.k
14g	-	0,254	1740	1740	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	229	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k

Módulo 15 - (altura 46,055 m - 48,575 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86												
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l '	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
15a	235,7	228	1230	1230	76,2	6,4	9,3	1,50	L3" x1/4"	12	13	1,00	1,00	82	0,912	1,31	0,596	125	N.o.k	o.k	209	N.o.k
15b	235,6	228,1	1200	1200	76,2	6,4	9,3	1,50	L3" x1/4"	12	13	1,00	1,00	80	0,889	1,34	0,609	127	N.o.k	o.k	209	N.o.k
15c	-	33	1680	1680	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	230	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
15d	2,45	2,45	1230	1230	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	162	1,799	0,76	0,241	13	o.k	o.k	52	o.k
15e	-	31,7	1530	1530	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	210	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
15f	34,8	35,9	960	960	44,6	4,8	3,99	0,88	L1 3/4" x3/16"	9	13	1,00	1,00	109	1,213	1,00	0,437	39	o.k	o.k	90	o.k
15g	-	0,075	1485	1485	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	195	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k

Módulo 16 - (altura 48,575 m - 50,405 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86												
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l '	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
16a	224,5	217,3	1830	1830	76,2	6,4	9,3	1,50	L3" x1/4"	12	13	1,00	1,00	122	1,356	0,91	0,375	79	N.o.k	o.k	209	N.o.k
16b	-	20,1	1380	1380	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	189	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
16c	-	19,3	1275	1275	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	175	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
16d	30	30,9	870	870	44,6	4,8	3,99	0,88	L1 3/4" x3/16"	9	13	1,00	1,00	99	1,099	1,09	0,493	44	o.k	o.k	90	o.k
16e	-	0,016	1320	1320	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	174	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k

Módulo 17 - (altura 50,405 m - 52,145 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86												
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l '	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
17a	206,6	200,4	1680	1680	76,2	6,4	9,3	1,50	L3" x1/4"	12	13	1,00	1,00	112	1,245	0,97	0,422	88	N.o.k	o.k	209	o.k
17b	-	20,5	1260	1260	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	173	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
17c	-	19,5	1200	1200	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	164	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
17d	29,6	30,5	840	840	44,6	4,8	3,99	0,88	L1 3/4" x3/16"	9	13	1,00	1,00	95	1,061	1,12	0,513	46	o.k	o.k	90	o.k
17e	-	0,011	1275	1275	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	168	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k

Módulo 18 - (altura 52,145 m - 53,795 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86											
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l'	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
18a	190,5	185	1500	1500	76,2	6,4	9,3	1,50	L3" x1/4"	12	13	1,00	1,00	100	1,112	1,07	0,487	102	N.o.k	o.k	209	o.k
18b	-	22,5	1170	1170	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	160	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
18c	-	21,6	1080	1080	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	148	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k
18d	16,0	16,4	1650	1650	44,6	4,8	3,99	0,88	L1 3/4" x3/16"	9	13	1,00	1,00	188	2,084	0,71	0,188	17	o.k	o.k	90	o.k

Módulo 19 - (altura 53,795 m - 55,67 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86											
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l'	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
19a	197,8	192,2	1050	1050	63,5	6,4	7,67	1,24	L2 1/2" x1/4"	10	13	1,00	1,00	85	0,941	1,26	0,579	100	N.o.k	o.k	173	N.o.k
19b	197,8	192,2	1050	1050	63,5	6,4	7,67	1,24	L2 1/2" x1/4"	10	13	1,00	1,00	85	0,941	1,26	0,579	100	N.o.k	o.k	173	N.o.k
19c	191,0	185,0	840	840	63,5	6,4	7,67	1,24	L2 1/2" x1/4"	10	13	1,00	1,00	68	0,753	1,63	0,687	118	N.o.k	o.k	173	N.o.k
19d	-	12,6	1860	1860	50,8	4,8	4,58	1,02	L2" x3/16"	11	13	1,00	1,00	182	-	-	-	-	-	o.k	103	o.k
19e	-	15,1	1800	1800	50,8	4,8	4,58	1,02	L2" x3/16"	11	13	1,00	1,00	176	-	-	-	-	-	o.k	103	o.k
19f	-	9,6	1455	1455	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	199	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k

Módulo 20 - (altura 55,67 m - 58,97 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86											
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l'	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
20a	182,4	177,3	1186	1186	63,5	6,4	7,67	1,24	L2 1/2" x1/4"	10	13	1,00	1,00	96	1,063	1,12	0,512	88	N.o.k	o.k	173	N.o.k
20b	168,2	163,3	1066	1066	63,5	6,4	7,67	1,24	L2 1/2" x1/4"	10	13	1,00	1,00	86	0,956	1,24	0,571	99	N.o.k	o.k	173	o.k
20c	182,4	177,3	1186	1186	63,5	6,4	7,67	1,24	L2 1/2" x1/4"	10	13	1,00	1,00	96	1,063	1,12	0,512	88	N.o.k	o.k	173	N.o.k
20d	168,4	172	986	986	63,5	6,4	7,67	1,24	L2 1/2" x1/4"	10	13	1,00	1,00	80	0,884	1,35	0,612	106	N.o.k	o.k	173	o.k
20e	-	9,2	1710	1710	44,6	4,8	3,99	0,88	L1 3/4" x3/16"	9	13	1,00	1,00	194	-	-	-	-	-	o.k	90	o.k
20f	-	13,6	1694	1694	44,6	4,8	3,99	0,88	L1 3/4" x3/16"	9	13	1,00	1,00	193	-	-	-	-	-	o.k	90	o.k
20g	-	13,1	1500	1500	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	197	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
20h	-	1,9	1170	1170	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	160	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k

Módulo 21 - (altura 58,97 m - 62,345 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86											
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l'	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
21a	160,3	156,1	750	750	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	60	0,672	1,88	0,731	94	N.o.k	o.k	131	N.o.k
21b	155,4	151,2	1590	1590	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	128	1,425	0,88	0,349	45	N.o.k	o.k	131	N.o.k
21c	160,3	156,1	1036	1036	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	84	0,929	1,28	0,587	75	N.o.k	o.k	131	N.o.k
21d	155,4	151,2	1516	1516	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	122	1,359	0,91	0,374	48	N.o.k	o.k	131	N.o.k
21e	146,5	150,5	1501	1501	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	121	1,346	0,92	0,380	49	N.o.k	o.k	131	N.o.k
21f	-	8,1	1440	1440	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	189	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
21g	-	8,1	1320	1320	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	174	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
21h	-	9,1	1260	1260	31,8	3,2	1,93	0,63	L1 1/4" x1/8"	10	13	1,00	1,00	200	-	-	-	-	-	o.k	43	o.k
21i	-	8,6	1140	1140	31,8	3,2	1,93	0,63	L1 1/4" x1/8"	10	13	1,00	1,00	181	-	-	-	-	-	o.k	43	o.k
21j	-	0,8	825	825	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	113	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k

Módulo 22 - (altura 62,345 m - 65,135 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86											
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l'	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
22a	134,8	131,2	1216	1216	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	98	1,090	1,09	0,498	64	N.o.k	o.k	131	N.o.k
22b	134,8	131,2	961	961	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	78	0,861	1,39	0,625	80	N.o.k	o.k	131	N.o.k
22c	134,8	131,2	1201	1201	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	97	1,077	1,11	0,505	65	N.o.k	o.k	131	N.o.k
22d	134,8	131,2	1516	1516	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	122	1,359	0,91	0,374	48	N.o.k	o.k	131	N.o.k
22e	-	7,1	1123	1123	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	148	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
22f	-	4,5	1000	1000	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	132	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
22g	-	4,1	600	600	38,1	4,8	3,42	0,73	L1 1/2" x3/16"	8	13	1,00	1,00	82	-	-	-	-	-	o.k	77	o.k

Módulo 23 - (altura 65,135 m - 67,813 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86											
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l'	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
23a	121,1	118,1	540	540	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	44	0,484	2,99	0,826	106	N.o.k	o.k	131	o.k
23b	-	11,1	600	600	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	79	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
23c	-	15,7	750	750	31,8	3,2	1,93	0,63	L1 1/4" x1/8"	10	13	1,00	1,00	119	-	-	-	-	-	o.k	43	o.k

Módulo 24 - (altura 67,813 m - 70,490 m)

Barra	Força Atuante		Comprimento		Características do perfil					Verificação segundo a NBR 8800/86											
										Flamb.local					Barras Comprimidas					Barras tracionadas		
	Compr. (kN)	Tração (kN)	Lx (mm)	Ly (mm)	b (mm)	t (mm)	Ag (cm2)	r_{min} (cm)	tipo	b/t	b/t (max)	Q	k	l	l'	b	r	Nres (kN)	Verif.	Instab. λ< 300	Nres (kN)	Verif.
24a	91	88	540	540	63,5	4,8	5,82	1,24	L2 1/2" x3/16"	13	13	0,98	1,00	44	0,484	2,99	0,826	106	o.k	o.k	131	o.k
24b	-	10	600	600	38,1	3,2	2,32	0,76	L1 1/2" x1/8"	12	13	1,00	1,00	79	-	-	-	-	-	o.k	52	o.k
24c	-	15	750	750	31,8	3,2	1,93	0,63	L1 1/4" x1/8"	10	13	1,00	1,00	119	-	-	-	-	-	o.k	43	o.k

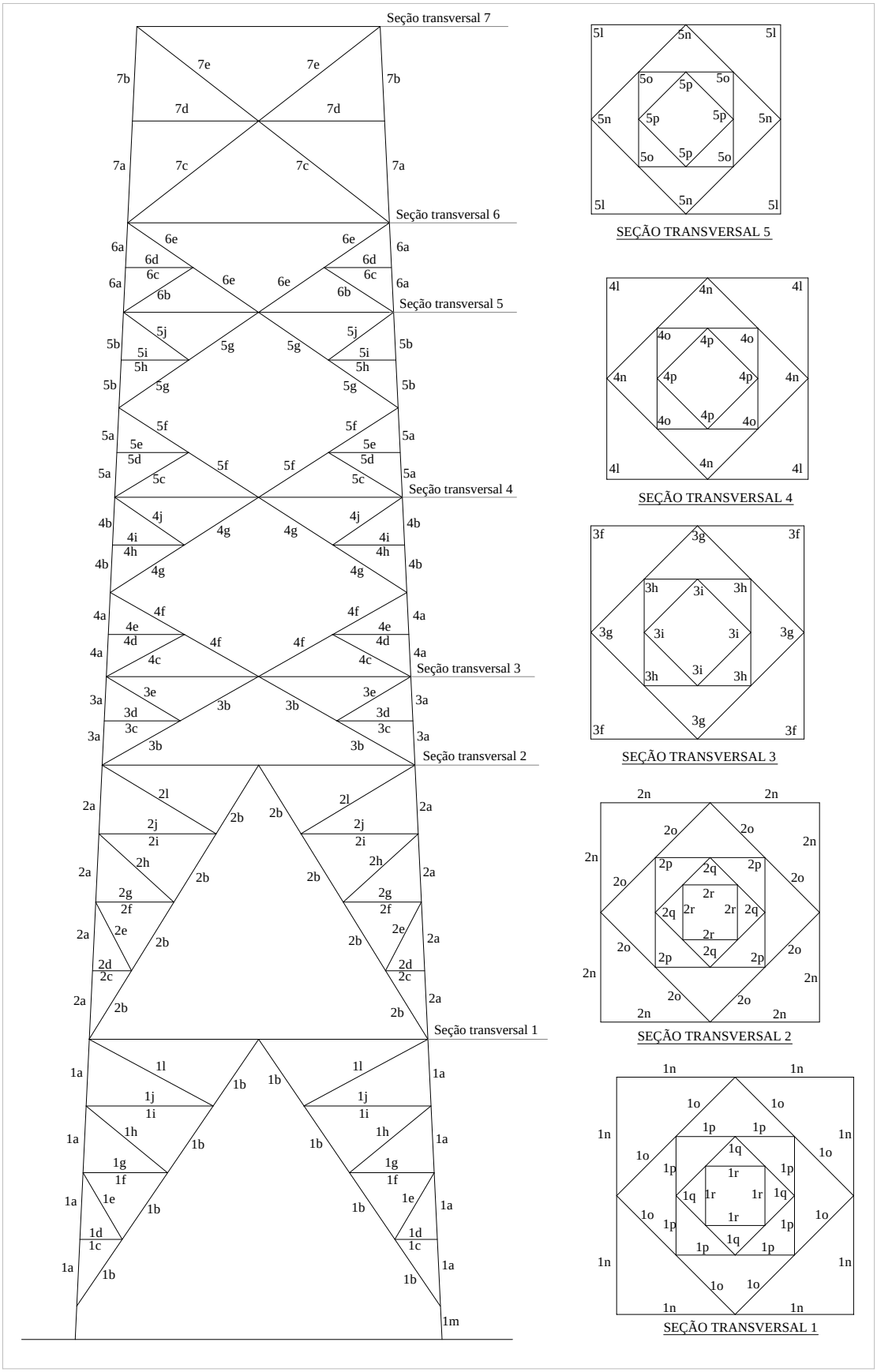
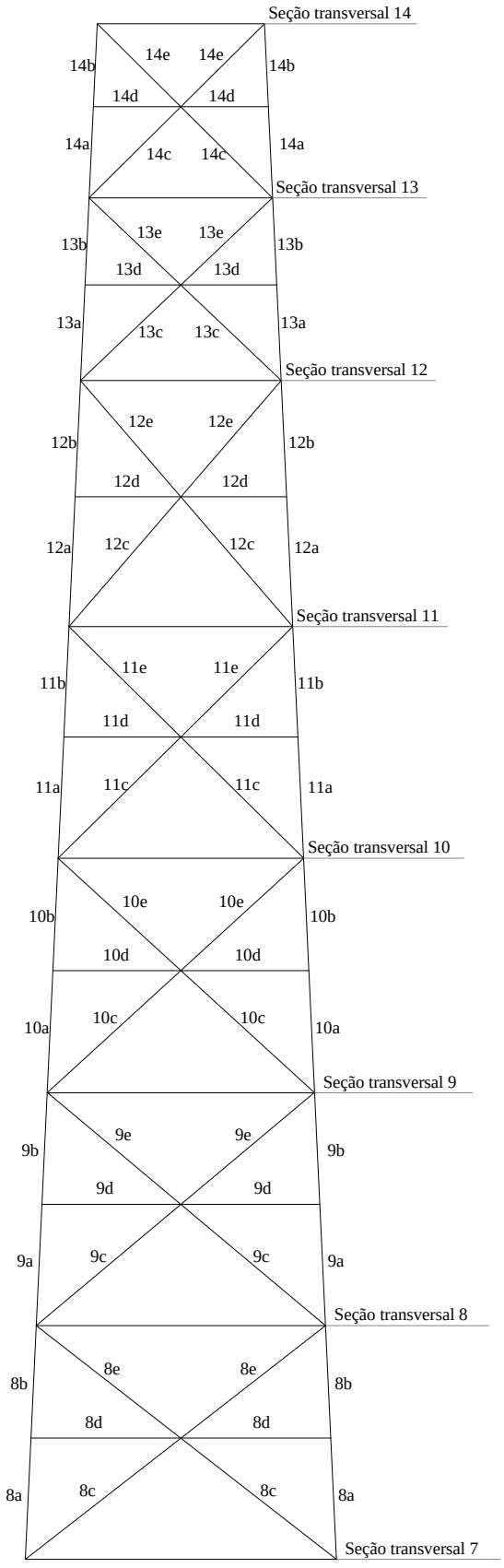
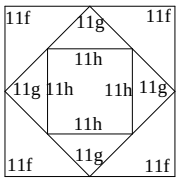
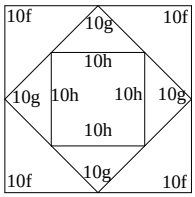


Figura C-1a – Identificação dos elementos

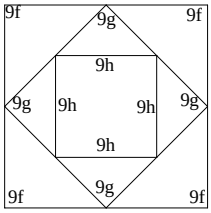




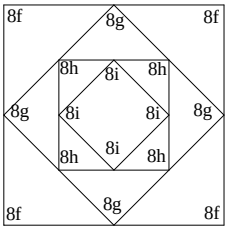
SEÇÃO TRANSVERSAL 11



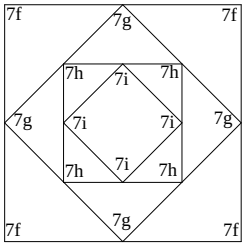
SEÇÃO TRANSVERSAL 10



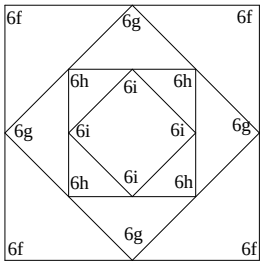
SEÇÃO TRANSVERSAL 9



SEÇÃO TRANSVERSAL 8



SEÇÃO TRANSVERSAL 7



SEÇÃO TRANSVERSAL 6

Figura C-1b – Identificação dos elementos

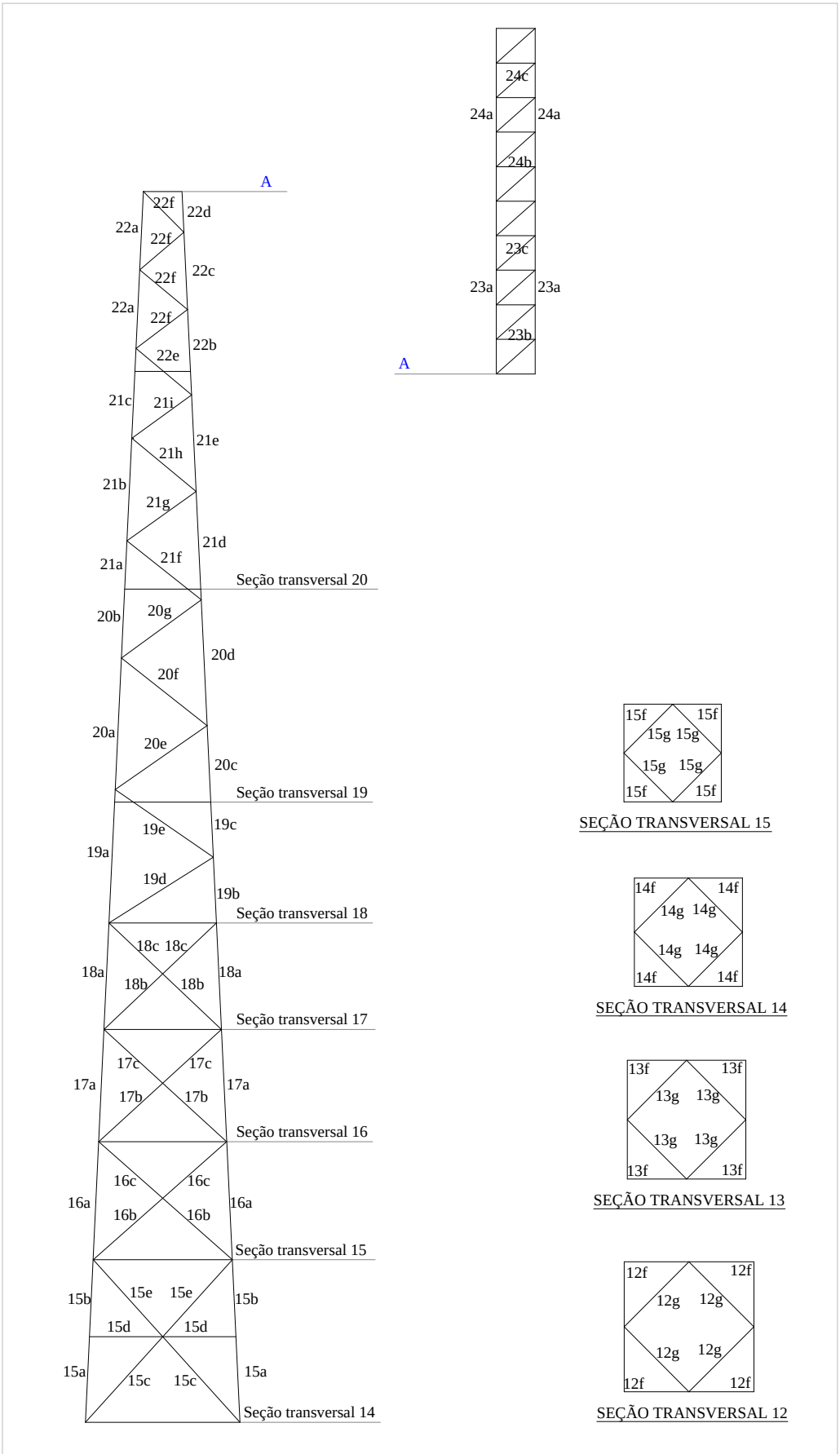


Figura C-1c – Identificação dos elementos

APÊNDICE D

REGISTRO FOTOGRÁFICO

REGISTRO FOTOGRÁFICO

Foto 1

Foto 2

Foto 3

Foto 1 a 3 - Torre treliçada investigada - Situação após colapso – Porto Alegre - RS

Foto 4

Foto 5

Foto 6

Foto 7

Fotos 4, 5, 6 e 7 – Detalhes de uma torre na cidade de Salvador – Ba com as mesmas dimensões (largura da base e altura) e elementos da torre colapsada na cidade de Porto Alegre - RS

Foto 7 – Mostra a fragilidade de um dos elementos montantes da base (um dos 4 elementos mais carregados da estrutura)

Foto 8

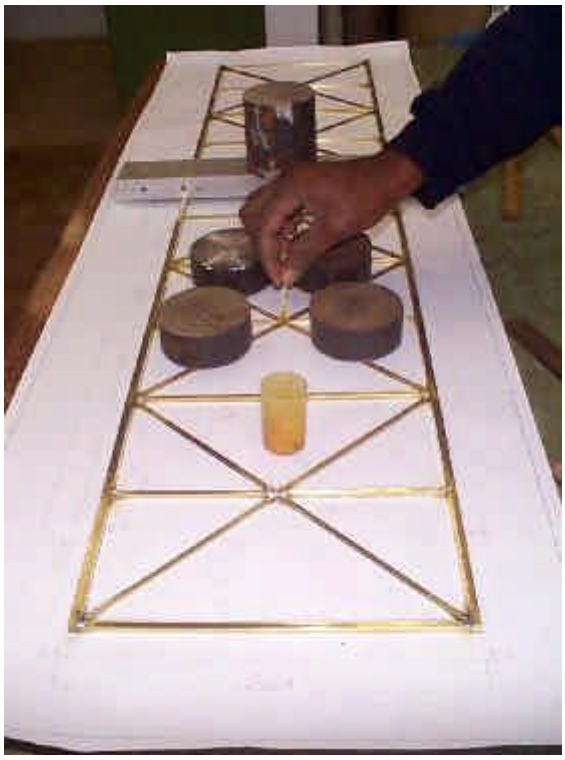


Foto 9

Foto 10

Foto 11

Fotos 8 a 11 – Fabricação dos reticulados planos (Faces laterais da torre em latão).

Foto 12

Foto 13

Foto 14

Fotos 12 e 13 – Montagem do eixo tubular no reticulado plano de medição.

Foto 14 – Reticulados planos de medição e de proteção prontos para serem instalados no Túnel de Vento.

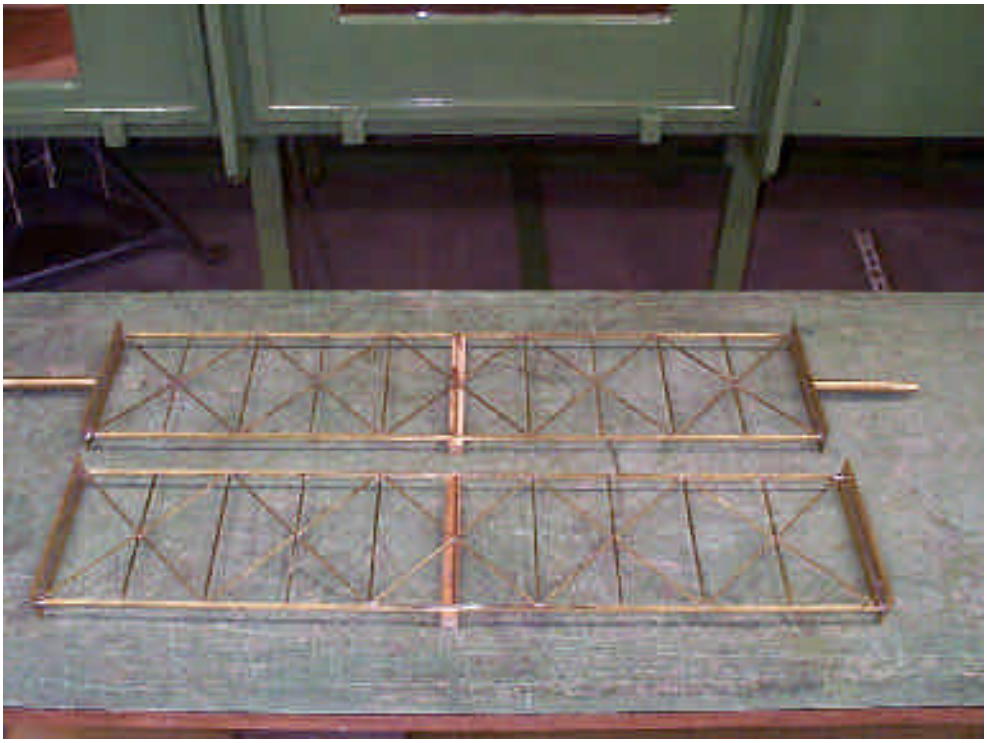


Foto 15 – Reticulados planos de medição e de proteção com $\phi = 0,13$

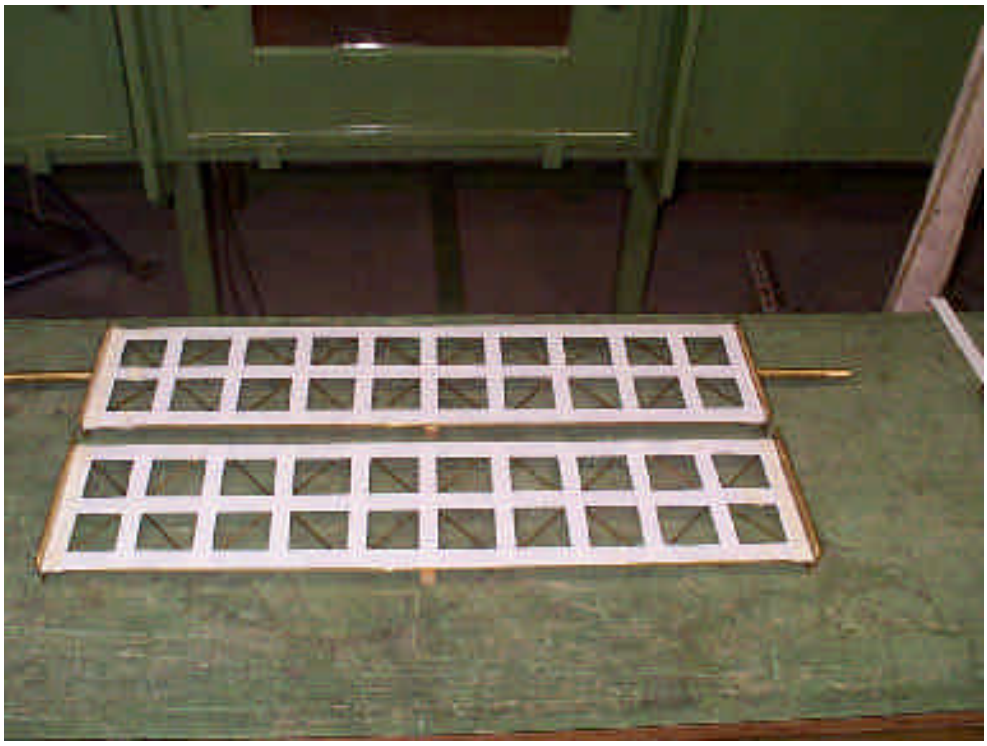


Foto 16 – Reticulados planos de medição e de proteção com $\phi = 0,60$

Foto 17 - Reticulado plano de medição instalado no Túnel de Vento

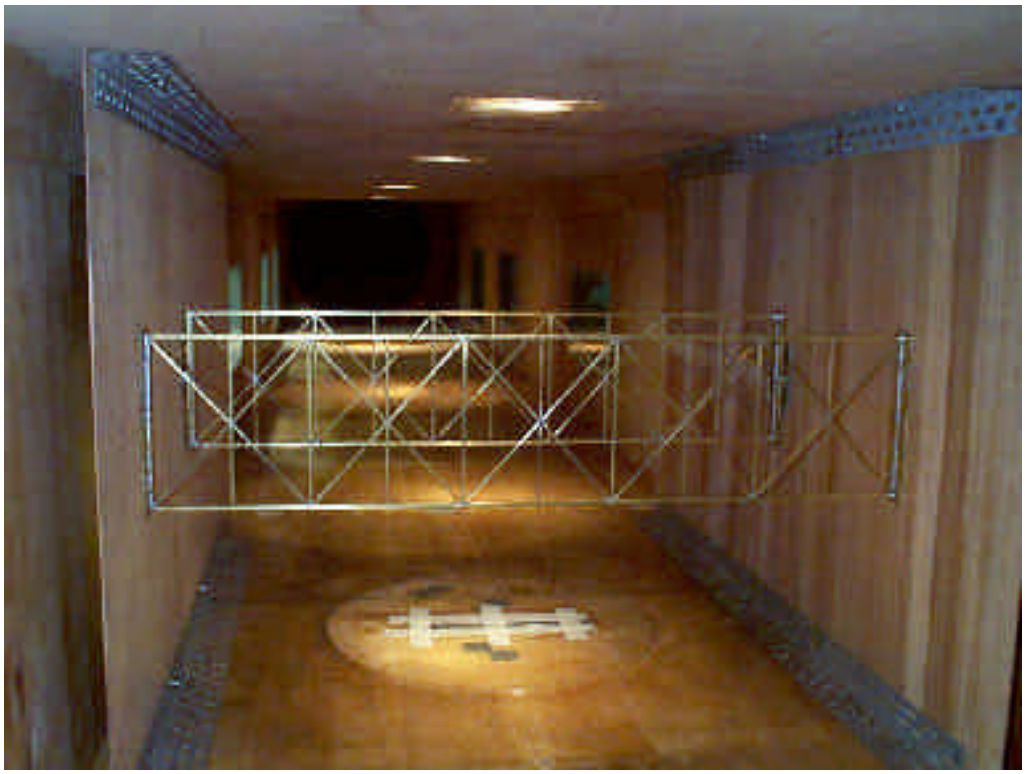


Foto 18 - Reticulado plano de medição e de proteção instalado no Túnel de Vento, com afastamento e=2

Foto 19

Foto 20:

Fotos 19 e 20 – Vista interna da câmara de ensaios com os reticulados de proteção e de medição instalados com duas placas de madeira laterais para garantir um fluxo bidimensional de vento no modelo. Ao fundo observa-se na câmara de simuladores, o simulador de vento turbulento.

Foto 21 – Reticulado de medição com tiras de poliestireno simulando o índice de área exposta $\phi = 0,33$

Foto 22 - Reticulados de medição e de proteção com tiras de poliestireno simulando o índice de área exposta $\phi = 0,33$, instalados no Túnel de Vento com afastamento e = 2.

Foto 23

Foto 24

Fotos 23 e 24 – Reticulados de medição e de proteção com tiras de poliestireno simulando índice de área exposta $\phi = 0,33$ e afastamentos (e) iguais a 2 e 3.

Foto 25 - Reticulado de medição com tiras de poliestireno simulando o índice de área exposta $\phi = 0,60$

Foto 26 - Reticulados de medição e de proteção com tiras de poliestireno simulando o índice de área exposta $\phi = 0,60$, instalados no Túnel de Vento com afastamento e = 0,5.

Foto 27

Foto 28

Foto 29

Fotos 27, 28 e 29 - Reticulados de medição e de proteção com tiras de poliestireno simulando índice de área exposta ϕ = 0,60 e afastamentos (e) iguais a 1, 2 e 3.

Foto 30

Foto 31

Foto 32

Foto 33

Fotos 30, 31, 32 e 33 – Fabricação do modelo em latão (montagem das 4 faces planas)

Foto 31 – Fabricação do modelo em madeira (colagem do reticulado plano)

Foto 34

Foto 35

Foto 36

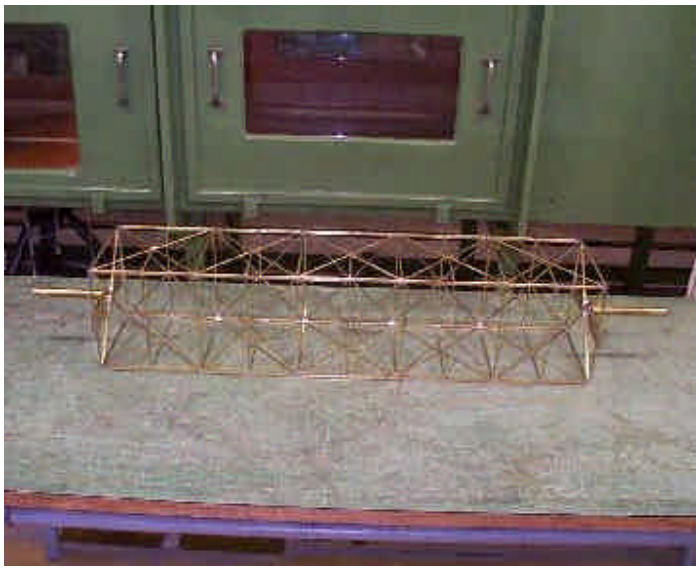


Foto 37

Fotos 34 e 35 – Montagem dos eixos cilíndricos no modelo em latão.

Fotos 36 e 37 – Modelo em latão pronto para testes no Túnel de Vento.

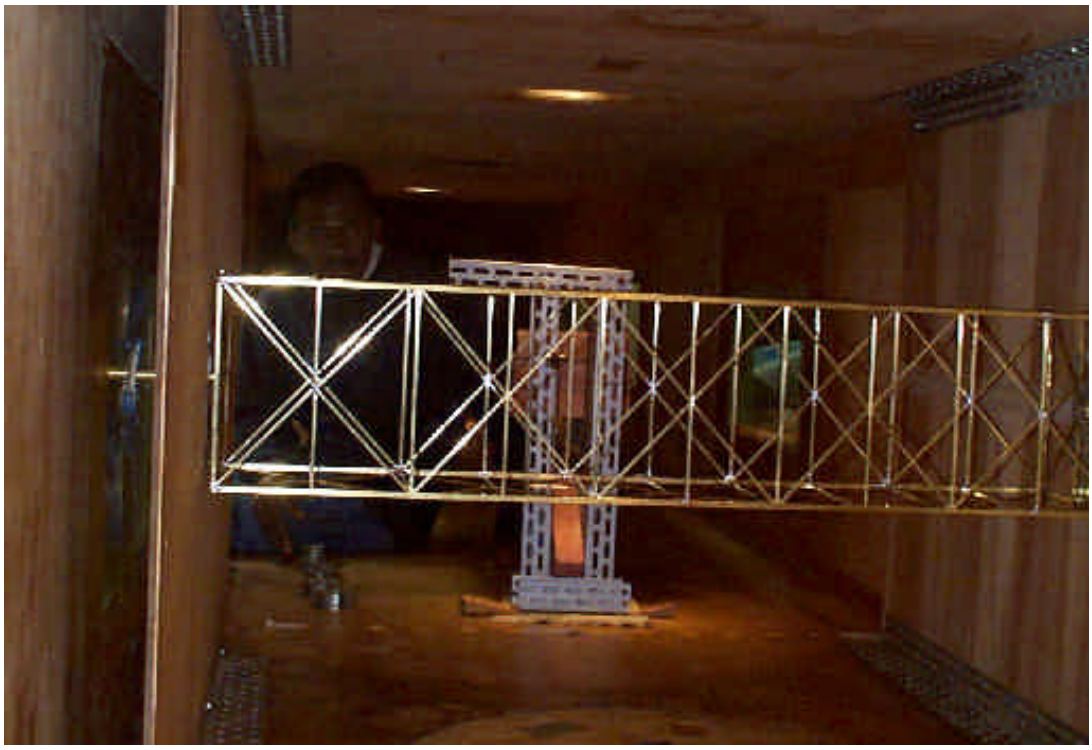


Foto 38 – Aparato de calibração para força longitudinal e de torção

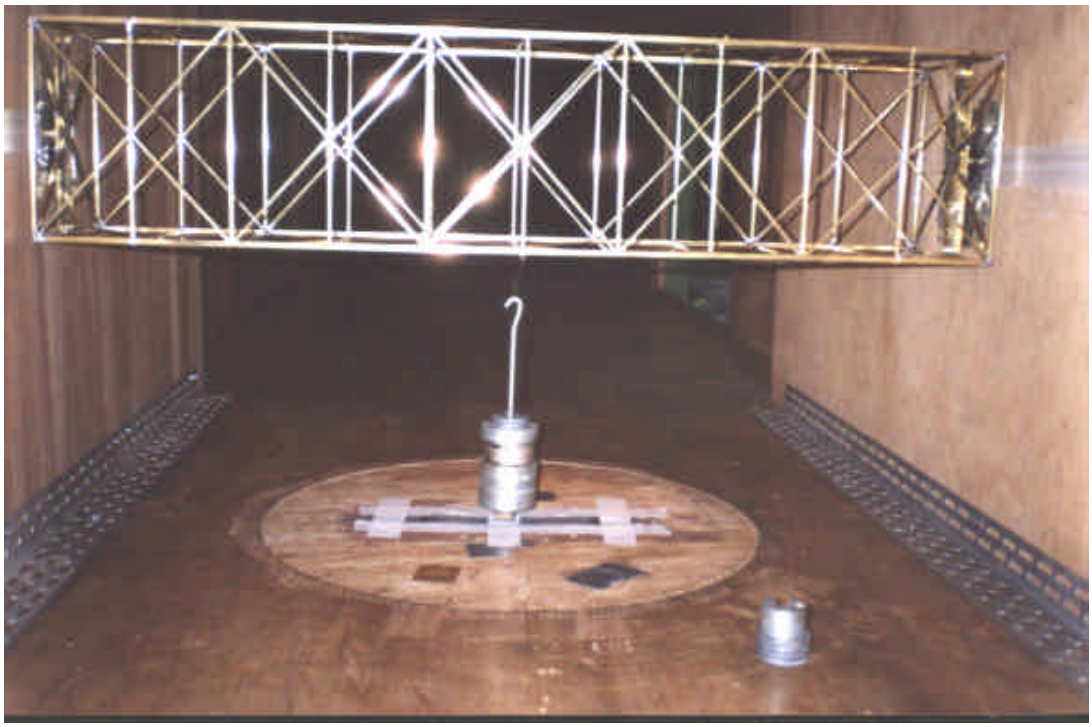


Foto 39 – Aparato de calibração para força vertical ou de sustentação aplicado no centro

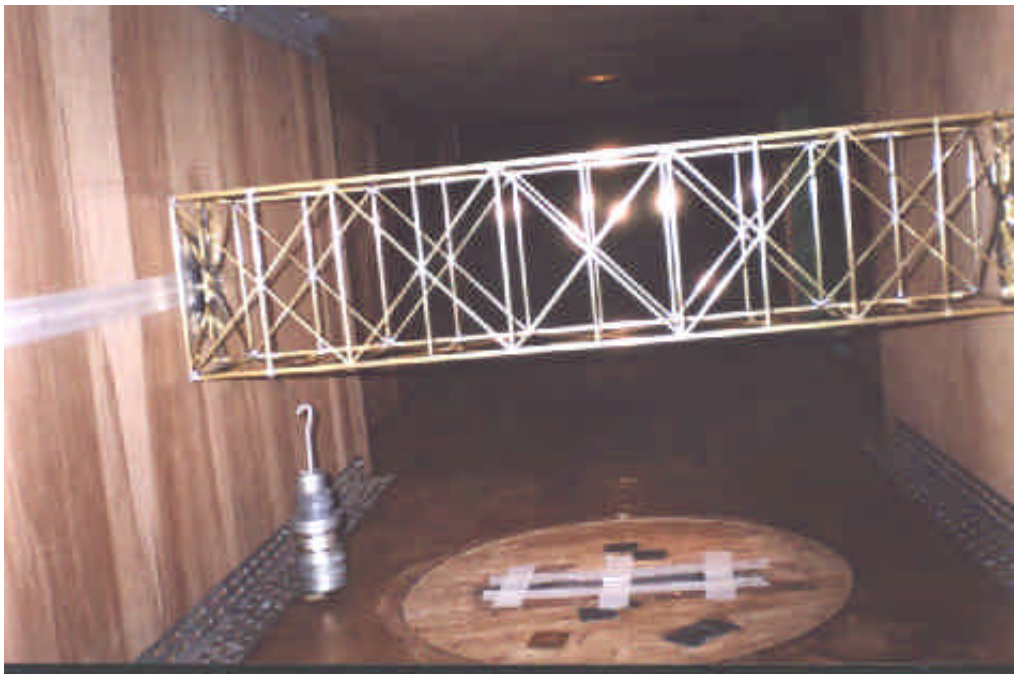


Foto 40 - Aparato de calibração para força vertical ou de sustentação aplicado na extremidade.

Foto 41 – Montagem da torre de madeira

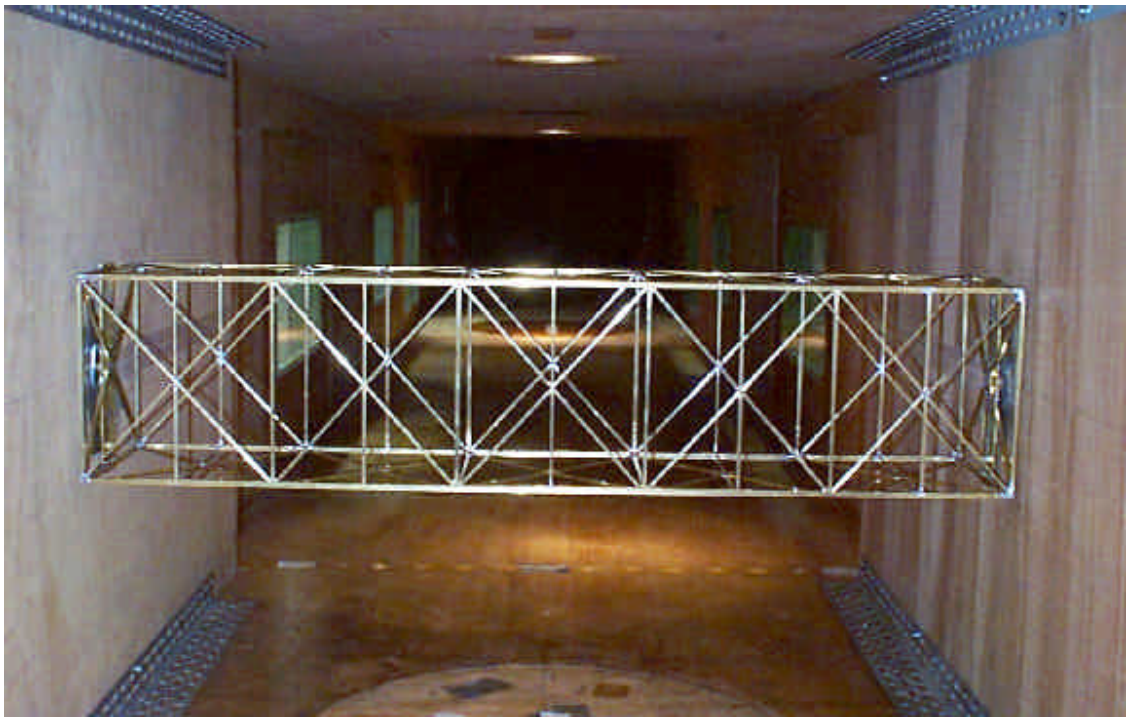


Foto 42 – Ensaio na torre de latão (modelo 4) – ângulo de incidência = 0°

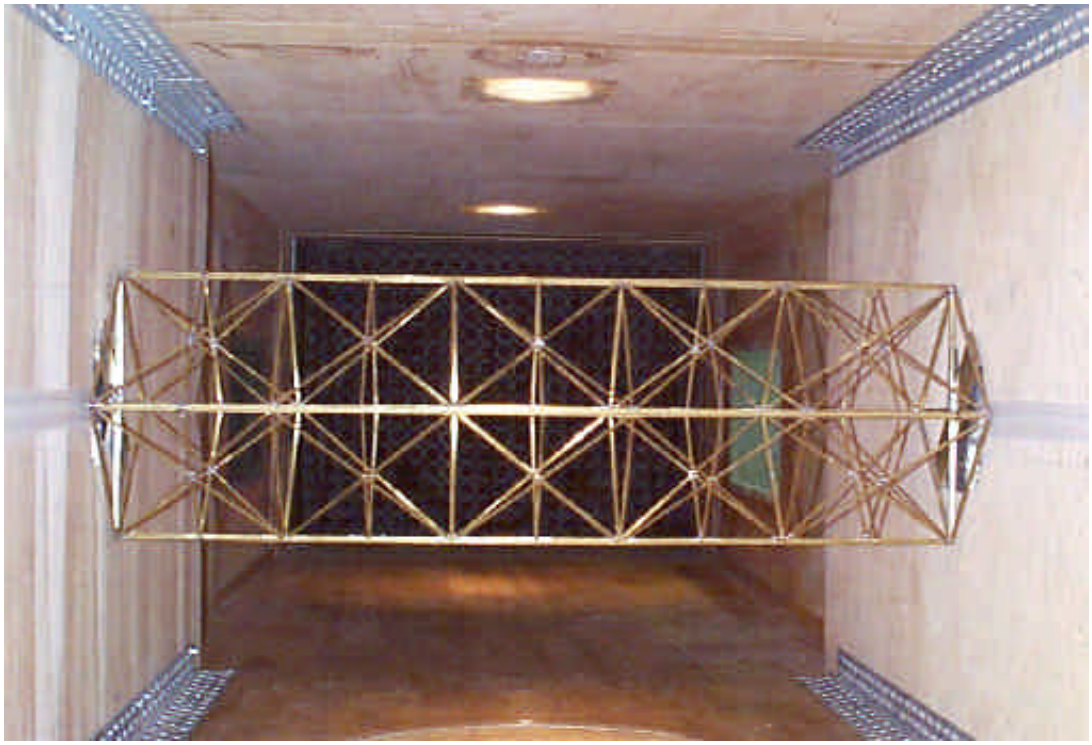


Foto 43 – Ensaio na torre de latão (modelo 4) – ângulo de incidência = 45°

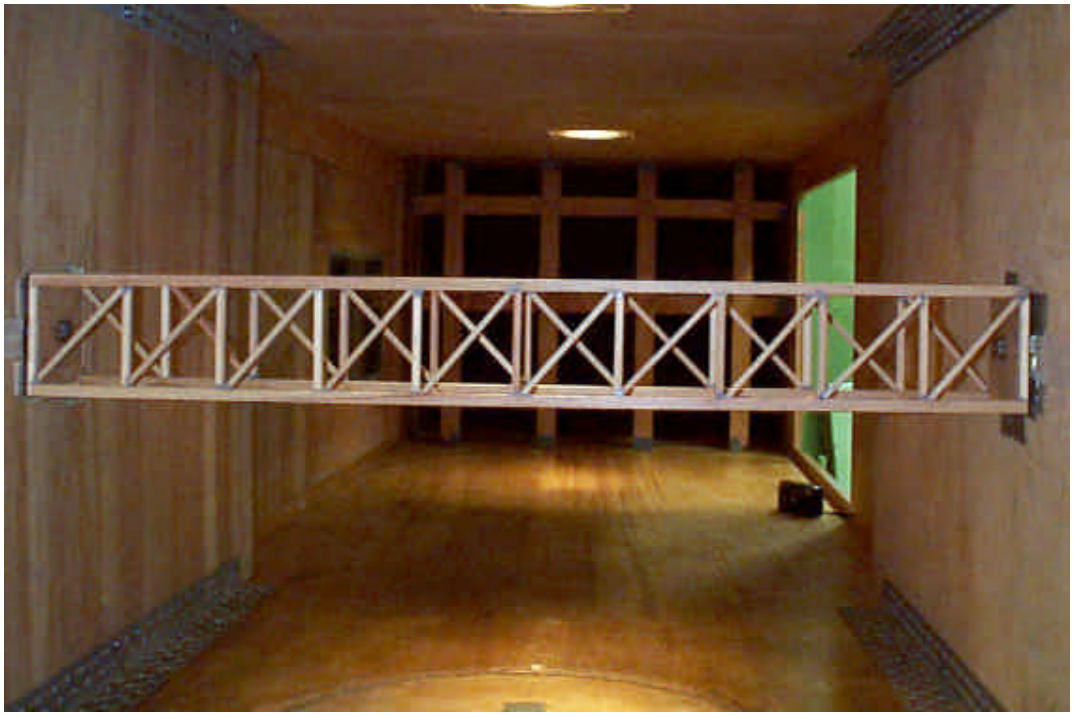


Foto 44 – Torre de madeira (modelo 5) posicionada no Túnel de Vento

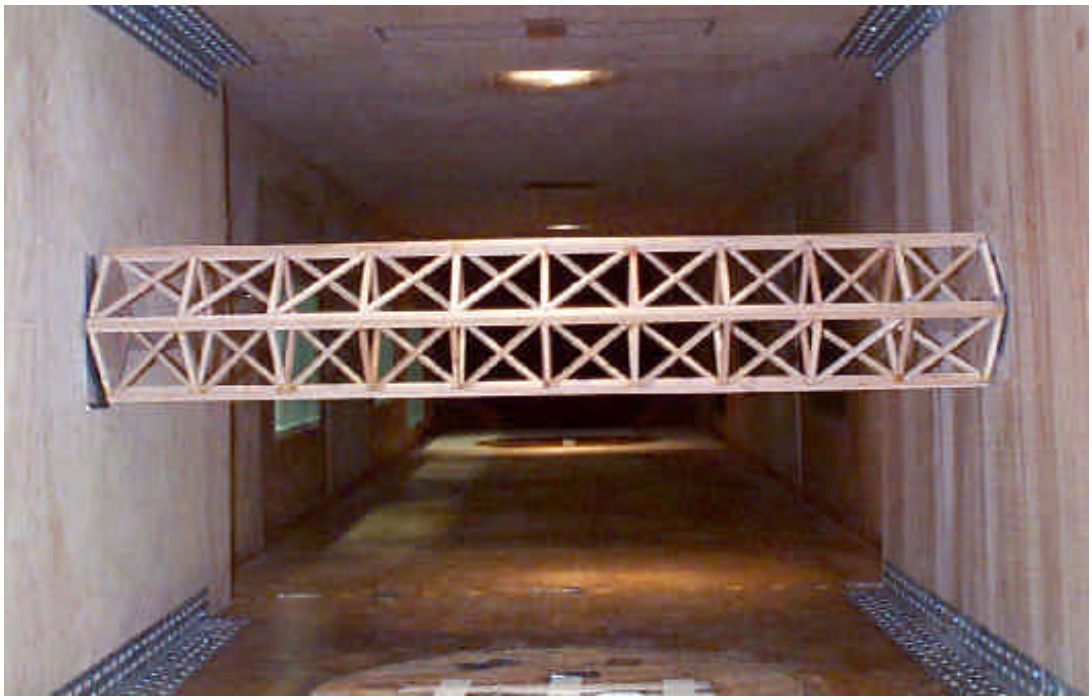


Foto 45 – Ensaio na torre de madeira (modelo 5) – ângulo de incidência = 45°

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – NBR – 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações, 1987. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT – NBR – 8800 – Projeto e Execução de Estruturas de Aço em Edifícios (Método dos Estados Limites), 1986. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

AISC – Load & Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings. Commentary on the AISC LRFD Specification, 2000.

ASCE – Guidelines for Eletrical Transmission Line Structural Loading. Manuals and Reports on Engineering Practice n° 74. American Society of Civil Engineers. New York, N.Y.

ASCE – Design of Latticed Steel Transmission Structures. Published by the American Society of Civil Engineers. New York, N.Y., 1991.

Bayar, D.C. - **Drag Coefficients of Latticed Towers.** Journal of Structural Engineering – ASCE. Volume 112 – Number 2, page 417 – Feb 1986.

Benévolo, Nahul **– Torres para Linhas de Transmissão** – Fascículo nº 14. Serviço de Processamento Gráfico – PUC/RJ, 1981. Rio de Janeiro, RJ.

Blessmann, Joaquim (1982) **– The Boundary Layer TV-2 Wind Tunnel of the UFRGS.** Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 10 (1982) 231-248.

Blessmann, Joaquim **– Intervalo de Tempo para Cálculo da Velocidade Básica do Vento**. 3ª edição. Ed. Universidade/UFRGS, 1988. Porto Alegre, RS.

Blessmann, Joaquim **– Tópicos de normas de vento**. 2ª edição. Ed. Universidade/UFRGS, 1990. Porto Alegre, RS.

Blessmann, Joaquim **– Aerodinâmica das construções**. 2ª edição. Ed. Sagra, 1990. Porto Alegre, RS.

Blessmann, Joaquim **– O Vento na Engenharia Estrutural**. Ed. Universidade/UFRGS, 1995. Porto Alegre, RS.

Blessmann, Joaquim **– Introdução ao Estudo das Ações Dinâmicas do Vento**. Ed. Universidade/UFRGS, 1998. Porto Alegre, RS.

Blessmann, Joaquim **– Acidentes causados pelo Vento**. 4ª edição. Ed. Universidade/ UFRGS, 2001. Porto Alegre, RS.

Carril Júnior, Celio Fontão – **Análise Numérica e Experimental do Efeito Dinâmico do Vento em Torres Metálicas Treliçadas para Telecomunicações** – Tese de Doutorado. USP, São Paulo, SP, 2000.

Clough, Ray W**.** and **Penzien,** Joseph **– Dynamics of Structures** – Second Edition. EUA. McGraw-Hill, Inc.,1993. New York, N.Y.

Davenport, A.G. – **The Buffeting of Structures by Gusts.** In: Symposium nº 16, Wind Effects on Buildings and Structures. Teddington/England, V.1, Paper 9, page 357–391, 1963.

Davenport, A.G. – **Gust Response Factors for Transmission Line Loading** – Transmission Line Loading (colorado, 1979).

Eiffel, G. – **Résistance de l'air et l'aviation** : expériences effectuées au laboratoire du Champ-de-Mars. Paris, Dunod, 1911.

Flachsbart, O. – **Wind pressure on solid-walled and framed structures** – Memóires. Association Internationale des Ponts et Charpentes, V.1, p. 153-72, 1932.

Flachsbart, O. – **Messungen na ebenen und gewölbten Platten** – Ergebnisse der Aerodynamischen Versuchsanstalt zu Göttingen, (4) p.96-100, 1932.

Georgiou, P.N. – **A study of the wind loads on building frames**. London, 1979. 182p. These (Master degree). Faculty of Engineering Science, University of Western Ontario.

Georgiou, P.N.; **Vickery**, B.J. – **Wind loads on building frames**. In: International Conference, 5., Fort Collins, 1979. Proceedings. Oxford, Pergamon, 1980. V.1, p.421-33.

Gould, R.W.F.; **Raymer**, W.G. – **Measurements over a wide range of Reynolds numbers of the wind forces on models of lattice frameworks with tubular members**. S.L., National Physical Laboratory, 1972. (NPL-Mar-Sci-5-72) Memóires. Association Internationale des Ponts et Charpentes, V.1, p. 153-72, 1932.

Holmes, J. D. - **Along-Wind Response of Lattice Towers: Part I – Derivation of Expressions for Gust Response Factor**. The Journal of Earthquake, Wind and Ocean Engineering . Volume 16 – Number 4, page 287 – May 1994 – ELSEVIER SCIENCE Ltd

Holmes, J. D. - **Along-Wind Response of Lattice Towers: Part II – Aerodynamic Dampimg And Deflections.** The Journal of Earthquake, Wind and Ocean Engineering. Volume 18 – Number 7, page 483 – July 1996 – ELSEVIER SCIENCE Ltd.

Holmes, J. D. - **Along-Wind Response of Lattice Towers: Part III – Effective Load Distributions.** The Journal of Earthquake, Wind and Ocean Engineering. Volume 18 – Number 7, page 489 – July 1996 – ELSEVIER SCIENCE Ltd.

Loredo-Souza, Acir M. – **The Behaviour of Transmission Lines Under High Winds** - Tese de Doutorado. Faculty of Graduate Studies. The University of Western Ontario, 1996, London, Ontario, Canadá

Monk, P.E. – **Structural Failure of Transmission Towers Under High Wind Loads**. A project submited in partial fulfilment of the requirements for the Degree of Master of Engineering in the University of Canterbury – New Zealand – 1980.

Sachs, Peter. **Wind Forces in Engineering,** 2º ed. Pergamon Press, New York, N.Y. 1978.

Simiu, E. and **Scanlan,** R.H. **– Wind Effects on Structures. Na Introduction to Wind Engineering**, 2º ed. , John Wiley and Sons, New York, N.Y. 1986.

Smith, B.W and **Bayar,** D.C. **- Drag Coefficients of Latticed Towers – Discussion.** Journal of Structural Engineering – ASCE. Volume 113 – Number 9, page 2089 – Sep 1987.

Taylor, A. **The relevance to a constructor**: The modern design of wind-sensitive structures. In: SEMINAR AT INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS, London, 1970. Proceedings. London, ICE, 1970. Paper1, p.11-5.

Vickery, B.J. **On the Flow Behind a Coarse Grid And Its Use As a Model Of Atmospheric Turbulence in Studies related to Wind Loads On Buildings.** Teddington/England. National Phisical Laboratory, NPL Aero Report 1143, 1965.

Vickery, B.J. (1982) **Aeroelastic Modeling of Chimneys and Towers. In: Proceedings of the International Workshop on Wind Tunnel Modeling Criteria and Techniques in Civil Engineering Applications,** Gaithersburg, Marylan, USA, April 1982.

Whitbread, R.E. – **The influence of shielding on the wind forces experienced by arrays of lattice frames**. Teddington, National Maritime Institute, 1981. (NMI R113).