

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA MECÂNICA

ANÁLISE DE ALGUNS ASPECTOS NO ESTUDO DE TORRES ESTAIADAS.

por

Vicente Bergamini Puglia

Dissertação para obtenção do Título de
Mestre em Engenharia

Porto Alegre, Abril de 2009.

ANÁLISE DE ALGUNS ASPECTOS NO ESTUDO DE TORRES ESTAIADAS.

por

Vicente Bergamini Puglia
Engenheiro Mecânico

Dissertação submetida ao Corpo Docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, PROMEC, da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Título de

Mestre em Engenharia

Área de Concentração: Mecânica dos Sólidos

Orientador: Prof. Dr. Ignacio Iturrioz

Co-orientadora: Prof^a. Dr^a. Letícia Fleck Fadel Miguel

Aprovada por:

Prof. Dr. Jorge Daniel Riera

Prof. Dr. Acir Mércio Loredo-Souza

Prof. Dr. Zacarias Chamberlain Pravia

Prof. Dr. Horácio Antônio Vielmo
Coordenador do PROMEC

Porto Alegre, Abril de 2009.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer ao meu orientador Prof. Dr. Ignacio Iturrioz, pela paciência, atenção, ensinamento e incentivo a trilhar mais esta jornada.

Aos meus pais e familiares pelo apoio e carinho demonstrados em todos esses anos.

Aos meus amigos e colegas de laboratório pelos momentos de descontração que foram fundamentais para o termino deste mestrado.

Também gostaria de agradecer ao Prof. Dr. Mario José Paluch (*in memorian*) pela iniciativa de desenvolver pesquisas com engenharia do vento na Universidade de Passo Fundo, sendo que estas pesquisas foram fundamentais para o desenvolvimento desta dissertação. Também gostaria de agradecer a ele pelo incentivo dado ainda quando eu estava na graduação a continuar nesta área de pesquisa e vir a fazer o mestrado na UFRGS.

RESUMO

As de torres treliçadas estaiadas são muito utilizadas e são foco de atenção na pesquisa da engenharia moderna, apresentando-se como um desafio na avaliação das excitações que sobre elas atuam, assim como a determinação das respostas dos elementos que as compõem.

Para realizar um estudo neste sentido se realiza no presente trabalho a avaliação estrutural de uma torre treliçada estaiada, localizada na Universidade de Passo Fundo. Esta torre se encontra instrumentada, registrando velocidades de vento de forma contínua, sendo possível determinar nos registros existentes ventos característicos de tormentas TS e EPS. Se conta também com a caracterização dinâmica desta torre para qual foram determinadas suas frequências naturais de vibração.

Utilizando a informação supracitada foram criados modelos estruturais de diferentes níveis de complexidade que foram calibrados utilizando as informações disponíveis. A excitação devida a tormentas foi montada, comparando espectros de excitação clássicos disponíveis na literatura técnica e os registros experimentais de tormentas reais disponíveis.

Também foi analisado um montante da torre submetido à compressão onde sua seção transversal é uma cantoneira de abas iguais. Foi determinada a carga de colapso deste perfil considerando as não linearidades físicas e geométricas incorporadas no mesmo. Foi prestada singular atenção ao estudo da influência das imperfeições, utilizando para isto expressões propostas pela bibliografia especializada e o quadro de imperfeições que foi extraído do escaneamento tridimensional de um montante real.

Finalmente os diferentes aspectos estudados são discutidos nesta dissertação os quais permitem conhecer melhor o comportamento estrutural de torres estaiadas, em forma global, dos componentes que as compõem e das solicitações que atuam sobre elas. A forma em que se estudaram estes aspectos sem dúvida enriqueceram a discussão do complexo tema da incerteza de modelo um dos atuais frentes na pesquisa da engenharia moderna.

Palavras chave: Torres estaiadas, Excitação devida ao vento, imperfeições geométricas, incerteza de modelo.

ABSTRACT

“Analysis of different aspects to be taken into account in the study of guyed masts”.

The analysis of frames guyed masts are widely used and are the focus of attention in the research of modern engineering, presenting a challenge in the evaluation of excitations that act on them, and determining the responses of the component elements.

To undertake a study to that effect, in this essay is made the evaluation of a structural truss of guyed masts, located at the University of Passo Fundo. This tower has equipments that record wind speeds in a continuous manner, being able to determine data about TS and EPS storms in the existing records. It also determines the natural frequencies of vibration as a dynamic characteristic of the tower.

Using the above information, structural models of different levels of complexity were created, being calibrated using the available data. The excitement caused by storms was created by comparing the excitation spectra classics available in the technical literature and the experimental records of actual storms available.

Also discussed was an amount subject to compression of the tower where its cross section is a corner of tabs equal. Was determined from the load profile given the collapse of physical and geometric nonlinearities embedded in it. Individual attention was given to the study of the influence of imperfections, using it to expressions proposed by the specialized literature and the framework of imperfection that was extracted from three-dimensional scanning of an actual amount.

Keywords: Guyed masts, excitation of the wind, geometric imperfections, uncertainty of model.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Objetivos	3
1.1.1	Objetivos específicos	3
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	4
2.1	Ventos	4
2.1.1	Formação dos ventos	4
2.1.2	Tipos de ventos e suas características	6
2.1.2.1	Tormenta EPS – <i>Extended Pressure System</i>	6
2.1.2.2	Tormentas Elétricas – <i>Thunderstorm</i> (Tormentas TS)	7
2.1.3	Intervalo de tempo	10
2.1.4	Funções de correlação	10
2.1.5	Escalas de turbulência	12
2.1.6	Velocidade média	13
2.1.7	Velocidade flutuante	14
2.1.8	Simulação de um registro de vento a partir de sua componente média e o espectro de sua componente flutuante	16
2.1.9	Formas de carregamento	17
2.2	Dinâmica estrutural	18
2.2.1	Discretização espacial	18
2.2.2	Domínio da frequência	20
2.2.3	Forma de determinar a matriz de amortecimento	21
2.2.4	Análise implícita	25
2.2.5	Análise explícita	25
2.2.6	Comparação de análises: implícita x explícita	26
2.3	Análise dos cabos	27
2.3.1	Equações básicas de Veletsos para modelar os cabos como molas.	28
2.4	Não-linearidades	29
2.4.1	Não-linearidade física	29
2.5	Instabilidade	31
2.6	Aços laminados	33
2.6.1	Propriedades mecânicas dos aços laminados	33

2.6.2	Tensões residuais dos aços laminados	34
2.7	Acelerômetros	36
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	38
3.1	Resposta dinâmica de torres estaiadas sob cargas de vento	38
3.2	Análise dos cabos	39
3.3	Análise de flambagem	40
4	METODOLOGIA	41
4.1	Implementação dos modelos numéricos	41
4.2	Descrição da análise para determinar a carga de colapso do montante da torre submetido a compressão	42
4.3	Técnicas de solução numérica	43
4.4	Determinação dos modos e frequências de vibração	44
4.5	Análise harmônica	44
4.6	Análise transiente	45
4.7	Metodologia utilizada para escanear as excentricidades do montante de seção L	45
4.8	Digitalização tridimensional a laser	46
4.8.1	Procedimento do escaneamento da barra	50
4.9	Descrição dos acelerômetros utilizados para determinação das frequências da torre	53
4.10	Descrição dos anemômetros utilizados para aquisição dos registros da velocidade do vento	55
5	DESCRIÇÃO DA TORRE E DOS MODELOS NUMÉRICOS IMPLEMENTADOS	57
5.1	Breve histórico do Laboratório Anemométrico	57
5.2	Modelo físico da torre estudada	57
5.3	Perfis de aço laminado	61
5.4	Estudos realizados	62
5.4.1	Determinação das componentes flutuantes para a tormenta EPS	62
5.4.2	Determinação da velocidade do vento	62
5.4.3	Aplicação do carregamento na estrutura	65
5.4.4	Determinação da rigidez equivalente da torre	66
5.4.5	Modelagem dos cabos	70
5.5	Descrição dos modelos numéricos implementados	71

5.5.1	Descrição do modelo completo (MC)	72
5.5.1.1	Geometria	72
5.5.1.2	Propriedades geométricas e constantes dos elementos	72
5.5.2	Descrição do modelo equivalente (ME)	74
5.5.2.1	Geometria	74
5.5.2.2	Propriedades geométricas e constantes dos elementos utilizados no modelo equivalente	74
5.6	Condições de contorno	75
5.7	Determinação das frequências naturais da torre	76
6	VALIDAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS	79
6.1	Análise modal das estruturas	79
6.1.1	Análise modal das estruturas MCM e MEM	79
6.1.2	Análise modal das estruturas MCC e MEC	79
6.2	Análise no domínio da frequência	81
7	ANÁLISE DA TORRE SUBMETIDA À AÇÃO DE UMA TORMENTA EPS	84
7.1	Análise transiente	84
7.2	Resposta da análise transiente com carregamento EPS	85
7.3	Histórico dos deslocamentos da estrutura no domínio do tempo	88
8	ENSAIO DE COMPRESSÃO EM UM ELEMENTO DA TORRE SOB DIFERENTES TIPOS DE NÃO-LINEARIDADES	89
8.1	Modelagem numérica da cantoneira escaneada	89
8.1.1	Geometria do perfil	89
8.2	Propriedades físicas dos elementos	93
8.3	Condições de contorno	93
8.4	Relações constitutivas utilizadas na análise	94
8.5	Análise linear de instabilidade	95
8.6	Análise não-linear da cantoneira	96
9	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	101
9.1	Resposta da torre	101

9.2	Análise do montante e a influência na forma de considerar as imperfeições geométricas	102
9.2.1	Considerações sobre incerteza de modelos	102
9.3	Sugestões para futuros trabalhos	102
9.3.1	Análise das respostas da torre:	102
9.3.2	Análise do perfil escaneado	103
10	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	104

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Exemplos de torres estaiadas.....	1
Figura 2 – O efeito da força de Coriolis na superfície da Terra. Representação esquemática de fluxo em torno de uma zona de baixa pressão. A força de gradiente de pressão é representada pelas flechas azuis. A força de Coriolis, sempre perpendicular à velocidade, em vermelho.	5
Figura 3 – Ciclone extratropical formado no hemisfério sul.....	6
Figura 4 – Perfil de velocidade de uma tormenta EPS.....	7
Figura 5 – Estágios de uma tormenta TS.....	9
Figura 6 – Estágio inicial de contato com o solo. Fonte: [JUNIOR, J. P. 2005].....	9
Figura 7 – a) Esquema de um escoamento descendente. Fonte: [JUNIOR, J. P. 2005]. b) Perfil de velocidade de uma TS.....	10
Figura 8 – Funções de correlação cruzada da componente longitudinal, com retardo nulo ($i=k=1$; $\tau = 0$), Fonte: [BLESSMANN, 1995].	12
Figura 9 – Escala espacial da turbulência. Fonte: [BLESSMANN, 1995].....	12
Figura 10 – Escala espacial da componente V_i na direção j . Fonte: [BLESSMANN, 1995].....	13
Figura 11 – Escalas espaciais da componente longitudinal da turbulência. Fonte: [BLESSMANN, 1995].....	13
Figura 12 – Esquema que ilustra a forma de proceder na integração numérica.....	24
Figura 13 – Comparação de custo operacional entre análise implícita e explícita [Hibbit, Karlsson & Sorensen Inc., 1995].....	27
Figura 14 – Representação dos cabos na estrutura.....	28
Figura 15 – Esquema de carregamento que é aplicado em um cabo.....	28
Figura 16 – Curvas tensão x deformação típicas de materiais elasto-plásticos.....	30
Figura 17 – (a) Material com endurecimento isótropo e (b) com endurecimento cinemático.....	31
Figura 18 – Situação típica de flambagem linear.....	32
Figura 19 – Viga com carregamento axial e no plano transversal.....	32
Figura 20 – Diagrama tensão – deformação.....	34
Figura 21 – Tensões residuais de tração na região central e de compressão nas bordas.....	35
Figura 22 – Esquemática de um acelerômetro capacitivo, a) Condição de “0 g” sem influência da aceleração gravitacional, b) Condição de “1 g” com influência da aceleração gravitacional..	36
Figura 23 – Circuito esquematizado.....	37
Figura 24 – Fluxograma para análise da carga crítica de flambagem.....	43

Figura 25 – Scanner tridimensional a laser modelo Digimill 3D. Equipamento instalado no LdSM/UFRGS	46
Figura 26 – Funcionamento do eixo Z do equipamento CNC Digimill 3D.....	47
Figura 27 – Tabela de configuração dos parâmetros do cabeçote laser.....	49
Figura 28 – Tela de configuração dos parâmetros do processo de digitalização.....	50
Figura 29 – Escaner fazendo leitura da superfície da cantoneira.....	51
Figura 30 – A esfera fixada na superfície da cantoneira serviu como ponto de referência durante o tratamento da nuvem de pontos	51
Figura 31 – Nuvem de pontos da cantoneira escaneada	52
Figura 32 – Planos geométricos da superfície da cantoneira escaneada.....	53
Figura 33 – Acelerômetro usado no experimento.....	54
Figura 34 – Osciloscópio usado para captar os sinais dos acelerômetros.....	54
Figura 35 – Cabo Coaxial 10Base2 e conector tipo BNC	55
Figura 36 – Visão geral da torre e disposição dos anemômetros ao longo da estrutura	58
Figura 37 – Fixação dos cabos na estrutura da torre.....	59
Figura 38 – Chumbadores responsáveis pela fixação dos cabos	59
Figura 39 – Fixação da base da estrutura da torre	59
Figura 40 – Fixação entre segmentos da estrutura.....	60
Figura 41 – Módulo da estrutura.....	60
Figura 42: Representação geométrica da estrutura	61
Figura 43 – Espectro de Davenport válido para o domínio da frequência variando de 0,001Hz até 30Hz.....	62
Figura 44 – Espectro de Davenport gerado para a componente flutuante utilizada na tormenta EPS, faixa de frequência utilizada de 1 à 30Hz	63
Figura 45 – a) Velocidade do vento de um trecho da tormenta do tipo EPS proveniente do registro anemométrico, b) Registro de vento da tormenta EPS com a adição da componente flutuante.	64
Figura 46 – FFT do registro anemométrico juntamente com a componente flutuante.....	65
Figura 47 – Histórico de força de uma tormenta EPS	66
Figura 48 – a) Aplicação da força unitária no conjunto de módulos da estrutura; b) Visualização da deformada e do deslocamento obtido após aplicação da carga.....	67
Figura 49 – Rotação em relação ao eixo y, produzida na estrutura por uma força unitária	69

Figura 50 – Aplicação do momento unitário no conjunto de módulos; b) Vista isométrica, visualização do giro unitário do conjunto; c) Vista superior do conjunto de módulos e indicação do giro de estrutura deformada.	69
Figura 51 – Distribuição dos cabos de sustentação na torre	71
Figura 52 – Disposição das seções geométricas da torre	72
Figura 53 – Modelos da torre completa usando elementos de molas e elementos de cabos para representação dos estais	73
Figura 54 – Representação esquemática do modelo equivalente da torre	74
Figura 55 – Modelo equivalente da torre estaiada, usando elementos de mola e elementos de cabo para representação dos estais.....	75
Figura 56 – Detalhe das condições de contorno dos modelos	76
Figura 57: Indicação da localização dos acelerômetros na torre	77
Figura 58 – Sinal adquirido por um acelerômetro instalado na torre a 19m de altura.....	77
Figura 59 – FFT do sinal adquirido por um acelerômetro instalado na torre a 19m de altura	78
Figura 60 – Modos de vibração das estruturas MCM e MEM	79
Figura 61 – Modos de vibração das estruturas MCC e MEC	80
Figura 62 – Desenho dos modelos sobre os quais se realizou a análise no domínio da frequência onde se iniciaram os pontos onde foram registradas as respostas e o ponto onde se aplico a carga impulsiva.....	82
Figura 63 – Resposta da análise harmônica MCC, MEC, MCM, MEM.....	83
Figura 64 – Condições de contorno e forma de carregamento aplicado para tormenta EPS.....	85
Figura 65 – Resposta MEM e MCC com carregamento EPS.....	86
Figura 66 – Deslocamento modelo equivalente mola carregamento EPS	87
Figura 67 – Deslocamento modelo completo cabo carregamento EPS	87
Figura 68 – Deslocamentos de alguns pontos no MEM e MCC, resposta da estrutura sob ação de uma tormenta EPS.....	88
Figura 69 – Vista da distribuição das 30 seções transversais no modelo numérico	91
Figura 70 – Vista das três regiões correspondentes à média das coordenadas das dez seções transversais.....	92
Figura 71 – Vista correspondente à média das 30 seções transversais	92
Figura 72 – Condições de contorno na modelagem da cantoneira	94
Figura 73 – Gráfico tensão-deformação: modelo elasto-plástico trilinear adotado para simular o comportamento do aço	95
Figura 74 – Modos de flambagem do perfil sem imperfeição geométrica.	95

Figura 75 – Carga de Colapso para perfis com imperfeição geométrica teórica.	97
Figura 76 – Simulações considerando diversas formas de implementar as imperfeições geométricas escaneadas.	98
Figura 77 – Distribuição de tensão axial do um perfil de cantoneira escaneado.....	99
Figura 78 – Comparação das cargas de colapso das diferentes simulações realizadas.	100

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Características das lentes do scanner 3D utilizadas pelo LdSM/UFRGS	48
Tabela 2 – Propriedades mecânicas dos perfis laminados	61
Tabela 3 – Rigidez das molas em relação aos cabos	71
Tabela 4 – Frequências naturais extraídas do ensaio experimental	78
Tabela 6 – Coordenadas dos pontos geométricos do perfil escaneado	90
Tabela 7 – Carga de Colapso com imperfeição geométrica teórica	96
Tabela 8 – Carga de Colapso de um perfil cantoneira escaneado	97

LISTA DE SÍMBOLOS

$\bar{V}(ref)$: Velocidade média de referência

α e β : coeficientes experimentais

α e δ : parâmetros de integração

ψ : ângulo de fase

α : ângulo entre o solo e cabo

ρ : densidade do ar

ϕ : fase do deslocamento

φ : latitude ou ângulos entre os vetores φ e v

Φ : matriz modal

ω : módulo de velocidade angular

Ω : velocidade angular

$\sigma_1(z)$: desvio padrão das flutuações

ω_{max} : frequência natural máxima

ω_{nn} : frequência de vibração do sistema

Δt : intervalo de tempo

a : aceleração

A : área da secção transversal

A : área superficial do eletrodo

A_e : área de obstrução do elemento

C : matriz amortecimento

$C_{1,2}$: capacitância

C_{as} : coeficiente de arrasto

C_r : matriz diagonal de amortecimento

d : deslocamento

d: distância

D: matriz dinâmica

E: módulo de elasticidade

$f(t)$: força de excitação no tempo

$F(t)$: força devida ao vento

F: força

f : frequência

F^a : força de excitação

F_c : Força de Coriolis

f_{esc} : superfície de escoamento

F_i : Força de inércia

F_{max} : amplitude da força máxima

G: módulo de elasticidade torcional

I : deslocamento

I: momento de inércia

$I_1(z)$: velocidade do ponto de determinação do desvio padrão

I_p : momento polar de inércia

K: matriz de rigidez

k: rigidez da estrutura

K_r : matriz de rigidez diagonal

K_{st} : coeficiente de rigidez da mola resultante

l: comprimento do conjunto de seis módulos

L_1 : comprimento inicial do cabo

L_e : comprimento final do cabo

L_{ij} : escala de turbulência

m: massa

M: matriz de massa

M_r : matriz de massa diagonal

P: carga axial

$q(t,z)$: pressão dinâmica

Q_{pp} : função potencial plástica

Q_y : carregamento (peso próprio mais a ação do vento)

r: módulo do vento de direção radial

R_{ij} : função de correlação

S_2 : rugosidade superficial

$S_i(f)$: densidade espectral da velocidade do vento

t: tempo

T_o : tensão inicial aplicada

T_r : tensão de ruptura

$u(z)$: velocidade média do vento proposta por Prandtl

U: amplitude de oscilação

\ddot{u} : vetor de aceleração

u: vetor de deslocamento

$V(t,z)$: somatório das velocidades definidas pelo registro anemométrico

v: velocidade da partícula para um sistema de referencia fixo a terra

$\bar{V}(10)$: velocidade média a 10m de altura

$[\bar{y}]$: vetor deslocamento

$\bar{V}(r)$: vetor velocidade média

$v_i(t,z)$: flutuação da velocidade do vento

w: deslocamento

X: deslocamento da massa

z: altura

γ : rotação em torno do eixo y

κ : fator de forma

λ : multiplicador plástico

ξ : razão de amortecimento

$\sigma_{1,2,3}$: tensão normal

ϵ : permissividade do ar

ϵ^e : deformação elástica

ϵ^p : deformação plástica

ϵ^t : deformação total

1 INTRODUÇÃO

As torres estaiadas são em geral qualquer tipo de torre vertical elevada, muito esbelta, são muito utilizadas na área de transporte de energia elétrica em alta tensão e de telecomunicação em geral. Sua altura varia de uns poucos metros, até mais de cem metros. Sua posição vertical e estabilidade são garantidas por meio de no mínimo três cabos oblíquos amarrados no corpo da torre em um ou vários níveis e ancorados em bases de concreto. As torres são construídas quase que exclusivamente de aço ou ligas leves.

Usualmente possuem seções transversais circulares ocas (tipo tubo), triangulares ou quadradas, construídas mediante barras sólidas, tubos, cantoneiras, de modo a formar uma estrutura treliçada. O sistema estrutural depende das condições de construção, serviço, econômica e forma de produção, na Figura 1 são mostrados alguns exemplos de torres estaiadas.

Normalmente, devido a sua esbelteza e flexibilidade, a principal solicitação deste tipo de estrutura é a ação do vento, tanto a ação estática do vento (pressão equivalente produzida pela pressão média do vento), quanto os efeitos dinâmicos.

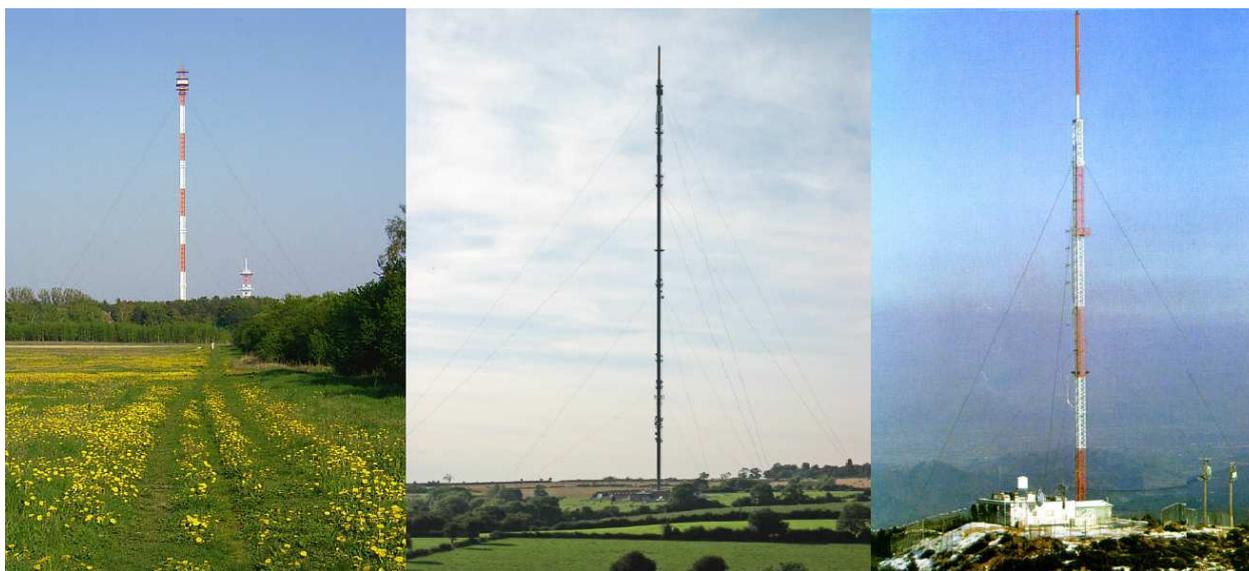


Figura 1 – Exemplos de torres estaiadas

As características particulares mencionadas fazem com que esse tipo de estrutura seja crítico do ponto de vista técnico, já que não só o colapso total ou parcial, mas também vibrações excessivas podem comprometer a qualidade e confiabilidade das transmissões, como diminuir a vida útil de outros componentes que trabalham relacionados à torre.

Os modelos matemáticos para análise estática não apresentam maiores dificuldades. Os maiores problemas surgem na análise dinâmica onde os cálculos são substancialmente mais

complexos, portanto a escolha certa do modelo teórico e as hipóteses a serem utilizadas merecem um estudo detalhado.

Outro aspecto a ser levado em conta é o modelo da excitação principal a qual este tipo de estrutura está submetida, neste caso o vento. Existem diferentes formas de considerar o carregamento do vento. A forma mais simples consiste em considerar carregamentos estáticos equivalentes como é o caso do tratamento abordado em alguns códigos ou normas (como exemplo ver norma IASS, 1981). Uma outra forma é admitir que a ação do vento possa ser representada como um processo aleatório estacionário ou não.

Obtendo este processo a partir de medições experimentais ou a partir de simulações de registros das componentes da velocidade do vento, a partir de espectros de potência teóricos como os propostos por [DAVENPORT, 1961b] e [HARRIS, 1968].

A partir das medições “*in situ*” das excitações que atuam sobre estruturas, abre-se um novo horizonte onde é possível conhecer melhor as características das tormentas esperadas em cada região. Nas quais não só mudam de intensidade e direção mais provável de atuação, se não também de perfil espacial e duração. Sobre este último aspecto, no sul do continente americano é possível identificar dois tipos de vento: as tormentas EPS (*Extended Pressure System*) e as tormentas TS (*Thunderstorm*), sobre as quais será realizada uma descrição detalhada nas seções 2.1.2.1 e 2.1.2.2.

Alem das solicitações produzidas pela ação do vento, existem outros carregamentos que superpostos à ação do vento podem produzir severas condições de trabalho na estrutura analisada. Entre elas cabe mencionar o tensionamento produzido pelos estais. No contexto ilustrado na presente dissertação se pretende estudar alguns aspectos citados definindo-se então a continuação dos objetivos deste trabalho.

1.1 Objetivos

O objetivo geral do presente trabalho é realizar um estudo de diferentes aspectos da análise estrutural de torres estaiadas treliçadas, a partir do estudo de caso de uma torre estaiada específica.

1.1.1 Objetivos específicos

Foi também possível definir os seguintes objetivos específicos:

- Calibrar quatro modelos numéricos de diferentes níveis de complexidade utilizando para isso medições experimentais e a comparação entre as respostas dos dois modelos supracitados;
- Discutir a validade dos métodos existentes para determinar o espectro da excitação de vento a ser utilizado por este tipo de estrutura.
- Verificar a resposta dos modelos implementados sob ação de um histórico de vento imposto.
- Análise numérica de um montante comprimido da torre levando em consideração diferentes tipos de não-linearidades e avaliando a influência das imperfeições geométricas existentes.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Este capítulo foi dividido em duas partes. Na primeira parte serão apresentados tópicos teóricos referentes à análise estrutural da torre e das excitações que atuam sobre ela. A segunda parte se refere aos conteúdos teóricos básicos utilizados no estudo experimental de um elemento da torre (cantoneira de abas iguais) solicitada a uma carga axial compressiva.

2.1 Ventos

O vento pode ser considerado como o ar em movimento. Resulta do deslocamento de massas de ar, derivado dos efeitos das diferenças de pressão atmosférica entre duas regiões distintas e é influenciado por efeitos locais como a geografia e a rugosidade do solo.

Essas diferenças de pressão têm uma origem térmica que está diretamente relacionada com a radiação solar e os processos de aquecimento das massas de ar. Formam-se a partir de influências naturais, como latitude e altitude. Existem diversos tipos de classificação de vento que serão vistos no decorrer deste capítulo.

2.1.1 Formação dos ventos

O movimento do ar sobre a superfície terrestre tem como causa principal a diferença de pressão atmosférica. Essa diferença de pressão é causada pela energia solar que origina variações na temperatura do ar [BLESSMANN, 1995].

O movimento de grandes massas de ar é afetado principalmente pela rotação da Terra, que provoca dois efeitos, um destes efeitos está relacionado com a aceleração centrífuga que pode ser desprezado, o outro é chamado de aceleração de Coriolis, que se manifesta sempre que houver uma movimentação de massas de ar em relação à superfície da Terra. A força de Coriolis age perpendicularmente à direção de movimento de uma partícula de ar, causando um desvio no movimento das partículas de ar, para um observador situado na Terra (Figura 2). Essa força é dada pela equação (1). Existem também as forças de inércia causadas pelas trajetórias curvas das partículas de ar. A força de inércia é dada pela equação (2).

$$F_c = 2m\omega^2 V \sin\varphi \quad (1)$$

$$F_i = m\omega^2 r \quad (2)$$

Onde:

m : massa da partícula de ar;

V : velocidade desta partícula para um sistema de referência fixo à Terra;

ω : módulo de velocidade angular da Terra;

φ : latitude ou ângulo entre os vetores φ e V ;

r : módulo do vetor direção radial.

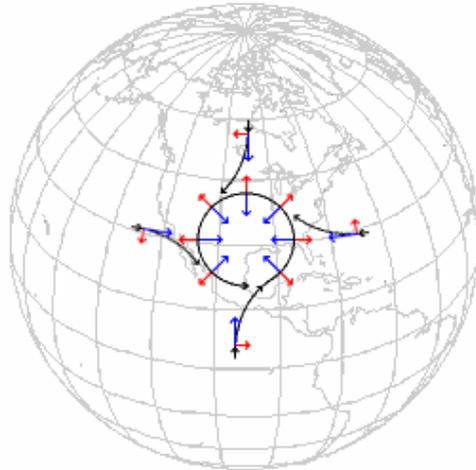


Figura 2 – O efeito da força de Coriolis na superfície da Terra. Representação esquemática de fluxo em torno de uma zona de baixa pressão. A força de gradiente de pressão é representada pelas flechas azuis. A força de Coriolis, sempre perpendicular à velocidade, em vermelho.

Analisando o equilíbrio das forças F_i e F_c , sob a condição de que não tenha interferência das forças de atrito e que as pressões se mantenham constantes, podem-se considerar dois casos:

- Isóbaras paralelas: a força de Coriolis F_c e a força de pressão P estão em equilíbrio, ambas atuando perpendicularmente às isóbaras e em sentido contrário, gerando o que se chama de vento geostrófico, agindo na direção paralela às isóbaras.

- Isóbaras curvas: quando a força de pressão, força de Coriolis e a força de inércia estão em equilíbrio há um vento chamado vento gradiente, o mesmo é tangente às isóbaras. O gradiente de pressão neste caso é equilibrado.

Altura gradiente é a altura medida a partir da superfície da Terra, onde a velocidade do vento atinge a velocidade gradiente [BLESSMANN, 1995]. A camada limite atmosférica da velocidade do vento é alterada principalmente pela rugosidade do terreno, dimensões e distribuição dos obstáculos naturais e artificiais e da variação da temperatura na direção vertical. Estes fatores já citados originam turbulências na camada limite atmosférica. A velocidade média

do vento varia desde zero junto à superfície terrestre até a velocidade gradiente há uma altura do solo.

2.1.2 Tipos de ventos e suas características

Podem ser encontrados dois tipos de tormentas que geram duas classes de ventos fortes bem caracterizados: tormentas extratropicais ou tormentas EPS (*Extended Pressure System*) e tormentas elétricas (TS - *Thunderstorm*). A seguir será descrito com detalhes os ventos que cada uma delas produz.

2.1.2.1 Tormenta EPS – *Extended Pressure System*

São conhecidos também como tormentas extratropicais, se caracterizam por movimentos circulatorios do ar em torno de centros de baixa pressão, que podem ser originados pela ação mecânica de cadeias de montanhas sobre correntes atmosféricas de grandes dimensões ou pela interação de massa de ar ao longo de frentes. São caracterizadas por uma atmosfera verticalmente estável, com uma velocidade média razoavelmente constante ao longo da duração do evento, a tormenta pode variar de horas até dias, a mesma atinge grandes dimensões. Na Figura 3 é mostrado um ciclone extratropical no hemisfério sul e na Figura 4 é mostrado o perfil de velocidade de uma tormenta EPS.



Figura 3 – Ciclone extratropical formado no hemisfério sul

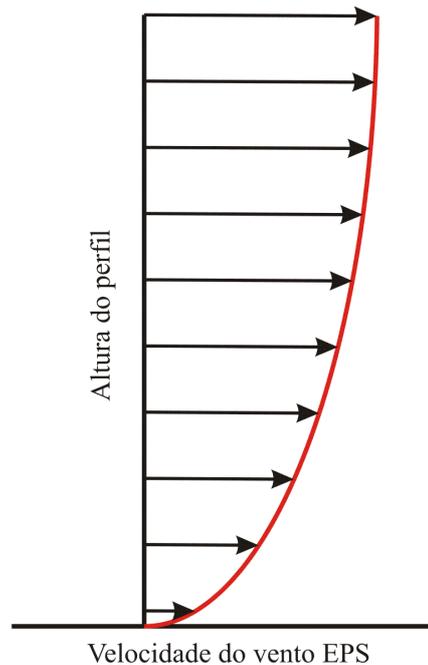


Figura 4 – Perfil de velocidade de uma tormenta EPS

Ciclones tropicais: Possuem características semelhantes aos ciclones extratropicais, no entanto são mais intensos e mais localizados. São formados a partir do ar úmido e quente existente sobre grandes extensões de água com temperatura superior a 27 °C. Eles se originam em latitudes entre 5° e 30° do globo terrestre, nestas latitudes a força de Coriolis é mais significativa, [BLESSMANN, 1995]. O movimento do ar quente e úmido é levado para o centro da circulação forçando a ascensão do ar, este se expande e esfria com isso uma grande quantidade de vapor de água contido na massa de ar é condensado. Para que ocorra o fenômeno são necessárias três condições [SG N°50 IAEA 1984].

- Água do mar precisa estar quente com temperatura da superfície acima de 27°C;
- O ar a baixas alturas deve convergir para o interior da área do ciclone;
- O fluxo de ar a grandes alturas precisa estar em expansão para que a circulação de ar seja sustentável.

2.1.2.2 Tormentas Elétricas – *Thunderstorm* (Tormentas TS)

São conhecidas também pelo nome de trovoadas ou tormentas TS. A característica principal é uma atmosfera verticalmente instável, o gradiente térmico vertical provoca movimento vertical de ar com formação de nuvens a grandes alturas. A força ascensional que movimenta verticalmente o ar pode ter sua origem no aquecimento da superfície terrestre, em

uma frente fria, na diferença de temperatura entre terra e mar ou no movimento do ar subindo a encosta de montanhas.

Esse tipo de tempestade é chamado tormenta elétrica, pois a fricção da chuva e do gelo com o ar origina diferença de potencial elétrico em diferentes partes da nuvem, ou entre nuvens, e solo, resultando em descargas elétricas.

O desenvolvimento de uma tormenta elétrica inicia-se com a formação de nuvens cumulus, elevação do ar quente e úmido até uma altura de cerca de 8km, sendo a temperatura do ar circundante menor que a do ar ascendente, há uma altura de 12km as nuvens transformam-se em cumulusnimbus, iniciando-se a formação de gotas de água, cristais de gelo e neve, devido à alta altitude e conseqüente baixa temperatura, início de precipitação devido ao desequilíbrio entre os elementos gotas, cristais de gelo com as correntes ascendentes.

Em seguida a intensidade de precipitação aumenta devido ao resfriamento do ar em função da queda dos elementos acima mencionados. Essas correntes descendentes são bruscas e acompanhadas de chuva torrencial.

As correntes descendentes aumentam em área transversal e passam a fazer parte de toda nuvem. Não havendo mais ar quente e úmido a precipitação acaba. Na Figura 5 é mostrado um esquema dos estágios de uma tormenta do tipo TS.

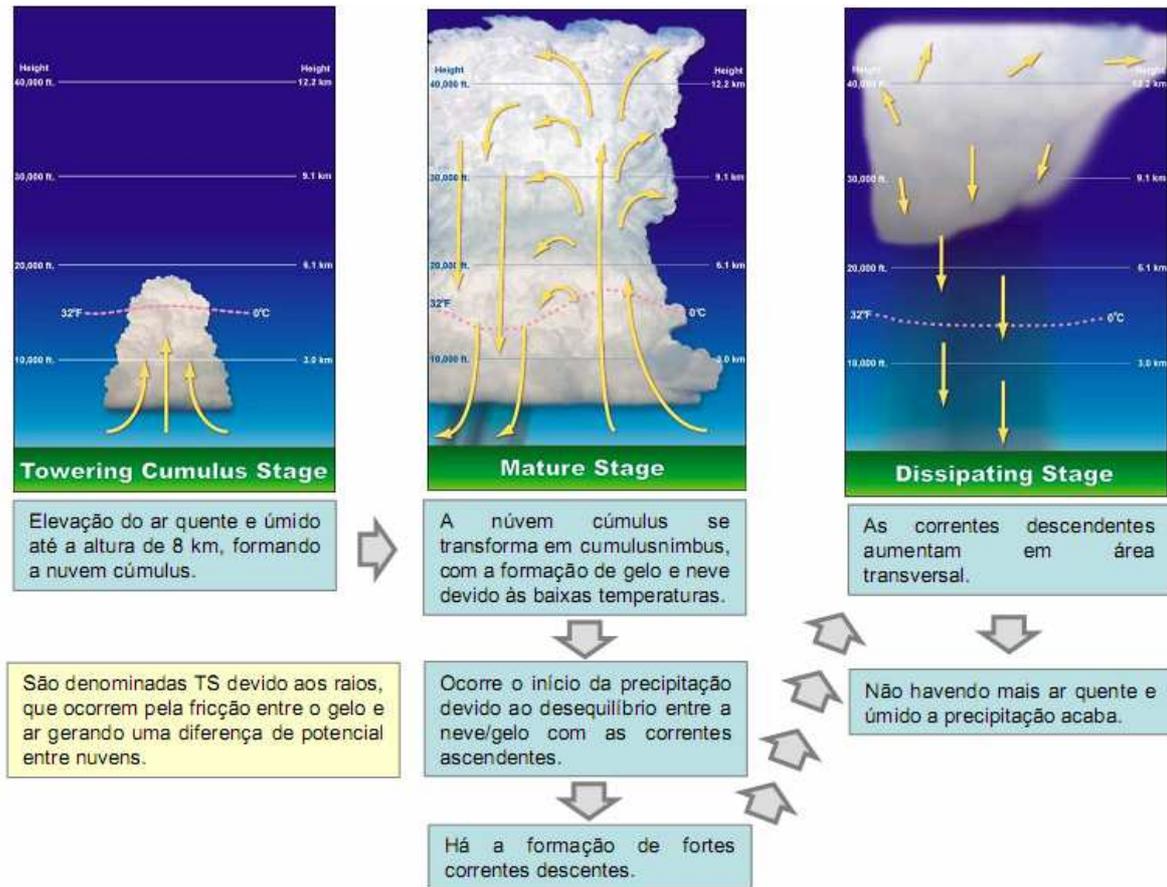


Figura 5 – Estágios de uma tormenta TS

A expressão escoamento descendente é utilizada para designar as expressões *downburst* e *downdraft*, este escoamento consiste num rápido jato de ar que desce verticalmente. Quando este escoamento atinge o solo o jato se converte em um fluxo horizontal denominado *wind share* ou tesouras de vento. As tesouras de vento implicam mudanças rápidas de direção nas velocidades de vento podendo ser um fator de risco em pousos e decolagens de aeronaves e para estabilidade estrutural, principalmente em linhas e torres de transmissão. As Figura 6 e Figura 7 (a) e (b) mostram respectivamente os estágios iniciais e finais de contato de um escoamento descendente assim como o perfil de velocidade de uma tormenta TS [JUNIOR, J. P. 2005].

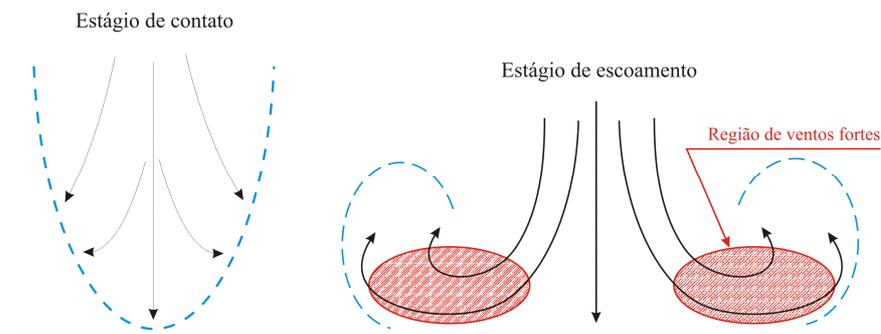


Figura 6 – Estágio inicial de contato com o solo. Fonte: [JUNIOR, J. P. 2005]

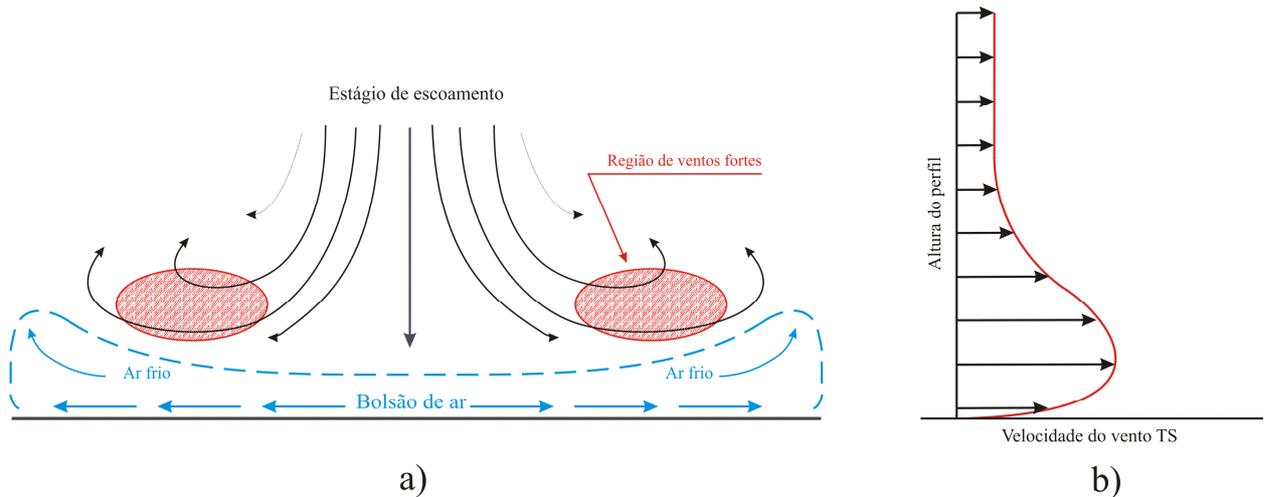


Figura 7 – a) Esquema de um escoamento descendente. Fonte: [JUNIOR, J. P. 2005]. b) Perfil de velocidade de uma TS

2.1.3 Intervalo de tempo

Tempestades extratropicais e tropicais são ventos fortes com estabilidade neutra, estes ventos mantêm uma velocidade média razoavelmente constante por vários minutos. As agitações mecânicas do ar são formadas por flutuações do escoamento de ar, formando um grande número de turbilhões. Esses turbilhões originam rajadas de vento que ocorrem em uma frequência e intensidade aleatória, as mais fortes são de pequena duração e atuam numa pequena região. A turbulência também está relacionada com o número e a dimensão dos obstáculos, por exemplo, árvores, torres, prédios, morros.

Ao definir a velocidade do vento devem ser considerados apenas turbilhões que tenham dimensões suficientes para envolver plenamente a edificação ou parte de interesse. As dimensões dos turbilhões são caracterizadas pelas correspondentes escalas de turbulência espacial, onde essas escalas são definidas a partir das funções de correlação. As escalas de turbulência e as funções de correlação serão detalhadas no decorrer deste capítulo.

2.1.4 Funções de correlação

As funções de auto-correlação são uma forma de descrever as características espaciais da turbulência, sendo divididas em correlação temporal, que permite o estudo da repetição da turbulência, e correlação espacial que é o estudo da não uniformidade espacial da ação das rajadas [ZAMPIRON, I. 2008].

As funções de correlação temporal descrevem a dependência geral entre o valor de uma componente da flutuação em um instante t e o valor desta componente em um instante $t + \tau$. No vento horizontalmente uniforme, esta função é dada pela equação (3).

$$R_i(z; \tau) = \overline{v_i(z; t) \cdot v_i(z; t + \tau)} \quad (3)$$

As funções de correlação espacial apresentam a dependência entre a componente i do vetor rajada obtido em um ponto r e a componente k do sinal obtidos em um ponto r' , com defasagem temporal τ , equação (4).

$$R_{ik}(r, r') = \overline{v_i(r; t) \cdot v_k(r'; t + \tau)} \quad (4)$$

Na prática, são consideradas iguais as componentes da flutuação $i = k$, sem defasagem de tempo e com os pontos alinhados em uma das direções do sistema de coordenadas retangular, com afastamento S_j .

Considerando a componente longitudinal da turbulência $i = k = 1$, tem-se a correlação cruzada longitudinal, lateral e vertical, respectivamente Figura 8.

$$R_{11}(S_1) = \overline{v_1(x; t) \cdot v_1(x + S_1, t)} \quad (5)$$

$$R_{11}(S_2) = \overline{v_1(y; t) \cdot v_1(y + S_2, t)} \quad (6)$$

$$R_{11}(S_3) = \overline{v_1(z; t) \cdot v_1(z + S_3, t)} \quad (7)$$

Tomando o valor da auto-correlação $\tau = 0$ para $S_j = 0$, o resultado é igual ao valor da variância.

$$R_i(z, 0) = R_{ii}(0) = \overline{v_i^2} = \sigma_i^2 \quad (8)$$

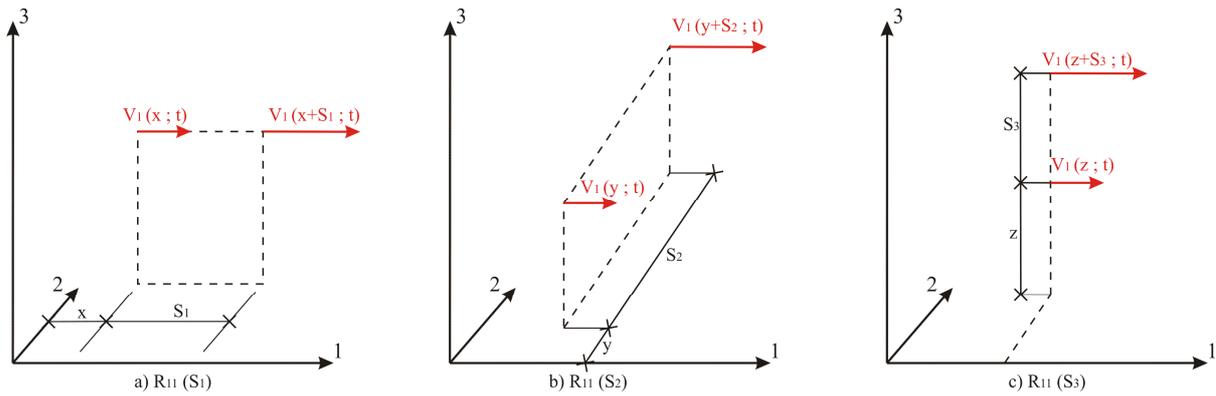


Figura 8 – Funções de correlação cruzada da componente longitudinal, com retardo nulo ($i=k=1$; $\tau = 0$), Fonte: [BLESSMANN, 1995].

2.1.5 Escalas de turbulência

Há dois tipos de turbulência, a espacial e a temporal, cada uma delas definida pelo comprimento de correlação da série aleatória que caracteriza a flutuação. Saber estes valores permite conhecer as características do vento estudado tanto no domínio do tempo quanto no domínio espacial.

As escalas de turbulência são definidas como a área sob a respectiva curva da correlação cruzada normalizada, Figura 9.

$$L_{ij}(r) = \int_0^{\infty} \rho_{ii}(S_j) ds_j \quad (9)$$

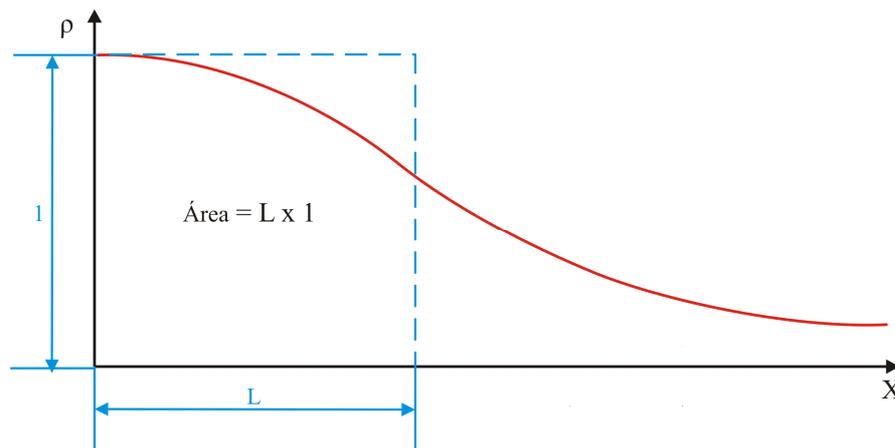


Figura 9 – Escala espacial da turbulência. Fonte: [BLESSMANN, 1995].

Onde, i indica a componente v_i do vetor rajada em ambos os pontos (\mathbf{r} e \mathbf{r}') e j é a direção da componente da escala em estudo e conseqüentemente, direção do segmento de reta que liga \mathbf{r} e \mathbf{r}' , Figura 10.

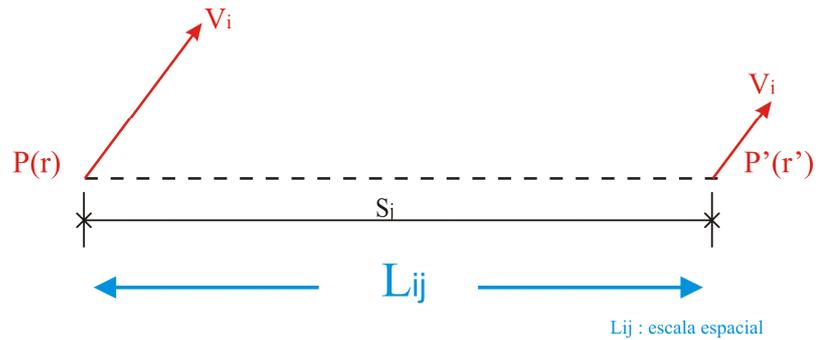


Figura 10 – Escala espacial da componente V_i na direção j . Fonte: [BLESSMANN, 1995].

Admitindo uma uniformidade em cada plano horizontal e considerando a componente v_1 a expressão (9) é mostrada na seguinte forma,

$$L_{11}(r) = \int_0^{\infty} \rho_{11}(S_j) ds_j \quad (10)$$

Onde, $j = 1, 2$ e 3 são respectivamente as componentes longitudinais, laterais e verticais. Cada uma dessas escalas indica a dimensão média desses redemoinhos na respectiva direção, Figura 11.

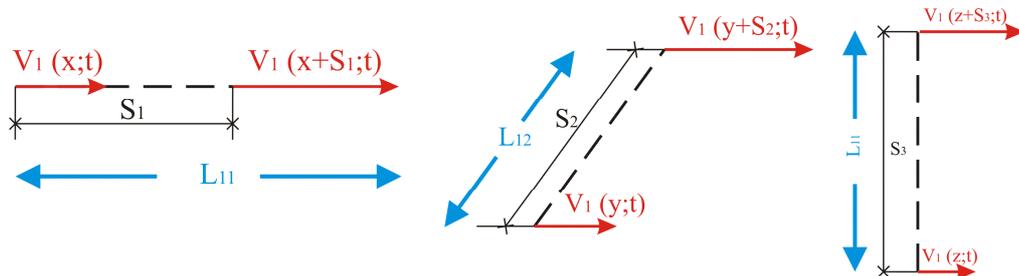


Figura 11 – Escalas espaciais da componente longitudinal da turbulência. Fonte: [BLESSMANN, 1995].

2.1.6 Velocidade média

A velocidade média é influenciada pela rugosidade do terreno. A mesma exibe um perfil que vai da velocidade gradiente até próximo a zero junto à superfície. Quanto maior a rugosidade do terreno, maior será a agitação do ar e maior será o intercâmbio turbulento, alterando o perfil da velocidade e sua altura gradiente.

O perfil da velocidade média pode ser tratado por diferentes equacionamentos, avaliando a influência da rugosidade superficial através de diferentes parâmetros, como será abordado a seguir.

Velocidade de fricção: O perfil vertical da velocidade do vento depende da rugosidade superficial e da velocidade média do vento. Este parâmetro foi proposto por Prandtl é definido pela equação (11) [BLESSMANN, 1995].

$$u^*(z) = \sqrt{\frac{|\tau_t(z)|}{\rho}} \quad (11)$$

Coefficiente de arrasto superficial: é o escoamento do ar fluindo sobre uma superfície terrestre e relaciona pressões dinâmicas e tensão de cisalhamento sobre a superfície. Este parâmetro pode ser definido relacionando a velocidade de fricção com a velocidade média, equação (12) os valores destes coeficientes variam em função das diferentes categorias de terreno.

$$c_{as} = \left(\frac{u_0^*}{\bar{V}(z_{ref})} \right)^2 \quad (12)$$

Lei Logarítmica: Essa lei é baseada nas hipóteses das tensões deslizantes constantes e no comprimento de mistura proporcional à altura sobre o terreno [BLESSMAN, 1995], [SIMIU e SCANLAN, 1985] indicam que a equação (13) é aplicável até cerca da 100m de altura.

$$\frac{\bar{V}(z)}{u_0^*} = \frac{1}{k} \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad (13)$$

Lei Potencial: Baseia-se no intercâmbio da quantidade de movimento em uma camada limite turbulento, aplicando ao problema meteorológico os estudos feitos na teoria das camadas limites, essa lei é válida para tormentas do tipo EPS, equação (14).

$$\frac{\bar{V}(z)}{\bar{V}(10)} = \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (14)$$

Onde: z é qualquer altura dentro da camada limite atmosférica, $\bar{V}(z)$ é a velocidade média, a uma altura z , $\bar{V}(10)$ velocidade média a 10m de altura sobre o terreno.

2.1.7 Velocidade flutuante

As flutuações da velocidade do vento ocorrem em torno de um valor médio e são chamadas de rajadas e ocorrem em seqüência aleatória de intensidade e frequência.

Além da solicitação estática do vento, que depende de sua velocidade média, aparecem solicitações dinâmicas, que dependem da energia cinética nas flutuações e de como se distribui pelas diversas frequências [BLESSMAN, 1995].

As flutuações no domínio do tempo, em torno de um valor médio, apontam para uma maneira de considerar um vetor velocidade média $\bar{V}(r)$, onde a velocidade é em função do vetor posição r . O sistema de direções possui 3 eixos coordenados retangulares, onde o eixo 1 (eixo das abscissas x) é orientado na direção e sentido da velocidade média.

O vetor flutuação de velocidade (vetor rajada) pode ser decomposto em três direções, equação (15).

$$V(r;t) = V_1(r;t) + V_2(r;t) + V_3(r;t) \quad (15)$$

A irregularidade das flutuações não permite um tratamento determinístico, conduzindo a um estudo por meio da teoria de probabilidade e média estatística.

A distribuição de probabilidade fornece a frequência relativa de ocorrência das velocidades, a distribuição de Gauss em geral fornece uma boa representação da distribuição de velocidades na turbulência atmosférica. Ficando ela definida em forma aproximada por apenas dois valores: velocidade média e desvio padrão.

Intensidade da turbulência pode ser definida pela razão entre o desvio padrão das flutuações e uma velocidade de referência a certa altura ou pode ser a velocidade do ponto de determinação do desvio padrão, equação (17). [BLESSMANN, 1995], a partir de trabalhos de [HARRIS, 1970] e [DAVENPORT, 1961] propõe uma expressão para a componente longitudinal do desvio padrão das flutuações, a partir de médias feitas ao vento natural e fornecida pela equação (16).

$$\sigma_1(z) = 2,58\sqrt{C_{as}}\bar{V}(10) \quad (16)$$

$$I_1(z) = 2,58\sqrt{C_{as}}\left(\frac{10}{z}\right)^p \quad (17)$$

Onde, C_{as} é o coeficiente de arrasto superficial e $\bar{V}(10)$ é a velocidade média sobre uma hora, a dez metros de altura e p é o expoente da lei potencial de variação de S_2 .

O espectro de potência das rajadas indica a distribuição da energia contida nestas rajadas em uma faixa de frequência, a representação do espectro de potência de uma componente da velocidade do vento apresenta uma distribuição contínua de frequências.

A densidade espectral da velocidade do vento, $S_i(f)$, tem por unidade $(m/s)^2/Hz$, sendo usada a variância como elemento de normalização, dada pela equação (18).

$$f \frac{S_i(z; f)}{\sigma_i^2(z)} \quad (18)$$

Vários autores têm proposto funções de espectro de potência para caracterizar a distribuição da energia nas tormentas, e os mais importantes são Davenport e Harris, modelos que se apresentam a continuação.

[DAVENPORT, 1961] sugeriu a seguinte expressão para o espectro de energia da componente longitudinal da turbulência, em ventos fortes, equação (19).

$$\frac{f S_1(f)}{\bar{u}_0^{*2}} = \frac{4X_1^2}{(1+X_1^2)^{4/3}} \quad (19)$$

Onde, $S_1(f)$ é a densidade espectral da componente longitudinal da turbulência na frequência f , f é a frequência em Hz, C_{as} é o coeficiente de arrasto superficial referido à velocidade média a 10m de altura, \bar{u}_0^{*2} é a velocidade de fricção, em m/s, X_1 frequência adimensional, $X_1 = fL/\bar{V}(10)$.

[HARRIS, 1968], sugere a seguinte expressão para o espectro de potência, equação (20).

$$\frac{f S_1(f)}{\bar{u}_0^{*2}} = \frac{4X_1^2}{(2+X_1^2)^{5/6}} \quad (20)$$

Tanto para a expressão de Davenport, quanto para a expressão de Harris o espectro de potência da componente longitudinal das rajadas, em ventos fortes, independe da altura sobre o terreno, dentro do âmbito de validade da mesma.

2.1.8 Simulação de um registro de vento a partir de sua componente média e o espectro de sua componente flutuante

A velocidade do vento é composta pela adição de duas parcelas, a parcela referente à componente média e a parcela referente à componente flutuante. A componente da velocidade

média é determinada a partir da lei logarítmica expressa pela equação (13), sendo esta equação (13) só é válida para perfis de ventos médios de tormentas do tipo EPS. Para determinar a componente flutuante [SHINOZUKA e JAN, 1972], propõe a série que se apresenta em (21) que consiste na superposição de funções harmônicas de amplitudes variando com a frequência de acordo com o espectro de potência utilizado, o qual se mostra na equação (21).

$$v_i(t, z) = \sum_{j=1}^N \sqrt{2S_i(f_j, z)\Delta f_j} \cos(2\pi f_j t + \varphi_j) \quad (21)$$

A faixa de frequências é dividida em N intervalos, sendo $\Delta f_i = f_{j+1} - f_j$, o ângulo de fase φ_j é um valor aleatório de uma função de distribuição de probabilidade uniforme com valores pertencentes ao intervalo 0 a 2π , o espectro de potência representado por $S_i(f_j, z)$ se refere à componente i da velocidade flutuante.

2.1.9 Formas de carregamento

A determinação das forças devidas à ação do vento num tempo t é definida para cada nó pertencente a um elemento da estrutura e em função da altura da estrutura. A partir dos registros de velocidade do vento obtidos são determinados os valores da pressão dinâmica definida pela equação (22).

$$q(t, z) = \frac{\rho}{2} (V(t, z))^2 \quad (22)$$

Onde $V(t, z)$ é o somatório das velocidades definidas pelo registro anemométrico com as componentes flutuantes determinadas de forma teórica e ρ é igual $1,226\text{kg/m}^3$, definido nas condições normais de temperatura e pressão atmosférica, 15C° e 1atm , respectivamente.

As forças devidas ao vento, apresentadas na equação (23), são determinadas em função da pressão dinâmica do vento, área de obstrução ou área de sombra do elemento e pelo coeficiente de arrasto C_a que avalia a influência do formato da estrutura. Neste caso não foi considerado o fator de redução da estrutura para barras de comprimento infinito que leva em conta os efeitos tridimensionais do escoamento, [ZAMPIRON, I. 2008].

$$F(t) = q(t, z)A_e C_a \quad (23)$$

Onde A_e é a área de obstrução do elemento, C_a é o coeficiente de arrasto para o elemento e $q(t, z)$ é a pressão dinâmica exercida pelo vento.

2.2 Dinâmica estrutural

2.2.1 Discretização espacial

É comum em sistemas complexos de infinitos graus onde o modelo matemático que o representa é um sistema de equações diferenciais no domínio do tempo e do espaço, empregando técnicas de discretização, sendo a mais popular destas o método dos elementos finitos [BATHE, 1998]. É possível simplificar o sistema de equações passando a ter um sistema algébrico de n graus de liberdade mantendo a dependência diferencial com o tempo. É usual apresentar este sistema de equações em forma matricial como segue:

$$M\ddot{u} + Ku = 0 \quad (24)$$

Sendo M a matriz de massa do sistema e considerando que a mesma é diagonal quadrada de dimensões $n \times n$, onde n é o número de GDL do sistema. Fisicamente esta matriz representa as propriedades de inércia do sistema, ela pode ser determinada colocando-se na diagonal principal os valores da correspondente a cada GDL. Para um sistema discreto com n GDL a matriz de massa pode ser expressa por:

$$M = \begin{pmatrix} m_1 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & m_2 & \cdots & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ 0 & 0 & \cdots & m_n \end{pmatrix} \quad (25)$$

A matriz da rigidez K também possui dimensão quadrada de $n \times n$, e representa a rigidez elástica do sistema. A matriz K é formada definindo-se os elementos k_{ij} , os quais podem ser obtidos impondo-se um deslocamento unitário em j e medindo-se a força na direção i . Para um sistema com n GDL a matriz de rigidez pode ser expressa de seguinte forma:

$$K = \begin{pmatrix} k_{11} & k_{12} & \cdots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & \cdots & k_{2n} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ k_{n1} & k_{n2} & \cdots & k_{nn} \end{pmatrix} \quad (26)$$

Em sistemas com amortecimento, a matriz C pode ser determinada de forma análoga à matriz de rigidez, em vez de impor um deslocamento unitário é usada para determinar a matriz C uma velocidade unitária.

O vetor deslocamento possui uma dimensão $n \times 1$, sabendo que a solução é apresentada pela expressão (27).

$$\vec{u}(t) = \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ \vdots \\ C_n \end{bmatrix} \text{sen}(\omega_m t + \phi_n) \quad (27)$$

Realizando a derivada segunda em relação ao tempo da expressão (27), é obtido o vetor de aceleração também com dimensão $n \times 1$, conforme é apresentado na expressão (28).

$$\vec{\ddot{u}}(t) = -\omega_m^2 \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ \vdots \\ C_n \end{bmatrix} \text{sen}(\omega_m t + \phi_n) \quad (28)$$

Substituindo as equações (27) e (28) na equação do movimento (24).

$$-\omega_m^2 M \vec{C}_n \text{sen}(\omega_m t + \phi_n) + K \vec{C}_n \text{sen}(\omega_m t + \phi_n) = \vec{0} \quad (29)$$

Como $\text{sen}(\omega_m t + \phi_n) \neq 0$ para todo tempo, a equação (29) ficaria,

$$-\omega_m^2 M \vec{C}_n + K \vec{C}_n = \vec{0} \quad (30)$$

Determinando a solução diferente da trivial, ou seja, o determinante dos coeficientes da matriz é igual à zero, equação (31).

$$|-\omega_m^2 M + K| = 0 \quad (31)$$

Multiplicando a expressão (31) pela inversa da matriz de massa (M^{-1}), obtém-se a expressão (32).

$$|-\omega_m^2 I + D| = 0 \quad (32)$$

Onde a matriz dinâmica é definida como $D = M^{-1}K$, e fazendo $\lambda = \omega_m^2$ e lembrando que I é a matriz identidade, obtém-se a expressão (33).

$$|\lambda I - D| = 0 \quad (33)$$

Observa-se que para cada frequência natural há um vetor \vec{C}_n que fornece um modo de vibração do sistema para essa frequência. Os ω_m são as frequências em que o sistema pode vibrar na ausência de excitação externa, ou seja, o sistema dinâmico definido pelas matrizes M e

K pode vibrar de maneira livre em uma ou mais frequências naturais. O vetor associado a cada frequência denomina-se modo de vibração e constitui fisicamente a forma na qual o sistema vai vibrar nessa frequência.

Agrupando todos os modos de vibração de um sistema em uma matriz de maneira crescente, forma-se a matriz modal Φ , sendo que as frequências naturais são proporcionais aos autovalores e os modos de vibração para cada frequência natural estão representados pelos autovetores do sistema.

$$\Phi = [\vec{C}_1 \ \vec{C}_2 \ \dots \ \vec{C}_n] \quad (34)$$

2.2.2 Domínio da frequência

Análise no domínio da frequência é uma técnica usada para determinar o estado de resposta permanente de uma estrutura linear sob ação de um carregamento no domínio do tempo desprezando as vibrações transientes que ocorrem no início da excitação. Esta análise consiste em determinar a resposta da estrutura no domínio da frequência.

Quando a estrutura ou sistema linear é submetido a uma excitação periódica ou cíclica a resposta também será cíclica e com a mesma frequência de excitação. A resposta da análise no domínio da frequência prediz o comportamento dinâmico de uma estrutura, permitindo a verificação da existência de ressonância numa determinada faixa de frequência de excitação em que a estrutura trabalhe.

Considerando a equação geral do movimento,

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + Ku = F^a \quad (35)$$

A solução desta equação consiste de duas partes, a função complementar, que é a solução da equação homogênea, e a solução particular. A função complementar, neste caso, é uma vibração livre amortecida. A solução particular para a equação acima é uma oscilação de estado permanente da mesma frequência ω que a excitação. Onde a solução particular é mostrada pela equação (36).

$$u = \{Ue^{i\phi}\} e^{i\Omega t} \quad (36)$$

Onde U a amplitude de oscilação, Ω a velocidade angular, ϕ é a fase do deslocamento, t é o tempo e f a frequência imposta no sistema. O valor da amplitude de oscilação e da fase

podem ser diferentes em cada grau de liberdade da estrutura. Usando a notação complexa, na equação (36) se apresenta a solução do problema em forma compacta e eficiente, que também pode-se escrever como segue:

$$\{u\} = \{U (\cos \phi + i \operatorname{sen} \phi)\} e^{i\Omega t} \quad (37)$$

Esta última expressão (37) pode ser expressa também como segue ,

$$\{u\} = (U_1 + i\{U_2\}) e^{i\Omega t} \quad (38)$$

O vetor de forças pode ser definido analogamente como se mostra a continuação na Equação (39).

$$\{F\} = \{F_{\max} e^{i\Psi}\} e^{i\Omega t} \quad (39)$$

Em forma análoga a como tratamos o deslocamento temos agora a equação (39) reescrita como,

$$\{F\} = (F_1 + i\{F_2\}) e^{i\Omega t} \quad (40)$$

ou pela Equação (41)

$$\{F\} = \{F_{\max} (\cos \Psi + i \operatorname{sen} \Psi)\} e^{i\Omega t} \quad (41)$$

Onde F_{\max} é a amplitude da força máxima, Ψ é o ângulo de fase, Ω é a velocidade angular, t é o tempo.

Substituindo as equações (38), (40) na equação (35).

$$(-\Omega^2 [M] + i\Omega [C] + [K]) (\{U_1\} + i\{U_2\}) e^{i\Omega t} = (\{F_1\} + i\{F_2\}) e^{i\Omega t} \quad (42)$$

Observa-se que na expressão (42), pode-se cancelar o fator $e^{i\Omega t}$ por aparecer em ambos os lados da equação. Sendo então possível achar o vetor de deslocamentos complexo quando atua sobre o sistema uma excitação harmônica de uma determinada frequência Ω .

2.2.3 Forma de determinar a matriz de amortecimento

A forma mais simples de levar em conta as forças de amortecimento é considerá-las como uma função da velocidade (amortecimento viscoso). Sendo assim, a equação de movimento fica:

$$[M]\{\ddot{u}\}+[C]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}=\{f(t)\} \quad (43)$$

As matrizes de massa $[M]$ e de rigidez $[K]$ são razoavelmente simples de se obter. Porém, a de amortecimento $[C]$ não é tão fácil de ser determinada na prática. Assim, uma simplificação utilizada é considerar que a $[C]$ é uma combinação linear das matrizes $[M]$ e $[K]$. A principal vantagem desta simplificação é que ao aplicar a decomposição modal sobre a equação de movimento, metodologia referida a seguir, a qual permite através de uma mudança de base desacoplar um sistema de equações de n incógnitas, acoplado em n sistemas de equações desacopladas chegando a uma matriz de massa diagonal transformada e uma matriz de rigidez transformada. Considerando que a matriz de amortecimento é uma combinação linear da matriz de massa e de rigidez então automaticamente na base modal a matriz C também será diagonal. Desta forma a matriz C proposta fica

$$[C]=\alpha[M]+\beta[K] \quad (44)$$

Sendo que α e β são coeficientes determinados experimentalmente. Esta forma de se representar o amortecimento é conhecida como Amortecimento de Rayleigh [ZIENKIEWICZ, 1982].

2.2.4 Método de Superposição Modal

Este método permite desacoplar equações de movimento lineares acopladas em n equações de um grau de liberdade. É possível resolver estas equações para diferentes tipos de excitações considerando sistemas de um grau de liberdade e uma vez resolvidos os problemas citados voltar a acoplar todo o sistema obtendo a solução da equação de movimento original.

O método de superposição modal baseia-se na propriedade de a matriz de massa e de rigidez serem ortogonais às matrizes cujas colunas são formadas pelos autovetores do problema estudado $[\Phi]$. Por tal propriedade, que pode ser facilmente demonstrada [CLOUGH, 1993], tem-se:

$$\begin{aligned} [\Phi]^T[M][\Phi]&=[M_r] \quad (\text{matriz diagonal}) \\ \Downarrow \\ [\Phi]^T[K][\Phi]&=[K_r] \quad (\text{matriz diagonal}) \end{aligned} \quad (45)$$

Desta forma, partindo da equação (44) e considerando uma mudança de base do vetor deslocamento é possível escrever a equação (46).

$$[\vec{u}] = [\Phi][\vec{Y}] \quad (46)$$

onde \vec{Y} é o vetor de deslocamento expresso em outra base, chamada de coordenadas modais. Assim, a equação do movimento fica.

$$[M]\Phi\ddot{\vec{Y}} + [C]\Phi\dot{\vec{Y}} + [K]\vec{Y} = [f(t)] \quad (47)$$

Pré-multiplicando ambos os membros por Φ^T tem-se

$$\Phi^T[M]\Phi\ddot{\vec{Y}} + \Phi^T[C]\Phi\dot{\vec{Y}} + \Phi^T[K]\vec{Y} = \Phi^T[f(t)] \quad (48)$$

sendo C o amortecimento de Rayleigh equação (44), é possível escrever a equação (49)

$$[M_r]\ddot{\vec{Y}} + [C_r]\dot{\vec{Y}} + [K_r]\vec{Y} = \Phi^T[f(t)] \quad (49)$$

onde $[M_r]$, $[C_r]$ e $[K_r]$ são matrizes diagonais. Desta forma, um sistema de N equações acopladas apresentadas na equação (58) pode ser reduzido a um sistema de N equações desacopladas de apenas $1GDL$, onde as incógnitas serão cada uma das componentes do vetor \vec{Y} . Obtendo-se tal vetor, é possível encontrar \vec{u} aplicando a equação (47).

Para a maioria dos tipos de cargas e de estruturas prevalece a contribuição dos modos de mais baixas frequências frente aos outros. Isto significa uma vantagem, porque a soma expressa por (49) pode ser truncada desde que já se tenha obtido o grau de precisão desejada da resposta. Assim sendo, só será necessária a determinação das frequências e seus modos mais baixos.

Os modelos computacionais devem ter o nível de discretização de acordo com a quantidade de modos incluídos na resposta. Uma vez que uma malha mais refinada é capaz de captar mais altas frequências com menores erros, e devido ao tipo de solicitação, a correta determinação da mesma se torna mais importante.

Assim, a aplicação deste método se restringe para casos onde prevaleçam baixas frequências, tornando-se realmente atrativo computacionalmente.

2.2.5 Integração Direta das Equações de Movimento

Outra forma de expressar a equação de movimento é a seguinte:

$$M \ddot{u} + f_i(t) = f_{ext}(t) \quad (50)$$

onde f_i são as forças internas do sistema incluídas as forças restitutivas (associadas à rigidez da estrutura) e as forças dissipativas (associadas às diferentes formas de dissipação de energia).

Outra maneira de resolver as equações de movimento com *NGDL* é através da integração direta no tempo do sistema da equação de movimento expressa em (43).

Neste método se realiza a determinação dos deslocamentos nodais em um dado instante ($t+\Delta t$), a partir do conhecimento dos deslocamentos nos instantes anteriores ($t-\Delta t$) e (t). Em princípio, duas considerações são importantes na implementação deste tipo de procedimento:

- A equação de equilíbrio dinâmico (incluindo todos os efeitos de forças elásticas, inércia e de amortecimento) é satisfeita somente em alguns instantes discretos do intervalo que ocorre o fenômeno dinâmico, onde tais instantes estão separados por intervalos de tempo Δt . Ou seja, através da discretização espacial chega-se à equação de movimento (sistema de N graus de liberdade diferenciais), agora se analisa como discretizar tal equação no tempo.
- Dentro de cada intervalo de tempo, portanto entre dois instantes consecutivos, é assumida uma lei de variação para os deslocamentos, velocidades e acelerações nodais, conforme Figura 12.

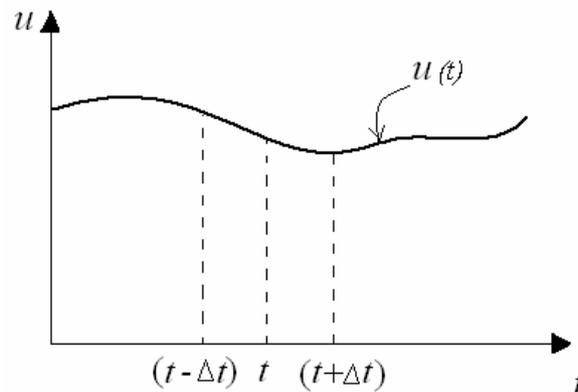


Figura 12 – Esquema que ilustra a forma de proceder na integração numérica

Dependendo de como é realizada a aproximação da função $u(t)$ dentro do intervalo, ter-se-á diferentes métodos de integração.

Existe uma primeira classificação dos métodos em implícitos e explícitos.

2.2.4 Análise implícita

Segundo este método é possível expressar a velocidade e aceleração no tempo $(t+\Delta t)$ como segue:

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + [(1-\delta)\ddot{u}_t + \delta\ddot{u}_{t+\Delta t}] \Delta t \quad (51)$$

$$\ddot{u}_{t+\Delta t} = \ddot{u}_t + \dot{u}_t \Delta t + \left[\left[\frac{1}{2} - \alpha \right] \ddot{u}_t + \alpha \ddot{u}_{t+\Delta t} + \Delta t \right] \Delta t^2 \quad (52)$$

Os parâmetros α e δ podem ser utilizados para obter estabilidade e boa precisão na integração. Quando $\alpha=1/4$ e $\delta=1/2$ evidencia-se o Método de Newmark, o qual é incondicionalmente estável [BATHE, 1996].

A característica dos esquemas de integração implícitos condiciona que a equação do movimento seja calculada no tempo $t+\Delta t$, ou seja,

$$[M]\{\ddot{u}_{t+\Delta t}\} + [C]\{\dot{u}_{t+\Delta t}\} + [K]\{u_{t+\Delta t}\} = \{f_{(t+\Delta t)}\} \quad (53)$$

Substituindo as equações (52) e (53) e trabalhando-se algebricamente chega-se a:

$$\begin{aligned} & \left\{ \frac{1}{\alpha \Delta t^2} M + \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right) C + K \right\} u_{t+\Delta t} = \\ & = F_{t+\Delta t} + M \left(\frac{1}{\alpha \Delta t^2} u_t + \frac{\delta}{\alpha \Delta t} \dot{u}_t + \frac{1}{\alpha \Delta t} \ddot{u}_t \right) + C \left\{ \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right) \dot{u}_t + \Delta t (1 - \delta) \dot{u}_t + \delta \Delta t u_t \right\} \end{aligned} \quad (54)$$

Cada iteração da análise implícita requer a solução simultânea das equações para os elementos do problema [HIBBIT *et al.*, 1995]. Sendo assim, o custo computacional aumenta com o número de graus de liberdade analisados.

2.2.5 Análise explícita

O procedimento mais efetivo dentro das metodologias explícitas é o método das Diferenças Centrais. As acelerações e velocidades são calculadas no tempo t .

$$\{\ddot{u}_t\} = \frac{1}{\Delta t^2} (\{u_{t+\Delta t}\} - 2\{u_t\} + \{u_{t-\Delta t}\}) \quad (55)$$

$$\{\dot{u}_t\} = \frac{1}{2\Delta t} (-\{u_{t-\Delta t}\} + \{u_{t+\Delta t}\}) \quad (56)$$

E são substituídas na equação do movimento

$$[M]\{\ddot{u}_t\} + [C]\{\dot{u}_t\} + [K]\{u_t\} = \{f_{(t)}\} \quad (57)$$

Trabalhando algebricamente a equação (57)

$$\left(\frac{1}{\Delta t^2} [M] + \frac{1}{2\Delta t} [C] \right) \{u_{t+\Delta t}\} = \{f_{(t)}\} - \left([K] - \frac{2}{\Delta t^2} [M] \right) \{u_t\} - \left(\frac{1}{\Delta t^2} [M] - \frac{1}{2\Delta t} [C] \right) \{u_{t+\Delta t}\} \quad (58)$$

Desta forma, os deslocamentos calculados para o tempo $(t+\Delta t)$ são obtidos em função dos valores conhecidos no tempo t . É importante observar que a solução é montada utilizando a equação de equilíbrio no tempo t e, por este motivo, o procedimento de integração é chamado de explícito [BATHE, 1996]. Ainda como observação, nota-se na equação (58) que para tal esquema de integração a fatorização da matriz de rigidez na solução passo a passo não é requerida. Isto permite resolver problemas nos quais as matrizes de rigidez estejam mal condicionadas (estrutura hipostática).

Este método é condicionalmente estável, pois converge para intervalos de integração menores que um determinado valor crítico, sendo este aproximado no caso de sistemas lineares, pela expressão (59).

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{\max}} \quad (59)$$

Onde ω_{\max} é a frequência circular natural mais alta obtida.

Este procedimento é utilizado geralmente quando o problema a ser resolvido é transiente (impactos, explosões, etc.), e quando as não-linearidades no comportamento do material são esperadas em regiões localizadas. Neste caso seria necessário um intervalo de tempo de integração suficientemente pequeno para descrever o fenômeno estudado.

2.2.6 Comparação de análises: implícita x explícita

Em termos de equacionamento, pode-se visualizar nas equações (54) e (58) as diferenças entre os dois tipos. Para o esquema implícito, o equilíbrio é realizado para tempo $(t+\Delta t)$, já no esquema implícito ocorre ao contrário, a equação é verificada no tempo t .

Outra diferença existente entre estas análises é que a convergência não poder ser alcançada na forma implícita quando há descontinuidades significantes na solução. Em termos de visualização, acontece quando alguns elementos ficam sem condições de contorno na solução.

Pode ser interpretado para este caso como uma desvantagem em relação à solução explícita, pois a análise apresenta um erro e não prossegue.

[HIBBIT et al., 1995] também apresentam comparações entre ambas as análises. A primeira delas relaciona o custo operacional, o qual se comporta conforme Figura 13.

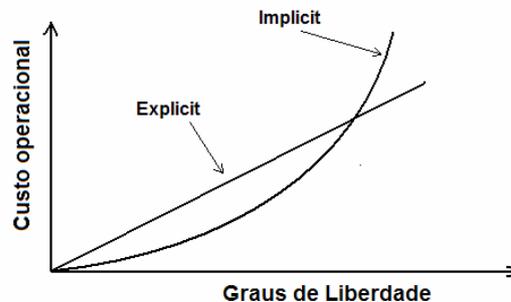


Figura 13 – Comparação de custo operacional entre análise implícita e explícita [Hibbit, Karlsson & Sorensen Inc., 1995]

Pode-se notar pelas comparações anteriormente expostas, que dependendo do tipo de problema um ou outro método se torna mais adequado para cada análise.

O método de integração explícita é mais adequado quando grandes não-linearidades são esperadas na equação de movimento. Neste caso também a propriedade dos métodos implícitos de ser incondicionalmente estável deixa de ser verdadeira.

2.3 Análise dos cabos

Os cabos são elementos estruturais nos quais as rigidezes à flexão e ao corte são praticamente nulas o que leva a considerá-los atuantes somente à tração.

Conforme a Figura 14 adota-se um modelo estrutural onde a torre é considerada como uma viga, no espaço ou no plano, apoiada nos pontos de fixação dos cabos. Há, portanto, necessidade de determinar o valor das seções nesses pontos, bem como as relações entre estas e os deslocamentos das extremidades dos cabos. Esses últimos são os denominados coeficientes de mola.

O cálculo tanto das reações como dos coeficientes de mola, não é algo que possa ser obtido diretamente, pelo fato de que o comportamento estrutural do cabo pode incluir a não-linearidade física e geométrica do mesmo.

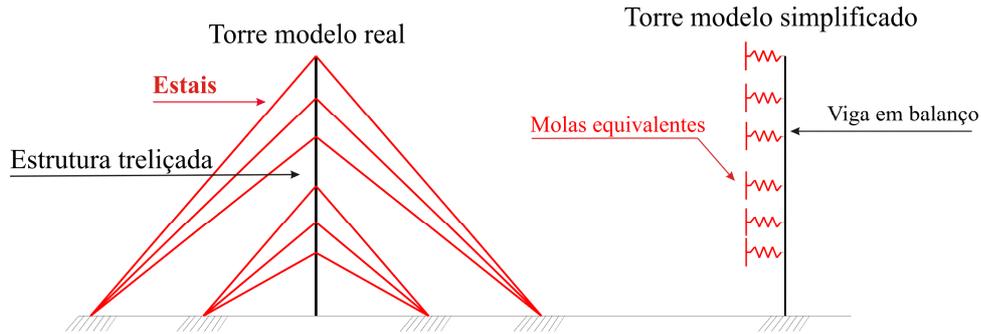


Figura 14 – Representação dos cabos na estrutura

2.3.1 Equações básicas de Veletsos para modelar os cabos como molas.

Uma maneira de obter os coeficientes de molas lineares dos cabos é utilizando as equações básicas de Veletsos. [VELETSOS, 1973]

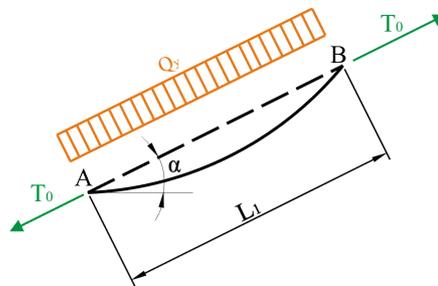


Figura 15 – Esquema de carregamento que é aplicado em um cabo

Onde:

α = ângulo entre o cabo e o solo;

Q_y = carregamento (peso próprio + ação do vento);

T_0 = tensão inicial aplicada;

L_1 = comprimento do cabo.

As equações de Veletsos atendem perfeitamente o comportamento não-linear dos cabos.

$$L_e = L_1 \left[1 + \frac{1}{8} \left(\frac{Q_y L_1}{T_0} \right)^2 \right] \quad (60)$$

Onde, L_e é o comprimento do cabo após a ação do carregamento e da tensão.

Desta forma K_e é a rigidez de uma mola equivalente ao cabo que se expressa como segue:

$$K_e = \frac{AE}{L_e} \cos^2 \alpha \quad (61)$$

Nesta ultima expressão, A é área da seção transversal do cabo e E é o seu módulo de elasticidade.

2.4 Não-linearidades

2.4.1 Não-linearidade física

São as não-linearidades embutidas nas equações que vinculam as tensões com as deformações, existem várias leis constitutivas que modelam o comportamento dos materiais, uma destas leis é a plasticidade ou elasto-plasticidade que modela o comportamento seguido pelos metais (entre outros materiais) quando submetidos a cargas moderadas e altas. A lei constitutiva mais simples e utilizada para modelar o comportamento de materiais em geral submetidos a excitações moderadas é a elasticidade linear, neste caso o tensor tensão é proporcional ao tensor deformação tendo uma relação linear entre eles. Quando o material é elasto-plástico esta linearidade é válida até o material atingir um estado de tensões que pode ser determinado, no caso de um sistema solicitado axialmente este estado é alcançado quando se atinge a tensão de escoamento. Quando o material ultrapassa este estado de tensões crítico começa a plastificar, estado que se caracteriza porque nele o material sofre deformações irreversíveis. A deformação total que um material elastoplástico sofre pode ser definida como a soma das deformações elástica (ε^e) e plástica (ε^p), apresentado na equação (62).

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad (62)$$

Para definir um modelo plástico é necessário definir o comportamento de três aspectos: critério de escoamento, regra de fluxo e regra de endurecimento. O critério de escoamento permite definir para que estado de tensões o material estudado escoar. Pode ser definido como uma superfície no espaço Euclidiano das tensões principais. O estado de tensões pode estar dentro da superfície de escoamento ($f_{esc} < 0$), o que significa que o material tem comportamento elástico linear, ou estar sobre a superfície de escoamento ($f_{esc} = 0$), o que significa que o material está plastificando. Um dos critérios de escoamento mais utilizado é o de Von Mises [Von Mises, 1913], que pode ser representado pela equação em termos das tensões principais, a superfície de escoamento de Von Mises é definida pela equação (63).

$$f_{esc} = \frac{1}{6} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right] - k^2 = 0 \quad (63)$$

Onde, σ_1 , σ_2 e σ_3 são as tensões nas três direções principais.

$$k = \frac{\sigma_{esc}}{\sqrt{3}}$$

Assim, a superfície de escoamento de Von Mises pode ser representada graficamente por um cilindro de raio $\sqrt{\frac{2}{3}} \sigma_{esc}$ centrado no eixo hidrostático.

A regra de fluxo é outro aspecto a ser definido para caracterizar o comportamento de um material elasto-plástico. Esta regra determina a direção da deformação plástica, e é definida como [CRIESFIELD, 1988].

$$\varepsilon^p = \lambda \left(\frac{\partial Q_{fpp}}{\partial \sigma} \right) \quad (64)$$

onde λ é um escalar positivo referido como multiplicador plástico e Q_{fpp} é a função potencial plástica. Normalmente Q_{fpp} é considerada a própria função que caracteriza o critério de escoamento (f_{esc}), assim a regra de fluxo é considerada associada e as deformações plásticas têm direção normal à superfície de escoamento. Em termos práticos isto implica que só haverá deformações plásticas quando o estado de tensões tenda a mover o estado tensional em direção normal à superfície de escoamento.

Os metais são divididos em materiais elasto-plásticos perfeitos, não sofrem endurecimento após escoamento e elasto-plásticos endurecíveis que podem ter endurecimento linear e não-linear, Figura 16.

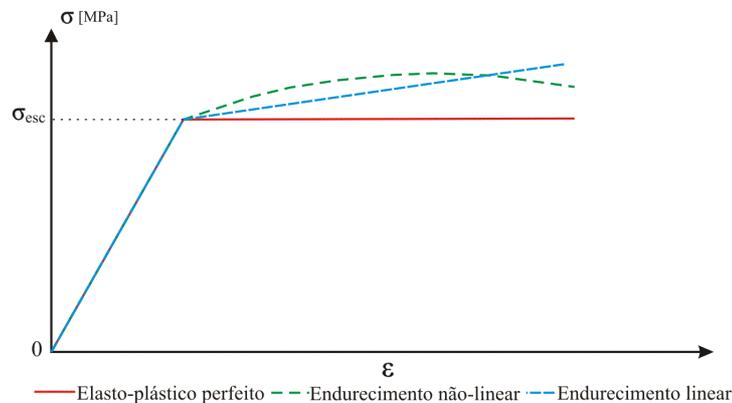


Figura 16 – Curvas tensão x deformação típicas de materiais elasto-plásticos

A regra de endurecimento descreve a mudança na superfície de escoamento durante a plastificação do material, determinando assim as condições para a deformação subsequente. Os dois modelos mais utilizados são: material com endurecimento isótropo e com endurecimento cinemático. No endurecimento isótropo a superfície de escoamento permanece centrada na sua origem inicial e aumenta seu diâmetro conforme as deformações plásticas se desenvolvem. No endurecimento cinemático o tamanho da superfície de escoamento permanece constante e a superfície translada no espaço das tensões com o desenvolvimento das deformações plásticas, também conhecido como efeito Bauschinger.

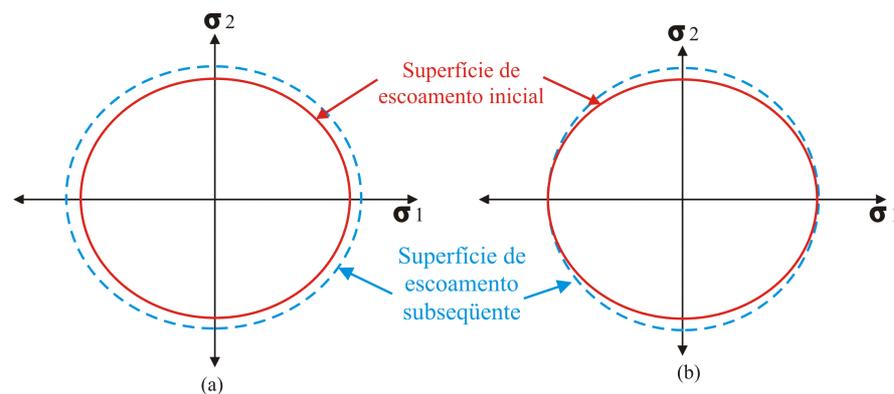


Figura 17 – (a) Material com endurecimento isótropo e (b) com endurecimento cinemático

2.5 Instabilidade

Dos problemas que se apresentam na engenharia é possível classificá-los em problemas de primeira ordem e de segunda ordem.

Análise para problemas de primeira ordem é possível assumir a hipótese de que as configurações deformadas e indeformadas são as mesmas sem modificar o cálculo das solicitações da estrutura.

As análises para os problemas de primeira ordem podem ser resolvidas utilizando a equação da carga crítica de flambagem.

A primeira pessoa a formular o fenômeno de instabilidade foi Euler. Ele realizou a análise de uma viga, Figura 18, chegando à equação diferencial apresentada pela expressão (65). A resolução da equação diferencial permite obter o valor da carga crítica.

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{-PW}{EI} \quad (65)$$

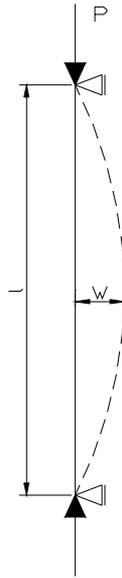


Figura 18 – Situação típica de flambagem linear

Algumas observações a respeito do fenômeno de flambagem se apresentam a seguir:

- Além da flambagem global por flexão de elementos unifilares comprimidos em peças com baixa rigidez torcional podem acontecer outros modos de flambagem (flambagem torcional e flambagem flexo-torcional). Estes modos de flambagem se caracterizam por apresentar modos bem característicos.

- Analisando o fenômeno de instabilidade, pode-se deparar com o caso de uma viga que esteja carregada tanto na direção axial, como no plano transversal, Figura 19. A equação diferencial que expressa matematicamente o problema é apresentada pela expressão (66).

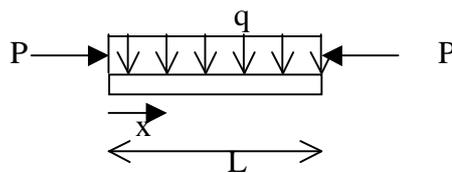


Figura 19 – Viga com carregamento axial e no plano transversal.

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} + P \frac{d^2 w}{dx^2} = q \quad (66)$$

- Vigas fletidas no sentido de sua maior inércia apresentam outro tipo de instabilidade característico onde flamba a parte da viga que fica submetida à compressão devido ao momento fletor aplicado. Esta forma de flambagem chamada de flambagem lateral tem expressões características.

- Estruturas bidimensionais também apresentam formas de flambagem, tanto as placas como as cascas, sendo que no caso das placas a principal característica a salientar é que carga crítica não leva a estrutura ao colapso e sim a uma configuração de menor rigidez.

- Uma estrutura unifilar formada com seções pouco compacta (relação largura de seus elementos /espessura elevada) pode acontecer que seus elementos flambem como placas.

- Em todos os elementos estruturais pode acontecer uma interação entre diferentes modos de flambagem, e também uma interação entre a flambagem e o colapso plástico da estrutura. Isto complica a determinação da carga crítica que o elemento unifilar possa ter.

- A influência de excentricidades ou tensões residuais é muito difícil de avaliar e dependendo do tipo estrutural (elemento unifilar, placa ou casca) ela pode ser mais o menos importante para determinar a carga de colapso. No caso de elementos unificulares as normas de calculo levam em conta as excentricidades através de expressões semi-empíricas que foram ajustadas com resultados experimentais em função da forma do perfil e de como o mesmo é fabricado.

Sobre os tópicos aqui observados podem ser encontrados maiores detalhes em, [H.G.; BULSON, P.S., 1980].

No Anexo é demonstrado um exemplo de uma análise de flambagem de uma placa utilizando os conceitos expostos neste item.

2.6 Aços laminados

É um processo metalúrgico pelo qual o aço é transformado nos principais produtos siderúrgicos utilizados pela indústria. Os lingotes são aquecidos até uma certa temperatura e introduzidos em laminadores que tem a função de conformar os lingotes no perfil desejado, este processo demanda de várias etapas até o perfil chegar a sua forma desejada. Após este processo é feito um tratamento térmico nos perfis conformados com o objetivo de reduzir as tensões internas provocadas pela laminação.

2.6.1 Propriedades mecânicas dos aços laminados

As propriedades mecânicas exercem grande importância na resistência dos materiais dos perfis de aço. Afetando desde o processo de conformação até o dimensionamento da barra. As principais propriedades a serem consideradas são a resistência ao escoamento, resistência à ruptura, e a ductilidade do aço.

Estas propriedades são determinadas por meio de ensaios de tração simples de onde se obtém o diagrama tensão – deformação. O comportamento linear deste diagrama é válido até um determinado valor de tensão, sua inclinação define o módulo de elasticidade do material como se observa na Figura 20. Cabe informar que para o presente trabalho foi utilizado o módulo de elasticidade, tensão de escoamento e tensão de ruptura admitidos pela Norma NBR 8800:1986 e NBR 14762:2001.

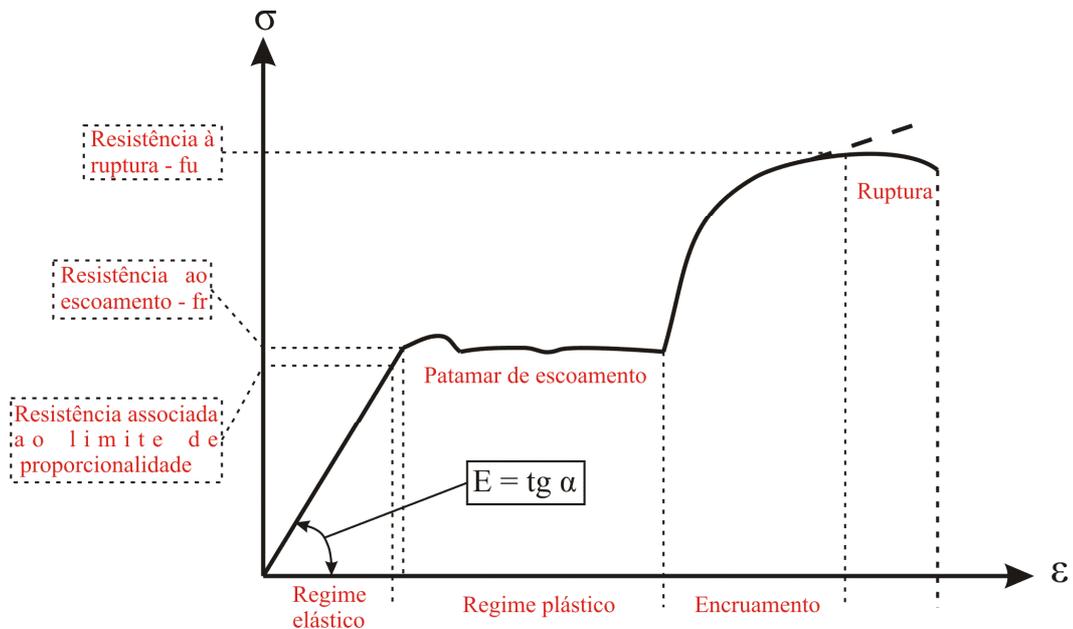


Figura 20 – Diagrama tensão – deformação

Atualmente existe uma crescente utilização dos aços denominados HPS (*high performance steel*), no Brasil essa mudança vem ocorrendo na substituição do aço ASTM A36 pelo ASTM A572 ou ASTM A588, estas melhoras nas propriedades ocorreram no aumento da resistência ao escoamento que por consequência eleva a relação inércia/peso dos perfis.

2.6.2 Tensões residuais dos aços laminados

São tensões originárias das operações de fabricação e resfriamento desigual das chapas de aço após a laminação a quente. Os valores destas tensões dependem basicamente da geometria da seção transversal, tipo de aço e dos processos utilizados na fabricação dos perfis.

Existem alguns métodos para avaliação das tensões residuais, destacam-se o método de seccionamento em tiras e também métodos não-destrutivos como raios-X e abertura de pequenos furos associados a extensômetros específicos.

As tensões residuais nos perfis laminados são especialmente de natureza térmica. As diferentes velocidades de resfriamento, após a laminação, conforme o grau de exposição, da

chapa ou perfil laminado, leva ao aparecimento de tensões que permanecem nas peças, recebendo o nome de tensões residuais. Em chapas, por exemplo, as extremidades resfriam-se mais rapidamente que a região central, contraindo-se; quando a região central da chapa resfria-se, as extremidades, já solidificadas, impedem essa região de contrair-se livremente. Assim, as tensões residuais são de tração na região central e de compressão nas bordas, Figura 21.

É importante mencionar que mesas e almas são usualmente espessas quando comparadas a dos perfis formados a frio, apresentam uma variação significativa do valor residual ao longo da espessura [MAIA, 2008].

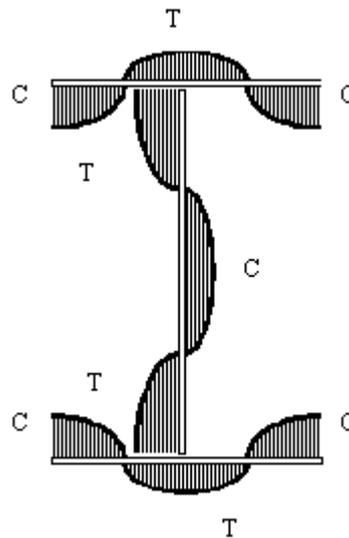


Figura 21 – Tensões residuais de tração na região central e de compressão nas bordas

Estas tensões causam uma redução da tensão de proporcionalidade, tensão máxima referente ao trecho linear do diagrama tensão-deformação, o regime elástico sofre transição gradual para o patamar de escoamento de maneira gradual, sendo que para as tensões acima da tensão de proporcionalidade o regime passa para o inelástico. A presença de tensões residuais é a principal causa da não-linearidade do trecho do diagrama tensão-deformação para tensões superiores à tensão de proporcionalidade. Para perfis sem tensão residual o comportamento tensão-deformação tenderia a ser bilinear.

Segundo que foi exposto por [DUBINA D. UNGURENU, 2002], a inclusão de tensões residuais na análise numérica é geralmente complicada devido à falta de dados experimentais para embasar os valores a serem adotados tanto quanto à magnitude como quanto à distribuição adequada. Adicionalmente, as distribuições propostas para estas tensões sugeridos na literatura indicam muita divergência.

2.7 Acelerômetros

Os acelerômetros são dispositivos que permitem medir acelerações em estruturas, eles podem ser de diversos tipos, entre eles é descrito o funcionamento dos acelerômetros capacitivos que consistem em um elemento comparável a uma membrana circular engastada no centro, sendo que esta membrana possui uma rigidez à flexão e possui uma região com massa distribuída, Figura 22. Essa membrana é montada entre duas placas (eletrodos) circulares com uma área superficial (A), existe uma distância (d) entre a membrana e os eletrodos este espaço é preenchido por ar. Na Figura 22 a) é representada a condição onde a aceleração gravitacional não está influenciando na resposta do acelerômetro, na Figura 22 b) é representada a condição onde a aceleração gravitacional está influenciando a resposta do acelerômetro.

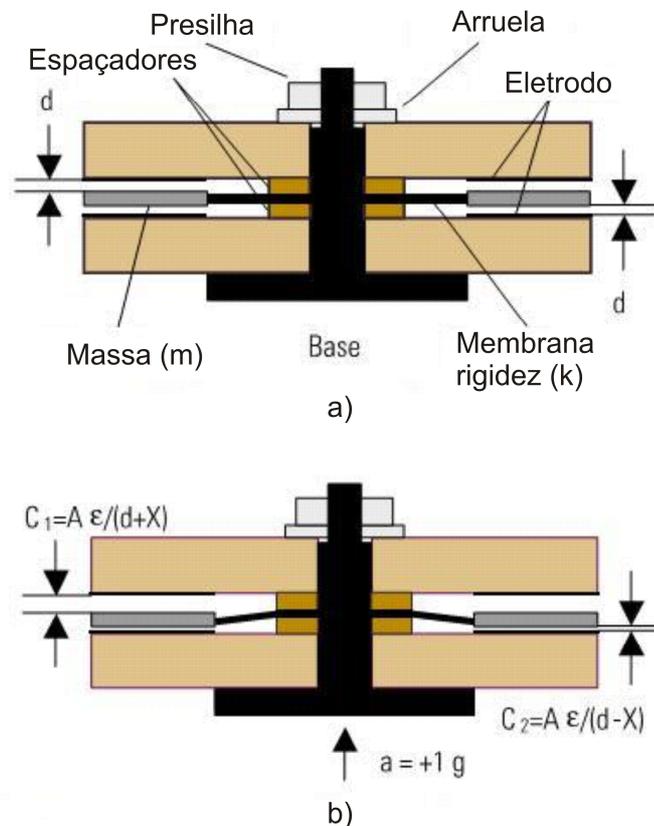


Figura 22 – Esquematização de um acelerômetro capacitivo, a) Condição de “0 g” sem influência da aceleração gravitacional, b) Condição de “1 g” com influência da aceleração gravitacional

Quando um elemento é acelerado, Figura 22 b), é criada uma força de inércia associada à massa existente na borda da membrana, de acordo com a segunda Lei de Newton, equação (67). Essa força produzida cria um deslocamento X na membrana aproximando-a do eletrodo.

Onde esta distância depende da rigidez à flexão da membrana, que pode ser representada pela expressão (68).

$$F = ma \quad (67)$$

$$X = F/k \quad (68)$$

A mudança da distância X proporcionada pela membrana faz com que ocorra uma alteração na capacitância do acelerômetro, de acordo com as equações (69) e (70).

$$C_1 = \frac{A\epsilon}{(d + X)} \quad (69)$$

$$C_2 = \frac{A\epsilon}{(d - X)} \quad (70)$$

Onde, (A) área superficial do eletrodo, (ϵ) permissividade do ar, (d) distância entre a membrana e o eletrodo na condição da não existência da aceleração gravitacional e (X) é o deslocamento da massa.

Existe junto ao acelerômetro um micro circuito que utiliza uma ponte capacitiva, essa ponte tem a função de modular e transformar o sinal em um valor que possa ser interpretado. Após a ponte de capacitância existe um padronizador de ganho (amplificador) com finalidade de limitar a margem de atuação do acelerômetro em um valor já pré-estipulado, por exemplo, 3g, 10g, 20g. Após a passagem do sinal pelo amplificador este sinal é filtrado, a função deste filtro é eliminar sinais de vibração de alta frequência e também eliminar ruídos provenientes do acelerômetro. Outra forma de eliminar possíveis ruídos do acelerômetro é a realização de um tratamento do sinal já adquirido usando algum *software* que realize esta função, Figura 23.

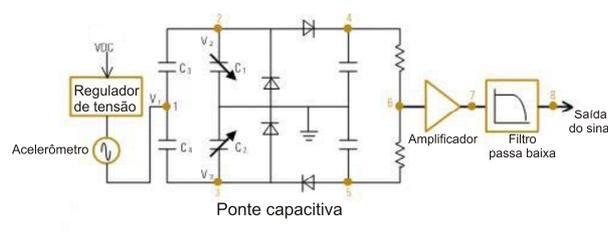


Figura 23 – Circuito esquematizado

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Resposta dinâmica de torres estaiadas sob cargas de vento

Durante a revisão bibliográfica, houve dificuldade em encontrar trabalhos referentes à avaliação do comportamento de torres estaiadas submetidas somente a cargas de vento, grande parte dos trabalhos realizados mostra estudos feitos de ações combinadas de vento e carga de gelo.

[B. F. SPARLING, A. G. DAVENPORT, 1994] mencionam que as torres devido a sua esbeltez são suscetíveis à excitação dinâmica sob ação de vento turbulento. Os autores sugerem que a resposta através da análise não-linear estática serve para determinar a posição de equilíbrio sob a carga média de vento e a solução estática serve para determinar a rigidez dos estais. Neste trabalho também foi realizado um estudo da resposta de fundo da estrutura com variação do vento em baixa frequência, sendo que a resposta ressonante foi calculada utilizando análise modal convencional.

Determinação da resposta de torres de transmissão à ação do vento [LOREDO-SOUZA et al., 2005], se utilizaram três métodos para calcular a resposta de torres de transmissão à ação do vento. Os métodos utilizados foram:

Método estatístico usando linhas de influência, este método descrito por [LOREDO-SOUZA, 1996], sugere equações para o cálculo de cada uma das três componentes da resposta da torre. As três componentes são: resposta média, resposta *background* e resposta ressonante.

Método do fator de velocidade de rajada (FVR), adotado pelas normas, é um procedimento usado para o projeto de estruturas de transmissão, baseado na hipótese de um comportamento estático da estrutura, onde um certo padrão de carregamento do vento é admitido, respeitando uma lei potencial. Os coeficientes de força aerodinâmicos são determinados e as correspondentes pressões, calculadas. No FVR, a velocidade média horária do vento é multiplicada por um fator de rajada.

Método do fator de rajada (MFR), este método é sugerido por [DAVENPORT, 1979], através deste método pode-se considerar os efeitos dinâmicos na resposta dessas estruturas. A abordagem é baseada em métodos estatísticos os quais levam em conta a correlação espacial e espectro de energia da velocidade do vento e a resposta dinâmica do sistema de transmissão.

[ZAMPIRON, I. 2008] aborda em seu trabalho diversos aspectos de projeto de uma torre de telecomunicações, normas, características de cada tipo de torre (aço e concreto), peso de diferentes tipos de estrutura. O autor também apresenta um modelo numérico para determinação da resposta da estrutura sob diversas condições de vento, além de descrever as formas de obtenção destes ventos e aplicação das forças dinâmicas na estrutura. São avaliadas também as incertezas de modelo inseridas pela forma de determinação do vento turbulento.

[PONTE Jr., J. 2005] propõe em sua tese um modelo para descrever o campo de velocidade do vento originado numa tormenta elétrica. O escoamento descendente que ocorre durante uma TS madura é modelado como um campo de fluxo axial simétrico, sendo que a evolução da velocidade do vento com o tempo é considerada por meio de uma função de modulação empírica e as flutuações da velocidade ao redor da velocidade média em evolução são representadas por um processo aleatório do tipo ruído branco em faixa. O modelo é validado comparando as velocidades do vento determinadas em eventos simulados, com registros de estações meteorológicas.

[MIGUEL, L. F. F., et al., 2007] desenvolveram um modelo de análise de incertezas de resposta de uma linha de transmissão (LT), sujeita a ventos do tipo EPS, onde os resultados foram comparados com o código IEC 60826. Foi desenvolvido um modelo numérico simulando um campo de ação de vento em 3D, onde foi simulado um campo de velocidade de vento do tipo EPS em três dimensões, admitindo a velocidade média e flutuações do vento. Também foi considerada uma correlação do vento no espaço 3D. Através deste método foi determinada a resposta dinâmica da estrutura e comparada a mesma com a resposta desta estrutura utilizando o código IEC 60826. Os autores do trabalho concluíram que em alguns casos a análise dinâmica está a favor da segurança e em outros casos o código IEC 60826 favorece a segurança no projeto de estruturas.

3.2 Análise dos cabos

Para modelagem de cabos em estruturas não existe uma regra definida para representar os cabos em elementos finitos, alguns pesquisadores, como é o caso de [HENNEMAN, J. C. F. e HAGEMANN, C. A., 1990] sugerem o uso de modelos massa – molas para representação dos estais com pouca curvatura. É importante a contribuição do seu primeiro modo de vibração, porém com a perda de tensão e conseqüente aumento da curvatura, passa a ser significativa à contribuição dos demais modos e o modelo massa – mola torna-se impreciso.

[KAROUMI, R., 1998] sugere em seu artigo que os cabos podem ser representados por elementos de barra, porém estes elementos devem ser modelados sem rigidez à flexão, compressão e sem resistência ao momento fletor, no entanto o autor usou em seu trabalho um elemento elástico adaptado com expressões catenárias, onde este modelo pode ser usado para representar cabos que tenham grandes flechas.

[PAIXÃO, R. F. e RIERA, J. D. 1991], analisaram o comportamento dinâmico de cabos através de análises lineares e não-lineares. Através de resultados de ensaios experimentais foi definido que para cabos estacionários com tensão inicial baixa não se pode aplicar a teoria linear. Para solucionar este problema os autores sugerem através de ensaios experimentais uma nova equação aproximada para a frequência fundamental em função da amplitude de vibração dos cabos estacionários ou em movimento, sendo que esta formulação é definida a partir das equações lineares e não-lineares.

3.3 Análise de flambagem

[GRIGOLETTI, G. C., 2008] propõe uma otimização paramétrica de uma seção transversal de perfil U e U enrijecidos formados a frio quando submetidos à compressão. O autor do trabalho utilizou como ferramenta o Método das Faixas Finitas Restringidas, Método da Resistência Direta e o Método das larguras efetivas. O autor utilizou para verificar os resultados um modelo em elementos finitos considerando a não-linearidade física e geométrica, o qual foi calibrado com resultados experimentais encontrados na literatura. Cabe salientar que neste modelo foram representadas as excentricidades nos perfis estudados fator de importância crucial para determinar um valor de carga de colapso compatível com valores experimentais. Nesta dissertação foi modelado um montante comprimido da torre estaiada estudada seguindo as mesmas premissas apresentadas por [GRIGOLETTI, G. C., 2008].

[CHODRAUI, G. M. de B., 2006] apresenta uma análise experimental em perfis U, U enrijecidos e cantoneiras simples e duplas e uma análise numérica não-linear, considerando os efeitos das imperfeições geométricas globais e localizadas (de chapa e distorcional), bem como das tensões residuais, de modo a se obter teoricamente um valor confiável da força normal de compressão resistente da barra. Os resultados permitiram constatar a viabilidade do emprego das atuais curvas de resistência à compressão para os perfis formados a frio.

4 METODOLOGIA

4.1 Implementação dos modelos numéricos

Para modelagem dos casos estudados neste trabalho foi usado o *software* Ansys [2006]. Será apresentada a seguir uma breve explicação teórica dos elementos usados para confeccionar os modelos numéricos da torre e da cantoneira. Foram utilizados nos modelos, elementos de viga para a modelagem da estrutura metálica e elementos de mola e cabo para a modelagem dos estais. Para modelagem do montante da torre foi usado elemento de casca. A seguir é feita uma breve descrição de cada elemento.

O elemento de viga utilizado no modelo é o BEAM188, sendo baseado na teoria de vigas de Timoshenko. O BEAM188 é um elemento de barra quadrático em 3D. O elemento tem seis graus de liberdade em cada nó, translações nas direções x, y e z e rotações ao redor dos eixos x, y e z. O eixo x do elemento é sempre o eixo longitudinal da viga com os eixos y e z formando a seção transversal. Este elemento pode possuir um sétimo grau de liberdade devido ao empenamento se esta opção for selecionada. A principal vantagem de se trabalhar com esse elemento é a facilidade em orientá-las no espaço. As propriedades mecânicas necessárias são o módulo de Young, o coeficiente de Poisson e a densidade, [ANSYS, 2006].

O elemento de cabo utilizado foi o LINK10. O elemento LINK10 tem a propriedade de resistir a esforços unicamente axiais, sendo eles de tração (unicamente) ou compressão (unicamente). O elemento tem três graus de liberdade em cada nó, sendo estes os deslocamentos em x, y e z. As constantes requeridas para o elemento são a área da sua seção transversal e a tensão inicial no elemento (cabo). As propriedades dos materiais são as mesmas do elemento de viga, [ANSYS, 2006].

O elemento de mola utilizado foi o COMBIN14. O elemento COMBIN14 possui duas opções mola-amortecedor longitudinal ou massa-amortecedor torcional, foi utilizada a opção massa-amortecedor longitudinais onde o elemento possui três graus de liberdades em cada nó com deslocamentos em x, y e z. Rotações e flexões não são consideradas neste elemento, [ANSYS, 2006].

O elemento de casca utilizado foi o SHELL181. Este elemento é adequado para analisar estruturas com espessuras finas a moderadas. Este elemento possui 4 nós com seis graus de liberdade em cada nó, translações nos eixos x, y, z e rotações entorno dos eixos x, y, z. Este

elemento pode ser usado em aplicações lineares com grandes rotações e ou grandes deformações em aplicações não-lineares, [ANSYS, 2006].

4.2 Descrição da análise para determinar a carga de colapso do montante da torre submetido a compressão

Na Figura 24 se apresenta o fluxograma que resume a metodologia utilizada para determinar a carga de colapso do montante da torre submetido a compressão. Foi seguida a Metodologia sugerida por [GRIGOLETTI, G. C., 2008]. Esta metodologia foi implementada no sistema ANSYS. Se realizam a seguir alguns comentários sobre o fluxograma:

- É possível observar na Figura 24 que como primeiro passo se realiza o cálculo da carga crítica de flambagem elástica da viga para a partir do modo associado a mesma calcular a excentricidade proposta para o perfil o qual será uma configuração de imperfeições dadas pelo modo de flambagem escalado por uma constante.

- Após esta determinação os passos seguidos no fluxograma são os comumente seguidos na análise não linear física e geométrica de estruturas utilizando elementos finitos. Maiores detalhes sobre particularidades deste análise podem-se encontrar em [GRIGOLETTI, G. C., 2008].

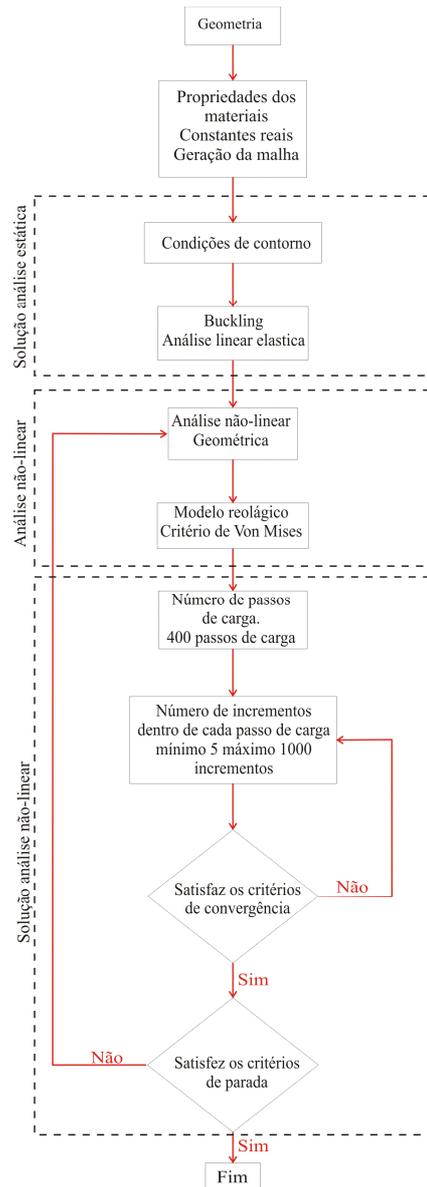


Figura 24 – Fluxograma para análise da carga crítica de flambagem

4.3 Técnicas de solução numérica

As análises lineares de estabilidade envolvem a resolução de um problema de autovalores definido pelas matrizes de rigidez elástica e geométrica do perfil, sendo essa resolução feita no ANSYS através do método da iteração em subespaços [BATHE, 1998].

As trajetórias de pós-flambagem elasto-plásticas são determinadas por meio de uma técnica numérica incremental-iterativa baseada no método de Newton-Raphson. Para determinar o ponto limite (valor da resistência última) e para ser possível descrever o ramo ascendente ou descendente da trajetória de equilíbrio de uma barra é necessário recorrer a estratégias de resolução com controle de deslocamentos ou de comprimento de arco. Neste trabalho utilizou-se

via ANSYS, o método de Riks (controle do comprimento do arco, [RIKS, 1979 e CRISFIELD, 1981, 1982], que é um método iterativo altamente eficiente para resolver as equações de equilíbrio não-lineares do perfil, desde que se configurem corretamente os incrementos e tolerâncias pertinentes ao método.

4.4 Determinação dos modos e frequências de vibração

Os “ n ” valores encontrados para as frequências circulares naturais (ω_i), que dependem do número de graus de liberdade do sistema. O Ansys associa cada frequência circular natural do sistema com um autovalor, sendo que para cada autovalor existe um autovetor associado ao deslocamento o qual define a forma de vibrar do sistema com uma frequência natural ω_i .

4.5 Análise harmônica

O *software* Ansys [2006] disponibiliza no cálculo da análise harmônica três métodos de solução, o Método *Full*, Reduzido, Superposição Modal.

Método *Full* é o mais fácil dos três métodos, ele usa o sistema de matrizes para calcular a resposta harmônica sem a redução do tamanho da matriz, sendo que as matrizes podem ser simétricas ou assimétricas. Este método tem como vantagem, facilidade de uso, pois não é necessário escolher os principais graus de liberdade ou formas modais, este método de solução usa a matriz completa não sendo necessária a aproximação da matriz de massa, calcula todas as tensões e deformações num único passo, aceita todos os tipos de carregamentos e deslocamentos iguais ou diferentes de zero. Sua desvantagem é o custo computacional frente aos outros métodos.

Método reduzido simplifica o problema usando os principais graus de liberdade e as matrizes reduzidas, sendo que após determinado os deslocamentos dos principais graus de liberdade do sistema, a solução pode ser expandida para todos os GDL. Suas vantagens estão numa maior velocidade e menor custo computacional da solução quando comparado com o Método *Full*. As desvantagens estão na solução do cálculo dos deslocamentos iniciais que devem ser feitos somente para os principais GDL do sistema, não se aplica carregamentos nos elementos do sistema e todos os carregamentos aplicados devem ser feitos nos principais GDL.

Método da Superposição Modal é a soma fatorada das formas modais (autovetores) feitas através da análise modal da resposta da estrutura. Suas vantagens são a velocidade e o menor custo computacional quando comparado com outros dois métodos já mencionados, pode-se aplicar os carregamentos nos elementos precedendo a análise modal do sistema e após

determinar a resposta da análise harmônica da estrutura, este método permite o uso de pré-tensionamento nos elementos e permite também a aplicação do amortecimento modal. A desvantagem deste método é que não podem ser aplicados deslocamentos diferentes de zero na estrutura.

4.6 Análise transiente

O *software* Ansys [2006] como foi escrito anteriormente utiliza o Método de *Newmark* para realizar os cálculos de integração numérica. Para melhorar o custo computacional durante a integração o Ansys [2006] disponibiliza três métodos de solução para análise dinâmica transiente: *Full*, *Mode Superposition*, *Reduced*. Será apresentada uma breve descrição do método *Full*, este método foi usado no modelo numérico da torre, por se tratar de um método que abrange todos os graus de liberdade do sistema e permite a solução de não-linearidades no cálculo da resposta do sistema.

O método *Full* usa todo o sistema matricial para calcular a resposta transiente. É o método mais simples dos três citados, pois o mesmo permite todos os tipos de não-linearidade. Neste método não é necessário selecionar os principais graus de liberdade ou modos, permite o uso de carga em modelos usando elementos sólidos, os deslocamentos e tensões são calculados num único passo. Mais informações podem ser encontradas no help do Ansys.

4.7 Metodologia utilizada para escanear as excentricidades do montante de seção L

No estudo teórico experimental que se realizou de um elemento da torre, este elemento é formado por um perfil L laminado. Uma das dificuldades na modelagem numérica da resposta não-linear de perfis metálicos submetidos a cargas de compressão é a grande sensibilidade na determinação da carga de colapso das excentricidades que o perfil possa ter. Este problema foi levantado por [GRIGOLETTI, 2008] e [CHOUDRI, 2006], entre outros. Existem metodologias implementadas nos *softwares* comerciais como o utilizado neste trabalho onde para modelar as excentricidades se realiza uma combinação linear dos modos de flambagem do elemento utilizando diversos critérios para ponderá-los [CHOUDRI, 2006].

Para realizar uma avaliação mais rigorosa sobre que metodologia numérica é a mais adequada para modelar as excentricidades se realizou o escaneamento tridimensional de um elemento do perfil. Adquirindo a geometria do mesmo junto com suas excentricidades, posteriormente foi realizado um modelo em elementos finitos desta geometria, considerando uma análise não-linear física e geométrica, também foi realizada a simulação numérica do perfil

escaneado e comparados os resultados. A descrição das análises realizadas assim como a comparação dos resultados experimentais e numéricos obtidos são apresentados no Capítulo 8. A continuação se descreve o equipamento e metodologia utilizada para realizar o escaneado do elemento de perfil L.

4.8 Digitalização tridimensional a laser

Foi utilizado o scanner tridimensional a Laser, marca Tecnodrill, modelo Digimill 3D, Figura 25, instalado nas dependências do Laboratório de Design e Seleção de Materiais (LdSM) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). O referido equipamento foi desenvolvido em parceria com o LdSM e com a empresa Tecnodrill, de Novo Hamburgo – RS.



Figura 25 – Scanner tridimensional a laser modelo Digimill 3D. Equipamento instalado no LdSM/UFRGS

O Digimill 3D é um equipamento CNC (controlado numericamente por computador), o qual possui dois cabeçotes, um para usinagem e outro para digitalização, ou seja, trata-se de um equipamento híbrido fresadora CNC e scanner tridimensional a Laser. Em seu funcionamento, o Scanner 3D movimenta-se sobre o plano dos eixos X e Y, através do CNC, enquanto o cabeçote Laser vai medindo a altura no eixo Z. Como resultado da varredura são obtidos arquivos de texto com os pontos da superfície do objeto descritos em coordenadas (x, y, z), ou seja, a já definida nuvem de pontos. Pode-se controlar a resolução (espaçamento entre os pontos), a qual é função

da precisão de posicionamento nos eixos CNC, neste caso 0,0015mm (1,5 μ m). Os três eixos da máquina funcionam através de fusos acionados por servomotores, conforme a Figura 26.

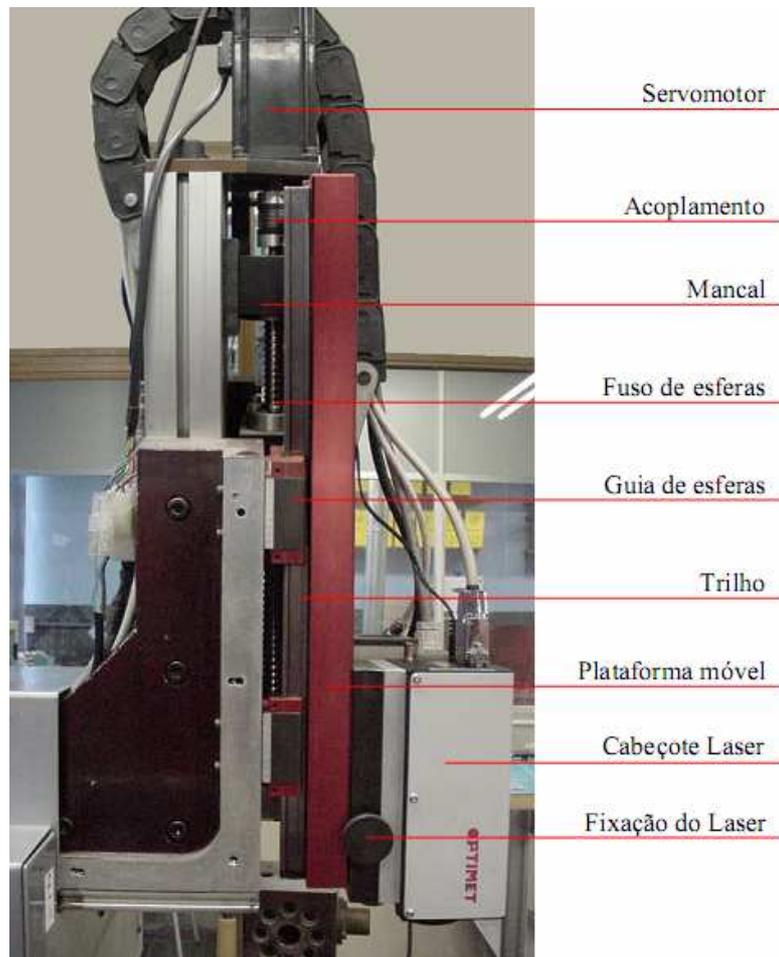


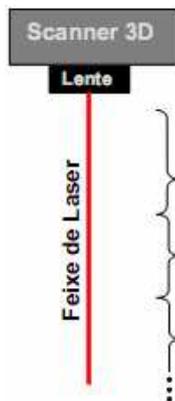
Figura 26 – Funcionamento do eixo Z do equipamento CNC Digimill 3D

O cabeçote laser utilizado tem por característica adquirir até 1000 pontos por segundo, sendo a precisão de sua medida variável conforme a lente utilizada. Também de acordo com a lente selecionada o equipamento pode operar em diferentes faixas de aquisição de dados. Estas faixas são menores à medida que é aumentada a resolução da lente. No LdSM são usadas três lentes (Tabela 1), de 25mm, 75mm e 100mm. Para a maioria das aplicações é utilizada a lente de 100mm, devendo-se isto a sua boa resolução e grande faixa de trabalho, proporcionando uma maior velocidade de digitalização. Nas medições de maior precisão utiliza-se a lente de 25mm, a qual possui precisão máxima de 0,0002mm (0,2 μ m).

A primeira etapa na digitalização de uma peça é a escolha da lente a ser utilizada de acordo com a necessidade. As lentes foram calibradas especificamente para cada cabeçote e os dados de sua calibração ficam armazenados em uma memória dentro do próprio cabeçote sendo acessados pelo *software* de aquisição cada vez que o equipamento é ligado. Uma vez

determinada a lente, esta deve então ser informada ao *software*, através de lista disponível no mesmo.

Tabela 1 – Características das lentes do scanner 3D utilizadas pelo LdSM/UFRGS



Scanner 3D	Lente	25 mm	75 mm	100 mm
	Precisão (μm)	< 3 0,2 (máx.)	< 10 4,36 (máx.)	< 15 5,2 (máx.)
	Faixa não captada 1 (mm)	< 12,656	< 59,558	< 78,051
	Faixa de Operação (mm)	12,656 a 14,496 (1,84)	59,558 a 77,737 (18,179)	78,051 a 113,1 (35,049)
	Faixa não captada 2 (mm)	> 14,496	> 77,737	> 113,1

Para ajustar o cabeçote à faixa de operação, basta posicioná-lo na altura adequada sobre a peça, através do eixo Z. Ainda deve ser escolhida a potência utilizada no laser para leitura, a mesma é dividida em uma escala que varia de 0 a 63 e possui um ajuste fino que tem a mesma variação. Quanto mais escura a superfície (maior absorção) ou mais polida (maior espalhamento) maior tende a ser a potência utilizada. A potência máxima (nível 63) do cabeçote é 1mW. A tela de configuração dos parâmetros do cabeçote laser, Figura 27, apresenta a faixa de operação e a potência escolhida e, com base nestas, retorna a medida e um parâmetro de qualidade do sinal em percentagem. O sistema pode ser configurado para capturar apenas os pontos que possuam qualidade do sinal maior que determinado valor. A Optimet, fabricante do cabeçote, recomenda a utilização do valor de 80% para este parâmetro, no entanto a Tecnodrill, fabricante do Digimill 3D, recomenda a utilização de 65% em seu equipamento e inclusive mantém este valor como padrão no *software* de aquisição.

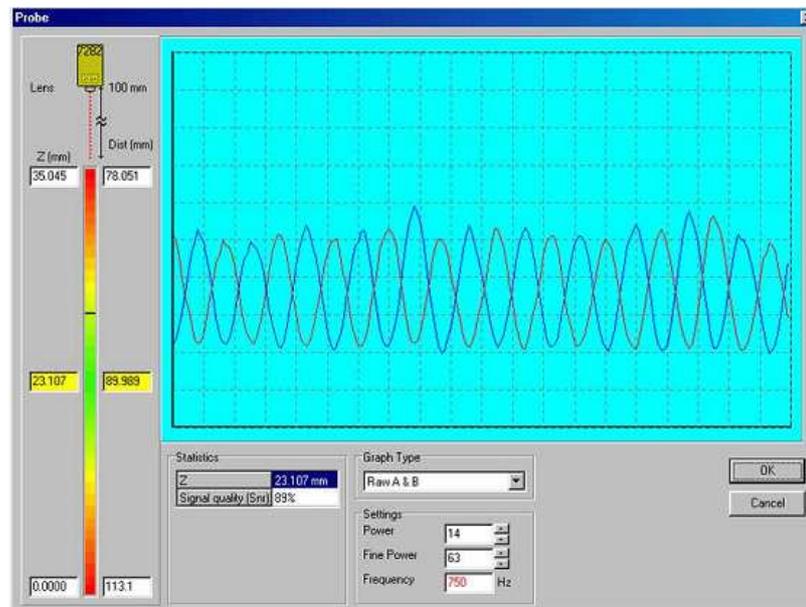


Figura 27 – Tabela de configuração dos parâmetros do cabeçote laser

Depois de configurados os parâmetros do cabeçote laser, devem ser configurados os parâmetros do processo, Figura 28. O equipamento opera realizando uma varredura em uma área retangular definida por dois pontos. Para definir esta área, posiciona-se o escaner em cada ponto desejado e clica-se em “selecionar”. Nesta etapa devem ser definidos a direção de digitalização (x ou y) e o espaçamento entre os pontos e entre as linhas (resolução). Por exemplo, se escolhida a direção de x, o espaçamento entre pontos corresponderá ao espaçamento das coordenadas x e o espaçamento entre linhas corresponderá ao espaçamento entre as coordenadas y. Uma vez que o cabeçote permite adquirir até 1000 pontos por segundo, o sistema ajusta automaticamente a velocidade de varredura de acordo com a resolução selecionada. O ajuste é realizado tomando como base o valor de 850 pontos por segundo, a fim de minimizar erros devido à velocidade de comunicação com o computador. Se houver necessidade, a velocidade de varredura ainda pode ser diminuída e, neste caso, a taxa de aquisição será menor do que os 850 pontos por segundo. Por fim seleciona-se o nome e o local para salvar o arquivo e inicia-se o procedimento de digitalização. A Figura 28 apresenta a tela de configuração dos parâmetros do processo de digitalização, onde se pode observar o valor padrão de qualidade do sinal em 65%.

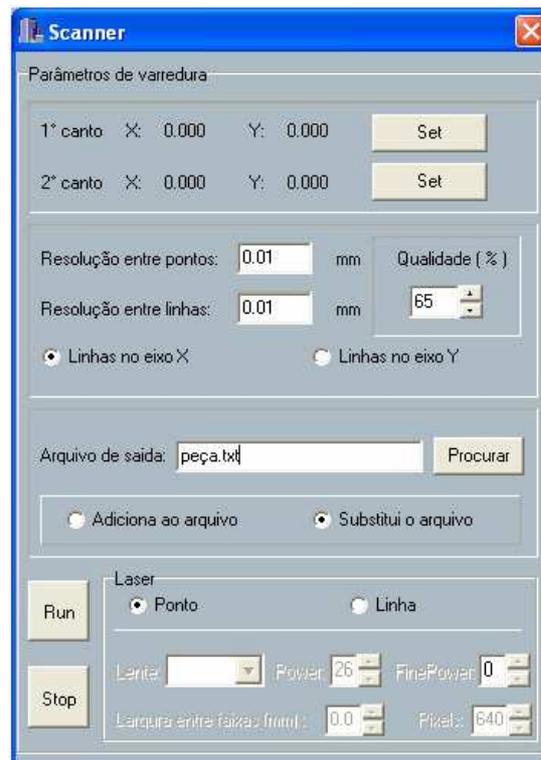


Figura 28 – Tela de configuração dos parâmetros do processo de digitalização

4.8.1 Procedimento do escaneamento da barra

A peça a ser escaneada é um perfil de abas iguais com dimensões de 25,4mm x 25,4mm x 3,175mm x 500mm este perfil tem as mesmas características que um elemento utilizado na torre. A cantoneira foi apoiada na mesa do escaner, também se teve o cuidado de recobrir a cantoneira com um revelador de líquido penetrante, para garantir que a superfície varrida pelo laser ficasse mais opaca e clara possível isto serviu para diminuir ao máximo a absorção da luz incidida sobre o objeto, Figura 29.

A varredura a laser da superfície da cantoneira laminada foi feita com uma resolução de 1 ponto a cada 1mm nas direções X, Y e Z. Como o cabeçote a laser fica posicionado na parte superior da máquina e o mesmo não possui rotação, foi necessário fazer a varredura de uma região da superfície após isso rotacionar a peça para conseguir fazer uma nova leitura de outra vista da região, isso também foi feito devido ao tamanho da peça e a complexidade existente nos cantos da cantoneira, para que fosse possível a montagem da nuvem de pontos foi necessário usar pontos de referencia na peça, que são pequenas esferas fixadas na mesma, essas esferas auxiliam na identificação das áreas em comum entre as nuvens, Figura 30.



Figura 29 – Escaner fazendo leitura da superfície da cantoneira

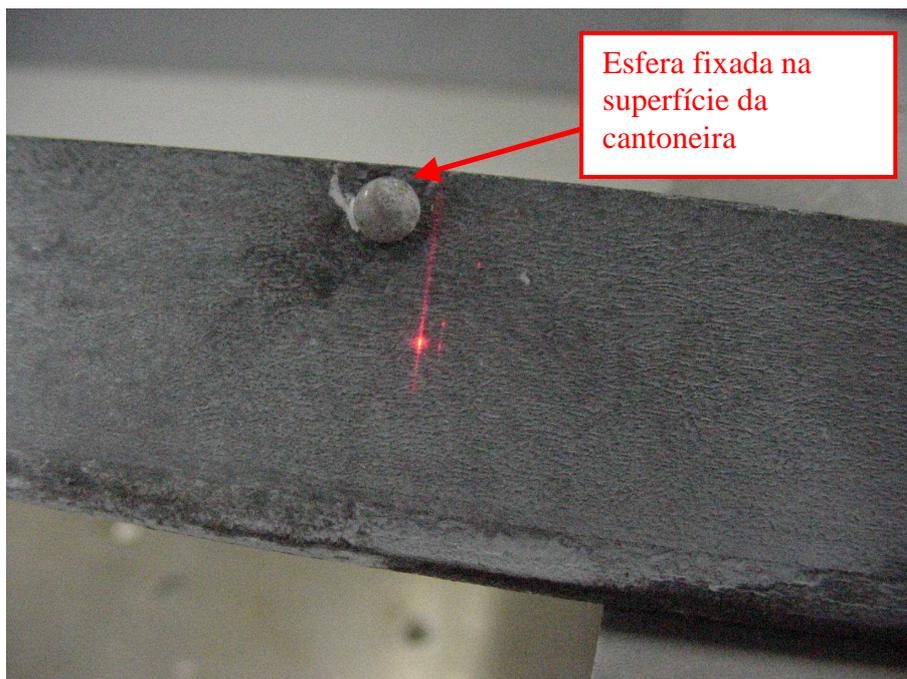


Figura 30 – A esfera fixada na superfície da cantoneira serviu como ponto de referência durante o tratamento da nuvem de pontos

Após escaneadas e somadas as áreas e feita a aquisição das nuvens de pontos, iniciou-se um tratamento dessas informações com *software* de CAD, onde foram feitas filtragens na nuvem de pontos para diminuir os pontos menos significativos. Essa filtragem mantém os pontos mais importantes que servem para representar a superfície da peça e conseqüentemente deixar o

arquivo mais fácil de manipulá-lo, Figura 31, com a nuvem de pontos pronta foi gerada a malha tridimensional na superfície da peça.

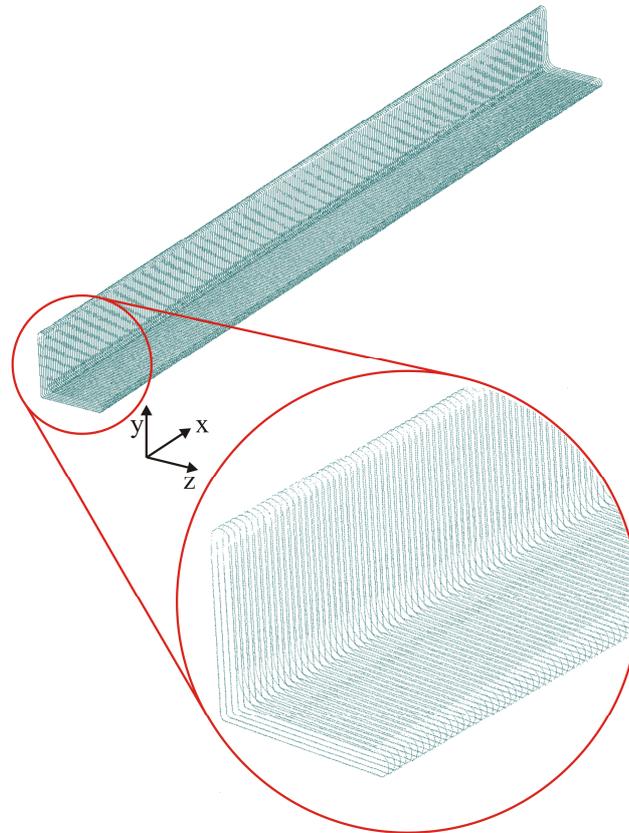


Figura 31 – Nuvem de pontos da cantoneira escaneada

Para gerar as superfícies da cantoneira foi necessário usar um *software* que fosse compatível com a extensão STL (Estereolitografia) e que disponibilizasse informações sobre a geometria da cantoneira escaneada, para isso foi usado o SolidWorks. Após geradas as superfícies da cantoneira começou o trabalho de identificação das propriedades geométricas ao longo da seção transversal da mesma. Para isso a peça foi seccionada em 30 planos ao longo do eixo longitudinal da cantoneira. Em cada plano foram identificados três pontos de referência, Ponto 1, Ponto 2 e Ponto 3 coincidentes com os planos médios da peça. O Ponto 1 e o Ponto 3 variavam em relação aos eixos Y e Z, o Ponto 2 não tem variação em relação aos eixos, pois este ponto é uma resultante dos outros dois pontos (Ponto 1 e Ponto 3). Esses pontos serviram para determinar as propriedades geométricas de cada seção, como por exemplo, angulação entre as abas e diferença entre os centros de gravidade de cada seção, Figura 32.

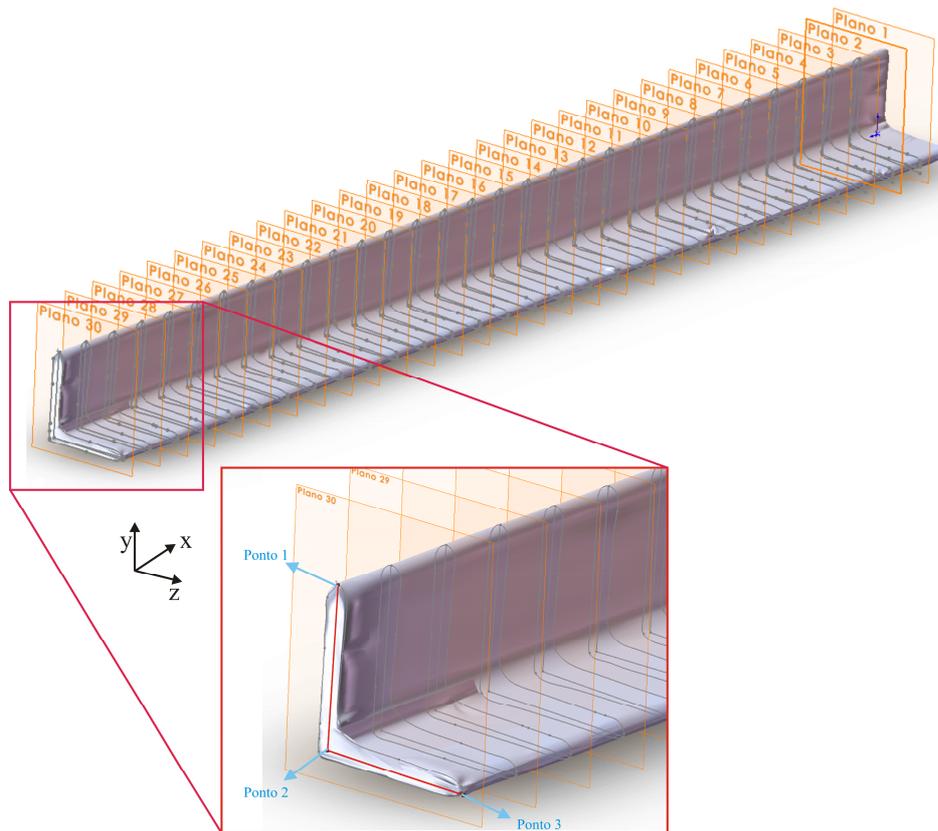


Figura 32 – Planos geométricos da superfície da cantoneira escaneada

Determinadas essas coordenadas das seções transversais, as mesmas serviram para modelar em elementos finitos a cantoneira que foi escaneada. Isso será visto com mais detalhes no Capítulo 8.

4.9 Descrição dos acelerômetros utilizados para determinação das frequências da torre

Para determinação dos modos, frequências e razão de amortecimento a partir de ensaios experimentais na torre meteorológica localizada na Universidade de Passo Fundo, objeto de vários dos estudos aqui realizados, foram usados quatro acelerômetros capacitivos axiais modelo 3701D1FA3G da marca PCB Piezotronics, Figura 33, estes acelerômetros foram instalados em quatro níveis diferentes de altura ao longo do comprimento da torre.



Figura 33 – Acelerômetro usado no experimento

A instalação dos acelerômetros ocorreu após o desenvolvimento de um modelo numérico com o qual se fez uma análise modal, identificando as regiões da estrutura onde ocorriam maiores deslocamentos, sendo que nestas regiões foram instalados os acelerômetros.

A alimentação usada nos acelerômetros foi uma fonte de corrente contínua de 5V, onde foram ligados os acelerômetros, a ligação da fonte até os acelerômetros foi feita por cabo monofásico com ligação em paralelo. Os acelerômetros foram posicionados na torre a 13m, 19m, 25m e 31m de altura e fixados na mesma através de parafusos. A leitura do sinal enviado pelos acelerômetros foi feita por meio de um osciloscópio modelo HP 54601B, este modelo de osciloscópio tem a característica de poder ser conectado através de uma interface em um computador e enviar os dados adquiridos do osciloscópio para o computador através de arquivos no formato de texto, Figura 34.



Figura 34 – Osciloscópio usado para captar os sinais dos acelerômetros

A ligação dos acelerômetros até o osciloscópio foi feita por meio de cabo coaxial 10BASE2 com impedância de 50 ohms, sendo que entre o osciloscópio e os acelerômetros foi instalada uma caixa de distribuição com o propósito de facilitar a manutenção dos equipamentos. Para a conexão dos cabos na caixa de distribuição e conexão ao osciloscópio foram usados conectores do tipo BNC, Figura 35.

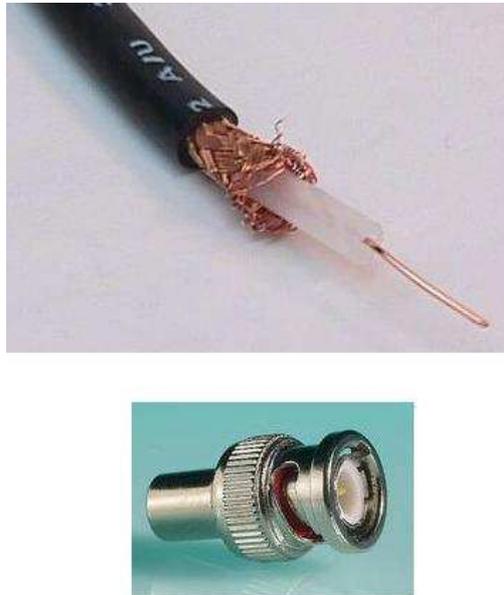


Figura 35 – Cabo Coaxial 10Base2 e conector tipo BNC

Para o tratamento dos sinais enviados pelos acelerômetros foi usado um filtro passa baixa de 15Hz, esse filtro foi desenvolvido com uso do Matlab. Após a filtragem dos sinais foram determinadas as razões de amortecimento e as transformadas de Fourier.

Para excitar os acelerômetros foram dados impulsos “pancadas” nos estais localizados mais próximos dos acelerômetros instalados, com estas pancadas os estais vibravam de forma livre e transmitiam essa vibração para a estrutura da torre, fazendo com que ela vibrasse também de forma livre. Essa vibração livre era captada pelos acelerômetros e o sinal era reenviado para o osciloscópio onde o mesmo captava essas informações e as transmitia para o computador armazená-las. Este trabalho referente à aquisição das frequências naturais da torre estaiada foi realizado por [PUGLIA, V. B. e PALUCH, M. J., 2005], os resultados são apresentados na seção 5.7 deste trabalho.

4.10 Descrição dos anemômetros utilizados para aquisição dos registros da velocidade do vento

O registro de vento foi adquirido por meio de três anemômetros posicionados na torre a 20m, 30m e 40m de altura e um sensor de direção do vento posicionado a 40m de altura. O sinal

enviado pelos sensores vai para um condicionador de sinal e em seguida para o computador. A taxa de aquisição do sinal é de 32Hz, ou seja, são feitas 32 leituras do vento a cada segundo. Esse sinal após armazenado num computador é feito uma média aritmética dos 32 registros por segundo para 1 registro por segundo. Em seguida esse sinal é transformado de Volts para velocidade [m/s]. O cálculo da média e da transformação do sinal de Volts para velocidade é feito através de rotinas desenvolvidas em Matlab.

5 DESCRIÇÃO DA TORRE E DOS MODELOS NUMÉRICOS IMPLEMENTADOS

5.1 Breve histórico do Laboratório Anemométrico

A iniciativa da construção da torre para medição de ventos é devida a vários professores do departamento de Engenharia Mecânica da Universidade de Passo Fundo, UPF. O Prof. M.Sc. Adans Marroquim, Prof. M.Sc. Moacyr Fauth e pelo Prof. Carasek, este atualmente aposentado. O Prof. Carasek tinha obtido da CEEE alguns segmentos de torre que deviam ser avaliados, recalculados.

Estes primeiros cálculos foram feitos pelo Prof. Dr. Zacarias Chamberlain do departamento da Engenharia Civil da UPF, depois confirmados pelo Prof. Dr. Ignacio Iturrioz. A torre foi erguida e alguns anemômetros foram colocados nela. Porém somente com a vinda do Prof. Dr. Mario Paluch, é que o interesse voltou-se para a Engenharia de Ventos, e com o apoio do Prof. Ph.D. Acir Mércio Loredou-Souza do departamento de Engenharia Civil da UFRGS foram colocados melhores sensores e sistemas de aquisição de dados a 10, 20, 30 e 40 metros de altura.

O Prof. Dr. Paluch lutou até o último dia de sua vida pela manutenção do chamado Laboratório Anemométrico da Universidade de Passo Fundo. Nestes últimos seis anos (2003, 2004, 2005, 2006, 2007 e 2008) foram colhidos dados de várias tormentas e de velocidade média, direção, entre outros graças aos investimentos da bolsa recém-doutor do Prof. Dr. Paluch.

A torre de medição de ventos foi uma construção coletiva, porém devemos destacar aqueles que se envolveram mais diretamente com elas, citados acima, e sem esquecer todos aqueles bolsistas das engenharias civil, mecânica e elétrica, que ajudaram a fazê-la funcionar e manter os sistemas de aquisição funcionando.

5.2 Modelo físico da torre estudada

A estrutura analisada é uma torre estaiada localizada na Universidade de Passo Fundo, Rio Grande do Sul. Esta torre pertence ao laboratório anemométrico da Universidade e tem como função coletar registros meteorológicos como velocidade do vento, temperatura, irradiação solar, pressão atmosférica, umidade do ar, os anemômetros estão colocados em três níveis de altura na estrutura da torre, 20m, 30m e 40m, respectivamente, Figura 36.

A torre é um pórtico espacial composto por 12 segmentos de 3m e um segmento de 4m totalizando 40m de altura. A estrutura é amarrada por cabos pré-tensionados do tipo trançado

com 7 fios e diâmetro nominal de $\text{Ø}1/4''$, dispostos em seis níveis de altura, sendo que estes são presos na estrutura por meio de olhais, Figura 37, e fixados ao solo através de chumbadores, Figura 38, assim como a base da estrutura da torre é fixada por quatro chumbadores, Figura 39.

Os módulos são compostos por cantoneiras de abas iguais e barras redondas de aço laminado SAE 1020, sendo que os segmentos são fixados entre si com parafusos M6x18, Figura 40. Cada segmento, por sua vez, é dividido em seções de 500mm de altura e seção transversal triangular equilátera de 0,3m de lado, Figura 41. Na Figura 42 é mostrada em detalhe a estrutura da torre.

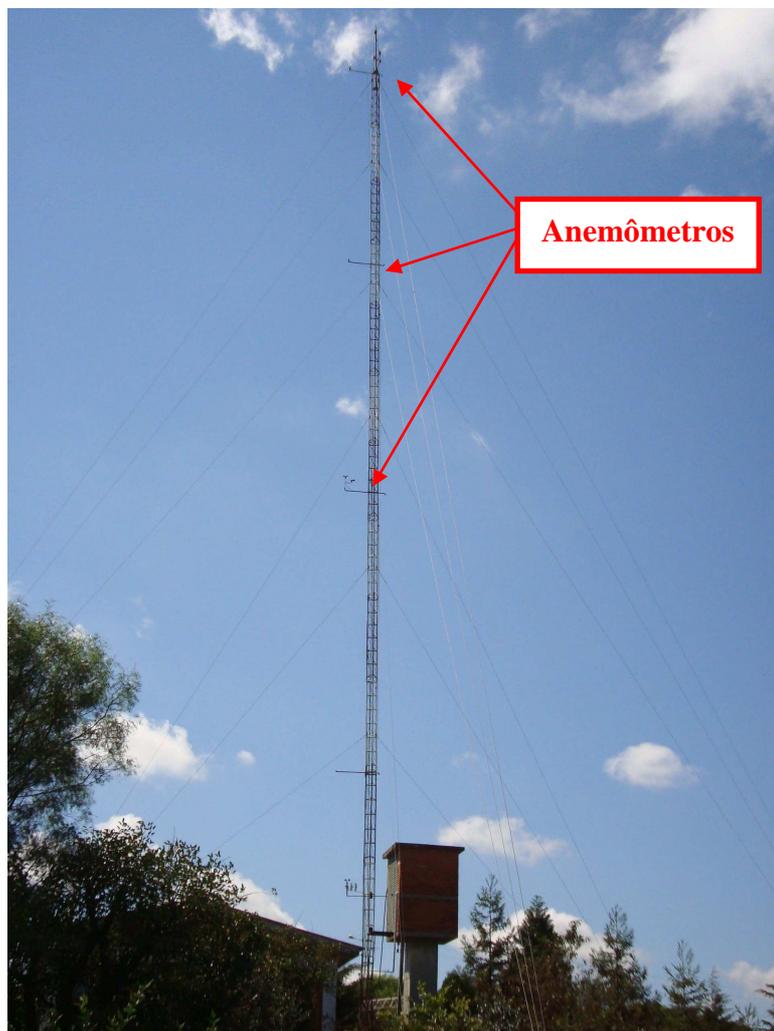


Figura 36 – Visão geral da torre e disposição dos anemômetros ao longo da estrutura

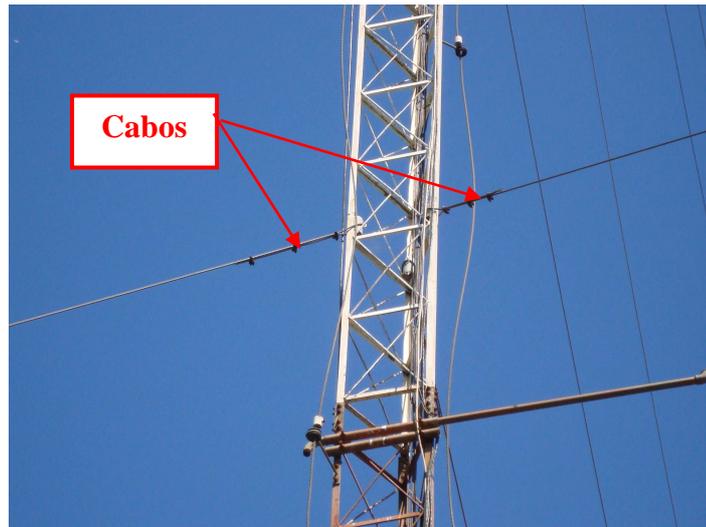


Figura 37 – Fixação dos cabos na estrutura da torre



Figura 38 – Chumbadores responsáveis pela fixação dos cabos



Figura 39 – Fixação da base da estrutura da torre

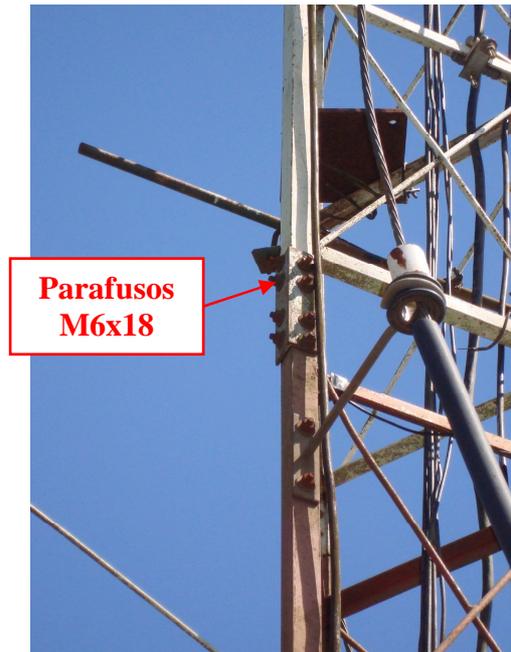


Figura 40 – Fixação entre segmentos da estrutura

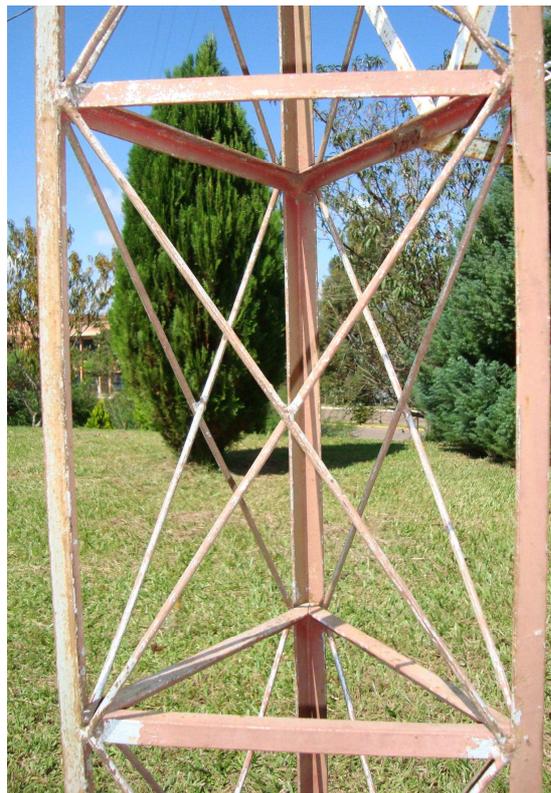


Figura 41 – Módulo da estrutura

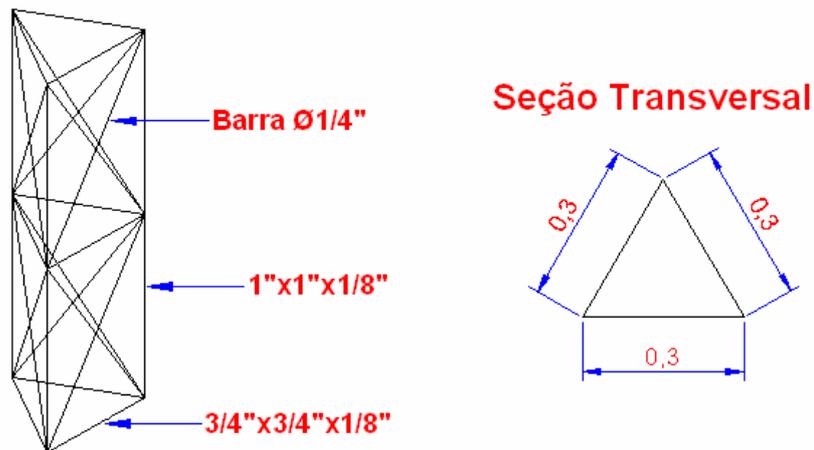


Figura 42: Representação geométrica da estrutura

5.3 Perfis de aço laminado

No trabalho estudado são apresentados três tipos de perfil de aço laminado, que são responsáveis por dar forma geométrica e resistência à estrutura da torre estudada, dois tipos são cantoneiras laminadas sendo que uma delas possui dimensões de 19,05mm x 19,05mm x 3,175mm a outra cantoneira possui dimensão de 25,4mm x 25,4mm x 3,175mm. O terceiro perfil laminado tem seção transversal circular com diâmetro de $\frac{3}{4}$ ". As propriedades mecânicas consideradas para estes perfis, são mostradas na Tabela 2, os valores apresentados foram definidos com bases em tabelas de perfis comercializados.

Tabela 2 – Propriedades mecânicas dos perfis laminados

Propriedades mecânicas	
Densidade $[Kg/m^3]$	7850
Coefficiente de Poisson	0,3
Módulo de Elasticidade $[GPa]$	210
Módulo de cisalhamento $[GPa]$	80

5.4 Estudos realizados

A continuação se descrevem os estudos realizados sobre as ações de vento e comportamento da torre antes descrita.

5.4.1 Determinação das componentes flutuantes para a tormenta EPS

Para determinação da componente flutuante, apresentada pela equação (21), foi determinado primeiramente um espectro de potência de Davenport utilizando a equação (19), onde condições iniciais para determinação do gráfico, u_0^* foi definida pela equação (13), sendo que os parâmetros de rugosidade adotados foram estipulados com base nas tabelas apresentadas por [BLESSMANN, 1995]. A velocidade média a 10m de altura $\bar{V}(10)$, foi definida como a média do histórico do registro anemométrico da tormenta EPS, a faixa de frequência (f) utilizada variando de 0,001 até 30Hz com um valor de $L = 1200\text{m}$, a Figura 43 mostra o gráfico do espectro de potência de Davenport, os cálculos para determinação do espectro de potência foram feitos em Matlab.

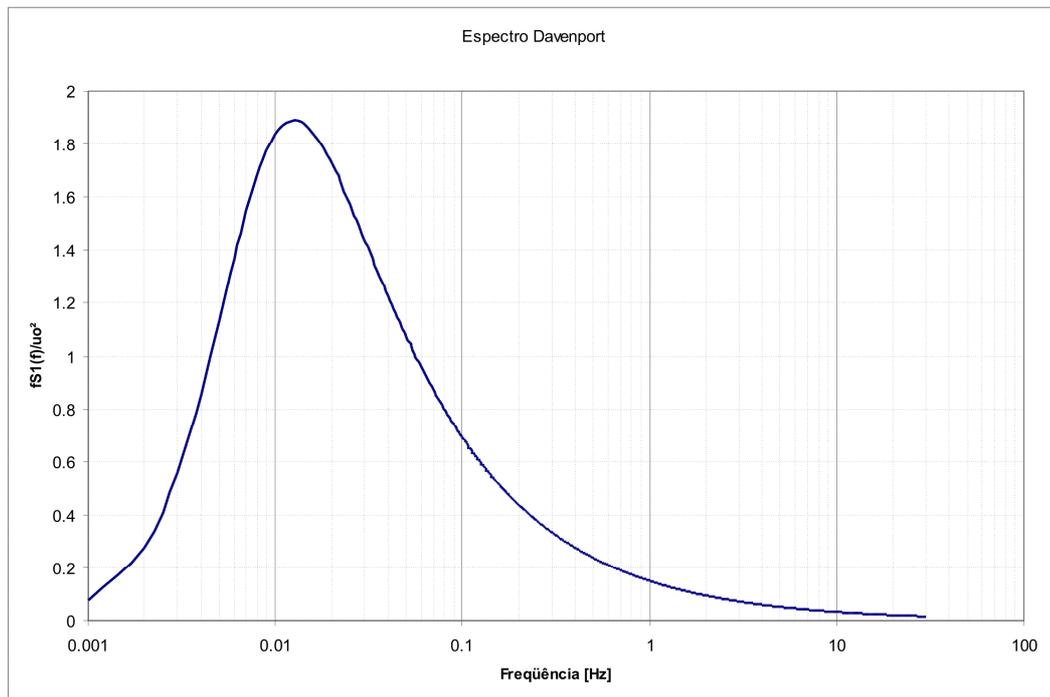


Figura 43 – Espectro de Davenport válido para o domínio da frequência variando de 0,001Hz até 30Hz

5.4.2 Determinação da velocidade do vento

Para determinar um histórico de vento foi usado um registro anemométrico proveniente de uma tormenta do tipo EPS. Esse registro foi obtido durante uma tempestade que ocorreu na

região de Passo Fundo no dia 09 de Novembro de 2007, durante essa tempestade a torre de televisão também pertencente a Universidade de Passo Fundo entrou em colapso. Devido a este fato foi usado este registro anemométrico obtido durante a tempestade, para obter a resposta da torre estudada. A taxa de aquisição destes registros era muito baixa, em torno de um dado por segundo e isso faz com que as flutuações de velocidade de vento não sejam expressivas. Para contornar este problema foi criada de forma teórica uma componente flutuante, esta componente flutuante foi somada ao registro anemométrico. A taxa de pontos por segundo da componente flutuante foi definida como 30 pontos por segundo. Para determinar a componente flutuante foi usada a equação (21). O espectro de potência utilizado na equação (21) foi o espectro de Davenport definido pela equação (19), a faixa de frequência utilizada para gerar as componentes flutuantes para o registro – tormenta EPS, variava de 1 até 30Hz, isto pode ser visto em detalhe na Figura 44.

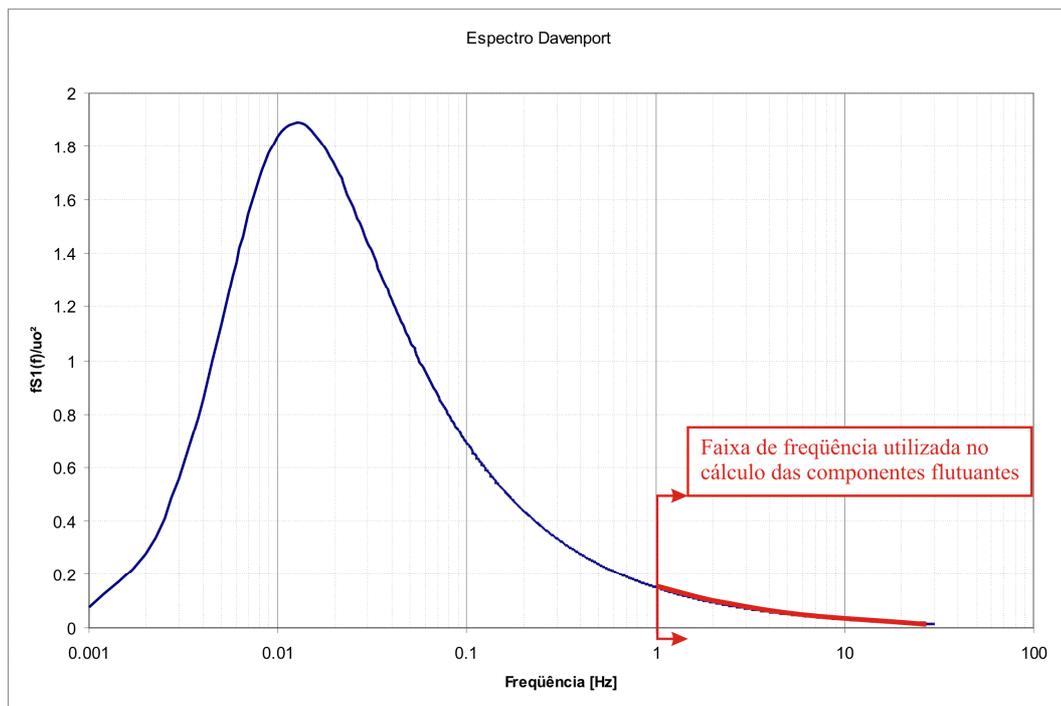
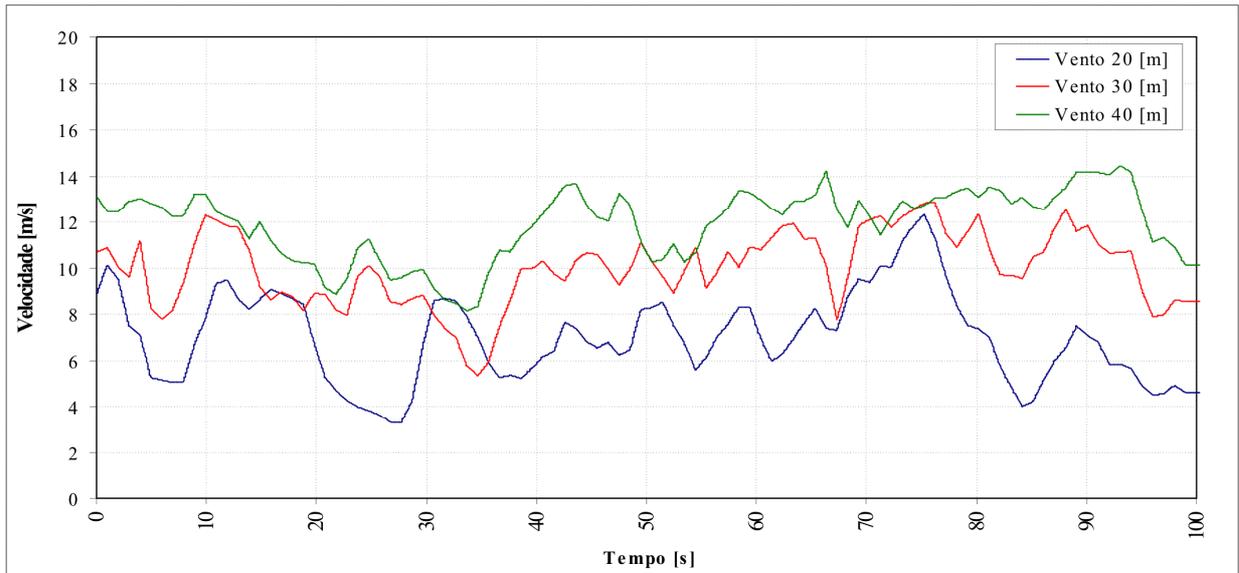
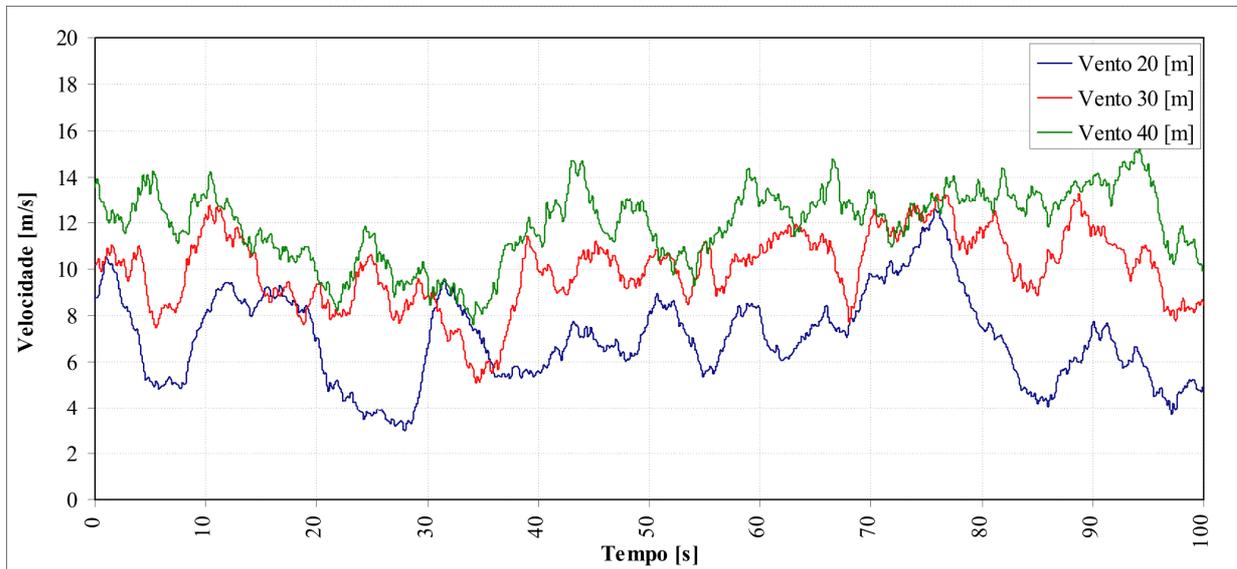


Figura 44 – Espectro de Davenport gerado para a componente flutuante utilizada na tormenta EPS, faixa de frequência utilizada de 1 à 30Hz

A Figura 45 a) mostra uma tormenta do tipo EPS, onde é mostrada a componente da velocidade do vento proveniente do registro anemométrico e a Figura 45 b) apresenta o registro de vento da tormenta EPS com a adição da componente flutuante gerada a partir do espectro de Davenport.



a)



b)

Figura 45 – a) Velocidade do vento de um trecho da tormenta do tipo EPS proveniente do registro anemométrico, b) Registro de vento da tormenta EPS com a adição da componente flutuante.

Na Figura 46 é mostrado uma FFT da combinação do registro anemométrico com a adição das componentes flutuantes geradas em função do espectro de Davenport.

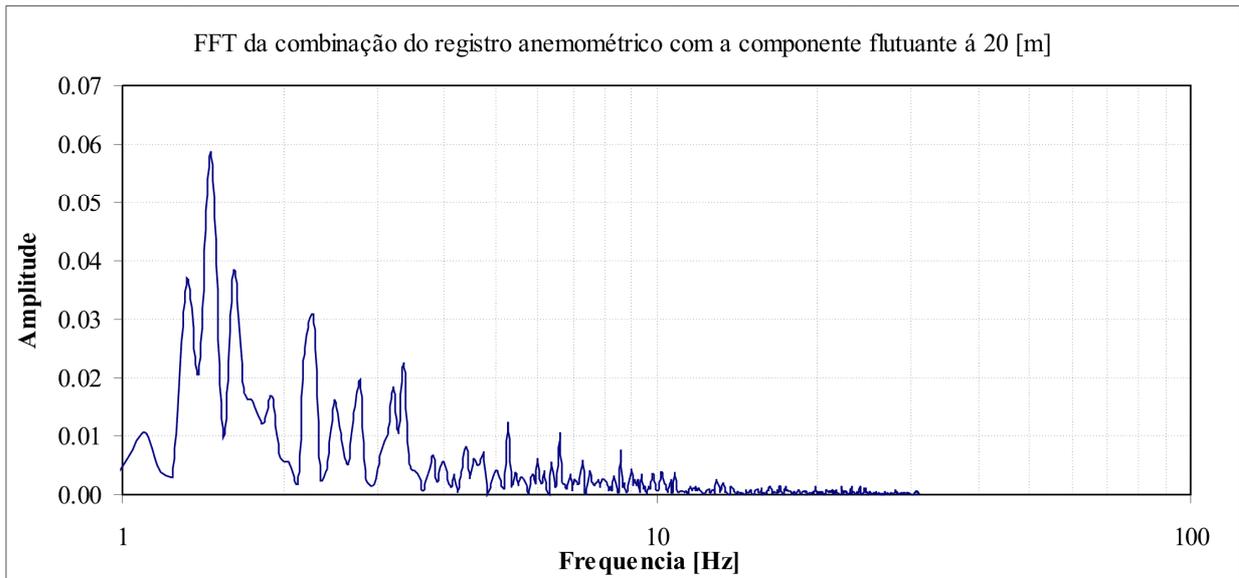


Figura 46 – FFT do registro anemométrico juntamente com a componente flutuante.

Neste trabalho a velocidade média foi substituída por um registro de velocidade de vento com uma taxa de um ponto por segundo onde cada valor de velocidade corresponde a uma média durante o intervalo de um segundo. A velocidade flutuante foi adicionada em função das velocidades referentes ao registro. O período de simulação do vento da componente referente à velocidade flutuante do vento para uma tormenta EPS ocorreu durante o intervalo de 100s.

5.4.3 Aplicação do carregamento na estrutura

Utilizando o histórico de vento da tormenta EPS, onde a mesma já está adicionada sua componente flutuante, pode-se determinar as pressões dinâmicas e conseqüentemente definir as forças que atuam ao longo da estrutura. Para definir essas forças é necessário determinar alguns coeficientes. Como coeficiente de arrasto C_a para estrutura estudada é definido o valor 2,4 e a área de sombra A_e foi definida em $0,2266\text{m}^2$. Aplicando a equação (22) em função dos registros de velocidade são obtidas as pressão dinâmica referente à tormenta utilizada. Definidas as pressões dinâmicas pode-se utilizar a equação (23) para determinar as forças atuantes nos nós dos elementos da estrutura, a Figura 47 mostra um gráfico com as forças discretizadas no domínio do tempo para a tormenta EPS.

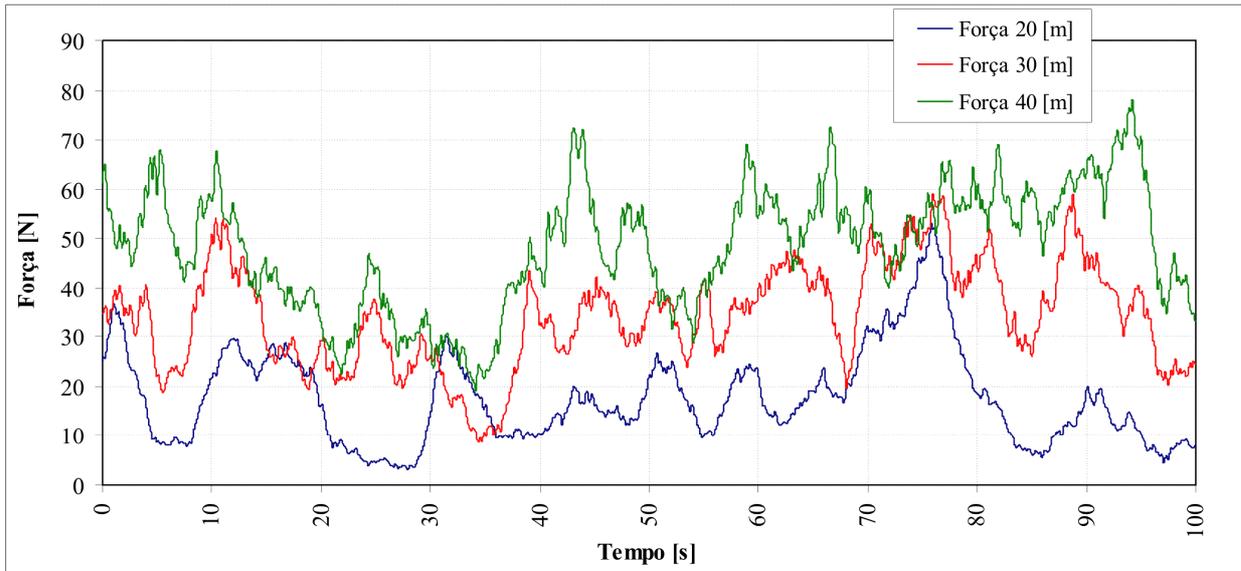


Figura 47 – Histórico de força de uma tormenta EPS

5.4.4 Determinação da rigidez equivalente da torre

Para realizar um modelo numérico de viga equivalente da torre foi necessário determinar algumas condições de equivalência entre o modelo numérico com estrutura treliçada e este modelo numérico equivalente onde o mastro da torre é modelado como uma viga equivalente. Estas condições de equivalência são definidas pela rigidez à flexão e torção da estrutura e pelo fator de forma.

Para conseguir esta equivalência foi considerado um conjunto com seis módulos de estrutura real da torre com o objetivo de determinar as propriedades equivalentes da viga. Nesse conjunto de seis módulos que possuem 3[m] de altura foram consideradas as mesmas propriedades geométricas existentes na estrutura da torre real. A rigidez à flexão foi determinada impondo uma força unitária no C.G. da seção transversal localizado no topo do módulo. A vinculação do conjunto foi definida com restrições aos deslocamentos e rotação em todas as direções, esta vinculação foi definida na base do conjunto. Para garantir que a força unitária aplicada na estrutura fosse uniformemente distribuída pela estrutura e para garantir que houvesse somente esforço por flexão foi definida no topo da estrutura uma superfície em casca com rigidez infinita. E no centróide dessa superfície que tem a forma de um triângulo equilátero foi aplicada uma força unitária em uma direção e posteriormente foi obtida a resposta da estrutura em termos de deslocamento. Detalhes do explicado podem ser apreciados na Figura 48.

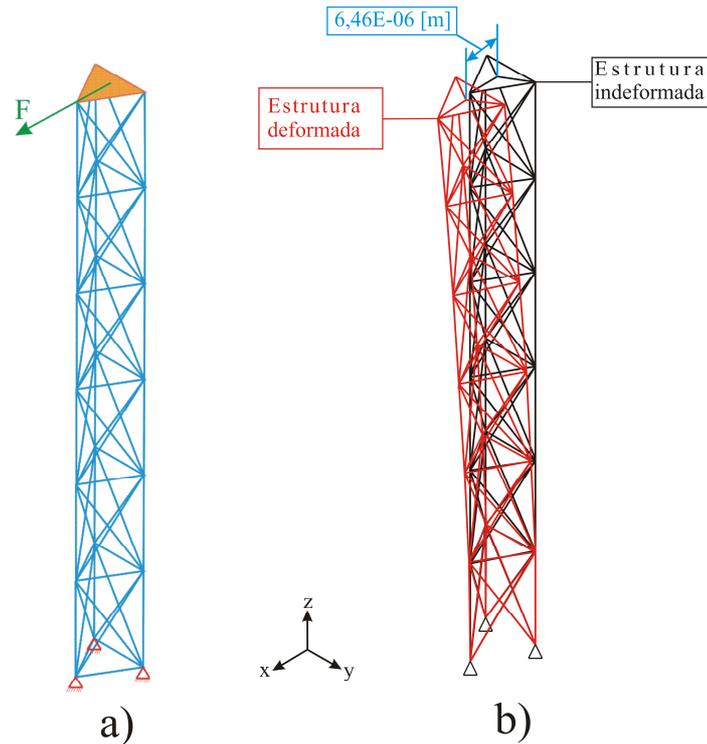


Figura 48 – a) Aplicação da força unitária no conjunto de módulos da estrutura; b) Visualização da deformada e do deslocamento obtido após aplicação da carga.

O valor do deslocamento obtido foi de $6,46 \times 10^{-6} m$, considerando análise linear pode-se dizer que a rigidez é definida pela equação(71).

$$k = \frac{F}{d} \quad (71)$$

Onde, F é a força unitária aplicada no centróide da superfície localizada no topo da estrutura, d é o deslocamento da estrutura e k é a rigidez da estrutura.

Substituindo o valor F por um valor unitário, na equação (71).

$$k = \frac{1}{d} \quad (72)$$

Fazendo uma analogia com a teoria de vigas onde a rigidez que estaria sendo ativada neste caso seria a expressa pela equação (73) e considerando que o módulo equivalente da torre pode ser comparado com uma viga em balanço, então se pode chegar à igualdade na equação (74).

$$k = \frac{3EI}{l^3} \quad (73)$$

$$k = \frac{1}{d} = \frac{3EI}{l^3} \quad (74)$$

Com o resultado obtido do deslocamento produzido pela flexão de uma força unitária e conhecendo os valores da altura do conjunto e o módulo de elasticidade E, pode-se determinar então o momento de inércia equivalente da estrutura da torre definido pela equação (75).

$$I = \frac{l^3}{3dE} = 6,6342 \times 10^{-6} m^4 \quad (75)$$

Onde, d é o deslocamento produzido por uma força unitária, E é o módulo de elasticidade estipulado em 210GPa, l comprimento do conjunto de seis módulos da estrutura definido igual a 3m e I momento de inércia à flexão da estrutura.

Para determinação do fator de forma foi calculada a rotação γ ao redor do eixo y frente à ação de uma carga unitária horizontal sobre o conjunto dos 6 módulos. O valor da rotação obtida foi de $\gamma = 0,3 \times 10^{-5} rad$, detalhes do explicado podem ser observados na Figura 49. Utilizando a equação (76), onde γ é a rotação entorno do eixo y , G é o módulo de elasticidade torcional, definido em 80 GPa e A é a menor área da seção transversal da estrutura, cujo valor é $4,536 \times 10^{-4} m^2$.

$$\gamma = \frac{\kappa}{GA} \quad (76)$$

Isolando o fator de forma κ e substituindo os valores já conhecidos na equação (76), chega-se à seguinte expressão (77).

$$\kappa = \gamma \cdot G \cdot A = 0,3 \times 10^{-5} \cdot 80 \cdot 4,535 \times 10^{-4} \quad (77)$$

$$\kappa = 108,56 \quad (78)$$

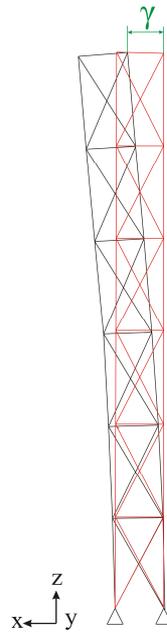


Figura 49 – Rotação em relação ao eixo y, produzida na estrutura por uma força unitária

Para achar a rigidez equivalente torcional se procede em forma similar aplicando agora um momento unitário torcional no centróide do conjunto de 6 módulos como se indica na Figura 50, esta condição foi útil para analisar a rigidez à torção e conseqüentemente determinar o momento de inércia polar da estrutura usando a equação de rigidez à torção em sistemas contínuos, equação (79).

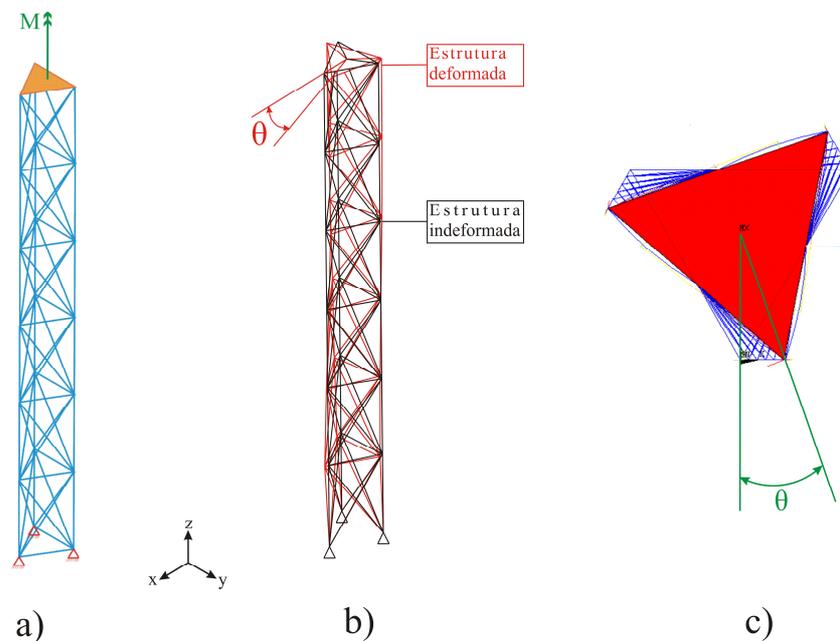


Figura 50 – Aplicação do momento unitário no conjunto de módulos; b) Vista isométrica, visualização do giro unitário do conjunto; c) Vista superior do conjunto de módulos e indicação do giro de estrutura deformada.

$$k = \frac{I_p G}{l} \quad (79)$$

Onde, k é a rigidez torcional, I_p é o momento de inércia polar e G é o módulo de elasticidade torcional.

Considerando k linear e elástico pode-se defini-lo pela equação (80), igualando as equações (79) com a (80) e considerando um momento unitário chega-se à equação (81).

$$k = \frac{M}{\theta} \quad (80)$$

$$\frac{1}{\theta} = \frac{I_p G}{l} \quad (81)$$

Através da análise em elementos finitos da estrutura treliçada obtêm-se as rotações θ nos nós do topo da estrutura, sendo que o valor encontrado foi de $\theta = 0,4 \times 10^{-3}$. Conhecendo os valores de $G = 80 \text{ GPa}$ e $l = 3 \text{ m}$, obtêm-se os resultados do momento de inércia polar da estrutura I_p , equação (82).

$$I_p = \frac{l}{\theta G} = 2,4364 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \quad (82)$$

5.4.5 Modelagem dos cabos

Neste trabalho foram adotadas duas representações dos cabos, uma considerando os cabos como elementos de mola, e outra representação usada foi modelar os cabos com elementos que só trabalham quando solicitados à tração.

Estas duas configurações que serão descritas neste capítulo serviram para o modelo equivalente e para o modelo completo. A área transversal considerada para os cabos foi de $3,2 \times 10^{-5} \text{ m}^2$, em relação às constantes dos elementos a deformação inicial foi definida com sendo 10% da tensão de ruptura (Tr) do cabo, onde o valor da Tr é de 13500N.

Os elementos que modelam os cabos foram discretizados em elementos de 0,4m de comprimento. O módulo de elasticidade usado nos cabos foi de 108GPa, coeficiente de Poisson de 0,27 e densidade de 5685kg/m³, sendo que as propriedades mecânicas dos cabos foram obtidos de manuais técnicos, [CIMAF, Companhia industrial e mercantil de artefatos de ferro, 1995].

Para representação dos cabos como mola foi considerada a rigidez equivalente dos cabos, desprezando o seu amortecimento. A rigidez foi determinada através da expressão (83), onde o módulo de elasticidade e a área transversal foram determinados através de manuais técnicos para cabos. A posição das molas ao longo da estrutura pode ser visualizada nas Figura 54 e Figura 56. A Tabela 3 lista estes valores e a Figura 51 mostra a posição dos cabos na torre.

$$k = \frac{EA}{L} \quad (83)$$

Tabela 3 – Rigidez das molas em relação aos cabos

Estal (Figura 51)	a	b	c	d	e	f
k [N/m]	$0,85 \times 10^5$	1×10^5	$1,20 \times 10^5$	$1,62 \times 10^5$	$1,98 \times 10^5$	$2,59 \times 10^5$

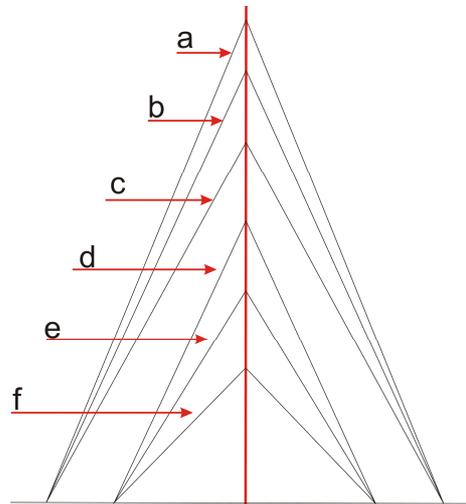


Figura 51 – Distribuição dos cabos de sustentação na torre

É importante ressaltar aqui que os valores apresentados neste tópico, inclusive os da Tabela 3, já estão calibrados e que a metodologia para a sua determinação será apresentada no tópico correspondente.

5.5 Descrição dos modelos numéricos implementados

Foram confeccionados quatro modelos numéricos, dois representando a torre completa com todas as suas características geométricas, porém um usando elementos de molas e outro usando elementos de cabo para representar os estais, estes modelos serão chamados de Modelo Completo com Molas (MCM) e Modelo Completo com Cabos (MCC). Outros dois modelos utilizados foram modelados utilizando as propriedades equivalentes a uma viga da treliça da torre chamado no texto de modelo equivalente neste modelo equivalente os estais também foram representados como elementos de mola e elementos de cabo, estes modelos serão chamados de

Modelo Equivalente com Molas (MEM) e Modelo Equivalente com Cabos (MEC). Ambos foram representados, no espaço tridimensional, com material constitutivo isotrópico e linear. Características de ambos os modelos são apresentadas a seguir.

5.5.1 Descrição do modelo completo (MC)

5.5.1.1 Geometria

Foi representado em elementos finitos um pórtico espacial com as mesmas características geométricas do modelo real da torre. Foi levada em consideração a orientação das seções transversais das cantoneiras, assim como sua geometria. Na Figura 52 pode ser vista a disposição dos elementos e suas medidas.

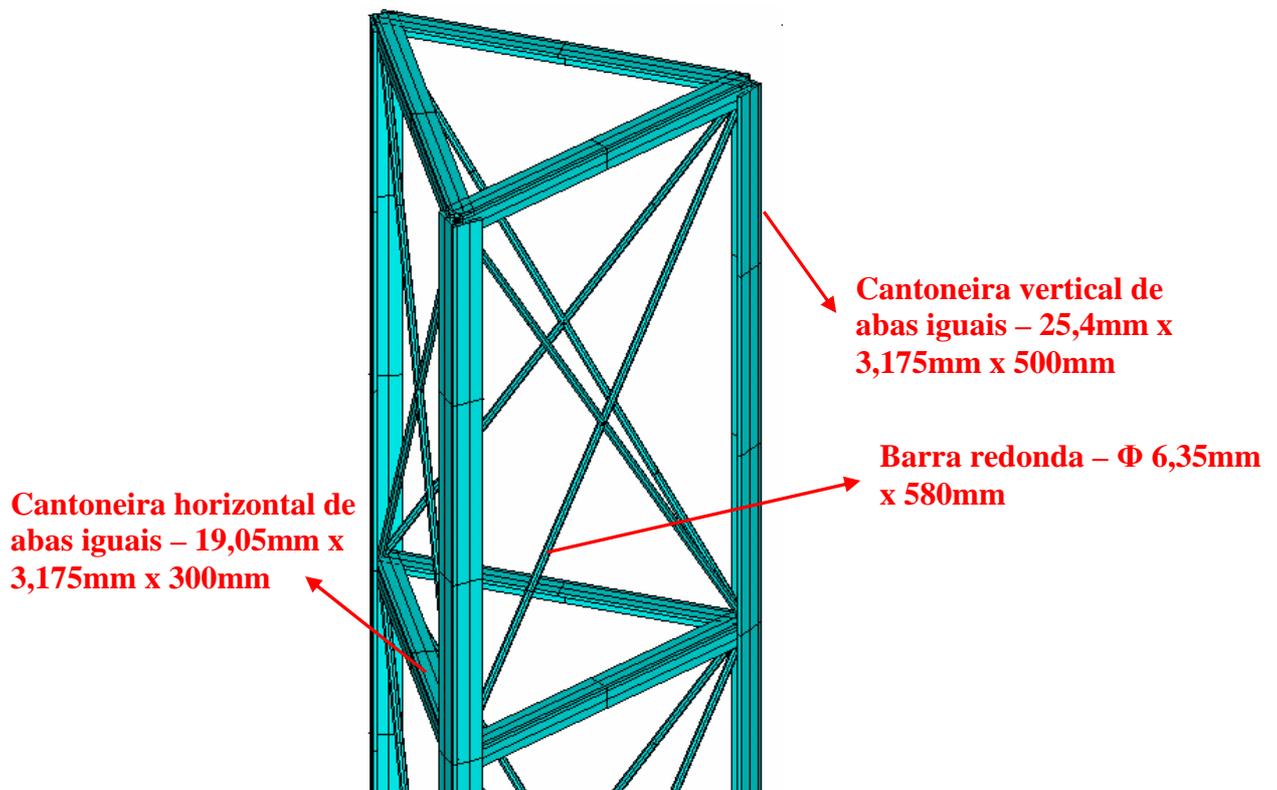


Figura 52 – Disposição das seções geométricas da torre

5.5.1.2 Propriedades geométricas e constantes dos elementos

As cantoneiras horizontais, verticais e as barras redondas são representadas no modelo numérico com o mesmo tipo de elemento, BEAM188 e possuem as mesmas características físicas, isto é, módulo de elasticidade de 210GPa, coeficiente de Poisson de 0,3 e densidade de 7850kg/m³, o amortecimento da estrutura foi implementado usando a matriz de amortecimento da estrutura proporcional à matriz de massa, equação (84).

$$[C] = \alpha[M] \quad (84)$$

Onde α é dado por $\alpha = 2\zeta\omega$, sendo o valor da razão de amortecimento, ζ , definido em 1% e a frequência natural ω referente ao primeiro modo de vibração da estrutura.

A discretização de todos os elementos da estrutura da torre teve um tamanho máximo de 0,25m. A Figura 53 mostra dois modelos usando elementos de pórtico espacial, sendo que num dos modelos os estais estão representados como elementos de cabo e no outro modelo da torre os estais foram substituídos por elementos de mola. As condições de contorno destes modelos serão apresentadas na Figura 56.

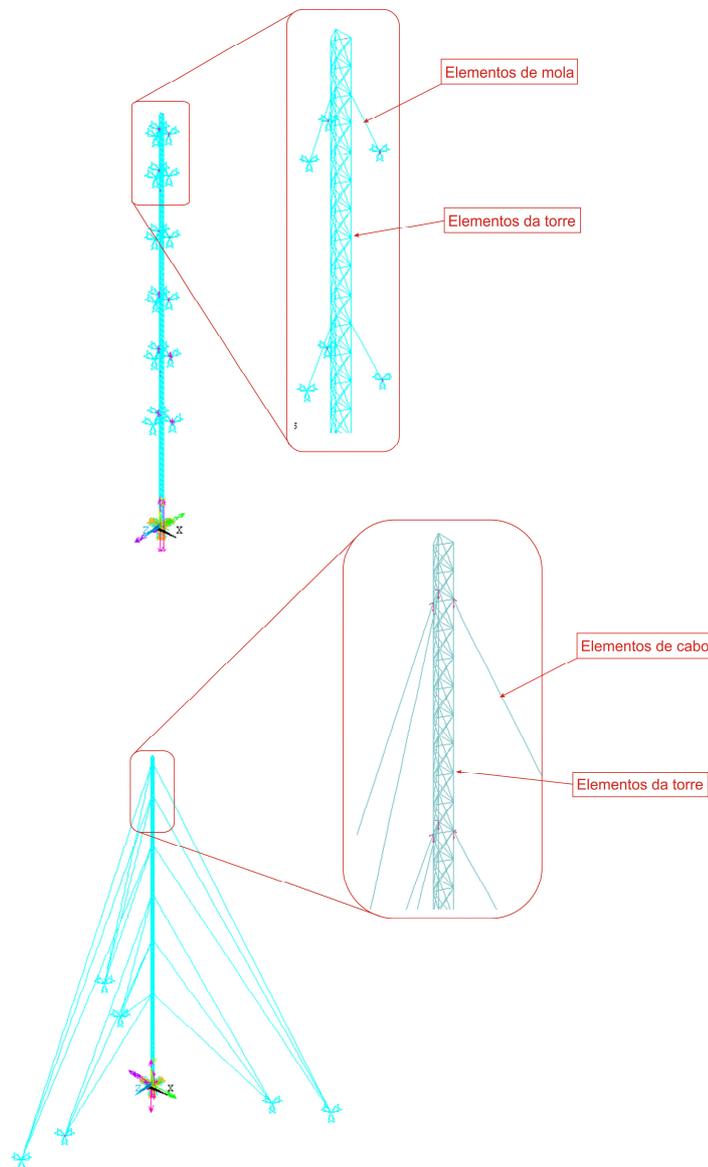


Figura 53 – Modelos da torre completa usando elementos de molas e elementos de cabos para representação dos estais

5.5.2 Descrição do modelo equivalente (ME)

5.5.2.1 Geometria

A estrutura treliçada descrita anteriormente foi substituída por uma coluna em balanço com 40m de comprimento sustentada por estais, foram utilizadas as mesmas propriedades físicas – Coeficiente de rigidez à flexão, torção, fator de forma e momento de inércia da torre completa, Figura 54.

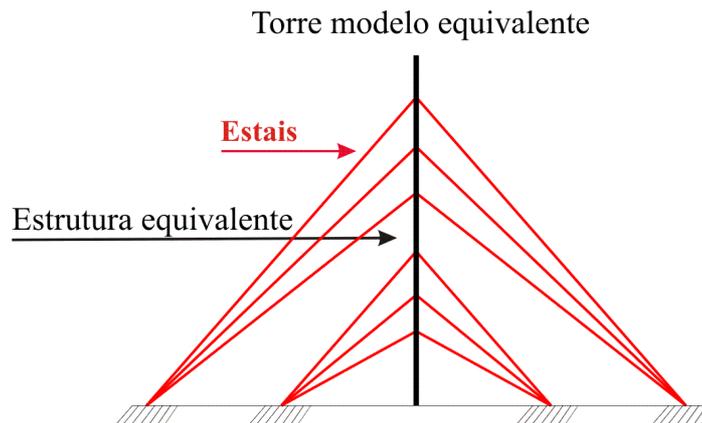


Figura 54 – Representação esquemática do modelo equivalente da torre

5.5.2.2 Propriedades geométricas e constantes dos elementos utilizados no modelo equivalente

A viga que representa o modelo equivalente da torre é um tubo de seção quadrada com uma área de seção transversal de $6,498 \times 10^{-4} \text{ m}^2$. Essa dimensão representa a menor área da seção transversal da torre. Foram considerados o momento de inércia equivalente à flexão e o módulo equivalente à torção. O momento de inércia à flexão é o mesmo para os planos Izz e Iyy igual a $6,6047 \times 10^{-6} \text{ m}^4$ e o momento de inércia torsional J é de $2,0110 \times 10^{-6} \text{ m}^4$. Para este caso também foi admitido um fator de forma de 108,56 na direção Y e Z. Foi admitido um módulo de elasticidade de 210GPa, coeficiente de Poisson de 0,3 e densidade de 7850 kg/m^3 . Na seção 5.4.4 é detalhado como chegar a estes valores.

A Figura 55 mostra os modelos usando estrutura equivalente, sendo que num dos modelos os estais estão representados com elementos de cabo e no outro modelo da torre equivalente os estais foram substituídos por elementos de mola. As condições de contorno destes modelos são apresentadas na Figura 56.

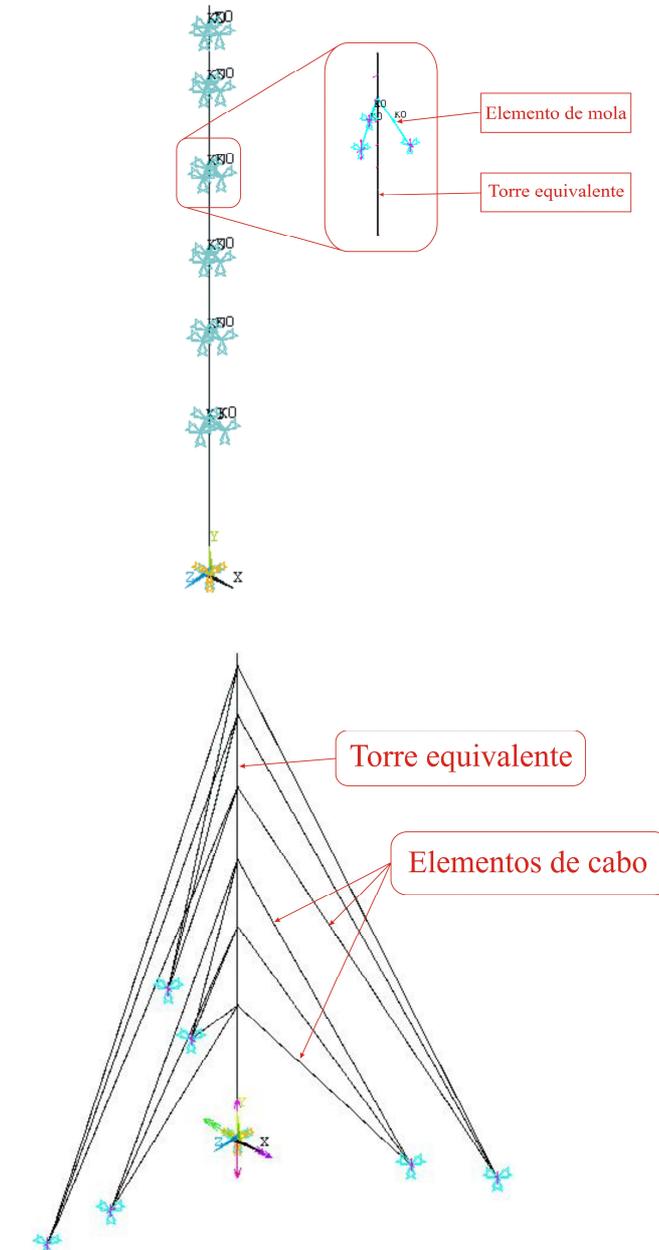


Figura 55 – Modelo equivalente da torre estaiada, usando elementos de mola e elementos de cabo para representação dos estais

5.6 Condições de contorno

As condições de contorno foram definidas da mesma forma para todos os modelos estudados. Considerou-se engastados todos os nós da base da torre e fixos os deslocamentos nos pontos de união dos cabos com o solo.

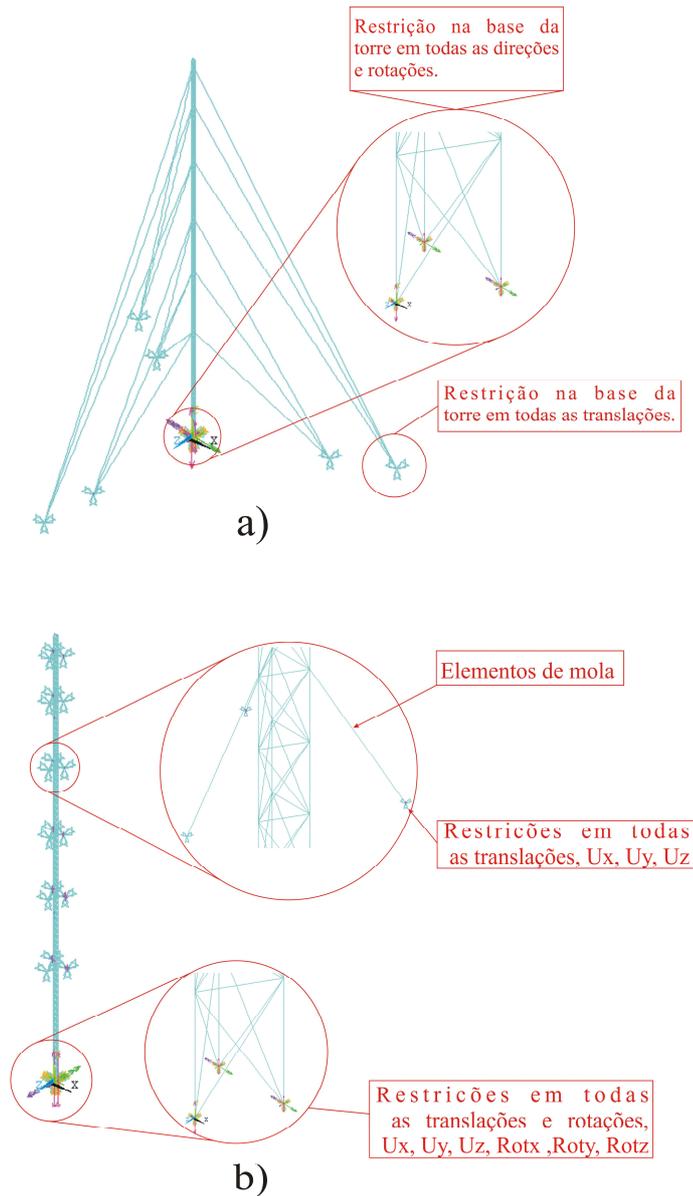


Figura 56 – Detalhe das condições de contorno dos modelos

5.7 Determinação das frequências naturais da torre

Para garantir que o modelo completo e o equivalente se comportem de forma fiel à estrutura real foi realizada a verificação dos modelos numéricos a partir de resultados de ensaios experimentais. Estes ensaios serviram para determinar as razões de amortecimento da estrutura e também determinar as frequências naturais da mesma.

A primeira etapa do trabalho foi a determinação das frequências naturais da torre em estudo. Para isso se utilizaram os dados experimentais de aceleração no tempo gerados a partir de uma excitação do tipo impulso nos cabos. Os dados foram coletados por quatro acelerômetros localizados na torre conforme a Figura 57.

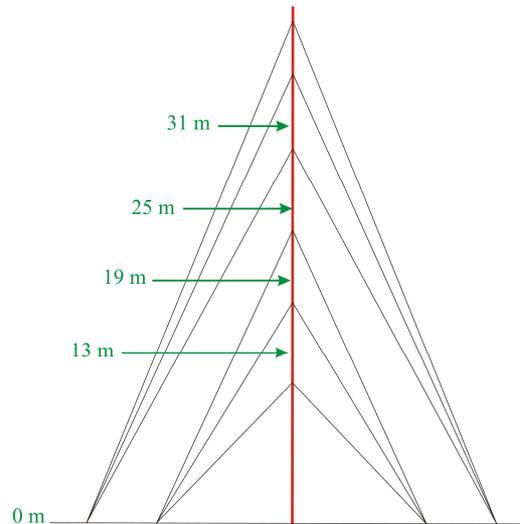


Figura 57: Indicação da localização dos acelerômetros na torre

Conforme descrito anteriormente, cada um destes acelerômetros adquiriu uma resposta diferente para a mesma excitação, a Figura 58 apresenta o sinal captado por um acelerômetro localizado a 19m de altura. Esse sinal é proveniente de uma excitação impulsiva dado em um estal localizado próximo ao acelerômetro. Isso ocorre, pois os diferentes modos de vibração da torre possuem maior deslocamento em diferentes alturas. Por exemplo, se supõem que a torre se comporta como uma viga engastada-livre, o primeiro modo seria melhor registrado pelo acelerômetro localizado a uma altura de 31m, então é conveniente adquirir a frequência natural para o primeiro modo nos registros do acelerômetro posicionado a 31m, e assim foi feito para as outras frequências naturais.

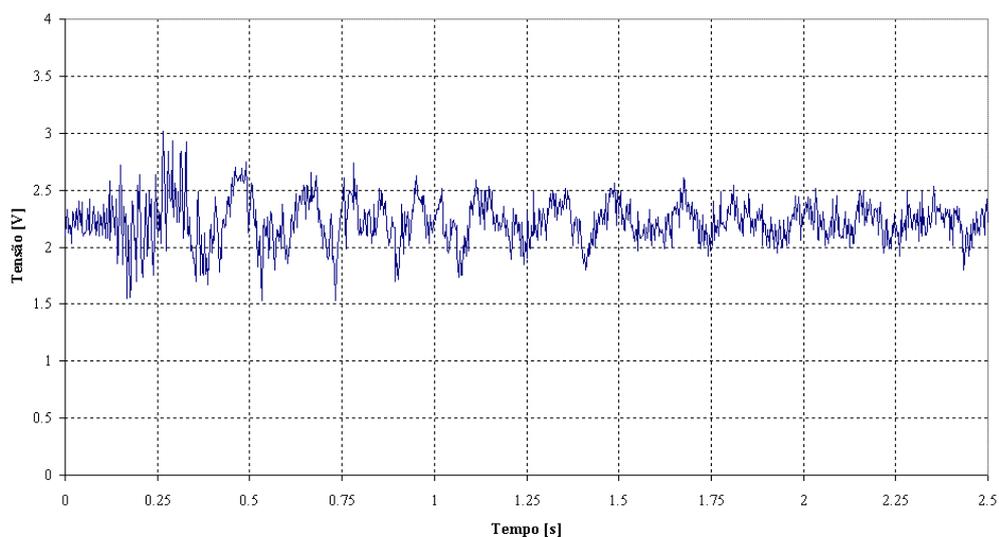


Figura 58 – Sinal adquirido por um acelerômetro instalado na torre a 19m de altura

Com os dados adquiridos, foram gerados os espectros da transformada de Fourier para a determinação das frequências naturais. Cada um dos acelerômetros forneceu diferentes respostas, sendo consideradas como efetivas as que possuíam picos de espectro que coincidisse com os picos de deslocamento dos modos de vibração. Na Figura 59 é mostrada uma resposta da FFT de um acelerômetro instalado na torre a 19m de altura.

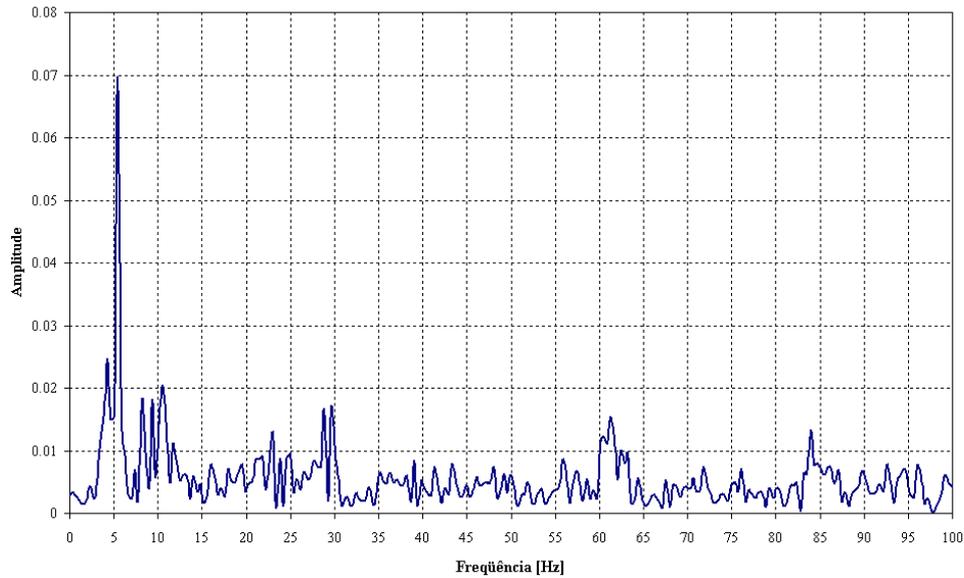


Figura 59 – FFT do sinal adquirido por um acelerômetro instalado na torre a 19m de altura

Com as medições das frequências naturais proveniente das análises experimentais, iniciou-se a calibração dos modelos, realizando a análise modal de cada modelo estrutural e ajustando a rigidez das molas ou a deformação inicial dos elementos dos cabos do modelo numérico até que as frequências naturais dos modelos numéricos se aproximassem das frequências naturais obtidas experimentalmente. Foram utilizados os quatro primeiros modos na análise modal para ajustar os modelos numéricos.

Na Tabela 4 são apresentados os quatro primeiros modos e suas respectivas frequências obtidas experimentalmente para os pontos onde foram instalados os acelerômetros, Figura 57.

Tabela 4 – Frequências naturais extraídas do ensaio experimental

Modos	Frequências Naturais [Hz]
1°	5,37
2°	6,05
3°	8,63
4°	10,40

6 VALIDAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

6.1 Análise modal das estruturas

6.1.1 Análise modal das estruturas MCM e MEM

Na Figura 60 são mostrados os quatro primeiros modos de vibração dos MCM e MEM, respectivamente. Os dois primeiros modos de ambos os modelos são semelhantes, porém com uma leve diferença entre as frequências naturais de vibração. Quando é comparado o terceiro e quarto modo de vibração de ambos os modelos existe uma diferença na forma dos modos e uma diferença nas frequências relacionadas a cada modo de vibração.

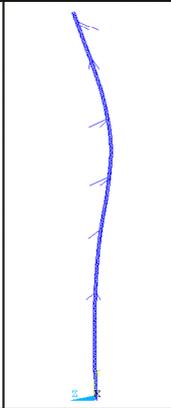
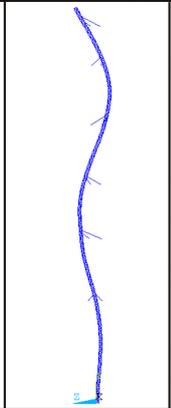
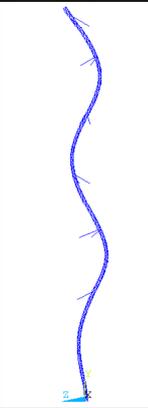
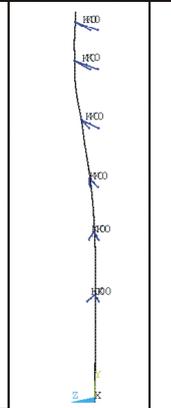
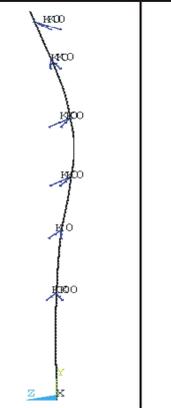
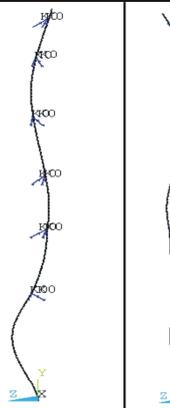
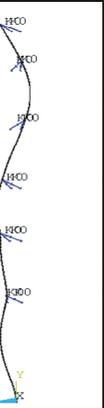
Modos de vibração MCM				Modos de vibração MEM			
							
1° Modo	2° Modo	3° Modo	4° Modo	1° Modo	2° Modo	3° Modo	4° Modo
Frequências [Hz]				Frequências [Hz]			
5,237	6,181	8,053	10,521	5,6526	6,4747	7,8223	8,1085

Figura 60 – Modos de vibração das estruturas MCM e MEM

6.1.2 Análise modal das estruturas MCC e MEC

Na Figura 61 são mostrados os modos de vibração dos MCC e MEC. As formas modais de ambos os casos se apresentaram de forma semelhante, assim como a iteração cabo / estrutura, porém no quarto modo houve uma pequena mudança na forma modal quando são comparados os respectivos modos de ambos os casos, MCC e MEC da Figura 61. As frequências naturais referentes aos modos também se apresentaram de forma semelhante entre os casos, porém com uma pequena diferença entre os valores. Essa diferença provavelmente tenha ocorrido pela aproximação numérica existente entre o modelo equivalente e o modelo completo.

Analisando os quatro casos dos modelos numéricos pode-se chegar à conclusão que os modelos que foram construídos com elementos de mola no lugar dos estais tiveram uma resposta aproximada quando comparados entre eles, ou seja, comparando o MCM e o MEM apresentaram uma semelhança nas formas modais e nas frequências naturais. O mesmo ocorre quando são

comparados os MCC e MEC, as formas modais e as freqüências naturais se apresentam de forma semelhante.

Comparando os MEM e MCM, Figura 60 e MCC e MEC, Figura 61, existe uma leve diferença nas formas modais e no valor das freqüências naturais, essa diferença pode ser atribuída à aproximação existente na rigidez da mola com a rigidez dos cabos.

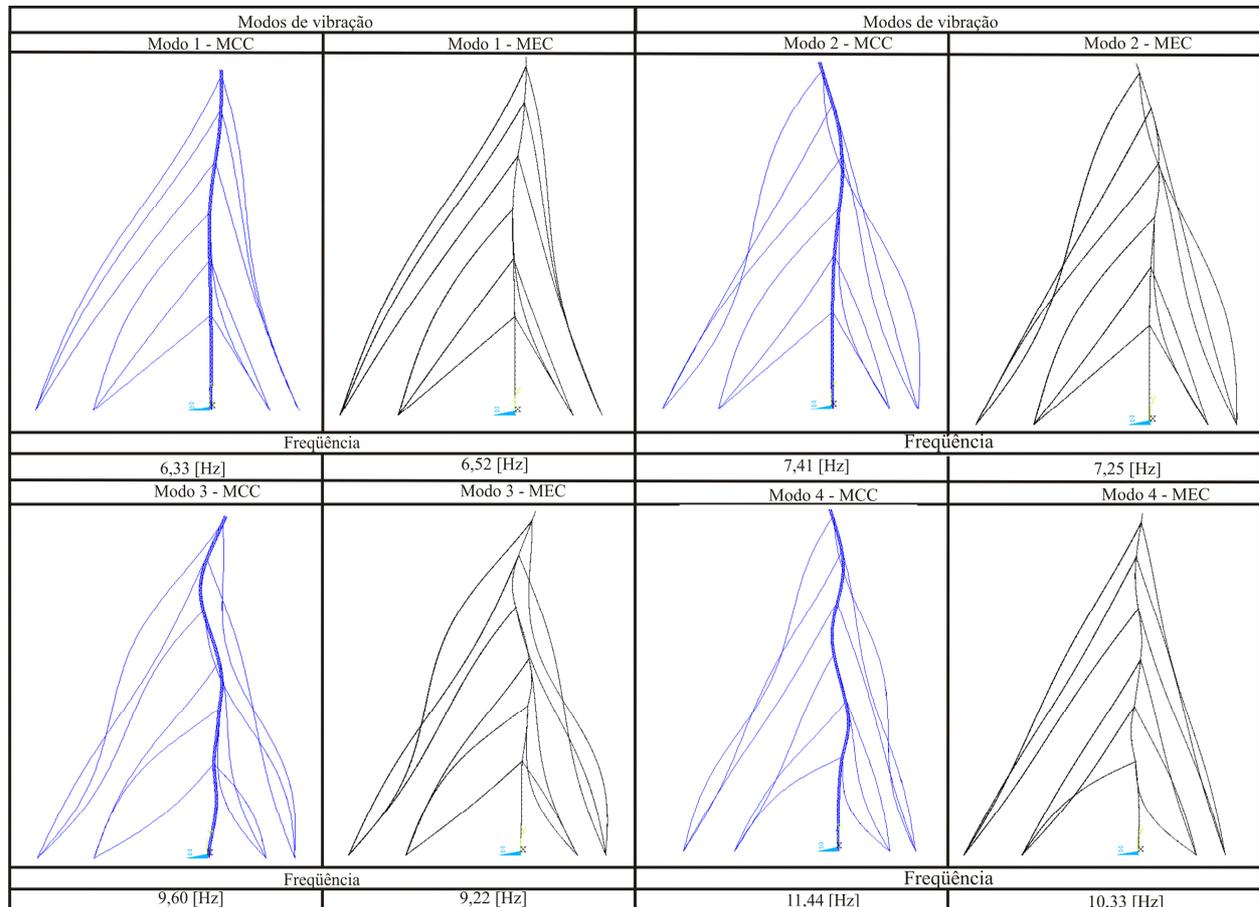


Figura 61 – Modos de vibração das estruturas MCC e MEC

Comparando os valores apresentados na Tabela 4 com os resultados das freqüências naturais obtidas numericamente das Figura 60 e Figura 61, ambos os resultados estão coerentes, por conseqüência pode-se afirmar que as respostas dos modelos numéricos terão consistência frente às respostas da estrutura real.

Observa-se que os resultados obtidos com os MEM e MCM, Figura 60, tiveram uma melhor aproximação em comparação com os resultados experimentais do que os modelos MEC e MCC, Figura 61, isso ocorreu devido a uma limitação do modelo com cabos, onde os ajustes para estes modelos foram determinados com um único parâmetro que permitia ajustar as deformações iniciais dos cabos como um todo. Nos modelos MEM e MCM os ajustes de rigidez

das molas foram definidas com seis parâmetros distintos que corresponde há um ajuste da rigidez a cada nível de estal.

6.2 Análise no domínio da frequência

A análise no domínio da frequência para os modelos estudados serviu para validar e verificar a resposta dos modelos submetidos à análise modal, obtendo-se as respostas no domínio da frequência.

Na Figura 62 se apresenta os modelos usados para determinar a resposta no domínio da frequência, a excitação imposta no modelo foi localizada no topo da estrutura, essa excitação é uma força unitária impulsiva na direção do eixo z, após aplicação da carga deixou-se a estrutura vibrar livremente. A forma do carregamento foi definida no Ansys [2006] como um *STEP*, foram definidos 200 passos para o cálculo da análise no domínio da frequência, numa faixa de frequências de 0 até 20Hz. O método de solução usado foi o Método *Full*, este método foi escolhido por usar todas as matrizes durante a solução da análise.

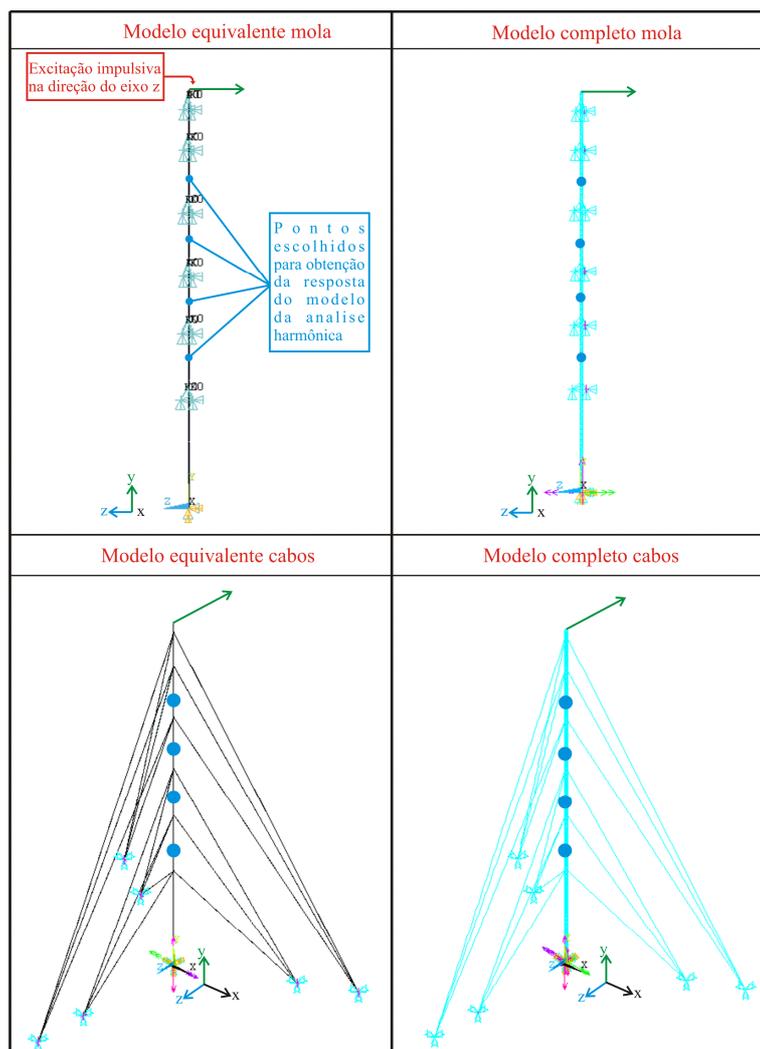


Figura 62 – Desenho dos modelos sobre os quais se realizou a análise no domínio da frequência onde se iniciaram os pontos onde foram registradas as respostas e o ponto onde se aplica a carga impulsiva

Na Figura 63 são apresentadas as repostas das análises no domínio da frequência realizadas para os modelos MCM, MCC, MEC e MEM. Foram escolhidos dois pontos ao longo do comprimento da estrutura para obtenção da resposta, a 19m e 31m. Esses pontos foram escolhidos com o propósito de serem os mesmos pontos onde foram instalados os acelerômetros.

É possível observar coerência entre os valores das frequências onde aparecem as maiores amplitudes em 19m e 31m, Figura 63, com coordenadas modais significativas em cada modo para estes pontos, Figura 60 e Figura 61.

Para facilitar a comparação para o MCC na Figura 63 foram colocados os modos das frequências naturais que aparecem em forma mais clara no registros no domínio da frequência. Nas respostas dos MCM e MEM, percebe-se que as maiores amplitudes do ponto a 31m corresponde ao primeiro modo de vibração na análise modal, o ponto localizado a 19m corresponde ao segundo e terceiro modo de vibração na análise modal.

Nas respostas dos MCC e MEC não são mostradas com clareza as amplitudes no domínio da frequência quando comparados às respostas das frequências naturais da análise modal. Isso ocorre provavelmente pela influência da vibração dos cabos na estrutura da torre, onde são mostradas as repostas dos MCC e MEC. Observando-se os gráficos nota-se que as amplitudes são distribuídas no domínio da frequência ao contrário do que ocorre nos gráficos dos MCM e MEM, isso aconteceu provavelmente devido à influência da vibração dos cabos na estrutura da torre.

Porém, pode-se notar no MEC que a maior amplitude corresponde a uma região próxima à frequência do primeiro modo de vibração da análise modal localizado na torre no ponto a 31m de altura. No MCC observam-se que as maiores amplitudes são correspondentes às frequências do primeiro e terceiro modo de vibração da análise modal, localizados nos pontos a 31m e 19m de altura, respectivamente.

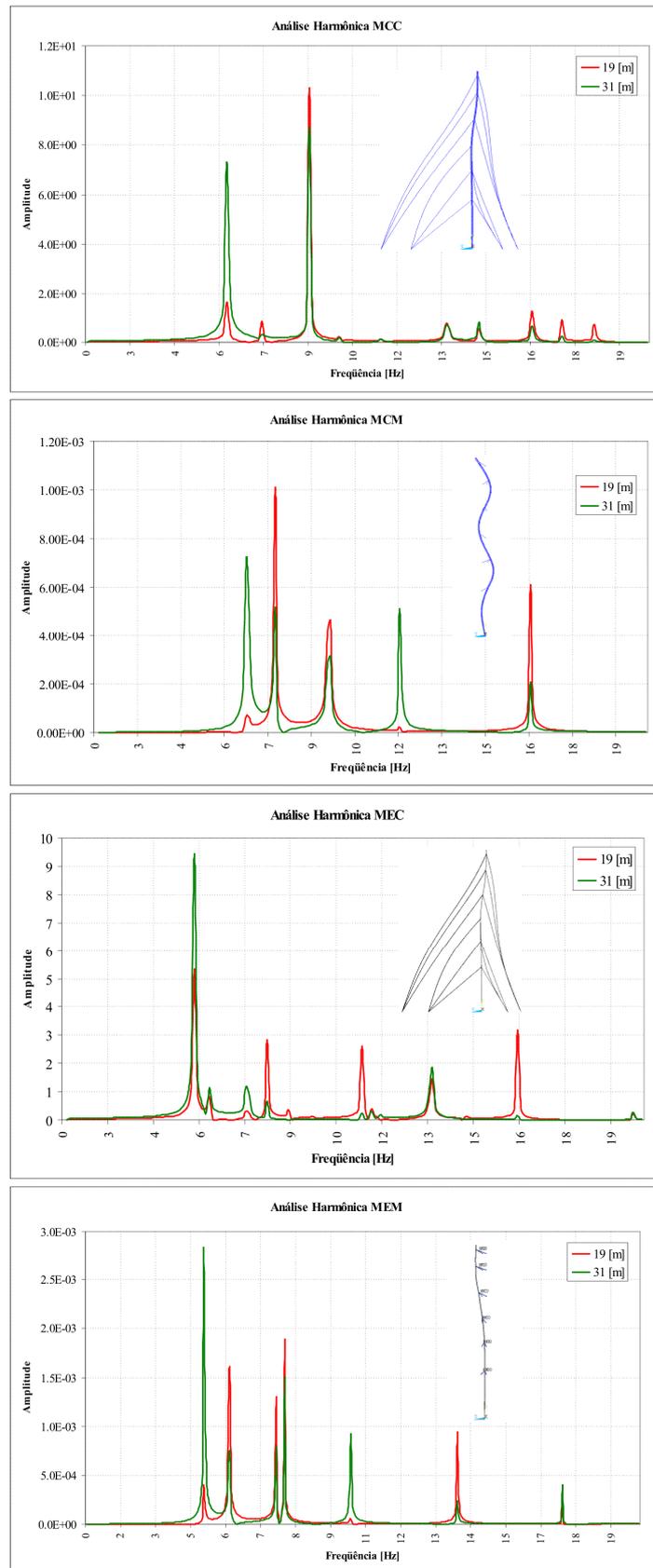


Figura 63 – Resposta da análise harmônica MCC, MEC, MCM, MEM

7 ANÁLISE DA TORRE SUBMETIDA À AÇÃO DE UMA TORMENTA EPS

7.1 Análise transiente

O objetivo desta análise é obter a resposta da estrutura sob ação de um carregamento variável no tempo. As respostas podem ser dadas em termos de deslocamentos, velocidades ou acelerações e também se pode apresentar a resposta no domínio da frequência.

Na Figura 64 são mostrados os carregamentos que foram impostos nas estruturas, este carregamento é proveniente de um vento do tipo EPS, na Figura 47 é apresentado o histórico de força que foi imposto nas estruturas. Ambos os carregamentos foram divididos em três partes, nas quais foram definidas suas áreas de influência, cada área de influência corresponde a um carregamento em função da altura.

Tomando como referência a Figura 47, a primeira área de influência localizada na região inferior da estrutura, Figura 64, corresponde ao carregamento de cor azul. Área de influência localizada no meio da estrutura corresponde ao carregamento na cor vermelha e o carregamento na cor verde representa a área de influência localizada no topo da estrutura. O tempo total de carregamento foi de 100s, sendo que o tempo de aplicação de cada carga foi de 0,03s. Foi definido este tempo de aplicação da carga com justificativa de que a taxa de aquisição dos anemômetros instalados na torre são de 32Hz, procurou-se representar de melhor forma a incidência do vento na estrutura real nos modelos numéricos.

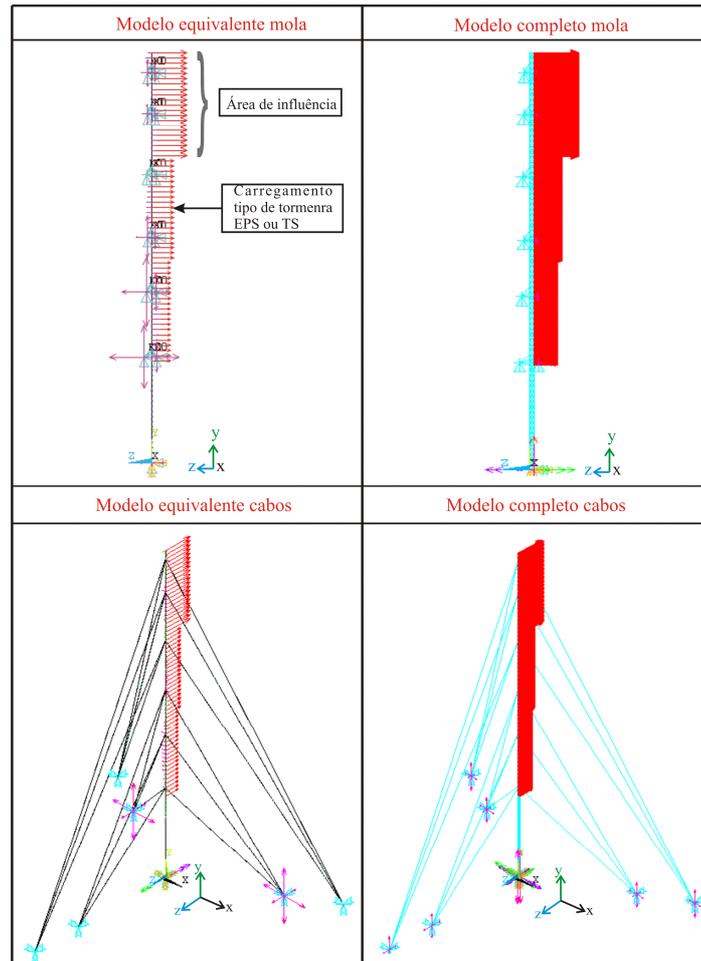


Figura 64 – Condições de contorno e forma de carregamento aplicado para tormenta EPS

7.2 Resposta da análise transiente com carregamento EPS

As respostas dos modelos numéricos sob ação de uma tormenta EPS são mostradas na Figura 65 onde a mesma mostra a FFT da resposta da estrutura no domínio da frequência para três pontos distribuídos ao longo dos modelos utilizados para análise. Esses pontos foram escolhidos com o propósito de serem regiões ao longo do comprimento da torre que apresentaram maiores deslocamentos durante a análise modal e por serem locais onde foram instalados os acelerômetros utilizados experimentalmente. Nas Figura 66 e Figura 67 são mostrados os deslocamentos máximos sofridos pelos modelos durante o processo de análise.

Na Figura 65 é apresentada a resposta do MEM, na primeira amplitude a resposta do modelo no domínio da frequência foi de 5,67Hz, na segunda amplitude a resposta do modelo corresponde a 6,27Hz, a terceira amplitude corresponde a uma frequência de 7,31Hz e a quarta amplitude corresponde a uma resposta no domínio da frequência em 8,16Hz.

Na Figura 66 são mostrados os deslocamentos ao longo da estrutura, sendo que o deslocamento máximo sofrido pela estrutura foi de 15,1mm.

A resposta do MCC é mostrada na Figura 65, a primeira amplitude corresponde aos pontos 31m, 25m e 19m e está localizada na faixa de frequência de 4,74Hz. A segunda, terceira e quarta amplitude também são correspondentes aos pontos localizados a 31m, 25m e 19m de altura, sendo que estas amplitude estão posicionadas na faixa de frequência 5,42Hz, 6,58Hz, 7,85Hz, respectivamente. A distribuição dos deslocamentos ao longo da estrutura é mostrada na Figura 67, onde o deslocamento máximo sofrido pela estrutura ocorreu no topo da mesma com valor de deslocamento de 17,9mm.

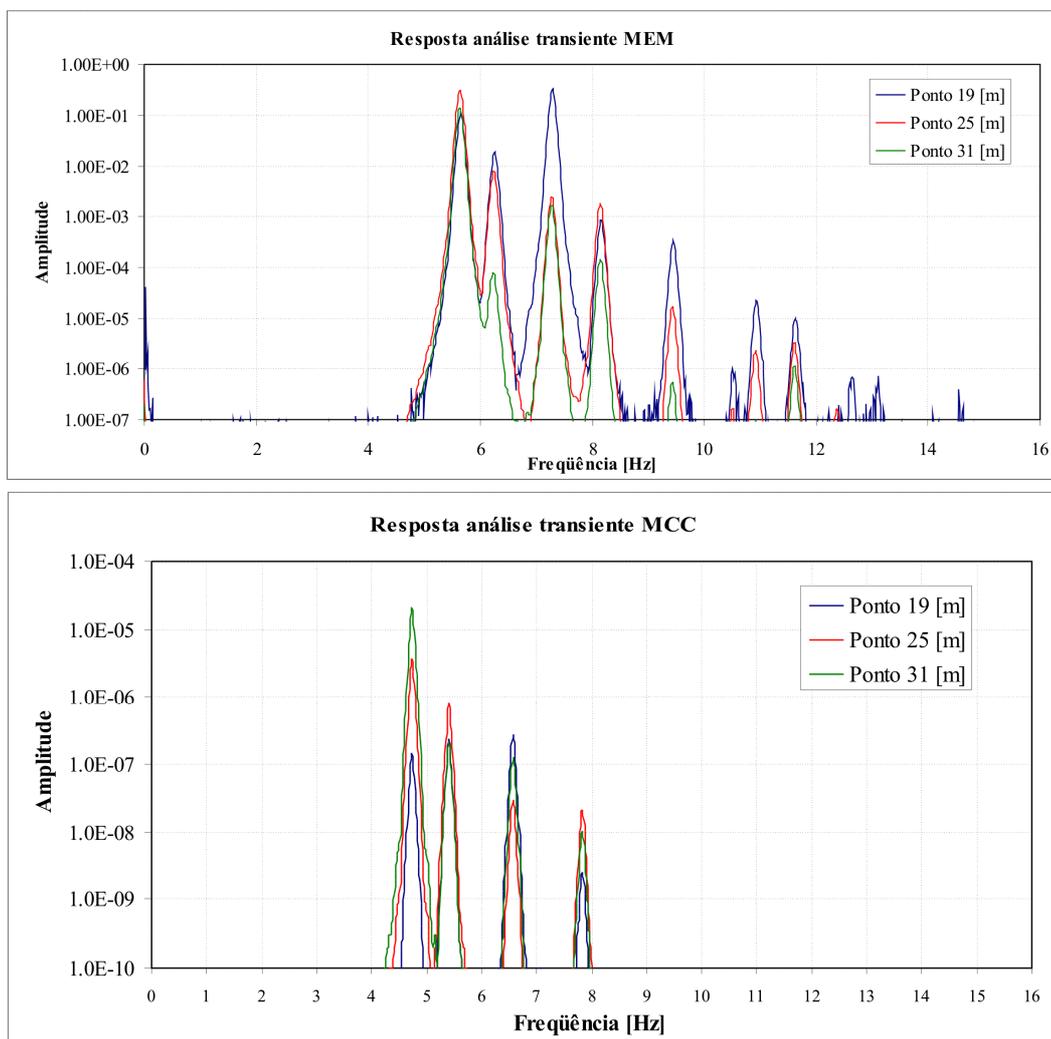


Figura 65 – Resposta MEM e MCC com carregamento EPS

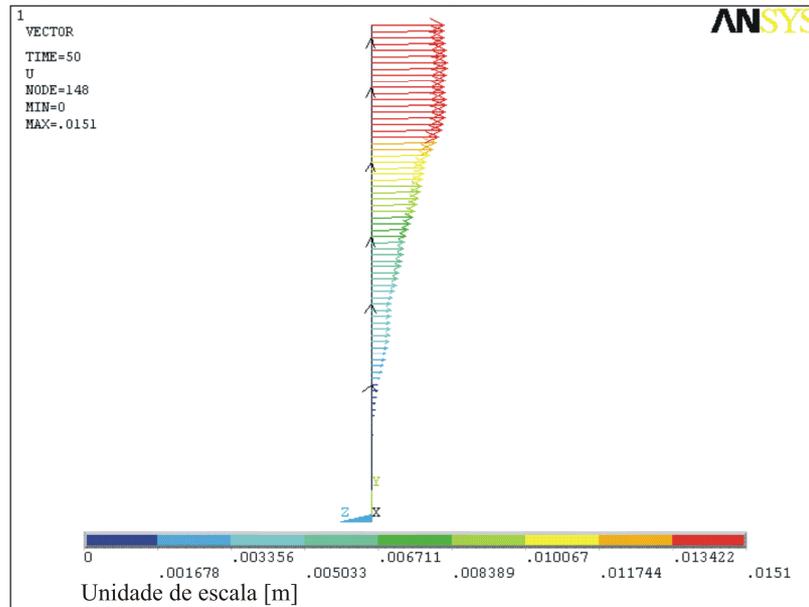


Figura 66 – Deslocamento modelo equivalente mola carregamento EPS

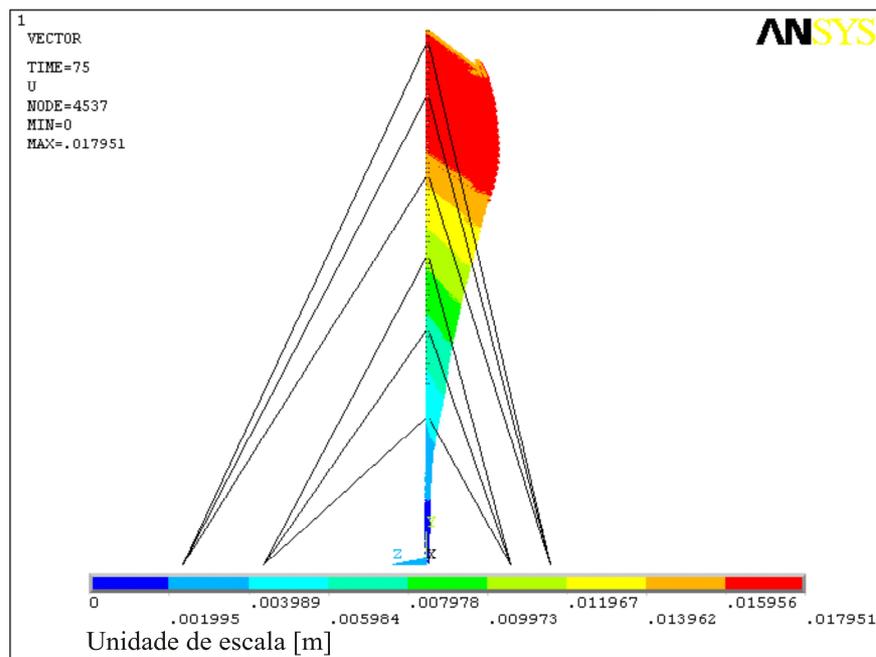


Figura 67 – Deslocamento modelo completo cabo carregamento EPS

Pode-se observar na Figura 65, que as amplitudes obtidas da análise transiente vão diminuindo a medida que se aumenta a frequência da resposta, isso acontece porque as amplitudes da componente flutuante do vento também diminuem a medida que se aumenta as frequências, isso pode ser visto de acordo com a Figura 46.

7.3 Histórico dos deslocamentos da estrutura no domínio do tempo

Os históricos de deslocamentos no domínio do tempo sob o carregamento de uma tormenta do tipo EPS, pode ser visto na Figura 68, todos os modelos ensaiados apresentaram tipos semelhantes de deslocamentos nos pontos selecionado em função do tempo.

Pode-se observar que no início da resposta a estrutura sofre influência das flutuações do carregamento, após os 20s de atuação das forças devidas a ambas as tormentas, a estrutura se comportou de forma estática mesmo sob influência das flutuações das forças provenientes da tormenta EPS. Isso ocorreu provavelmente devido à alta taxa das componentes flutuantes de velocidade do vento e também devido à esbeltez da estrutura, fazendo com que a mesma não fosse influenciada pelas flutuações do carregamento e conseqüentemente, se comportando de forma estática.

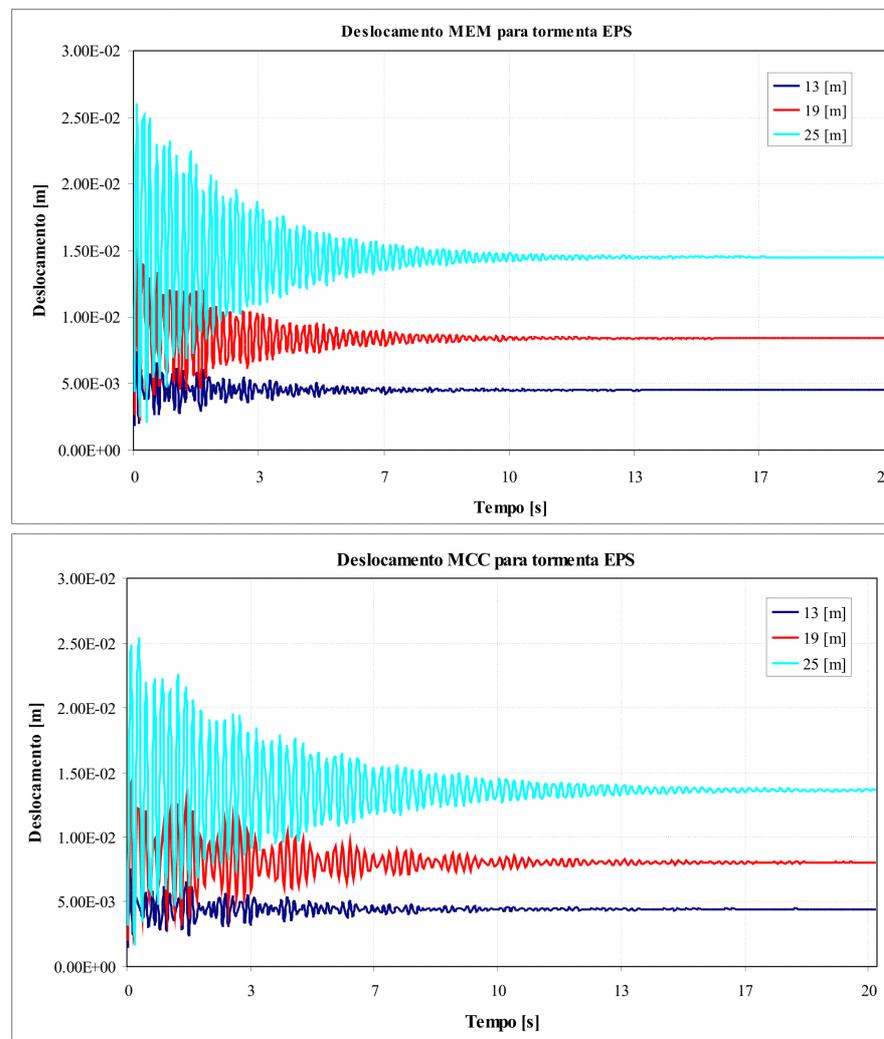


Figura 68 – Deslocamentos de alguns pontos no MEM e MCC, resposta da estrutura sob ação de uma tormenta EPS

8 ENSAIO DE COMPRESSÃO EM UM ELEMENTO DA TORRE SOB DIFERENTES TIPOS DE NÃO-LINEARIDADES

Neste capítulo serão descritos os procedimentos utilizados para análise de flambagem de uma barra com as mesmas características geométricas da torre. Foi escaneado tridimensionalmente um elemento da torre com a intenção de adquirir suas propriedades de não-linearidade geométrica e com estes dados comparar os resultados dos ensaios numéricos de compressão axial da geometria escaneada com uma geometria perfeitamente reta onde foi inserida imperfeições com um dos métodos propostos na literatura técnica.

8.1 Modelagem numérica da cantoneira escaneada

8.1.1 Geometria do perfil

Esta análise foi desenvolvida com intenção de analisar a carga crítica de flambagem de um dos elementos da torre mencionada nos capítulos anteriores. Foi escolhido um perfil de cantoneira vertical por ser mais solicitado a cargas axiais, essas cargas são provenientes do próprio peso da estrutura e proveniente do pré-tensionamento dos cabos. Foram desenvolvidos três modelos diferentes com as coordenadas geométricas coletadas, isso foi feito para verificar se a carga crítica de flambagem estava coerente, a única mudança que foi feita nos três modelos que são descritos foi na sua geometria. As vinculações, carregamentos, propriedades físicas, tipo de elemento adotado, análises não-lineares permaneceram da mesma forma nos três casos. As formas geométricas adotadas em cada um dos modelos são descritas a seguir. O comprimento adotado para modelar o perfil foi de 500mm para os três casos de geometria, foram usados como referência as coordenadas dos Pontos 1, 2 e 3. Na Figura 32 são mostradas as coordenadas geométricas dos pontos escaneados, essas coordenadas serviram para criar os modelos de análise de flambagem.

Tabela 5 – Coordenadas dos pontos geométricos do perfil escaneado

Planos	Ponto 1			Ponto 2			Ponto 3		
	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
Plano 1	11,62	24,75	-2,09	11,62	0,0	0,0	11,62	-2,05	-24,25
Plano 2	23,24	24,80	-2,09	23,24	0,0	0,0	23,24	-2,03	-24,19
Plano 3	34,85	24,78	-2,01	34,85	0,0	0,0	34,35	-1,96	-24,17
Plano 4	46,47	24,73	-1,92	46,47	0,0	0,0	46,47	-1,87	-24,13
Plano 5	58,09	24,71	-1,88	58,09	0,0	0,0	58,09	-1,84	-24,09
Plano 6	69,71	24,71	-1,90	69,71	0,0	0,0	69,71	-1,84	-24,09
Plano 7	81,33	24,77	-1,83	81,33	0,0	0,0	81,33	-1,77	-24,02
Plano 8	92,94	24,78	-1,81	92,94	0,0	0,0	92,94	-1,59	-23,97
Plano 9	104,56	24,76	-1,65	104,56	0,0	0,0	104,59	-1,59	-23,97
Plano 10	116,18	24,75	-1,17	116,18	0,0	0,0	116,18	-1,13	-23,82
Plano 11	127,80	24,77	-1,30	127,8	0,0	0,0	127,8	-1,24	-23,65
Plano 12	139,42	24,71	-1,14	139,42	0,0	0,0	139,42	-1,11	-23,88
Plano 13	151,03	24,64	-1,43	151,03	0,0	0,0	151,03	-1,38	-23,83
Plano 14	162,65	24,65	-1,38	162,65	0,0	0,0	162,65	-1,33	-23,8
Plano 15	174,32	24,70	-1,27	174,27	0,0	0,0	174,27	-1,22	-23,77
Plano 16	185,89	24,61	-1,25	185,89	0,0	0,0	185,89	-1,21	-23,9
Plano 17	197,51	24,58	-1,19	197,51	0,0	0,0	197,51	-1,16	-23,83
Plano 18	209,12	24,49	-1,18	209,12	0,0	0,0	209,12	-1,14	-23,77
Plano 19	220,74	24,26	-0,93	220,74	0,0	0,0	220,74	-0,9	-23,59
Plano 20	232,36	24,43	0,87	232,36	0,0	0,0	232,36	-0,84	-23,47
Plano 21	243,98	24,36	-1,10	243,98	0,0	0,0	243,98	-1,06	-23,51
Plano 22	255,60	24,33	-1,03	255,6	0,0	0,0	255,6	-0,99	-23,44
Plano 23	267,21	24,30	-0,97	267,21	0,0	0,0	267,21	-0,94	-23,4
Plano 24	278,83	24,24	-0,84	278,83	0,0	0,0	278,83	-0,82	-23,54
Plano 25	290,51	24,19	-0,94	290,45	0,0	0,0	290,45	0	-23,71
Plano 26	302,07	24,02	-1,05	302,07	0,0	0,0	302,07	-1,02	-23,52
Plano 27	313,69	24,20	-0,80	313,69	0,0	0,0	313,69	-0,78	-23,63
Plano 28	325,30	24,17	-0,77	325,3	0,0	0,0	325,3	-0,76	-23,69
Plano 29	336,92	24,10	-0,55	336,92	0,0	0,0	336,92	-0,54	-23,61
Plano 30	348,55	24,08	-0,68	348,55	0,0	0,0	348,54	-0,67	-23,8

Caso 1: Neste modelo numérico foram usadas as coordenadas dos Pontos 1, 2 e 3 de cada seção transversal para descrever o perfil, Figura 32 e

Tabela 5. Totalizando 30 seções com diferentes valores entre si e distribuídos uniformemente ao longo dos 500mm de comprimento da cantoneira, Figura 69.

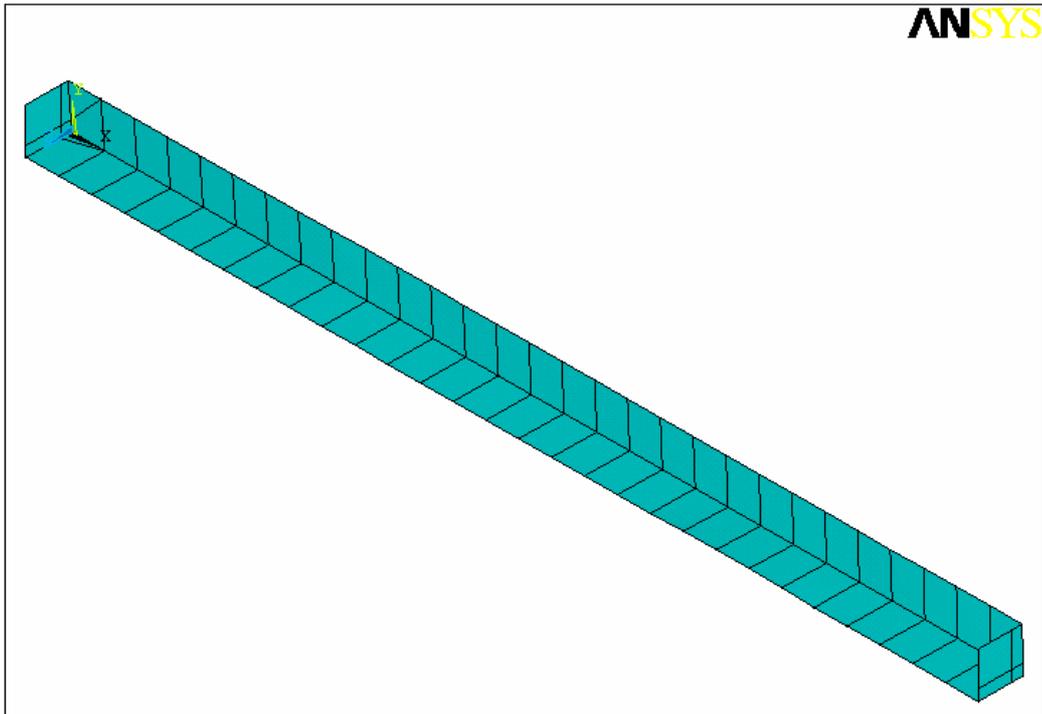


Figura 69 – Vista da distribuição das 30 seções transversais no modelo numérico

Caso 2: As 30 seções determinadas anteriormente foram divididas em três partes, sendo que cada parte continha dez seções transversais com seus respectivos Pontos 1, 2 e 3. Destas dez seções de cada parte foi feita uma média das coordenadas dos Pontos 1, 2 e 3, e estes valores médios das coordenadas de cada ponto foram localizados no modelo numérico, sendo que um em cada extremo e outro na metade do comprimento da barra, Figura 70.

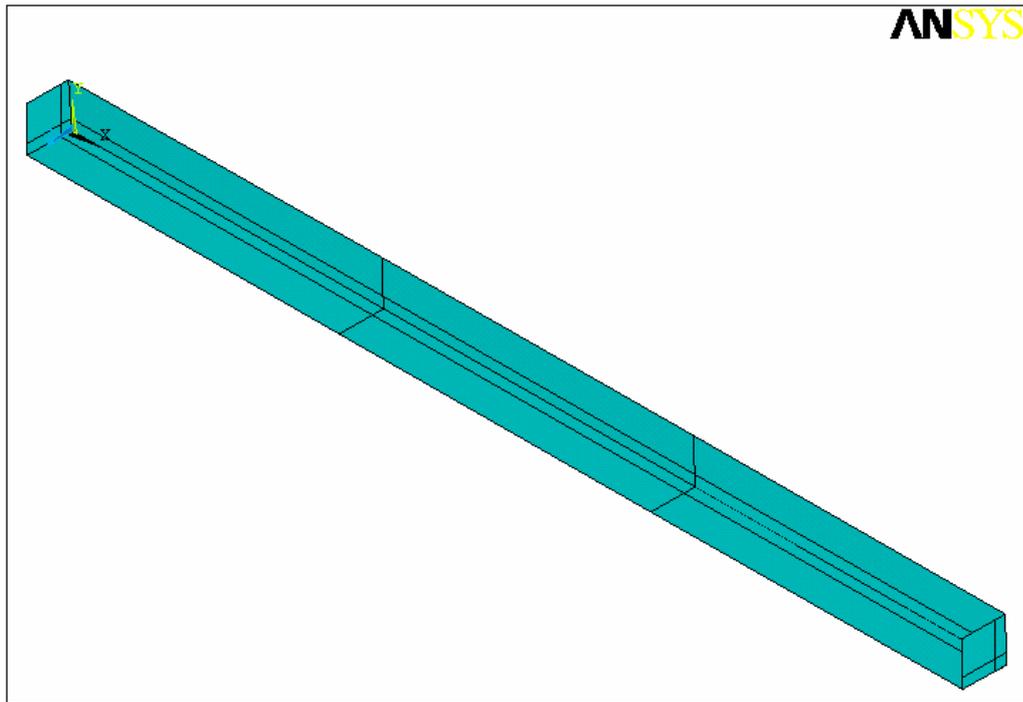


Figura 70 – Vista das três regiões correspondentes à média das coordenadas das dez seções transversais

Caso 3: Das 30 seções transversais foram feitas uma média das coordenadas de cada ponto, resultando em um único valor médio, ver Figura 71.

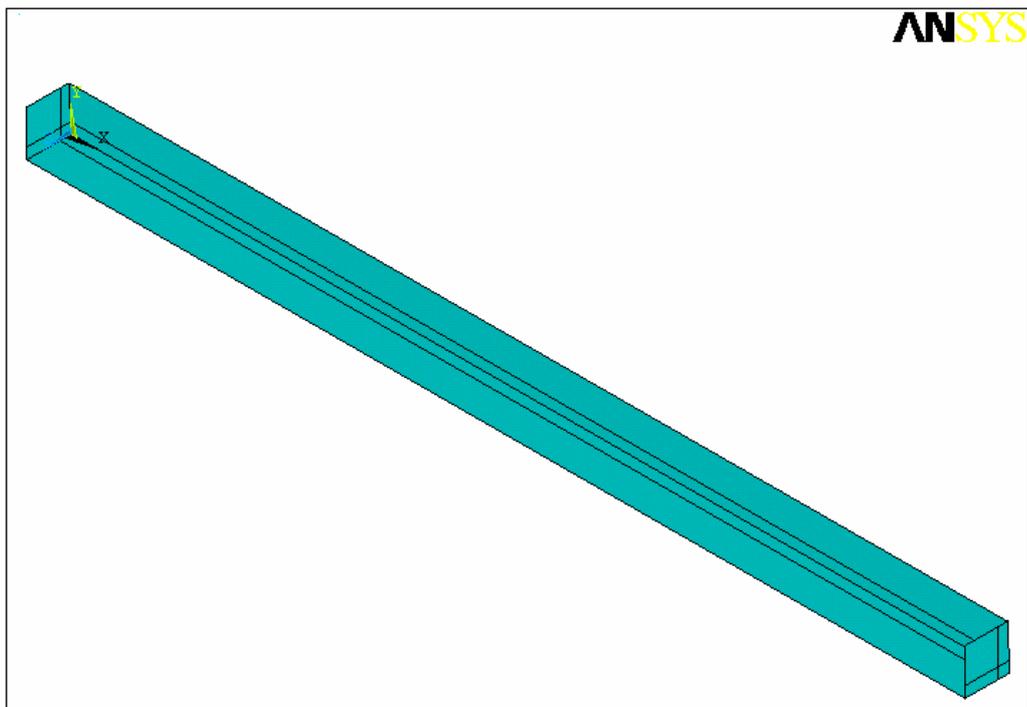


Figura 71 – Vista correspondente à média das 30 seções transversais

8.2 Propriedades físicas dos elementos

A cantoneira e as chapas localizadas nos extremos da mesma são representadas no modelo numérico com o mesmo tipo de elemento, SHELL181 e possuem as mesmas características físicas, isto é, coeficiente de Poisson de 0,3 e densidade de 7850kg/m³. O módulo de elasticidade de 205GPa é correspondente à cantoneira, para as chapas o módulo de elasticidade de 205GPa foi multiplicado por 100000, isso foi feito para garantir que as chapas não deformassem com aplicação da carga e que toda solicitação fosse distribuída para a cantoneira. Os atributos das constantes reais são referentes à espessura da cantoneira e espessura das chapas no valor 3,175mm e 15mm, respectivamente.

8.3 Condições de contorno

As condições de contorno aplicadas nos três modelos são as mesmas, foi selecionado um ponto em cada extremo das chapas que ficam perpendiculares à cantoneira sendo, um dos pontos para engaste e outro para aplicação da força. O ponto de engaste foi restringido em todas as direções U_x , U_y e U_z , as rotações neste ponto foram permitidas em todas as direções. No ponto de aplicação da carga foram restringidos os deslocamentos nas direções U_y e U_z e a rotação foi restringida somente em torno do eixo X, esta restrição da rotação foi feita com a intenção de evitar movimento de corpo rígido durante o processo de análise, Figura 72.

Esses pontos selecionados estão localizados exatamente no centróide da cantoneira onde ambos os planos de inércia I_{zz} e I_{yy} tem o valor de 6,35mm, o valor do centróide tem como referência o valor teórico. O motivo para ter sido usado o valor teórico do centróide e somente dois pontos de vinculação foi tentar aproximar ao máximo o ensaio numérico de um ensaio experimental.

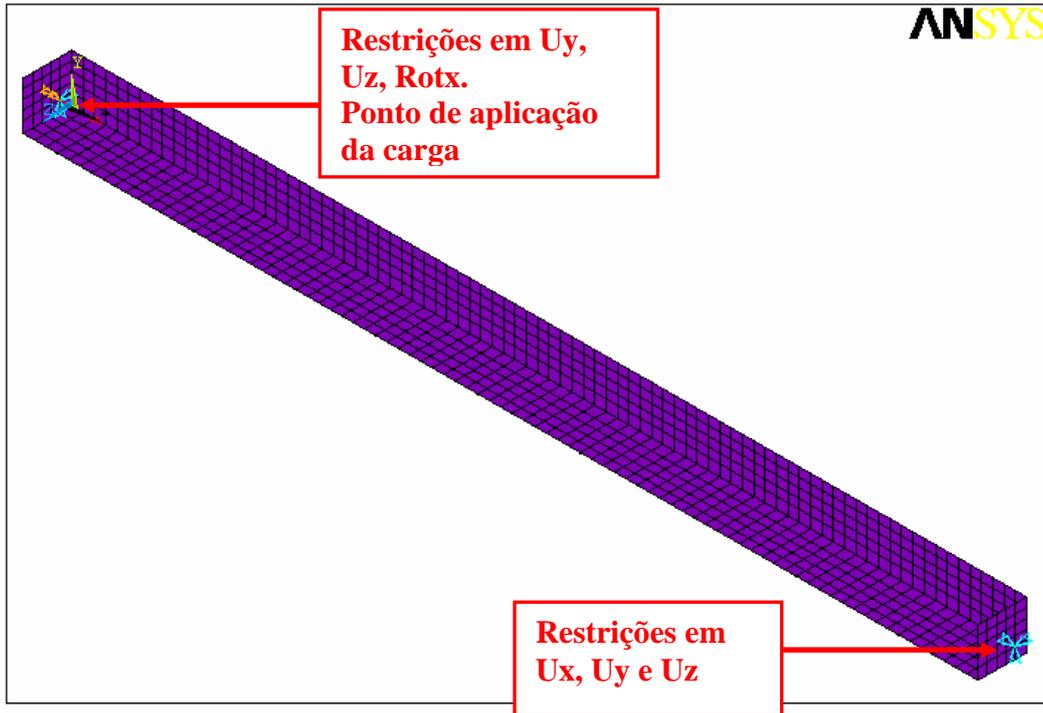


Figura 72 – Condições de contorno na modelagem da cantoneira

8.4 Relações constitutivas utilizadas na análise

Foi considerado o material como elastoplástico com três inclinações para modelar adequadamente o encruamento previsto. A parcela elástica linear é definida pelos valores do módulo de elasticidade e pelo coeficiente de Poisson, a parcela plástica exibe o comportamento usualmente adotado para o aço, onde o modelo com encruamento isotrópico e superfície de escoamento de Von Mises [Chen e Han, 1987].

A Figura 73 mostra o gráfico do comportamento do aço, modelo elasto-plástico trilinear, adotado. É importante ressaltar que para a construção do gráfico tensão-deformação do aço, Figura 73, os valores adotados correspondem aos valores convencionais, portanto as tensões e deformações convencionais (“engineering values”), obtidas deste gráfico, foram convertidas para as tensões e deformações verdadeiras (“true values”), uma vez que o ANSYS quando realiza a análise não-linear para grandes deformações, utiliza rotinas que trabalham com as tensões e deformações verdadeiras.

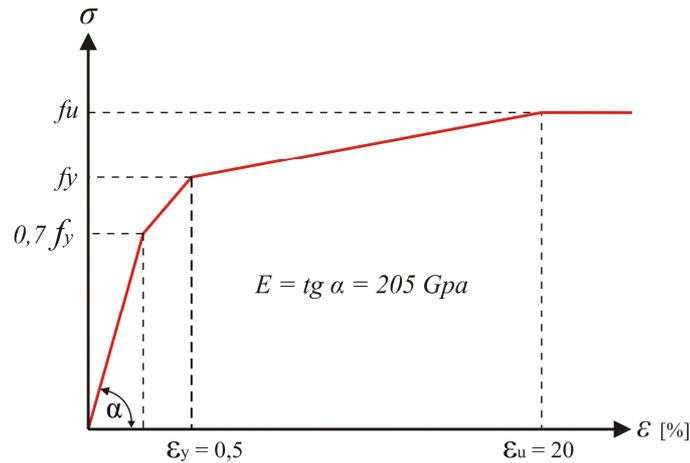


Figura 73 – Gráfico tensão-deformação: modelo elasto-plástico trilinear adotado para simular o comportamento do aço

8.5 Análise linear de instabilidade

Foi realizada inicialmente a análise linear de instabilidade com o propósito de determinar os modos de flambagem do perfil estudado e sua carga crítica linear elástica de flambagem, o valor obtido da carga crítica de flambagem para o primeiro modo foi de 29249N e as cargas críticas para o segundo e terceiro modo são de 97983N e 149484N, respectivamente. Na Figura 74 são mostrados os três primeiros modos de flambagem do perfil L laminado de abas iguais com dimensões de 25,4mm x 25,4mm x 3,175mm, sendo que este perfil analisado é das mesmas características geométricas do perfil que faz parte do montante da estrutura da torre estudada.

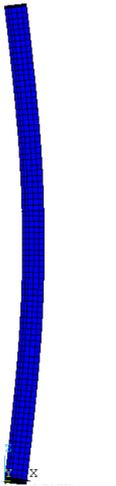
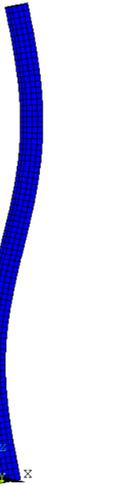
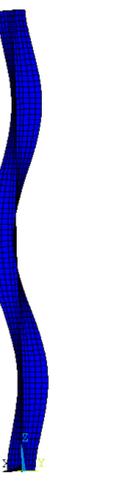
Modos de flambagem		
Flexão	Flexo torsão	Flexo torsão
		
1° modo	2° modo	3° modo
Carga crítica de flambagem		
29249 N	97983 N	149484 N

Figura 74 – Modos de flambagem do perfil sem imperfeição geométrica.

8.6 Análise não-linear da cantoneira

Foram realizadas seis simulações numéricas utilizando análise não-linear, primeiramente foram consideradas as imperfeições geométricas com e a amplitude máxima da excentricidade dada por $L/1000$, $L/1500$ e $L/2000$ respectivamente, onde L é o comprimento do perfil analisado.

A forma da imperfeição geométrica inicial adotada é uma combinação linear dos modos de instabilidade do perfil, determinados por meio de uma prévia análise linear de estabilidade, análise de autovalores. Primeiramente se faz uma análise de estabilidade por autovalores via ANSYS, o qual fornece os valores das forças críticas (autovalores) e os correspondentes modos de flambagem (autovetores), para então quando possível se escolher os modos puros de flambagem, referentes aos modos de instabilidade local, global, e distorcional quando aplicável. Maiores detalhes podem ser visto nas teses de doutorado de [GRIGOLETTI, 2008] e [CHODRAUI, 2006]. Neste estudo foi considerado o primeiro modo de flambagem como forma de imperfeição geométrica inicial.

Na Figura 75 é mostrado o carregamento imposto no perfil estudado com diferentes imperfeições geométricas determinadas para o perfil analisado. Observa-se na Figura 75 que na medida em que a imperfeição geométrica é menor, a carga de colapso proveniente da análise não-linear aumenta se aproximando da carga crítica de flambagem.

Tabela 6 – Carga de Colapso com imperfeição geométrica teórica

Imperfeição Geométrica	Carga [N]
$L/1000$	17866
$L/1500$	19222,1
$L/2000$	20103,4

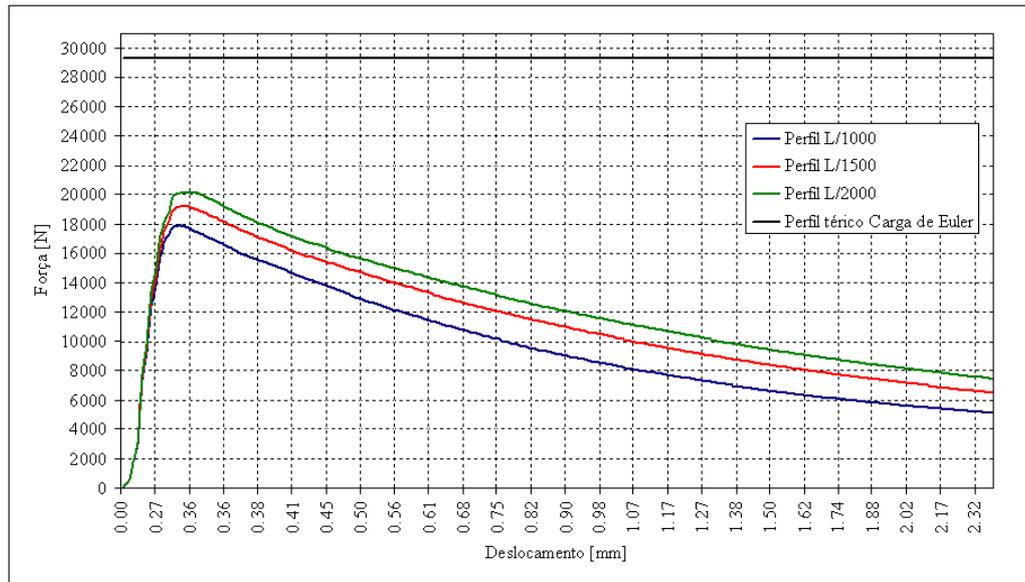


Figura 75 – Carga de Colapso para perfis com imperfeição geométrica teórica.

Foram também determinadas as cargas de colapso de cantoneiras sobre as quais foram impostas imperfeições obtidas a partir do escaneamento tridimensional do próprio elemento. A implementação das imperfeições escaneadas foi feita de três formas diferentes, formas descritas nas Figura 69, Figura 70, Figura 71. Na Tabela 7 se apresentam as cargas críticas de flambagem provenientes dos ensaios das análises não-lineares de instabilidade dos três tipos de ensaios realizados no perfil escaneado. Observa-se que não houve uma significativa mudança na carga de colapso na medida em que foram feitas aproximações nas seções geométricas do perfil escaneado. Na Figura 76 se apresenta a curva carga deslocamento para o elemento estudado para as simulações realizadas com as imperfeições escaneadas aplicadas de diferentes formas.

Tabela 7 – Carga de Colapso de um perfil cantoneira escaneado

Perfil L	Carga [N]
30 seções	20238,8
10 seções	20625,1
1 seção	20501,1

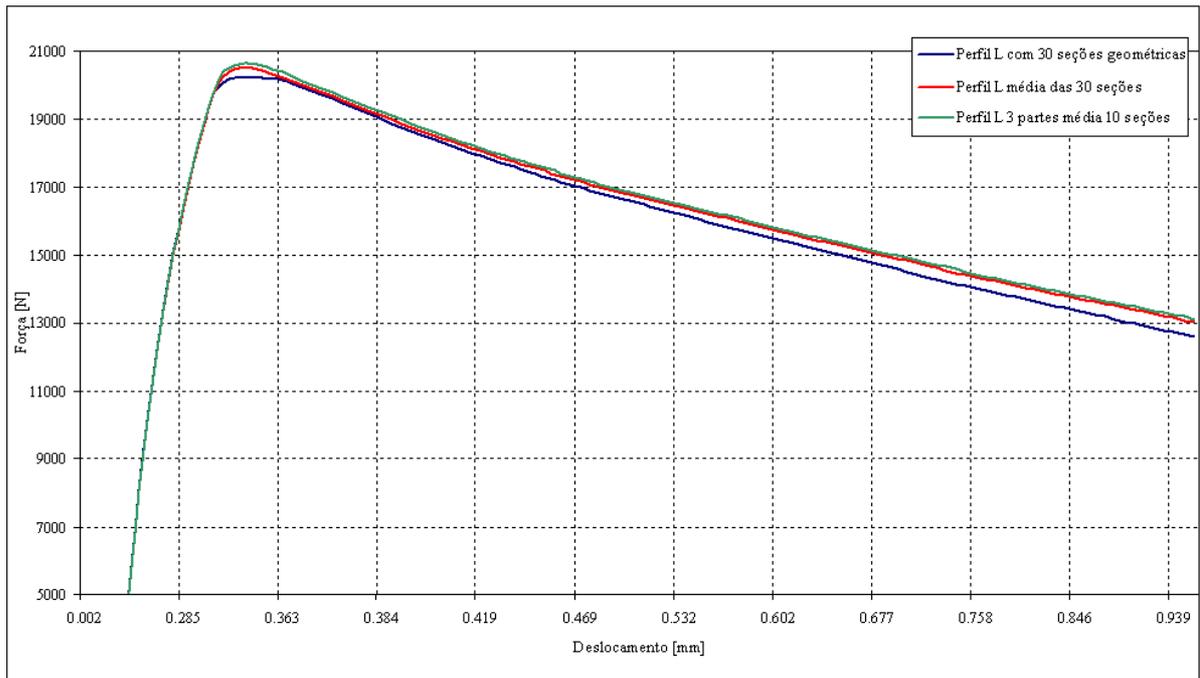


Figura 76 – Simulações considerando diversas formas de implementar as imperfeições geométricas escaneadas.

A Figura 77 mostra a distribuição de tensão no eixo x, eixo longitudinal do perfil, pode ser observado que existe uma distribuição de tensão compressiva na cor azul na região central do perfil, nos três casos estudados. Isso acontece como já foi mencionado anteriormente, devido ao baixo índice de imperfeição geométrica, fazendo com que exista uma maior concentração de tensão compressiva na região central do perfil.

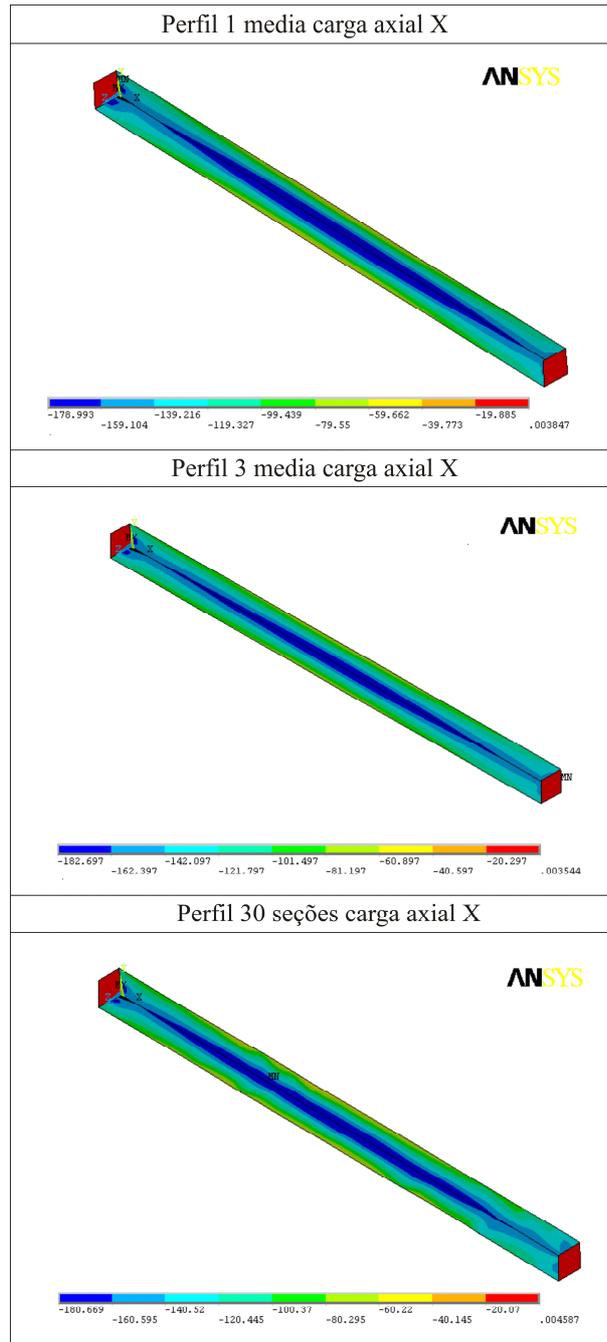


Figura 77 – Distribuição de tensão axial do um perfil de cantoneira escaneado

Comparando os ensaios realizados com perfil teórico com várias imperfeições geométricas com os três casos do perfil escaneado onde as imperfeições já estão incorporadas na geometria do mesmo e observando a Figura 78. Percebe-se que as cargas de colapso ficaram próximas em todas as simulações, porém pode-se observar que as cargas de colapso dos três casos do perfil escaneado se aproximaram da imperfeição geométrica teórica de $L/2000$. Como os resultados dos perfis escaneados ficaram muito próximos, foi apresentado no gráfico da

Figura 78 somente uma curva na qual esta representa a média das três curvas do perfil escaneado.

É visto pelo gráfico também que na região elástica todos os casos estudados se comportaram de forma semelhante apresentando uma inclinação similar entre os casos nas retas da região elástica, também pode ser observado um comportamento semelhante entre as curvas dos casos ensaiados. A carga crítica do montante analisado sem imperfeições foi sensivelmente superior as cargas de colapso das cargas das simulações realizadas. Também na Figura 78 se evidencia que a resposta força - deslocamento utilizando a imperfeição teórica com uma magnitude de $L/2000$ ficou muito próximo a curva da simulação onde as imperfeições foram escaneadas, porém para uma melhor certeza do resultado seria necessário realizar um estudo estatístico de perfis escaneados.

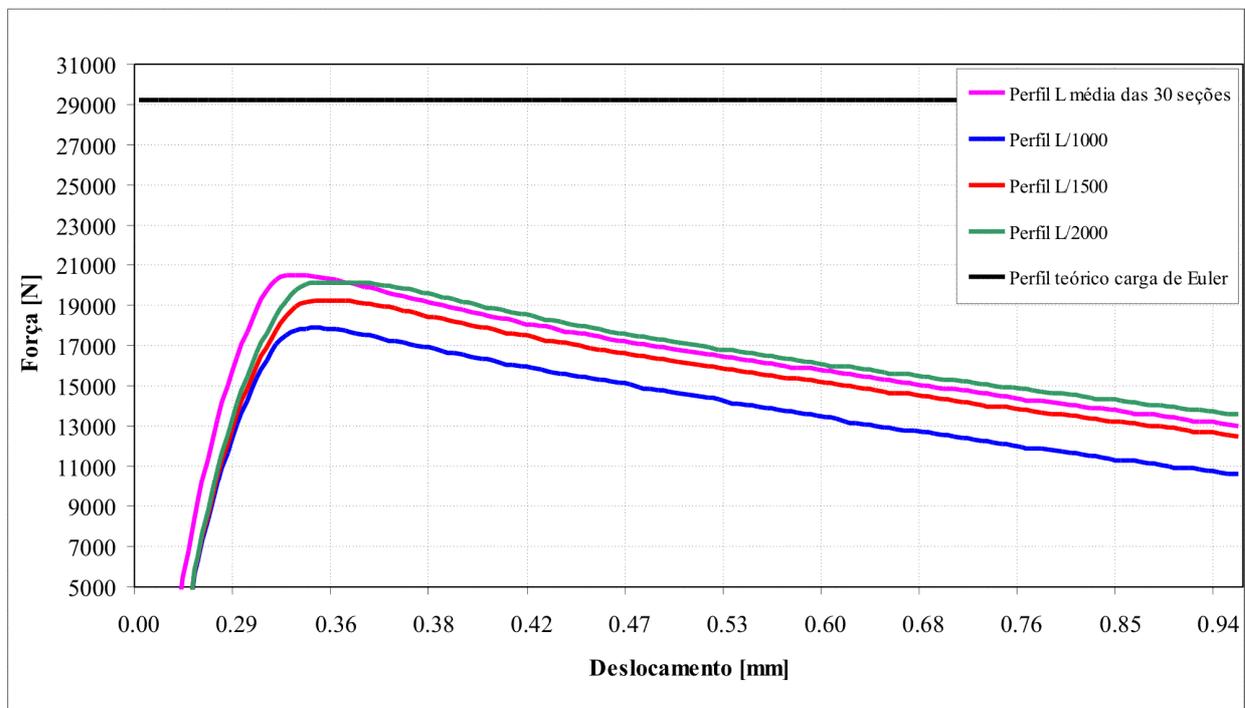


Figura 78 – Comparação das cargas de colapso das diferentes simulações realizadas.

9 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Neste trabalho se realizou o estudo de vários aspectos de uma torre estaiada localizada no campus da universidade de Passo Fundo, esta torre serve de estação metereológica registrando a velocidade do vento a diferentes alturas sobre a mesma. Existem medições experimentais da torre dos modos e frequência da torre. Estes valores experimentais foram utilizados para simular diferentes aspectos de seu comportamento estrutural. Foram feitos modelos globais de diferentes níveis de complexidade, também foi discutido formas de avaliar a excitação do vento sobre a torre e a modelagem de um dos montantes da torre. No decorrer do trabalho foram obtidas as seguintes conclusões.

9.1 Resposta da torre

Os resultados das repostas obtidas através do uso dos modelos utilizados na análise numérica foram representados de forma satisfatória. Indicativo disto são os valores obtidos como deslocamentos horizontais máximos, aproximadamente 18mm para a tormenta EPS. As frequências naturais de vibração medidos foram encontradas em forma experimental.

-O conteúdo da frequência da resposta apresentou valores próximos da frequência dos primeiros modos de vibração, também é mostrado nas repostas que as amplitudes vão decrescendo a medida que se aumenta a frequência.

-Os resultados das análises modais dos modelos ensaiados ficaram coerentes aos resultados obtidos durante o ensaio experimental realizado para determinar as frequências naturais da estrutura real.

-As repostas das análises modais foram validadas também através das simulações de análise harmônica nos quais os resultados das repostas obtidas foram satisfatórios quando comparados com os resultados das análises modais.

Outro fator que pode ser observado é na Figura 68 onde é mostrado o histórico de deslocamento no domínio do tempo, na qual a estrutura sofre deslocamentos no início do tempo. Após certo tempo a estrutura deixa de oscilar sendo que a excitação aplicada e equivalente a uma carga estática, esse fator provavelmente acontece devido à alta taxa da componente de flutuação do vento, definida nos carregamentos das tormentas EPS e também pela esbeltez dos modelos, fazendo com que a resposta da estrutura não flutue em função dos carregamentos aplicados. Levando em consideração essa ausência de flutuação na resposta da estrutura pode-se considerar satisfatório somente o cálculo da resposta dos modelos através da análise estática.

9.2 Análise do montante e a influência na forma de considerar as imperfeições geométricas

O método de escaneamento do perfil pode ser usado como uma ferramenta para determinar imperfeições geométricas em perfis com geometria complexa ou em seções que necessitam de uma precisão de cálculo muito avançada. Porém, este método como ferramenta demanda de um tempo e custo computacional elevado já que é necessário ter uma quantidade de resultados satisfatórios para poder estimar com certa precisão da imperfeição geométrica existente em um perfil. Para o uso em perfis com geometria simples esta ferramenta pode não ser considerada como a mais útil para determinação das imperfeições geométricas. Uma vez que os resultados obtidos através dos ensaios não-lineares dos casos do perfil escaneado não apresentaram diferenças significativas quando comparados aos resultados dos ensaios não-lineares dos perfis de cantoneira com imperfeição geométrica incorporada no ensaio de forma teórica. Desta forma se estaria validando os métodos teóricos propostos na literatura técnica para avaliar as excentricidades.

9.2.1 Considerações sobre incerteza de modelos

Avaliando diferentes modelos de diferentes níveis de complexidade para os diferentes temas abordados ficou clara a variabilidade dos resultados e a necessidade de sempre cruzar informações com modelos que trabalhem sobre hipóteses de trabalho diferente e calibrando eles com valores experimentais.

9.3 Sugestões para futuros trabalhos

As sugestões para trabalhos futuros podem ser divididas em duas partes, a primeira a respeito da análise das respostas da torre e a segunda análise de não linearidades de perfis escaneados.

9.3.1 Análise das respostas da torre:

- Determinar a influencia do pré tensionamento dos cabos em relação as frequências naturais da estrutura;
- Determinar a resposta da estrutura sob ação de uma tormenta gerada teoricamente.
- Realizar um estudo mais aprofundado a respeito do conteúdo da frequência da resposta onde a mesma apresentou valores a baixos da metade da frequência dos primeiros modos de

vibração, um estudo mais detalhado de este aspecto seria necessário para avaliar o significado desta resposta.

9.3.2 Análise do perfil escaneado

- Ensaiar o perfil escaneado e comparar a curva carga deslocamento obtida com os resultados numéricos de carga deslocamentos aqui apresentados.

- Obter as imperfeições geométricas através do escaneado de elementos com seções transversais mais complexas e ensaiar ditos perfis e determinar sua carga de colapso experimentalmente.

10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES FILHO, A., 2005. **“Elementos Finitos: A Base da Tecnologia CAE / Análise Dinâmica”**, São Paulo, Ed. Érica, p.301.

ANSYS INC., 2006. **“Ansys Educational Resources – Online Tutorials”**, disponível em: <http://www.ansys.com/academic/academic-ed-tutorials-popup.htm>, acessado em janeiro/2009.

B. F. SPARLING, A. G. Davenport, **“The dynamic reponse of guyde towers under combined wind and ice loading”**, CSCE Annual Conference, Winnipeg, Manitoba, June 1-4-1994

B. F. SPARLING, A. G. DAVENPORT, **“The dynamic response of guyed towers under combined wind and ice load”**, 1994, CSCE Annual Conference, Winnipeg, Manitoba, June.

BATHE, K.J., 1998. **“Finite Element Procedures in Engineering”**, Prentice-Hall, Englewood-Cliffs.

BJORHOVDE, R. 1972. **“Deterministic and probabilistic approaches to the strength of steel columns”**. PhD Dissertation, Lehigh University, PA.

BLESSMANN, J. **“Introdução ao estudo de ações dinâmicas do vento”**. Porto Alegre: Ed. UFRGS, 1998.

BLESSMANN, J. **“O vento na engenharia estrutural”**. Porto Alegre: Ed. UFRGS, 1995.

CHEN, W.F. E HAN, D.J., 1987. **“Plasticity for Structural Engineers”**, Springer-Verlang.

CHODRAUI, G. M. de B., 2006. **“Análise Teórica e Experimental de Perfis de Aço Formados a Frio submetidos à Compressão”**. Tese de Doutorado. EESC/USP, São Carlos.

COWPER, G.R. **“The shear coefficient in Timoshenko’s beam theory”**. Journal of Applied Mechanics, v. 33, s. E, n.2, Jun, 1966.

CRIESFIELD, M. A., 1988. **“Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures”**, Volume 1: Essentials, John Wiley & Sons, Londres.

CRIESFIELD, M. A., 1988. **“Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures”**, Volume 2: Advanced Topics, John Wiley & Sons, Londres.

CRISFIELD, M.A., 1981 **“A Fast Incremental-Iterative Solution Procedure that Handles Snap- Through”**, Computer & Structures, v. 13, p. 55-62.

DAVENPORT, A. G. **“Gust response factors for transmission line lading. International Conference on Wind Engineering”**. Proceedings of the Fifth. Colorado State University, 1979: Pergamum Press, July.

DAVENPORT, A.G. 1961. **“The Spectrum of horizontal gustiness near the ground in high winds”**. Quarterly Journal on the Royal Meteorological Society, London, v. 87, n.372, p.194-211, April 1961.

DUBINA, D., UNGUEANU, V. 2002. **“Effect of imperfections on numerical simulation of instability behaviour of cold-formed steel. Thin-Walled Struct”**. Vol40, p. 239–262.

European Convention for Constructional Steelwork – ECCS, 1987. European Recommendations for the Design of Light Gauge Steel Members. Brussels.

GRIGOLETTI, G. C., 2008 **“Otimização via algoritmos genéticos de perfis U formados a frio submetidos à compressão utilizando o método da resistência direta”**. Tese de Doutorado. UFRGS, Porto Alegre.

GROEHS, A. G. **“Mecânica Vibratória”**. Editora Unisinos 2001. cap. 16 p. 1-24

HARRIS, R.I. 1968. **“Measurements of wind structures at heights up to 598ft above ground level”**. In: Symposium on Wind Effects on Buildings and Structures, Loughborough, Loughborough University of Technology, 1968, v.1, Paper 1.

HE YAN-LI, MA XING, WANG ZHAO-MIN, **“Nonlinear discrete analysis method for random vibration of guyed masts under wind load”**, Journal of wind Engenniring and Industrial Aerodynamics, 2003.

HENNEMAN J. C. F. HAGEMANN C. A., **“Fundamentos básicos e levantamento bibliográfico sobre análise dinâmica de mastros estaidos”**, 1990, Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS.

HIBBIT, KARLSSON & SORENSEN INC., 1995. **“Introduction to the Abaqus / Explicit”**, U.S.A.

IAEA, International Atomic Energy Agency, **“Design basis tropical cyclone for nuclear power plants”**, Safety series, N° 50 SG-S11B, Vienna, 1984.

IASS, **“Recommendation for the desing and analysis of guyed masts”**, International Association for Shell and Spatial Structures, Madri 1981.

J. C. F. HENNEMAN, C. A. HAGEMANN, **“Fundamentos básicos e levantamentos bibliográficos sobre análise estática de torres estaiadas”**, UFRGS, 1995.

JUNIOR, J. P. **“Modelagem e simulação do campo de velocidade do vento em tormentas elétricas”**. 2005. Tese de Doutorado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, UFRGS, Porto Alegre.

KAROUMI, R., **“Some modeling aspects in the nonlinear finite element analysis of cable supported bridges”**. 1998, Department of Structural Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden. Pergamum Press, November.

LOREDO-SOUZA, A. M. **“The behavior of transmission lines under high winds”**. PhD Thesis, University of Western Ontario, London, Ontario, 1996, Canada.

LOREDO-SOUZA, A. M.; DAVENPORT, A. L.; PALUCH, M. J. **“Determinação da resposta de torres de transmissão à ação do vento”**. Construção Metálica – Estudos e Pesquisas Recentes. Passo Fundo: Editora Universidade de Passo Fundo, 2005, p. 46-66.

M. SHINOZUKA and C. M. JAN, **“Digital simulation of random process and its applications”**. Journal of Sound and Vibration, 25(1), 111-118, 1972.

MAIA, W, 2008. **“Sobre a estabilidade de aço formadas a frio e submetidas a compressão”**, Dissertação de Mestrado. EESC, Universidade de São Paulo.

MIGUEL, L. F. F.; RIERA, J. D.; KAMINSKI Jr., J.; FADEL MIGUEL, L. F.; MENEZES, R. C. R., **“Model uncertainty in the definition of EPS wind load in transmission line design”**, ICWE12 – Twelfth International Conference on Wind Engineering, Cairns, Austrália, 2007.

PAIXÃO, R. F.; RIERA, J. D. **“Frecuencias de vibracion de cables com baja tension inicial, estacionários y en movimiento”**. Universidade Estadual de Feira de Santana e Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, Brasil e Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, Sismodinâmica, 1991.

RAID KAROUMI, **“Some modeling aspects in the nonlinear finite element analysis of cable supported bridges”**, 1999, Elsevier Science Ltd.

RIKS, E., 1979. **“An Incremental Approach to the Solution of Snapping and Buckling Problems”**. International Journal of Solids and Structures, v. 15, p. 529-51.

SIMIU, E. SCANLAN, R. H. **“Wind effects on structures”**. 2.ed.NY: John Wiley & Sons, 1985.

VELETOS, A. S. Verbic, B. 1973. **“Earthquake Engineering and Structural Dynamics”**.

VON MISES, R., 1913. **“Mechanik der festen Körper im plastisch deformablen Zustand”**, Götting Nachr Nachr. Math. Phys.

YU, W. W. 2000. **“Cold-formed steel design”**. New York: John Wiley & Sons. 756p.

ZAMPIRON, I. **“Critérios de torres autoportantes de telecomunicações e aplicações”**. 2008. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

ZIENKIEWICZ, O. C., 1982. **“El Método de los Elementos Finitos”**, Editorial Reverte S.A., Barcelona Espanha, p. 903.

CLOUGH, R. W., 1993. **“Dynamics of Structures”**, 2nd ed. New York, McGraw-Hill, xxii, p.738.

ALLEN, H. G., BULSON, P. S., 1980. **“Background to Buckling”**. London: McGraw Hill.

PUGLIA, V. B., PALUCH, M. J., 2005. **“Medições in situ da resposta de torres estaiadas sob ação do vento”**. Trabalho de conclusão de curso em Engenharia Mecânica. UPF, Passo Fundo.

CIMAF, 1995. **“Companhia Industrial e Mercantil de Artefatos de Ferro”**, Catálogo C-10. Manual técnico.