



UNIVERSIDADE DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO
CENTRO DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS
FACULDADE DE ENGENHARIA



PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



Marcel Isandro Ribeiro de Oliveira

**Análise Estrutural de Torres de Transmissão de Energia
Submetidas aos Efeitos Dinâmicos Induzidos pelo Vento**

Rio de Janeiro
2006

Marcel Isandro Ribeiro de Oliveira

**Análise Estrutural de Torres de Transmissão de Energia
Submetidas aos Efeitos Dinâmicos Induzidos pelo Vento**

**Dissertação de Mestrado apresentada como requisito
parcial para obtenção do grau de mestre, pelo Programa
de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade
do Estado do Rio de Janeiro.**

**Orientador: Prof. José Guilherme Santos da Silva
Co-orientador: Prof. Sebastião Arthur Lopes de Andrade**

**Rio de Janeiro
2006**

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ/REDE SIRIUS/NPROTEC

O48 Oliveira, Marcel Isandro Ribeiro de.
Análise estrutural de torres de transmissão de energia submetidas aos efeitos dinâmicos induzidos pelo vento / Marcel Isandro Ribeiro de Oliveira. – 2006.
130 f. : il.

Orientador : José Guilherme Santos da Silva
Co-orientador: Sebastião Arthur Lopes de Andrade
Dissertação (mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Aço – Estrutura – Teses. 2. Linhas elétricas – Postes e Torres – Teses. 3. Ventos – Teses. 4. Engenharia civil – Teses. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Andrade, Sebastião Arthur Lopes de. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 624.014.2

Análise Estrutural de Torres de Transmissão de Energia Submetidas aos Efeitos Dinâmicos Induzidos pelo Vento

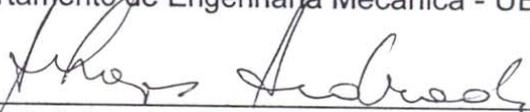
Marcel Isandro Ribeiro de Oliveira

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PGECIV, da Faculdade de Engenharia, FEN, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Ênfase: Estruturas.

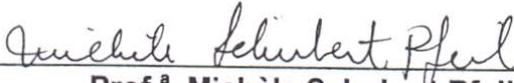
Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada



Prof. José Guilherme Santos da Silva, DSc - Presidente
Departamento de Engenharia Mecânica - UERJ



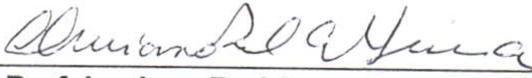
Prof. Sebastião A. L. de Andrade, PhD
Departamento de Estruturas e Fundações - UERJ



Prof^a. Michèle Schubert Pfeil, DSc
COPPE - UFRJ



Prof. Pedro C. G. da S. Vellasco, PhD
Departamento de Estruturas e Fundações - UERJ



Prof. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, DSc
Departamento de Estruturas e Fundações - UERJ

Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Março de 2006

A Deus.

Agradecimentos

Ao Professor José Guilherme, pelas horas de trabalho empregadas na minha formação desde a época da graduação e pela dedicada orientação no desenvolvimento desse trabalho.

Aos demais professores do programa de mestrado, pelo empenho na transmissão de seu conhecimento durante as aulas.

A toda minha família, pelo apoio constante e incondicional durante todo o curso de mestrado.

À minha namorada Nathalie, pela ajuda nos momentos difíceis e por entender perfeitamente a minha ausência durante os períodos mais apertados do curso.

Aos colegas Rafael, Ricardo, Luiz Eduardo, Pedro e Silvia, por sempre estarem dispostos a ajudar e pelos momentos de descontração proporcionados.

Aos funcionários do laboratório de computação do programa de pós-graduação (Rodolfo, Walter e Márcia), por sempre manterem o laboratório em condições ideais para o trabalho dos alunos de mestrado.

Aos amigos Teófilo e Luiz, pelas intermináveis conversas sobre engenharia e pelos grandes momentos de descontração.

À fundação CAPES pelo apoio financeiro concedido.

Resumo

Oliveira, Marcel Isandro Ribeiro de. **Análise Estrutural de Torres de Transmissão de Energia Submetidas aos Efeitos Dinâmicos Induzidos pelo Vento**. Rio de Janeiro, 2006. 150p. (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

Na prática corrente do projeto de torres de aço treliçadas utilizadas para suportar linhas de transmissão de energia elétrica, a avaliação do comportamento dinâmico das estruturas, de maneira geral, não é considerada. Contudo, o principal carregamento a ser considerado na análise estrutural das torres de transmissão de energia elétrica é produzido pelo vento, que atua de forma dinâmica sobre o sistema estrutural formado pelos cabos e pelas torres. Além disso, muitas estruturas desse tipo apresentam características dinâmicas desfavoráveis, o que as tornam mais vulneráveis a ação do vento. Tendo em vista que muitos acidentes envolvendo torres desse tipo ocorrem ainda que a velocidade de vento utilizada no projeto não tenha sido atingida, é possível que em muitos casos o colapso tenha sido governado pelas ações dinâmicas. Assim sendo, esse estudo tem por objetivo a utilização de uma metodologia de análise estrutural que possibilite uma avaliação mais completa acerca do comportamento das torres de transmissão de energia, considerando, obviamente, as características dinâmicas do sistema. Este trabalho de pesquisa utiliza um modelo de elementos finitos capaz de reproduzir com fidelidade o comportamento acoplado entre os cabos da linha de transmissão e estrutura quando submetidos aos carregamentos dinâmicos e não determinísticos produzidos pelo vento. O modelo tridimensional estudado é constituído por elementos finitos de pórtico e treliça espacial e considera o efeito de não-linearidade geométrica decorrente, principalmente, dos grandes deslocamentos sofridos pelos cabos e isoladores. O carregamento do vento é modelado como um processo aleatório a partir das suas propriedades estatísticas. Os resultados obtidos ao longo desse estudo mostram que a parcela dinâmica da resposta das estruturas pode ser determinante no seu comportamento. Nesse caso, a utilização de uma análise estrutural estática pode resultar no mau dimensionamento das torres e, conseqüentemente, em possíveis acidentes.

Palavras-chave

Torres de Transmissão de Energia; Efeitos Aerodinâmicos; Carregamentos do Vento; Estruturas de Aço; Modelagem Computacional; Modelagem Não Determinística.

Abstract

In the current design process of steel latticed towers used to support electrical transmission lines, the structure's dynamic behaviour is not considered. However, the main loading to be taken into account in the electrical transmission line tower's structural analysis is produced by the wind, which acts dynamically over the structural system composed by towers and cables. In addition, it's not uncommon for slender towers to present disadvantageous dynamic properties, making them vulnerable to the wind action. Considering that many accidents associated to this kind of structure occur even for wind velocities below that specified in the design process, it's possible that most of these accidents have been produced by dynamic actions. Therefore, this study aims to develop a structural analysis method that allows for a more accurate evaluation of the electrical transmission tower's behaviour, considering its intrinsic dynamic effects. This study proposed the use of a finite element model that can accurately simulate the coupled behaviour between the transmission line cables and the suspension structures when subjected to the dynamic random loading produced by the wind. The proposed three-dimensional model is composed by beam and truss spatial finite elements and accounts for the geometric non-linearity effects produced by the large displacements associated to the line cables and insulators. The wind loading is modelled as a random process based on its statistical properties. Results obtained throughout this study have indicated that the dynamic response can be very meaningful for the system structural behaviour. In this case, the use of a static structural analysis can lead to a non-trustable design of the towers and, consequently, to potential structural failures.

Key-words

Transmission Line Towers; Aerodynamic Effects; Wind Loading; Steel Structures; Computational Modeling; Stochastic Modeling.

Sumário

1. Introdução	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Objetivos e Metodologia	2
1.3. Situação do Assunto	2
1.4. Escopo do Trabalho	6
2. Modelo Numérico-Computacional	8
2.1. Introdução	8
2.2. Modelo Numérico-Computacional	8
2.2.1. Discretização do modelo.....	9
2.2.2. Condições de Contorno e Carregamentos	12
2.2.3. Representação da Continuidade da Linha	14
2.2.4. Representação das Torres de Extremidade	15
2.3. Análise Estática Não-linear Geométrica	17
2.4. Análise Modal com Tensões Iniciais	17
2.5. Análise Dinâmica	18
2.6. Formulações para o Amortecimento	19
2.6.1. Coordenadas nodais e coordenadas generalizadas	19
2.6.2. Tipos de amortecimento	20
3. Modelagem do Carregamento Dinâmico do Vento	22
3.1. Considerações Gerais	22
3.2. Fundamentação Estatística	24
3.3. Função Densidade Espectral	31
3.4. Geração de Séries Temporais	33
3.5. Definição das Funções Temporais Correlacionadas	36
3.6. Carregamento Aerodinâmico	38

4. Modelo Estrutural	40
4.1. Introdução	40
4.2. Dados da Linha de Transmissão	40
4.2.1. Geometria da Torre de Transmissão	40
4.2.2. Materiais Utilizados	42
4.2.3. Perfis Estruturais	42
4.2.4. Cabos Condutores e Pára-raios	44
4.2.5. Cadeias de Isoladores	45
4.3. Carregamentos Aerodinâmicos	46
4.3.1. Cálculo da Velocidade Média	46
4.3.2. Simulação da Turbulência Atmosférica	47
4.3.3. Aplicação dos Carregamentos do Vento	49
4.4. Representação da Continuidade da Linha.....	53
4.5. Representação do Amortecimento	54
5. Resultados das Análises	56
5.1. Análise Estática Não-linear.....	56
5.1.1. Deslocamentos no topo da torre.....	56
5.1.2. Reações de apoio	58
5.1.3. Tração nas Cadeias de Isoladores	59
5.1.4. Esforços nos Condutores Elétricos e Pára-raios	59
5.1.5. Esforços nos Elementos da Estrutura.....	60
5.1.6. Considerações Sobre a Não-linearidade da Estrutura da Torre	61
5.2. Análise Modal da Estrutura Isolada.....	63
5.3. Análise Modal do Sistema Estrutural Completo	69
5.4. Análise Dinâmica no Domínio do Tempo.....	75
5.4.1. Deslocamentos no Topo da Torre	75
5.4.2. Reações de Apoio.....	79
5.4.3. Tração nas Cadeias de Isoladores	81
5.4.4. Esforços nos Condutores Elétricos e Pára-raios	82
5.4.5. Esforços nos Elementos da Estrutura.....	83
5.4.6. Flexão Global da Estrutura	87
5.4.7. Avaliação das Respostas no Domínio da Freqüência	89
5.5. Verificação da Resistência	91

5.6. Comparação entre as Análises Estática e Dinâmica	92
6. Considerações Finais.....	95
6.1. Introdução	95
6.2. Conclusões Alcançadas	95
6.3. Sugestões para Trabalhos Futuros	96
Anexo A. Métodos Numéricos Clássicos	104
A.1. Método de Newton-Raphson	104
A.1.1. Critérios de convergência.....	107
A.1.2. Exemplo de aplicação para o método de Newton-Raphson	108
A.2. Método de Newmark	114
Anexo B. Rotina Computacional para Simulação da Turbulência.....	119
Anexo C. Geometria da Estrutura	122

Lista de Figuras

- Figura 2.1 - Vista lateral do sistema estrutural proposto por Rodrigues [2]
- Figura 2.2 - Vista frontal da parte superior da torre
- Figura 2.3 - Ilustração do elemento finito de treliça espacial (Tipo 1) [4]
- Figura 2.4 - Ilustração do elemento finito de pórtico espacial de 2 nós (Tipo 2) [4]
- Figura 2.5 - Ilustração do elemento finito de pórtico espacial de 3 nós (Tipo 3) [4]
- Figura 2.6 - Condições de contorno e carregamento da 1ª fase
- Figura 2.7 - Condições de contorno e carregamento da 2ª fase
- Figura 2.8 - Condições de contorno e carregamento da 3ª fase
- Figura 2.9 - Fluxograma de análise
- Figura 2.10 - Inserção de elementos de mola na fronteira do modelo
- Figura 2.11 - Representação das torres extremas a partir de “superelementos”
- Figura 3.1 - Histórico de velocidade do vento
- Figura 3.2 - Isopleta da norma brasileira NBR 6123
- Figura 3.3 - Representação gráfica da autocovariância
- Figura 3.4 - Decaimento da autocovariância
- Figura 3.5 - Coeficiente de autocorrelação
- Figura 3.6 - Espectro de potência
- Figura 3.7 - Espectros de Davenport, Panowsky, Harris e Kaimal
- Figura 3.8 - Flutuação da velocidade do vento x tempo (s)
- Figura 3.9 - Esquema de distribuição das funções temporais
- Figura 3.10 - Função de covariância cruzada (τ nulo) para diferentes faixas de atuação
- Figura 3.11 - Função de autocovariância do processo
- Figura 3.12 - Pressão aerodinâmica (N/m^2) x tempo (s)
- Figura 4.1 - Silhueta da estrutura (dimensões em metro)
- Figura 4.2 - Arranjo dos cabos condutores CAA 636MCM-26/7
- Figura 4.3 - Arranjo dos fios para o cabo pára-raios
- Figura 4.4 - Detalhe das dimensões da biela de suspensão (dimensões em metro)
- Figura 4.5 - Divisão do modelo em faixas de aplicação das forças de vento
- Figura 4.6 - Função de covariância cruzada espacial lateral
- Figura 4.7 - Função de autocovariância
- Figura 4.8 - Ângulo de incidência do vento
- Figura 4.9 - Perfil vertical de velocidade média
- Figura 5.1 - Deslocamento lateral (m). Configuração deformada ampliada (12x)
- Figura 5.2 - Deslocamento lateral no ponto de suspensão central (m)

Figura 5.3 - Deslocamento lateral das cadeias de isoladores (m)

Figura 5.4 - Reações de apoio verticais

Figura 5.5 - Nomenclatura utilizada para os elementos avaliados

Figura 5.6 - Posicionamento do eixos y e z em relação ao perfil L

Figura 5.7 - Relação entre o momento fletor na base e o momento de referência

Figura 5.8 - Relação entre o momento M_b e o momento M_{ref} . Carga de vento ampliada

Figura 5.9 - Modo de vibração associado à frequência fundamental da torre

Figura 5.10 - Modo de vibração associado à 2ª frequência natural da torre

Figura 5.11 - Modo de vibração associado à 3ª frequência natural da torre

Figura 5.12 - Modo de vibração associado à 4ª frequência natural da torre

Figura 5.13 - Modo de vibração associado à 5ª frequência natural da torre

Figura 5.14 - Modo de vibração associado à 1ª frequência do sistema estrutural torres-cabos

Figura 5.15 - Modo de vibração associado à 2ª frequência do sistema estrutural torres-cabos

Figura 5.16 - Modo de vibração associado à 3ª frequência do sistema estrutural torres-cabos

Figura 5.17 - Modo de vibração associado à 4ª frequência do sistema estrutural torres-cabos

Figura 5.18 - Modo de vibração associado à 5ª frequência do sistema estrutural torres-cabos

Figura 5.19 - Numeração dos nós do topo da torre

Figura 5.20 - Deslocamento do ponto A na direção Y

Figura 5.21 - Deslocamento do ponto B na direção Y

Figura 5.22 - Deslocamento do ponto C na direção Y

Figura 5.23 - Histórico do ângulo do isolador central com a vertical

Figura 5.24 - Estação experimental de Hornsgrinde, Alemanha (1964). Referência [35]

Figura 5.25 - Numeração dos pontos de apoio da torre

Figura 5.26 - Histórico da reação de apoio vertical no ponto A_1

Figura 5.27 - Histórico da reação de apoio vertical no ponto “ B_1 ”

Figura 5.28 - Numeração para os elementos dos isoladores

Figura 5.29 - Carga de tração no isolador central B

Figura 5.30 - Tração no condutor central

Figura 5.31 - Tração no cabo pára-raios

Figura 5.32 - Esforço axial no elemento A2

Figura 5.33 - Esforço axial no elemento B2

Figura 5.34 - Esforço axial no elemento C2

Figura 5.35 - Esforço axial no elemento A4

Figura 5.36 - Esforço axial no elemento B4

Figura 5.37 - Esforço axial no elemento C4

Figura 5.38 - Convenção para os momentos fletores globais

Figura 5.39 - Relação entre o módulo do momento M_{by} e o máximo momento $M_{bx,max}$

Figura 5.40 - Densidade espectral da resposta, deslocamento transversal no ponto "B"

Figura 5.41 - Densidade espectral da resposta, tração no condutor central

Figura 5.42 - Densidade espectral da resposta, esforço normal no elemento A-1

Lista de Tabelas

Tabela 4.1 - Propriedades dos materiais

Tabela 4.2 - Perfis estruturais, dimensões no sistema métrico

Tabela 4.3 - Propriedades mecânicas dos perfis utilizados

Tabela 4.4 - Perfis associados ao trecho tronco-piramidal da torre

Tabela 4.5 - Trecho em “delta”

Tabela 4.6 - Perfis utilizados para a viga

Tabela 4.7 - Travejamentos horizontais

Tabela 4.8 - Propriedades do condutor CAA 636MCM-26/7

Tabela 4.9 - Propriedades dos cabos pára-raios

Tabela 4.10 - Valor da velocidade média e pressão aerodinâmica ao longo da altura

Tabela 4.11 - Coeficientes de arrasto para a estrutura da torre

Tabela 4.12 - Coeficientes de arrasto para os cabos e isoladores

Tabela 5.1 - Avaliação dos cabos condutores e pára-raios

Tabela 5.2 - Esforços nos elementos da estrutura

Tabela 5.3 - Freqüências naturais de vibração da torre f_{0i} (Hz)

Tabela 5.4 - Freqüências naturais e modos de vibração para o sistema estrutural completo

Tabela 5.5 - Resumo dos resultados para os deslocamentos

Tabela 5.6 - Resumo dos resultados para as reações de apoio verticais

Tabela 5.7 - Resumo dos esforços de tração nos isoladores

Tabela 5.8 - Avaliação dos cabos condutores e pára-raios

Tabela 5.9 - Esforços normais nos elementos

Tabela 5.10 - Comparação entre os valores dos deslocamentos nos pontos de suspensão

Tabela 5.11 - Comparação entre os valores das intensidades das reações de apoio verticais

Tabela 5.12 - Comparação entre os valores dos esforços tração nos isoladores

Tabela 5.13 - Comparação dos esforços nos condutores e pára-raios

Tabela 5.14 - Comparação dos esforços normais, N , nos elementos da estrutura

Lista de Símbolos

Matrizes e vetores

[C]	Matriz de amortecimento do sistema
{F}	Vetor de forças externas
{F _g }	Vetor de forças gravitacionais
{F _{e,v} }	Vetor de forças correspondente à parcela estática do vento
[K]	Matriz de rigidez global do sistema
[K _E]	Matriz de rigidez elástica
[K _G]	Matriz de rigidez geométrica
[M]	Matriz de massa do sistema
{u}	Vetor de deslocamentos
{ \dot{u} }	Vetor de velocidades
{ \ddot{u} }	Vetor de acelerações
{y}	Vetor de coeficientes modais
{ ϕ_i }	Vetor que exprime o i-ésimo modo de vibração do sistema

Letras romanas minúsculas

a _i	Amplitude do i-ésimo harmônico da função de flutuação da velocidade
c	Coefficiente de amortecimento viscoso
c _{cr}	Coefficiente de amortecimento crítico
e	Número de Euler
f	Freqüência
f _i	Freqüência correspondente ao i-ésimo harmônico da função de flutuação, v(t)
\hat{f}	Variável auxiliar da função de coerência, Coh ^{v1,v2}
g	Coefficiente de amortecimento estrutural
i	1º nó de um elemento finito; indexador de somatórios; raiz de -1
j	2º nó de um elemento finito

k	3º nó de um elemento finito
k_L	Coeficiente de rigidez de mola
p_y	Carregamento de vento linearmente distribuído na direção “y”
p_z	Peso específico linear
q	Parcela flutuante da pressão aerodinâmica
t	Tempo
u	Deslocamento
u_x	Translação no eixo “x”
u_y	Translação no eixo “y”
u_z	Translação no eixo “z”
\dot{u}	Velocidade
u_*	Velocidade de fricção
v	Parcela flutuante da componente longitudinal da velocidade do vento
v_1	Função flutuação da velocidade longitudinal do vento no ponto 1
v_2	Função flutuação da velocidade longitudinal do vento no ponto 2
\tilde{v}	Valor “rms” da flutuação da velocidade
v_0	Amplitude de uma função harmônica simples
x	Eixo coordenado; direção do eixo da linha de transmissão
y	Eixo coordenado; direção transversal ao eixo da linha de transmissão
z	Eixo coordenado; distância em relação ao solo
z_0	Comprimento de rugosidade

Letras romanas maiúsculas

A	Área frontal efetiva; Área de uma seção transversal
C_a	Coeficiente de arrasto
F	Força aerodinâmica
\bar{F}	Valor médio da componente longitudinal das forças de vento
F_N	Força normal
F_v^d	Força de dissipação por amortecimento viscoso

F_s^d	Força de dissipação por amortecimento estrutural
F_c^d	Força de dissipação por amortecimento de Coulomb
I_v	Intensidade da turbulência
C	Coefficiente de decaimento da função coerência
C_1	Valor da função de autocovariância para $\tau = \tau_1$
C_{1x}	Fator de decaimento da função coerência na direção horizontal
C_{1z}	Fator de decaimento da função coerência na direção vertical
C_a	Coefficiente de arrasto
C^v	Autocovariância do processo “v”
C^{v_1,v_2}	Covariância entre os processos v_1 e v_2
Coh^{v_1,v_2}	Função de coerência entre os processos v_1 e v_2
E	Módulo de elasticidade longitudinal
H	Componente horizontal da tração estática
L	Comprimento
L_x	Dimensão da projeção horizontal de um cabo
N	Número considerado para a divisão de um espectro
Q	Pressão aerodinâmica
\bar{Q}	Pressão aerodinâmica média
S^v	Densidade espectral do processo “v”
S^{v_1,v_2}	Densidade espectral entre os processos v_1 e v_2
$S_c^{v_1,v_2}$	Parcela real da função densidade espectral para os processos v_1 e v_2
$S_q^{v_1,v_2}$	Parcela imaginária da função densidade espectral para os processos v_1 e v_2
T	Período; intervalo de tempo
T_c	Tempo característico do processo aleatório
U_0	Velocidade média do vento na altura de referência
V	Componente longitudinal da velocidade do vento
\bar{V}	Valor médio da componente longitudinal da velocidade do vento
$\overline{V^2}$	Valor quadrado médio da função V
\bar{V}_z	Valor médio da componente longitudinal da velocidade do vento na altura “z”

Letras gregas minúsculas

θ	Ângulo de fase aleatório
ω_i	i-ésima frequência natural circular do sistema
μ	Coefficiente de atrito
ξ_i	Taxa de amortecimento associada ao i-ésimo modo de vibração
σ	Tensão normal, desvio padrão
τ	Tensão cisalhante, intervalo de tempo
τ_1	Intervalo de tempo para o qual a função de autocovariância vale C_1
ρ^v	Coefficiente de autocorrelação

Letras gregas maiúsculas

Δf	Intervalo de frequência
ΔL	Varição de comprimento

Lista de Abreviaturas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
LT	Linha de Transmissão
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
PR	Pára-raios
CE	Condutores Elétricos
TEE	Transmissão de Energia Elétrica
GL	Grau de Liberdade
rms	Root Mean Square

“O estudo em geral, a busca da verdade e da beleza são domínios em que nos é consentido ficar crianças toda a vida.”

Albert Einstein

1. Introdução

1.1. Generalidades

O desenvolvimento do sistema brasileiro de telecomunicações, bem como a necessidade natural de expansão das linhas de transmissão de energia são as principais razões para a utilização de torres de aço no Brasil.

As torres de aço treliçadas vêm sendo utilizadas de forma bastante abrangente, tendo a função de suportar antenas de telefonia móvel e de microondas ou de permitir a construção de linhas de transmissão de alta tensão ao longo do vasto território nacional.

A larga utilização desse tipo de estrutura proporcionou aos projetistas de estruturas de aço uma grande experiência na análise desse tipo de torre. No entanto, alguns colapsos associados, principalmente, à ação do vento são comuns a esse tipo de solução estrutural. Um exemplo típico dessas falhas foi o acidente ocorrido com algumas das torres da linha de transmissão de Itaipu no trecho entre as cidades de Foz do Iguaçu e Ivaiporã, no Paraná.

O acidente ocorreu em novembro de 1997, havendo a ruína de dez (10) torres sob ação das forças do vento que, na situação, chegou a atingir 130km/h (36m/s) [1]. Em 1998, no município de Uruguaiana, três torres da linha de 230kV da CEEE (Companhia Estadual de Energia Elétrica), empresa integrante do sistema da Eletrosul, ruíram durante um temporal acompanhado de ventos que haviam ultrapassado a velocidade de 80 km/h (22,2 m/s), conforme reportado por Rodrigues [2].

Nessa mesma época, os jornais registraram também que na cidade de Manoel Viana, próximo a Uruguaiana, os ventos haviam atingido 150 km/h (41,7 m/s) [2]. Vários outros acidentes envolvendo torres de telecomunicações e de transmissão de energia são citados por Blessman [3].

Devido ao baixo peso próprio das torres treliçadas e à rara ocorrência de terremotos no Brasil, o vento, salvo algumas exceções, torna-se o fator determinante no dimensionamento destas estruturas. Apesar disso, alguns dos acidentes envolvendo torres de transmissão de energia ocorrem mesmo sob ação de ventos de velocidade inferior à de projeto [2].

Isso significa que o critério probabilístico adotado na verificação (que normalmente prevê um tempo de retorno de 50 anos), nesses casos, foi violado, o que revela o desconhecimento sobre a real confiabilidade da estrutura e do sistema. Uma das possíveis justificativas para essas ocorrências pode ser atribuída à desconsideração da natureza dinâmica do carregamento do vento.

1.2. Objetivos e Metodologia

O objetivo deste trabalho consiste no desenvolvimento de uma metodologia adequada para a avaliação do comportamento dinâmico não-linear de torres de transmissão de energia elétrica quando submetidas aos efeitos do vento. Com uma avaliação mais fiel da resposta ressonante dessas estruturas será possível um conhecimento mais apurado sobre a sua real confiabilidade.

Os estudos a seguir são fundamentalmente numéricos, tendo como base a utilização do método dos elementos finitos (MEF). Para a análise não-linear dos modelos computacionais foi utilizado o programa de elementos finitos Ansys [4].

1.3. Situação do Assunto

Com objetivo de facilitar o acesso do leitor interessado, são apresentadas, a seguir, as descrições resumidas de alguns trabalhos relacionados ao estudo de torres de aço treliçadas.

Jensen e Folkestad [5] escreveram, em 1984, sobre a importância das medições de campo na análise do comportamento dinâmico de torres. Jensen e Folkestad descreveram e recomendaram técnicas de instrumentação necessárias para extração de valores importantes tanto para a análise de integridade estrutural quanto para análise das condições de serviço das torres.

Em 1986, Prickett *et al.* [6] publicaram um trabalho no qual o principal objetivo foi avaliar o comportamento das torres de transmissão no seu estado limite último. Para isso, Prickett *et al.* [6] utilizaram métodos de análise computacional aliados, inclusive, a ensaios experimentais em escala real.

Natarajan e Santhakumar [7], em 1993, estudaram o projeto de torres de transmissão de energia através de uma abordagem probabilística. O objetivo de seu trabalho era conseguir um projeto estrutural otimizado com pleno conhecimento da confiabilidade do sistema estrutural adotado.

Em 1994, Kahla [8] analisou, de forma numérica, os efeitos dinâmicos presentes na análise de torres metálicas estaiadas. Utilizando elementos não-lineares de cabo para representação dos estais e elementos de pórtico espacial para a representação do mastro, Kahla [8] analisou, inclusive, os efeitos produzidos pelo galope dos cabos.

Desai *et al.* [9], em 1995, apresentaram a formulação completa de um elemento finito de cabo para ser utilizado no estudo do galope dos condutores de linhas de transmissão de energia. A modelagem desenvolvida considerou não apenas as não-linearidades físicas e geométricas, incluindo também amortecimento não-linear. Um esquema especial para integração das equações de movimento foi desenvolvido.

Em 1995, Rao [10] desenvolveu uma metodologia para otimização de torres de transmissão de energia. Em seu estudo, foi considerada tanto a otimização da geometria quanto da massa da estrutura. Alguns dos parâmetros de projeto foram tomados segundo regras da lógica fuzzy.

Ghazalyt e Khaiatz [11] publicaram, em 1995, um estudo de caso de projetos de torres estaiadas para telecomunicações. O trabalho discutiu os vários aspectos não-lineares envolvidos na análise de simulação computacional desse tipo de estrutura. Foi analisado um modelo tri-dimensional de uma torre de 600m de altura.

Em 1996, Ghobarah *et al.* [12] propuseram uma metodologia de análise na qual a movimentação das fundações, provocada por abalos sísmicos, não ocorre de maneira uniforme. Foi apontado que as estruturas de linhas de transmissão de energia ficam bem distantes umas das outras e que a consideração de excitação uniforme de suas bases nem sempre leva às solicitações mais desfavoráveis.

Mikitarenko e Perelmuter [13] analisaram, em 1998, o efeito de fadiga nas torres de aço. Para isso, foi proposto um modelo para representação do histórico de tensões atuantes nos membros da estrutura. As análises realizadas consideraram diferentes níveis de amortecimento. O principal objetivo era o de avaliar a vida útil das estruturas perante as vibrações provocadas pelo vento.

Baranov e Zevin [14] apresentaram, em 1998, um “software” desenvolvido, especialmente, para o projeto de torres de transmissão de energia. Os principais recursos do programa consistiram na determinação de envoltórias de esforços e na automatização do cálculo dos esforços devidos ao vento atuante nos cabos e na própria estrutura.

Wahba, Madugula e Monforton [15] desenvolveram, em 1998, um estudo sobre modelos numéricos aplicados à análise de torres estaiadas para telecomunicações. Nesse trabalho foi ressaltada a importância da consideração dos efeitos de não-linearidade, presentes mesmo quando os carregamentos considerados são os de serviço. Três diferentes estratégias de modelagem foram consideradas para seis diferentes estruturas, sendo realizadas comparações quantitativas e qualitativas.

Em 1998, Madugula e Wahba [16] propuseram dois diferentes modelos de elementos finitos para a simulação dinâmica de torres estaiadas. O trabalho contou com uma análise modal experimental de modelos reduzidos das estruturas. Os autores chegaram a bons resultados ao comparar seus modelos experimentais aos modelos numéricos desenvolvidos.

Em 1999, Rodrigues [2] dissertou sobre o colapso de torres de transmissão de energia sob ação do vento, propondo uma nova modelagem do sistema estrutural considerando o conjunto formado por torre, cadeias de isoladores e cabos. O objetivo principal do seu trabalho foi investigar as possíveis causas de alguns acidentes associados

à ruína de torres de transmissão de energia. O trabalho ressaltou a importância das bielas que representam as cadeias de isoladores no comportamento dinâmico do sistema.

Kahla [17], em 2000, publicou um artigo no qual reportava a modelagem da ruptura de um dos cabos de uma torre de aço estaiada. A resposta dinâmica da torre foi analisada através de um “software” do próprio autor. A ruptura de um dos cabos, desconsiderando-se as ações do vento, foi apontada como uma hipótese crítica de carregamento para esse tipo de estrutura.

Em 2001, Magalhães e Chagas [18] apresentaram um artigo no qual foi discutida a confiabilidade das linhas de transmissão de Itaipu. O artigo abordou vários acidentes ocorridos e mostrou soluções alternativas para o reforço estrutural das torres existentes.

Andrade e Borges [19] publicaram, em 2001, trabalho sobre a consideração do vento no projeto e recapacitação de linhas de transmissão. O estudo envolveu, principalmente, estratégias para o aumento do banco de dados sobre as características dos ventos no território nacional.

Repetto e Solari [20] também se dedicaram ao estudo do fenômeno de fadiga em estruturas esbeltas. Em 2001, publicaram artigo no qual propunham um modelo matemático para correta previsão do número de ciclos de carga suportado por essas estruturas.

Em 2001, Jasim e Galeb [21] fizeram algumas considerações sobre a otimização das estruturas de telecomunicações. Além da otimização das seções transversais dos elementos, as coordenadas dos nós também foram consideradas variáveis de projeto, o que configura a otimização geométrica da estrutura.

Chen e Xu [22] propuseram, em 2001, um método racional para avaliação da resposta dinâmica de estruturas esbeltas amortecidas artificialmente. Foi desenvolvido um sistema capaz de estimar a eficiência dos aparelhos amortecedores com base em dois diferentes modelos numéricos. Primeiramente, um modelo de elementos finitos em três dimensões foi considerado de forma estática. A partir desse primeiro modelo foi possível gerar as matrizes de rigidez, massa e amortecimento equivalentes para um modelo mais simplificado, bi-dimensional com matriz de massa concentrada. Esse modelo simplificado foi, então, submetido aos carregamentos dinâmicos provocados pelo vento. A integração das equações de movimento baseadas no modelo bi-dimensional resultaram numa demanda computacional muito menor, propiciando um estudo paramétrico mais eficiente do posicionamento e dimensionamento dos atenuadores dinâmicos.

Savory *et al.* [23], em 2001, escreveram sobre a modelagem da incidência de ventos de alta intensidade, como aqueles gerados durante tornados, em linhas de transmissão de energia. Eles afirmaram que as falhas das torres de transmissão expostas a esse tipo de fenômeno estão relacionadas, principalmente, a hipóteses de carregamento desconsideradas no projeto. O principal objetivo de seu trabalho foi, então, modelar os

carregamentos provenientes de tornados, resultando em nova hipótese de carga para o projeto.

Rao e Kalyanaraman [24], em 2001, executaram análises de simulação computacional não-lineares de painéis de torres de aço treliçadas. Foram considerados nas análises tanto os efeitos de não-linearidade geométrica quanto os efeitos de plasticidade. Os resultados das análises foram comparados a ensaios experimentais, sendo realizada a calibração do modelo. Com base nessas análises, tornou-se possível a determinação dos esforços nos contraventamentos secundários, dados esses que não podem ser obtidos via análise linear.

Em 2002, Menin [25] dissertou sobre torres metálicas estaiadas para antenas de rádio, avaliando seu comportamento estático e dinâmico. Na análise estática, foram comparados modelos matemáticos lineares e não-lineares. A análise dinâmica empregou o método de simulação de Monte Carlo, permitindo a inclusão dos efeitos da parcela flutuante do vento.

Em 2002, Amiri [26] analisou o comportamento de torres estaiadas de grande altura perante efeitos sísmicos. O principal objetivo de seu trabalho foi o de fornecer aos projetistas desse tipo de estrutura indicativos de situações onde as solicitações resultantes de um terremoto possam levar à sua ruína.

Silva *et al.* [27], em 2002, publicaram um estudo no qual uma torre de telecomunicações de 75m de altura foi analisada segundo diferentes técnicas de modelagem estrutural. O trabalho mostrou que a técnica de modelagem mais comumente utilizada, na qual apenas elementos finitos de treliça são utilizados, poderia levar a um dimensionamento não conservador de alguns elementos estruturais da torre.

Em 2003, McClure e Lapointe [28] publicaram um estudo no qual linhas de transmissão foram analisadas perante hipóteses excepcionais de carregamento. Foram utilizadas modelagens computacionais altamente sofisticadas para a simulação da ruptura de condutores em determinado trecho de uma linha. Os modelos utilizados foram classificados como macroscópicos, pois foi incluído na modelagem um trecho completo da linha de transmissão, mas apenas os cabos e as cadeias de isoladores foram representados.

Ungkurapinan *et al.* [29], em 2003, apontaram as folgas das ligações aparafusadas como uma das principais lacunas existentes na análise de torres de aço constituídas de perfis do tipo cantoneira. Em seu trabalho foram desenvolvidas expressões analíticas para a modelagem desses efeitos. Essas expressões foram obtidas a partir de diagramas força versus deslocamento provenientes de dezenas de ensaios experimentais.

Albermani e Kitipornchai [30], em 2003, empregaram o Método dos Elementos Finitos com uma análise não-linear física e geométrica para simulação da resposta da

estrutura global das torres de transmissão e telecomunicações. Esta técnica de simulação proposta tem sido empregada para investigar o comportamento último da estrutura das torres de transmissão e telecomunicações sob diferentes condições de carregamento.

Em 2003, Silva *et al.* estudaram de forma mais abrangente os efeitos da técnica de modelagem estrutural utilizada sobre o comportamento das estruturas de telecomunicações. Esses estudos foram publicados em alguns artigos [31, 32, 33].

Albermani, Mahendran e Kitipornchai [34] estudaram, em 2004, a possibilidade de se reforçar torres treliçadas de aço a partir de uma reestruturação de seus sistemas de contraventamento. A solução adotada consistiu na adição de sistemas axialmente rígidos aos planos transversais médios dos painéis das torres.

Em 2004, Rodrigues [35] ampliou seus estudos sobre a mecânica do colapso aeroelástico de torres de transmissão de energia, dando uma grande contribuição na avaliação das ações do vento sob o enfoque não determinístico.

1.4. Escopo do Trabalho

No capítulo dois são abordados os modelos estruturais e os métodos de análise utilizados no desenvolvimento dos modelos numéricos. As principais premissas e simplificações dos modelos são apresentadas. Os métodos de solução utilizados são descritos no Anexo A do trabalho.

O capítulo três é destinado ao estudo do carregamento dinâmico produzido pelo vento. O seu caráter não determinístico é abordado em função de parâmetros estatísticos, sendo apresentados os espectros de potência mais comumente utilizados para a simulação dos efeitos de turbulência atmosférica. É apresentada uma metodologia baseada nas séries de Fourier para geração de históricos da função que descreve a parcela flutuante da velocidade do vento. A função de correlação cruzada espacial para as funções temporais é obtida de forma aproximada a partir da própria função de autocovariância do processo.

Um exemplo de aplicação, tomando como referência o trabalho desenvolvido por Rodrigues [2], é apresentado no capítulo quatro. Esse capítulo descreve, de maneira resumida, os parâmetros de entrada utilizados nas análises realizadas.

O capítulo cinco é destinado à apresentação dos resultados obtidos a partir das análises numéricas executadas. Primeiramente, são apresentados os resultados associados à análise estática não-linear do sistema estrutural constituído pela torre de transmissão de energia e os vãos de cabos adjacentes. Posteriormente, são apresentados, em termos de frequência e modos de vibração, os resultados da análise modal da torre isolada. A seguir, são exibidos os resultados da análise modal do sistema estrutural como um todo, ou seja,

torre, cabos condutores e pára-raios. Por fim, são apresentados os resultados obtidos com a análise dinâmica, transiente e não-linear do sistema completo.

Finalmente, no capítulo seis, são tecidas as considerações finais, sendo expostas as dificuldades encontradas no decorrer do trabalho, as conclusões obtidas e propostas para trabalhos futuros.

2. Modelo Numérico-Computacional

2.1. Introdução

O presente capítulo é destinado à descrição detalhada das simulações computacionais desenvolvidas nesse trabalho. Primeiramente, é abordado o modelo estrutural propriamente dito, sendo discutidos os seguintes tópicos: discretização, simplificações e condições de contorno. Mais adiante são discutidas as metodologias de análise empregadas na resolução das análises.

2.2. Modelo Numérico-Computacional

As análises numéricas executadas nesse trabalho estão associadas a um trecho em tangente (sem desvios significativos) de uma linha de transmissão de alta tensão. O trecho modelado da linha de transmissão compreende os seguintes itens:

- 1 torre de transmissão de energia de suspensão do tipo “delta”;
- 2 vãos de condutores elétricos, com 3 cabos por vão;
- 2 vãos de pára-raios, com 2 cabos por vão;
- 3 conjuntos de cadeias de isoladores, com 3 cadeias de isoladores por conjunto.

A Figura 2.1 exibe, de forma esquemática, o modelo estrutural em estudo. As torres posicionadas nos extremos são modeladas de forma simplificada, conforme será abordado no item 2.2.4. Os vãos de cabos adjacentes à fronteira do trecho modelado também são representados de forma simplificada (ver item 2.2.3).

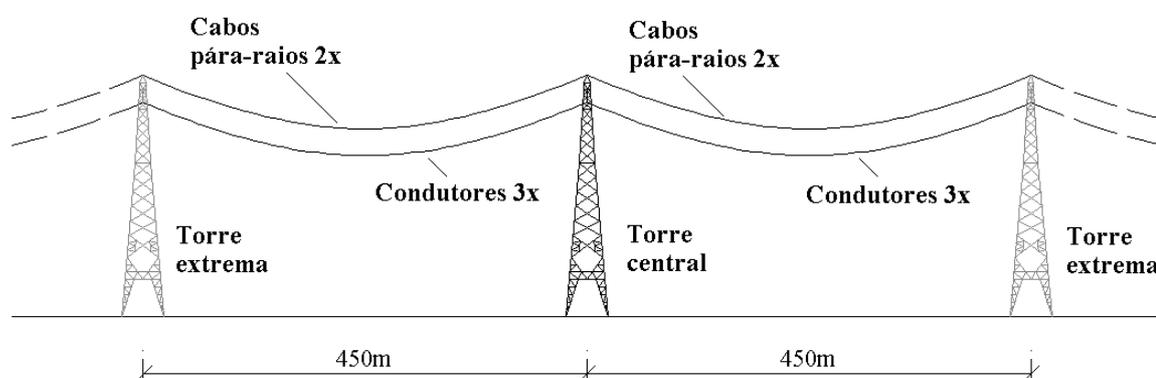


Figura 2.1 - Vista lateral do sistema estrutural proposto por Rodrigues [2]

A Figura 2.2, a seguir, ilustra a vista frontal da parte superior da torre de transmissão, permitindo a visualização do posicionamento dos cabos condutores, pára-raios e cadeias de isoladores.

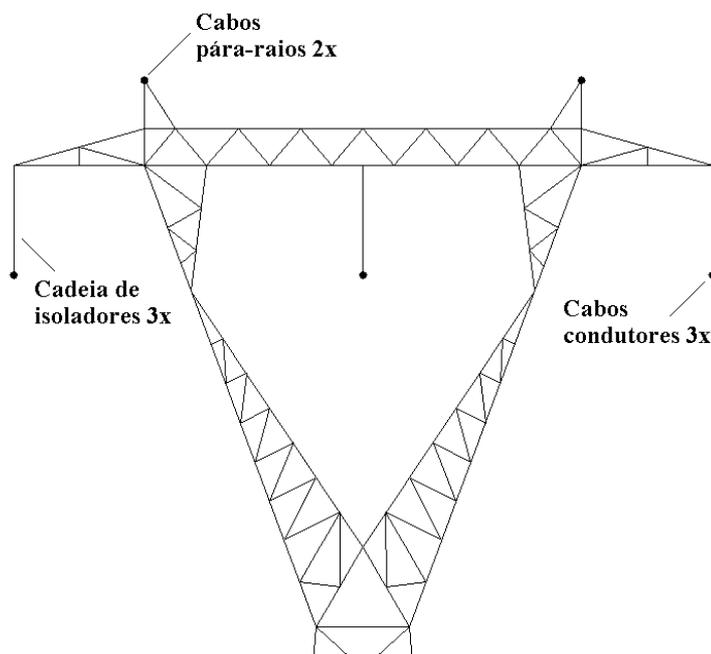


Figura 2.2 - Vista frontal da parte superior da torre

2.2.1. Discretização do modelo

O sistema estrutural descrito anteriormente é modelado através do método dos elementos finitos (MEF). A representação do comportamento físico dos elementos estruturais do trecho modelado da linha de transmissão dá-se a partir dos seguintes tipos de elemento finito (pertencentes a biblioteca de elementos do programa Ansys [4]):

- Tipo 1: Elemento de Treliça espacial;
- Tipo 2: Elemento de Pórtico espacial de 2 nós;
- Tipo 3: Elemento de Pórtico espacial de 3 nós.

O elemento finito de treliça (Figura 2.3) tem 2 nós e 3 graus de liberdade por nó, sendo orientado no espaço a partir de seu eixo longitudinal "x" conforme mostrado a seguir.

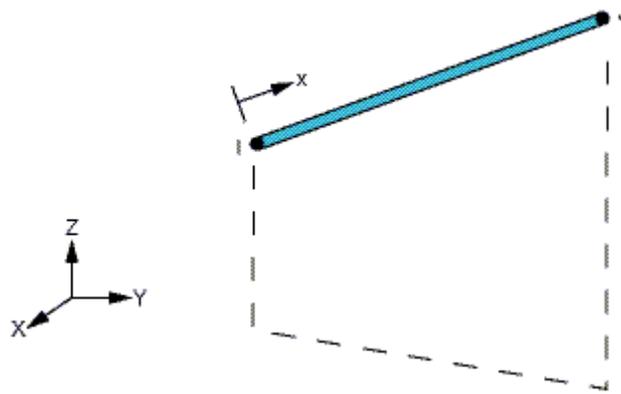


Figura 2.3 - Ilustração do elemento finito de treliça espacial (Tipo 1) [4]

O elemento de pórtico espacial de 2 nós (“i” e “j”) possui 6 graus de liberdade por nó e é orientado espacialmente a partir de um terceiro nó (“k”), conforme mostrado na Figura 2.4. O eixo “x” é o eixo longitudinal ao elemento, sendo a seção transversal pertencente ao plano “y-z”.

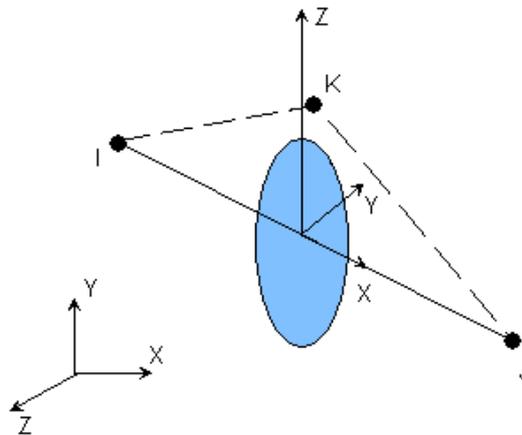


Figura 2.4 - Ilustração do elemento finito de pórtico espacial de 2 nós (Tipo 2) [4]

O elemento de pórtico espacial de 3 nós (“i”, “j” e “k”) também possui 6 graus de liberdade por nó. Um nó adicional (“i”) é utilizado para orientação espacial, conforme mostrado na Figura 2.5. O eixo longitudinal do elemento é definido como “x” com a seção transversal pertencente ao plano “y-z”.

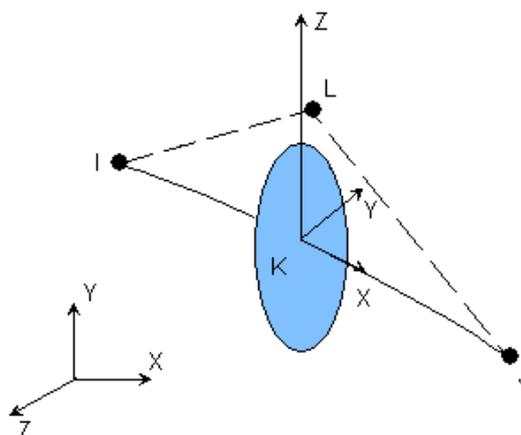


Figura 2.5 - Ilustração do elemento finito de pórtico espacial de 3 nós (Tipo 3) [4]

Os elementos associados à estrutura da torre são representados sempre por elementos finitos do Tipo 2 (elemento de pórtico espacial com 2 nós). Dessa maneira, todos os esforços existentes nos elementos da torre (inclusive os de flexão) são considerados nas análises. Diversos trabalhos [31, 32, 33, 36] dedicados ao estudo de uma metodologia adequada à modelagem de torres treliçadas de aço não recomendam a modelagem dessas estruturas a partir apenas de elementos de treliça.

As cadeias de isoladores podem ser consideradas rotuladas em suas extremidades [2]. Esse fato indica que o elemento finito adequado para representá-las é o de treliça espacial (elementos do Tipo 1). Dessa maneira, apenas os esforços axiais são considerados.

Os cabos (condutores e pára-raios) possuem uma rigidez à flexão relativamente baixa frente aos comprimentos considerados. Além disso, não possuem rigidez alguma à compressão, pois sofreriam flambagem perante aplicação de cargas muito pequenas. Seria adequada, portanto, a utilização de elementos finitos de cabo (não-lineares) para a discretização dos condutores e pára-raios. No entanto, a utilização desses elementos foi incapaz de produzir solução numericamente estável para o problema devido ao surgimento de mecanismos hipoestáticos de deformação. Esses mecanismos foram atribuídos aos baixos valores de entrada na matriz de rigidez geométrica associados a regiões fracamente tracionadas dos cabos condutores e pára-raios. Esse mesmo tipo de dificuldade na solução ocorreria com o uso de elementos de treliça espacial clássicos, conforme concluído por Rodrigues [2].

Finalmente, foram adotados, para representação dos cabos condutores e pára-raios, os elementos de pórtico espacial de 3 nós (Tipo 3). Além de possibilitarem a estabilidade numérica da solução, esses elementos se mostraram mais adequados para a representação da geometria inicial adotada para os cabos (arco de parábola).

2.2.2. Condições de Contorno e Carregamentos

A solução completa do problema, como será visto mais adiante, envolve as seguintes fases de carregamento:

- 1ª Fase: As forças gravitacionais são aplicadas gradualmente, sendo a configuração final dos cabos obtida a partir de uma análise não-linear estática.
- 2ª Fase: As forças aerodinâmicas correspondentes à parcela média da velocidade do vento são aplicadas à estrutura e aos cabos a partir de forças nodais. A configuração de equilíbrio é obtida, mais uma vez, a partir da solução não-linear estática do problema.
- 3ª Fase: A parcela variável das forças de vento é incluída na análise como uma função arbitrária do tempo. É processada, então, a solução da análise dinâmica em regime transiente.

Cabe ressaltar que não foi utilizado um procedimento numérico específico para a protensão dos cabos condutores e pára-raios. A geometria inicial adotada para os cabos foi escolhida de forma que a flecha final fosse obtida após a primeira fase da análise.

A fase inicial da análise merece cuidados especiais na especificação das condições de contorno. Isso ocorre porque, inicialmente, os cabos (condutores e pára-raios) não se encontram tracionados. Nessa fase, é necessário restringir os deslocamentos horizontais ortogonais à linha de transmissão para prevenir a entrada de elementos nulos na diagonal da matriz de rigidez global do sistema. O esquema da Figura 2.6 ilustra as condições de contorno referentes ao início da análise.

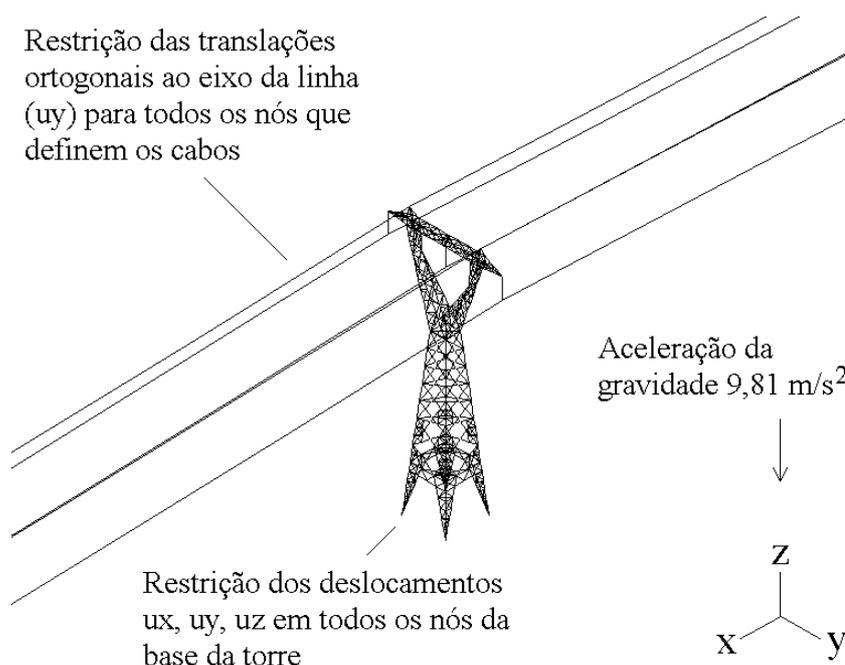


Figura 2.6 - Condições de contorno e carregamento da 1ª fase

Após a aplicação do peso próprio do sistema, os cabos (condutores e pára-raios) encontram-se tracionados, o que faz com que a matriz de rigidez global passe a ter termos não singulares associados aos graus de liberdade horizontais e ortogonais ao eixo da LT. Na 2ª fase da análise, portanto, os deslocamentos translacionais restritos na primeira fase são liberados (as demais condições são mantidas) e a parcela média do carregamento produzido pelo vento é incluída ao sistema (torre e cabos) a partir de forças nodais.

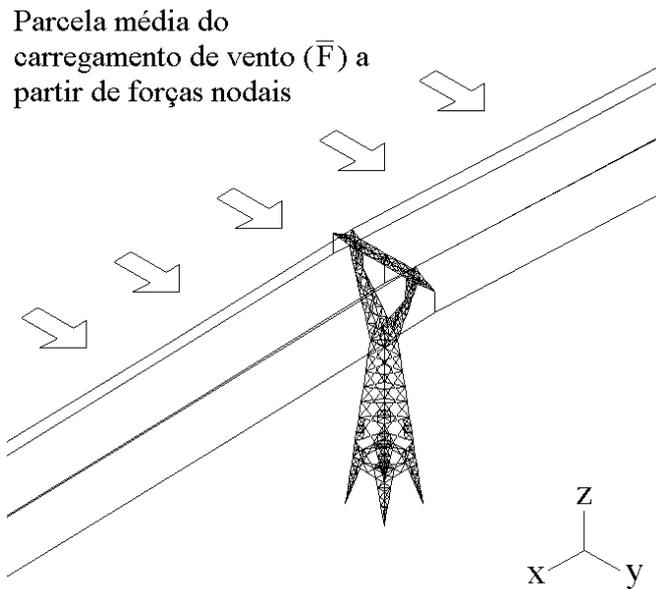


Figura 2.7 - Condições de contorno e carregamento da 2ª fase

A 3ª fase de análise compreende a inclusão da parcela variável das forças de vento, que são especificadas a partir de uma função arbitrária no tempo.

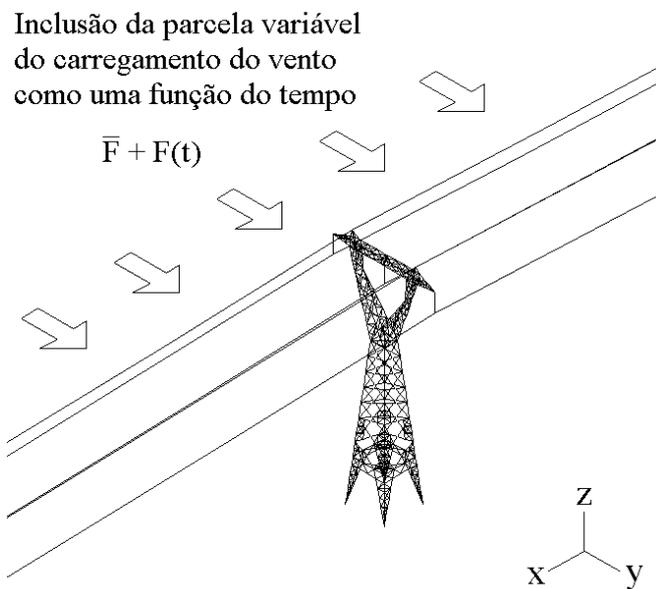


Figura 2.8 - Condições de contorno e carregamento da 3ª fase

O fluxograma da Figura 2.9 exibe, de maneira resumida, as diferentes condições de contorno e carregamento correspondentes às três fases de análise apresentadas.

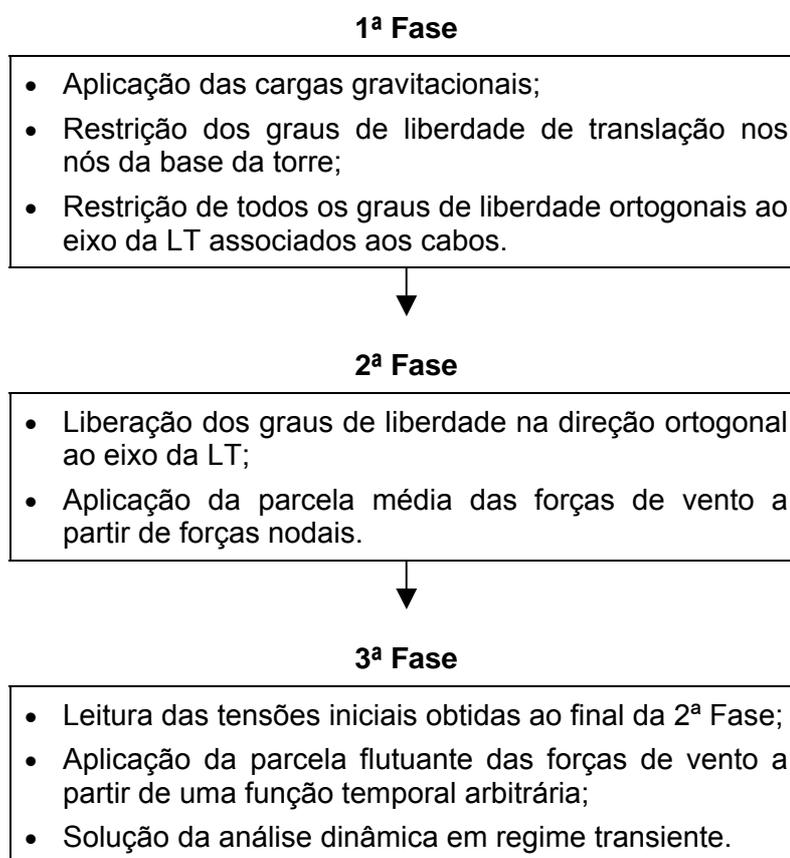


Figura 2.9 - Fluxograma de análise

2.2.3. Representação da Continuidade da Linha

Conforme abordado no início do item 2.2 desse trabalho, o modelo numérico-computacional a ser estudado inclui somente os vãos diretamente ligados à torre central (ver Figura 2.1). Na realidade, um grande trecho de uma linha de suspensão em tangente é composto por múltiplos vãos, havendo continuidade entre os mesmos.

Essa continuidade foi tratada, nesse trabalho, de maneira aproximada a partir da inserção de elementos de mola lineares nas extremidades dos cabos condutores e pára-raios (estratégia de modelagem utilizada por Desai e Popplewell [9]), conforme mostrado na Figura 2.10.

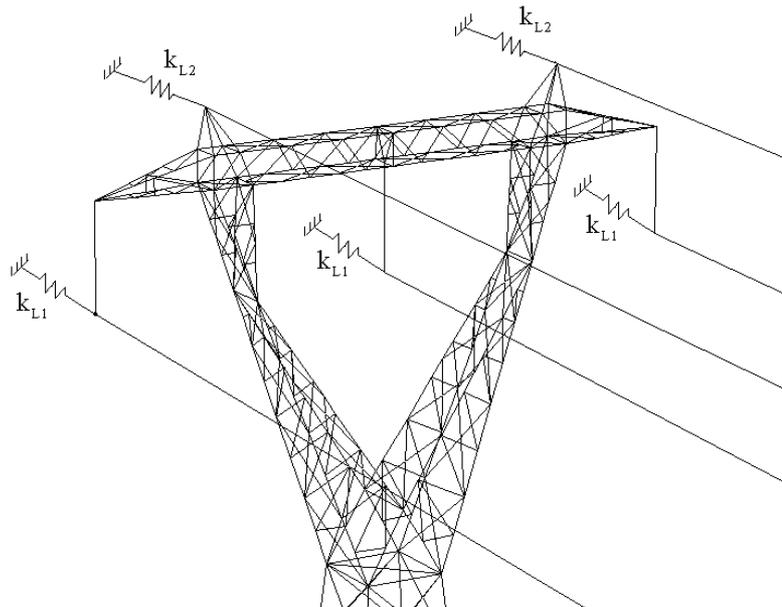


Figura 2.10 - Inserção de elementos de mola na fronteira do modelo

As constantes de mola associadas a esses elementos foram calculadas com base na formulação apresentada por Desai e Popplewell [9]. As constantes das molas, posicionadas no sentido longitudinal da linha, são calculadas a partir da equação 2.1:

$$k_L = \left(\frac{L}{AE} + \frac{\rho_z^2 L_x^3}{12H^3} \right)^{-1} \quad (2.1)$$

Onde:

k_L é o coeficiente de rigidez longitudinal;

L é o comprimento total do cabo;

A é a área da seção transversal do cabo;

E é o módulo de elasticidade;

ρ_z é peso específico linear do cabo;

L_x é a dimensão da projeção horizontal do cabo;

H é a componente horizontal da tração estática.

2.2.4. Representação das Torres de Extremidade

As análises a serem realizadas têm por objetivo principal a avaliação do comportamento da torre central e dos vãos de cabos condutores e pára-raios ligados à mesma. Com isso, a modelagem completa das torres extremas (Figura 2.1, página 8) torna-se desnecessária.

Para representação dos efeitos elásticos e inerciais associados às torres extremas, foi utilizada a técnica de sub-estruturação, disponibilizada pelo programa Ansys [4].

A técnica de sub-estruturação consiste na condensação de um grupo de elementos em apenas um elemento, que passa a ser representado por uma matriz. Isso faz com que o número de graus de liberdade seja diminuído, o que implica na diminuição da memória e do tempo de computacional requeridos para a execução da análise.

Esse elemento condensado é denominado superelemento e tem suas propriedades de rigidez preservadas durante toda a solução da análise. A utilização de superelementos, portanto, é restrita a zonas onde o comportamento do modelo pode ser considerado linear.

Cada torre extrema foi representada por 2 superelementos. O primeiro está associado ao trecho em delta, enquanto o segundo corresponde à base tronco-piramidal da torre, conforme mostrado no esquema da Figura 2.11.

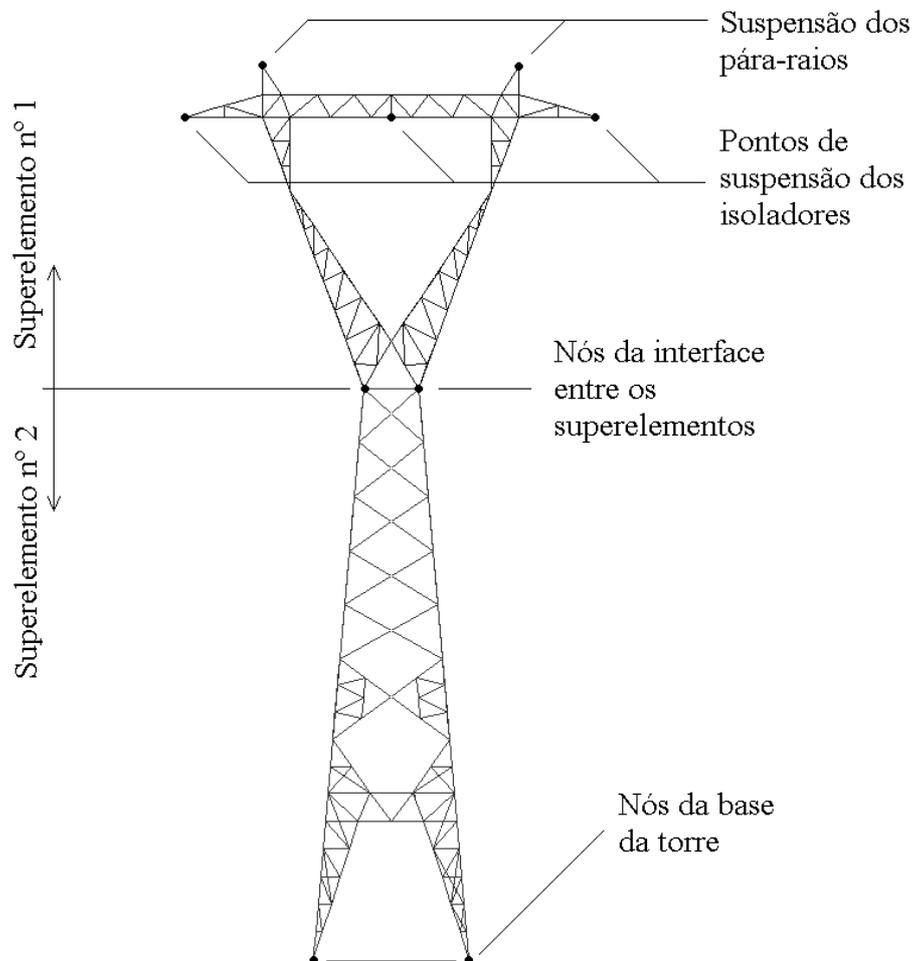


Figura 2.11 - Representação das torres extremas a partir de “superelementos”

2.3. Análise Estática Não-linear Geométrica

Para que a configuração estática do sistema estrutural seja alcançada é necessária a execução seqüencial de dois passos de carga. O primeiro está associado ao peso próprio do sistema, sendo o equilíbrio obtido iterativamente através da seguinte expressão:

$$[K]\{u\} = \{F_g\} \quad (2.2)$$

Onde:

$[K]$ é a matriz de rigidez não-linear do sistema;

$\{u\}$ é o vetor de deslocamentos nodais;

$\{F_g\}$ é o vetor associado aos carregamentos de peso próprio do sistema.

No segundo passo de carga, são considerados os carregamentos exercidos pela componente estática do vento, sendo a equação de equilíbrio escrita da seguinte forma:

$$[K]\{u\} = \{F_{e,v}\} \quad (2.3)$$

Onde:

$\{F_{e,v}\}$ é o vetor de esforços associados à parcela estática do vento.

O método utilizado para resolução dos sistemas de equações não-lineares, foi o método de Newton-Raphson, implementado no Ansys 8.1 [4].

2.4. Análise Modal com Tensões Iniciais

A análise modal clássica, ou análise de vibração livre sem amortecimento pode ser definida pela extração de autovalores e autovetores associados à seguinte expressão matricial:

$$([K] - \omega_i^2[M])\{\phi_i\} = 0 \quad (2.4)$$

Onde:

$[M]$ é a matriz de massa do sistema estrutural;

ω_i é a i-ésima frequência natural de vibração;

$\{\phi_i\}$ é o vetor que exprime o i-ésimo modo de vibração do sistema.

Uma solução não trivial da equação 2.4 requer que:

$$\| [K] - \omega^2 [M] \| = 0 \quad (2.5)$$

O cálculo do determinante acima fornece a equação característica do sistema. Se as matrizes de massa e rigidez são positivas definidas (características de sistemas estruturais estáveis), as raízes da equação característica serão positivas e reais.

Para o sistema estrutural em questão (torres e cabos), a matriz de rigidez do sistema pode ser classificada como positiva definida somente se os efeitos das tensões iniciais são considerados. A matriz de rigidez deve, então, ser composta da seguinte forma:

$$[K] = [K_E] + [K_G] \quad (2.6)$$

Onde:

$[K_E]$ é a matriz de rigidez elástica;

$[K_G]$ é a matriz de rigidez geométrica.

A matriz de rigidez geométrica $[K_G]$ está associada ao estado de tensões imposto ao sistema ao final da solução da análise não-linear estática (item 2.3).

2.5. Análise Dinâmica

A análise dinâmica de um sistema estrutural linear pode ser realizada a partir do processo de superposição modal, sendo a sua resposta descrita em função de suas formas modais. Para a composição da resposta é possível utilizar uma parcela reduzida dos modos de vibração, o que, sem dúvida, reduz o custo computacional associado à análise.

No entanto, sistemas cujas propriedades mecânicas não podem ser consideradas constantes no decorrer da análise são ditos não-lineares, não sendo válida, portanto a análise dinâmica pelo método da superposição modal.

O sistema estrutural constituído pelas torres de transmissão e cabos (condutores e pára-raios) pode ser classificado como altamente não-linear e, portanto, não pode ser analisado segundo o método da superposição modal. É necessária, então, a integração passo a passo das equações de movimento de forma acoplada.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F\} \quad (2.7)$$

A integração das equações de movimento pode ser realizada a partir de algoritmos de solução clássicos, como os métodos de Newmark e Wilson- θ [37].

2.6. Formulações para o Amortecimento

De maneira geral, todo sistema dinâmico está sujeito a perdas de energia por amortecimento. Essa perda de energia é geralmente percebida a partir de decréscimos na amplitude dos movimentos da estrutura em estudo. Apesar de extremamente complexo, o comportamento dinâmico amortecido pode ser representado matematicamente de forma simplificada. Sua formulação matemática torna-se ainda mais simples quando o sistema estrutural é analisado a partir da utilização de coordenadas generalizadas.

2.6.1. Coordenadas nodais e coordenadas generalizadas

O sistema de coordenadas nodais é sempre utilizado nas análises por elementos finitos, sendo os deslocamentos para cada nó obtidos através da equação 2.7, apresentada no item 2.5.

Esse tipo de solução em regime transiente é completo e admite a inclusão de qualquer efeito de não-linearidade na análise. O amortecimento do sistema é computado através da matriz de amortecimento [C].

O sistema de coordenadas generalizadas também pode ser utilizado nas análises estruturais por elementos finitos. Nesse caso, a resposta da estrutura será obtida a partir de uma combinação linear dos autovetores que descrevem os modos naturais de vibração do sistema. Essa metodologia é conhecida por método da superposição modal ou processo da equação modal. O processo de superposição modal requer, portanto, a execução prévia de uma análise modal. O vetor de deslocamentos $\{u\}$ é resultado da combinação linear de “n” modos de vibração $\{\phi\}$ multiplicados pelos seus respectivos coeficientes modais “y”:

$$\{u\} = \sum_{i=1}^n \{\phi_i\} y_i \quad (2.8)$$

$$\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\} \ddot{y}_i + \{\phi_i\}^T [C] \{\phi_i\} \dot{y}_i + \{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\} y_i = \{\phi_i\}^T \{F\} \quad (2.9)$$

Com a utilização de modos de vibração não amortecidos, sendo utilizado apenas o amortecimento modal, as equações tornam-se “desacopladas” e podem ser simplificadas ainda mais:

$$\ddot{y}_i + 2\omega_i \xi_i \dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \{\phi_i\}^T \{F\} \quad (2.10)$$

Onde:

ξ_i é a taxa de amortecimento associada ao i-ésimo modo natural de vibração.

A grande vantagem do método da superposição modal (ou seja, da resolução a partir do sistema de coordenadas generalizadas) é o não acoplamento das equações de movimento. Além disso, as equações de movimento são resolvidas para “n” formas modais, sendo “n”, geralmente, bem menor que o número total de graus de liberdade, resultando numa maior eficiência na solução. No entanto, por utilizar uma combinação linear das formas modais, qualquer efeito de não-linearidade é desprezado. O amortecimento é especificado através do parâmetro adimensional ξ , dado pela razão entre o amortecimento atuante e o amortecimento crítico ($\xi = c/c_{cr}$).

2.6.2. Tipos de amortecimento

As formulações clássicas para representação do amortecimento são usualmente classificadas em amortecimento viscoso, amortecimento estrutural e amortecimento de Coulomb.

A dissipação de energia segundo o amortecimento viscoso se dá a partir da geração de uma força proporcional à velocidade do movimento e de sentido oposto. O parâmetro de proporcionalidade é chamado coeficiente de amortecimento, c . O amortecimento viscoso é expresso, então, da seguinte forma:

$$F_v^d = c \dot{u} \quad (2.11)$$

A equação 2.11 pode ser escrita assumindo um movimento harmônico, resultando na seguinte expressão:

$$\begin{aligned} F_v^d e^{i\omega t} &= c (i\omega) u e^{i\omega t} \\ F_v^d &= i c \omega u \end{aligned} \quad (2.12)$$

Indicando que o amortecimento viscoso pode ser entendido como um termo imaginário proporcional à frequência de vibração.

O amortecimento estrutural pode ser atribuído ao atrito interno do material ou do sistema como um todo. A primeira opção é intrínseca ao material, enquanto a segunda pode estar associada a perdas de energia pelas ligações entre os elementos estruturais, por exemplo. O amortecimento estrutural, representado a partir de um movimento harmônico, pode ser escrito da seguinte forma:

$$\begin{aligned} F_s^d e^{i\omega t} &= i g k u e^{i\omega t} \\ F_s^d &= i g k u \end{aligned} \quad (2.13)$$

Diferentemente do amortecimento viscoso, o amortecimento estrutural é constante em relação à frequência de vibração.

O amortecimento de Coulomb está associado aos efeitos de atrito entre duas superfícies. Esse tipo de amortecimento não depende do deslocamento e da velocidade do movimento, mas da força normal (F_N) e do coeficiente de atrito entre as duas superfícies (μ):

$$F_c^d = \mu F_N \quad (2.14)$$

Como a força de atrito sempre se opõe ao movimento, sua direção é sempre oposta à velocidade. Portanto, para oscilações harmônicas, há mudança de sinal para a cada meio período. Para uma análise de contato com atrito, esses efeitos estarão incluídos, havendo alteração entre coeficiente de atrito estático e dinâmico, resultando, obviamente, numa análise não-linear.

Os modelos de amortecimento apresentados são os mais clássicos, mas existem outras formulações que podem ser utilizadas. O amortecimento viscoso, por ser o mais comumente utilizado e de simples utilização, será o utilizado nas modelagens desenvolvidas nesse trabalho.

3. Modelagem do Carregamento Dinâmico do Vento

3.1. Considerações Gerais

Um dos carregamentos mais importantes a serem considerados na análise de torres de transmissão de energia elétrica tem como origem o vento, que pode ser interpretado como uma função temporal aleatória. Essa interpretação sugere a utilização de modelos dinâmicos capazes de representar a natureza não determinística do problema.

Tradicionalmente, a velocidade do vento é expressa como uma função temporal constituída por uma parte média e uma flutuante:

$$V(t) = \bar{V} + v(t) \quad (3.1)$$

Onde:

$V(t)$ é a velocidade longitudinal do vento em função do tempo;

\bar{V} é o valor médio da componente longitudinal do vento;

$v(t)$ é a flutuação da velocidade longitudinal do vento no tempo.

A Figura 3.1 ilustra, de forma esquemática, a velocidade do vento ao longo do tempo, decomposta conforme a equação 3.1.

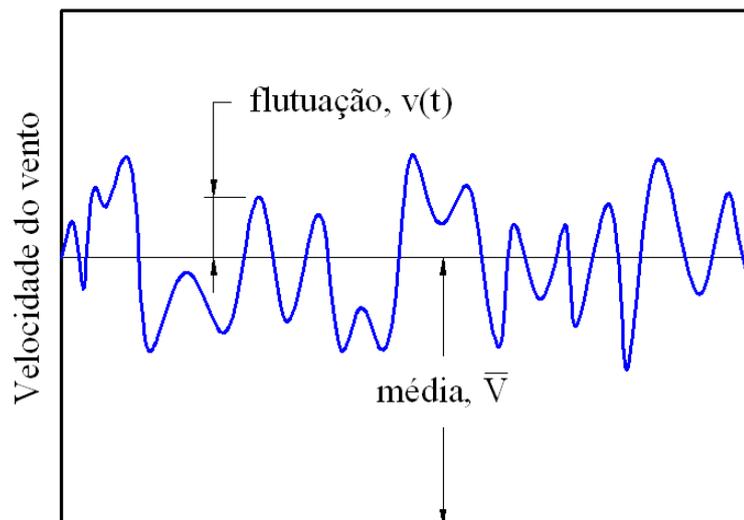


Figura 3.1 - Histórico de velocidade do vento

O valor da velocidade média do vento depende, fundamentalmente, dos dados meteorológicos coletados. A velocidade média do vento é comumente fornecida pelas estações com base em uma hora de observação, ou seja, trata-se da velocidade média horária.

Na falta de dados específicos do local em estudo é possível a determinação da velocidade média através da observação de isopletas. A norma NBR6123 [38] fornece, para todo o território nacional, as curvas de velocidade de rajada de 3s, medida a 10m de altura e associada a uma probabilidade anual de ocorrência de 2% (ver Figura 3.2).

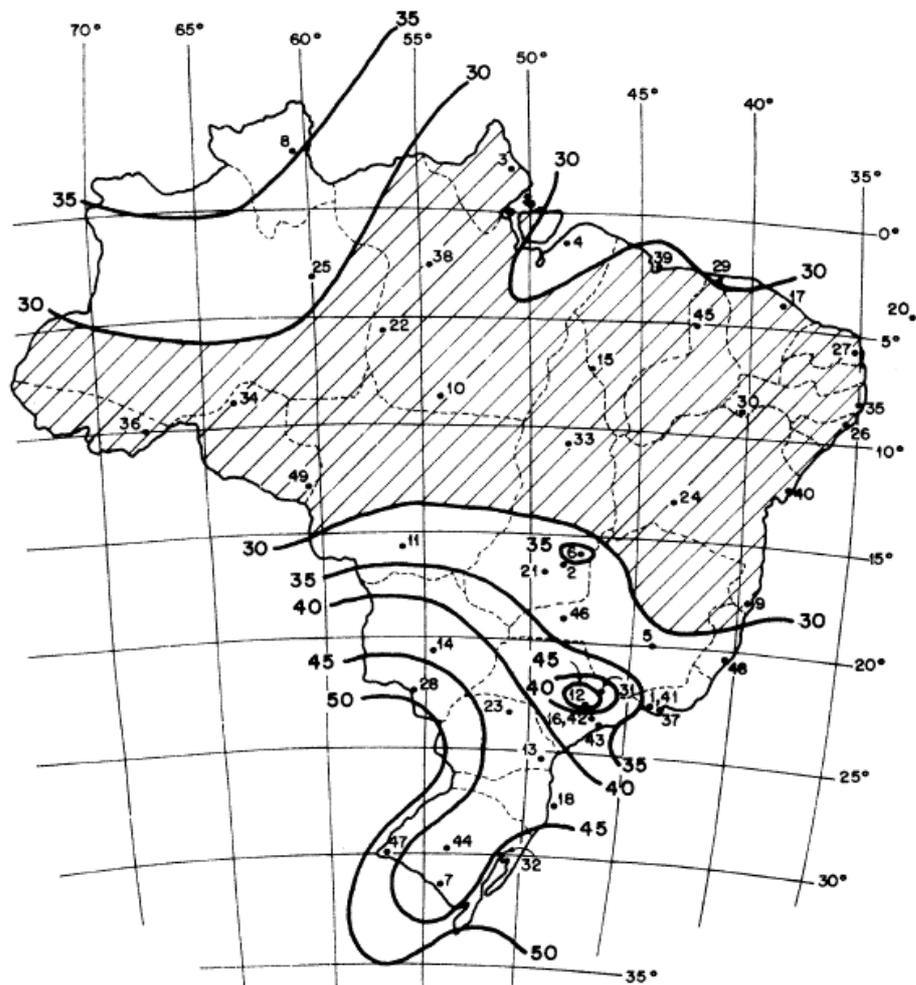


Figura 3.2 - Isopleta da norma brasileira NBR 6123

A parcela flutuante da velocidade do vento é determinada a partir de parâmetros estatísticos [1]: distribuição de probabilidade, espectro de potência e funções de correlação cruzada.

3.2. Fundamentação Estatística

Para o estudo em questão, a parte flutuante da velocidade do vento é considerada inserida em um processo aleatório estacionário. Isso significa que os seus parâmetros estatísticos, determinados sobre a totalidade dos registros possíveis, são invariantes para qualquer deslocamento da origem do tempo [39].

Assume-se, ainda, que as rajadas do vento constituem um processo ergódico, no qual as propriedades estatísticas calculadas sobre uma única amostra são iguais àquelas calculadas sobre um conjunto de amostras. Para que um processo seja classificado como ergódico deve, necessariamente, configurar um processo estacionário. Alguns desses parâmetros estatísticos, importantíssimos na determinação da parcela flutuante da velocidade do vento, são apresentados na seqüência do texto. Por conveniência didática, esses parâmetros serão apresentados de acordo com o processo em estudo, ou seja, a velocidade do vento, $V(t)$.

O valor médio da função $V(t)$, ou simplesmente média, é obtido a partir da equação 3.2, apresentada a seguir:

$$\bar{V} = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T V(t) dt = \langle V(t) \rangle \quad (3.2)$$

Onde:

T é o tempo ao final dos registros avaliados.

O valor quadrado médio é correspondente ao valor médio da função $V^2(t)$, conforme apresentado a seguir:

$$\overline{V^2} = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T V^2(t) dt = \langle V^2(t) \rangle \quad (3.3)$$

A raiz quadrada positiva do valor quadrado médio recebe o nome de média quadrática ou valor rms (“root mean square”).

A variância pode ser calculada a partir de um histórico de velocidades do vento similar ao da Figura 3.1. A equação 3.4, a seguir, fornece o valor da variância do processo “ V ”:

$$\sigma_V^2 = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T [V(t) - \bar{V}]^2 dt = \langle [V(t) - \bar{V}]^2 \rangle \quad (3.4)$$

O desvio padrão é dado pela raiz quadrada positiva da variância, podendo ser interpretado como uma medida de dispersão do processo em torno da média. Com o desenvolvimento da equação 3.4, obtém-se:

$$\overline{V^2} = (\overline{V})^2 + \sigma_V^2 \quad (3.5)$$

Para o estudo de flutuações em torno da média, a variância coincide com o valor quadrado médio, conforme pode-se verificar anulando-se o termo $(\overline{V})^2$ da equação 3.5.

$$\overline{V^2} = \sigma_V^2 \quad (3.6)$$

Como consequência, o desvio padrão do processo de média nula se iguala à média quadrática ou valor rms.

A intensidade de turbulência é dada pela razão entre o desvio padrão calculado e a velocidade média associada.

$$I_v = \frac{\sigma_V}{\overline{V}} = \frac{\tilde{V}}{\overline{V}} \quad (3.7)$$

Onde:

σ_V é o desvio padrão do processo “V”.

Para muitos casos torna-se conveniente estudar o fenômeno físico em termos de uma parcela estática (que não varia no tempo) e de uma componente dinâmica (variável no tempo). A parcela estática é descrita pelo valor médio do processo enquanto a parcela dinâmica é descrita por sua variância [40]. Portanto, todos os termos tratados daqui por diante dizem respeito à flutuação da velocidade longitudinal do vento em torno da média, ou seja, do processo $v(t)$.

A função de autocovariância é correspondente ao valor médio da função definida pelo produto das velocidades no tempo t e no tempo $t + \tau$, conforme definido pela equação 3.8. A Figura 3.3 permite uma melhor visualização do processo de cálculo da autocovariância.

$$C^v(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T v(t)v(t+\tau) dt \quad (3.8)$$

Onde:

τ é um intervalo de tempo arbitrário.

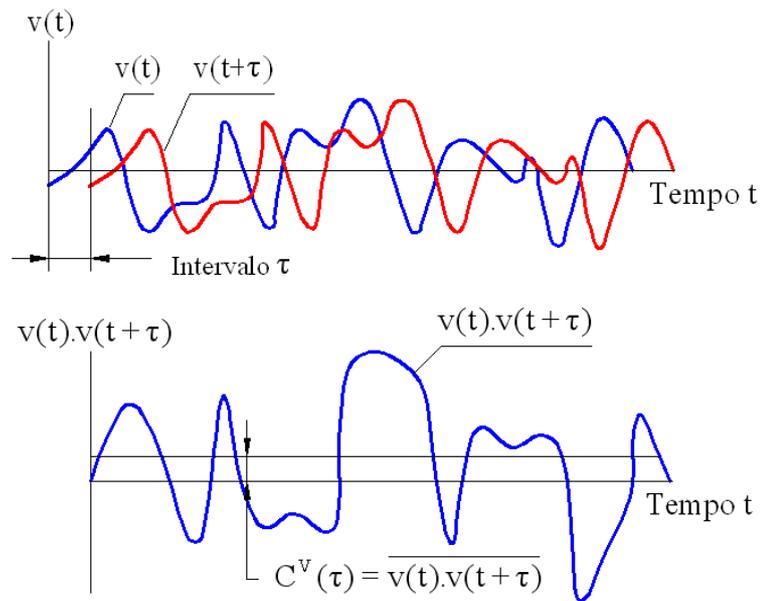


Figura 3.3 - Representação gráfica da autocovariância

Considerando, novamente, que o histórico de velocidade configura um processo estacionário, a autocovariância independe do tempo e é função somente do intervalo de tempo τ . Se diferentes intervalos de tempo são considerados, é possível a obtenção de um gráfico similar ao mostrado na Figura 3.4. Pode-se observar que, para um intervalo de tempo τ igual a zero, obtém-se resultados idênticos para a variância e para a autocovariância.

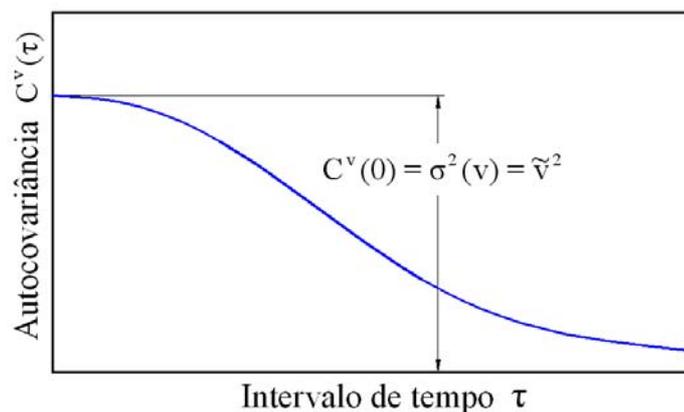


Figura 3.4 - Decaimento da autocovariância

O coeficiente de autocorrelação é uma medida normalizada, resultando da razão entre a autocovariância e a variância:

$$\rho^v(\tau) = \frac{C^v(\tau)}{\sigma_v^2} \quad (3.9)$$

Ao construir um gráfico análogo ao da Figura 3.4, mas para o coeficiente de autocorrelação, tem-se uma curva similar com valor unitário para τ nulo (Figura 3.5).

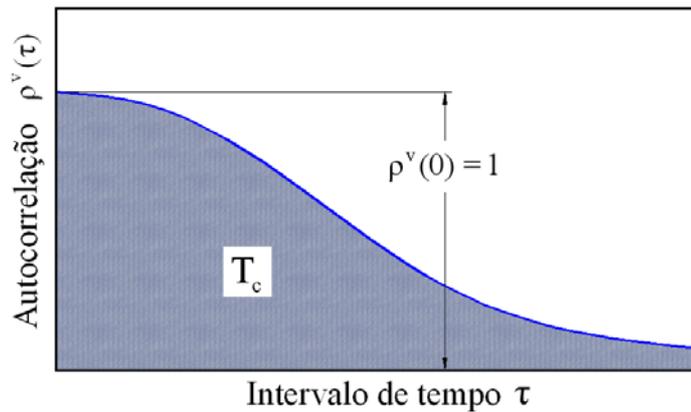


Figura 3.5 - Coeficiente de autocorrelação

Ao integrar a função coeficiente de autocorrelação, é obtida uma medida da escala temporal (tempo característico) do processo randômico considerado, ou seja, da distância de tempo sobre a qual há dependência entre os valores médios das flutuações.

No que tange à função de autocovariância, esta fornece informações sobre as propriedades do processo aleatório no domínio do tempo. Por outro lado, a função densidade espectral (espectro de potência) fornece as mesmas informações no domínio da frequência, sendo expressa por:

$$S^v(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} C^v(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau \quad (3.10)$$

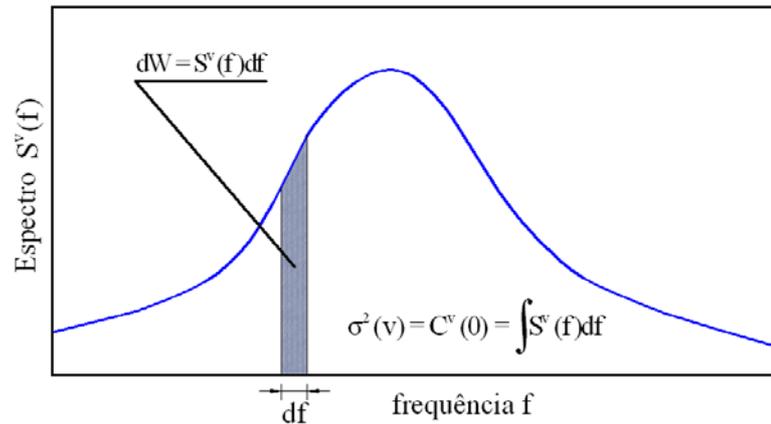


Figura 3.6 - Espectro de potência

É possível, também, definir a função de autocovariância a partir da função de densidade espectral (equação 3.10), configurando um par de transformadas de Fourier.

$$C^v(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} S^v(f) e^{i2\pi f\tau} df \quad (3.11)$$

O par de transformadas de Fourier dado pelas equações 3.10 e 3.11 é conhecido como “teorema de Wiener-Khintchine” [40].

As dimensões do sistema estrutural formado pelas torres de transmissão e cabos são suficientemente grandes para que a uniformidade das ações do vento não seja garantida. É necessário, então, que esses efeitos sejam incluídos na modelagem do carregamento não-determinístico produzido pelo vento. Essa modelagem será obtida a partir de funções de correlação temporais e espaciais, conforme será discutido a seguir.

Considerando-se duas funções genéricas, v_1 e v_2 , correspondentes à flutuação da velocidade longitudinal do vento medida em dois diferentes pontos no espaço, é possível descrever sua interdependência através da função de correlação cruzada. Como os processos descritos por v_1 e v_2 têm média nula, a função de covariância cruzada é igual à correlação cruzada e pode ser expressa por:

$$C^{v_1, v_2}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T v_1(t) v_2(t + \tau) dt \quad (3.12)$$

Assim como a função de autocovariância, a função de covariância cruzada também pode gerar, a partir de uma transformada de Fourier, uma função de densidade espectral, denominada função densidade espectral cruzada:

$$S^{v_1, v_2}(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} C^{v_1, v_2}(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau \quad (3.13)$$

A função densidade espectral cruzada é, em geral, complexa, podendo ser expressa pela seguinte equação:

$$S^{v_1, v_2} = S_c^{v_1, v_2} + i S_q^{v_1, v_2} \quad (3.14)$$

A parcela complexa pode ser desprezada perante a premissa de que a turbulência ocorre em fluxo homogêneo [41].

É possível, ainda, correlacionar as parcelas flutuantes da velocidade do vento (v_1 e v_2) em pontos de coordenadas $(x_1; z_1)$ e $(x_2; z_2)$ através da função de coerência:

$$\text{Coh}^{v_1, v_2}(f) = \frac{S^{v_1, v_2}(f)}{\sqrt{S^{v_1}(f) S^{v_2}(f)}} \quad (3.15)$$

Se as funções densidade espectral para as flutuações v_1 e v_2 são as mesmas, é possível simplificar a equação acima, resultando em:

$$\text{Coh}^{v_1, v_2}(f) = \frac{S^{v_1, v_2}(f)}{S^v(f)} \quad (3.16)$$

A equação clássica para a função de coerência, proposta por Davenport e citada por Pfeil [41], pode ser expressa por:

$$\text{Coh}^{v_1, v_2}(f) = \exp(-\hat{f}) \quad (3.17)$$

Onde a função \hat{f} vale:

$$\hat{f} = \frac{f \cdot [C_{1x}^2 (x_1 - x_2)^2 + C_{1z}^2 (z_1 - z_2)^2]}{V(10)} \quad (3.18)$$

A equação acima pode, então, ser reescrita da seguinte forma:

$$\hat{f} = f C \quad (3.19)$$

Onde:

$$C = \frac{[C_{1x}^2 (x_1 - x_2)^2 + C_{1z}^2 (z_1 - z_2)^2]}{V(10)} \quad (3.20)$$

Os parâmetros C_{1x} e C_{1z} são os coeficientes de decaimento na direção lateral e vertical, respectivamente. Conforme Simiu e Scanlan [42], $C_{1x} = 16$ e $C_{1z} = 10$ são valores conservadores, sendo indicados para projetos.

Resolvendo-se a equação 3.16 para a função densidade espectral relativa aos processos v_1 e v_2 , temos:

$$S^{v_1, v_2}(f) = \text{Coh}^{v_1, v_2}(f) S^{v_1}(f) \quad (3.21)$$

Substituindo-se o valor da função coerência da equação acima por aquele fornecido pela equação 3.17:

$$S^{v_1, v_2}(f) = S^v(f) e^{-\hat{f}} \quad (3.22)$$

Recordando, agora, que as funções densidade espectral e covariância configuram um par de transformadas de Fourier, pode-se escrever:

$$C^{v_1, v_2}(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} S^v(f) e^{-\hat{f}} e^{i2\pi f\tau} df \quad (3.23)$$

Se o intervalo de tempo τ é considerado nulo ($\tau = 0$), ou seja, com os processos sendo analisados no mesmo instante, tem-se:

$$C^{v_1, v_2}(0) = \int_{-\infty}^{+\infty} S^v(f) e^{-\hat{f}} df \quad (3.24)$$

Aplicando a equação 3.19 sobre a expressão 3.24, pode-se escrever:

$$C^{v1,v2}(0) = \int_{-\infty}^{+\infty} S^v(f) e^{-f \cdot C} df \quad (3.25)$$

3.3. Função Densidade Espectral

A função densidade espectral para a parcela flutuante da velocidade do vento foi objeto de estudo de diversos pesquisadores durante o século passado. Esses estudos geraram algumas expressões atualmente consagradas para essa função. A seguir, são apresentadas algumas das expressões mais utilizadas para representação do espectro de potência do vento, conforme apresentadas por Blessman [40] e por Menin [25].

Espectro de Davenport [40]:

$$\frac{f S^v(f)}{u_*^2} = 4 \frac{x^2}{(1+x^2)^{4/3}}; \quad x(f) = \frac{1200 f}{U_0} \quad (3.26)$$

Onde:

u_* é a velocidade de fricção ou velocidade tangencial;

U_0 é a velocidade média do vento na altura de referência de 10m.

Espectro de Lumley e Panowsky [25]:

$$\frac{f S^v(f)}{u_*^2} = 4 \frac{x}{1+x^{5/3}}; \quad x(f) = \frac{990 f}{U_0} \quad (3.27)$$

Espectro de Harris [40]:

$$\frac{f S^v(z, f)}{u_*^2} = 4 \frac{x}{(2+x^2)^{5/6}}; \quad x(f) = \frac{1800 f}{U_0} \quad (3.28)$$

Espectro de Kaimal [40]:

$$\frac{f S^v(z, f)}{u_*^2} = \frac{200 x}{(1+50 x)^{5/3}}; \quad x(z, f) = \frac{z f}{U_z} \quad (3.29)$$

National Building Code of Canada [25]:

$$\frac{f S^v(f)}{u_*^2} = 4 \frac{x^2}{(1+x^2)^{4/3}}; \quad x(f) = \frac{1220 f}{U_0} \quad (3.30)$$

É possível notar que as expressões acima são bastante semelhantes, mas há uma diferença bastante importante entre a expressão do espectro de Kaimal e as demais. Na expressão proposta por Kaimal (equação 3.29), a densidade espectral é dependente da altura z .

Conforme Menin [25], os primeiros autores a medirem espectros de potência do vento não consideravam a dependência em relação à altura z . Portanto, várias das expressões propostas para o espectro de potência do vento são dependentes apenas da frequência e da velocidade média do vento na cota igual a 10 metros.

Posteriormente, outros pesquisadores verificaram a dependência da altura na determinação do espectro de potência do vento, o que fez com que expressões como a de Kaimal, por exemplo, fossem propostas. Mais tarde, a importância da altura z na determinação da função densidade espectral do vento foi reconhecida inclusive por Davenport (autor da expressão 3.26), conforme reportado por Blessman [40].

Por se tratar de uma expressão mais moderna e por ter grande aceitação do meio científico, a expressão de Kaimal será utilizada no desenvolvimento desse trabalho.

O gráfico da Figura 3.7 exibe as curvas geradas pelas expressões apresentadas anteriormente para uma mesma altura (10m) e velocidade média do vento (34,50 m/s).

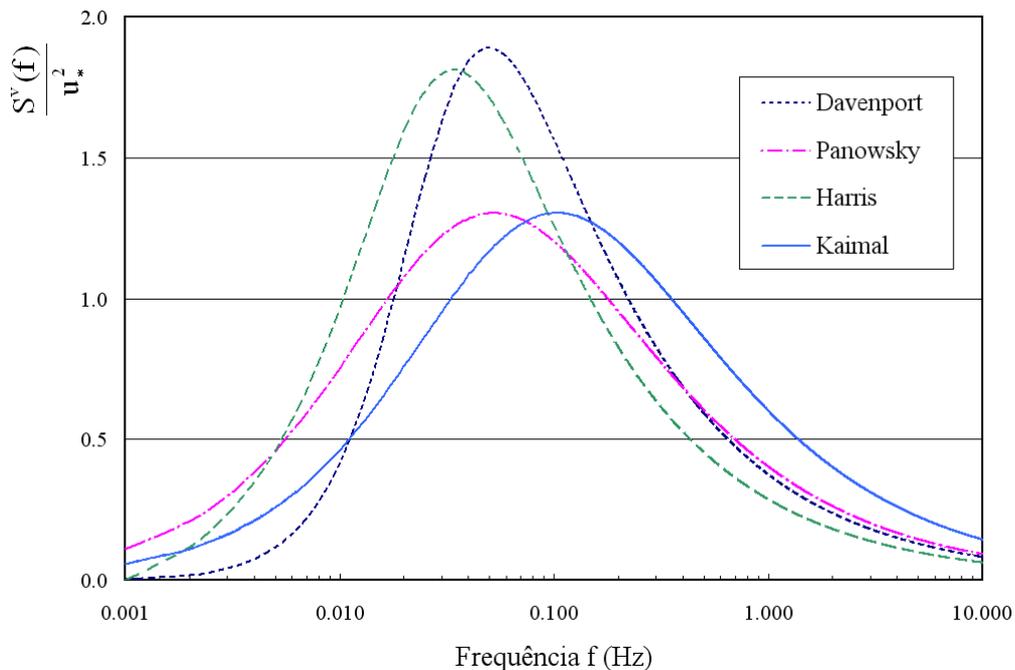


Figura 3.7 - Espectros de Davenport, Panowsky, Harris e Kaimal

3.4. Geração de Séries Temporais

Para proceder a uma análise dinâmica não-determinística no domínio do tempo, é necessária a geração de funções temporais para a parcela flutuante da velocidade longitudinal do vento. A geração dessas funções pode ser realizada a partir de uma série de Fourier, com base no espectro de Kaimal (equação 3.29), por exemplo. Uma outra maneira de gerar essas funções é a partir do método da auto-regressão, conforme apresentado por Pfeil [41].

A seguir, é estudado processo de geração das séries temporais para a flutuação da velocidade longitudinal do vento a ser utilizado nesse trabalho.

Considerando-se, inicialmente, que a parcela flutuante da velocidade do vento seja representada de maneira simplificada por uma única função harmônica, obtém-se a seguinte expressão para a função $v(t)$:

$$v(t) = v_0 \cos(2\pi f t) \quad (3.31)$$

Onde:

v_0 é a amplitude da função harmônica.

O cálculo da autocovariância da função acima a partir da equação 3.8 para $\tau = 0$ fornece o seguinte resultado:

$$C^v(0) = \sigma_v^2 = \frac{v_0^2}{2} \quad (3.32)$$

Considerando-se que uma função temporal para a parcela flutuante da velocidade longitudinal do vento possa ser expressa por “N” harmônicos, é possível escrevê-la da seguinte forma:

$$v(t) = \sqrt{2} \sum_{i=1}^N \sqrt{S^v(f_i) \Delta f} \cos(2\pi f_i t + \theta_i) \quad (3.33)$$

Onde:

N é o número de divisões consideradas no espectro;

f é a frequência em Hz;

Δf é o incremento da frequência em Hz;

θ_i é o ângulo de fase aleatório entre 0 e 2π .

A amplitude de cada função harmônica apresentada na equação 3.33 pode ser explicitada conforme a expressão abaixo:

$$a_i = \sqrt{2 S^v(f_i) \Delta f} \quad (3.34)$$

A variância da função expressa na equação 3.33 pode, então, ser obtida a partir do seguinte somatório:

$$C^v(0) = \sigma^2 = \sum_{i=1}^N \frac{a_i^2}{2} = \sum_{i=1}^N S^v(f_i) \Delta f \quad (3.35)$$

Se o somatório expresso na equação acima é levado ao limite, com o valor de Δf tendendo a zero ($\Delta f \rightarrow 0$), é possível escrevê-la na forma integral:

$$C^v(0) = \sigma^2 = \int S^v(f) df \quad (3.36)$$

A equação 3.36 é idêntica àquela exibida no gráfico da Figura 3.6 (ver página 28), mostrando que a equação 3.33 preserva os parâmetros estatísticos do processo aleatório considerado.

A determinação das funções temporais pode ser realizada conforme o procedimento apresentado a seguir:

- i. determinar a função $S^v(f)$ a partir de uma das equações apresentadas no item 3.3 (expressões clássicas para a função densidade espectral da flutuação da velocidade longitudinal do vento);
- ii. discretizar a função $S^v(f)$ em “N” intervalos regulares de frequência Δf , obtendo-se as frequências f_i ao final de cada intervalo;
- iii. gerar um vetor formado por números aleatórios entre 0 e 2π com “N” posições;
- iv. utilizar a equação 3.33 para a determinação da função $v(t)$.

A Figura 3.8, a seguir, exhibe, como exemplo, seis séries temporais geradas conforme o procedimento apresentado anteriormente.

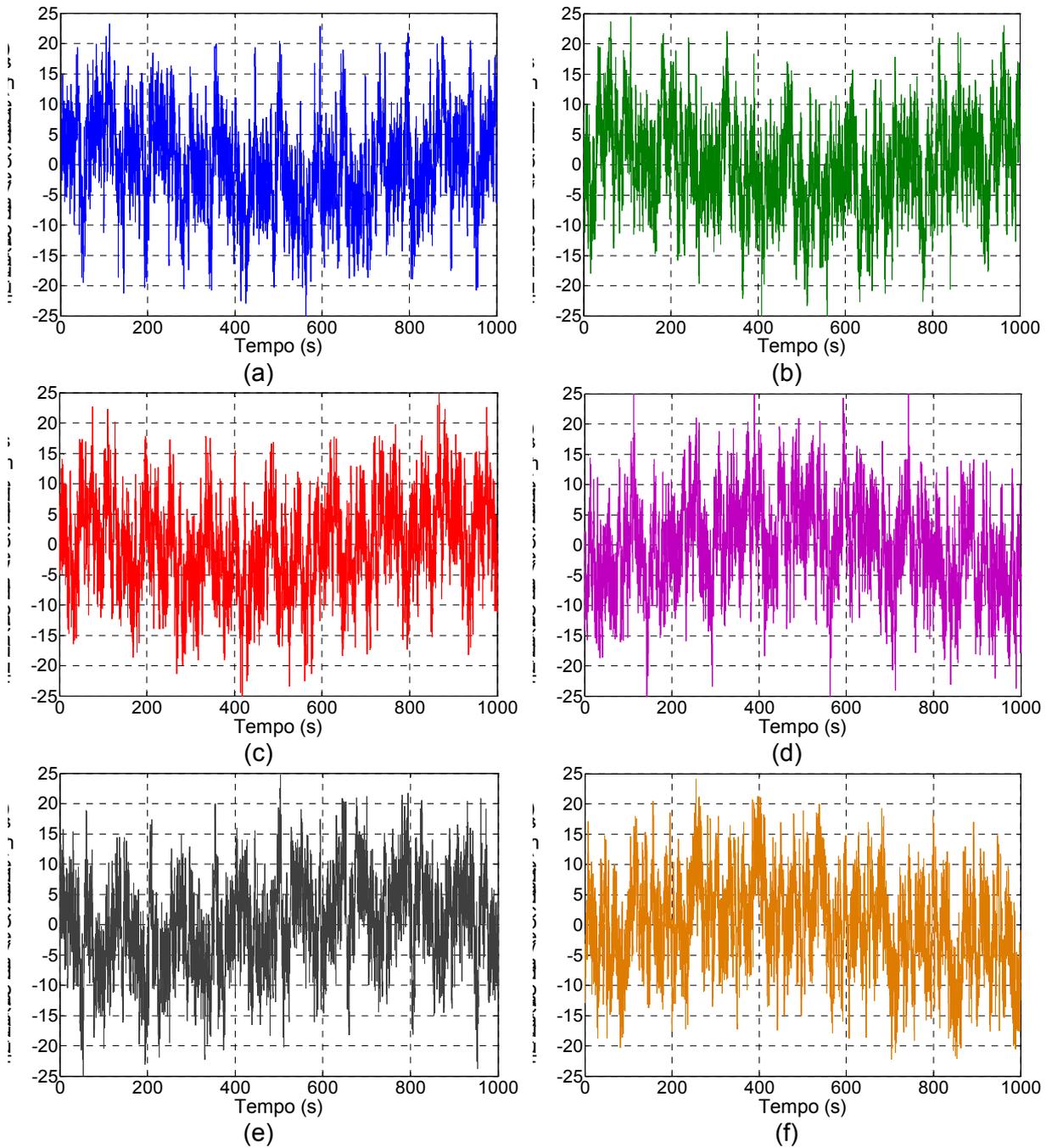


Figura 3.8 - Flutuação da velocidade do vento x tempo (s)

Apesar das características estatísticas do processo serem idênticas, as séries temporais mostradas na figura anterior se diferenciam pela aleatoriedade dos ângulos de fase considerados nos harmônicos.

3.5. Definição das Funções Temporais Correlacionadas

No item anterior, apresentou-se um procedimento para a geração de séries temporais utilizando-se séries de Fourier. É necessário, agora, que se considere não apenas uma série temporal, mas várias séries correlacionadas ao longo do trecho da linha de transmissão a ser considerado na análise. A Figura 3.9 ilustra o esquema utilizado na divisão das funções temporais nos dois vãos considerados.

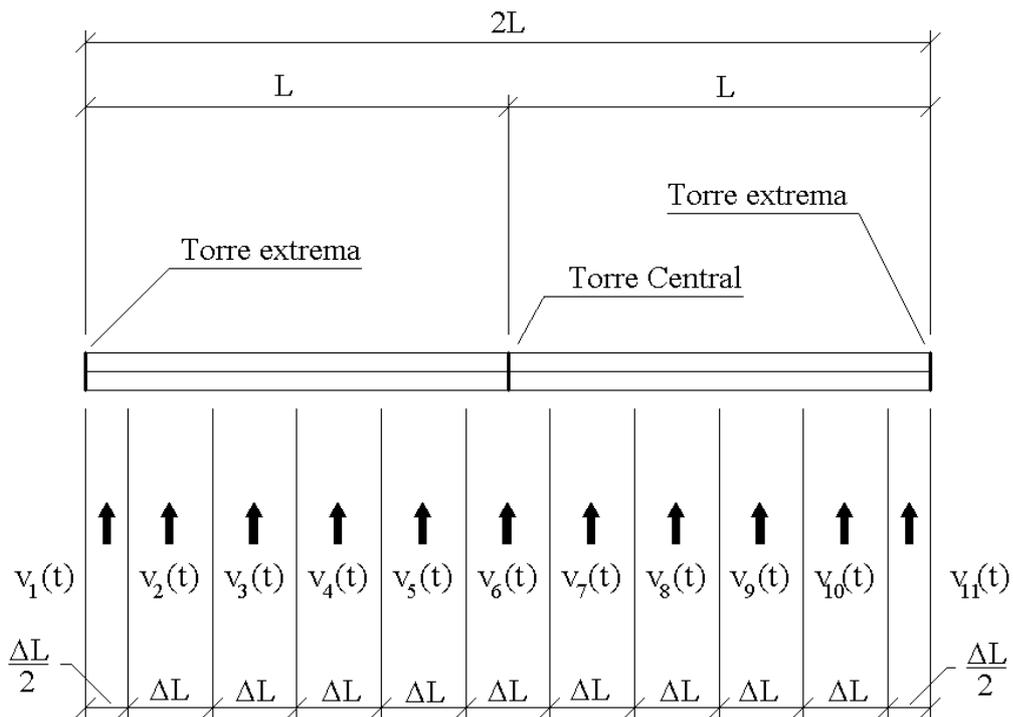


Figura 3.9 - Esquema de distribuição das funções temporais

No esquema mostrado na figura anterior, são consideradas faixas de atuação de dimensão fixa para cada função temporal. Se o valor da função de covariância cruzada $C^{v_1, v_2}(0)$ é calculado para diferentes faixas de atuação é possível a construção do gráfico mostrado na Figura 3.10. Ao se escolher uma determinada faixa de atuação (ΔL) para a função a ser gerada é possível extrair o valor da covariância cruzada correspondente (C_1).

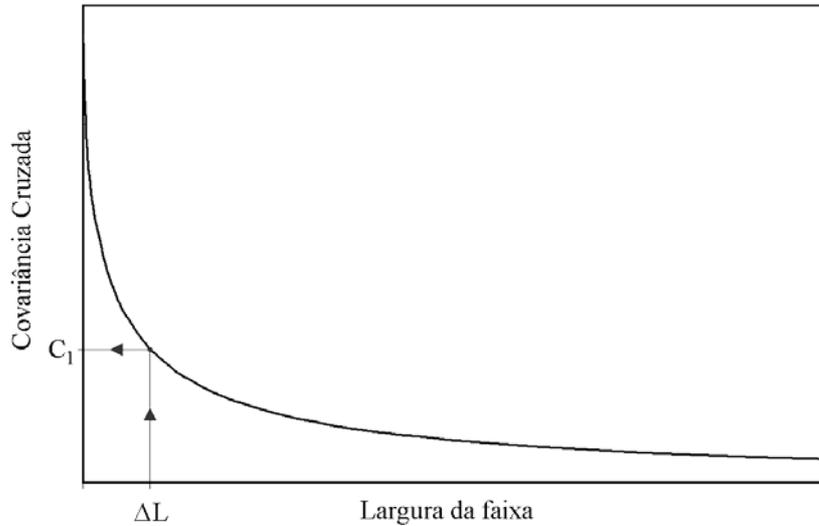


Figura 3.10 - Função de covariância cruzada (τ nulo) para diferentes faixas de atuação

Para correlacionar as funções temporais ($v_1(t)$ e $v_2(t)$) das parcelas flutuantes da velocidade longitudinal do vento em dois diferentes pontos no espaço, foi utilizada a equação 3.25, que fornece o valor da função de covariância cruzada para τ nulo ($\tau=0$). Essa consideração assume, portanto, que os eventos são simultâneos, ou seja, os processos $v_1(t)$ e $v_2(t)$ são tomados no mesmo instante de tempo.

Sendo conhecida a função de autocovariância dos processos (ver Figura 3.11), é possível determinar o tempo τ_1 que faz com que a autocovariância se iguale à covariância cruzada para τ nulo (C_1). Dessa forma, as funções temporais correlacionadas espacialmente podem ser expressas por uma mesma série, havendo uma defasagem entre elas de um intervalo de tempo igual a τ_1 .

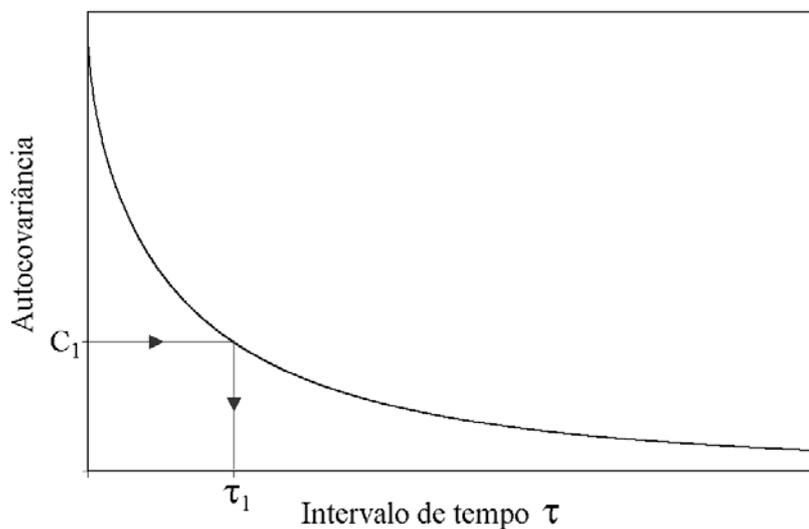


Figura 3.11 - Função de autocovariância do processo

O procedimento a seguir resume os passos necessários para que funções temporais imediatamente vizinhas possam ser correlacionadas espacialmente:

- i. definir a dimensão ΔL da faixa de atuação de cada função temporal;
- ii. obter o valor C_1 a partir do gráfico da função de covariância cruzada (Figura 3.10) tendo como dado de entrada a dimensão ΔL ;
- iii. determinar o valor do intervalo de tempo τ_1 correspondente ao valor C_1 (obtido anteriormente) a partir da função de autocovariância do processo (gráfico da Figura 3.11).
- iv. gerar as funções temporais a partir de uma mesma série $v(t)$ defasadas por um intervalo de tempo igual a τ_1 .

3.6. Carregamento Aerodinâmico

Alguns estudos (entre eles a referência [43]), dedicados ao estabelecimento da correlação espacial para pressões aerodinâmicas, mostram que as correlações para o processo “flutuação da velocidade longitudinal” não coincidem com as do processo “flutuação da pressão aerodinâmica”. Apesar disso, esse trabalho assume que as pressões atuantes na estrutura são funções diretas da velocidade (modelo clássico de Davenport), não sendo estudadas funções densidade espectral e correlação cruzada para flutuação de pressões. Dessa forma, a pressão aerodinâmica é dada por:

$$Q(t) = \bar{Q} + q(t) \quad (3.37)$$

Onde:

$$\bar{Q} = 0,613 \bar{V}^2 \text{ (em N/m}^2\text{), conforme NBR 6123 [38].}$$

$$Q(t) = 0,613 [v(t) + \bar{V}]^2 \quad (3.38)$$

Os esforços atuantes são resultado da integração da pressão na área do trecho da estrutura a ser considerado:

$$F(t) = A_i Ca_i Q(t) \quad (3.39)$$

Onde:

A_i é a área frontal efetiva do trecho “i” da estrutura;

Ca_i é coeficiente de arrasto associado ao trecho “i”.

A Figura 3.12 exibe, como exemplo, seis séries temporais geradas a partir da equação 3.38 com base nas flutuações de velocidade correspondentes aos gráficos da Figura 3.8 (página 35).

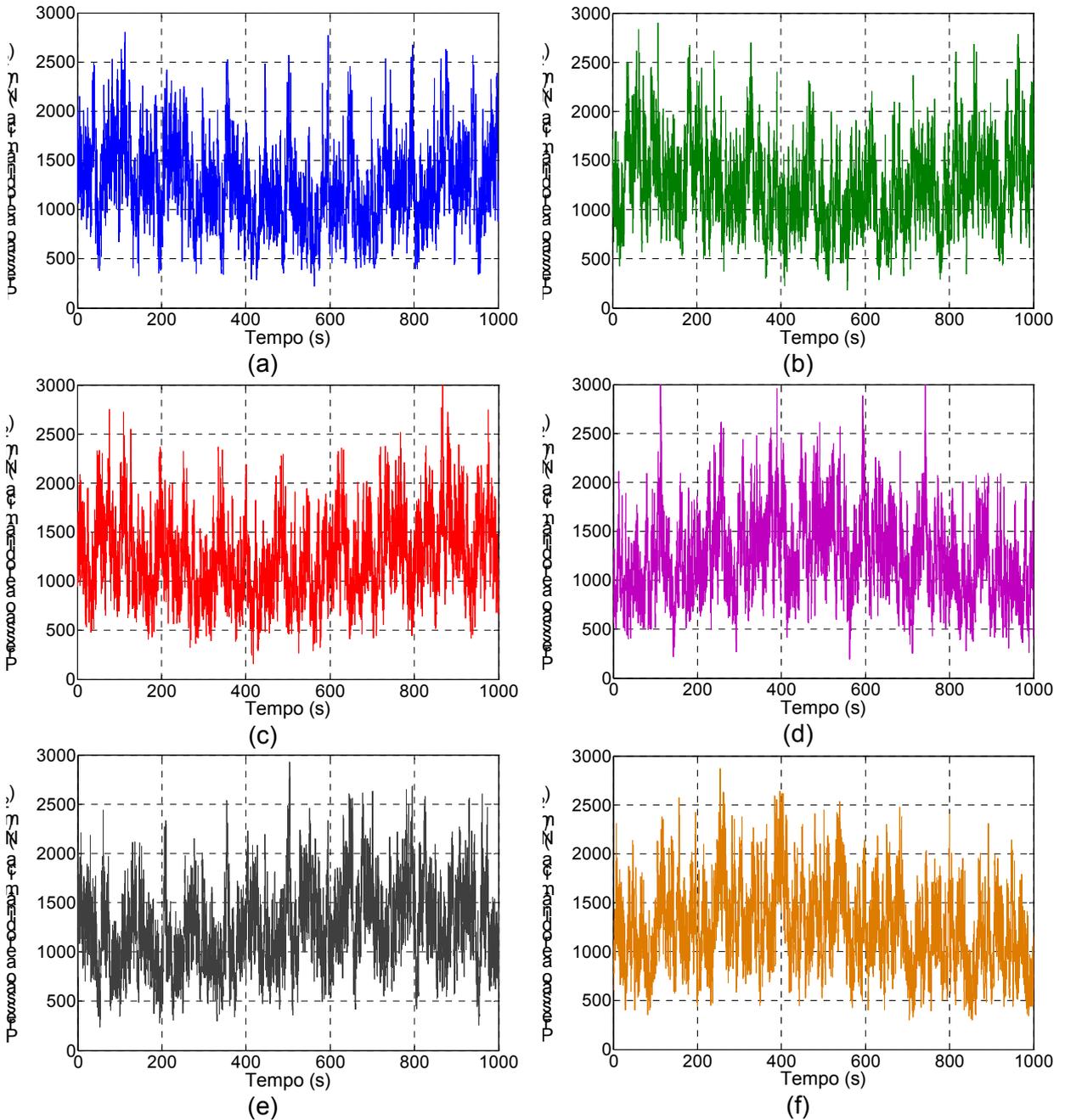


Figura 3.12 - Pressão aerodinâmica (N/m^2) x tempo (s)

Da mesma forma que nas séries geradas para a flutuação da velocidade, as características estatísticas das séries mostradas na figura anterior são mantidas, se diferenciando apenas pela aleatoriedade dos ângulos de fase considerados nos harmônicos das funções $v(t)$.

4. Modelo Estrutural

4.1. Introdução

Para que o completo entendimento da metodologia apresentada nos capítulos anteriores seja alcançado, é apresentado, a seguir, um exemplo de aplicação no qual um trecho de 900m de uma linha de transmissão em tangente é modelado com o intuito de avaliar o comportamento dinâmico de uma torre de suspensão do tipo delta. A modelagem do trecho da linha de transmissão em estudo foi realizada com base nas informações disponibilizadas pela referência [2].

4.2. Dados da Linha de Transmissão

O presente item tem como objetivo a apresentação dos dados associados à linha de transmissão em estudo. Trata-se de uma linha de transmissão do tipo suspensão em alinhamento reto, ou seja, em tangente. O vão médio máximo é de 450 m. A linha tem a função de suportar 3 cabos condutores do tipo CAA (condutor de alumínio com alma de aço) e 2 cabos pára-raios. A seguir são apresentados, de forma mais detalhada, os seguintes itens da linha de transmissão:

- Geometria da torre de transmissão;
- Materiais utilizados;
- Perfis estruturais empregados;
- Cabos condutores e pára-raios;
- Cadeias de isoladores.

4.2.1. Geometria da Torre de Transmissão

A Figura 4.1, a seguir, exhibe a silhueta da estrutura de transmissão em estudo. Desenhos mais detalhados da estrutura podem ser encontrados no Anexo C. A modelagem geométrica da torre foi realizada com base nas práticas descritas na referência [44], que trata da modelagem de estruturas reticuladas tridimensionais.

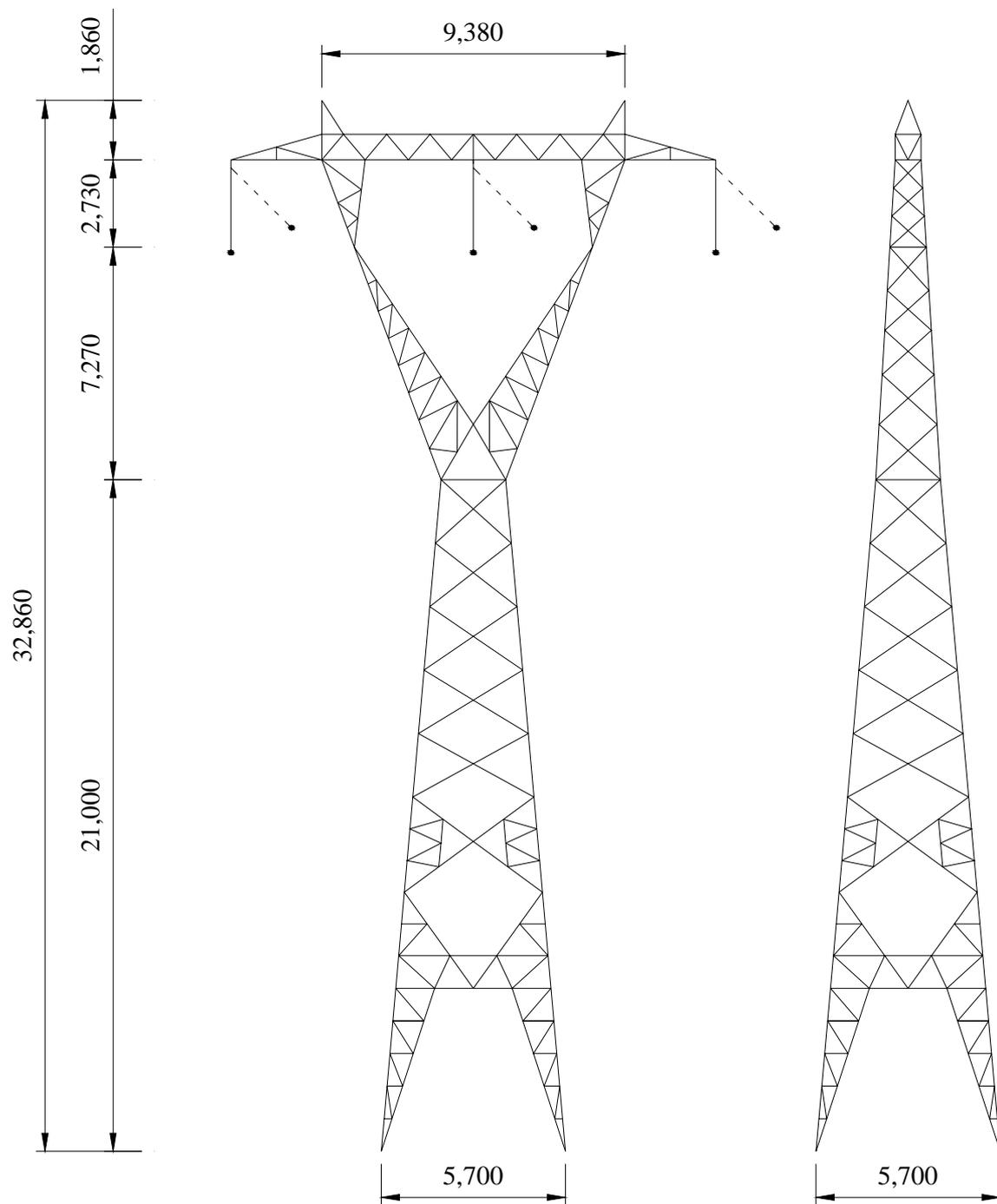


Figura 4.1 - Silhueta da estrutura (dimensões em metro)

4.2.2. Materiais Utilizados

Dois diferentes materiais são empregados na estrutura da torre de transmissão. A Tabela 4.1 exibe as propriedades desses materiais e suas respectivas denominações comerciais.

Tabela 4.1 - Propriedades dos materiais

Nº Material	Denominação	Tensão de Escoamento f_y		Módulo de Elasticidade E	
		(ksi)	(MPa)	(ksi)	(MPa)
1	ASTM A36	36	250	30000	206000
2	ASTM A572 Gr. 50	50	345	30000	206000

4.2.3. Perfis Estruturais

Todos os perfis utilizados na estrutura são do tipo cantoneira de abas iguais (padrão americano).

A Tabela 4.2 seguir, informa as dimensões desses perfis no sistema métrico e suas respectivas denominações comerciais.

Tabela 4.2 - Perfis estruturais, dimensões no sistema métrico

Nº Perfil	Denominação	Aba (mm)	Espessura (mm)
1	L 3" x 5/16"	76,2	7,94
2	L 3" x 3/16"	76,2	4,76
3	L 2 ½" x 3/16"	63,5	4,76
4	L 2" x 3/16"	50,8	4,76
5	L 1 ¾" x 3/16"	44,5	4,76
6	L 1 ¾" x 1/8"	44,5	3,17
7	L 1 ½" x 1/8"	38,1	3,17

As propriedades geométricas das seções transversais dos perfis apresentados anteriormente são mostradas na Tabela 4.3. Essas propriedades são necessárias para a construção do modelo computacional e/ou para a verificação da resistência e estabilidade das peças.

Tabela 4.3 - Propriedades mecânicas dos perfis utilizados

Nº Perfil	Área (mm ²)	I _x , I _y (mm ⁴)	W _x , W _y (mm ³)	r _{mín} (mm)
1	1146,7	6,2848x10 ⁵	11589	14,939
2	703,2	4,0031x10 ⁵	7288	15,133
3	582,2	2,2751x10 ⁵	4961	12,573
4	461,2	1,1340x10 ⁵	3205	9,957
5	400,7	7,4540x10 ⁴	2360	8,721
6	272,2	5,2288x10 ⁴	1642	8,808
7	231,9	3,2368x10 ⁴	1181	7,543

A utilização dos diferentes perfis é relacionada aos diferentes elementos estruturais da torre conforme a seqüência de tabelas a seguir:

Tabela 4.4 - Perfis associados ao trecho tronco-piramidal da torre

Tipo de elemento estrutural	Perfil	Material	Nº de elementos
Montantes	L 3" x 5/16"	ASTM A-36	84
Travejamento	L 2 1/2" x 3/16"	ASTM A-36	146
	L 2" x 3/16"	ASTM A-36	108
	L 1 1/2" x 1/8"	ASTM A-36	132
	L 1 3/4" x 1/8"	ASTM A-36	8

Tabela 4.5 - Trecho em "delta"

Tipo de elemento estrutural	Perfil	Material	Nº de elementos
Montantes	L 2 1/2" x 3/16"	ASTM A-36	40
	L 3" x 3/16"	ASTM A-572	72
	L 1 3/4" x 3/16"	ASTM A-36	16
Travejamento	L 3" x 3/16"	ASTM A-572	8
	L 1 1/2" x 1/8"	ASTM A-36	168
	L 1 1/2" x 1/8"	ASTM A-572	4

Tabela 4.6 - Perfis utilizados para a viga

Tipo de elemento	Perfil	Material	Nº de
------------------	--------	----------	-------

estrutural			elementos
Montantes	L 2 1/2" x 3/16"	ASTM A-36	16
	L 2" x 3/16"	ASTM A-36	44
Travejamento	L 2" x 3/16"	ASTM A-36	16
	L 1 1/2" x 1/8"	ASTM A-36	60
	L 1 3/4" x 3/16"	ASTM A-36	18
	L 1 1/2" x 1/8"	ASTM A-572	48

Tabela 4.7 - Travejamentos horizontais

Elevação	Perfil	Material	Nº de elementos
5,122 m	L 1 1/2" x 1/8"	ASTM A-36	8
	L 1 3/4" x 3/16"	ASTM A-36	4
	L 1 3/4" x 1/8"	ASTM A-572	24
21,000 m	L 1 3/4" x 1/8"	ASTM A-36	4

4.2.4. Cabos Condutores e Pára-raios

A linha de transmissão em estudo é constituída por cabos condutores de alumínio com alma de aço CAA 636MCM-26/7, Grosbeak. A Tabela 4.8, a seguir, exhibe as propriedades desse tipo de condutor elétrico.

Tabela 4.8 - Propriedades do condutor CAA 636MCM-26/7

Seção transversal (mm ²)			Número de fios		Diâmetro dos fios (mm)		Massa Linear (kg/m)	Tração Máxima (kN)
Alum.	Aço	Total	Alum.	Aço	Alum.	Aço		
322,3	52,4	374,7	26	7	3,97	3,09	1,303	31,5

A Figura 4.2 ilustra, de maneira esquemática, o arranjo dos fios de alumínio e de aço que compõem o cabo condutor.

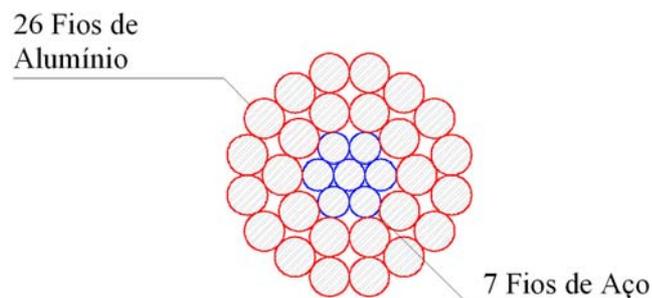


Figura 4.2 - Arranjo dos cabos condutores CAA 636MCM-26/7

Como cabos pára-raios, são utilizadas cordoalhas de aço galvanizado de alta resistência (EHS 3/8"). A Tabela 4.9, a seguir, exibe as propriedades dos cabos pára-raios que compõem o trecho da linha de TEE em estudo. O arranjo dos fios para o cabo pára-raios é ilustrado na Figura 4.3.

Tabela 4.9 - Propriedades dos cabos pára-raios

Seção transversal (mm ²)	Número de fios	Diâmetro dos fios (mm)	Massa linear (kg/m)	Tração Máxima (kN)
52,8	7	3,1	0,415	14,7

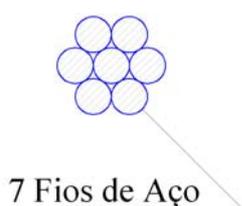


Figura 4.3 - Arranjo dos fios para o cabo pára-raios

4.2.5. Cadeias de Isoladores

A altura típica da cadeia de isoladores é de 2,65m. Seu peso total é de 1000N. Se o estribo de ligação entre a cadeia de isoladores e a estrutura da torre é considerado, a altura total da biela de suspensão é de 2,90m, conforme pode ser observado na Figura 4.4.

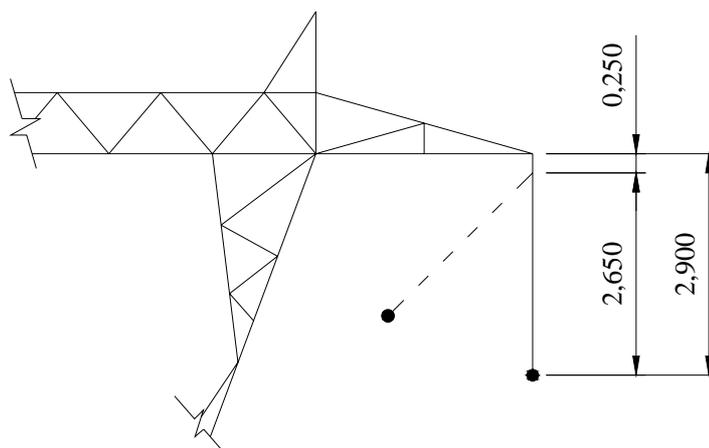


Figura 4.4 - Detalhe das dimensões da biela de suspensão (dimensões em metro)

4.3. Carregamentos Aerodinâmicos

A apresentação detalhada de todo o processo envolvido na geração e aplicação dos carregamentos aerodinâmicos envolvidos no modelo estrutural em estudo é realizada nos itens 4.3.2 e 4.3.3, a seguir.

4.3.1. Cálculo da Velocidade Média

Conforme Rodrigues [2], para a região de instalação da linha de transmissão em estudo, a norma NBR 6123 [38] fornece, a partir do mapa de isopletas mostrado na Figura 3.2 (página 23), uma velocidade básica do vento $V_0 = 50\text{m/s}$. Essa velocidade corresponde à velocidade média tomada sobre 3s, medida a 10m de altura e associada a uma probabilidade anual de ocorrência de 2%, ou seja, com tempo de recorrência de 50 anos.

A norma brasileira utiliza, para fins de análise dinâmica, uma velocidade média do vento calculada sobre um intervalo de tempo de dez minutos (10 min). Além de ser uma prescrição da norma NBR 6123 [38], esse valor encontra-se em consonância com outras referências sobre o assunto [2, 35]. O valor da velocidade média de projeto, \bar{V}_p , é dado, então, pela expressão 4.1, a seguir:

$$\bar{V}_p = 0,69 V_0 S_1 S_3 \quad (4.1)$$

Onde:

S_1 é o fator topográfico (associado às variações do relevo) da NBR 6123 [38];

S_3 é o fator estatístico. Necessário à caracterização do grau de segurança requerido e da vida útil da estrutura analisada.

O fator S_1 será tomado igual a 1,0, valor correspondente a terrenos planos ou fracamente acidentados [2].

Como a falha das torres de transmissão pode vir a afetar a segurança e a possibilidade de socorro após uma tempestade destrutiva o fator S_3 deve ser de, no mínimo, 1,10 (valor recomendado pela norma brasileira [38] e utilizado por Rodrigues [2]).

4.3.2. Simulação da Turbulência Atmosférica

Conforme exposto no capítulo anterior, a geração das funções temporais que descrevem a turbulência atmosférica foi realizada a partir das séries de Fourier com base no espectro de Kaimal (equação 3.29).

A faixa de frequência considerada foi de 0,01Hz até 15,01Hz, sendo o incremento considerado de 0,01Hz. As frequências naturais de vibração mais importantes para a resposta estrutural certamente estão incluídas nessa ampla faixa adotada para a excitação, como poderá ser constatado mais adiante. A série de Fourier foi composta, portanto, por 1500 harmônicos. Essa ampla faixa garante que as frequências de vibração do sistema estrutural estarão incluídas na geração das séries.

Os dados necessários para a construção das funções temporais foram considerados conforme abaixo:

- altura em relação ao solo: $z = 28,15\text{m}$;
- comprimento de rugosidade: $z_0 = 0,07\text{m}$;
- velocidade média de projeto a 10m de altura: $\bar{V}_{10} = 37,95\text{m/s}$;
- coeficiente exponencial: $p = 0,15$;
- velocidade média na altura z : $\bar{V}_z = 44,32\text{m/s}$;
- velocidade de fricção: $u_* = 2,956\text{m/s}$.

A velocidade média do vento calculada na altura $z = 28,15\text{m}$ é obtida a partir da seguinte expressão:

$$\bar{V}_z = \bar{V}_{10}(z/10)^p \quad (4.2)$$

A velocidade de fricção correspondente, u_* , é calculada a partir da 4.3, apresentada por Blessman [40]:

$$u_* = \frac{k \bar{V}_z}{\ln(z/z_0)} \quad (4.3)$$

Onde:

$k \cong 0,4$ representa a constante de Kármán.

O trecho de 900m da linha de transmissão em estudo foi dividido em faixas de 90m ($\Delta L = 90m$), sendo as faixas extremas de 45m. Foram consideradas, portanto, 11 regiões para aplicação das forças do vento, conforme ilustrado na Figura 4.5, a seguir. Com isso, foi atendido o primeiro passo do procedimento apresentado detalhadamente no item 3.5 desta dissertação (ver página 36).

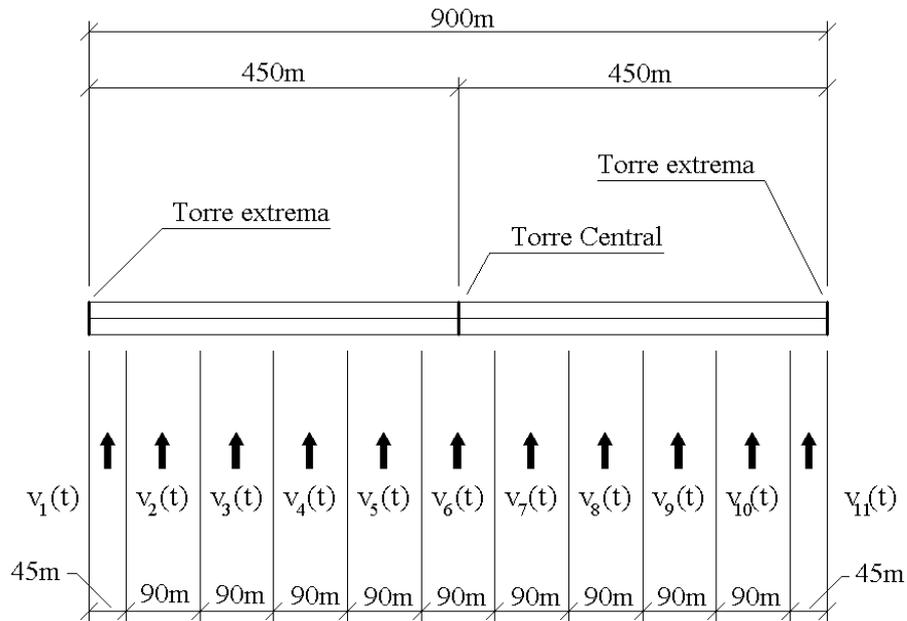


Figura 4.5 - Divisão do modelo em faixas de aplicação das forças de vento

O passo seguinte do procedimento do item 3.5 é a determinação do valor de C_1 , correspondente ao valor da função de covariância cruzada para $\Delta L = 90m$. Uma vez obtida a função de covariância cruzada (gráfico da Figura 4.7) é possível chegar a $C_1 = 15,70$.

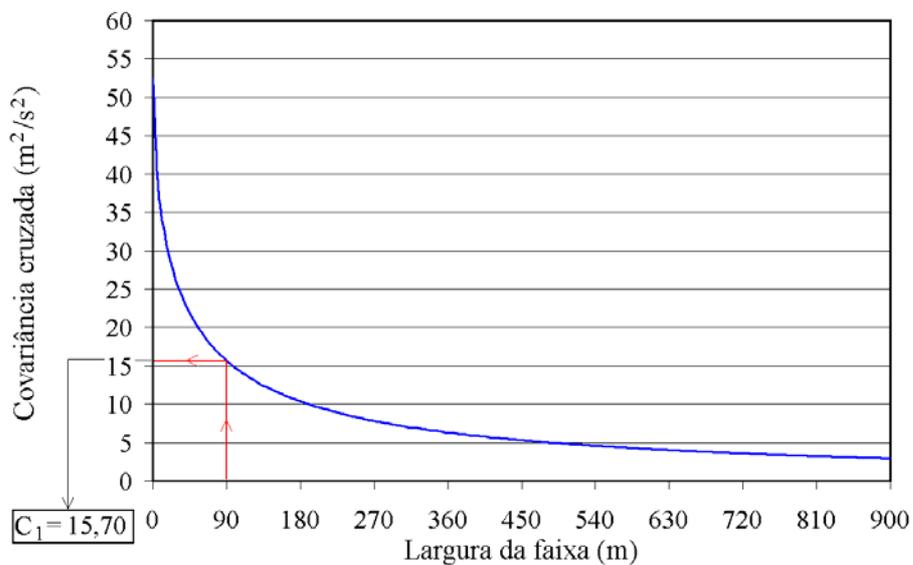


Figura 4.7 - Função de covariância cruzada espacial lateral

Entrando com o valor de C_1 no gráfico da Figura 4.8 (função de autocovariância) é possível obter o valor de τ_1 , cumprindo o terceiro passo do procedimento descrito no item 3.5.

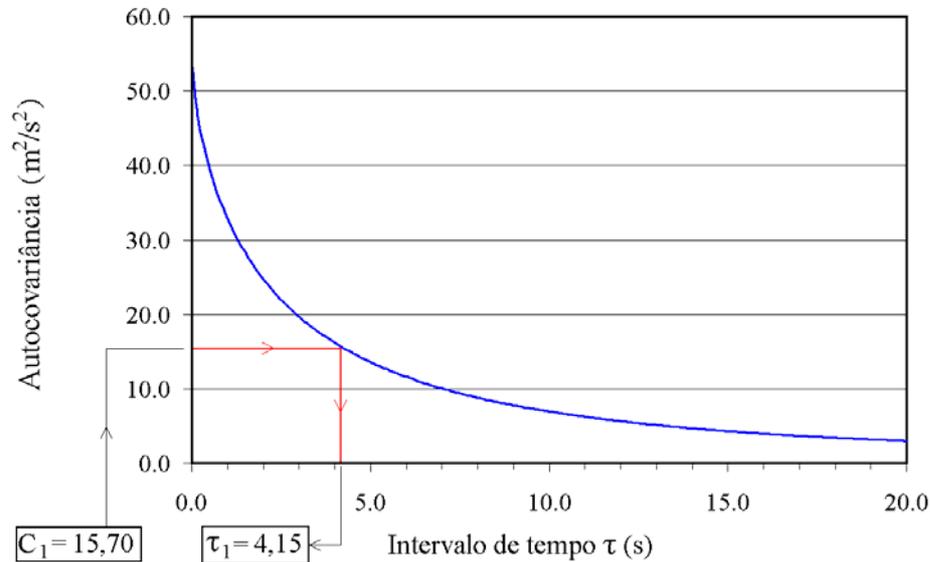


Figura 4.8 - Função de autocovariância

Para o exemplo de aplicação apresentado, o intervalo de tempo τ_1 obtido foi de 4,15 segundos, conforme mostrado na Figura 4.8, sendo esse o valor utilizado na defasagem das 11 funções temporais adotadas ao longo do trecho de 900m da linha de transmissão.

4.3.3. Aplicação dos Carregamentos do Vento

Os carregamentos de vento necessários para a avaliação do comportamento dinâmico da torre tipo delta são produzidos pelas pressões aerodinâmicas incidentes nos painéis da torre de transmissão, nos cabos (condutores e pára-raios) e nas cadeias de isoladores.

Como não é do escopo desse trabalho o estudo de hipóteses de carga críticas para o sistema estrutural em questão, considera-se apenas uma hipótese para as cargas de vento, ou seja, apenas uma direção de incidência é considerada. Todas as cargas de vento são calculadas com base no vento incidente na direção ortogonal com relação ao eixo da LT ($\alpha = 0^\circ$ na Figura 4.9).

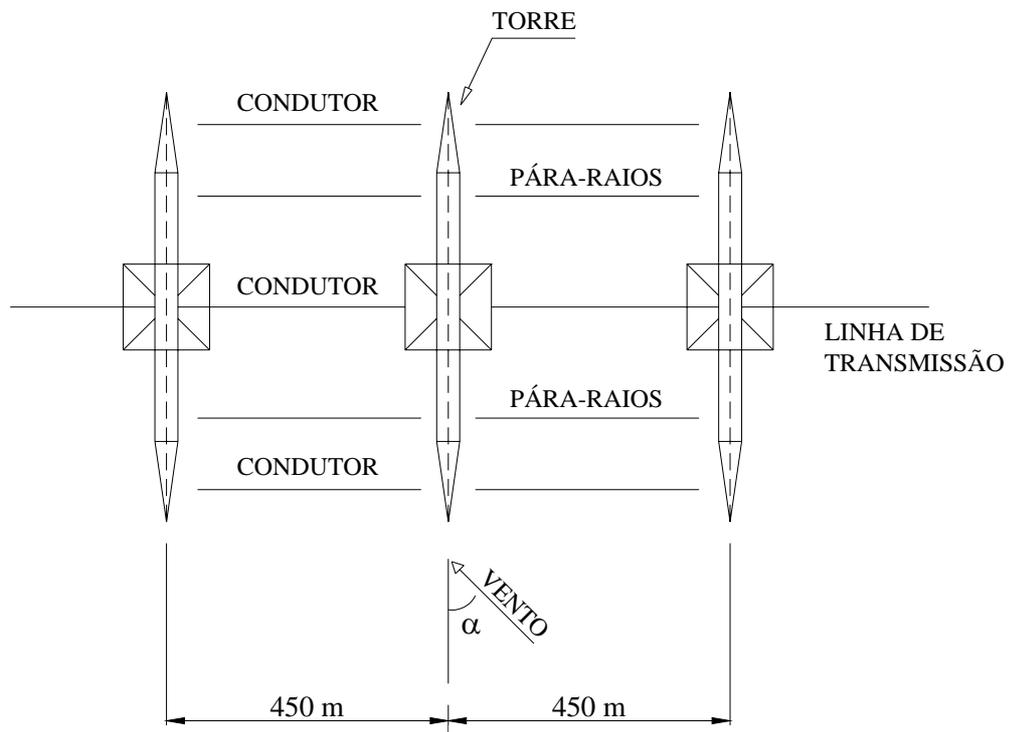


Figura 4.9 - Ângulo de incidência do vento

A Figura 4.10, a seguir exibe o perfil de velocidade média ao longo da altura (\bar{V}_z). A velocidade média é determinada para seis diferentes valores de z , dividindo a estrutura nas regiões (A) a (F). A determinação da velocidade média nesses seis pontos foi realizada a partir da expressão 4.2.

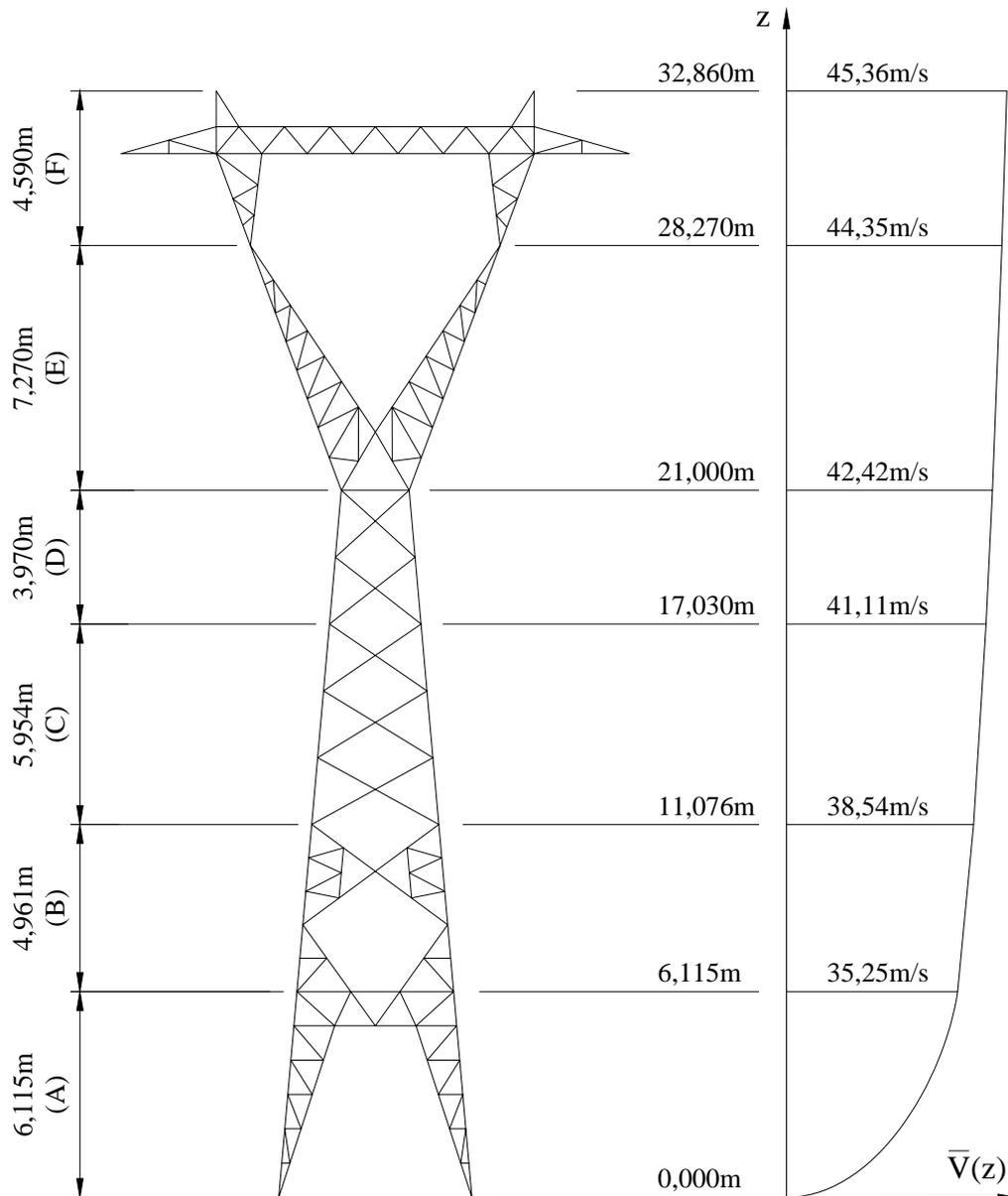


Figura 4.10 - Perfil vertical de velocidade média

A Tabela 4.10 exibe os valores de velocidade média para diferentes alturas (calculados conforme equação 4.2), relacionando-os às regiões do modelo correspondentes. Também são mostrados os valores médios da pressão aerodinâmica calculada para essas mesmas alturas a partir da equação 3.38 (página 38). Adicionalmente, são mostradas as razões entre a pressão aerodinâmica em diferentes alturas (\bar{Q}_z) e a pressão aerodinâmica de referência (\bar{Q}_{ref}), calculada para a altura $z=28,15\text{m}$ (correspondente ao posicionamento assumido para os cabos condutores).

Tabela 4.10 - Valor da velocidade média e pressão aerodinâmica ao longo da altura

Região	z (m)	\bar{V}_z (m/s)	\bar{Q}_z (N/m ²)	$\bar{Q}_z / \bar{Q}_{ref}$
A	6,115	35,25	761,73	0,633
B	11,076	38,54	910,33	0,756
C	17,030	41,11	1035,73	0,860
D	21,000	42,42	1102,93	0,916
E	28,270	44,35	1205,82	1,001
F	32,860	45,36	1261,49	1,048
Condutores	28,150	44,32	1204,28	1,000
Pára-raios	32,610	45,31	1258,60	1,045
Cadeias de isoladores	28,150	44,32	1204,28	1,000

O cálculo das cargas de vento atuantes na estrutura da torre foi realizado a partir da seguinte expressão:

$$F(t) = A_i C_{a_i} Q(t) \left(\frac{\bar{Q}_z}{\bar{Q}_{ref}} \right) \quad (4.4)$$

A equação 4.4 tem como objetivo a generalização da equação 3.39 (item 3.6) para diferentes valores da altura z. Como a função Q(t) foi gerada com base nas séries temporais referentes à altura z = 28,15m (ver item 4.3.2), foi necessária a utilização da relação $\bar{Q}_z / \bar{Q}_{ref}$ como fator de correção.

Os coeficientes de arrasto (C_{a_i}) considerados para cada região da estrutura da torre de transmissão (ver Figura 4.10), obtidos conforme procedimento da norma NBR 6123 [38] e apresentado por Rodrigues [2] são exibidos pela Tabela 4.12, a seguir.

Tabela 4.12 - Coeficientes de arrasto para a estrutura da torre

Trecho	Região	Coefficiente de arrasto C_a
Tronco-piramidal	A	2,60
	B	3,35
	C	3,35
	D	3,25
Em "delta"	E	1,84
	F	1,74

As forças de vento atuantes nos cabos condutores foram determinadas a partir da pressão aerodinâmica calculada a partir da equação 4.4, tomando como base a velocidade do vento referente às funções histórico da velocidade de vento calculadas no item anterior. O coeficiente de arrasto adotado foi 1,10, conforme pode ser observado na Tabela 4.13.

A metodologia de cálculo das forças incidentes sobre os cabos pára-raios é a mesma utilizada para as forças atuantes na estrutura, ou seja, a partir da equação 4.4. O coeficiente de arrasto adotado, nesse caso, foi de 1,25, conforme mostrado na Tabela 4.13.

De maneira análoga, foram calculadas as forças atuantes sobre as cadeias de isoladores, sendo o coeficiente de arrasto igual a 1,20.

Tabela 4.13 - Coeficientes de arrasto para os cabos e isoladores

Elementos	Coeficiente de arrasto C_a
Cabo condutor	1,10
Cabo pára-raios	1,25
Isoladores	1,20

Todos os coeficientes de arrasto apresentados foram determinados por Rodrigues [2] com base na metodologia proposta pela norma brasileira NBR 6123 [38].

4.4. Representação da Continuidade da Linha

A representação da continuidade da linha de transmissão foi baseada no procedimento já apresentado no item 2.2.3. Os cálculos das propriedades das molas utilizadas segundo essa metodologia são apresentados a seguir.

Para o cálculo da constante elástica das molas associadas à condição de extremidade relativa aos cabos condutores, foram utilizados os seguintes dados de entrada:

Área total da seção transversal:	$A = 374,7\text{mm}^2$
Comprimento do cabo:	$L = 450,65\text{m}$
Componente horizontal da tração estática:	$H = 31,34\text{kN}$
Dimensão da projeção horizontal do cabo	$L_x = 450\text{m}$
Módulo de elasticidade	$E = 76,6 \cdot 10^9\text{Pa}$
Peso específico linear do cabo	$p_z = 13,0\text{N/m}$

Aplicando a equação 2.1 (página 15), obtém-se:

$$k_{L1} = \left(\frac{L}{AE} + \frac{p_z^2 L_x^3}{12H^3} \right)^{-1} = 1,742 \cdot 10^4 \text{N/m}$$

No caso dos cabos pára-raios, os seguintes dados de entrada foram tomados:

Área total da seção transversal:	$A = 52,8\text{mm}^2$
Comprimento do cabo:	$L = 450,65\text{m}$
Componente horizontal da tração estática:	$H = 9,8\text{kN}$
Dimensão da projeção horizontal do cabo	$L_x = 450\text{m}$
Módulo de elasticidade	$E = 206 \cdot 10^9\text{Pa}$
Peso específico linear do cabo	$p_z = 4,07\text{N/m}$

Aplicando novamente a equação 2.1:

$$k_{L2} = \left(\frac{L}{AE} + \frac{p_z^2 L_x^3}{12H^3} \right)^{-1} = 5,727 \cdot 10^3 \text{N/m}$$

4.5. Representação do Amortecimento

Conforme discutido ao final do item 2.6 desse trabalho, a modelagem do amortecimento é obtida a partir de sua forma viscosa.

Na análise transiente, o amortecimento considerado é do tipo proporcional (ou de Rayleigh), sendo a matriz de amortecimento definida a partir dos parâmetros α e β , determinados em função das taxas de amortecimento modais [37]. Segundo essa formulação, a matriz de amortecimento do sistema [C] é proporcional às matrizes de rigidez e de massa, conforme mostrado na expressão a seguir:

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (4.5)$$

Em termos de taxa de amortecimento modal e frequência natural circular, a expressão anterior pode ser reescrita da seguinte maneira:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \quad (4.6)$$

Onde:

ξ_i é a taxa de amortecimento modal referente ao i-ésimo modo de vibração;

ω_i é a frequência natural circular correspondente ao modo "i".

Isolando os parâmetros α e β da equação 4.6 para duas freqüências de vibração adotadas como referência (ω_{01} e ω_{02}), tem-se que:

$$\beta = \frac{2(\xi_2\omega_{02} - \xi_1\omega_{01})}{\omega_{02}\omega_{02} - \omega_{01}\omega_{01}} \quad (4.7)$$

$$\alpha = 2\xi_1\omega_{01} - \beta\omega_{01}\omega_{01} \quad (4.8)$$

A partir de dois valores de freqüência natural é possível determinar os dois parâmetros (α e β), apresentados anteriormente. As freqüências ω_{01} e ω_{02} são tomadas, geralmente, pelos extremos do espectro de projeto. A freqüência ω_{01} , portanto, é a menor freqüência e está associada ao modo fundamental de vibração da estrutura. Já o valor de ω_{02} é o valor de freqüência além do qual há pouco interesse, seja do ponto de vista da excitação ou da resposta. Os valores das freqüências ω_{01} e ω_{02} adotados foram os seguintes: ω_{01} igual a 0,968 rad/s (correspondente à freqüência $f_{01} = 0,154$ Hz); e ω_{02} igual a 62,832 rad/s (correspondente à freqüência $f_{02} = 10$ Hz).

O valor de f_{01} corresponde à freqüência fundamental do sistema formado pela torre e cabos (conforme resultado da análise de vibração livre a ser apresentada no item 5.3). Já a freqüência f_{02} é imediatamente superior à freqüência de vibração correspondente ao décimo modo de vibração da estrutura isolada (item 5.2).

Já o valor da taxa de amortecimento (considerado uniforme) foi de 2% (valor típico para estruturas de aço com ligações por parafusos conforme Rodrigues [35]).

5. Resultados das Análises

O presente capítulo destina-se à apresentação dos resultados obtidos a partir das diversas análises executadas nesse estudo. Primeiramente, são expostos os resultados relativos à análise estática não-linear do sistema formado por cabos e torre. A seguir, é apresentada a análise de frequências e modos de vibração da estrutura da torre, desconsiderando os cabos a ela ligados. No item seguinte, a análise modal do sistema estrutural completo é apresentada. Finalmente, são apresentados os resultados associados à análise dinâmica não-linear no domínio do tempo para o sistema estrutural completo, formado pelos cabos condutores, pára-raios e pela estrutura da torre.

5.1. Análise Estática Não-linear

Os resultados da análise estática não-linear geométrica do sistema são expostos a seguir. A resposta da estrutura é avaliada em termos de deslocamentos, reações de apoio e esforços solicitantes. Como carregamento são considerados: o peso próprio da estrutura, a ação gravitacional sobre os cabos condutores e pára-raios e a ação do vento sobre cabos e torre.

5.1.1. Deslocamentos no topo da torre

O máximo deslocamento na estrutura é da ordem de 27cm e ocorre no ponto mais alto da torre como esperado. A Figura 5.1 ilustra o contorno de deslocamentos transversais ao eixo da linha de transmissão.

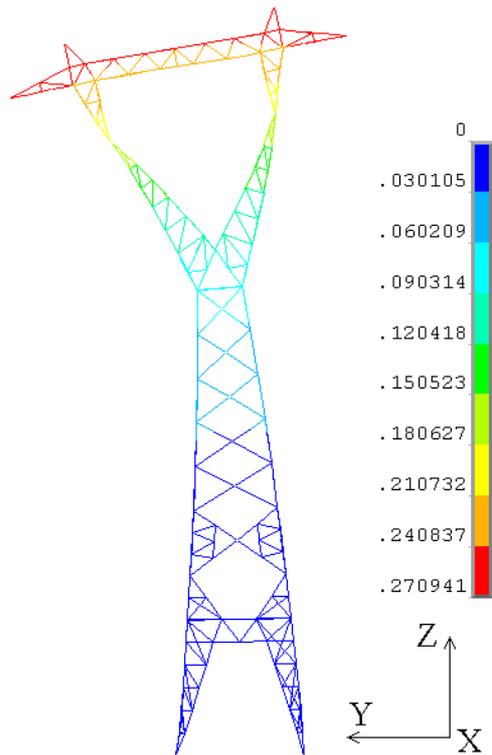


Figura 5.1 - Deslocamento lateral (m). Configuração deformada ampliada (12x)

O deslocamento lateral no ponto de suspensão central é de, aproximadamente, 23cm, conforme ilustrado na figura a seguir.

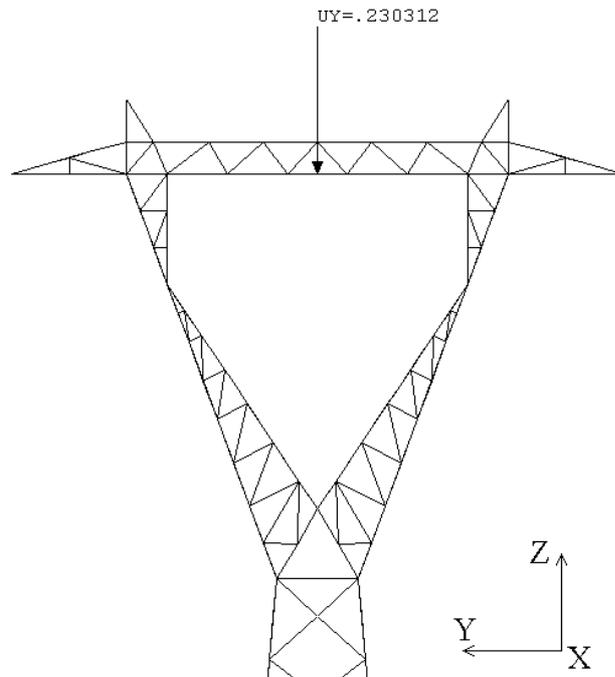


Figura 5.2 - Deslocamento lateral no ponto de suspensão central (m)

A Figura 5.3 exibe a configuração deformada do sistema incluindo as cadeias de isoladores. O máximo deslocamento lateral é da ordem de 2,69m.

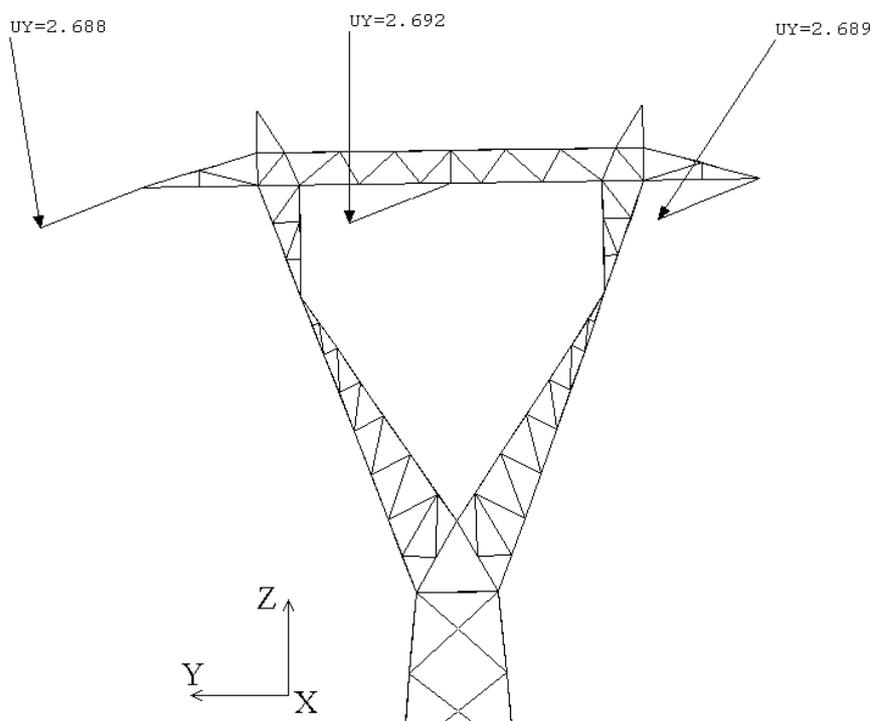


Figura 5.3 - Deslocamento lateral das cadeias de isoladores (m)

O ângulo de inclinação entre as cadeias de isoladores e a vertical ao final da aplicação do carregamento de vento é de, aproximadamente, 69°. A partir dos valores do peso linear dos condutores e da pressão aerodinâmica linearmente distribuída é possível avaliar pela condição de equilíbrio do sistema o valor desse ângulo:

- Peso linear do condutor: $p_z = 13,0 \text{ N/m}$;
- Carga aerodinâmica linearmente distribuída: $p_y = 33,33 \text{ N/m}$.

O ângulo θ será dado conforme a expressão $\theta = \arctan(p_y \div p_z) \cong 68,7^\circ$, que corresponde ao valor fornecido pela análise estática não-linear do sistema.

5.1.2. Reações de apoio

A Figura 5.4 ilustra os resultados obtidos para as reações de apoio na base da torre central quando os carregamentos gravitacionais e de vento são aplicados. Na região comprimida, a reação vertical em cada apoio é de, aproximadamente, 212kN. Já para a região tracionada, a força de reação vertical é de, aproximadamente, 181kN.

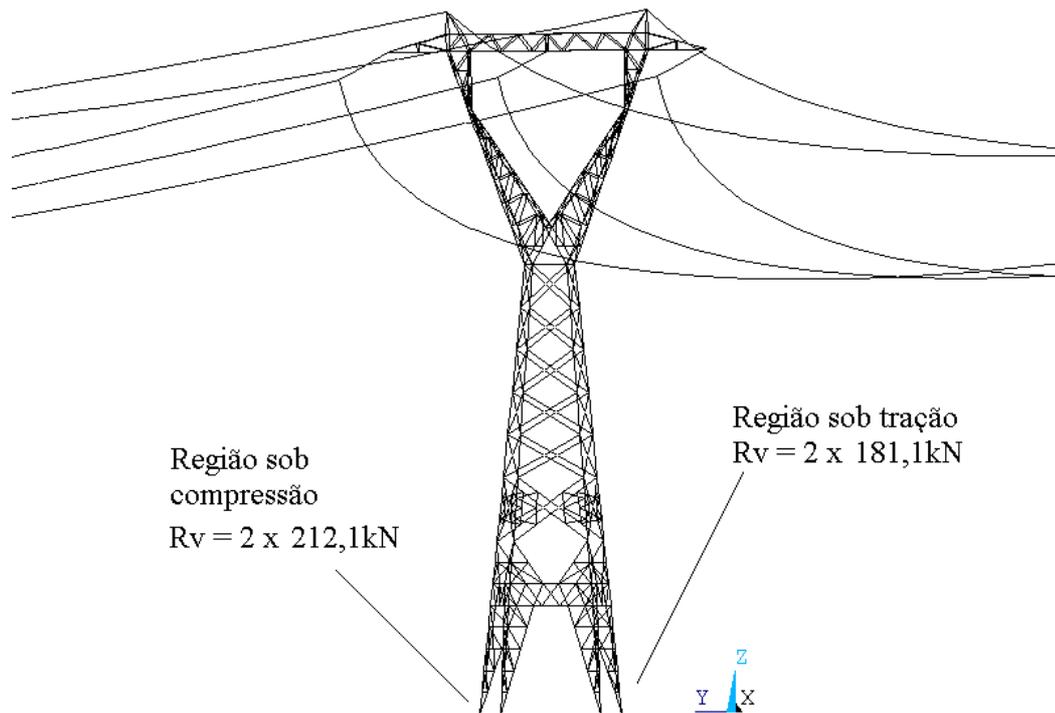


Figura 5.4 - Reações de apoio verticais

5.1.3. Tração nas Cadeias de Isoladores

O esforço de tração nas cadeias de isoladores é de, aproximadamente, 16,04kN. Esse valor será utilizado mais adiante na comparação entre os resultados das análises estática e dinâmica.

5.1.4. Esforços nos Condutores Elétricos e Pára-raios

Os máximos esforços de tração atuantes nos cabos condutores e pára-raios quando submetidos aos carregamentos estáticos e à parcela estática dos carregamentos de vento são fornecidos na Tabela 5.1. Os fatores de utilização para os cabos condutores e pára-raios são, respectivamente, 0,30 e 0,32.

Tabela 5.1 - Avaliação dos cabos condutores e pára-raios

Cabo	Carga nominal de Ruptura R_n (kN)	Carga de Tração T (kN)	Fator de utilização T/R_n
Condutor	137,8	40,92	0,30
Pára-raios	69,9	22,16	0,32

5.1.5. Esforços nos Elementos da Estrutura

O esquema da Figura 5.5 indica os elementos da estrutura escolhidos para o monitoramento dos esforços (força normal e momento fletor) atuantes após aplicação dos carregamentos gravitacionais e de vento. Recordando que o eixo “Y” é o eixo de aplicação das forças do vento, é de se esperar que os elementos posicionados em coordenadas “Y” positivas sejam comprimidos e que elementos posicionados em coordenadas “Y” negativas sejam tracionados (ver cortes da Figura 5.5).

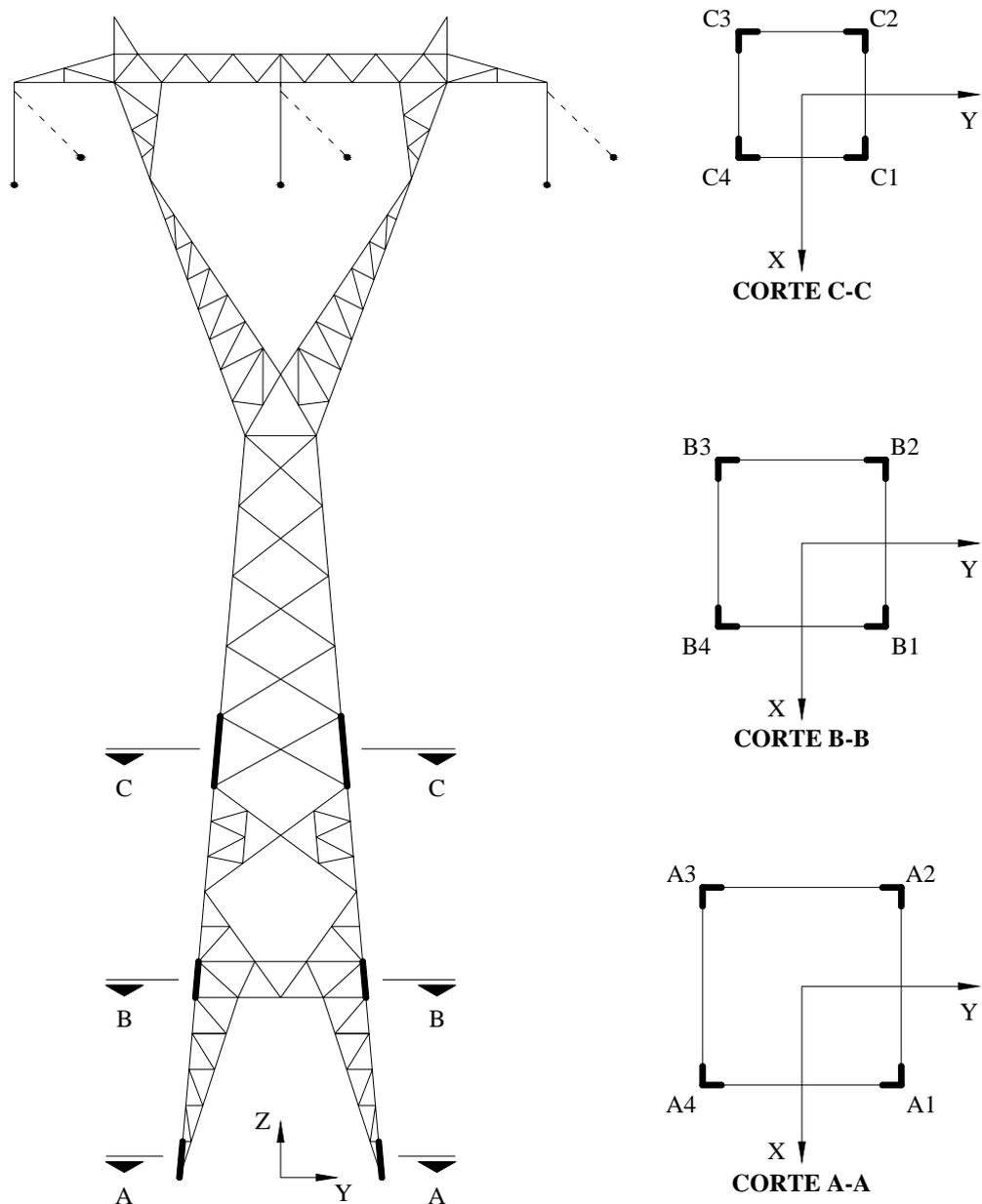


Figura 5.5 - Nomenclatura utilizada para os elementos avaliados

A Tabela 5.2 exibe o resumo dos resultados obtidos para os elementos mostrados na figura anterior. Devido à simetria do modelo, foi possível apresentar os resultados tomando os elementos dois a dois. Os momentos nodais máximos M_y e M_z são correspondentes aos eixos centroidais paralelos às abas do perfil “L”, conforme mostrado na Figura 5.6. De maneira geral, o momento fletor atuante nos elementos é capaz de produzir tensões normais de flexão significativas com relação às tensões produzidas pelo esforço normal.

Tabela 5.2 - Esforços nos elementos da estrutura

Elemento	Esforço Normal (kN)	Momento Fletor M_y (kN.m)	Momento Fletor M_z (kN.m)
A1, A2	-159,0	0,848	0,853
A3, A4	127,6	0,614	0,495
B1, B2	-160,3	0,201	0,061
B3, B4	142,4	0,150	0,052
C1, C2	-184,1	0,635	0,042
C3, C4	162,9	0,164	0,370

Obs: o sinal (-) significa que o esforço é de compressão.

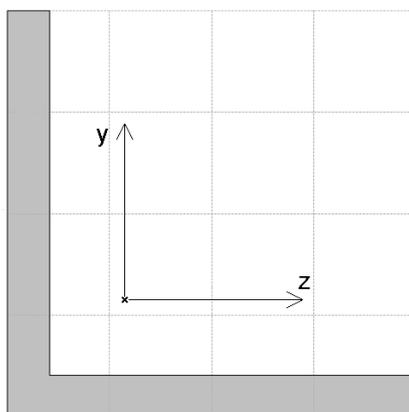


Figura 5.6 - Posicionamento do eixos y e z em relação ao perfil L

5.1.6. Considerações Sobre a Não-linearidade da Estrutura da Torre

Com o objetivo de investigar os efeitos da análise não-linear geométrica no que tange aos esforços globais sobre a estrutura da torre, foi monitorado o momento fletor total na base da torre, M_b . Cabe ressaltar que não há interesse na avaliação dos efeitos que agem sobre os cabos e cadeias de isoladores que, obviamente, sofrem grandes deslocamentos durante a aplicação dos carregamentos.

Considerando-se a razão entre o momento fletor M_b e um momento fletor de referência, M_{ref} (tomado ao final da análise) e executando-se a análise estática não-linear sob carregamento de peso próprio e cargas de vento, é possível gerar o gráfico da Figura 5.7. Não é possível notar nenhum tipo de comportamento não-linear para a curva que representa o momento fletor na base da estrutura.

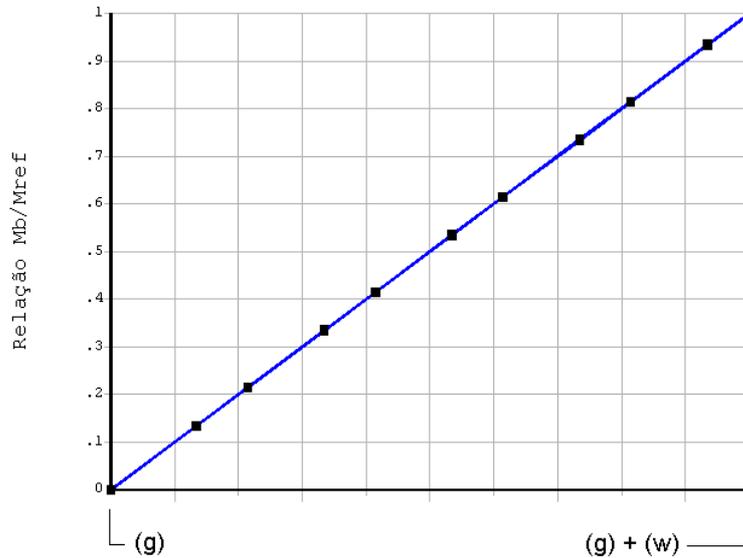


Figura 5.7 - Relação entre o momento fletor na base e o momento de referência

Quando o carregamento gerado pela parcela média da velocidade do vento é ampliado em mais de 4x, torna-se possível notar o aspecto não-linear da curva M_b / M_{ref} , conforme mostrado na Figura 5.8, a seguir.

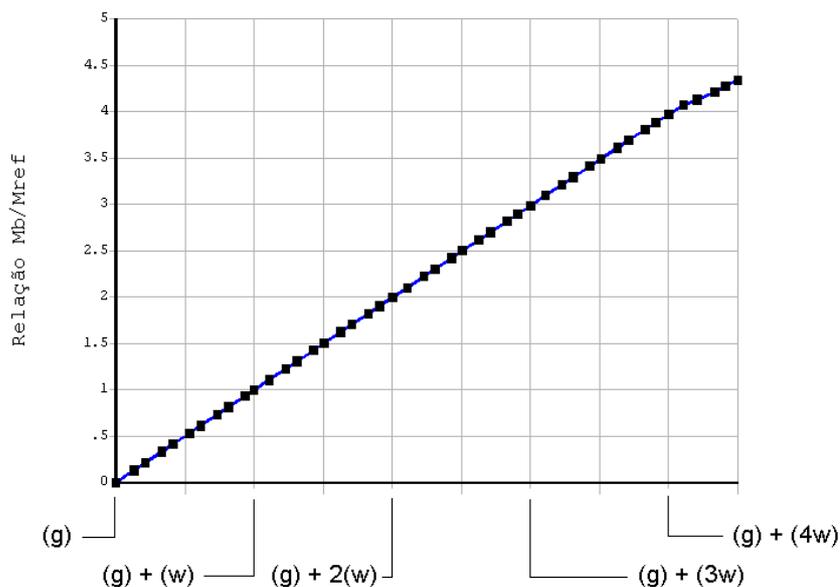


Figura 5.8 - Relação entre o momento M_b e o momento M_{ref} - Carregamento de vento ampliado

A aplicação do carregamento de vento ampliado em 5x não foi possível devido à não convergência da análise não-linear. A observação da configuração deformada da estrutura permite afirmar que, mesmo antes do sistema apresentar efeitos não-lineares globais, já existem traços que indicam colapso local em alguns pontos da estrutura, o que justifica a não convergência da análise.

Os fatos mencionados anteriormente sugerem que os efeitos da não-linearidade geométrica sobre a estrutura da torre são observados apenas para níveis de carregamento muito superiores àqueles compatíveis com a realidade.

5.2. Análise Modal da Estrutura Isolada

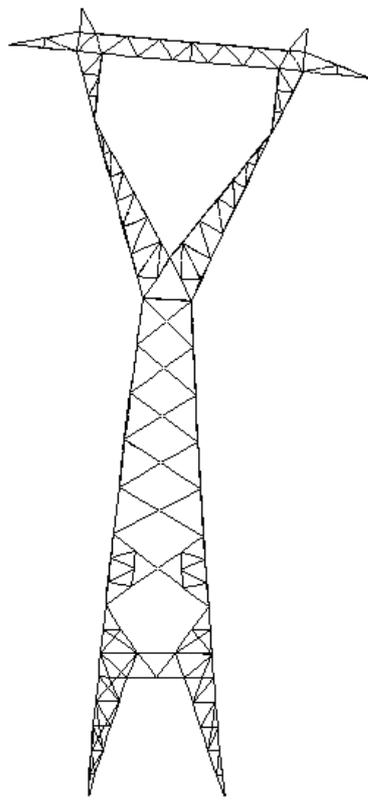
Apesar dos resultados da análise de vibração livre associada apenas à estrutura da torre (cabos condutores e pára-raios não inclusos) não constituírem dados suficientes para a análise dinâmica do sistema global, estes podem conduzir a uma boa estimativa de seu comportamento. A principal restrição do uso desse tipo de análise é a desconsideração da massa associada aos cabos condutores, acoplados às torres por meio das cadeias de isoladores.

A Tabela 5.3 resume as freqüências naturais de vibração obtidas para a torre isolada. Os modos de vibração associados a essas freqüências podem ser visualizados da Figura 5.9 à Figura 5.13.

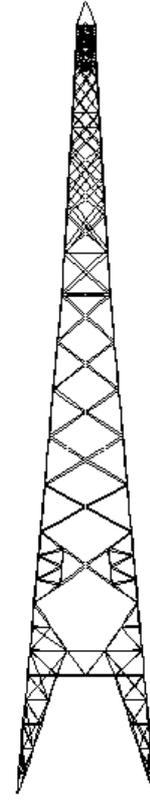
Tabela 5.3 - Freqüências naturais de vibração da torre f_{0i} (Hz)

Freqüência	f_{01}	f_{02}	f_{03}	f_{04}	f_{05}	f_{06}	f_{07}	f_{08}	f_{09}	f_{10}
Valor	2.472	2.585	3.969	6.587	6.809	7.713	8.792	9.386	9.457	9.528

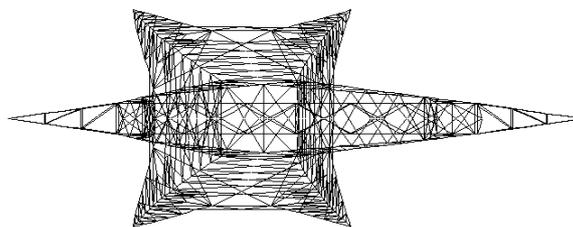
O modo fundamental de vibração da estrutura isolada constitui uma deformada de flexão em torno do eixo “x”, que é o coincidente com o eixo da linha de transmissão. Esse modo de vibração pode ser classificado como um dos mais importantes no que diz respeito à excitação induzida pelo vento incidente ortogonalmente à linha.



(a) Vista Frontal



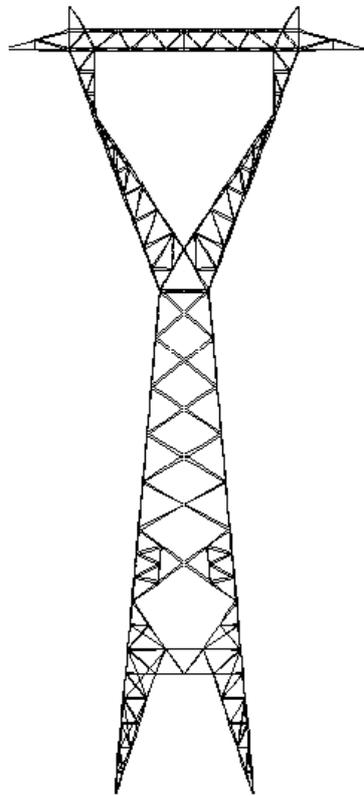
(b) Vista Lateral



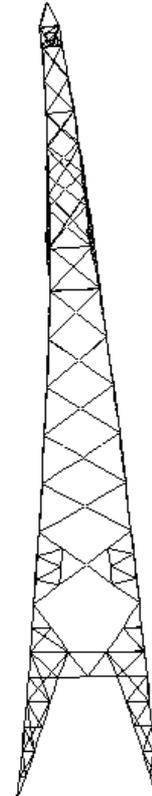
(c) Vista Superior

Figura 5.9 - Modo de vibração associado à frequência fundamental da torre

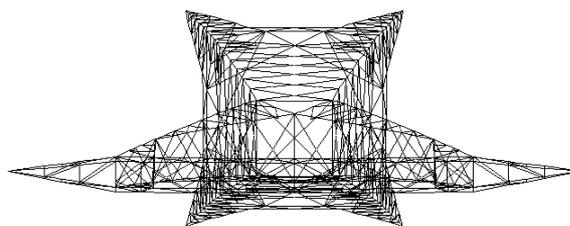
O segundo modo de vibração é caracterizado pela deformada característica de flexão em torno do eixo “y”, ortogonal à direção da linha de transmissão. Para uma excitação longitudinal provocada pelo vento, haveria grande participação modal.



(a) Vista Frontal



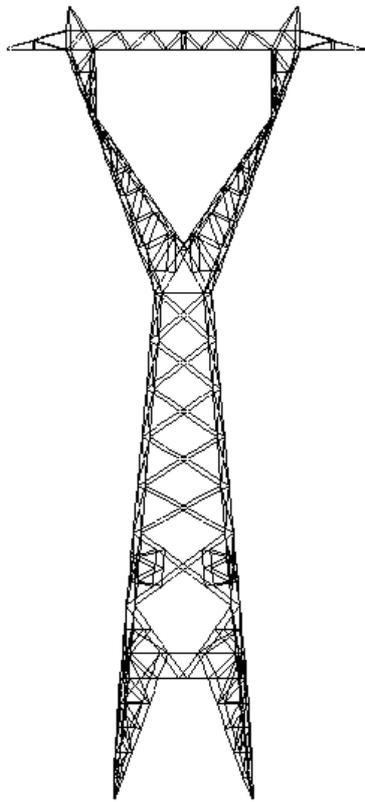
(b) Vista Lateral



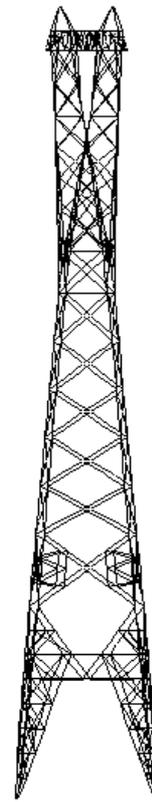
(c) Vista Superior

Figura 5.10 - Modo de vibração associado à 2ª frequência natural da torre

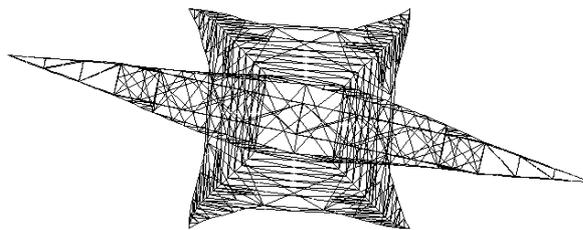
Para o terceiro modo de vibração, a estrutura exibe uma configuração deformada de torção, na qual as extremidades da viga tendem a se afastar uma da outra. Uma possível fonte de excitação para esse modo seria a ruptura de um dos condutores, levando a uma carga súbita desbalanceada.



(a) Vista Frontal



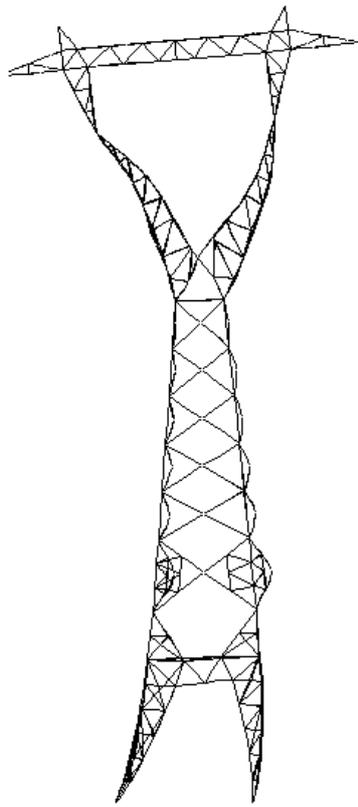
(b) Vista Lateral



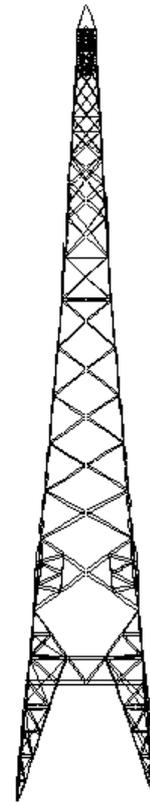
(c) Vista Superior

Figura 5.11 - Modo de vibração associado à 3ª frequência natural da torre

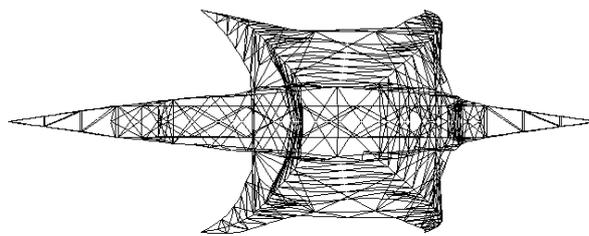
A quarta frequência de vibração está associada a um modo de flexão em torno do eixo da LT. Pode ser observada, ainda, a existência de modos de vibração localizados.



(a) Vista Frontal



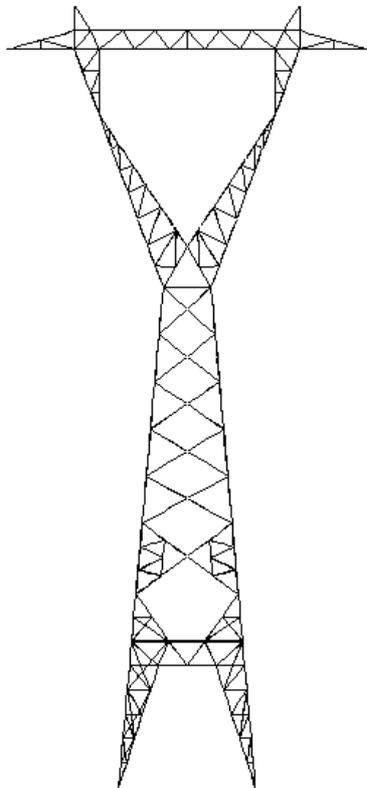
(b) Vista Lateral



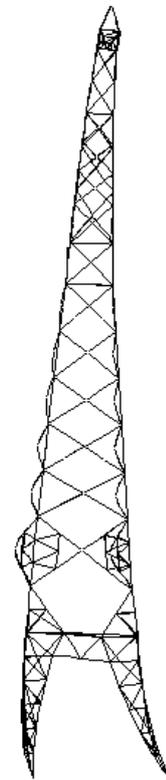
(c) Vista Superior

Figura 5.12 - Modo de vibração associado à 4ª frequência natural da torre

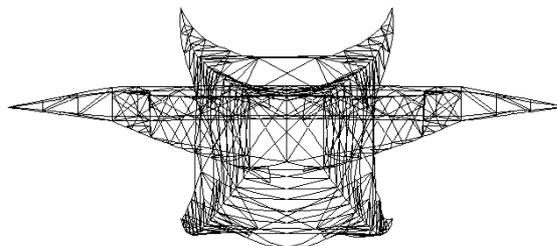
O quinto modo de vibração pode ser classificado como de flexão no plano da LT. Assim como na frequência anterior, nota-se a existência de efeitos locais, ainda que pouco pronunciados, no modo de vibração.



(a) Vista Frontal



(b) Vista Lateral



(c) Vista Superior

Figura 5.13 - Modo de vibração associado à 5ª frequência natural da torre

5.3. Análise Modal do Sistema Estrutural Completo

A análise modal realizada para a torre isolada resultou numa frequência fundamental de, aproximadamente, 2,5Hz. Um sistema estrutural com frequência fundamental nesse nível dificilmente teria uma parcela ressonante expressiva em sua resposta quando excitada pelo vento.

Como os conjuntos de cabos e isoladores possuem uma massa relativamente grande e uma rigidez muito baixa, sua influência no comportamento dinâmico global do sistema estrutural tende a ser muito mais expressivo. Portanto, procede-se a uma análise modal do sistema estrutural completo, formado pelas torres, cadeias de isoladores, condutores e cabos pára-raios.

Como era de se esperar, a frequência fundamental encontrada para o sistema estrutural completo foi bem menor que aquela associada à estrutura isolada (a frequência fundamental da estrutura isolada é cerca de dezesseis vezes superior).

A Tabela 5.4, a seguir, contém informações sobre os dez primeiros modos de vibração extraídos. São fornecidos os valores das frequências associadas, quais são os componentes (cabos condutores, pára-raios e estrutura da torre) mobilizados e qual é a forma modal predominante.

Tabela 5.4 - Frequências naturais e modos de vibração para o sistema estrutural completo

Modo	Frequência (Hz)	Componentes mobilizados	Direção dominante
1	0,15350	Condutores; torre	Lateral; Flexão global
2	0,15375	Condutores; torre	Lateral; Flexão da viga
3	0,15375	Condutores; torre	Lateral; Flexão da viga
4	0,16251	Condutores; torre	Lateral; Torsional
5	0,16256	Condutores; torre	Lateral; Flexão global
6	0,16256	Condutores; torre	Lateral; Flexão global
7	0,17491	Condutores; torre	Vertical; Torsional
8	0,17493	Condutores; torre	Longitudinal; Flexão global
9	0,17500	Condutores	Vertical
10	0,17750	Pára-raios; torre	Lateral; Flexão global

Como a frequência fundamental do sistema é inferior a 1Hz (conforme mostrado na Tabela 5.4), é de se esperar que os efeitos dinâmicos induzidos pela turbulência atmosférica sejam significativos no seu comportamento estrutural [40].

As figuras a seguir ilustram os primeiros cinco modos de vibração descritos na Tabela 5.4 em vista frontal (a) e em perspectiva (b). É possível observar que os primeiros modos são influenciados basicamente pelos cabos condutores.

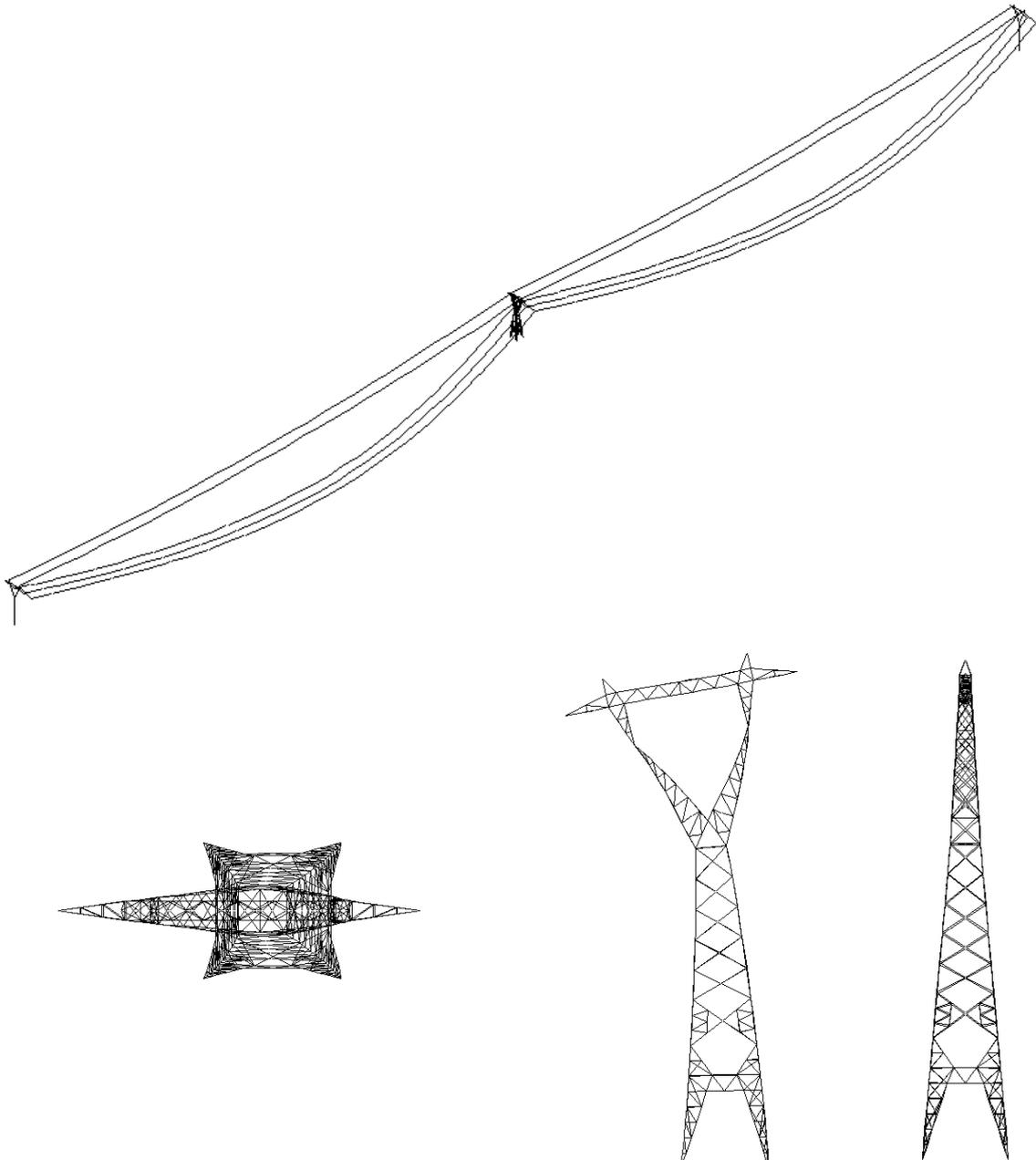


Figura 5.14 - Modo de vibração associado à 1ª frequência do sistema estrutural torres-cabos

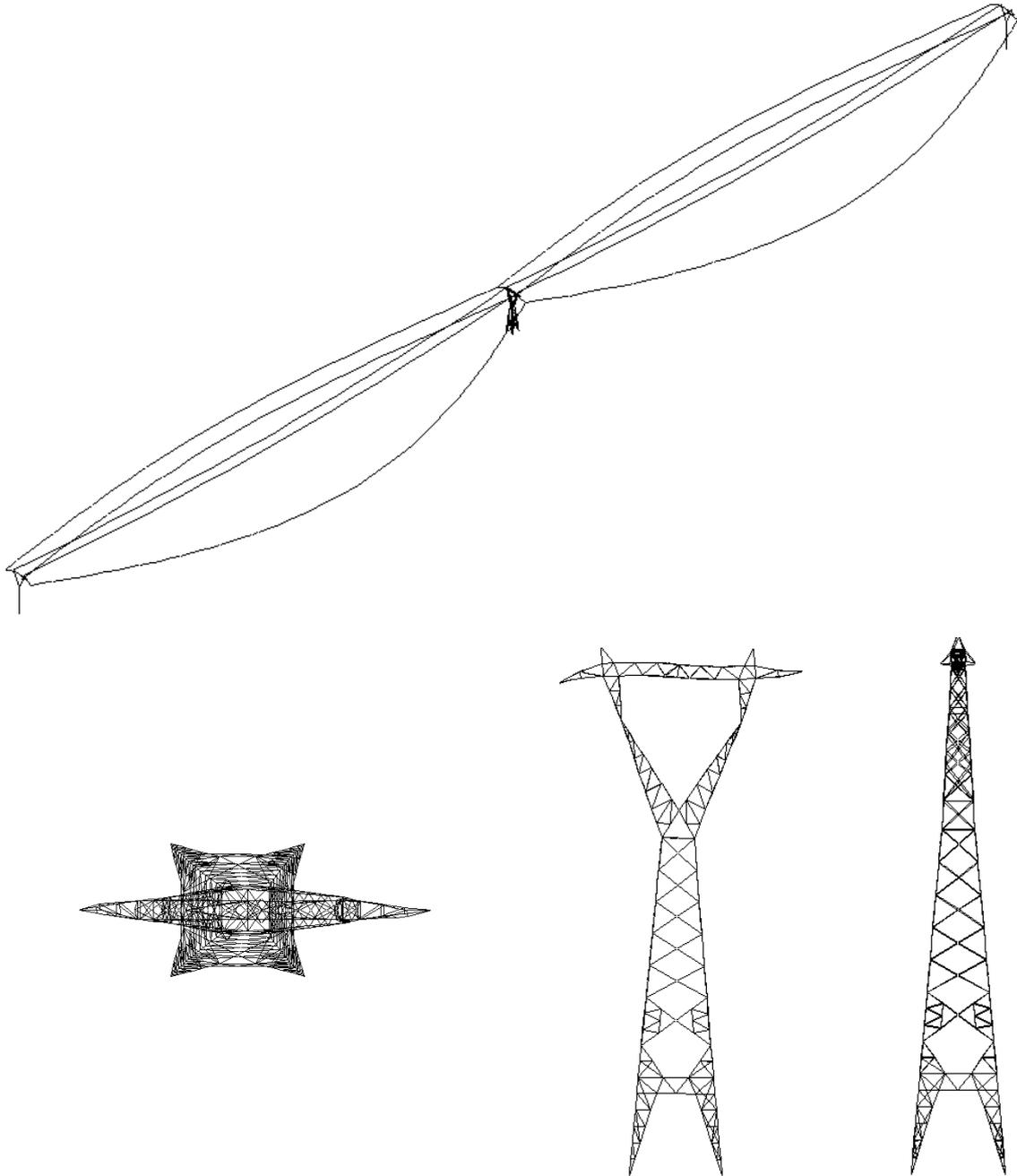


Figura 5.15 - Modo de vibração associado à 2ª frequência do sistema estrutural torres-cabos

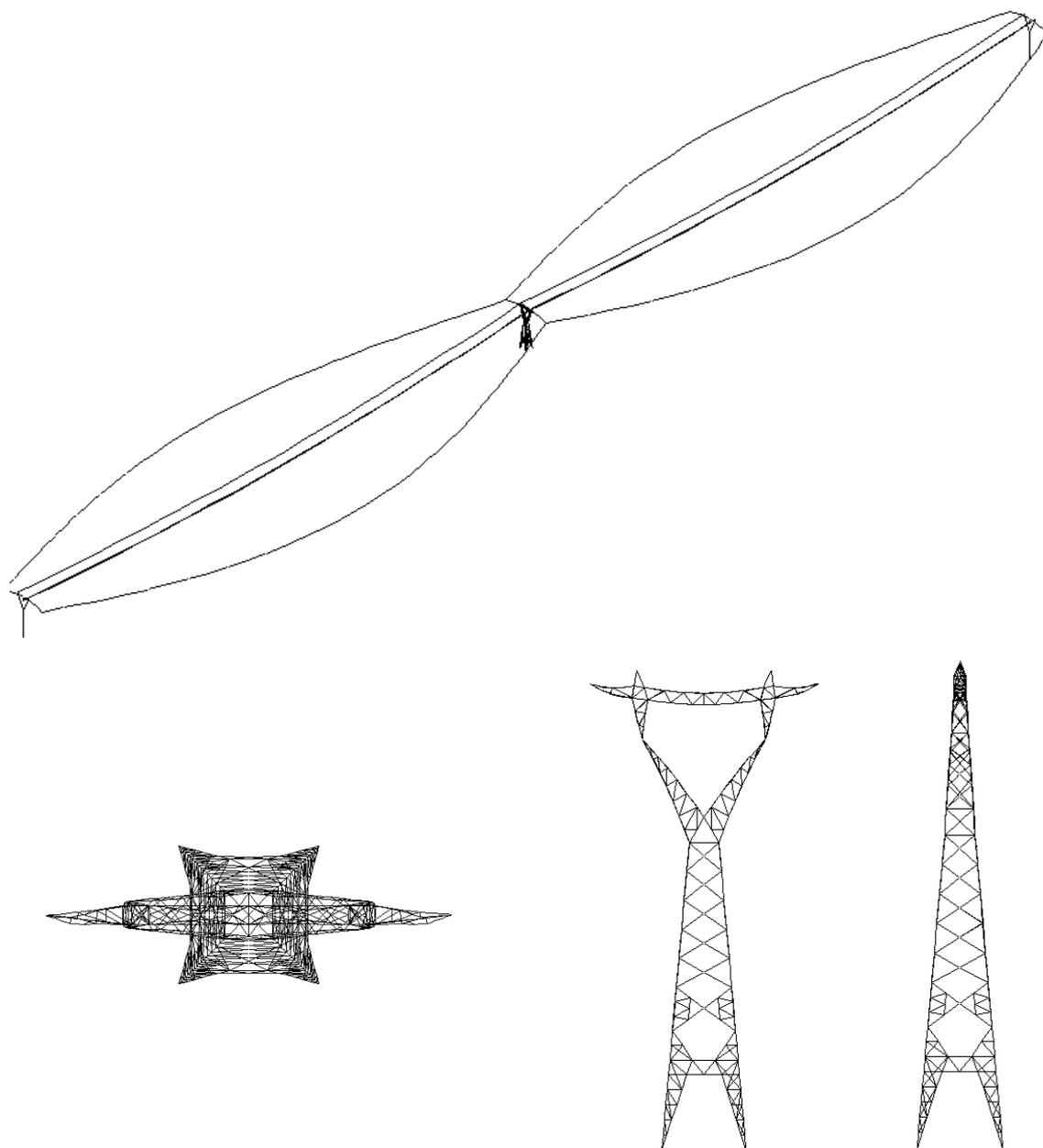


Figura 5.16 - Modo de vibração associado à 3ª frequência do sistema estrutural torres-cabos

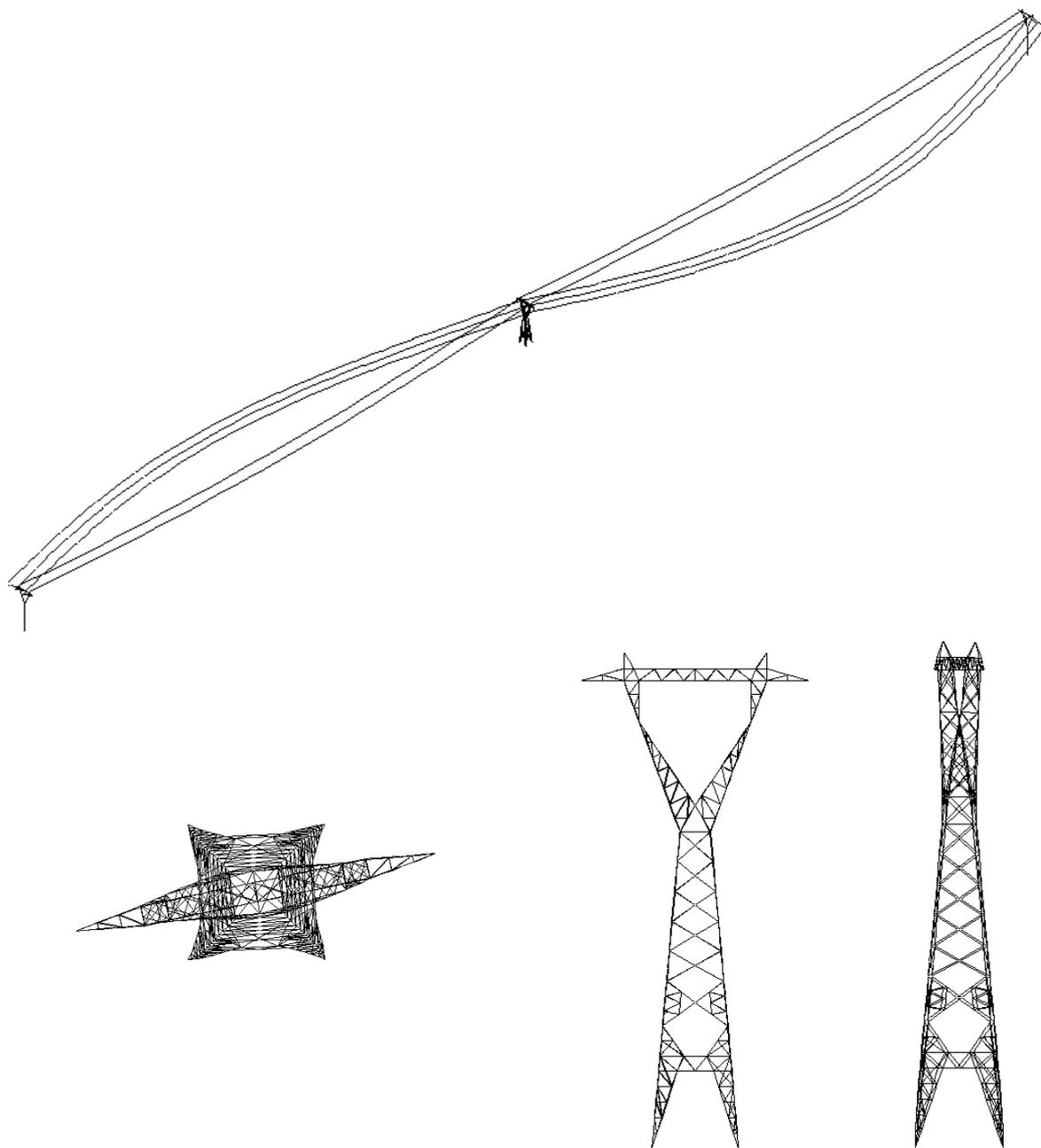


Figura 5.17 - Modo de vibração associado à 4ª frequência do sistema estrutural torres-cabos

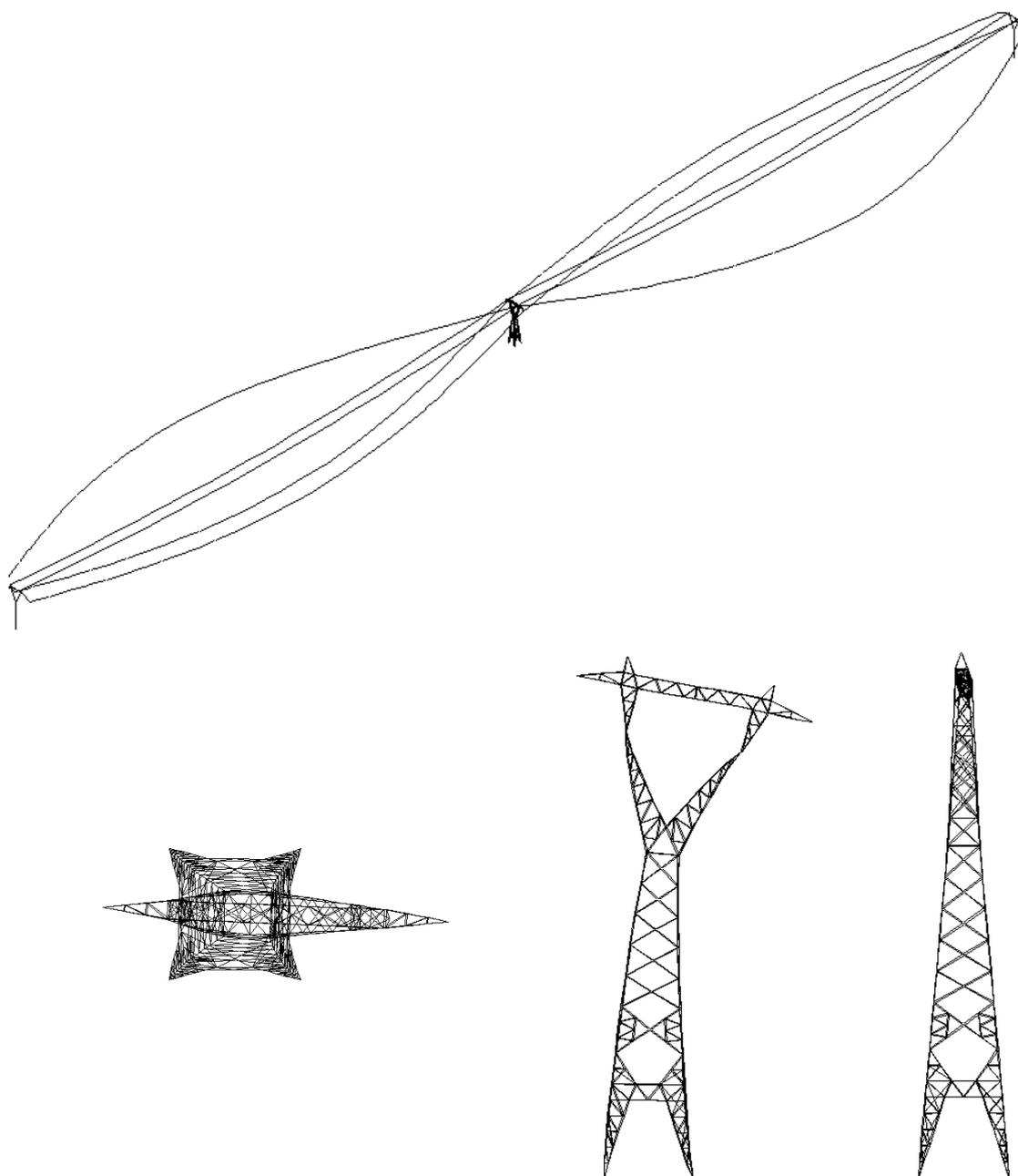


Figura 5.18 - Modo de vibração associado à 5ª frequência do sistema estrutural torres-cabos

Como as primeiras frequências obtidas para o sistema estrutural completo são bem menores que a frequência fundamental da torre isolada, existe o interesse em investigar a sensibilidade da análise modal do sistema com relação ao nível de rigidez da estrutura da torre.

Numa primeira análise, a rigidez da torre é aumentada hipoteticamente aumentando-se o módulo de elasticidade do material em 1000 vezes. Uma segunda análise modal é executada considerando-se a torre totalmente rígida, ou seja, todos os graus de liberdade associados aos nós da estrutura da torre foram restringidos.

Como era de se esperar, a rigidez da torre pouco teve influência sobre os primeiros modos obtidos na análise modal do sistema completo. Os dois testes realizados (torre com módulo de elasticidade aumentado e torre totalmente rígida) resultaram em modos e freqüências naturais equivalentes aos obtidos anteriormente.

5.4. Análise Dinâmica no Domínio do Tempo

Conforme foi abordado no capítulo dois (item 2.5), a análise dinâmica de sistemas estruturais altamente não-lineares deve ser realizada a partir de integração direta, passo a passo, das suas equações de movimento (equação 2.7). O presente item dedica-se, portanto, à apresentação dos resultados obtidos a partir da análise transiente completa do sistema em estudo.

5.4.1. Deslocamentos no Topo da Torre

Para a avaliação do comportamento da torre no que diz respeito aos deslocamentos máximos, foram monitorados os valores de translação dos nós mostrados na Figura 5.19. Os nós 636, 641 e 826 foram escolhidos por serem pontos de suspensão de cabos condutores. Já o nó 10012 teve seus deslocamentos monitorados por permitir a avaliação do ângulo de inclinação do isolador central ao longo do tempo.

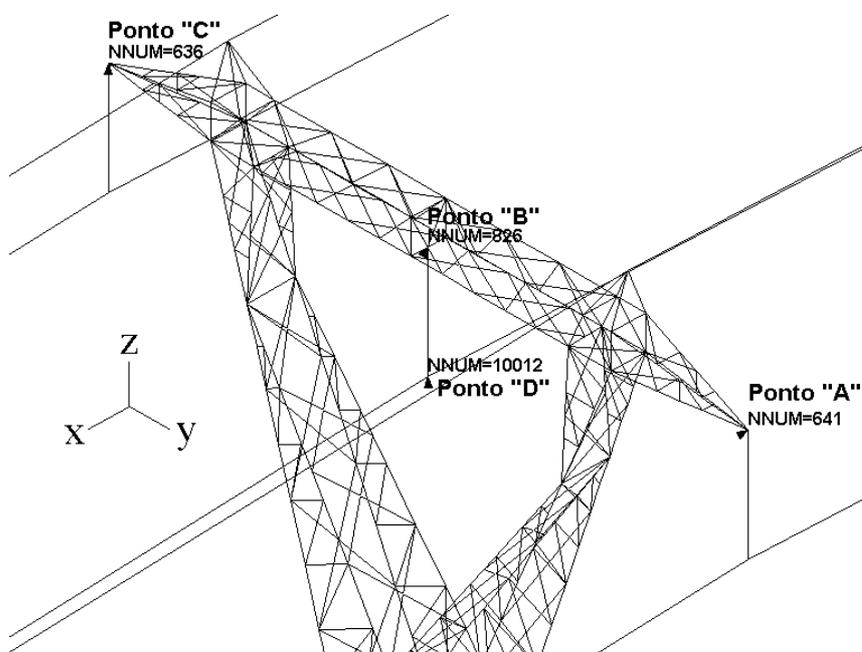


Figura 5.19 - Numeração dos nós do topo da torre

Na seqüência do texto, as figuras Figura 5.20 a Figura 5.22 apresentam o histórico de deslocamentos na direção de atuação do vento para os pontos A, B e C.

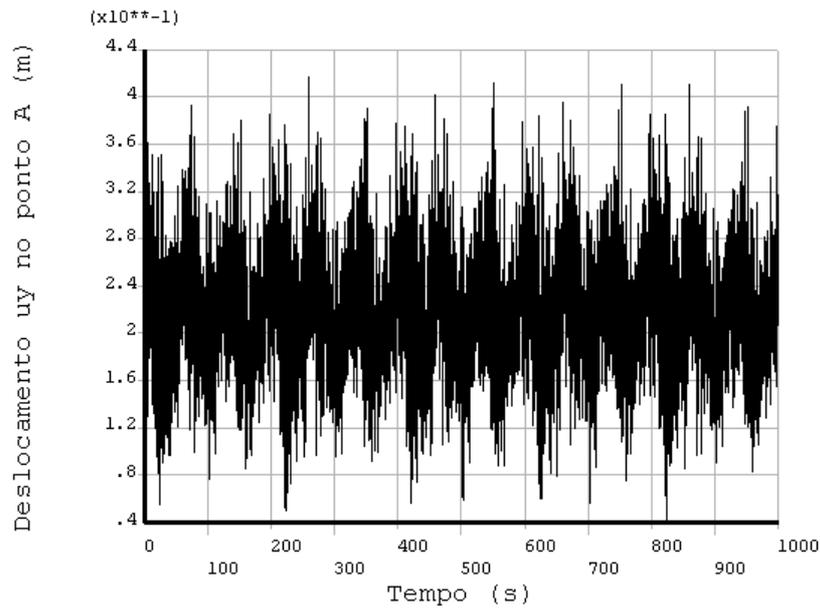


Figura 5.20 - Deslocamento do ponto A na direção Y

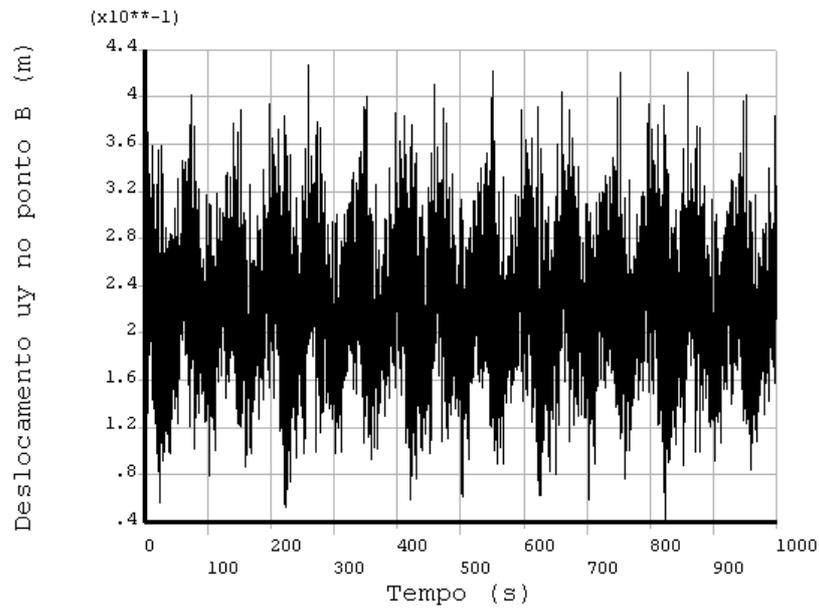


Figura 5.21 - Deslocamento do ponto B na direção Y

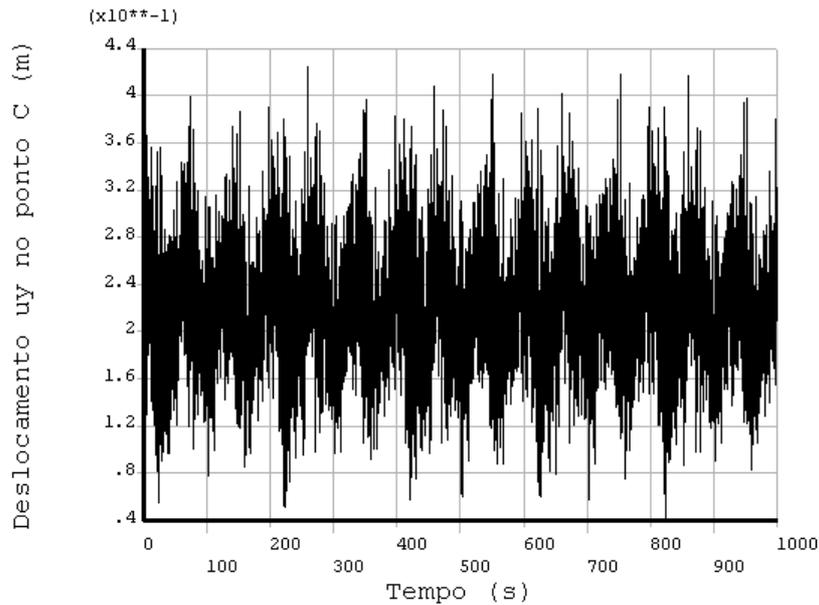


Figura 5.22 - Deslocamento do ponto C na direção Y

O máximo deslocamento transversal ao eixo da linha para os pontos considerados foi de, aproximadamente, 42cm. O histórico de deslocamentos (Figura 5.20 a Figura 5.22) tem o mesmo padrão para os pontos A, B e C, mostrados na Figura 5.19.

O resumo dos resultados obtidos para os deslocamentos nos pontos de suspensão dos isoladores é apresentado na Tabela 5.5, a seguir:

Tabela 5.5 - Resumo dos resultados para os deslocamentos

Ponto	Deslocamento na direção Y		
	Valor mínimo (m)	Valor médio (m)	Valor máximo (m)
A	0,047	0,218	0,412
B	0,049	0,223	0,421
C	0,048	0,220	0,419

A partir dos deslocamentos translacionais (verticais e horizontais) dos pontos B e D (ver Figura 5.19), pode-se obter matematicamente a inclinação existente entre o isolador central e a vertical. Assim sendo, o histórico mostrado na Figura 5.23 representa o ângulo do isolador central da torre com a vertical.

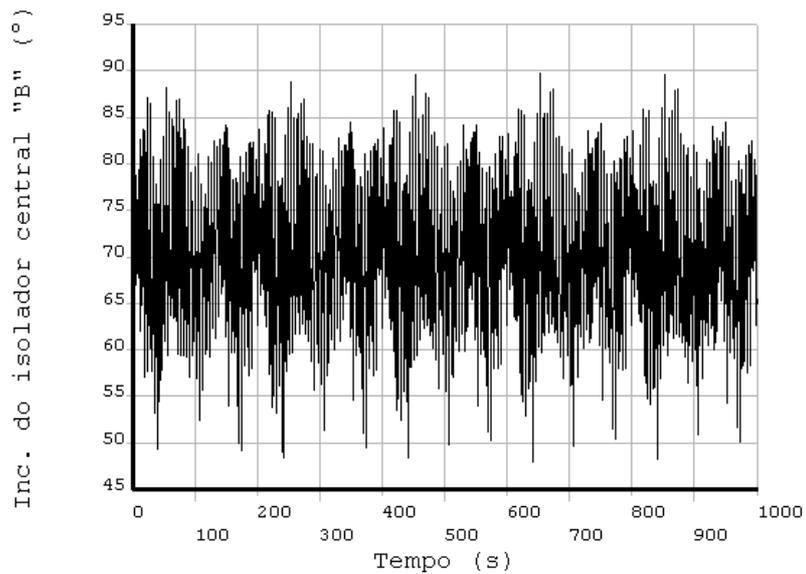


Figura 5.23 - Histórico do ângulo do isolador central com a vertical

Os valores do ângulo de inclinação entre o isolador central e a vertical situam-se em uma faixa de 48° a 90° . O seu valor médio foi de, aproximadamente, 70° . O máximo valor do ângulo de inclinação corresponde a uma configuração praticamente horizontal da cadeia de isoladores (configuração correspondente à mostrada na Figura 5.24 para uma linha de transmissão instalada em uma estação experimental).

Diferentemente dos resultados obtidos por Rodrigues [35], em nenhum momento da análise a inclinação das cadeias de isoladores excede os 90° .

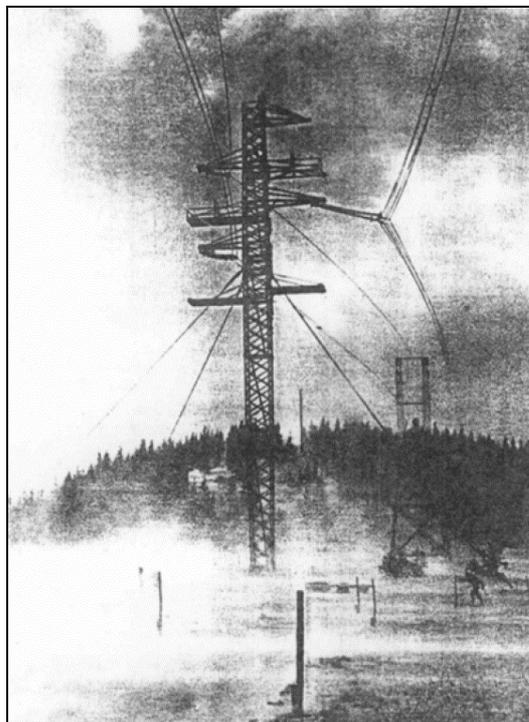


Figura 5.24 - Estação experimental de Hornsgrinde, Alemanha (1964). Referência [35]

5.4.2. Reações de Apoio

As bases de apoio da torre são definidas conforme a convenção apresentada na Figura 5.25. Cabe lembrar que o carregamento devido ao vento é aplicado na direção Y, sentido positivo.

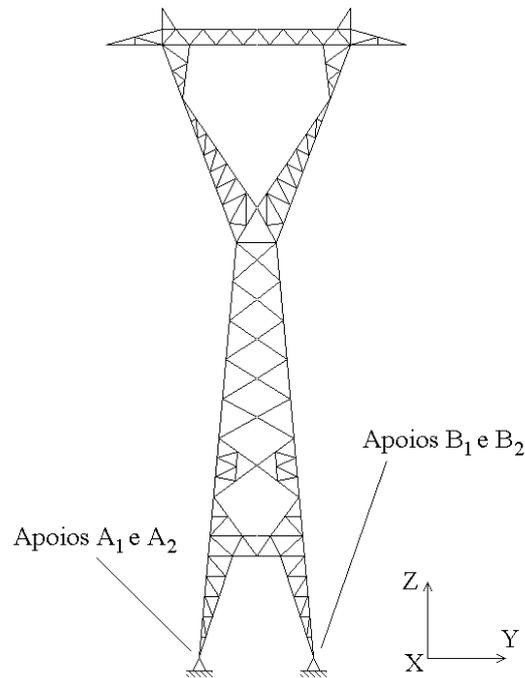


Figura 5.25 - Numeração dos pontos de apoio da torre

As figuras a seguir apresentam os históricos das reações nos apoios A₁ e B₁, respectivamente. As reações consideradas são verticais (R_z).

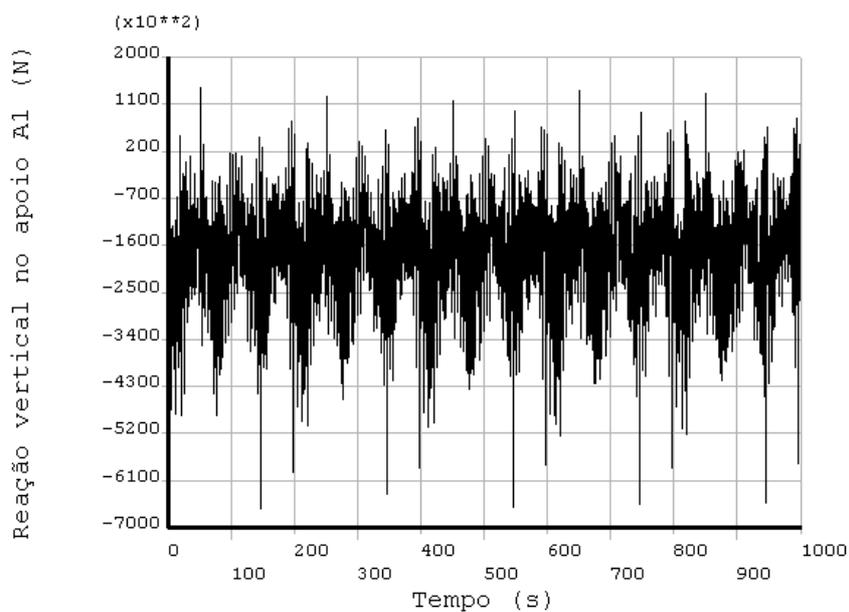


Figura 5.26 - Histórico da reação de apoio vertical no ponto A₁

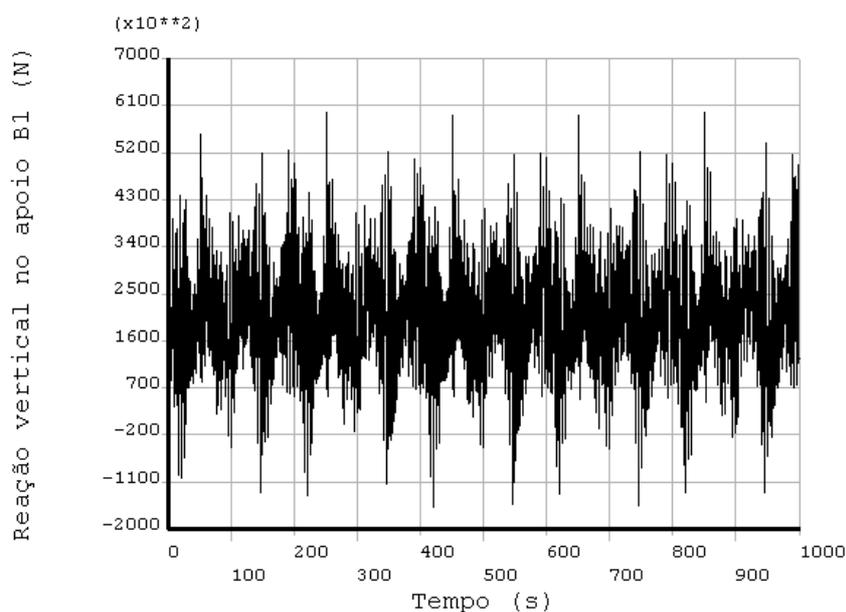


Figura 5.27 - Histórico da reação de apoio vertical no ponto “B₁”

Os resultados para os pontos de apoio A₂ e B₂ são correspondentes aos resultados obtidos para os pontos A₁ e B₁, o que justifica não apresentá-los.

A Tabela 5.6 exibe um resumo dos resultados obtidos para as reações de apoio nos pontos ilustrados na Figura 5.25.

Tabela 5.6 - Resumo dos resultados para as reações de apoio verticais

Apoio	Reações de apoio verticais R _z (kN)			
	Valor mínimo	Valor médio	Valor máximo	Valor máximo em módulo
A ₁	-658,8	-177,4	135,2	658,8
A ₂	-568,7	-172,1	199,2	568,7
B ₁	-157,4	203,1	596,7	596,7
B ₂	-87,5	208,5	675,0	675,0

Obs: o sinal (-) significa que a força de reação atua no sentido negativo do eixo Z.

A Tabela 5.7 exibe um resumo dos resultados obtidos para as cargas de tração nos isoladores (ver Figura 5.28).

Tabela 5.7 - Resumo dos esforços de tração nos isoladores

Isolador	Carga de tração		
	Valor mínimo (kN)	Valor médio (kN)	Valor máximo (kN)
A	6,60	18,21	51,86
B	7,33	18,05	49,48
C	6,62	18,24	51,90

5.4.4. Esforços nos Condutores Elétricos e Pára-raios

Os esforços de tração atuantes nos elementos de cabo (condutores e pára-raios) mostraram-se inferiores aos seus esforços nominais de ruptura. Isso indica que, antes do rompimento de qualquer um dos cabos, seria possível a transmissão dos esforços apresentados anteriormente à estrutura da torre.

A figura a seguir apresenta o valor do esforço de tração no cabo condutor central ao longo do tempo. O máximo valor é de, aproximadamente, 79,8kN.

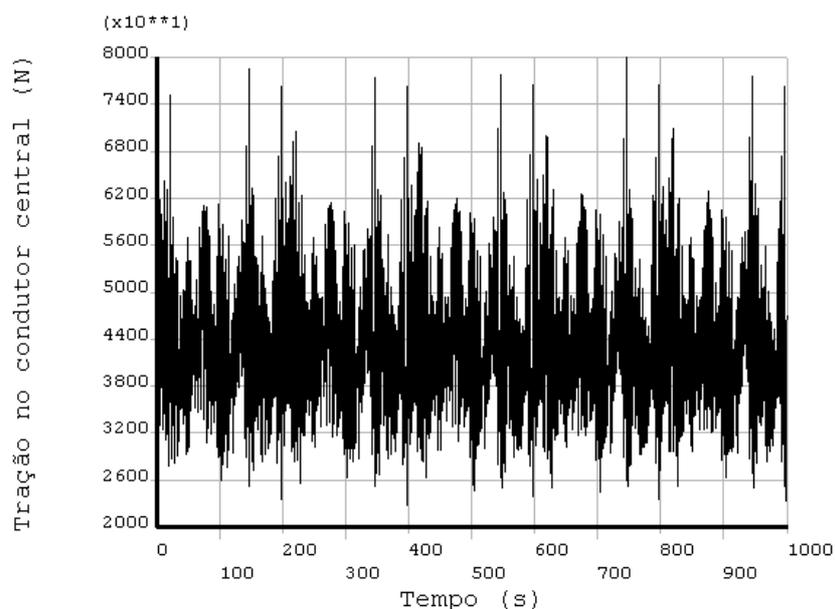


Figura 5.30 - Tração no condutor central

A Figura 5.31 exibe o histórico da tração em um dos cabos pára-raios. O máximo valor atingido foi de, aproximadamente, 40,9kN.

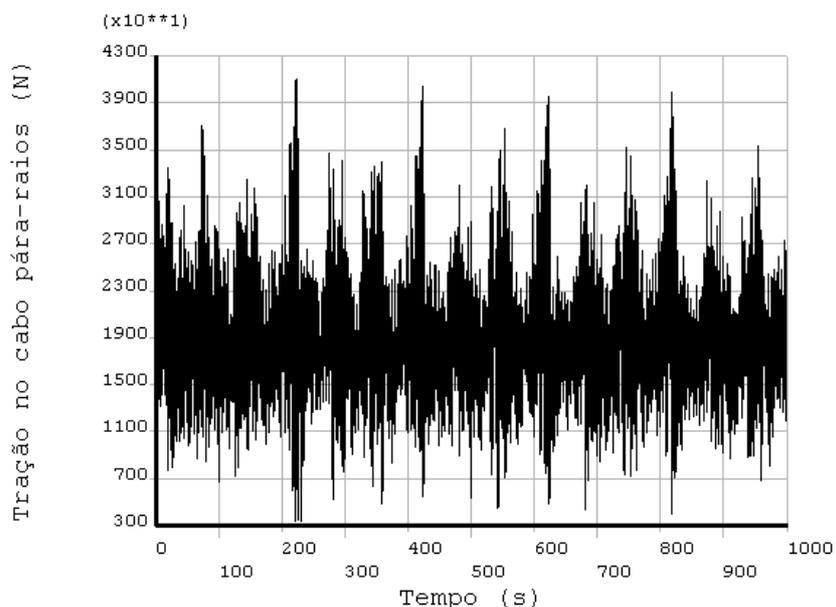


Figura 5.31 - Tração no cabo pára-raios

A Tabela 5.8 apresenta um resumo dos resultados obtidos para os esforços de tração atuantes nos cabos. O máximo fator de utilização é de 0,58 para os condutores elétricos. Coincidentemente, o mesmo valor ocorre para os cabos pára-raios.

Tabela 5.8 - Avaliação dos cabos condutores e pára-raios

Cabo	Carga nominal de Ruptura R_n (kN)	Mínima tração T_{min} (kN)	Valor médio da tração T_{med} (kN)	Máxima tração T_{max} (kN)	Fator de utilização T_{max}/R_n
Condutor	137,8	22,82	43,28	79,81	0,58
Pára-raios	69,9	3,45	19,00	40,85	0,58

5.4.5. Esforços nos Elementos da Estrutura

Este item apresenta, de forma resumida, os resultados obtidos para os esforços normais em alguns dos elementos da torre. A identificação dos elementos é realizada conforme o item 5.1.5 (Esforços nos elementos da estrutura, análise estática). Nesse caso, deve ser utilizada como referência a Figura 5.5.

Os gráficos das figuras Figura 5.32 a Figura 5.34 exibem, respectivamente, os históricos de esforço normal atuantes nos elementos A2, B2, C2 (ver Figura 5.5). Como era

de se esperar, esses elementos se encontram, predominantemente, sob esforço de compressão, conforme pode ser verificado a partir dos gráficos.

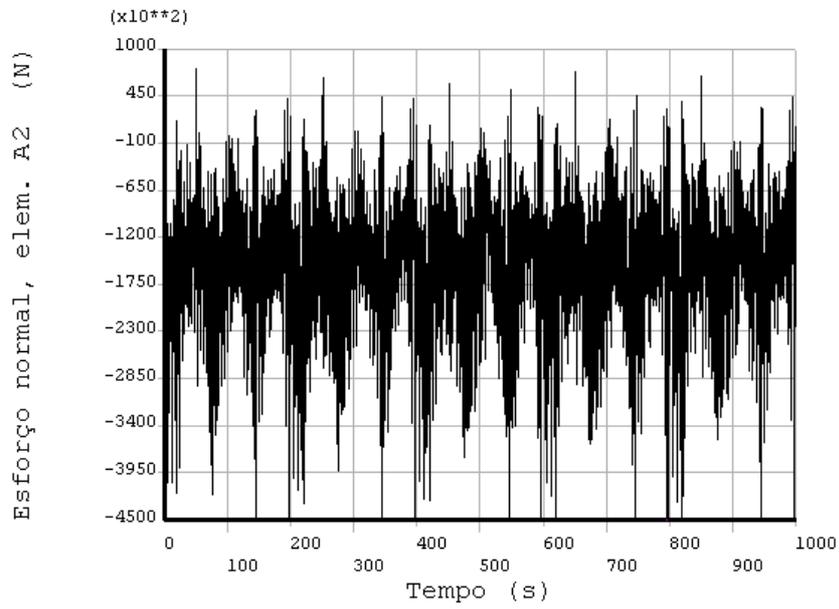


Figura 5.32 - Esforço axial no elemento A2

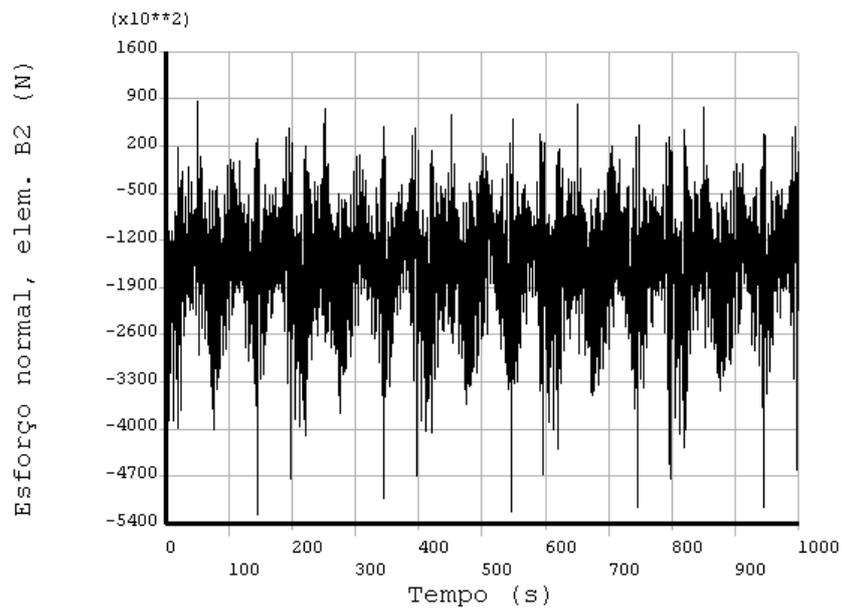


Figura 5.33 - Esforço axial no elemento B2

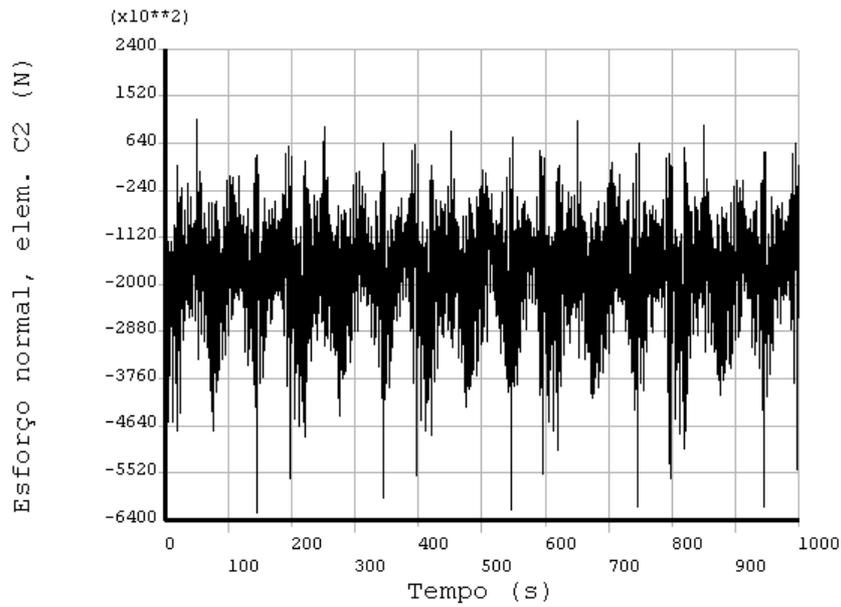


Figura 5.34 - Esforço axial no elemento C2

Já os gráficos das figuras Figura 5.35 a Figura 5.37 exibem, respectivamente, os históricos de esforço normal atuantes nos elementos A4, B4, C4 (conforme definido na Figura 5.5). Esses elementos encontram-se, basicamente, sob esforço de tração, conforme mostrado nos gráficos a seguir.

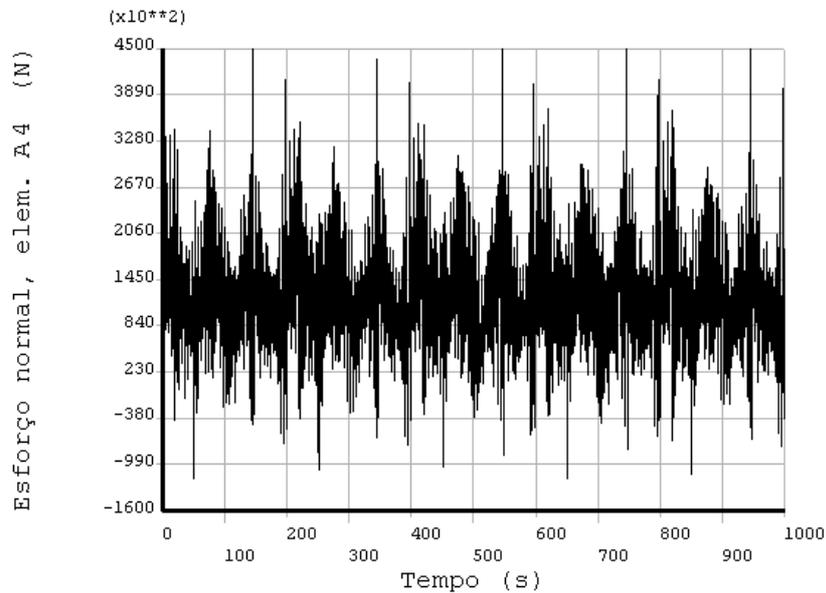


Figura 5.35 - Esforço axial no elemento A4

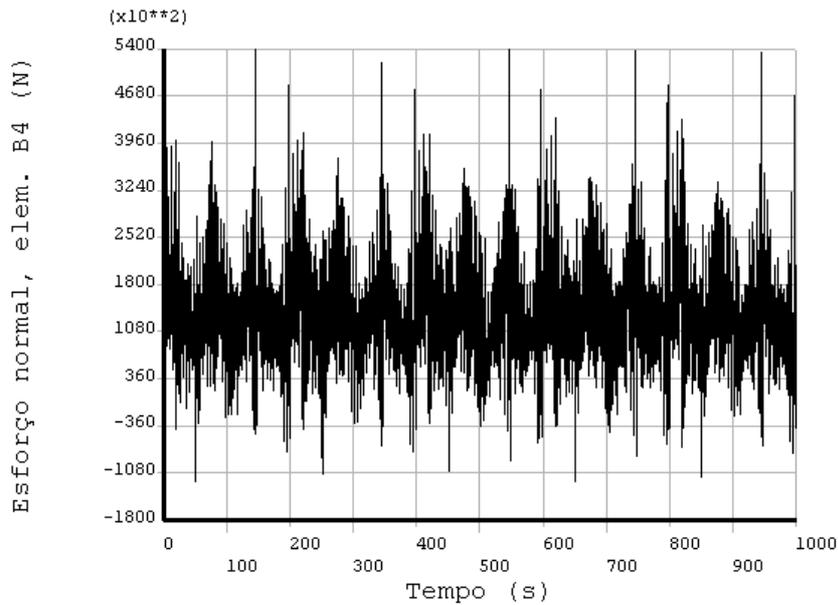


Figura 5.36 - Esforço axial no elemento B4

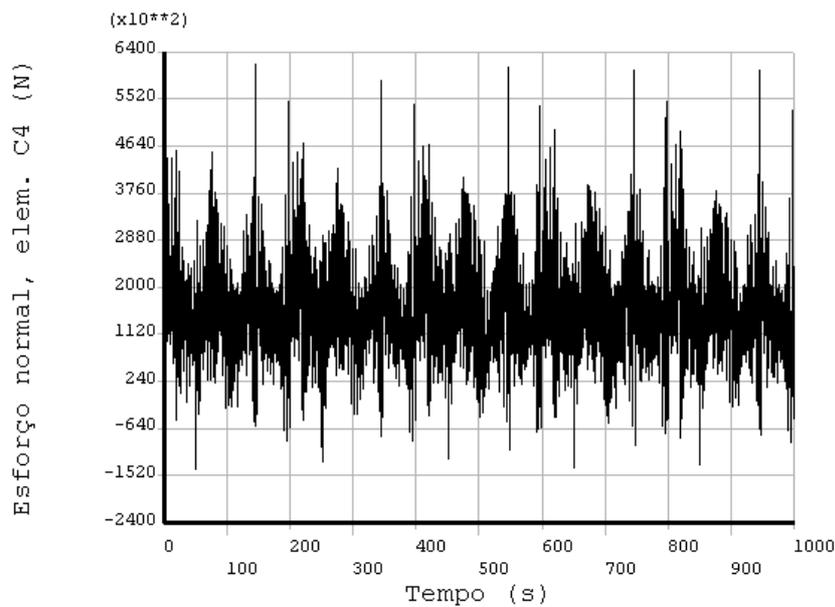


Figura 5.37 - Esforço axial no elemento C4

A Tabela 5.9, a seguir exibe um resumo dos resultados obtidos para os esforços normais atuantes nos elementos da estrutura.

É possível observar, a partir dos valores médios, o sentido predominante do esforço normal atuante no elemento. Os valores médios negativos indicam que os elementos encontram-se, predominantemente, sob compressão (A1, A2, B1, B2, C1, C2). Já os valores médios positivos indicam que os elementos encontram-se, basicamente, sob esforço de compressão (A3, A4, B3, B4, C3, C4).

Observa-se também, a partir da Tabela 5.9, que os esforços normais referentes aos quadrantes 2 e 4 apresentam magnitudes superiores aos quadrantes 1 e 3, respectivamente.

Tabela 5.9 - Esforços normais nos elementos

Elemento	Força normal N (kN)			
	Valor mínimo	Valor médio	Valor máximo	Valor máximo em módulo
A1	-505,6	-150,8	124,8	505,6
A2	-574,8	-155,1	74,3	574,8
A3	-170,2	120,0	401,9	401,9
A4	-116,2	124,0	453,7	453,7
B1	-469,0	-151,9	139,7	469,0
B2	-522,5	-156,2	83,4	522,5
B3	-173,2	134,8	474,8	474,8
B4	-119,5	139,3	541,9	541,9
C1	-559,1	-174,5	171,7	559,1
C2	-621,9	-179,7	104,2	621,9
C3	-197,6	153,6	538,6	538,6
C4	-136,6	158,9	612,3	612,3

5.4.6. Flexão Global da Estrutura

No item 5.4.2 (página 79) foi verificado que as forças de reação verticais nos quatro apoios da torre não se apresentam de maneira simétrica, como o obtido a partir da análise estática (ver item 5.1.2, página 58). Como as reações de apoio obtidas na análise dinâmica não se apresentam numa configuração simétrica, é de se esperar a existência de momento fletor em dois planos e não apenas em torno do eixo da LT, como foi verificado no caso estático.

O momento fletor na base da estrutura em torno do eixo “x” será denominado por M_{bx} e o momento fletor em torno do eixo “y” por M_{by} , conforme convenção mostrada na Figura 5.38, a seguir.

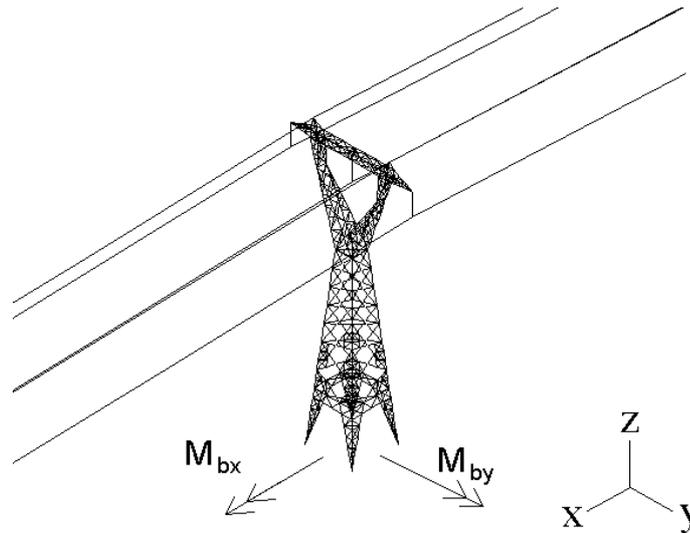


Figura 5.38 - Convenção para os momentos fletores globais

Foi observado que o momento fletor M_{by} tem valores significativos, inclusive atingindo valores maiores que máximo valor de M_{bx} , assumido, inicialmente, como efeito preponderante. Esse fato pode ser observado a partir do gráfico da Figura 5.39, que mostra o histórico da relação entre o módulo do momento M_{by} e o máximo momento M_{bx} . Nota-se que a razão descrita anteriormente excede a unidade em alguns pontos no tempo.

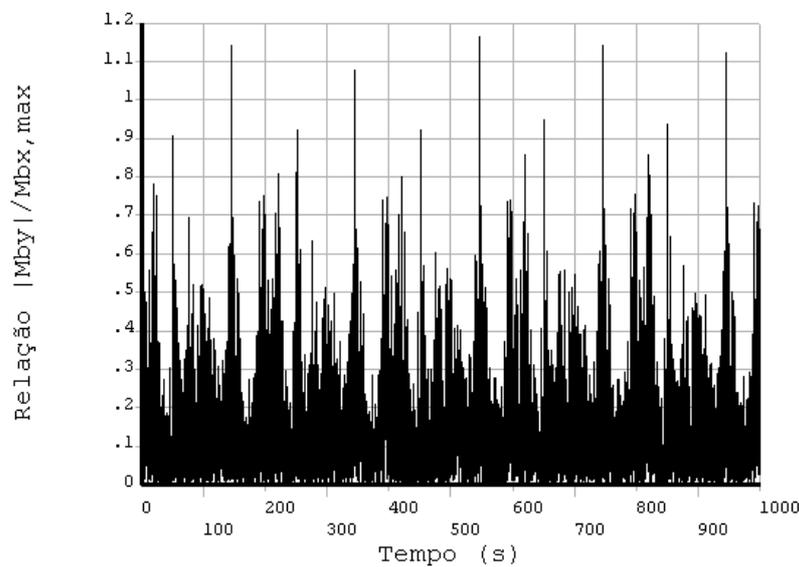


Figura 5.39 - Relação entre o módulo do momento M_{by} e o máximo momento $M_{bx,max}$

O surgimento do momento M_{by} pode ser atribuído ao fato de que, na análise dinâmica não-linear, a oscilação dos cabos nas direções dos eixos y e z, alternadamente com relação aos vãos do modelo, provoca o surgimento de forças dinâmicas perpendiculares ao eixo y (direção x), conforme ilustrado na Figura 5.38.

5.4.7. Avaliação das Respostas no Domínio da Freqüência

No item anterior, a resposta do sistema foi avaliada no domínio do tempo, ou seja, foram observados os seus históricos. Nesse item, os parâmetros considerados anteriormente são avaliados a partir de suas funções de densidade espectral. Esse tipo de avaliação permitirá observar quais as freqüências de oscilação mais importantes para os parâmetros de resposta avaliados.

Para a construção das funções de densidade espectral das respostas, foi utilizado o processo de transformada rápida de Fourier, FFT [37].

A Figura 5.40 exibe o gráfico da função densidade espectral da resposta associada ao deslocamento transversal (u_y) no ponto de suspensão B (ver Figura 5.19). É possível observar que a transferência de energia para o sistema se dá, predominantemente, em freqüências inferiores a 1Hz. Também é possível notar picos para freqüências em torno de 2,13Hz (faixa de freqüência próxima da freqüência fundamental da estrutura isolada).

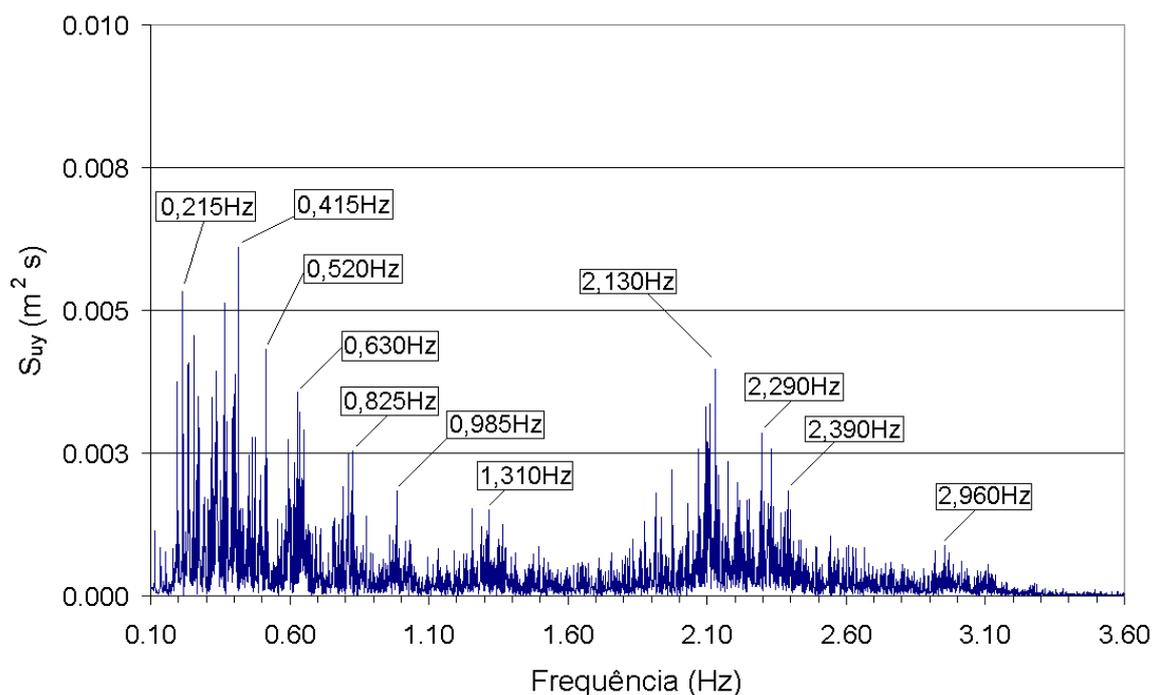


Figura 5.40 - Densidade espectral da resposta, deslocamento transversal no ponto “B”

A função densidade espectral da resposta, S_T , para a tração no cabo condutor central é ilustrada no gráfico da Figura 5.41. Pode-se observar que picos com freqüências superiores a 1Hz são praticamente inexistentes. Sendo a função de densidade espectral concentrada em períodos maiores que 1 segundo.

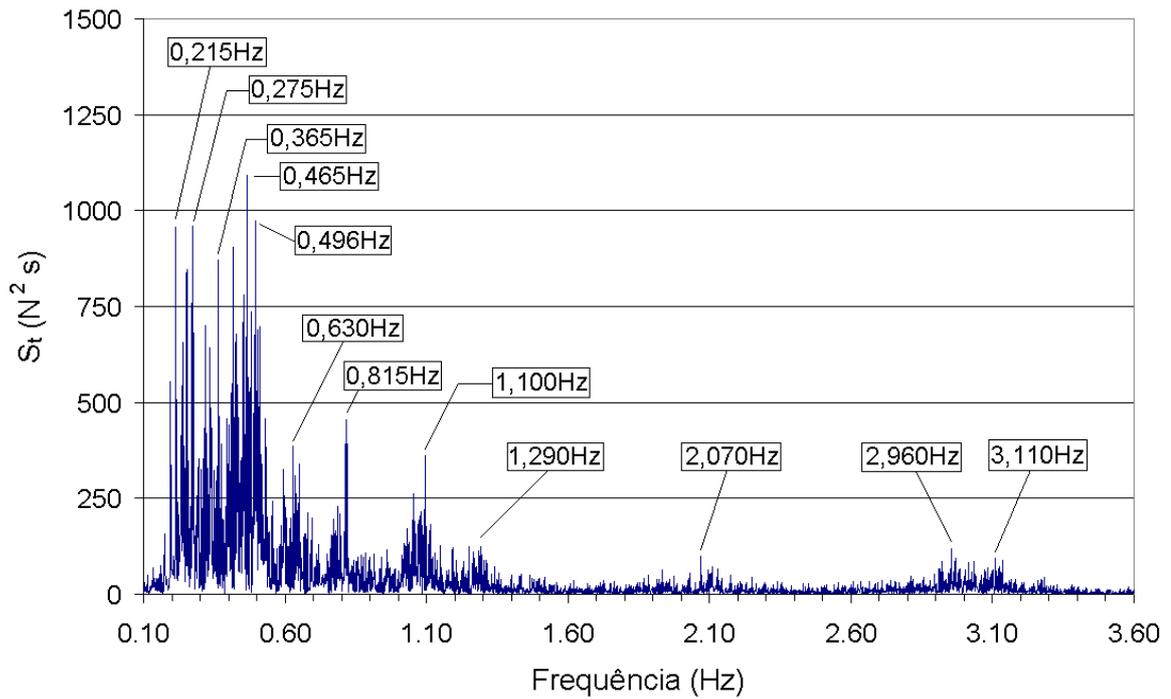


Figura 5.41 - Densidade espectral da resposta, tração no condutor central

A Figura 5.42 mostra a função densidade espectral da resposta, S_N , associada ao esforço normal atuante no elemento A1 da estrutura (ver Figura 5.5, página 60). Como nos casos anteriores, as frequências que apresentam picos de maior amplitude estão abaixo de 1Hz.

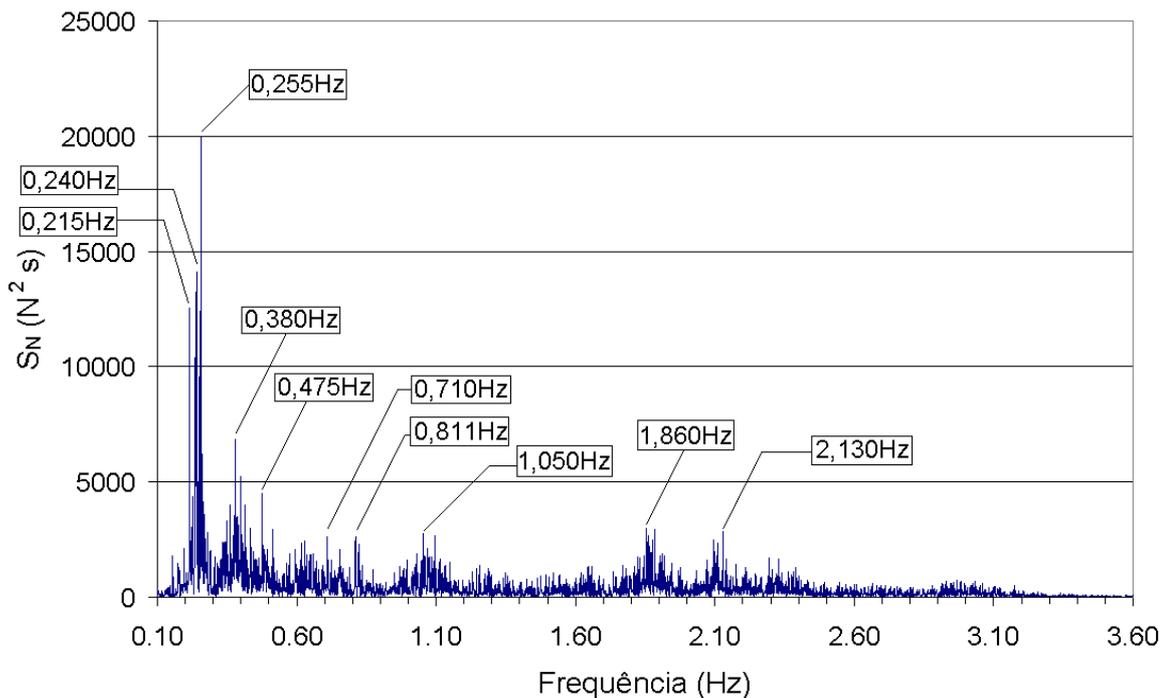


Figura 5.42 - Densidade espectral da resposta, esforço normal no elemento A-1

5.5. Verificação da Resistência

Ainda que a verificação do dimensionamento da torre de transmissão em estudo não faça parte do objetivo desse trabalho, cabe informar ao leitor sobre a magnitude dos esforços atuantes na estrutura frente à resistência dos elementos utilizados na construção da torre.

O máximo valor de compressão fornecido pela análise dinâmica não linear do sistema foi de 622kN, correspondente ao elemento denominado por C2 (conforme mostrado na Tabela 5.9 da página 87). O elemento C2 (montante do trecho tronco-piramidal) tem comprimento $L = 2,0\text{m}$ e é constituído por um perfil L 3" x 5/16", cujas propriedades são mostradas na Tabela 4.3 (página 43).

Desconsiderando-se os efeitos de flexão, a verificação do elemento pode ser realizada com base na metodologia apresentada pela norma AISC [45] para elementos submetidos à compressão.

Dessa forma, o critério de aceitação para o elemento considerado é dado a partir da expressão 5.1, a seguir:

$$\frac{P}{\phi_c P_n} < 1,0 \quad (5.1)$$

Onde:

P é a carga de compressão de projeto, devidamente ponderada;

ϕ_c é o fator de ponderação da resistência à compressão (tomado igual à unidade);

P_n é a resistência nominal à compressão do elemento estrutural (governada, nesse caso, por critérios de estabilidade).

Mesmo com a consideração de fatores de ponderação unitários para a carga atuante P e para a resistência P_n , o lado esquerdo da equação 5.1 (denominado fator de utilização) excede a unidade, indicando a violação do critério de aceitação estabelecido.

5.6. Comparação entre as Análises Estática e Dinâmica

O presente item se dedica à comparação dos resultados obtidos nas análises estática e dinâmica apresentadas, respectivamente, nos itens 5.1 e 5.4 desse trabalho. Os seguintes resultados são comparados:

- Deslocamentos transversais nos pontos de suspensão;
- Reações de apoio;
- Tração nas cadeias de isoladores;
- Esforços nos condutores elétricos e pára-raios;
- Esforços nos elementos da estrutura.

A Tabela 5.10 exibe uma comparação entre as respostas, em termos de deslocamento transversal, obtidas nas análises estática e dinâmica do sistema estrutural em estudo. Como resultados da análise dinâmica, são apresentados os valores médio e máximo ($u_{y_{med}}$ e $u_{y_{Max}}$, respectivamente) do deslocamento transversal. O resultado referente ao deslocamento estático é denotado por $u_{y_{est}}$. É possível observar que o deslocamento médio obtido na análise dinâmica fica bastante próximo do resultado estático. Adicionalmente, observa-se que a relação entre o máximo deslocamento dinâmico e o deslocamento estático fica em torno de 1,8.

Tabela 5.10 - Comparação entre os valores dos deslocamentos nos pontos de suspensão

Ponto de suspensão	Análise estática	Análise dinâmica		Relação $u_{y_{max}} / u_{y_{est}}$
	$u_{y_{est}}$ (m)	$u_{y_{med}}$ (m)	$u_{y_{max}}$ (m)	
A	0,23	0,218	0,412	1,79
B	0,23	0,223	0,421	1,83
C	0,23	0,220	0,419	1,82

A comparação dos resultados obtidos para as reações de apoio obtidas nas análises estática e dinâmica é realizada na Tabela 5.11. Os valores apresentados na Tabela 5.11 referentes à análise dinâmica são: valor médio da reação de apoio $|\bar{R}_z|$ (em módulo); $|R_z|_{Max}$, correspondente ao módulo do valor máximo obtido na análise transiente. Os valores estáticos das reações de apoio também são apresentados em valor absoluto, $|R_{z, est}|$. Os valores médios das reações de apoio obtidas na análise dinâmica são bem próximos àqueles fornecidos pela análise estática, de forma análoga ao já observado na comparação

dos resultados dos deslocamentos. Já a relação entre os máximos valores absolutos das reações de apoio e os valores estáticos correspondentes chega a 3,64 (valor bem maior que o obtido a partir da relação correspondente em termos de deslocamentos 1,83).

Tabela 5.11 - Comparação entre os valores das intensidades das reações de apoio verticais

Apoio	Análise estática	Análise dinâmica		$\frac{ R_z _{\max}}{ R_{z,est} }$
	$ R_{z,est} $ (kN)	$ \bar{R}_z $ (kN)	$ R_z _{\max}$ (kN)	
A ₁	181,1	177,4	658,8	3,64
A ₂	181,1	172,1	568,7	3,14
B ₁	212,1	203,1	596,7	2,81
B ₂	212,1	208,5	675,0	3,18

A Tabela 5.12 exibe a comparação entre os resultados obtidos para a tração nas cadeias de isoladores. O valor médio da tração obtida na análise dinâmica é similar àquele fornecido pela análise estática. A máxima relação entre o máximo valor de tração fornecido pela análise dinâmica e o valor estático é de 3,24 (conforme mostrado na Tabela 5.12, a seguir).

Tabela 5.12 - Comparação entre os valores dos esforços tração nos isoladores

Isolador	Análise estática	Análise dinâmica		Relação entre o valor máximo e o valor estático
	Valor estático (kN)	Valor médio (kN)	Valor máximo (kN)	
A	16,04	18,21	51,86	3,23
B	16,04	18,05	49,48	3,08
C	16,04	18,24	51,90	3,24

A Tabela 5.13 mostra a comparação dos resultados obtidos para os esforços de tração atuantes nos cabos condutores e pára-raios. Igualmente aos casos apresentados anteriormente, os valores médios de tração correspondentes aos cabos condutores e pára-raios fornecidos pela análise dinâmica são bem próximos àqueles encontrados na análise estática do sistema. Já a relação entre o máximo valor de tração e o valor estático é de 1,95 para os cabos condutores e 1,84 para os cabos pára-raios (valores próximos aos obtidos na avaliação dos deslocamentos, conforme mostrado na Tabela 5.10).

Tabela 5.13 - Comparação dos esforços nos condutores e pára-raios

Cabo	Análise estática	Análise dinâmica		Relação $\frac{T_{\max}}{T_{\text{est}}}$
	T_{est} (kN)	\bar{T} (kN)	T_{\max} (kN)	
Condutor	40,92	43,28	79,81	1,95
Pára-raios	22,16	19,00	40,85	1,84

Finalmente, ao comparar os valores dos esforços normais atuantes em alguns elementos estruturais da torre, é possível verificar a proximidade entre os valores médios obtidos na análise dinâmica e os valores estáticos correspondentes (ver Tabela 5.14). A relação entre os valores máximos fornecidos pela análise dinâmica e os valores referentes à análise estática do sistema chega a atingir 3,81 (valor compatível com os apresentados pela Tabela 5.11 - comparação entre as reações de apoio).

Tabela 5.14 - Comparação dos esforços normais, N, nos elementos da estrutura

Elemento	Análise estática	Análise dinâmica		Relação $\frac{ N _{\max}}{ N _{\text{est}}}$
	Valor estático N_{est} (kN)	Valor médio \bar{N} (kN)	Valor máximo em módulo $ N _{\max}$ (kN)	
A1	-159,0	-150,8	505,6	3,18
A2	-159,0	-155,1	574,8	3,62
A3	127,6	120,0	401,9	3,15
A4	127,6	124,0	453,7	3,56
B1	-160,3	-151,9	469,0	2,93
B2	-160,3	-156,2	522,5	3,26
B3	142,4	134,8	474,8	3,33
B4	142,4	139,3	541,9	3,81
C1	-184,1	-174,5	559,1	3,04
C2	-184,1	-179,7	621,9	3,38
C3	162,9	153,6	538,6	3,31
C4	162,9	158,9	612,3	3,76

6. Considerações Finais

6.1. Introdução

As considerações finais do trabalho são apresentadas a seguir. Inicialmente, são apresentadas as conclusões e observações obtidas com os estudos desenvolvidos. Após a apresentação das conclusões, são sugeridos alguns estudos que poderiam contribuir com melhorias nessa linha de pesquisa, dando prosseguimento ao trabalho desenvolvido nesta dissertação.

6.2. Conclusões Alcançadas

As análises de vibração livre executadas mostraram que as frequências naturais associadas à oscilação dos cabos condutores e pára-raios são muito menores que aquelas apresentadas pela torre, caso a mesma seja considerada isoladamente. A frequência fundamental da torre isolada é dezesseis vezes superior a do sistema completo, formado pela torre e cabos.

Adicionalmente, foi realizada uma investigação acerca da sensibilidade das frequências naturais do sistema com relação à variação de rigidez da torre, mostrando que os primeiros modos de vibração são governados, exclusivamente, pelas características dinâmicas dos cabos, sendo a variação de rigidez da torre praticamente irrelevante.

Os resultados obtidos nas análises de vibração livre realizadas sugerem, portanto, que o acoplamento dinâmico entre os cabos e a torre deva ser mais profundamente investigado.

A análise não-linear estática do sistema mostrou que os efeitos globais da não-linearidade geométrica sobre a estrutura da torre tornam-se perceptíveis apenas para um nível de carregamento muito superior ao especificado. Antes de apresentar qualquer efeito não-linear global, a estrutura da torre apresentou traços de instabilidade local nas suas regiões sob compressão.

A solução da análise dinâmica transiente a partir da utilização de um modelo tridimensional completo constituído por elementos finitos de pórtico espacial mostrou-se excessivamente custoso do ponto de vista de tempo computacional. Além do tempo de solução exagerado, a geração de resultados em pequenos intervalos de tempo demandou grande volume de memória para o seu armazenamento.

Os resultados da análise dinâmica transiente mostraram que as cadeias de isoladores, apesar de alcançarem inclinações próximas a 90°, não excederam esse valor. Inclinações ainda maiores foram obtidas por Rodrigues [35].

Também foi observado a partir da análise transiente, que apesar da atuação do vento ter sido considerada em apenas uma direção (ortogonal ao eixo da linha de transmissão), o momento fletor na base da estrutura atua em torno de dois diferentes eixos (eixo da LT e eixo perpendicular a LT). Para análises estáticas, considerando-se que as ações do vento são uniformes ao longo do tempo, esse efeito não pode ser percebido.

A construção dos gráficos referentes às funções de densidade espectral das respostas (tomadas com base na análise dinâmica no domínio do tempo) permitiu observar que a maior parcela da energia é transmitida ao sistema a partir de excitações de baixas frequências, ou seja, inferiores a 1Hz.

A avaliação de um dos principais elementos estruturais da torre (montantes do trecho tronco-piramidal) revelou que a magnitude dos esforços internos gerados pela ação dinâmica do vento é capaz de violar os critérios normativos de projeto comumente utilizados ainda que os efeitos de flexão sejam ignorados.

Ao comparar os resultados fornecidos pela análise estática não-linear e pela análise dinâmica (também não-linear) do sistema estrutural, foi possível observar que os valores médios dos parâmetros de resposta referentes à análise dinâmica (obtidos a partir de seus respectivos históricos) são bastante próximos aos valores obtidos pela análise estática. Adicionalmente, foi observado que a relação entre os picos das respostas associadas à análise dinâmica e os valores estáticos correspondentes varia de acordo como o parâmetro de resposta considerado e tem valores bastante significativos, revelando uma grande amplificação das respostas dinâmicas.

6.3. Sugestões para Trabalhos Futuros

A utilização de pacotes de elementos finitos comerciais, se por um lado diminui o trabalho de modelagem, por outro inibe a utilização de recursos mais eficientes pela restrição do método de solução utilizado ou mesmo do tipo de elemento finito adotado. A implementação de um elemento finito de cabo parabólico não-linear como o apresentado pela referência [9] bem como a procura por algoritmos de resolução mais eficazes é recomendada para o desenvolvimento de trabalhos nessa mesma linha de pesquisa.

A correlação espacial entre as funções de flutuação da velocidade do vento foi obtida, nesse trabalho, de forma simplificada. Além disso, a única correlação espacial considerada foi a horizontal. Existe, portanto, o interesse no desenvolvimento de uma

metodologia mais formal para correlação espacial horizontal e vertical das funções de flutuação da velocidade do vento em futuras contribuições.

Um outro avanço significativo no desenvolvimento da modelagem do carregamento do vento sobre esse tipo de sistema seria a consideração do acoplamento entre fluido e estrutura. Nesse caso, as pressões aerodinâmicas sofreriam influência do movimento do sistema estrutural.

A modelagem do amortecimento viscoso pode ser explorada de forma mais aprofundada a partir de uma análise da sensibilidade do modelo em relação à taxa de amortecimento utilizada.

Existe o interesse em estudar o comportamento do sistema estrutural formado por torre e cabos segundo diferentes hipóteses de carga, ou seja, diferentes direções de incidência do vento.

Investigações de maior profundidade podem ser realizadas acerca do acoplamento dinâmico não-linear entre os cabos e a torre de transmissão de energia, visto que a análise de vibração livre (linear) mostrou pequena influência da rigidez da torre nos primeiros modos do sistema como um todo.

Finalmente, há grande interesse no estudo da interação entre os esforços globais que atuam sobre a estrutura da torre quando a análise dinâmica não-linear é considerada.

Referências Bibliográficas

- 1 CARRIL JR., C. F., **Análise Numérica e Experimental do Efeito Dinâmico do Vento em Torres Metálicas Treliçadas para Telecomunicações**, Tese de Doutorado, USP, São Paulo, SP, Brasil, 2000.
- 2 RODRIGUES, R. S., **Colapso de Torres TEE sob Ação do Vento**, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1999.
- 3 BLESSMAN, J., **Acidentes Causados pelo Vento**, 4^a Edição, Editora da Universidade/UFRGS, 2001.
- 4 ANSYS, **Finite Element Package**, Release 8.1, Ansys Inc, 2004.
- 5 JENSEN, J.J., FOLKESTAD, G., **Dynamic Behavior of Transmission Towers: Field Measurements**, Engineering Structures, vol. 6, p. 288-296, 1984.
- 6 PRICKETT, S. L., KEMPNER, L. JR., MUELLER, W. H., **Limit States Analysis of Lattice Steel Transmission Towers**, In: Proceedings of the American Power Conference, 1986.
- 7 NATARAJAN, K., SANTHAKUMAR, A. R., **Reliability-based Optimization of Transmission Line Towers**, Computers and Structures, vol. 55, p. 387-403, 1995.
- 8 KAHLA, N.B., **Dynamic Analysis of Guyed Towers**, Engineering Structures, vol. 16, p. 293-301, 1994.
- 9 DESAI, Y. M., YU P., POPPLEWELL N., SHAH, A. H., **Finite Element Modeling of Transmission Line Galloping**, Computers and Structures, vol. 57, p. 407-420, 1995.
- 10 RAO, G.V., **Optimum Designs for Transmission Line Towers**, Computers and Structures, vol. 57, p. 81-92, 1995.

- 11 EL-GHAZALYT, H. A., AL-KHAIATZ, H. A., **Analysis and Design of Guyed Transmission Towers – Case Study in Kuwait**, Computers and Structures, vol. 55, p. 413-431, 1995.
- 12 GHOBARAH, A., AZIZ, T. S., EL-ATTAR, M., **Response of Transmission Lines to Multiple Support Excitation**, Engineering Structures, vol. 18, p. 936-946, 1996.
- 13 PERELMUTER, A. V., MIKITARENKO, M. A., **Safe Fatigue Life of Steel Towers Under the Actions of Wind Vibrations**, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol. 74-76, p. 1091-1100, 1998.
- 14 BARANOV, E.I., ZEVIN, A.A., **The Design System of a Steel Tower for Overhead Transmission Lines**, Journal of Constructional Steel Research, vol. 46, p. 468-469, 1998.
- 15 WAHBA, Y.M.F., MADUGULA, M.K.S., MONFORTON, G.R., **Evaluation of Non-linear Analysis of Guyed Antenna Towers**, Computers and Structures, vol. 68, p. 207-212, 1998.
- 16 MADUGULA, M.K.S., WAHBA, Y.M.F., **Dynamic Response of Guyed Masts**, Engineering Structures, vol. 20, p. 1097-1101, 1998.
- 17 KAHLA N.B., **Response of a Guyed Tower to a Guy Rupture Under no Wind Pressure**, Engineering Structures, vol. 22, p. 699-706, 2000.
- 18 MAGALHÃES, H. A., CHAGAS, H. P., **Reliability and Upgrading Studies of the 765kV Itaipu Transmission System**, Cigré-Brasil, In: 38ª Bienal de Paris, 2001.
- 19 ANDRADE, V. H. G. de, BORGES, J. B. da S., **Considerações Sobre o Vento no Projeto e Recapitação de Linhas de Transmissão**, In: XVI Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica, 2001.

- 20 REPETTO, M. P., SOLARI, G., **Dynamic Alongwind Fatigue of Slender Vertical Structures**, Engineering Structures, vol. 23, p. 1622-1633, 2001.
- 21 JASIM, N. A., GALEB, A. C., **Optimum Design of Square Free-standing Communication Towers**, Journal of Constructional Steel Research, vol. 58, p. 413-425, 2002.
- 22 CHEN, W. L. Q. Z. H., XU, Y. L., **Dynamic Analysis of Wind-excited Truss Tower With Friction Dampers**, Computers and Structures, vol. 79, p. 2817-2831, 2001.
- 23 SAVORY, E., PARKE, G.A.R., ZEINODDINI, M., TOY, N., DISNEY, P., **Modeling of Tornado and Microburst-induced Wind Loading and Failure of a Lattice Transmission Tower**, Engineering Structures, vol. 23, p. 365-375, 2001.
- 24 RAO, N.P., KALYANARAMAN, V., **Non-linear Behavior of Lattice Panel of Angle Towers**, Journal of Constructional Steel Research, vol. 57, p. 1337-1357, 2001.
- 25 MENIN, R. C. G., **Análise Estática e Dinâmica de Torres Metálicas Estaiadas**, Dissertação de Mestrado, Publicação E.DM-009A/2002, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil, 2002.
- 26 AMIRI, G.G., **Seismic Sensitivity Indicators for Tall Guyed Telecommunication Towers**, Computers and Structures, vol. 80, p. 349-364, 2002.
- 27 SILVA, J.G.S. da, VELLASCO, P.C.G. da S., ANDRADE, S.A.L. de, OLIVEIRA, M.I.R. de., **An Evaluation of Structural Steel Design Systems for Transmission and Telecommunication Towers**, Light Structures in Civil Engineering, In: International IASS Symposium, Varsóvia, p. 162-165, 2002.
- 28 McCLURE, G., LAPOINTE M., **Modeling the Structural Dynamic Response of Overhead Transmission Lines**, Computers and Structures, vol. 81, p. 825-834, 2003.

- 29 UNGKURAPINAN N., CHANDRAKEERTHY, S.R. De S., RAJAPAKSE, R.K.N.D., YUE, S.B., **Joint Slip in Steel Electric Transmission Towers**, Engineering Structures, vol. 25, p. 779-788, 2003.
- 30 ALBERMANI, F.G.A., KITIPORNCHAI, S., **Numerical Simulation of Structural Behavior of Transmission Towers**, Thin-Walled Structures, vol. 41, p. 167-177, 2003.
- 31 SILVA, J.G.S. da, VELLASCO, P.C.G. da S., ANDRADE, S.A.L. de, OLIVEIRA, M.I.R. de, **Structural Assessment of Current Steel Design Models for Transmission and Telecommunication Towers**, Journal of Constructional Steel Research, vol. 61, p. 1108-1134, 2005.
- 32 SILVA, J.G.S. da, VELLASCO, P.C.G. da S., ANDRADE, S.A.L. de, OLIVEIRA, M.I.R. de, **The Influence of Structural Steel Design Models on The Behavior of Slender Transmission and Telecommunication Towers**. In: The Ninth International Conference on Civil and Structural Engineering Computing, Netherlands, 2003.
- 33 SILVA, J.G.S. da, VELLASCO, P.C.G. da S., ANDRADE, S.A.L. de, OLIVEIRA, M.I.R. de. **Structural Modelling of Steel Telecommunication Towers**, In: 4º Seminário Brasileiro de Simulação Computacional. Rio de Janeiro, 2003.
- 34 ALBERMANI, F., MAHENDRAN, M., KITIPORNCHAI, S., **Upgrading of Transmission Towers Using a Diaphragm Bracing System**, Engineering Structures, vol. 26, p. 735-744, 2004.
- 35 RODRIGUES, R. S., **Mecânica do Colapso Aeroelástico de Torres TEE**, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2004.
- 36 POLICANI, M. N., **Comportamento Estrutural de Torres Metálicas**, Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual do Norte Fluminense – UENF , Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2000.
- 37 CLOUGH, R. W., PENZIEN, J., **Dynamics of Structures**, McGraw-Hill International Editions, 1975.

- 38 NBR 6123, **Forças Devidas ao Vento em Edificações**, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1988.
- 39 BLESSMAN, J., **Introdução ao Estudo das Ações Dinâmicas do Vento**, 1ª Edição, Porto Alegre, Editora da Universidade/UFRGS, 1998.
- 40 BLESSMAN, J., **O Vento na Engenharia Estrutural**, 1ª Edição, Porto Alegre, Editora da Universidade/UFRGS, 1995.
- 41 PFEIL, M. S., **Comportamento Aeroelástico de Pontes Estaiadas**, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1993.
- 42 SIMIU, E., SCANLAN, R.H., **Wind Effects on Structures**, 3ª Edição, New York, John Wiley & Sons, Inc., 1996.
- 43 NAGAO, F., UTSUNOMIYA, H., NODA, M., OSHIMA, Y., **Basic Study on Spatial Correlations of Fluctuating Lifts Acting on Plates**, Journal of Wind Engineering, vol. 91, p. 1349-1361, 2003.
- 44 SILVA, J.G.S. da, VELLASCO, P.C.G. da S., OLIVEIRA, M.I.R. de., **A Importância da Modelagem de Estruturas Reticuladas Tridimensionais no Ensino de Engenharia**. In: Congresso Brasileiro de Ensino de Engenharia – COBENGE. Rio de Janeiro, 2003.
- 45 AISC, **Specification for Structural Steel Buildings**, American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, 1994.
- 46 MATLAB, **The Language of Technical Computing**, Version 7.0 (Release 14), The MathWorks Inc, 2004.
- 47 ZIENKIEWICZ, O. C., TAYLOR, R. L., **The Finite Element Method**, Fifth edition, Butterworth-Heinemann, 2000.

- 48 LAZANHA, E. C., **Análise Dinâmica Elasto-plástica de Estruturas Metálicas sob Excitação Aleatória do Vento**, Dissertação de Mestrado, USP, São Paulo, SP, Brasil, 2003.
- 49 KAYSER JR., D. L., **Análise Dinâmica de Linhas Flexíveis com Elemento de Pórtico Não Linear Geométrico Híbrido**, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2004.
- 50 SOARES JR., D., **Análise Dinâmica no Domínio do Tempo e da Frequência de Modelos Não Lineares Discretizados por Elementos Finitos**, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2002.
- 51 VASCONCELOS, R. P. DE, **Controle Dinâmico Estrutural Via Mecanismos Viscoelásticos**, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2003.
- 52 PINHEIRO, M. A. S., **Vibrações Aeroelásticas em Torres Esbeltas**, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2004.
- 53 NBR 5422, **Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia Elétrica**, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1985.
- 54 HOLMES, J.D., **Along-wind Response of Lattice Towers II - Aerodynamic Damping and Deflections**, Engineering Structures, vol. 18, p. 483-488, 1996.
- 55 HOLMES, J.D., **Along-wind Response of Lattice Towers III - Effective Load Distribution**, Engineering Structures, vol. 18, p. 489-494, 1996.

Anexo A. Métodos Numéricos Clássicos

A seguir, são apresentados, de forma sucinta, os dois principais métodos numéricos utilizados na resolução de problemas dinâmicos não-lineares: método de Newton-Raphson (resolução de sistemas de equações não-lineares) e método de Newmark (integração das equações de movimento). Apesar de poder ser utilizado em diferentes tipos de problema, o método de Newton-Raphson será apresentado, por razões didáticas, segundo a linguagem de análise estrutural.

A.1. Método de Newton-Raphson

Para a solução de problemas estruturais lineares a partir do método dos elementos finitos, é necessária a resolução de sistemas de equações da seguinte forma:

$$[K]\{u\} = \{F^a\} \quad (A.1)$$

Onde:

$[K]$ é a matriz de rigidez do sistema;

$\{u\}$ é o vetor de deslocamentos nodais;

$\{F^a\}$ é o vetor de forças externas aplicadas.

Caso a matriz $[K]$ seja uma função dos deslocamentos nodais, a A.1 é dita não-linear e deve ser resolvida iterativamente.

O método de Newton-Raphson é um processo iterativo que permite a resolução de equações não-lineares, sendo comumente utilizado pelos programas de elementos finitos disponíveis atualmente. O processo pode ser escrito, resumidamente, através da expressão a seguir:

$$[K_i^T]\{\Delta u_i\} = \{F^a\} - \{F_i^{nr}\} \quad (A.2)$$

Onde:

$[K_i^T]$ é a matriz de rigidez tangente;

$\{\Delta u_i\}$ é o vetor que representa os incrementos dos deslocamentos nodais;

$\{F_i^{nr}\}$ é o vetor de forças internas.

Tanto $[K_i^T]$ quanto $\{F_i^{nr}\}$ são calculados com base na configuração deformada do sistema descrita pelo vetor $\{u_i\}$. O índice “i” significa que os valores são correspondentes ao i-ésimo passo do processo iterativo. O lado direito da equação A.2 exprime o quão desbalanceado está o sistema, sendo denominado por resíduo.

O processo de Newton-Raphson pode ser escrito, de forma resumida, pelo algoritmo apresentado a seguir:

- i. Considerar o vetor de deslocamentos nodais correspondentes ao último passo para o qual a convergência foi atingida. Para o início da resolução: $\{u_i\} = \{0\}$;
- ii. Calcular $[K_i^T]$ e $\{F_i^{nr}\}$ com base na configuração deformada descrita por $\{u_i\}$;
- iii. Calcular $\{\Delta u_i\}$ a partir da expressão A.2;
- iv. Calcular o vetor de deslocamentos para a próxima aproximação, de acordo com a expressão a seguir:

$$\{u_{i+1}\} = \{u_i\} + \{\Delta u_i\} \quad (A.3)$$

- v. Executar os passos ii a iv até que a convergência seja obtida.

A Figura A.1 ilustra uma única iteração referente ao algoritmo apresentado. A partir da configuração dada por u_i é traçada uma reta de inclinação K_i^T até que o valor F^a seja atingido. O valor de Δu_i é obtido e, como conseqüência, o valor de u_{i+1} é determinado.

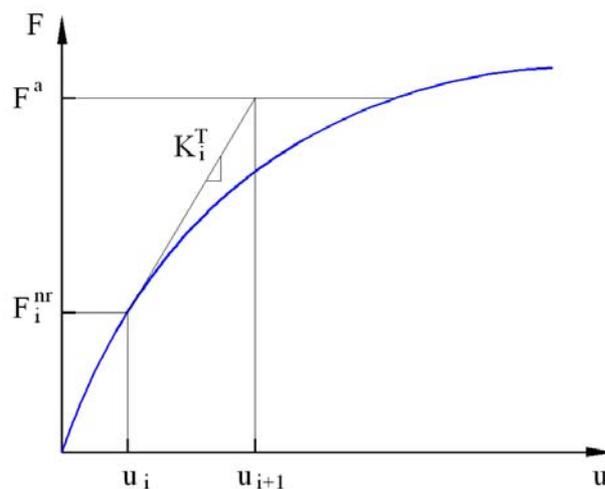


Figura A.1 - Solução referente a uma única iteração

A Figura A.2 exibe a iteração seguinte à ilustrada pela figura anterior. Os valores de F_{i+1}^{nr} e K_{i+1}^T são calculados e com isso obtém-se novos valores para u e Δu . O procedimento se repete até que o resíduo ($F^a - F_1^{nr}$) seja desprezível segundo o critério de convergência adotado.

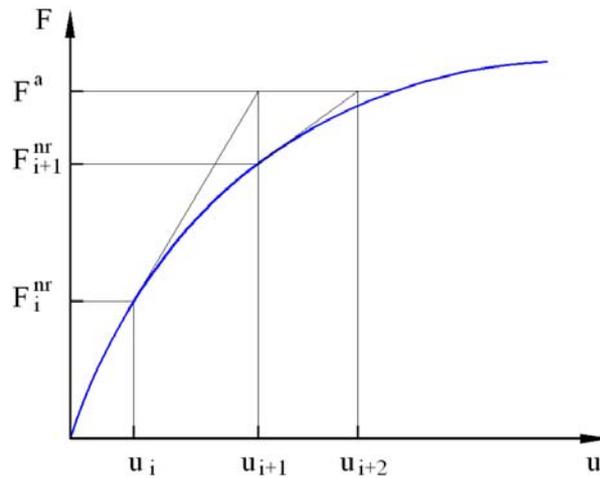


Figura A.2 - Iteração seguinte

Os processos ilustrados anteriormente consideram que a aplicação do carregamento externo se dá em um único passo. De forma geral, deseja-se conhecer o caminho da solução e não apenas seu valor final. Para que vários pontos da solução sejam obtidos, o carregamento externo deve ser aplicado de forma incremental, conforme mostrado na Figura A.3.

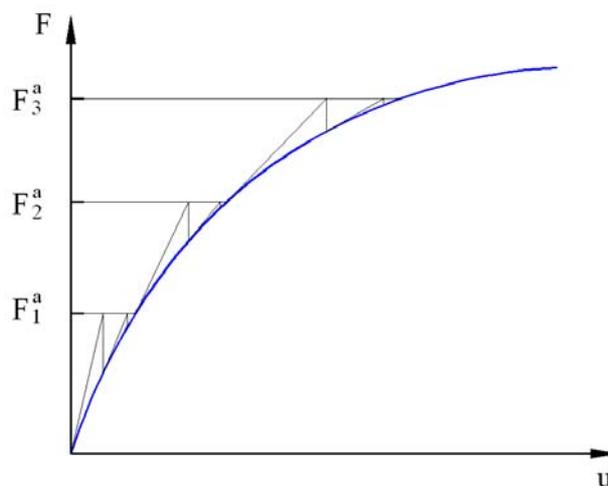


Figura A.3 - Inserção incremental das forças

O método de Newton-Raphson possui algumas variações em sua estrutura. Uma dessas variações, por exemplo, consiste em preservar a matriz tangente inicial ao longo de todo o processo, o que, de forma geral, tende a aumentar o número de iterações requeridas. Apesar disso, é poupado o esforço computacional associado à reformulação e inversão da matriz de rigidez do sistema.

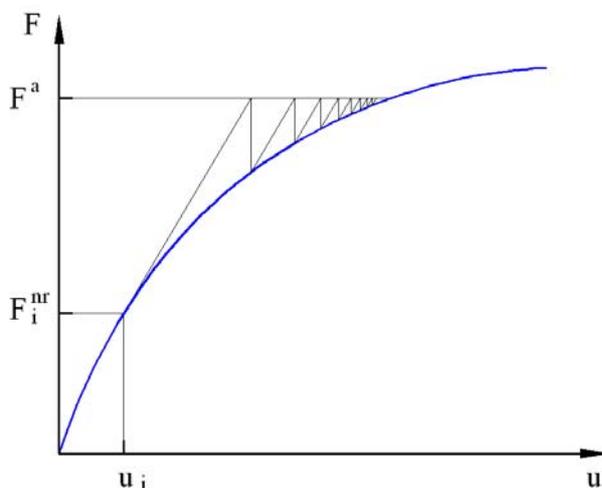


Figura A.4 - Método de Newton-Raphson sem atualização da matriz de rigidez

A.1.1. Critérios de convergência

Como o método de Newton-Raphson é um processo aproximado, é preciso estabelecer alguns critérios limitantes dos erros intrínsecos a essas aproximações. Como os sistemas avaliados possuem, de forma geral, inúmeros graus de liberdade, é necessário que a avaliação da qualidade das aproximações seja realizada a partir de normas de convergência.

Com base no desbalanceamento do sistema (resíduo), a convergência será obtida quando a inequação a seguir for satisfeita:

$$\|\{R\}\| < \varepsilon_R R_{ref} \quad (A.4)$$

Onde:

$\|\{R\}\|$ é um escalar, denominado norma de convergência;

$\{R\}$ é o vetor resíduo dado por $\{F^a\} - \{F_i^{nr}\}$;

ε_R é a tolerância;

R_{ref} é o valor de referência.

A norma do vetor resíduo é um escalar que pode ser obtido de diferentes maneiras. Cabe citar as seguintes normas usualmente adotadas:

i. Norma infinita: O valor da norma infinita $\|\{R\}\|_{\infty}$ é dado pelo máximo valor, em módulo, do vetor $\{R\}$.

$$\|\{R\}\|_{\infty} = \max |R_i| \quad (A.5)$$

ii. Norma por somatório simples: A norma por somatório simples é dada pelo somatório dos termos do vetor $\{R\}$ em módulo.

$$\|\{R\}\|_{\text{soma}} = \sum |R_i| \quad (A.6)$$

iii. Norma SRSS: O valor da norma SRSS é obtido a partir da raiz quadrada do somatório dos termos de $\{R\}$ elevados ao quadrado.

$$\|\{R\}\|_{\text{srss}} = \sqrt{\sum R_i^2} \quad (A.7)$$

O valor de referência R_{ref} está associado, de maneira usual, à norma do vetor de cargas externas $\|\{F^a\}\|$, obtida de maneira análoga à norma $\|\{R\}\|$.

A convergência da solução também pode ser avaliada a partir do incremento dos deslocamentos, conforme a expressão a seguir:

$$\|\{\Delta u\}\| < \varepsilon_u u_{\text{ref}} \quad (A.8)$$

A.1.2. Exemplo de aplicação para o método de Newton-Raphson

Com o intuito de ilustrar o processo de Newton-Raphson, é apresentado, a seguir, um exemplo de resolução iterativa de um sistema estrutural não-linear com um único grau de liberdade. Trata-se de um sistema estrutural formado por duas barras rígidas de comprimento “L/2” e por uma mola de constante elástica “k”. O apoio da esquerda (Figura A.5) é de segundo gênero, enquanto o da direita restringe apenas o deslocamento vertical. Uma carga horizontal “P” é aplicada ao sistema conforme ilustrado pela Figura A.5.

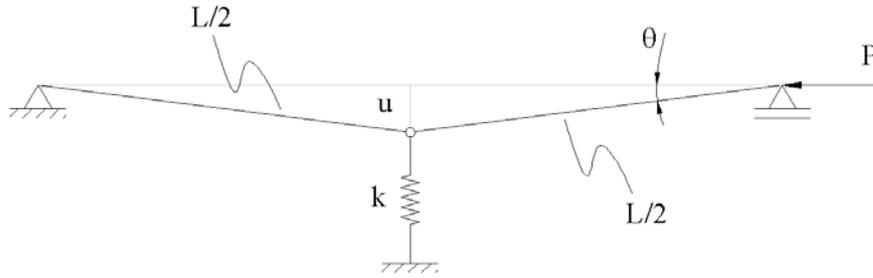


Figura A.5 - Exemplo de sistema não-linear geométrico com 1GL

Antes da aplicação do carregamento “P”, o sistema já se encontra com um pequeno deslocamento vertical em seu centro, “ u_0 ”. O diagrama de corpo livre da barra da direita é mostrado na Figura A.6, a seguir:

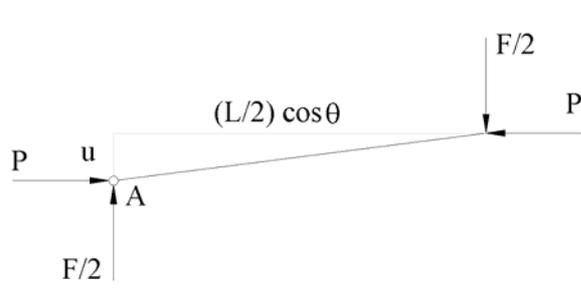


Figura A.6 - Equilíbrio do sistema

O equilíbrio de momentos em relação ao ponto “A” da figura anterior requer que a seguinte relação seja satisfeita:

$$\frac{F}{2} \frac{L}{2} \cos(\theta) = Pu \quad (A.9)$$

O carregamento “ F^a ”, aplicado à mola conforme o princípio de ação e reação, será obtido a partir da seguinte expressão:

$$F^a = \frac{4Pu}{L \cos(\theta)} \quad (A.10)$$

O esforço interno associado à mola é obtido a partir da lei de Hooke, resultando na expressão seguinte:

$$F^{nr} = k\Delta u \quad (A.11)$$

A partir das expressões apresentadas é possível executar o algoritmo de Newton-Raphson iterativamente até que a posição final do sistema seja determinada. A precisão na determinação da configuração final do sistema depende, obviamente, do número de iterações utilizadas. Os dados de entrada e a resolução do problema descrito anteriormente são apresentados a seguir:

Dados de entrada

Comprimento da coluna	$L := 3 \cdot \text{m}$
Constante elástica da mola	$k := 200000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$
Carregamento aplicado	$P := 50000 \cdot \text{N}$
Excentricidade inicial	$u_0 := 0.05 \cdot \text{m}$
Convergência	O incremento do deslocamento deve ser inferior a 1% do deslocamento inicial para que a convergência seja obtida

Dados calculados

Carga crítica	$P_{\text{cr}} := \frac{k \cdot L}{4}$	$P_{\text{cr}} = 150000 \text{ N}$
Expressão para o ângulo	$\theta(u) := \text{asin}\left(\frac{2 \cdot u}{L}\right)$	
Valor do deslocamento inicial	$\Delta u_0 := 0 \cdot \text{m}$	

1ª iteração: $i := 1$

A excentricidade é igual à inicial	$u := u_0$	$u = 0.05 \text{ m}$
Valor do ângulo		$\theta(u) = 0.033$
Valor de F_{nr}	$F_{nr} := k \cdot \Delta u_0$	$F_{nr} = 0 \text{ N}$
Valor da força aplicada	$F_a := 4P \cdot u \div (L \cdot \cos(\theta(u)))$	$F_a = 3335 \text{ N}$
Varição da força	$\Delta F := F_a - F_{nr}$	$\Delta F = 3335 \text{ N}$
Cálculo do deslocamento	$\Delta u_i := \frac{\Delta F}{k}$	$\Delta u_i = 0.01668 \text{ m}$
Verificação da convergência	$\Delta u_i \div u_0 = 0.334$	Não satisfaz.
Incremento da excentricidade	$u := u + \Delta u_i$	$u = 0.06668 \text{ m}$

2ª iteração: $i := 2$

Valor do ângulo		$\theta(u) = 0.044$
Valor de F_{nr}	$F_{nr} := k \cdot \sum_{n=1}^{i-1} \Delta u_n$	$F_{nr} = 3335 \text{ N}$
Valor da força aplicada	$F_a := 4P \cdot u \div (L \cdot \cos(\theta(u)))$	$F_a = 4449 \text{ N}$
Varição da força	$\Delta F := F_a - F_{nr}$	$\Delta F = 1114 \text{ N}$
Cálculo do deslocamento	$\Delta u_i := \frac{\Delta F}{k}$	$\Delta u_i = 5.57137 \times 10^{-3} \text{ m}$
Verificação da convergência	$\Delta u_i \div u_0 = 0.111$	Não satisfaz.
Incremento da excentricidade	$u := u + \Delta u_i$	$u = 0.07225 \text{ m}$

3ª iteração:

$i := 3$

Valor do ângulo		$\theta(u) = 0.048$
Valor de Fnr	$F_{nr} := k \cdot \sum_{n=1}^{i-1} \Delta u_n$	$F_{nr} = 4449 \text{ N}$
Valor da força aplicada	$F_a := 4P \cdot u \div (L \cdot \cos(\theta(u)))$	$F_a = 4822 \text{ N}$
Variação da força	$\Delta F := F_a - F_{nr}$	$\Delta F = 373 \text{ N}$
Cálculo do deslocamento	$\Delta u_i := \frac{\Delta F}{k}$	$\Delta u_i = 1.86312 \times 10^{-3} \text{ m}$
Verificação da convergência	$\Delta u_i \div u_0 = 0.037$	Não satisfaz.
Incremento da excentricidade	$u := u + \Delta u_i$	$u = 0.07411 \text{ m}$

4ª iteração:

$i := 4$

Valor do ângulo		$\theta(u) = 0.049$
Valor de Fnr	$F_{nr} := k \cdot \sum_{n=1}^{i-1} \Delta u_n$	$F_{nr} = 4822 \text{ N}$
Valor da força aplicada	$F_a := 4P \cdot u \div (L \cdot \cos(\theta(u)))$	$F_a = 4947 \text{ N}$
Variação da força	$\Delta F := F_a - F_{nr}$	$\Delta F = 125 \text{ N}$
Cálculo do deslocamento	$\Delta u_i := \frac{\Delta F}{k}$	$\Delta u_i = 6.23262 \times 10^{-4} \text{ m}$
Verificação da convergência	$\Delta u_i \div u_0 = 0.012$	Não satisfaz.
Incremento da excentricidade	$u := u + \Delta u_i$	$u = 0.07473 \text{ m}$

5ª iteração:

$i := 5$

Valor do ângulo

$$\theta(u) = 0.05$$

Valor de F_{nr}

$$F_{nr} := k \cdot \sum_{n=1}^{i-1} \Delta u_n$$

$$F_{nr} = 4947 \text{ N}$$

Valor da força aplicada

$$F_a := 4P \cdot u \div (L \cdot \cos(\theta(u)))$$

$$F_a = 4988 \text{ N}$$

Varição da força

$$\Delta F := F_a - F_{nr}$$

$$\Delta F = 42 \text{ N}$$

Cálculo do deslocamento

$$\Delta u_i := \frac{\Delta F}{k}$$

$$\Delta u_i = 2.08524 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Verificação da convergência

$$\Delta u_i \div u_0 = 4.17 \times 10^{-3}$$

Condição satisfeita!

Incremento da excentricidade

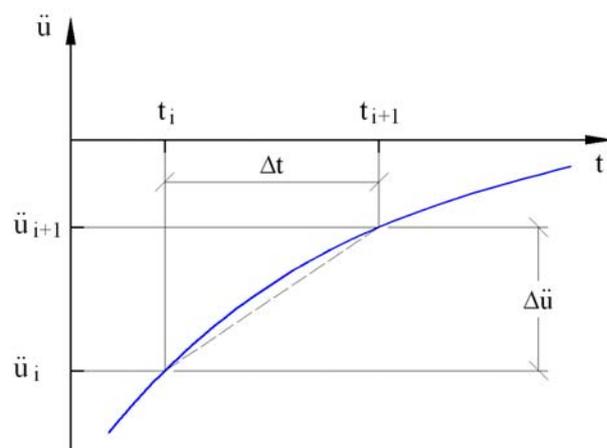
$$u := u + \Delta u_i$$

$$u = 0.07494 \text{ m}$$

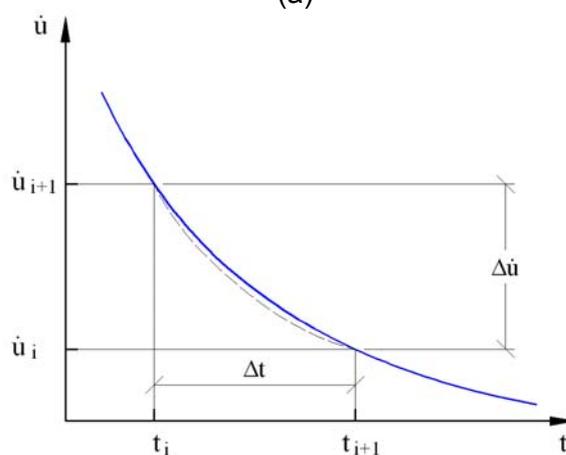
A.2. Método de Newmark

Quando sistemas dinâmicos não-lineares são considerados, o processo da equação modal (superposição modal) perde sua validade, sendo necessária, portanto, a adoção de um método de integração passo a passo das equações de movimento. Nesse tipo de processo a resposta é calculada para uma série de pequenos incrementos de tempo (Δt), tomados, geralmente, em intervalos iguais [37]. A resposta completa do sistema é obtida utilizando as velocidades e deslocamentos calculados ao final de um intervalo como condições iniciais para o processamento do próximo intervalo. O processo pode, então, ser repetido indefinidamente, representando o comportamento não-linear do sistema a partir de uma série de aproximações lineares.

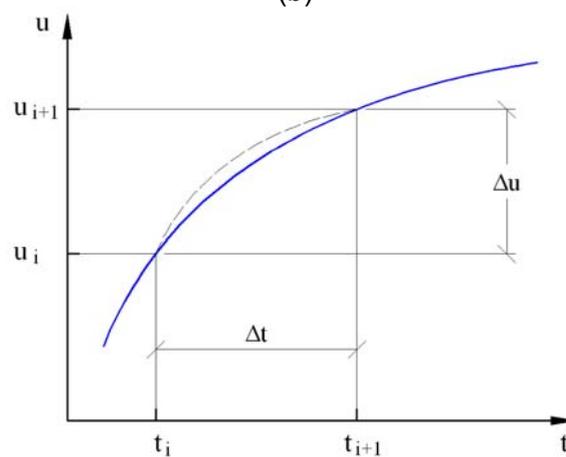
Dos diversos processos de integração utilizados na resolução de problemas dinâmicos, os mais utilizados são aqueles que consideram uma variação linear da aceleração num dado intervalo de integração. A Figura A.7 mostra o esquema de integração com variação linear da aceleração (a), resultando numa aproximação quadrática para a velocidade (b) e cúbica para o deslocamento (c).



(a)



(b)



(c)

Figura A.7 - Esquema de integração com variação linear da aceleração

Considerando uma variação linear da aceleração, tem-se, ao final de cada intervalo de integração, a seguinte expressão para a velocidade:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\ddot{u}_i + \ddot{u}_{i+1}}{2} \Delta t \quad (A.12)$$

A obtenção do vetor de deslocamentos para o intervalo de tempo seguinte ao "i", é realizada a partir da série de Taylor:

$$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i \Delta t + \ddot{u}_i \frac{\Delta t^2}{2} + \ddot{\ddot{u}}_i \frac{\Delta t^3}{6} + u_i^{iv} \frac{\Delta t^4}{24} + \dots \quad (A.13)$$

Como a variação da aceleração é linear, a derivada quarta do deslocamento é nula, o que permite afirmar que o último termo mostrado e todos os de ordem superior na série também são nulos, resultando na seguinte expressão para os deslocamentos:

$$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i \Delta t + \ddot{u}_i \frac{\Delta t^2}{2} + \ddot{\ddot{u}}_i \frac{\Delta t^3}{6} \quad (A.14)$$

Já a derivada terceira do deslocamento é uma constante, podendo ser expressa por:

$$\ddot{\ddot{u}} = \frac{\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i}{\Delta t} \quad (A.15)$$

Substituindo o valor da derivada terceira do deslocamento (equação A.15) na equação A.14, a seguinte expressão é obtida para o deslocamento:

$$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i \Delta t + \ddot{u}_i \frac{\Delta t^2}{3} + \ddot{u}_{i+1} \frac{\Delta t^2}{6} \quad (A.16)$$

As expressões associadas à velocidade e ao deslocamento, ao final de cada intervalo de integração, podem ser escritas da seguinte forma:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + (1 - \gamma) \ddot{u}_i \Delta t + \gamma \ddot{u}_{i+1} \Delta t \quad (A.17)$$

$$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{u}_i \Delta t^2 + \beta \ddot{u}_{i+1} \Delta t^2 \quad (A.18)$$

Onde:

$$\gamma = \frac{1}{2} \text{ e } \beta = \frac{1}{6}$$

A equação de movimento, na sua forma incremental, ou seja, em termos das variações da aceleração, velocidade, deslocamento e força durante o intervalo de tempo Δt pode ser escrita conforme abaixo:

$$m\Delta\ddot{u} + c\Delta\dot{u} + k\Delta u = \Delta F \quad (A.19)$$

A partir das equações A.17 e A.18, respectivamente, escreve-se:

$$\Delta\dot{u} = \dot{u}_{i+1} - \dot{u}_i = \ddot{u}_i \frac{\Delta t}{2} + \Delta\ddot{u} \frac{\Delta t}{2} \quad (A.20)$$

$$\Delta u = u_{i+1} - u_i = \dot{u}_i \Delta t + \ddot{u}_i \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta\ddot{u} \frac{\Delta t^2}{6} \quad (A.21)$$

As variações da velocidade e da aceleração podem, então, ser dadas em função de Δu , conforme as expressões a seguir:

$$\Delta\dot{u} = \frac{3}{\Delta t} \Delta u - 3\dot{u}_i - \frac{\Delta t}{2} \ddot{u}_i \quad (A.22)$$

$$\Delta\ddot{u} = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta u - \frac{6}{\Delta t} \dot{u}_i - 3\ddot{u}_i \quad (A.23)$$

Substituindo as equações A.22 e A.23 na equação de movimento na sua forma incremental (expressão A.19), temos:

$$m \left(\frac{6}{\Delta t^2} \Delta u - \frac{6}{\Delta t} \dot{u}_i - 3\ddot{u}_i \right) + c \left(\frac{3}{\Delta t} \Delta u - 3\dot{u}_i - \frac{\Delta t}{2} \ddot{u}_i \right) + k\Delta u = \Delta F \quad (A.24)$$

A equação A.24 pode, então, ser reescrita da seguinte maneira:

$$\bar{k} \Delta u = \Delta \bar{F} \quad (A.25)$$

Onde:

$$\bar{k} = \frac{6}{\Delta t^2} m + \frac{3}{\Delta t} c + k \quad (A.26)$$

e

$$\Delta \bar{F} = \Delta F + m \left(\frac{6}{\Delta t} \dot{u}_i + 3\ddot{u}_i \right) + c \left(3\dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2} \ddot{u}_i \right) \quad (A.27)$$

O método de Newmark pode ser implementado computacionalmente a partir do algoritmo descrito a seguir:

- i. Conhecidos os valores do deslocamento e da velocidade no tempo “t”, calcula-se as forças elásticas e de amortecimento, respectivamente;
- ii. A aceleração correspondente ao tempo “t” é calculada a partir da equação abaixo:

$$\ddot{u}_i = \frac{1}{m} (F_i - F_{a,i} - F_{k,i}) \quad (A.28)$$

- iii. Os valores de \bar{k} e $\Delta\bar{F}$ são calculados a partir das equações A.26 e A.27, respectivamente;
- iv. O valor de Δu é calculado a partir da equação A.25;
- v. O incremento da velocidade é obtido a partir da A.22, enquanto o incremento da aceleração é dado pela A.23;
- vi. O deslocamento e a velocidade no tempo $t + \Delta t$ são obtidos conforme abaixo:

$$u_{i+1} = u_i + \Delta u \quad (A.29)$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i \quad (A.30)$$

- vii. Os valores de u_{i+1} e \dot{u}_{i+1} são igualados a u_i e \dot{u}_i , respectivamente, e o processo retorna ao passo “i” até que o tempo final da análise seja alcançado.

Para que o comportamento dinâmico de um sistema estrutural possa ser representado de forma conveniente é necessário que o incremento de tempo adotado na análise seja suficientemente pequeno. O tamanho adequado para o incremento de tempo Δt será função das características determinantes da vibração: excitação, $F(t)$; rigidez $k(t)$; amortecimento $c(t)$; e massa, $m(t)$.

Normalmente, o intervalo de tempo adotado é escolhido a partir do período fundamental da estrutura T_0 , sendo a avaliação realizada caso a caso. O método da variação linear da aceleração só é estável sob a seguinte condição:

$$\Delta t \leq \frac{T_0}{\pi\sqrt{1-4\beta}}; \text{ com } \beta = 1/6 \quad (A.31)$$

De maneira geral, o incremento de tempo necessário à precisão da solução será sempre menor que o apresentado acima.

Anexo B. Rotina Computacional para Simulação da Turbulência

A seguir, é apresentada a rotina computacional desenvolvida em Matlab [46] para a geração de séries temporais para a função flutuação da velocidade do vento (ver item 3.4). Os comentários são precedidos pelo caractere “%”, conforme a convenção do próprio Matlab. A fonte do texto foi alterada para facilitar a visualização das instruções de programação.

```
%*****
%* Carregamento não-determinístico do vento *
%* Geração de séries temporais para a parcela flutuante *
%* da velocidade longitudinal do vento *
%* Autor: Marcel I. R. de Oliveira *
%* Data : 20/06/2005 *
%*****

echo on % "Echo punch" para os dados de entrada

%*****
%* Definição de constantes *
%*****

Pi = acos(-1) % Valor preciso de Pi

%*****
%* Definição dos parâmetros de rugosidade, velocidade média *
%* de referência e altura *
%*****

p = 0.15 % Coeficiente exponencial NBR 6123
z = 28.15 % Altura em [m]
z0 = 0.07 % Comprimento de rugosidade
zd = 0 % Deslocamento do plano zero (Aprox. nulo)
V10 = 37.95 % Velocidade média do vento na altura 10m [m/s]
% obs: velocidade média tomada em 10min
```

```

%*****
%* Determinação das características da função temporal a ser gerada:
%* Número de posições e intervalo de tempo; Número de divisões no espectro
%* e faixa de frequência considerada
%*****

n_time = 120000 % Número de posições no tempo
time_inf = 0.0000 % Tempo inicial
time_sup = 1200.0000 % Tempo final

div_spec = 1500 % Número de divisões no espectro
freq_sup = 15.010 % Frequência superior
freq_inf = 0.010 % Frequência inferior

echo off

%*****
%* Cálculo da velocidade média no ponto de interesse
%*****

Vz = V10*(z/10)^p % Velocidade na altura z [m/s]

%*****
%* Determinação da velocidade de fricção
%*****

v_fric = 0.4*Vz/(log(z/z0)) % Velocidade de fricção

%*****
%* Cálculo das propriedades estatísticas
%*****

calc_std = sqrt(6*v_fric^2) % Desvio padrão calculado
gust_int = calc_std/Vz % Intensidade de turbulência

%*****
%* Inicialização dos vetores tempo e frequência
%*****

time_inc = (time_sup - time_inf)/(n_time-1)
freq_inc = (freq_sup - freq_inf)/div_spec

t = time_inf:time_inc:time_sup;
f = freq_inf:freq_inc:freq_sup;

```

```

%*****
%* Entrada do Espectro de Kaimal
%*****

X = f * (z-zd)/Vz;

for i = 1:div_spec;
    Sv(i) = 200*X(i)*v_fri c^2/((1+50*X(i))^(5/3))/f(i);
end;

'Valores espectrais carregados!'

%*****
%* Cálculo das amplitudes dos harmônicos
%*****

for i = 1:div_spec;
    a(i) = sqrt(2*Sv(i)*freq_inc);
end;

%*****
%* Determinação da Função flutuação da velocidade v1(t)
%*****

Rand_num = rand(1,div_spec); % Número aleatório [0, 1]
Rand_ang = Rand_num*2*Pi; % Angulo de fase aleatório [0, 2Pi]

v1(n_time) = 0; % Inicialização do vetor v1

for k =1:n_time;
    Sum = 0;
    for i = 1:div_spec;
        Sum = Sum + a(i)*cos(2*Pi*f(i)*t(k)+Rand_ang(i));
    end;
    v1(k) = Sum;
end;

'Função flutuação da velocidade, v1, gerada!'

```

Anexo C. Geometria da Estrutura

A Figura C.1, a seguir, exibe a silhueta da torre de transmissão modelada e suas principais dimensões. Os cortes e vistas indicados na Figura C.1 são reproduzidos mais adiante, na Figura C.2.

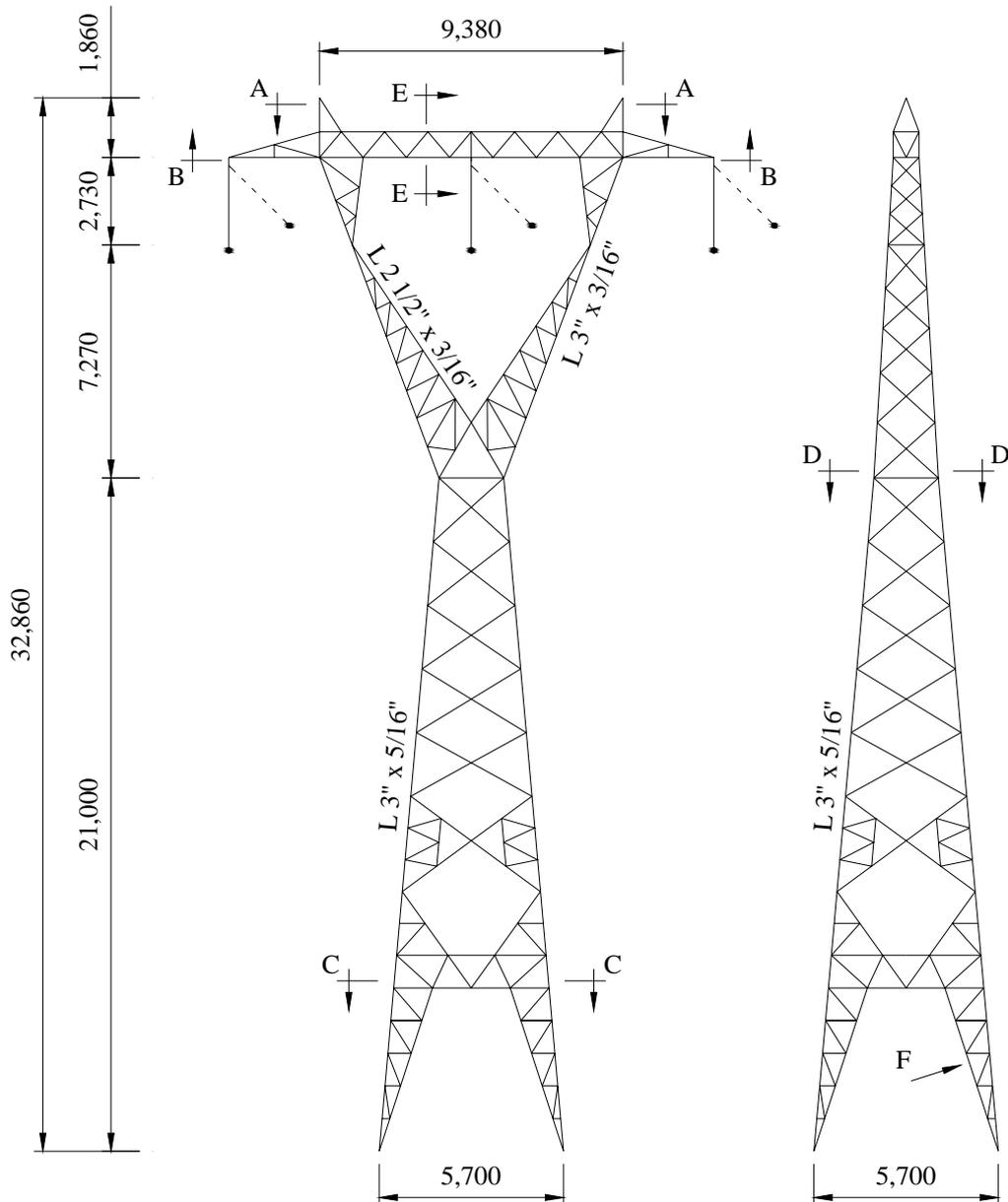


Figura C.1 - Vista geral da torre de transmissão

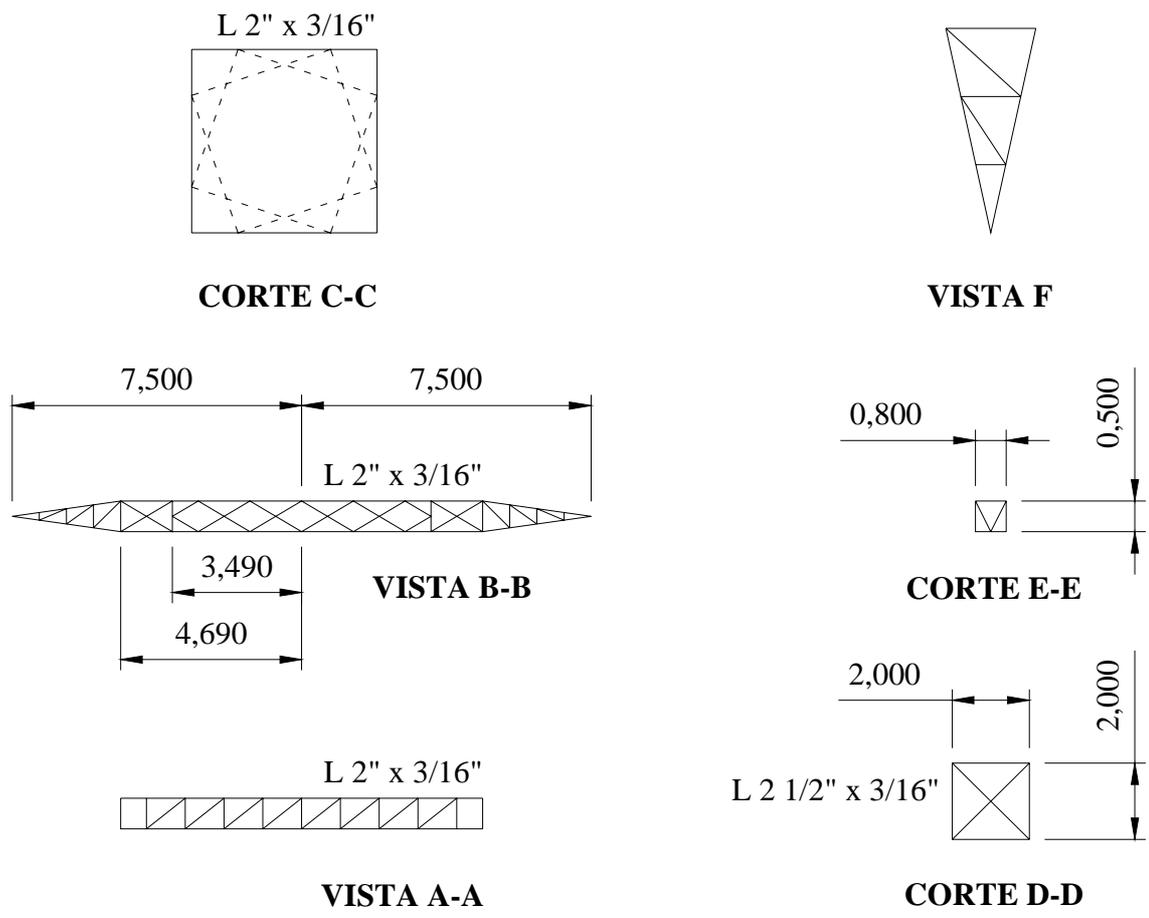


Figura C.2 - Cortes indicados na Figura C.1

A Figura C.3 fornece as dimensões dos painéis da estrutura e exibe a nomenclatura utilizada para identificação dos mesmos.

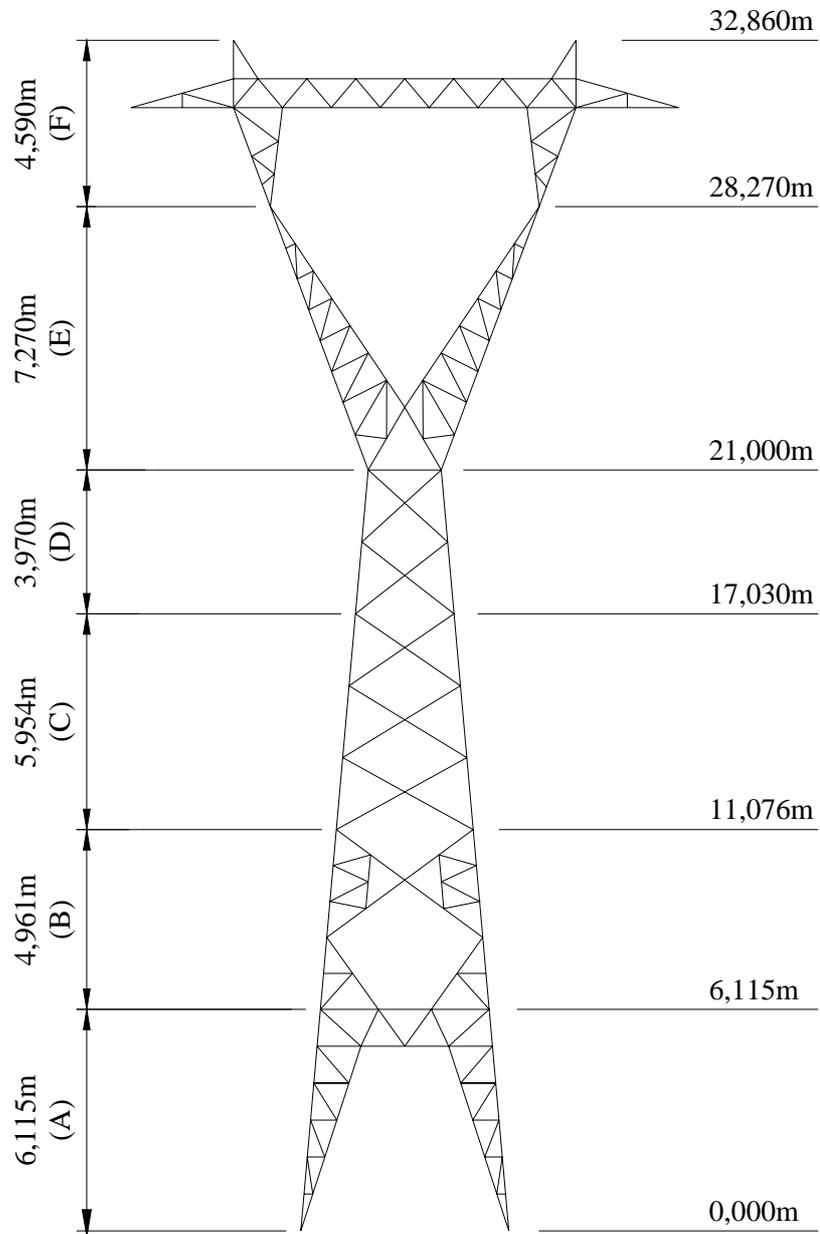


Figura C.3 - Denominação dos painéis da torre

A Tabela C.1, a seguir, exibe a numeração utilizada para identificação dos perfis estruturais nesse apêndice.

Tabela C.1 - Numeração dos perfis estruturais

Nº Perfil	Denominação
1	L 3" x 5/16"
2	L 3" x 3/16"
3	L 2 1/2" x 3/16"
4	L 2" x 3/16"
5	L 1 3/4" x 3/16"
6	L 1 3/4" x 1/8"
7	L 1 1/2" x 1/8"

As figuras a seguir ilustram os perfis estruturais utilizados para os vários elementos que compõem a torre de transmissão. A denominação dos painéis da estrutura segue a convenção mostrada na Figura C.3. Já a numeração dos perfis segue a convenção mostrada na Tabela C.1.

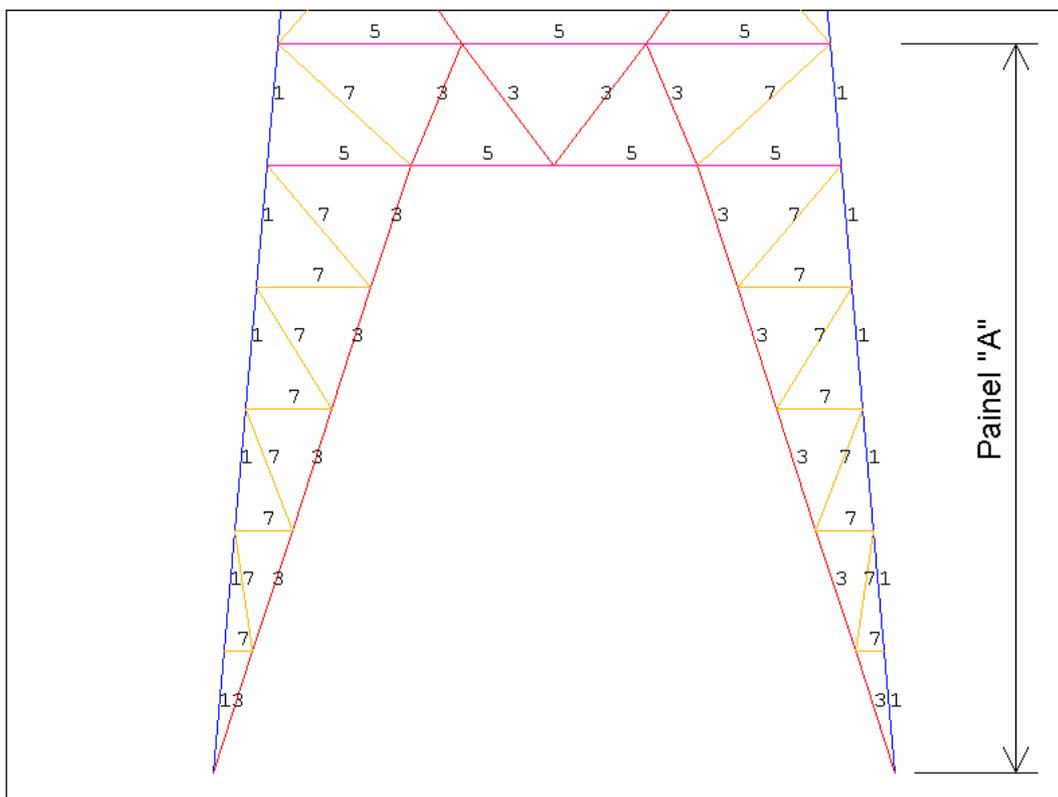


Figura C.4 - Perfis utilizados no Painel "A"

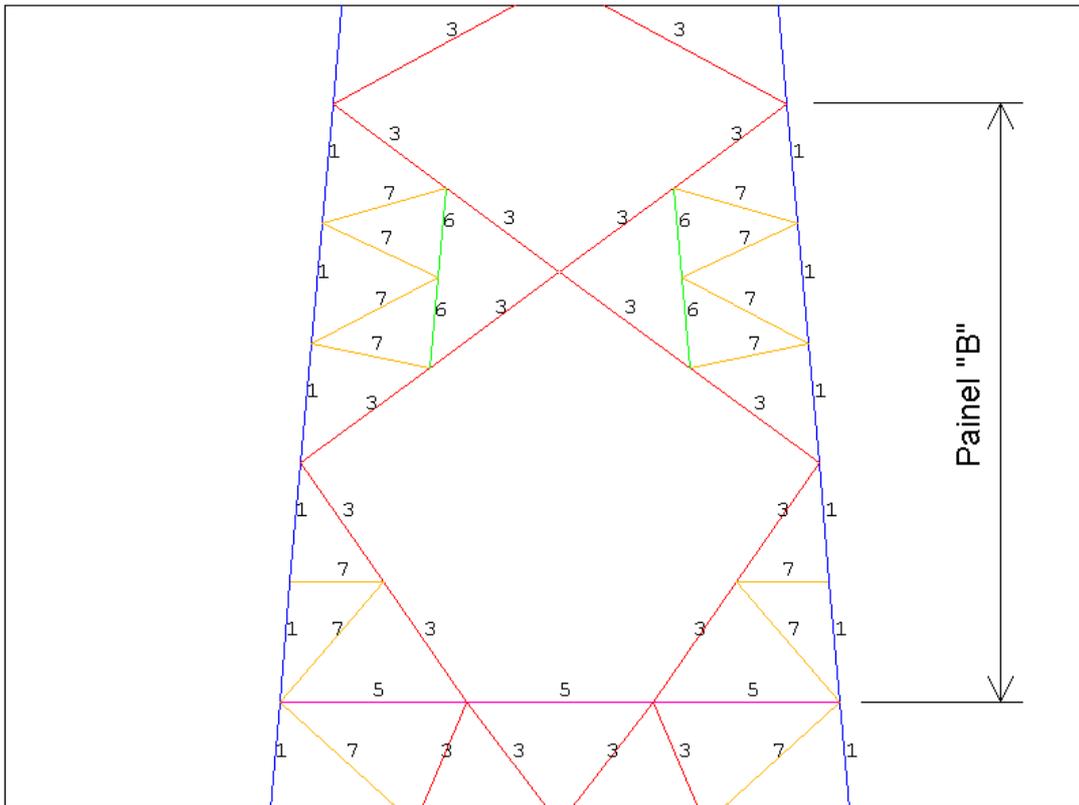


Figura C.5 - Perfis utilizados no Painel "B"

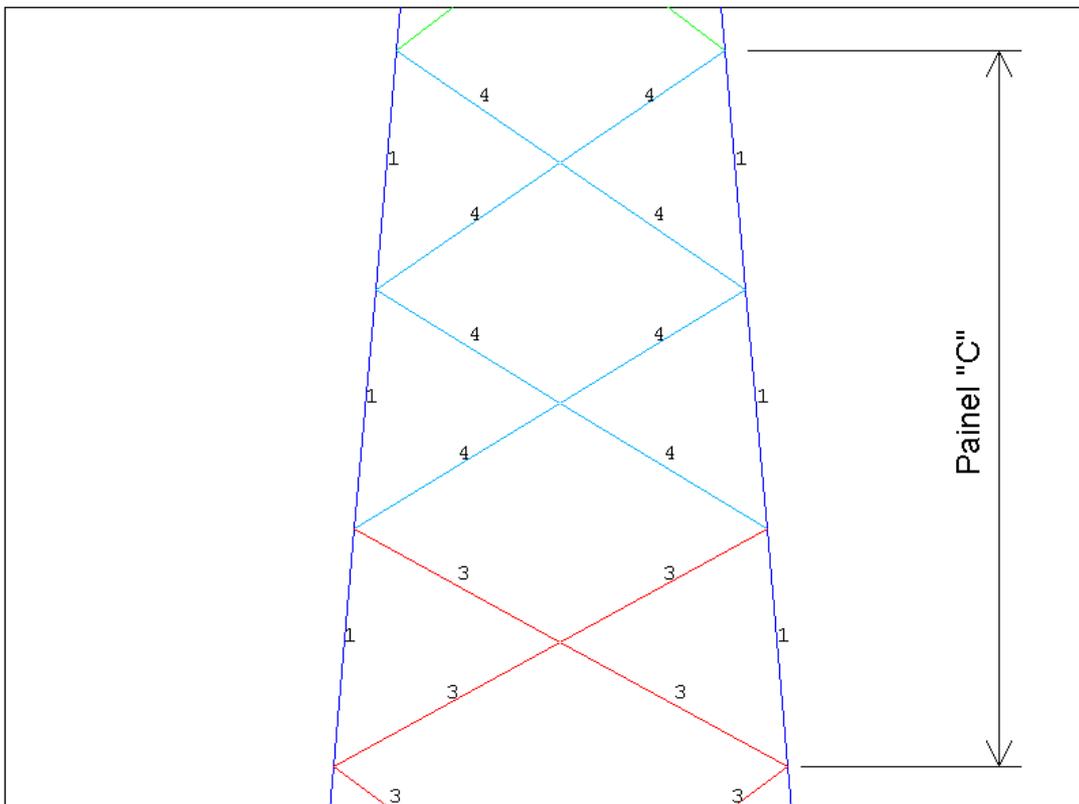


Figura C.6 - Perfis utilizados no Painel "C"

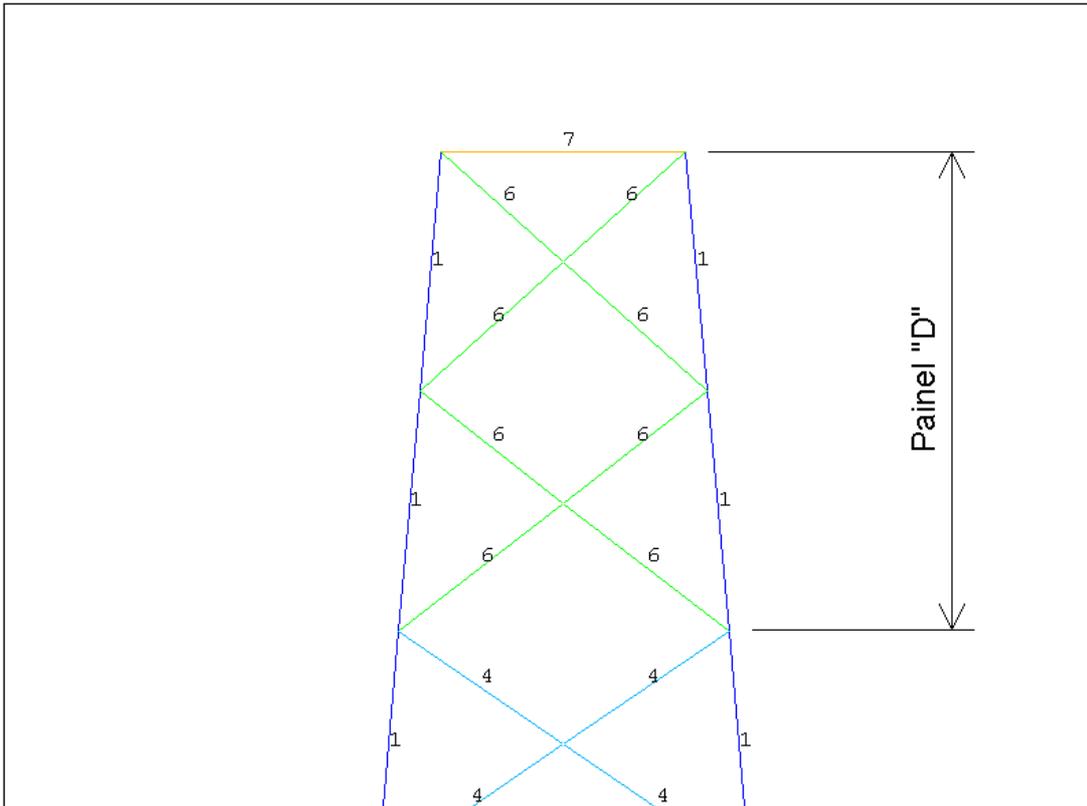


Figura C.7 - Perfis utilizados no Painel "D"

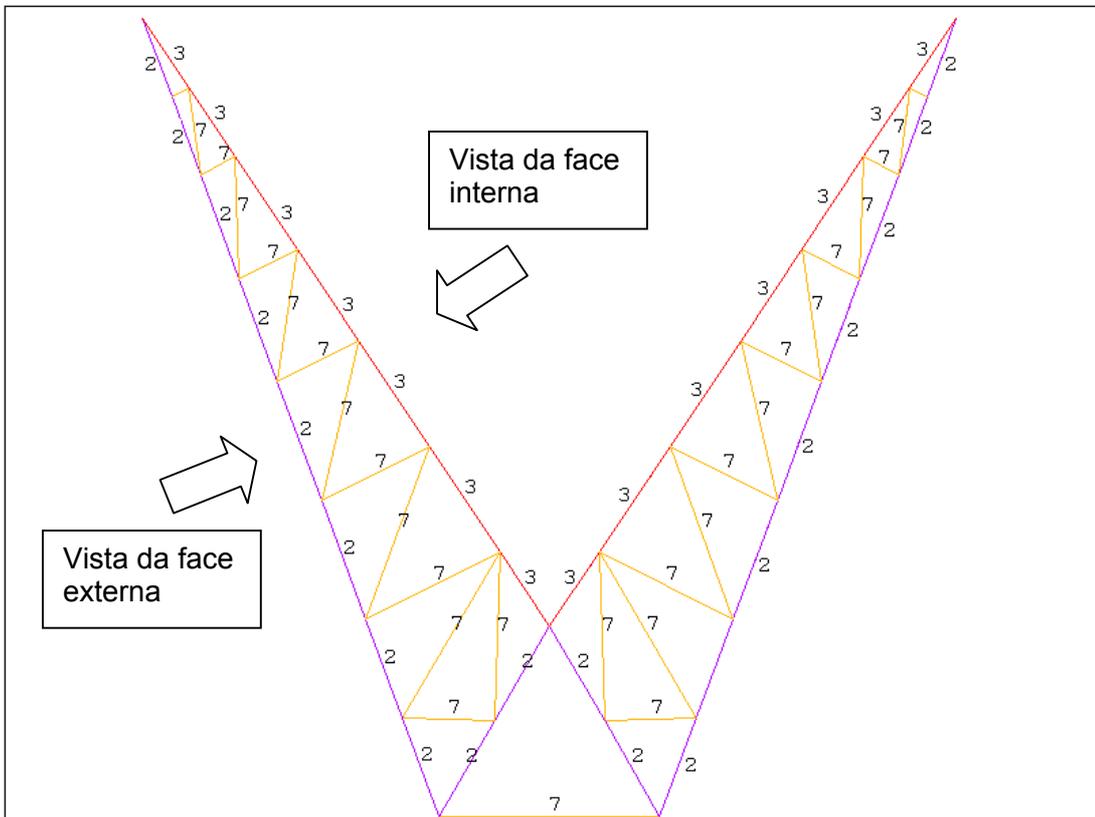


Figura C.8 - Perfis utilizados no Painel "E", vista frontal

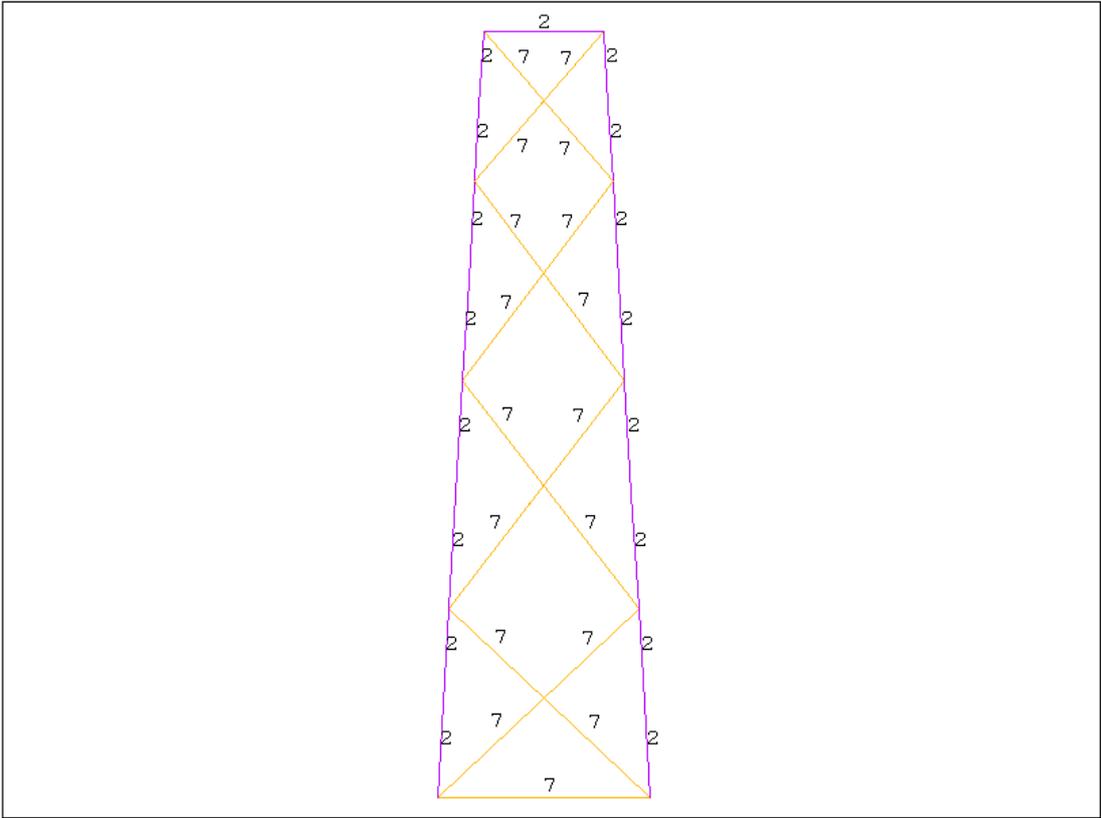


Figura C.9 - Perfis utilizados no Pannel "E", vista da face externa

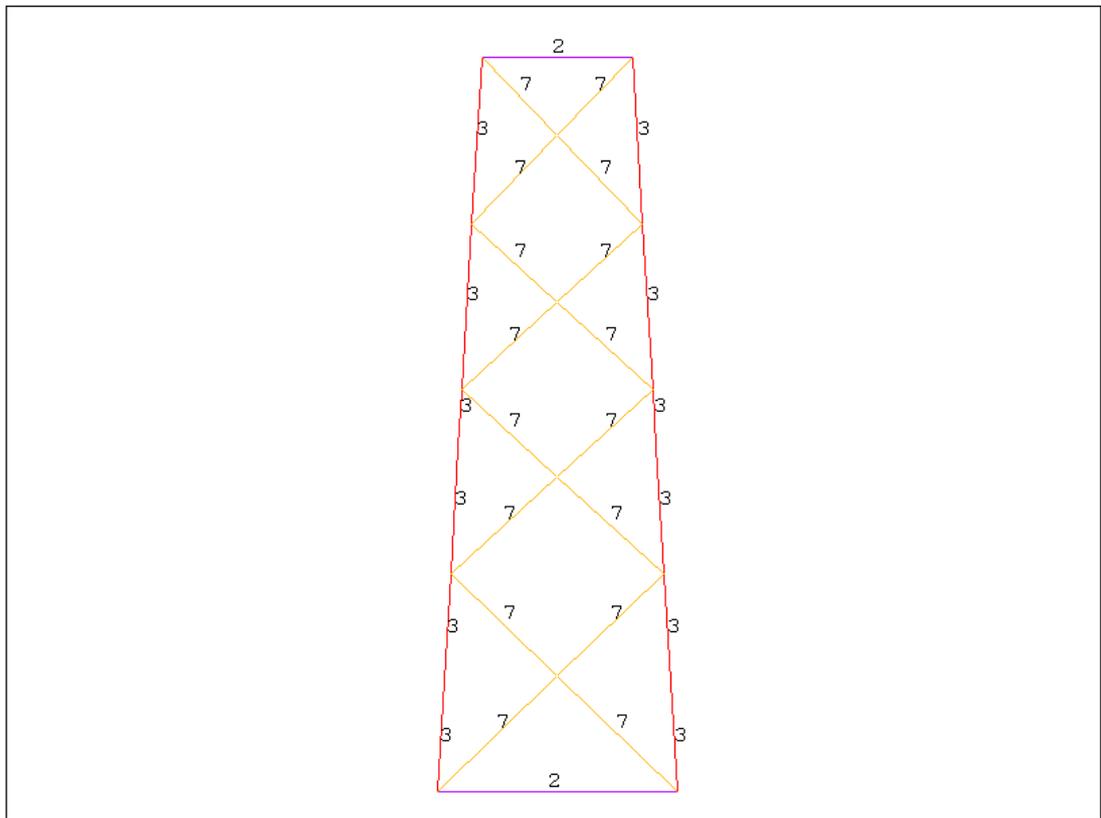


Figura C.10 - Perfis utilizados no Pannel "E", vista da face interna

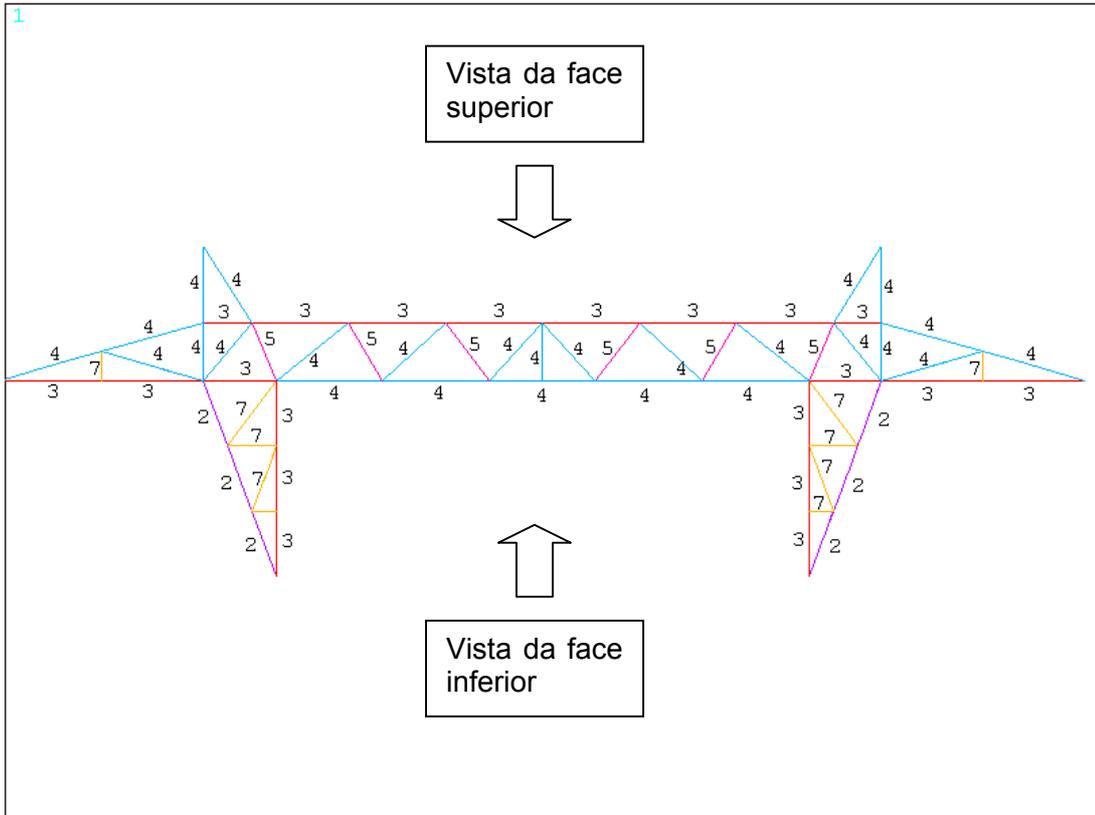


Figura C.11 - Perfis utilizados no Painel "F", vista frontal

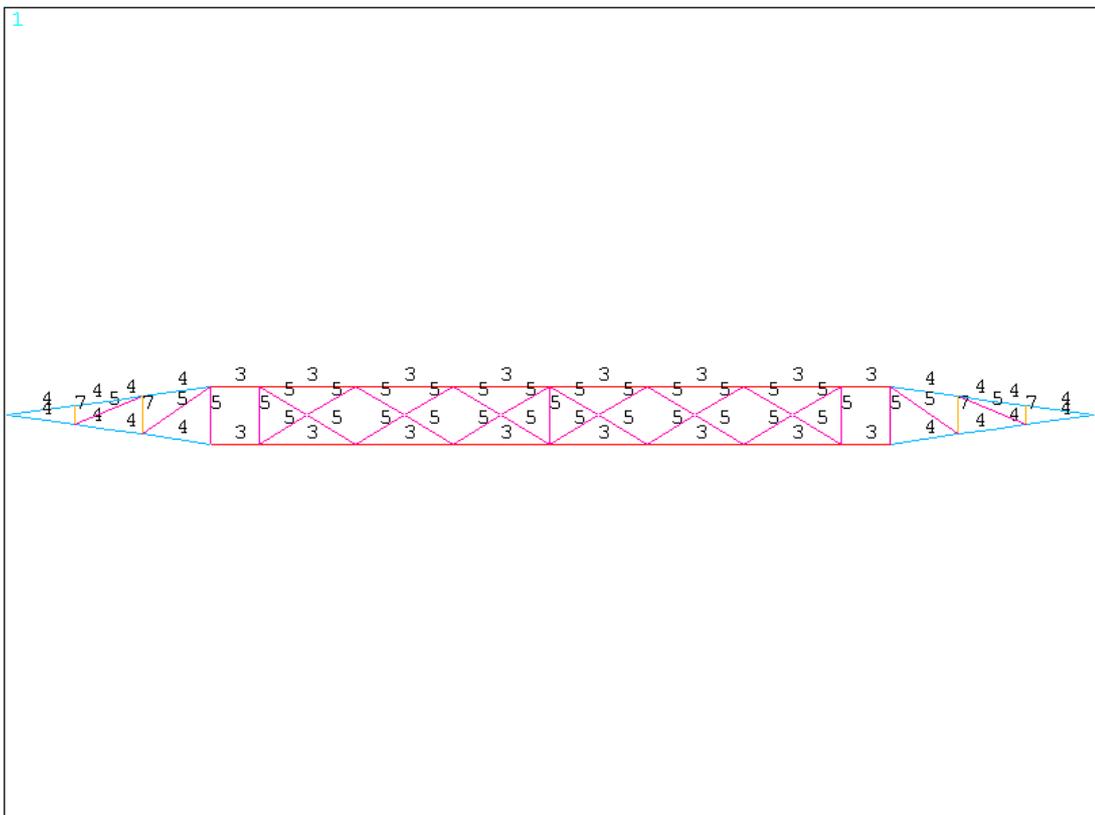


Figura C.12 - Perfis utilizados no Painel "F", vista da face superior

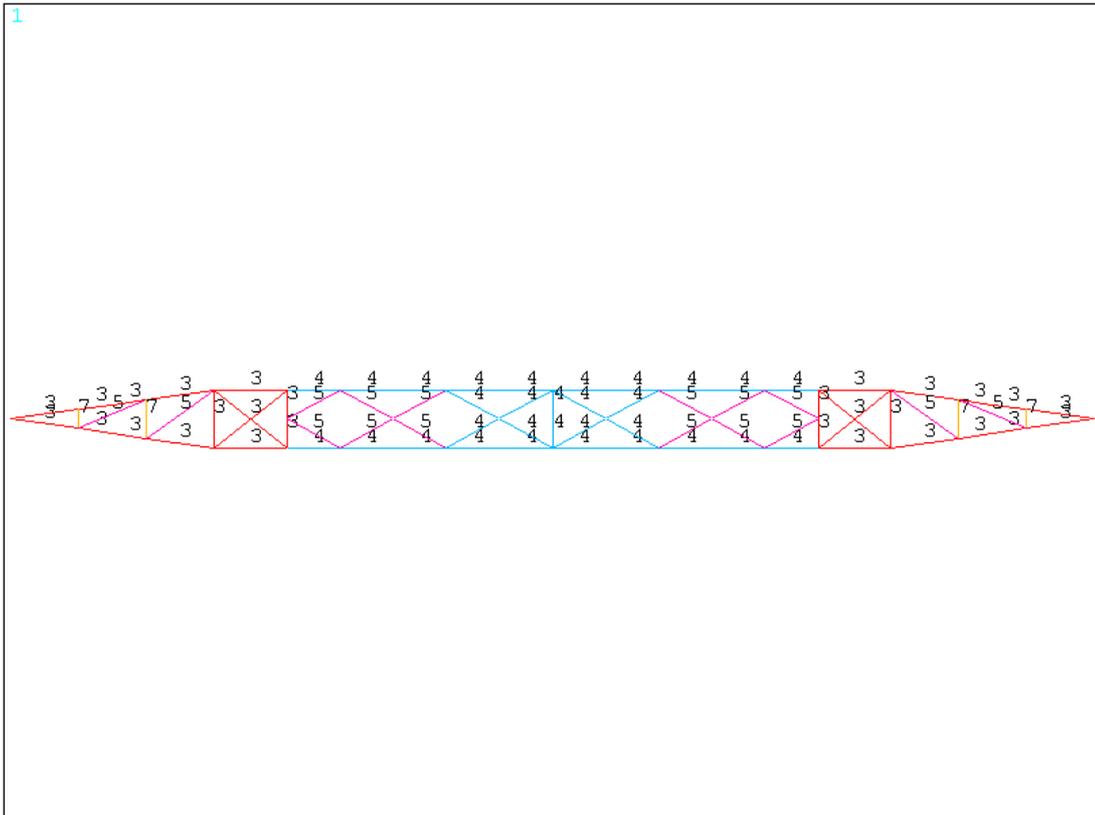


Figura C.13 - Perfis utilizados no Painel "F", vista da face inferior