

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA MECÂNICA

GERAÇÃO DO CAMPO ESTOCÁSTICO DE VELOCIDADES DO VENTO E APLICAÇÃO A
UMA TORRE DE TRANSMISSÃO

por

Érgon Jean Fleck

Monografia apresentada ao Departamento de Engenharia Mecânica da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do diploma de Engenheiro Mecânico.

Porto Alegre, novembro de 2014



Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Departamento de Engenharia Mecânica

GERAÇÃO DO CAMPO ESTOCÁSTICO DE VELOCIDADES DO VENTO E APLICAÇÃO A
UMA TORRE DE TRANSMISSÃO

por

Érgon Jean Fleck

ESTA MONOGRAFIA FOI JULGADA ADEQUADA COMO PARTE DOS
REQUISITOS PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE
ENGENHEIRO MECÂNICO
APROVADA EM SUA FORMA FINAL PELA BANCA EXAMINADORA DO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA MECÂNICA

Prof. Dr. Thamy Cristina Hayashi
Coordenador do Curso de Engenharia Mecânica

Área de Concentração: **Mecânica dos Sólidos**

Orientador: Prof. Dr. Letícia Fleck Fadel Miguel

Comissão de Avaliação:

Prof. Edson Hikaro Aseka

Prof. Juan Pablo Raggio Quintas

Prof. Walter Jesus Paucar Casas

Porto Alegre, 10 de novembro de 2014.

AGRADECIMENTOS

Agradeço especialmente à Professora Dr. Leticia Fleck Fadel Miguel, orientadora deste trabalho, pela sugestão do tema, dedicação e comprometimento.

Agradeço aos meus pais, João Pedro Fleck e Vera Regina Birck, que sempre demonstraram um esforço imensurável para me proporcionar a melhor educação possível e a quem eu serei eternamente grato por sempre estarem ao meu lado.

Agradeço aos meus amigos Dárlon K. Soliman, Pedro Santos Schaan e Renan Viana, verdadeiras amizades que fiz durante o período acadêmico e que foram de fundamental importância na minha formação, tanto pessoal, quanto profissional.

Agradeço aos meus colegas da TMSA – Tecnologia em Movimentação S.A., em especial ao Eng. Sidnei Baccarin, que me proporcionaram um ambiente de constante aprendizado.

FLECK, E. J. **Geração do Campo Estocástico de Velocidades do Vento e Aplicação a uma Torre de Transmissão**. 2014. 15. Monografia (Trabalho de Conclusão do Curso em Engenharia Mecânica) – Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

RESUMO

Estruturas com período fundamental superior a 1s podem apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio – principal solicitação para este tipo de estrutura – fazendo-se necessária uma análise dinâmica mais aprofundada, uma vez que estas excitações com parcelas oscilatórias de baixa frequência, podem ser catastróficas para este tipo de estrutura. O presente trabalho propõe uma rotina numérica para avaliar deslocamentos, velocidades e acelerações dos pontos que compõem uma típica torre de transmissão treliçada sob a excitação aleatória do vento – tormentas extratropicais (EPS), comuns nas regiões de latitude média da América do Sul e posterior comparação com análise estática. A rotina numérica é feita em *software* MATLAB, baseada no método de Newmark de integração numérica implícita e na geração das forças de excitação a partir do conhecido espectro de Davenport (para tormentas EPS), e aplicação nodal conforme NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações, utilizada também na definição da componente transversal média da velocidade do vento. Foram obtidos, a partir da análise dinâmica, deslocamentos consideravelmente maiores em relação a análise puramente estática, chegando a um pico de deslocamento horizontal três vezes maior. Este resultado, possivelmente catastrófico a este tipo de estrutura, depende fortemente das parcelas oscilatórias de baixa frequência da força aplicada à torre, que são, possivelmente, coincidentes as baixas frequências naturais dos primeiros modos de vibração da estrutura. Este estudo comprova a importância de avaliar os efeitos dinâmicos, uma vez que se queira projetar estruturas esbeltas com boa qualidade estrutural, levando em conta critérios de estabilidade e deslocamentos.

PALAVRAS-CHAVE: Campo estocástico de velocidades do vento, análise dinâmica de estruturas, torres de linhas de transmissão.

FLECK, E. J. **Generation of Stochastic Field of Wind Velocities and Application to a Transmission Tower**. 2014. 15. Monografia (Trabalho de Conclusão do Curso em Engenharia Mecânica) – Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

ABSTRACT

Structures with a fundamental period greater than 1s may show an important floating response on the direction of the mean wind – principal request for this kind of structure – being necessary a further dynamic analysis, since these excitations with low frequency oscillation parcels, can be catastrophic for this kind of structure. The present paper proposes a numerical routine in order to evaluate displacements, velocities and accelerations from the points that compose a typical truss transmission tower under a random excitation of the wind – “Extended Pressure Systems (EPS)”, common at the South American regions with medium latitude. The numerical routine is done on the MATLAB software, based on the Newmark method of implicit numerical integration and the force generation excitation from the known spectrum of Davenport (for EPS winds), and nodal application according to NBR 6123 – forces due to the wind in buildings, also used on the definition of the average transversal component of the wind velocity, corresponding to the specific location of the structure. From a dynamic analysis it was possible to obtain displacements considered bigger in relation to a pure static analysis, getting to a peak of horizontal displacement three times bigger. This result, possibly catastrophic to this kind of structure, depends strongly of low frequency oscillatory parcels of strength applied to the tower, which are, possibly coincident to natural low frequency of the first modes of vibration of the structure. This study proves the importance to evaluate the dynamic effects, considering the goal to project slim structures with a good structural quality, considering criteria of stability and displacements.

KEYWORDS: Stochastic field of wind velocities, dynamic structural analysis, transmission line towers.

ÍNDICE

	Pág.
1. INTRODUÇÃO.....	1
2. OBJETIVOS.....	1
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	1
4. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	2
4.1. Simulação dos dados das componentes flutuantes do vento.....	4
4.2. Método dos elementos finitos.....	5
4.3. Amortecimento proporcional de Rayleigh.....	6
4.4. Método de Newmark.....	7
4.5. Determinação das forças a partir da norma brasileira NBR 6123.....	7
5. METODOLOGIA.....	9
6. RESULTADOS OBTIDOS.....	10
6.1. Resultados obtidos na análise computacional estática.....	12
6.2. Resultados obtidos na análise computacional dinâmica.....	13
7. CONCLUSÕES.....	14
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	15

1. INTRODUÇÃO

Com o avanço da competitividade no mercado atual, a busca pela ampliação dos lucros é cada vez maior, levando ao uso de estruturas cada vez mais leves. As torres de transmissão são um exemplo desse uso. Construídas quase que exclusivamente de aço ou ligas leves, a partir de perfis do tipo barras sólidas, tubos ou cantoneiras, de modo a formar uma configuração treliçada, são, geralmente, estruturas muito altas, esbeltas e flexíveis, possuindo, usualmente, frequências naturais inferiores a 1Hz. Estruturas com período fundamental superior a 1s podem apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio – principal solicitação para este tipo de estrutura – fazendo-se necessária uma análise dinâmica mais aprofundada, uma vez que estas excitações com parcelas oscilatórias de baixa frequência, podem ser catastróficas para este tipo de estrutura. Tal análise, normalmente, não se faz necessária em estruturas de frequência fundamental maior que 1 ou 2Hz.

Por serem, em geral, utilizadas na área de transporte de energia elétrica em alta tensão e de telecomunicação, vibrações excessivas podem, também, comprometer a qualidade e confiabilidade das transmissões, bem como diminuir a vida útil de componentes ligados à torre. Em algumas situações, vibrações devidas ao vento podem, inclusive, causar o colapso do sistema de uma linha de transmissão (LT).

2. OBJETIVOS

O presente trabalho propõe uma rotina numérica para avaliar deslocamentos, velocidades e acelerações dos pontos que compõem uma típica torre de transmissão treliçada sob a excitação aleatória do vento – tormentas extratropicais (EPS), comuns nas regiões de latitude média da América do Sul. A fim de comprovar a necessidade de uma análise dinâmica mais aprofundada para avaliar estruturas esbeltas, os resultados obtidos são comparados a uma análise puramente estática. A rotina numérica é feita no *software* MATLAB, baseada no método de Newmark de integração numérica implícita e na geração das forças de excitação a partir do conhecido espectro de Davenport (para tormentas EPS), e aplicação nodal conforme NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações, utilizada também na definição da componente transversal média da velocidade do vento.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A norma brasileira de vento NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações, em sua seção 9.1. apresenta a existência de componentes flutuantes em torno da velocidade média do vento: “...No vento natural, o módulo e a orientação da velocidade instantânea do ar apresentam flutuações em torno da velocidade média, designadas por rajadas...”

Estas componentes flutuantes podem ser tomadas como um fenômeno físico aleatório, que segundo Bendat e Piersol (1971), “dados que representam um fenômeno físico aleatório não podem ser descritos através de uma relação matemática por que cada observação do fenômeno será única”.

A função densidade espectral de potência é utilizada para simular o campo estocástico de velocidades do vento através da sobreposição de ondas harmônicas, como descrito por Shinozuka e Jan (1972), que propuseram um método eficiente para a simulação digital de processos aleatórios usando a densidade espectral de potência (PSD), que, essencialmente, faz uso de uma série de funções cosseno, frequências equilibradamente espaçadas e ângulos de fase aleatórios, conhecido como Método da Representação Espectral.

O presente trabalho utiliza o conhecido espectro de Davenport para ventos do tipo EPS, seguindo Kaminski Jr. (2007) que afirma que: “...nas regiões de latitude média da América do

Sul, os ventos que ocorrem com mais frequência são as tormentas extratropicais (EPS) e as tormentas elétricas (TS).

A norma brasileira de vento NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações, em sua seção 9.1 ressalta, ainda, que: “Edificações com período fundamental superior a 1 s, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio”. A exemplo deste tipo de estruturas, estão as torres de transmissão.

4. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Existem diferentes formas de se considerar a ação do carregamento do vento em estruturas. A forma mais simples consiste em considerar carregamentos estáticos equivalentes, conforme abordado em alguns códigos ou normas, a exemplo, entre outros, da NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações.

Outra forma é admitir que a ação do vento possa ser representada como um processo aleatório, estacionário ou não. Este processo pode ser obtido a partir de medições experimentais ou através de simulações de registros das componentes da velocidade do vento, a partir de espectros de potência teóricos, como o proposto por Davenport (1961).

No presente trabalho, é assumido o vento EPS descrito por um modelo 2D estacionário e homogêneo, caracterizado por uma velocidade do vento média com orientação constante através da região de interesse. O campo de velocidades do vento é definido por uma velocidade de referência na altura padrão de 10m, por um perfil de velocidade média transversal à torre de transmissão (Figura 4.1) e pelo espectro de uma componente de velocidade horizontal e uma componente de velocidade vertical flutuantes, as quais são assumidas como um processo aleatório independente. Amostras do campo de velocidades do vento são geradas em pontos pré-estabelecidos formando um plano de interpolação 2D (em duas dimensões) contendo o volume de interesse conforme o esquema descrito na Figura 4.2.

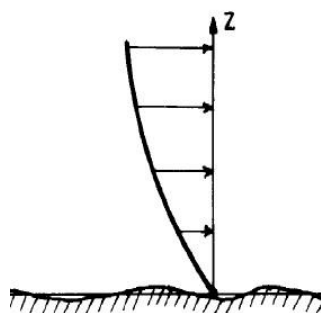


Figura 4.1: Perfil de Velocidade Média do Vento (transversal a torre).

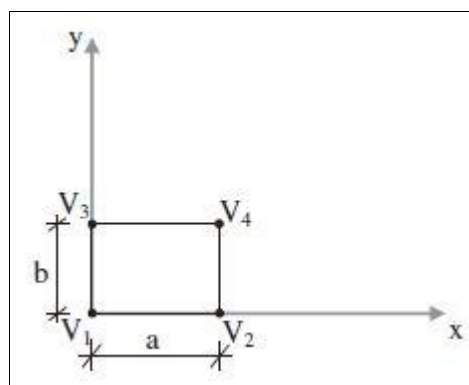


Figura 4.2: Plano 2D de interpolação

O espaçamento dos pontos que englobam o volume de interesse no plano de interpolação ao longo do vento, nas direções transversal e vertical, é estabelecido conforme comprimentos de correlação das componentes flutuantes. Comprimento de correlação pode ser definido, resumidamente, como a mínima distância para que não ocorra sobreposição dos efeitos entre dois pontos subsequentes.

As componentes flutuantes do vetor velocidade do vento em qualquer ponto dentro do plano de interpolação, são então determinadas através do procedimento de interpolação proposto por Riera e Ambrosini (1992) e estendido, conforme Miguel et al. (2012), para o campo bidimensional, como segue:

$$V(x, y) = V_1 + \frac{V_2 - V_1}{a}x + \frac{V_3 - V_1}{b}y + \frac{V_4 - V_3 - V_2 + V_1}{ab}xy \quad (4.1)$$

Onde:

a = comprimento de correlação transversal;

b = comprimento de correlação vertical.

A partir de expressões empíricas definidas por Miguel et al. (2012), são definidos os comprimentos de correlação aplicados nos campos de vento simulados, conforme mostrado nas Figuras 4.3 e 4.4:

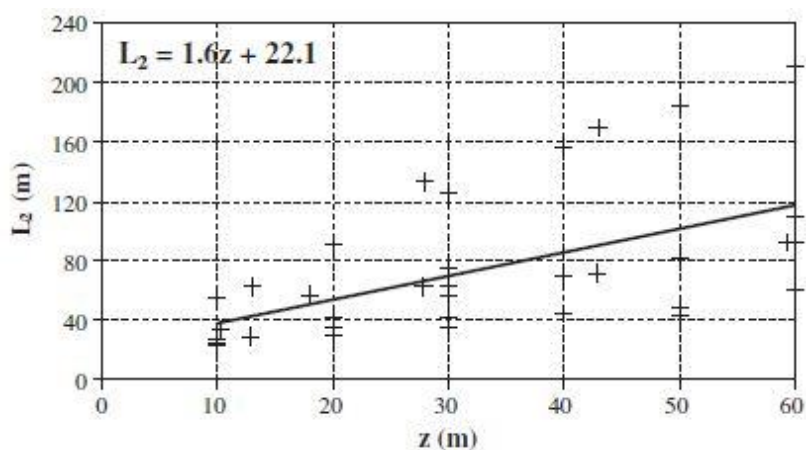


Figura 4.3: Comprimento de correlação x altura e equação de regressão linear (direção transversal).

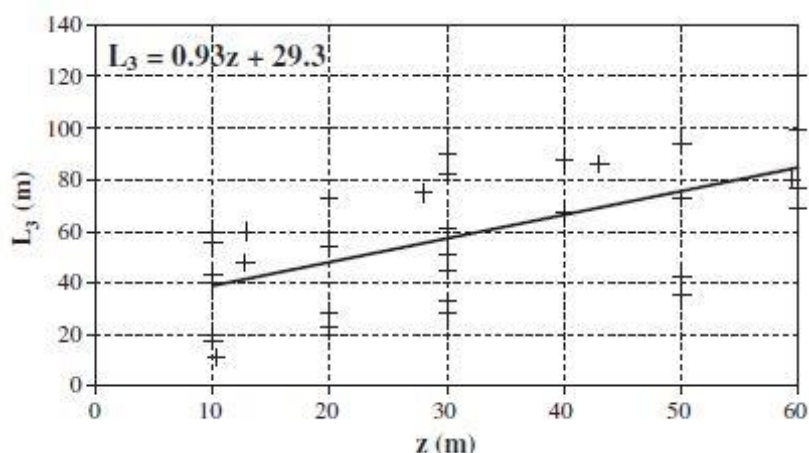


Figura 4.4: Comprimento de correlação x altura e equação de regressão linear (direção vertical).

4.1 SIMULAÇÃO DOS DADOS DAS COMPONENTS FLUTUANTES DO VENTO

Para criar o campo de velocidades do vento são gerados, inicialmente, conforme Miguel et al. (2012), dados da velocidade do vento dependentes do tempo não correlacionados (procedimento aleatório). Adota-se, para isso, um sistema de coordenadas cartesianas (x,z), no qual z denota a altura acima do chão e x é a direção ao longo do vento. É assumido o vetor velocidade média do vento $\vec{V}(z)$ e o vetor da componente flutuante da velocidade $\Delta\vec{V}(x,z,t)$, o qual é assumido como um processo estacionário e aleatório.

$$\vec{V}(x, z, t) = \vec{V}(z) + \Delta\vec{V}(x, z, t) \quad (4.2)$$

Adotou-se o procedimento padrão da norma brasileira NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações para descrever o vetor velocidade média do vento.

A velocidade básica do vento V_0 , obtida através da tabela de isopletras da norma (Anexo I) é multiplicada pelos fatores S_1 , S_2 , e S_3 para ser obtida a velocidade característica do vento, V_k , para a parte da edificação em consideração:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (4.3)$$

O fator topográfico, S_1 , leva em consideração as variações do relevo do terreno e é adotado, no presente estudo, igual a 1,0, referente a um terreno plano ou fracamente acidentado, conforme indicação da norma.

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou da parte da edificação em consideração. O fator S_2 foi calculado conforme categoria, classe e equacionamento mostrados no Anexo II.

O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. O fator estatístico S_3 adotado é igual a 0,95, referente a edificações e instalações industriais, com baixo fator de ocupação, conforme grupo três da tabela que se encontra no Anexo III.

A velocidade característica do vento permite determinar a pressão dinâmica pela expressão:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (4.4)$$

Sendo (unidades SI): q em N/m² e V_k m/s.

As componentes flutuantes $\Delta\vec{V}(x, y, z, t)$ são um processo aleatório de média zero, simulado neste estudo pela superposição de ondas harmônicas como descrito por Shinozuka e Jan (1972):

$$\Delta\vec{V}(t) = \sum_{j=1}^N \sqrt{2S_w(f_j)\Delta f_j} \cos(2\pi f_j t + \phi_j) \quad (4.5)$$

Este método é conhecido como Método de Representação Espectral. Para aplicá-lo, a faixa de frequência de interesse, deve ser dividida em N intervalos (conforme um delta de frequência, $\Delta f = f_{j+1} - f_j$). ϕ_j é o ângulo de fase, uma variável aleatória com função distribuição de probabilidade uniforme variando de 0 a 2π .

Para a função densidade espectral de potência $S_w(f)$ da componente flutuante da velocidade do vento é adotado o espectro de Davenport para vento do tipo EPS (tormentas extratropicais)

$$\frac{f S_w(f)}{u_*^2} = \frac{4n^2}{(1+n^2)^{4/3}} \quad (4.6)$$

Onde:

f = frequência, em Hz;
 $n = fL/\bar{V}_{10}$, sendo \bar{V}_{10} , a velocidade média do vento na altura de 10m (retirada diretamente da tabela de isopletas em anexo I);
 $L = 1200$ m.

4.2 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

No presente trabalho, é utilizado elementos de barra para representar a estrutura treliçada da torre de transmissão, sendo suas ligações consideradas vinculações do tipo rótula, de modo que os elementos são submetidos apenas a cargas axiais (tração/compressão).

A matriz de rigidez local para um elemento de barra "i" é apresentada pela equação 4.7:

$$K^i = \frac{E^i \cdot A^i}{L^i} \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.7)$$

Onde:

K^i = matriz de rigidez local do elemento de barra "i";
 E^i = Módulo de elasticidade (módulo de Young) do elemento de barra "i", em Pa;
 A^i = Área da seção transversal do elemento de barra "i", em m²;
 L^i = Comprimento do elemento de barra "i", em metros.

A matriz de massa local para o mesmo elemento de barra "i" é apresentada na equação 4.8:

$$M^i = \rho^i \cdot A^i \cdot L^i \begin{bmatrix} 2 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 2 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 2 \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

Onde:

M^i = Matriz de massa local do elemento de barra "i";
 ρ^i = Massa específica do elemento de barra "i", em Kg/m³;
 A^i = Área da seção transversal do elemento de barra "i", em m²;
 L^i = Comprimento do elemento de barra "i", em metros.

Uma vez definidas as matrizes locais de rigidez e massa para cada elemento, deve-se fazer uma transformação de coordenadas de maneira que todos os elementos da estrutura estejam referenciados em um mesmo sistema de coordenadas global. O sistema global de coordenadas é obtido através da multiplicação das matrizes locais por matrizes de rotação e sua transposta. Tem-se então que:

$$\varphi = \begin{bmatrix} \cos(\theta) & 0 \\ \text{sen}(\theta) & 0 \\ 0 & \cos(\theta) \\ 0 & \text{sen}(\theta) \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

Onde:

φ = Matriz de rotação;

θ = Ângulo entre o sistema de coordenadas local e o sistema global.

Finalmente, tem-se que uma matriz de rigidez K^i em coordenadas locais pode ter suas coordenadas transformadas em coordenadas globais conforme equação 4.10:

$$[K] = [\varphi^T] \cdot [K^i] \cdot [\varphi] \quad (4.10)$$

Analogamente, para a matriz de massa:

$$[M] = [\varphi^T] \cdot [M^i] \cdot [\varphi] \quad (4.11)$$

Assim, uma vez obtidas as matrizes em coordenadas globais para cada elemento, faz-se a sobreposição das mesmas, ou seja, somam-se as contribuições num mesmo nó e mesma direção para obter-se a matriz de rigidez global e de massa de todo o sistema.

4.3 AMORTECIMENTO PROPORCIONAL DE RAYLEIGH

Segundo Rao (1995), "... um sistema vibratório, em geral, é composto por uma forma de armazenamento de energia potencial (molas ou elasticidade), uma forma de armazenamento de energia cinética (massa ou inércia) e uma forma pela qual a energia é gradualmente dissipada (amortecedor).

No presente estudo é utilizado o método de amortecimento proporcional de Rayleigh, também conhecido apenas como amortecimento proporcional, na avaliação dinâmica da estrutura.

De acordo com Ripper (2007), sistemas com amortecimento proporcional têm sua matriz de amortecimento representada como uma combinação linear das matrizes de massa e rigidez da forma:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (4.12)$$

Onde α e β são constantes. O autor fala ainda que o coeficiente de proporcionalidade β está ligado com o amortecimento interno e histerese do material, ao passo que α representa as perdas por atrito associadas às componentes inerciais.

Figueiredo (2005) sugere que se determine α e β em função das razões de amortecimento do sistema para os dois primeiros modos de vibração. As frequências naturais podem ser obtidas através de análise modal.

De acordo com Miguel (2006), as frequências naturais podem ser obtidas calculando a matriz dinâmica $[D]$ onde:

$$[D] = [M]^{-1} \cdot [K] \quad (4.13)$$

Cada um dos autovalores de $[D]$ representa uma frequência natural da estrutura elevada ao quadrado (w_i^2). Seus autovetores por sua vez, representam os modos de vibração desta estrutura.

Um algoritmo simples para calcular os coeficientes de Rayleigh é mostrado abaixo:

- 1) Calcular os autovalores e autovetores da matriz dinâmica $[D]$;
- 2) Ordenar os elementos da diagonal dos autovalores em ordem crescente (representam os quadrados das frequências naturais da estrutura) e os respectivos autovetores, de forma a montar a matriz modal ($n \times n$ - matriz dos modos de vibração).
- 3) Com as duas primeiras frequências naturais e o fator de amortecimento ζ , obtém-se:

$$A = \begin{bmatrix} 1 & w_{n1}^2 \\ 1 & w_{n2}^2 \end{bmatrix} \quad (4.14)$$

$$B = 2 \cdot \zeta \cdot \begin{bmatrix} w_{n1} \\ w_{n2} \end{bmatrix} \quad (4.15)$$

- 4) Multiplica-se A^{-1} (inversa da matriz A) por B, obtendo-se um vetor que contém os parâmetros α e β ;
- 5) Finalmente, a matriz de amortecimento para o sistema global de coordenadas será:

$$[C] = [Av_{ord}^T]^{-1} \cdot (\alpha \cdot [M] + \beta \cdot [K]) \cdot [Av_{ord}]^{-1} \quad (4.16)$$

Onde:

$[Av_{ord}]$ = Matriz de autovetores ordenados.

4.4 MÉTODO DE NEWMARK

Os métodos de integração direta das equações de movimento consistem em procedimentos numéricos do tipo passo a passo que não requerem o cálculo prévio das características dinâmicas da estrutura, como autovalores e autovetores.

Os métodos de integração direta podem ser classificados como explícitos ou implícitos. A convergência e exatidão da solução dependerão da capacidade das funções adotadas para representar a aceleração com precisão dentro de cada intervalo de tempo Δt , bem como do tamanho deste intervalo.

Os métodos de integração implícitos utilizam a equação do movimento no instante $t + \Delta t$ para calcular a resposta neste instante.

O método de Newmark é o mais eficaz dos métodos implícitos [Miguel, 2006], e por isso usado no presente estudo para obter a resposta dinâmica da estrutura em termos de deslocamento, velocidade e aceleração.

As funções que representam a variação do deslocamento, da velocidade e da aceleração no instante $t + \Delta t$ são dadas pelas seguintes equações:

$$\vec{x}(t_{i+1}) = (a_0[M] + a_5[C] + [K])^{-1} \{F(t_{i+1}) + [M][a_0\vec{x}(t_i) + a_1\dot{\vec{x}}(t_i) + a_2\ddot{\vec{x}}(t_i)] + [C][a_5\vec{x}(t_i) + a_6\dot{\vec{x}}(t_i) + a_7\ddot{\vec{x}}(t_i)]\} \quad (4.17)$$

$$\dot{\vec{x}}(t_{i+1}) = a_5[\vec{x}(t_{i+1}) - \vec{x}(t_i)] - a_6\dot{\vec{x}}(t_i) - a_7\ddot{\vec{x}}(t_i) \quad (4.18)$$

$$\ddot{\vec{x}}(t_{i+1}) = a_0[\vec{x}(t_{i+1}) - \vec{x}(t_i)] - a_1\dot{\vec{x}}(t_i) - a_2\ddot{\vec{x}}(t_i) \quad (4.19)$$

Onde os vetores $\vec{x}(t_{i+1})$, $\vec{\dot{x}}(t_{i+1})$ e $\vec{\ddot{x}}(t_{i+1})$ representam o deslocamento, a velocidade e a aceleração no tempo $t + \Delta t$ e os vetores $\vec{x}(t_i)$, $\vec{\dot{x}}(t_i)$ e $\vec{\ddot{x}}(t_i)$ representam o deslocamento, a velocidade e a aceleração no tempo t . F é a força externa aplicada à estrutura.

As constantes a_k são parâmetros do método de Newmark dados por:

$$a_0 = \frac{1}{\alpha \cdot \Delta t^2} \quad (4.20)$$

$$a_1 = \frac{1}{\alpha \cdot \Delta t} \quad (4.21)$$

$$a_2 = \frac{1}{2\alpha} - 1 \quad (4.22)$$

$$a_5 = \frac{\delta}{\alpha \cdot \Delta t} \quad (4.23)$$

$$a_6 = \left(\frac{\delta}{\alpha} - 1 \right) \quad (4.24)$$

$$a_7 = \frac{\Delta t}{2} \cdot \left(\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right) \quad (4.25)$$

Os parâmetros α e δ são incondicionalmente estáveis para valores $\alpha = 0,5$ e $\delta = 0,25$. Para o primeiro passo de tempo, os vetores deslocamento e velocidade devem ter condições iniciais conhecidas. O vetor aceleração inicial é dado pela equação 4.26:

$$\vec{\ddot{x}}(t_0) = [M]^{-1} [\vec{F}(t_0) - [C]\vec{\dot{x}}(t_0) - [K]\vec{x}(t_0)] \quad (4.26)$$

4.5 DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS A PARTIR DA NORMA BRASILEIRA NBR 6123

As forças foram definidas a partir de procedimento padrão da norma brasileira NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações e aplicadas de maneira nodal, levando em consideração as áreas de influência dos perfis submetidos a esta solicitação.

Para barras prismáticas de faces planas, tem-se:

- Força na direção x:

$$F_x = C_x q K l c \quad (4.27)$$

- Força na direção y:

$$F_y = C_y q K l c \quad (4.28)$$

Os coeficientes de força C_x e C_y são dados na tabela apresentada em anexo IV e referem-se a duas direções mutuamente perpendiculares, x e y, como indicado. K é um fator de redução considerado, no presente trabalho, igual a 1 de maneira a considerar o pior caso de carga na estrutura. A parcela lc da equação representa a área de influência dos perfis sobre o nó a ser aplicada a força.

Por ser realizado em um plano bidimensional, o presente estudo considera apenas as componentes da força na direção x, onde foi adotado um coeficiente de força C_x de 2,1, situação mais crítica de incidência de vento para perfis do tipo cantoneira nesta direção.

5. METODOLOGIA

Escolheu-se uma estrutura com período fundamental superior a 1s, de modo a satisfazer os critérios sugeridos pela norma brasileira NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações - quanto à necessidade de avaliação dinâmica da estrutura sob efeito das componentes flutuantes na direção do vento médio.

A estrutura em estudo, retirada de Miguel L.F.F. et al (2013), consiste em uma torre de transmissão de 82m de altura, de forma típica, bi-apoiada, construída a partir de perfis do tipo cantoneira, conforme mostrado na Figura 5.1. O módulo de elasticidade do aço é de 210 GPa e a massa específica de 7700 kg/m³. Foi admitida uma razão de amortecimento de 0,4%, conforme sugerido por Heinemeyer e Feldmann (2008). Sua frequência natural de vibração do primeiro modo é 0,9872 Hz.

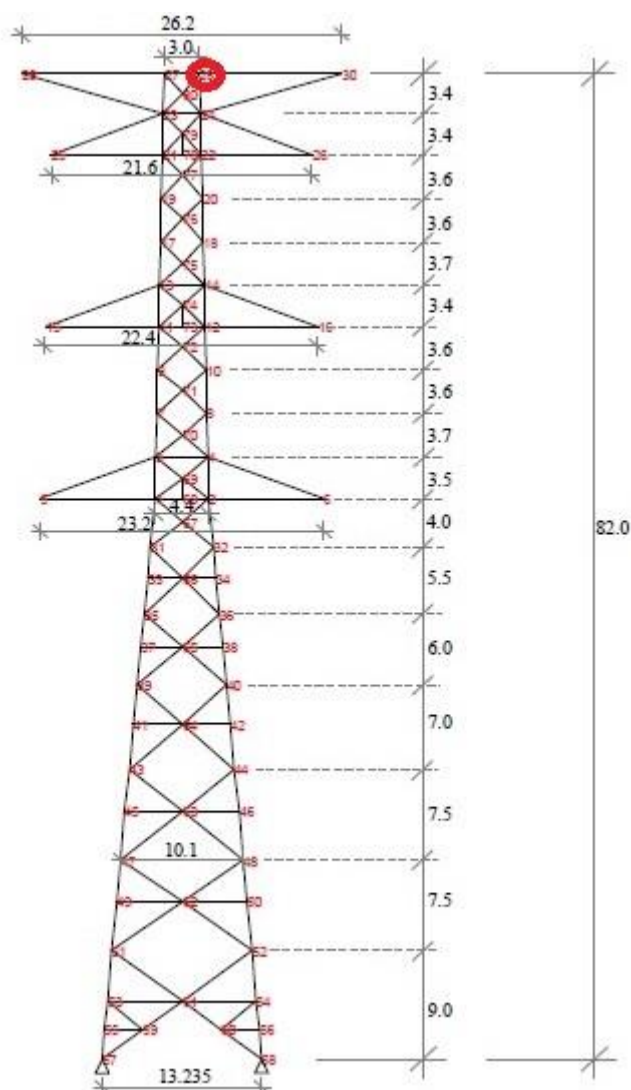


Figura 5.1: Estrutura analisada (valores em m). O nó 28 está circulado na figura.

Para fins de comparação com um resultado puramente estático, calculado através de procedimento padrão da norma brasileira NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações, um modelo equivalente (Apêndice I – Figura A1.1) foi proposto no *software* STRAP 2010 - *software* comercial comumente empregado na análise e dimensionamento de estruturas. Os perfis do tipo cantoneira que compõem o modelo (Figura 5.2) foram definidos a partir de informações das áreas transversais fornecidas junto à definição da estrutura (Anexo V), de maneira a manter a coerência das frequências naturais e de não impor uma inércia excessiva a ponto de mascarar o valor do deslocamento na avaliação estática. As áreas são dadas em cm² e os momentos de inércia, em ambas direções perpendiculares, em cm⁴.

Propriedades de Barras		Opções adicionais				
Nº	Descrição	Dir.	Mat.	Área	I2	I3
1	Cant TCCL150x150x15.9	maior	STEE	43.544	933.21	933.21
2	Cant TCCL150x150x12.7	maior	STEE	35.449	773.05	773.05
3	Cant TCCL150x150x7.9	maior	STEE	22.674	507.88	507.88
4	Cant TCCL150x150x4.76	maior	STEE	13.908	317.13	317.13
5	Cant TCCL150x150x19.05	maior	STEE	51.185	1078.8	1078.8
6	Cant TCCL150x150x19.05	maior	STEE	51.185	1078.8	1078.8
7	Cant TCCL150x150x25.4	maior	STEE	65.595	1338.7	1338.7
8	Cant TCCL75x75x6.35	maior	STEE	8.8622	48.316	48.316
9	Cant TCCL75x75x6.35	maior	STEE	8.8622	48.316	48.316
10	Cant TCCL75x75x9.5	maior	STEE	12.766	67.284	67.284
11	Cant TCCL75x75x4.76	maior	STEE	6.7676	37.553	37.553
12	- Não usada -					

Figura 5.2: Perfis que compõem o modelo equivalente em *software* STRAP 2010.

Para a análise dinâmica, foram desenvolvidas 3 rotinas computacionais em *software* Matlab.

A rotina 1 gera o campo estocástico de velocidades do vento a partir do espectro de Davenport para ventos do tipo EPS, através da equação proposta por Shinozuka e Jan (1972).

A rotina 2 faz a correlação do campo estocástico de velocidades do vento gerado na rotina 1 e, a partir deste, gera as forças estáticas e dinâmicas do vento a serem aplicadas na estrutura.

A descrição da torre feita através do método de elementos finitos, aplicação das forças e avaliação da resposta dinâmica da mesma através do método de integração implícita de Newmark e amortecimento proporcional de Rayleigh é feito na rotina numérica 3, onde são resolvidas as equações de movimento. Por fim, ainda na rotina 3, a resposta é obtida em termos de deslocamento, velocidade e aceleração do grau de liberdade em estudo em cada instante de tempo.

6. RESULTADOS OBTIDOS

Neste capítulo são apresentados os resultados gerados pelas rotinas numéricas criadas para este estudo, bem como o comparativo com os resultados obtidos a partir de uma análise puramente estática.

A rotina computacional para a geração das componentes flutuantes do vento foi estruturada conforme a seção 4.1, e através da qual foram obtidos o espectro de Davenport (Figura 6.1) e as componentes flutuantes da velocidade do vento em um ponto do plano de interpolação apresentado na seção 4 (um exemplo é apresentado na Figura 6.2).

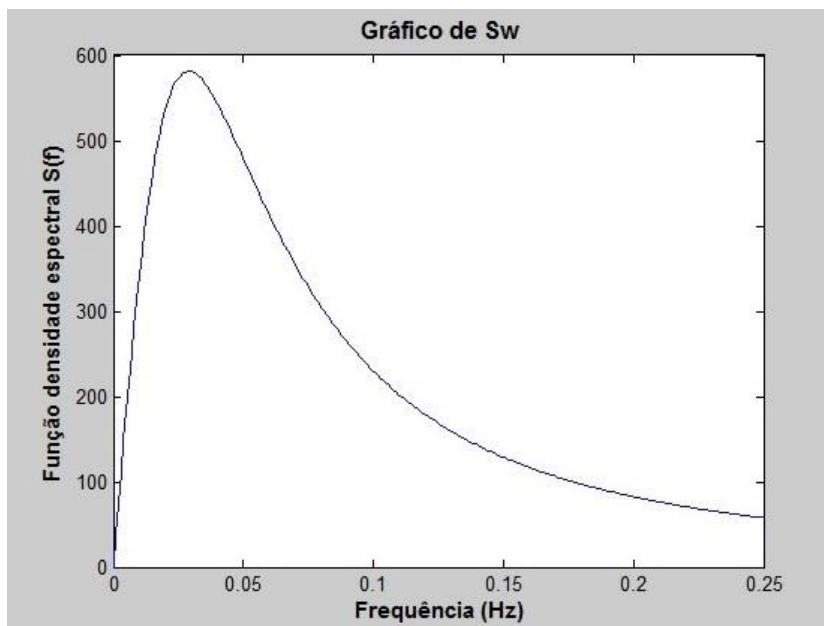


Figura 6.1: Espectro de Davenport.

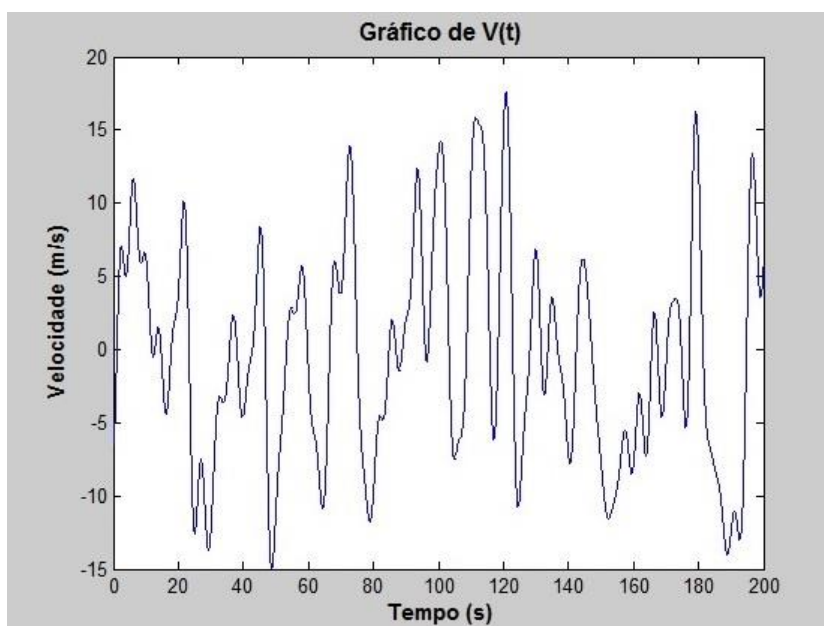


Figura 6.2: Componente longitudinal flutuante de um vento EPS obtido a partir do espectro de Davenport, com o auxílio das equações propostas por Shinozuka e Jan (1972).

6.1 RESULTADOS OBTIDOS NA ANÁLISE COMPUTACIONAL ESTÁTICA

A Figura 6.3 apresenta os resultados de deslocamento do nó 28 da estrutura (escolhido como nó de referência por ser o nó de maior deslocamento do corpo da estrutura) na direção da componente média de velocidade do vento, obtido na análise estática a partir da rotina numérica desenvolvida para este fim.

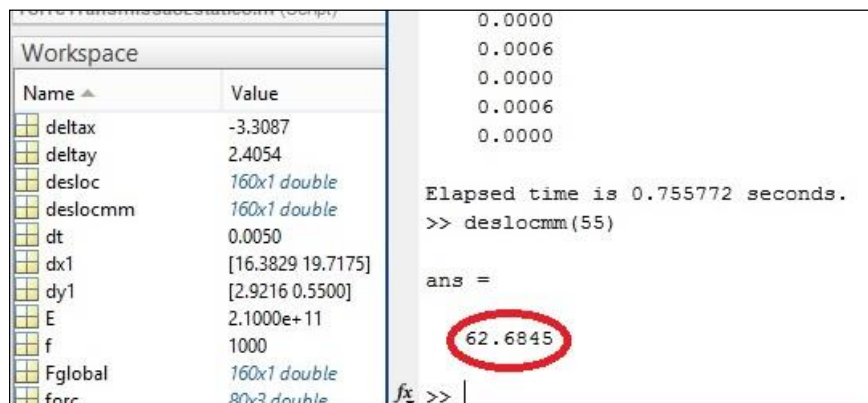


Figura 6.3: Deslocamento do nó 28 na direção da componente média da velocidade do vento, a partir de análise estática em rotina numérica (mm).

A Figura 6.4 apresenta os resultados de deslocamentos dos nós da parte superior da estrutura (maiores deslocamentos) obtidos a partir do software STRAP 2010. Com intuito comparativo, o resultado do nó 28 encontra-se destacado (escolhido como nó de referência por ser o nó de maior deslocamento do corpo da estrutura).

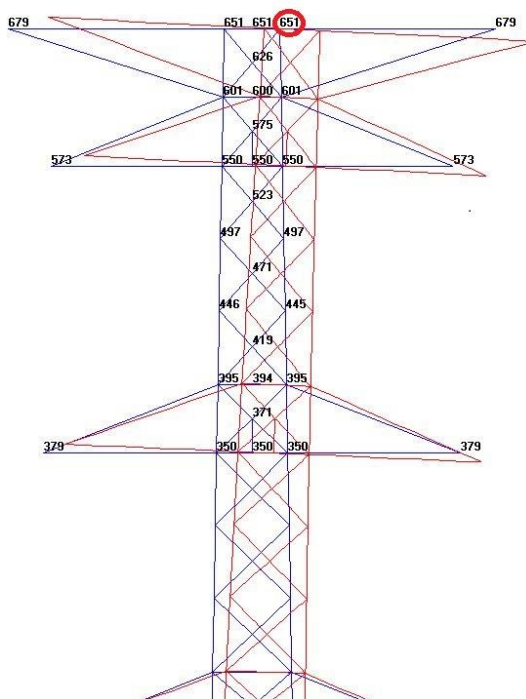


Figura 6.4: Máximos deslocamentos obtidos no *software* STRAP 2010 a partir da aplicação da força média devida ao vento. (valores estão multiplicados por 10 – para facilitar visualização - e são dados em mm).

Conforme pode ser observado na Figura 6.4, o deslocamento máximo do nó 28 na direção do vento médio é de 65,1 mm.

Pode, ainda, ser observado na Figura 6.3 em comparação com a Figura 6.4, que o deslocamento obtido a partir da rotina numérica desenvolvida equivale ao obtido a partir do *software* comercial STRAP 2010, comprovando a validade da rotina numérica elaborada. A mínima diferença apresentada entre os programas deve-se a aproximação das áreas transversais dos perfis no modelo STRAP e a erros devido a aproximações do fator S_2 da norma NBR 6123 no *software* comercial.

6.2 RESULTADOS OBTIDOS NA ANÁLISE COMPUTACIONAL DINÂMICA

As Figuras 6.5, 6.6(a) e 6.6(b) apresentam os resultados obtidos na análise dinâmica da estrutura, em termos de deslocamentos, velocidades e acelerações, respectivamente. Pode-se observar na Figura 6.5, que a estrutura, após aproximadamente 140 s estabiliza o seu deslocamento na faixa de 63 mm, mostrando-se coerente com o deslocamento obtido na análise estática.

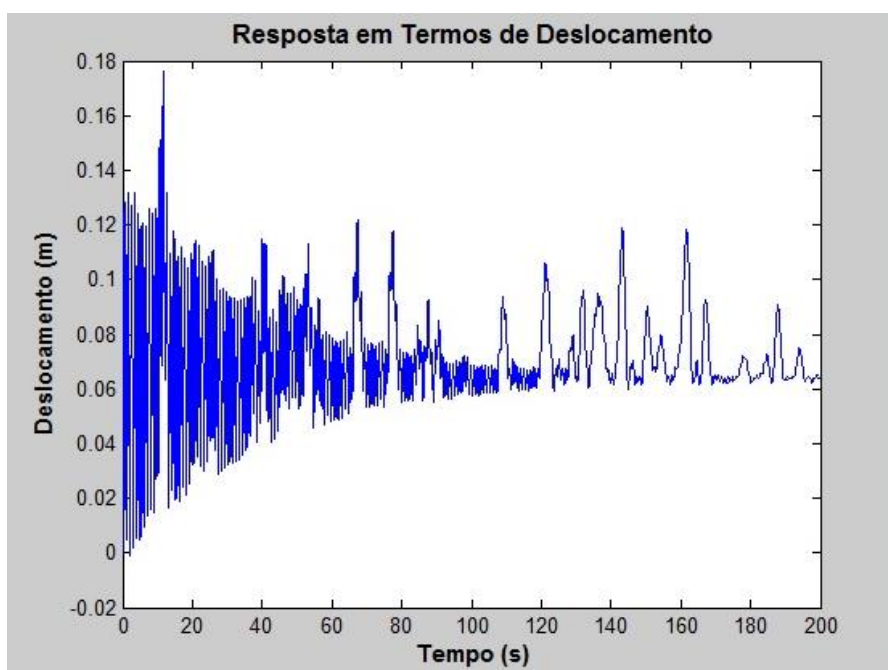


Figura 6.5: Resposta dinâmica: deslocamento horizontal do nó 28 devido à excitação do vento.

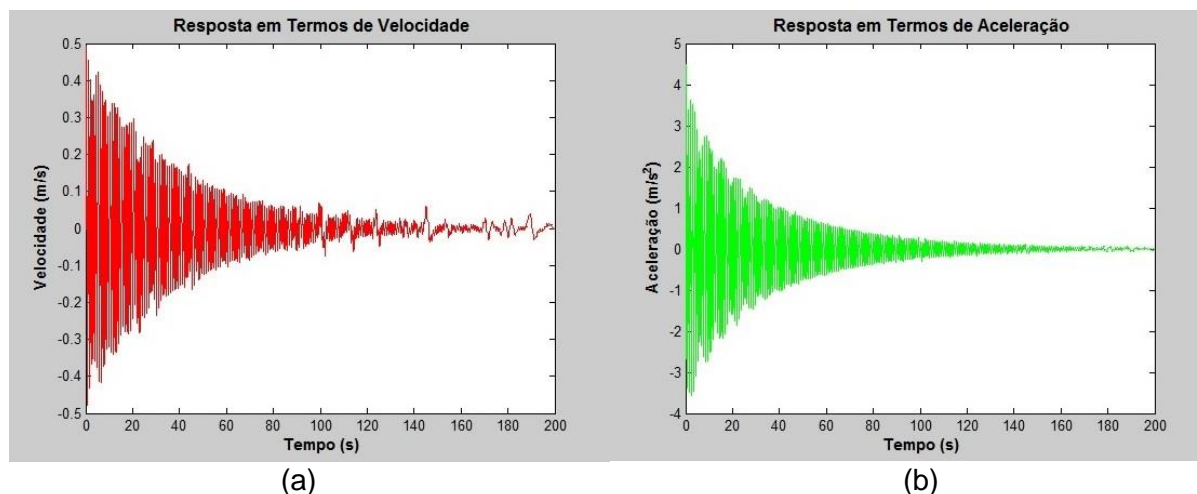


Figura 6.6: Resposta dinâmica: (a) velocidade horizontal do nó 28 devido à excitação do vento. (b) aceleração horizontal do nó 28 devido à excitação do vento.

Afim de demonstrar a aleatoriedade do processo, todas as rotinas foram rodadas novamente a partir de um novo campo estocástico de velocidades do vento gerado em cada ponto do plano de interpolação (seção 4), e obtiveram-se resultados muito próximos aos obtidos anteriormente, comprovando a coerência do processo e da rotina numérica.

A Figura 6.7 mostra a resposta dinâmica em termos de deslocamento para o nó 28 da torre. Pode-se observar a semelhança com a resposta da rodada anterior (Figura 6.5). Tanto o

valor de pico do deslocamento quanto o valor em que o deslocamento estabiliza são praticamente os mesmos para ambas as rodadas. Isto é, um deslocamento máximo de quase 0,18 m e um deslocamento remanescente em torno 0,063 m.

Os resultados provenientes da análise estática não são novamente comparados, uma vez que não resultam de um processo aleatório, coincidindo seus valores em ambos procedimentos.

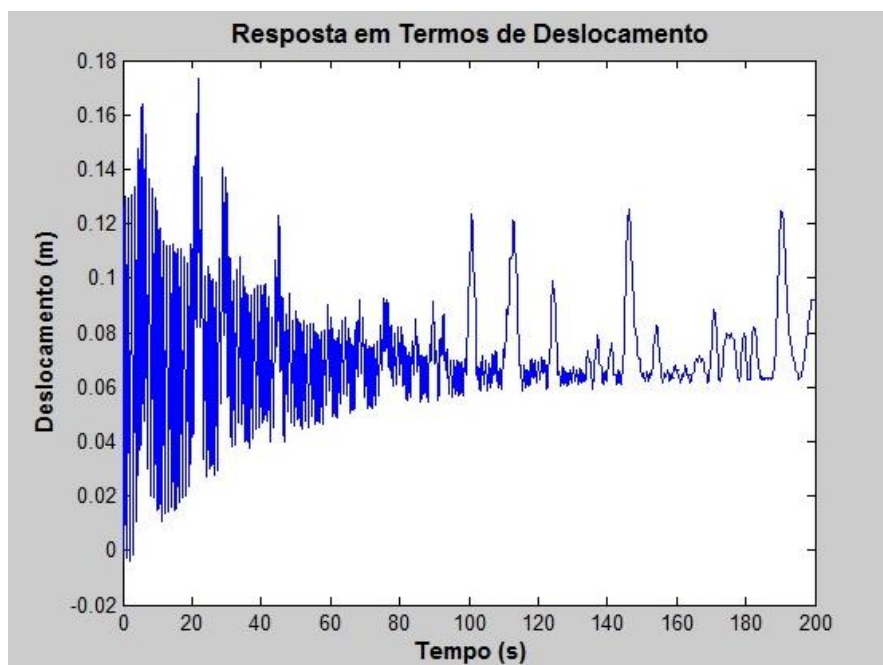


Figura 6.7: Deslocamento horizontal do nó 28 devido à excitação do vento para a rodada 2.

7. CONCLUSÕES

Com a análise efetuada, notou-se, a partir dos resultados obtidos na análise dinâmica, que a imposição das componentes flutuantes na direção da velocidade média do vento implicam um pico de deslocamento inadmissível ao recomendado, chegando a aproximadamente três vezes o deslocamento obtido em uma análise puramente estática.

Este resultado, possivelmente catastrófico a este tipo de estrutura, depende fortemente das parcelas oscilatórias de baixa frequência aplicadas à torre, que são, possivelmente, coincidentes com as baixas frequências naturais dos primeiros modos de vibração da estrutura.

Os resultados obtidos comprovam a recomendação da norma brasileira NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações - quanto à necessidade de uma análise dinâmica mais aprofundada em estruturas com período fundamental superior a 1 s, principalmente àquelas fracamente amortecidas.

Fica como proposta para estudos posteriores a adaptação do modelo em formato 3D, de maneira a melhor avaliar o comportamento da estrutura real, uma vez que parcelas de áreas de influência, componentes na direção y (no sistema de coordenadas adotado) e uma maior rigidez da estrutura real, não são representadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

Blessmann J. **“O vento na engenharia estrutural”**. Editora da Universidade; 1995.

Davenport AG. **“The spectrum of horizontal gustiness near the ground in high winds”**. Quart J Roy Meteorol Soc London 1961;87:194–211.

Figueiredo, F.P. **“Estudo do comportamento dinâmico de passarelas devido ao caminhar de pedestres”**. Rio de Janeiro, 2005.

Heinemeyer C; Feldmann, M. **“European design guide for footbridge vibration”**, Footbridge, Third International Conference. 2008.

Kaminski Jr J. **“Incertezas de modelo na análise de torres metálicas trelicadas de linhas de transmissão”**. Doctoral thesis. PPGEC, UFRGS; 2007.

Marczak, R.J. **“Elementos Finitos – Curso de introdução ao método”**, GMAP, 1995.

Miguel L.F.F. et al, 2013; **“Assessment of modern metaheuristic algorithms – HS, ABC and FA – in shape and size optimisation of structures with different types of constraints”**. Int. J. Metaheuristics, Vol. 2, No. 3, 2013.

Miguel L.F.F. et al, 2012; **“Assessment of code recommendations through simulation of EPS wind loads along a segment of a transmission line”**. Engineering Structures 43 (2012) 1–11.

Miguel, L.F.F. **“Introdução ao Estudo de Vibrações”**, Notas de aula de ENG03374, Porto Alegre, 1ª ed., 2006.

Rao, S. S.: **“Mechanical Vibrations”**, Prentice Hall, 5ª ed, 1995.

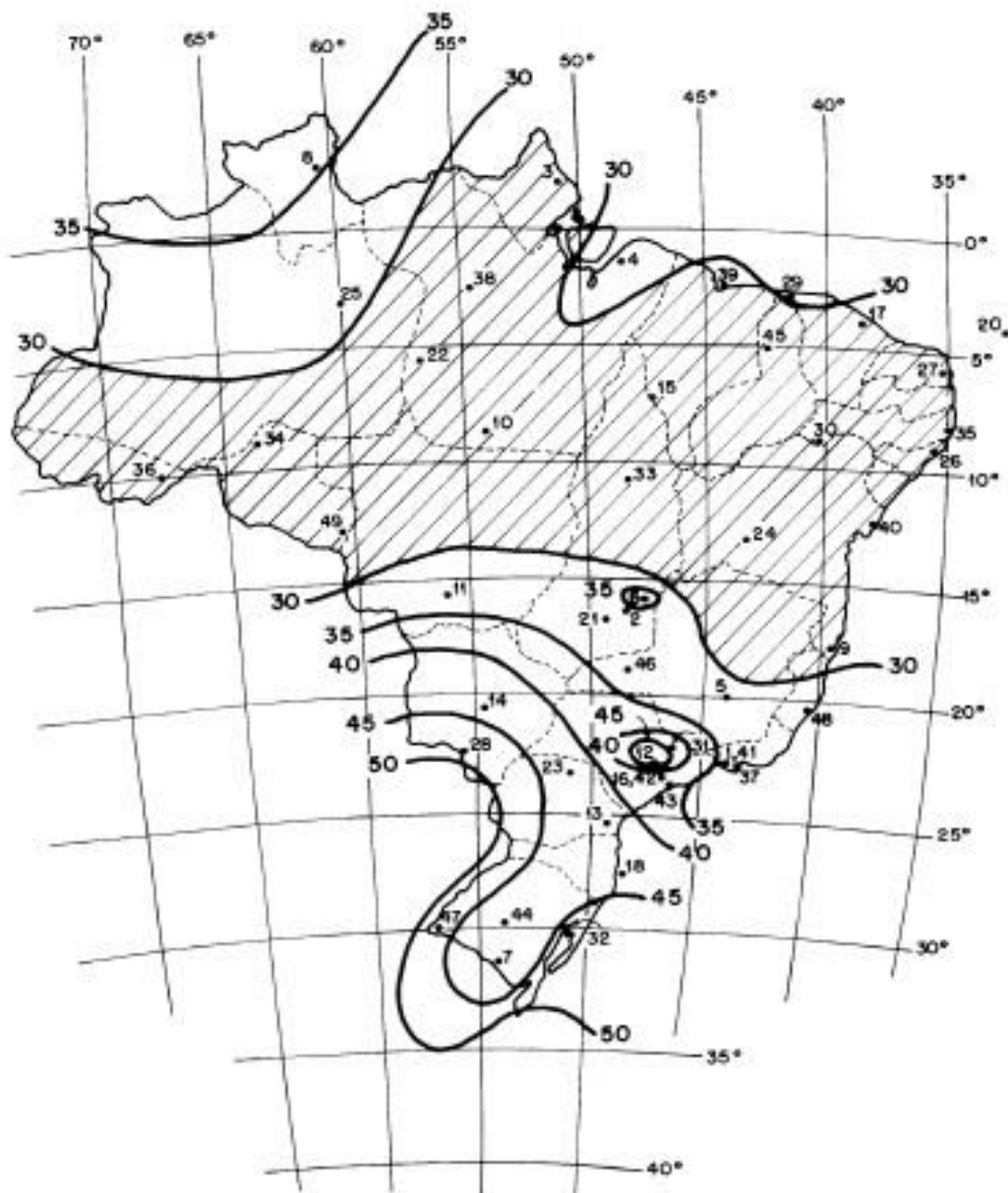
Ripper A. P. Neto. **“Vibrações Mecânicas”** E-papers Serviços Editoriais LTDA., 2007.

Riera JD, Ambrosini RD. **“Analysis of structures subjected to random loading using the transfer matrix or numerical integration methods”**. Engineering Structures 1992;14.

Shinozuka M, Jan C.M.; **“Digital simulation of random process and its applications”**. Journal of Sound and Vibration 1972;25:111–8.

ANEXOS

- I. Tabela de Isopletas – NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações.
 V_0 dado em m/s.



- II. Indicações e equacionamento da norma brasileira NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações para definição do fator S_2 .

Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Exemplos:

- zonas costeiras planas;
- pântanos com vegetação rala;
- campos de aviação;
- pradarias e charnecas;
- fazendas sem sebes ou muros.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 m.

Foram escolhidas as seguintes classes de edificações, partes de edificações e seus elementos, com intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de, respectivamente, 3 s, 5 s e 10 s:

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

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

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

O fator S_2 usado no cálculo da velocidade do vento em uma altura z acima do nível geral do terreno é obtido pela expressão:

$$S_2 = bF_r \left(\frac{z}{10}\right)^p$$

Onde os parâmetros meteorológicos são obtidos através da seguinte tabela:

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos


Categoria	z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10

- III. Tabela utilizada na definição do fator estatístico S_3 – NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações.

Tabela 3 - Valores mínimos do fator estatístico S_3

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

- IV. Tabela Coeficientes de força para barras prismáticas de faces planas – Cantoneiras de abas iguais – NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações.

	
C_x	C_y
+1,8	+1,8
+2,1	+1,8
-1,9	-1,0
-2,0	+0,3
-1,4	-1,4

- V. Tabela das áreas transversais dos perfis do tipo cantoneira que compões a estrutura analisada.

Áreas (cm ²)		
Grupo	Estrutura Analisada	Cores equivalentes no software STRAP 2010
1	46,027	
2	34,815	
3	22,718	
4	14,987	
5	49,273	
6	57,265	
7	67,546	
8	8,6356	
9	9,8922	
10	12,183	
11	6,4654	
Massa Total (kg)	14546,1	
Frequência Natural do Primeiro Modo	0,9872 Hz	

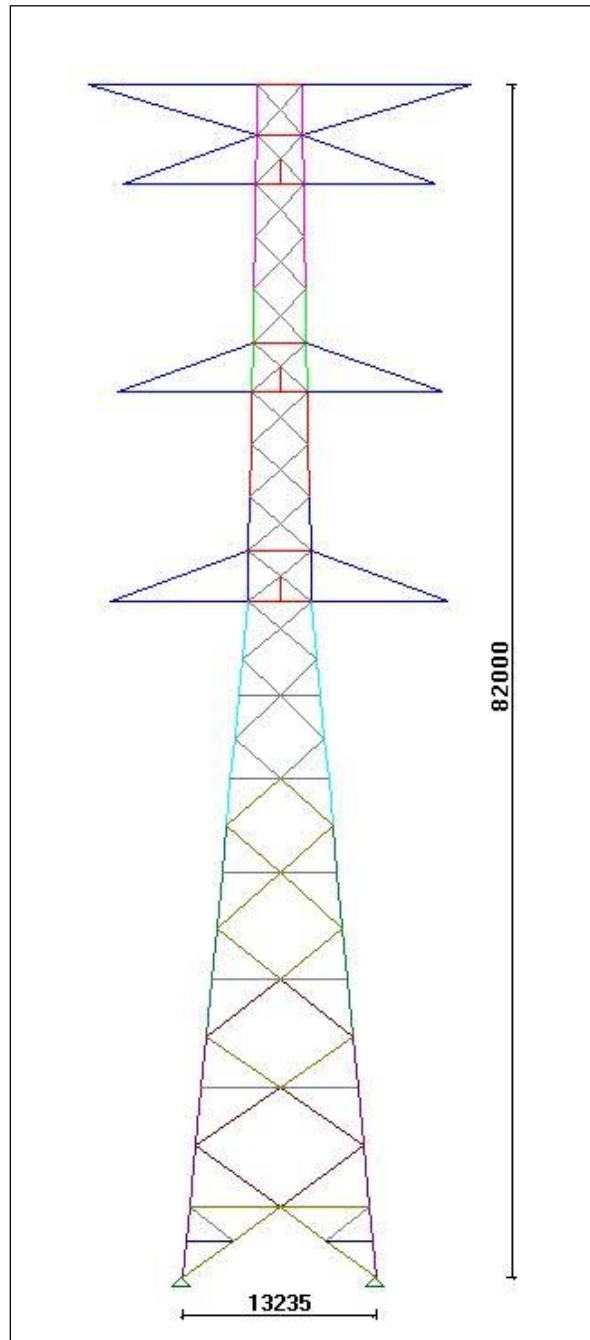


Figura A1.1: Modelo utilizado no *software* STRAP 2010 (valores em mm). As cores indicam os diferentes grupos de perfis que compõem o modelo.