



MODELAGEM DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DINÂMICO DE TORRES DE AÇO DE TELECOMUNICAÇÕES SUBMETIDAS À AÇÃO DINÂMICA NÃO DETERMINÍSTICA DE CARGAS DE VENTO

Breno de Almeida Santos Oliveira

engbrenoalmeida@yahoo.com.br

Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, PGE CIV/FEN/UERJ

Rua São Francisco Xavier, 524, Maracanã, 20550-900, Rio de Janeiro/RJ, Brasil

José Guilherme Santos da Silva

jpgss@uerj.br

Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ

Rua São Francisco Xavier, Nº 524, Maracanã, 20550-900, Rio de Janeiro/RJ, Brasil

Resumo. *O crescente aumento dos problemas de vibrações associados à ação dinâmica do vento incidindo sobre sistemas estruturais de torres metálicas de telecomunicações constitui a principal motivação para o desenvolvimento de uma metodologia de análise e projeto respaldada na obtenção e avaliação da resposta dinâmica deste tipo de estrutura. Desta maneira, este trabalho de pesquisa objetiva contribuir com o desenvolvimento de uma metodologia de análise para o estudo do comportamento estrutural dinâmico não determinístico de torres de aço de telecomunicações submetidas à ação das cargas randômicas de vento. Deste modo, para dar respaldo às análises, o modelo estrutural investigado baseia-se em uma torre metálica de telecomunicações com 100,3 m de altura. Ao longo deste estudo, foram obtidas as respostas estática e dinâmica não determinística do modelo estrutural investigado, em termos dos valores dos deslocamentos translacionais máximos, no que tange as velocidades básicas do vento de 35 m/s a 70 m/s. Com base nos resultados alcançados, pretende-se alertar os projetistas desse tipo de estrutura para as diferenças significativas que podem vir a ocorrer na resposta estrutural das torres, na medida em que são utilizados valores de velocidades básicas de vento superiores àquelas preconizadas pela norma NBR-6123/1988.*

Palavras-chave: *Torres de aço, Análise dinâmica não determinística, Vibrações excessivas.*

1 INTRODUÇÃO

Ao longo das últimas décadas as torres de aço vêm sendo utilizadas largamente no Brasil, tendo como principais funções o suporte de antenas de telefonia móvel, a construção de linhas de transmissão e o suporte de turbinas eólicas ao longo de todo o território nacional (Oliveira, 2016). Atualmente, com o rápido desenvolvimento das tecnologias de telecomunicações, aliado a uma ampla popularização do uso de aparelhos celulares e smartphones no Brasil, criou-se a necessidade de uma rápida expansão do sistema de telecomunicações brasileiro, tal fato tem gerado uma crescente demanda pelo uso de torres de aço de telecomunicações sendo que de acordo com os dados da Associação Brasileira de Telecomunicações (TELEBRASIL, 2016), no Brasil existem, atualmente, da ordem de 74.000 torres ao longo de todo o território nacional (Oliveira, 2016).

Tal demanda proporcionou aos projetistas uma ampla experiência na análise dessas estruturas. Contudo, colapsos associados, principalmente, à ação do vento não são incomuns, sendo um exemplo recente desses colapsos, o acidente ocorrido no Complexo Eólico Cerro Chato da Eletrosul, em Santana do Livramento, cidade a 492 quilômetros de Porto Alegre, onde uma tempestade que atingiu o Rio Grande do Sul com ventos de até 250 km/h (70 m/s) (segundo dados dos institutos de meteorologia da região) na noite de 24 de dezembro de 2014 derrubou oito torres de suporte de turbinas eólicas (Fig. 1).



Figura 1. Colapso de torres eólicas no Rio Grande do Sul (Portal Energia, 2015)

Apesar de todos esses fatos, a maior parte dos projetos atuais no Brasil ainda considera o carregamento de vento, que possui caráter dinâmico e aleatório, da forma tradicional de análise estrutural, ou seja, assumindo o comportamento do vento como simplesmente estático. Dessa forma, os efeitos de deslocamentos excessivos devido ao fenômeno da ressonância estrutural não podem ser investigados, levando-nos a uma ideia equivocada sobre o comportamento estrutural dessas estruturas quando sujeitas a carregamentos de vento cuja frequência esteja próximo das suas frequências naturais (Oliveira, 2016).

O presente estudo visa investigar o comportamento estrutural, em termos de deslocamentos translacionais máximos, de uma torre de telecomunicação de 100,3 metros de altura, submetida à ação não determinística do vento com base na variação da velocidade básica de 35 m/s a 70 m/s. Sendo a modelagem e análises, realizadas através do uso do programa computacional de elementos finitos ANSYS (2009) e a resposta dinâmica da torre, em termos de deflexão máxima, comparada com os limites máximos preconizados em nas normas e recomendações de projeto usuais.

2 MODELO ESTRUTURAL

O modelo estrutural investigado foi extraído dos trabalhos desenvolvidos por Carril Jr. (Carril, 2000) onde foi apresentada uma torre de telecomunicações, em aço, com configuração geométrica de treliça.

O modelo é composto por 17 painéis de 5,9 m de altura, totalizando um pé direito total de 100,3 m e possui simetria em relação aos seus eixos. A torre possui uma seção transversal longitudinal dividida em dois segmentos distintos: a parte superior apresenta um formato prismático sendo composta pelos painéis de 1 a 3, com 17,7 m de altura total; a parte inferior apresenta um formato de tronco de pirâmide sendo composta pelos painéis de 4 a 17, possuindo uma altura total de 82,6 m. Perfis com formato geométrico de cantoneira, conectados por ligações aparafusadas, compõem a estrutura principal da torre de telecomunicações. As plataformas de trabalho, escadas e cabos são posicionadas na parte interior do sistema estrutural e as antenas são posicionadas na parte externa do mesmo. Apresenta-se na Fig. 7 a vista frontal do modelo estrutural em análise no âmbito deste trabalho de pesquisa.

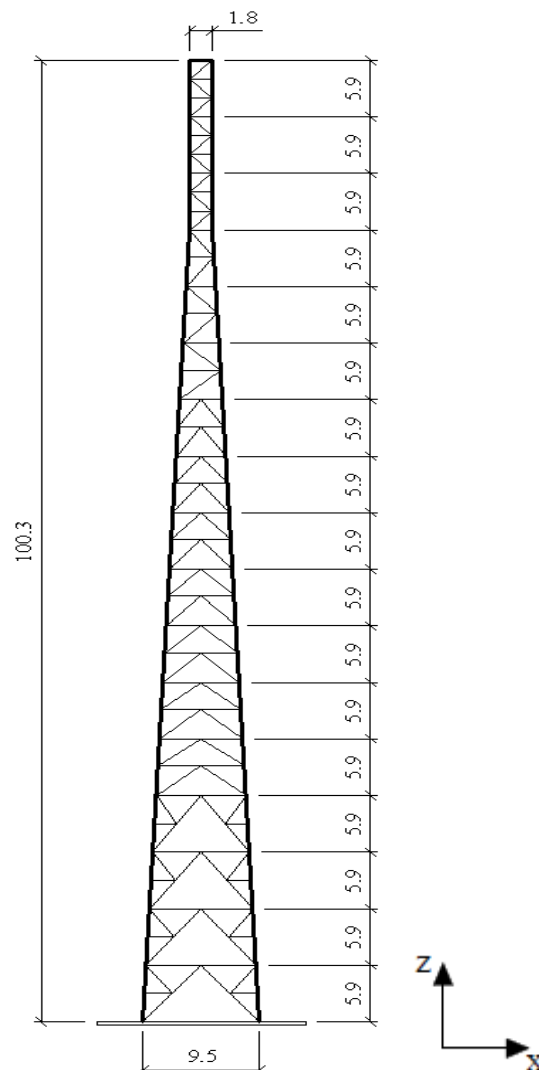


Figura 2. Vista frontal do modelo estrutural da torre (m)

3 MODELO COMPUTACIONAL EM ELEMENTOS FINITOS

O sistema estrutural investigado foi modelado computacionalmente com o auxílio do programa de elementos finitos ANSYS (ANSYS, 2009). Utilizou-se a estratégia de modelagem mista (Oliveira, 2016) que se baseia no emprego de elementos de viga para a composição das pernas da torre e elementos de treliça para a composição dos contraventamentos. Os elementos de viga e treliça utilizados para a representação dos elementos estruturais da torre, foram o BEAM44 (Fig. 3) e o LINK8 (Fig. 4) respectivamente, ambos os presentes na biblioteca de elementos do programa computacional ANSYS (ANSYS, 2009).

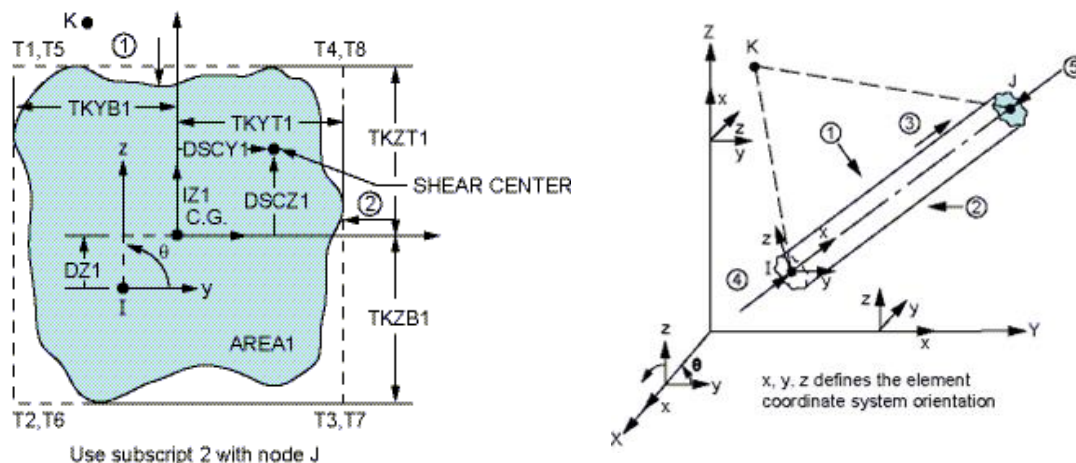


Figura 3. Elemento finito de viga BEAM44 (ANSYS, 2009)

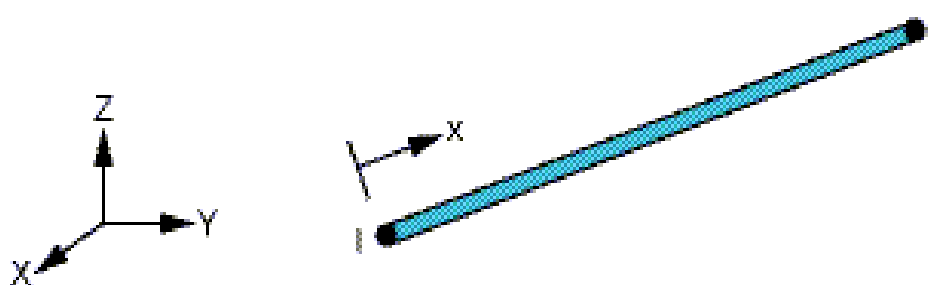


Figura 4. Elemento finito de treliça LINK8 (ANSYS, 2009)

O modelo numérico apresenta grau de refinamento apropriado, de forma a permitir uma boa representação do comportamento dinâmico da estrutura investigada. Apresentam-se na Fig. 5 as vistas do modelo computacional em elementos finitos desenvolvido; perspectiva (Fig. 5a), inferior (Fig. 5b) e o detalhe dos quatro nós do topo da torre (Fig. 5c), nós estes onde foram obtidos os deslocamentos translacionais horizontais máximos do modelo investigado.

No que tange a malha de elementos finitos, a estratégia de modelagem mista utilizada apresenta 256 nós com 111 elementos de viga BEAM44 (ANSYS, 2009) e 541 elementos de treliça LINK8 (ANSYS, 2009). As condições de contorno foram aplicadas aos modelos numéricos nos quatro nós da base da torre, sendo o deslocamento e rotação restritos nos três eixos.

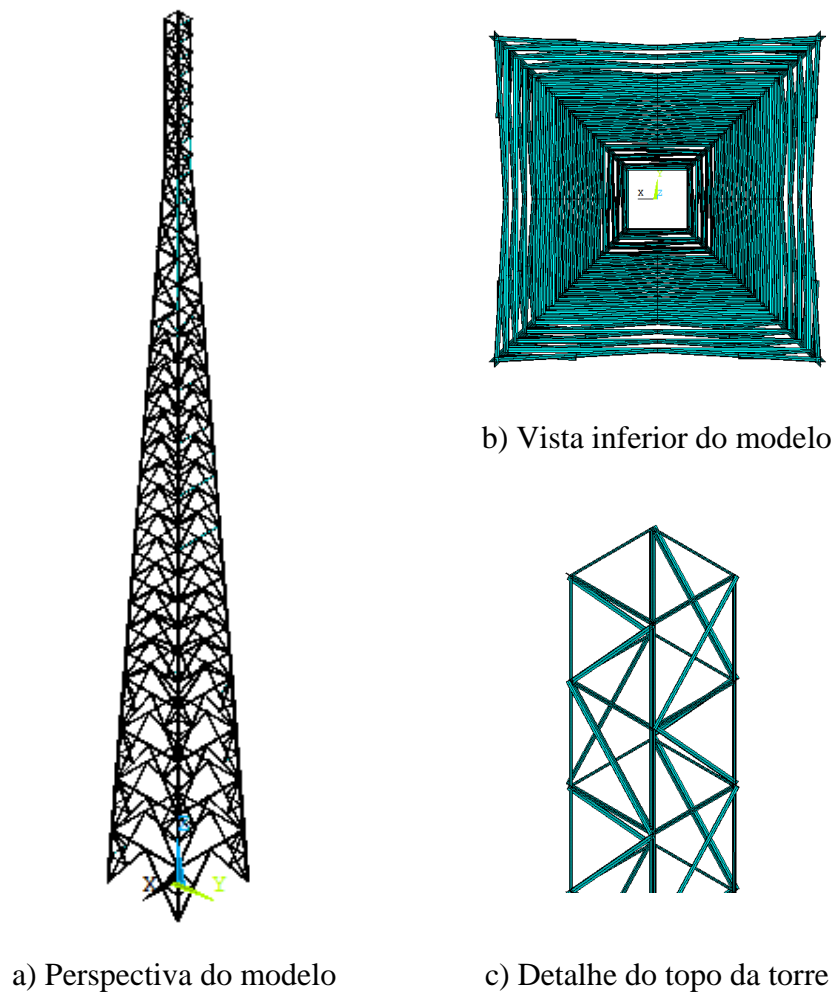


Figura 4. Modelo em elementos finitos da torre

4 ANÁLISE DE FRÊQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO

As frequências naturais (autovalores) e os modos de vibração (autovetores) do modelo estrutural investigado foram obtidos a partir de uma análise de vibração livre empregando-se o programa computacional ANSYS (2009). Na Tabela 1 são apresentadas as frequências naturais referentes aos seis primeiros modos de vibração (modos de maior importância) para a estratégia de modelagem mista.

Tabela 1. Frequências naturais do modelo misto

Modo de vibração	Frequência natural (Hz)
f_{01}	0,95
f_{02}	0,95
f_{03}	1,68
f_{04}	1,99
f_{05}	2,15
f_{06}	2,27

As Figs 5 a 10 apresentam os seis primeiros modos de vibração referentes às frequências naturais já definidas na Tabela 1 para o modelo estrutural em elementos finitos desenvolvido no âmbito deste trabalho de pesquisa.

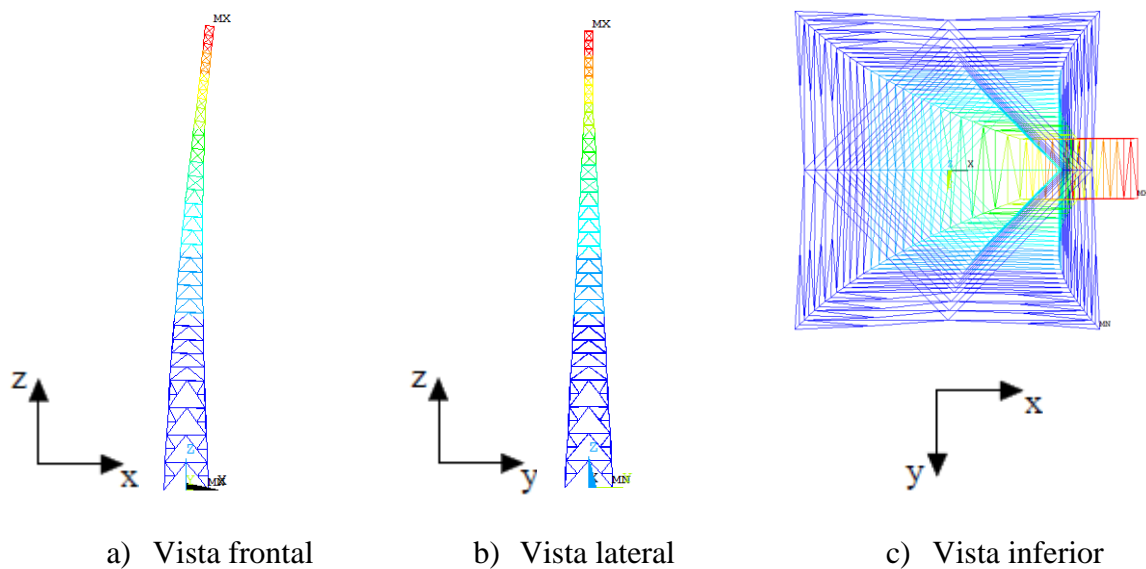


Figura 5. 1º Modo de vibração: $f_{01} = 0,95$ Hz

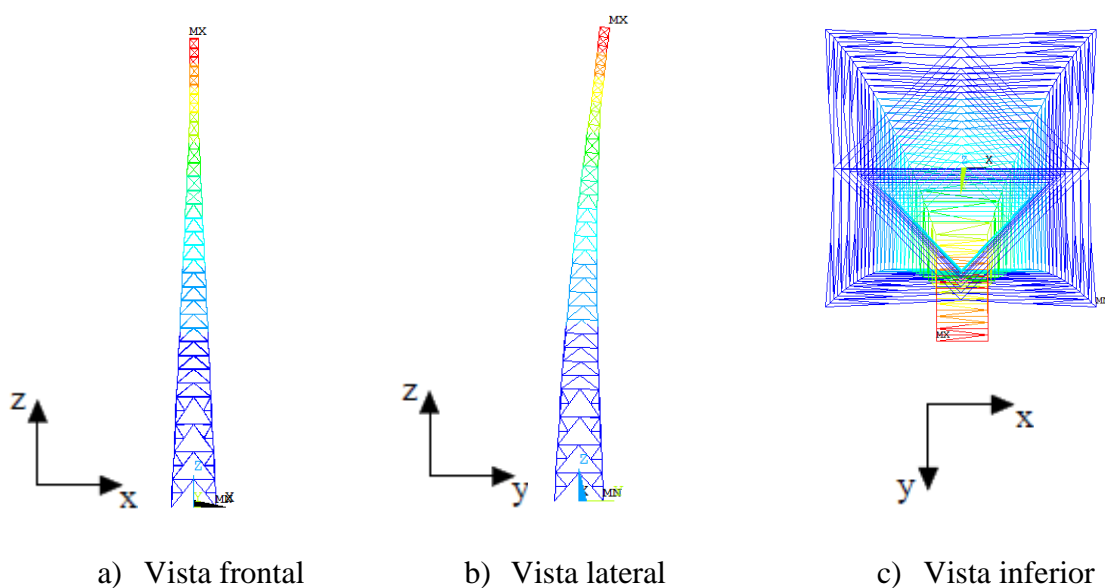


Figura 6. 2º Modo de vibração: $f_{02} = 0,95$ Hz

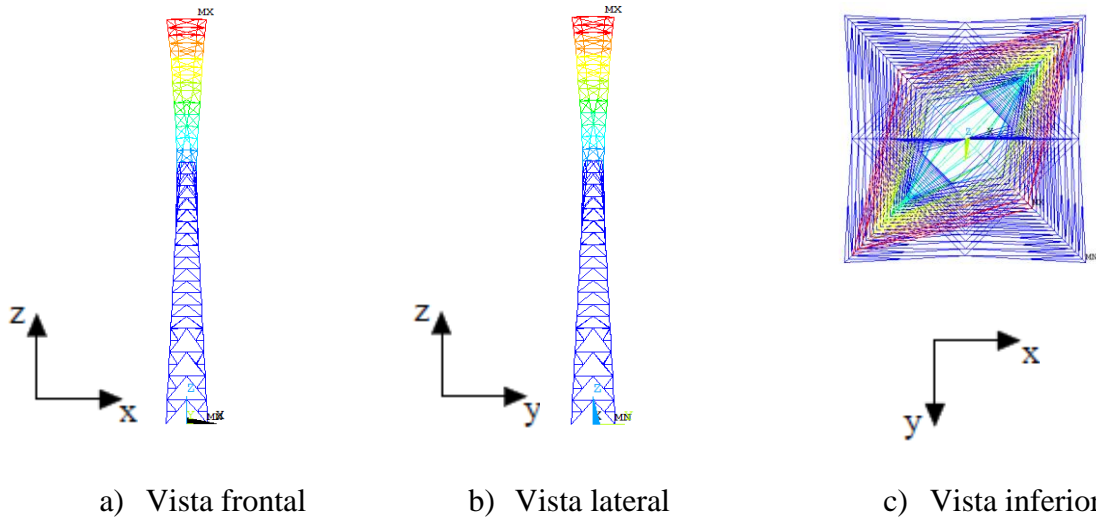


Figura 7. 3º Modo de vibração: $f_{03} = 1,68$ Hz

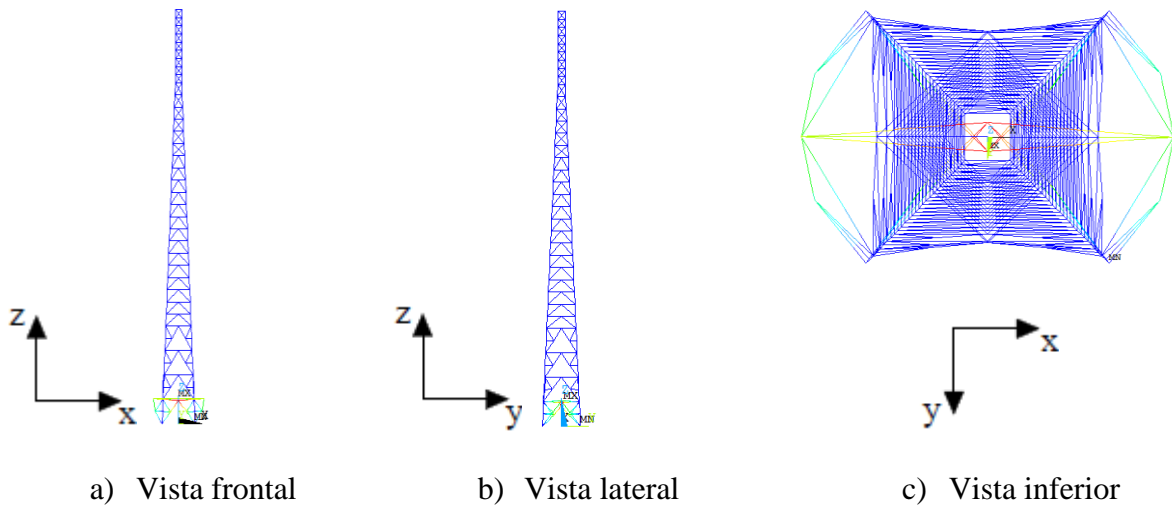


Figura 8. 4º Modo de vibração: $f_{04} = 1,99$ Hz

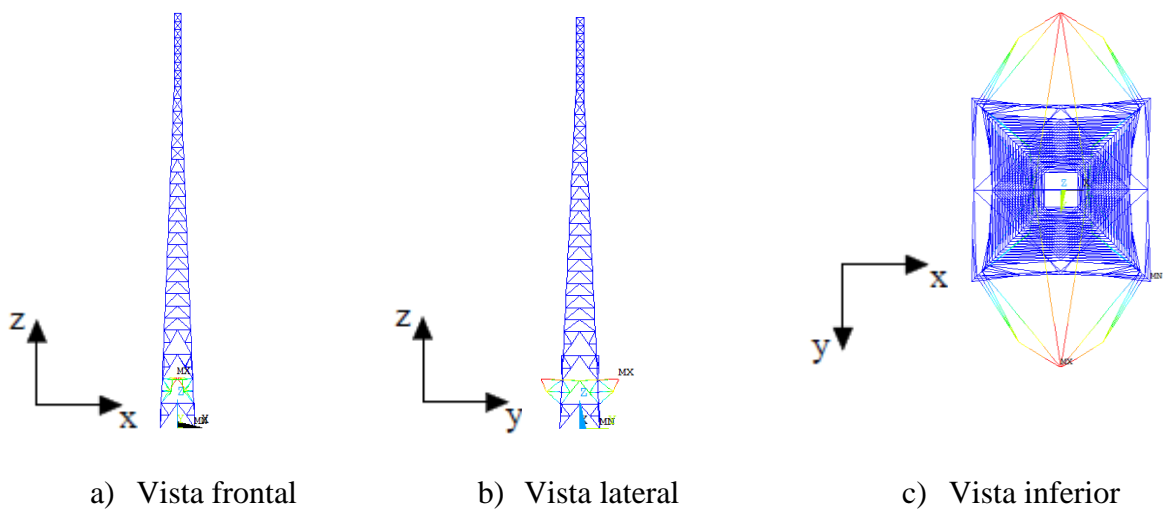


Figura 9. 5º Modo de vibração: $f_{05} = 2,15$ Hz

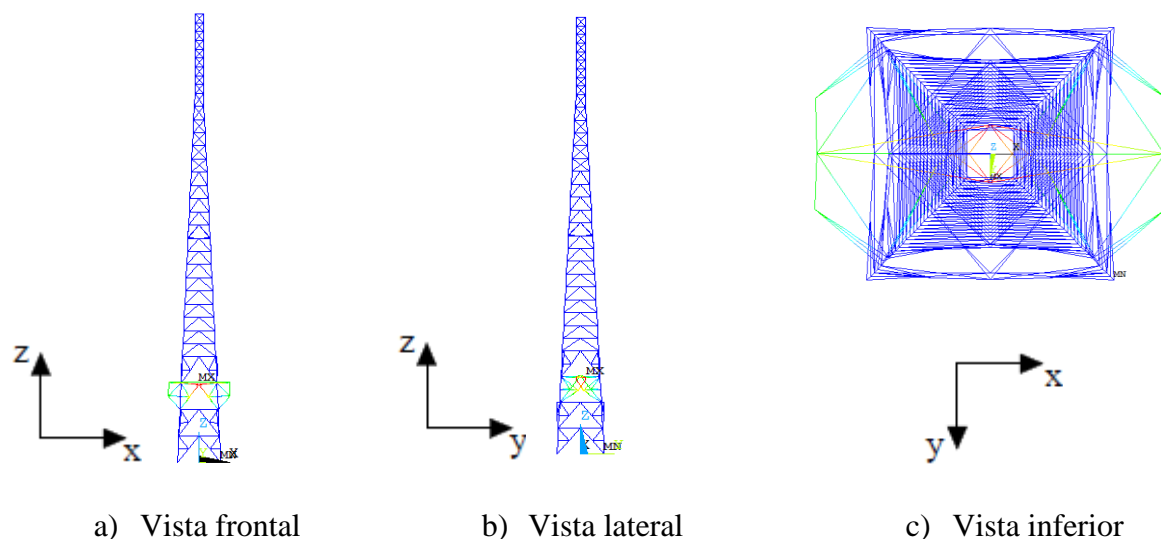


Figura 10. 6º Modo de vibração: $f_{06} = 2,27$ Hz

Analisando os modos de vibração da estratégia de modelagem desenvolvida mista, observa-se para o primeiro e segundo modo de vibração a predominância do efeito de flexão global (efeito global) em torno do eixo global “Y” e “X” respectivamente conforme apresentado nas Figs 5 e 6. No terceiro modo de vibração observa-se o efeito de torção local (efeito local) no topo da torre de telecomunicações (Figura 7), já no quarto, quinto e sexto modo de vibração, observa-se à predominância dos efeitos de flexão e torção local (efeito local) próximo a base da torre, conforme apresentado nas Figs 8, 9 e 10.

Com o objetivo de ilustrar os efeitos observados na análise de autovalores (frequências) e autovetores (modos de vibração), apresenta-se na Tabela 2 um resumo dos efeitos observados nos modos de vibração referentes às seis primeiras frequências naturais obtidas para a estratégia de modelagem desenvolvida.

Tabela 2. Resumo dos efeitos referentes aos modos de vibração

Modo de vibração	Frequência natural (Hz)	Efeito observado
f_{01}	0,95	Flexão global em torno do eixo Y (efeito global)
f_{02}	0,95	Flexão global em torno do eixo X (efeito global)
f_{03}	1,68	Torção próximo ao topo da torre (efeito local)
f_{04}	1,99	Flexão e torção local na base da torre (efeito local)
f_{05}	2,15	Flexão e torção local na base da torre (efeito local)
f_{06}	2,27	Flexão e torção local na base da torre (efeito local)

5 ANÁLISE DINÂMICA NÃO DETERMINÍSTICA

No que tange a análise dinâmica realizada no modelo estrutural em estudo, utilizou-se o programa computacional ANSYS (2009). O vento foi simulado considerando-se para tal cargas não determinísticas (Oliveira, 2016) geradas a partir do espectro de potência do vento de Kaimal (Blessmann, 1995). O sentido de atuação do carregamento de vento foi definido como sendo o mesmo sentido de vibração referente ao primeiro modo de vibração, ou seja, sentido positivo do eixo global X, conforme apresentado na Fig. 11.

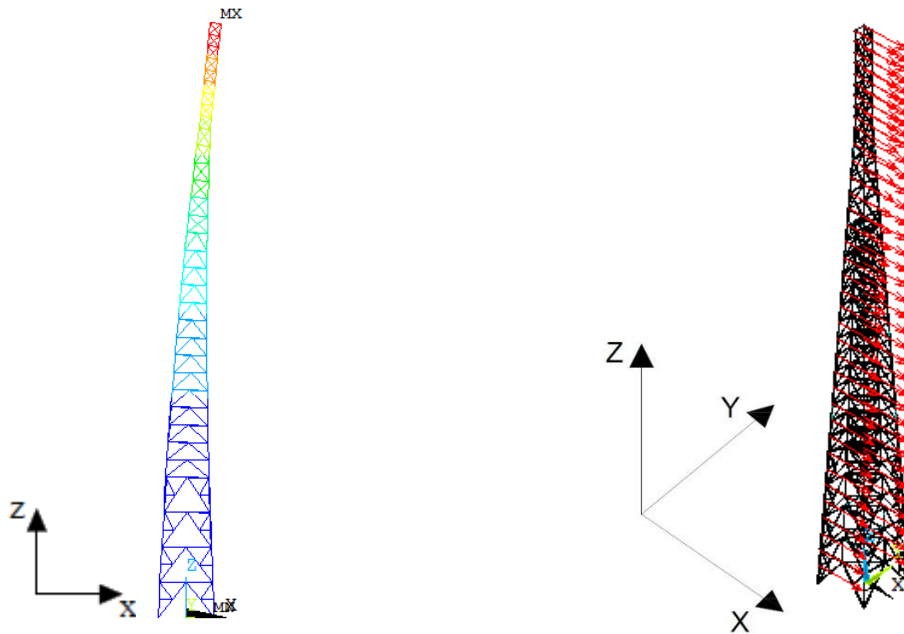


Figura 11. Sentido de atuação do carregamento de vento

Inicialmente, foram geradas dez séries de carregamento dinâmico não determinístico para as velocidades básicas do vento $V_0 = 35, 40, 45$ e 50 m/s, presentes no mapa de isopletas da NBR 6123 (ABNT, 1988). Posteriormente, mais dez séries de carregamentos randômicos foram geradas para as velocidades básicas do vento $V_0 = 60$ e 70 m/s, velocidades estas, superiores as preconizadas no mapa de isopletas da NBR 6123 (ABNT, 1988).

5.1 Amortecimento estrutural

De forma a avaliar adequadamente o amortecimento de uma estrutura, seria necessário realizar ensaios experimentais na estrutura, o que exige elevados custos. Desta forma, o amortecimento estrutural é normalmente obtido pela matriz de amortecimento de Rayleigh, chamado matriz de (C), que tem uma contribuição na matriz de rigidez (K) e uma contribuição na matriz de massa (M), conforme a Eq. (1) (Morais, 2014).

$$c = \alpha M + \beta K \quad (1)$$

A Eq. (1) pode ser reescrita em termos da taxa de amortecimento (ξ_i) e da frequência natural circular (ω_{0i}), associada ao modo de vibração (i), de acordo com a Eq. (2).

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_{0i}} + \frac{\beta\omega_{0i}}{2} \quad (2)$$

Assim sendo, isolando os termos α e β na Eq. 9, chegam-se as Eqs. (3) e (4):

$$\alpha = 2\xi_i\omega_{01} - \beta\omega_{01}^2 \quad (3)$$

$$\beta = \frac{2(\xi_2\omega_{02} - \xi_1\omega_{01})}{\omega_{02}^2 - \omega_{01}^2} \quad (4)$$

Assim sendo, conhecendo-se os valores de (f_{01}) , (f_{02}) , e (ξ_1) (ξ_2) , é possível determinar o valor dos parâmetros (α) e (β) que definem a razão de amortecimento da estrutura. Neste estudo foi adotada uma taxa de amortecimento estrutural de 0,7% (Carril, 2000) para ambas as modelagens utilizadas, conforme apresentado na Tabela 3.

Tabela 3. Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada

f_{02} (Hz)	f_{03} (Hz)	α (Massa)	β (Rigidez)
0,95	1,68	0,053455862	0,000845971

5.2 Resposta dinâmica devida às cargas não determinísticas do vento

Objetivando-se a avaliação do comportamento estrutural linear do modelo investigado, em termos de deslocamentos translacionais horizontais máximos, as séries de carregamento dinâmico não determinístico foram aplicadas sobre o modelo em elementos finitos desenvolvido, visando obter os deslocamentos máximos nos nós do topo da torre (Fig. 12), ao longo de um tempo de análise de 600 segundos (10 minutos), no que se refere à fase permanente da resposta dinâmica do modelo.

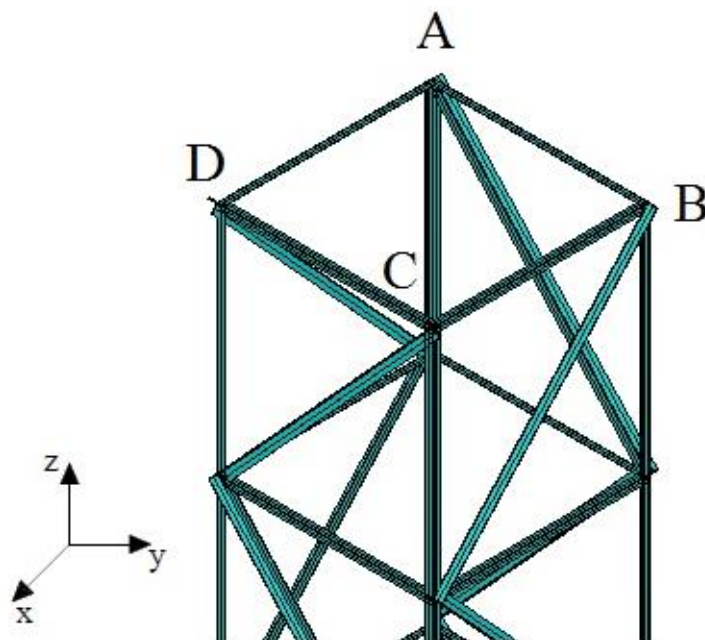


Figura 12. Posição dos nós de avaliação da resposta dinâmica da torre

Apresenta-se nas Figs. 13 a 18 a resposta dinâmica em termos dos valores dos deslocamentos translacionais horizontais do nó “A” do topo da torre (Fig. 12), obtidas no domínio do tempo, para a série de carregamento 5 das velocidades básicas do vento $V_0 = 35, 40, 45, 50, 60$ e 70 m/s, respectivamente.

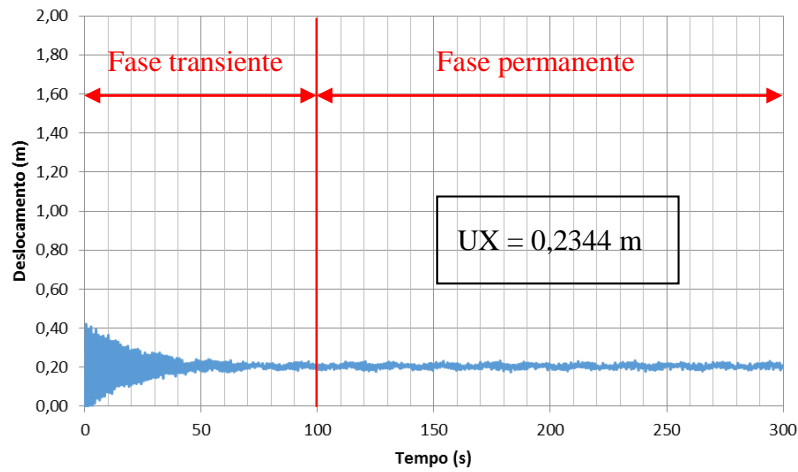


Figura 13. Resposta dinâmica $V_0 = 35$ m/s; série de carregamento 5

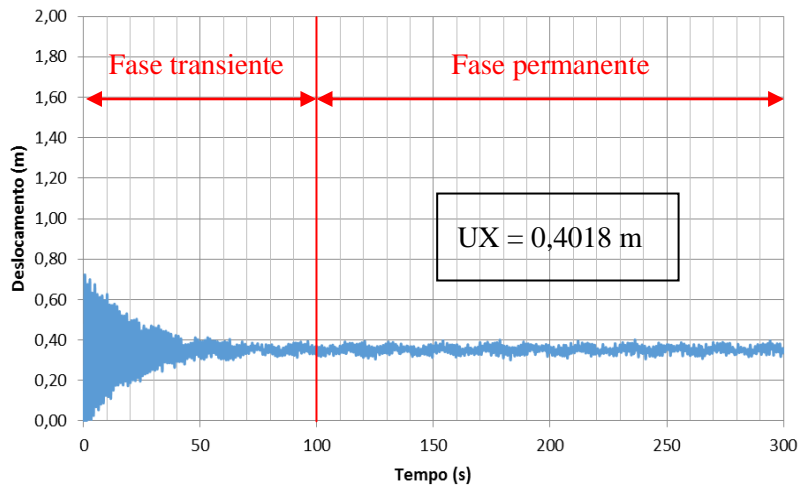


Figura 14. Resposta dinâmica $V_0 = 40$ m/s; série de carregamento 5

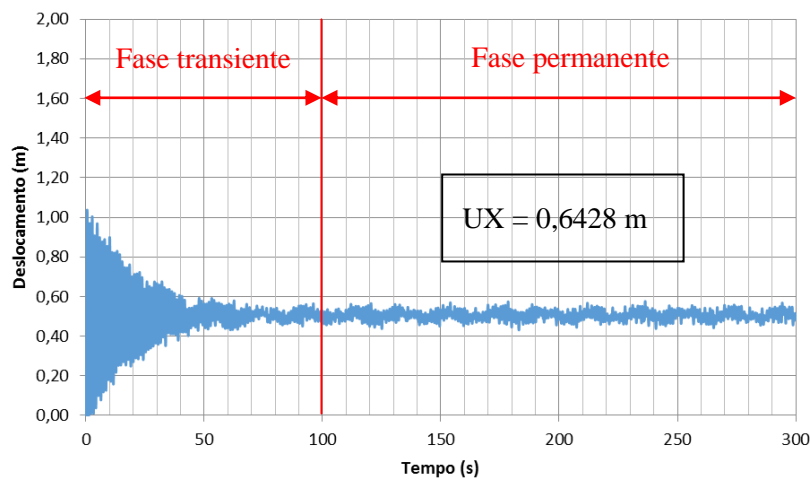


Figura 15. Resposta dinâmica $V_0 = 45$ m/s; série de carregamento 5

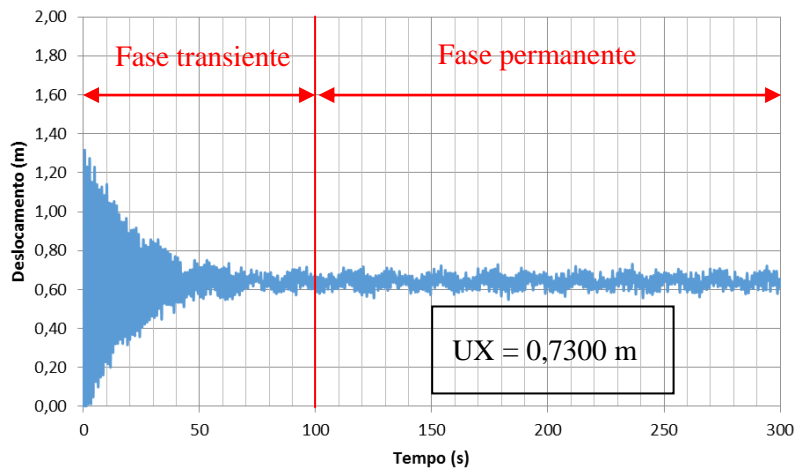


Figura 16. Resposta dinâmica $V_0 = 50$ m/s; série de carregamento 5

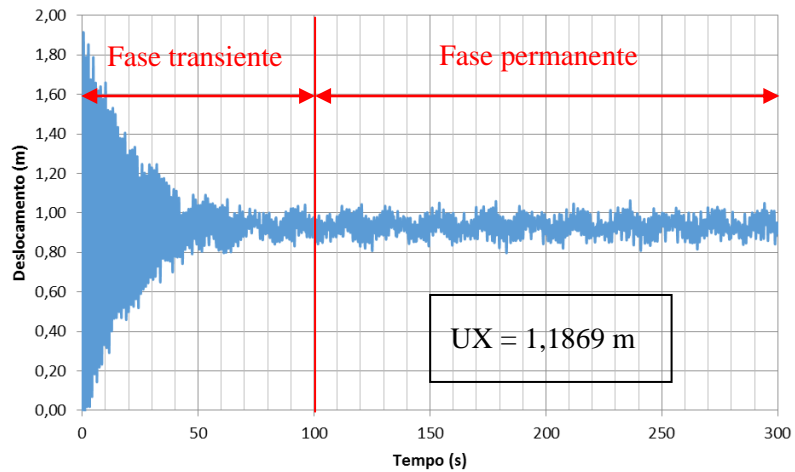


Figura 17. Resposta dinâmica $V_0 = 60$ m/s; série de carregamento 5

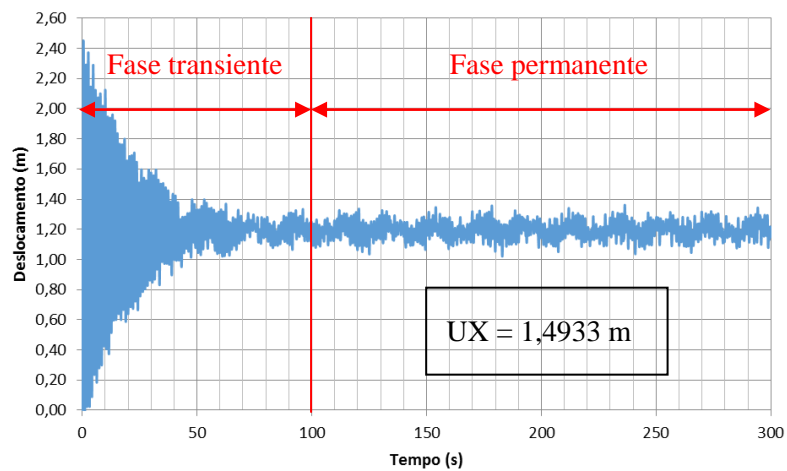


Figura 18. Resposta dinâmica $V_0 = 70$ m/s; série de carregamento 5

Analisando-se os gráficos das Figs. 13 a 18 verifica-se que os valores máximos referentes à fase transiente da resposta dinâmica foram bem superiores aos da fase permanente (*steady state*) da resposta e que o efeito do amortecimento estrutural é bastante significativo a partir dos 50 segundos, onde a resposta estrutural dinâmica da torre já se encontra bastante amortecida. Neste sentido, foi considerado para efeito de avaliação quantitativa dos resultados das análises numéricas que a fase permanente da resposta estrutural dinâmica do modelo estrutural se inicia a partir de 100 segundos.

Dando prosseguimento as análises, a ação não determinística do vento conduz o estudo para um tratamento estatístico adequado dos resultados (Morais et al., 2014). Assim sendo, considerando-se uma distribuição normal é possível obter a média (μ), desvio padrão (σ) e valores característicos das respostas com um grau de confiabilidade de 95% ($U_{X95\%}$). Desta maneira, são apresentados na Tabela 4 os valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos obtidos no topo da torre (Fig. 12), para cada uma das dez séries de carregamento não determinístico do vento; e, também, os valores máximos médios para as velocidades básicas do vento adotadas ao longo do estudo, na faixa de 35 a 70 m/s.

Tabela 4. Deslocamento translacionais horizontais máximos

Séries de Carregamento	Deslocamentos (m)					
	$V_0 = 35\text{m/s}$	$V_0 = 40\text{m/s}$	$V_0 = 45\text{m/s}$	$V_0 = 50\text{m/s}$	$V_0 = 60\text{m/s}$	$V_0 = 70\text{m/s}$
1	0,2494	0,4403	0,6317	0,7711	1,1564	1,3591
2	0,2595	0,4480	0,5772	0,7319	1,0644	1,3627
3	0,2466	0,4365	0,5750	0,8162	1,1798	1,5105
4	0,2335	0,4453	0,6263	0,7329	1,0616	1,4516
5	0,2344	0,4018	0,6428	0,7300	1,1869	1,4933
6	0,2565	0,4007	0,6073	0,7952	1,1338	1,4357
7	0,2442	0,4233	0,6390	0,8113	1,1214	1,4805
8	0,2610	0,4191	0,6014	0,7636	1,0658	1,3644
9	0,2341	0,4280	0,5765	0,8021	1,1104	1,4216
10	0,2543	0,4023	0,6141	0,7797	1,1664	1,5195
Média	0,2474	0,4245	0,6091	0,7734	1,1247	1,4399
Desvio padrão	0,0106	0,0183	0,0262	0,0332	0,0483	0,0619
$U_{X95\%}$	0,2540	0,4358	0,6254	0,7940	1,1547	1,4783

Observando-se os resultados apresentados na Tabela 4, verifica-se um aumento crescente nos valores dos deslocamentos com o aumento da velocidade básica do vento. Nota-se também que os deslocamentos referentes às velocidades básicas de 60 e 70 m/s, velocidades superiores às preconizadas no mapa atual de isopletas da NBR 6123 (ABNT, 1988), são superiores a 1 metro.

Deste modo, com base no emprego da norma SDT-240-410-600 do Sistema de Documentação Telebrás (Telebrás, 1997), o valor da deflexão máxima permitida para que não haja problemas com os equipamentos de telefonia é de $0^\circ 30' 00''$ para torres auto-suportadas pesadas. Levando-se em consideração a altura total da torre (100,30 m) tem-se que o deslocamento translacional horizontal máximo permitido para esta torre é de 0,875 m.

O gráfico ilustrado pela Fig. 19 apresenta a variação dos deslocamentos translacionais horizontais máximos médios no topo da torre de aço ($h = 100,3$ m) para um índice de confiabilidade de 95%, em relação à variação da velocidade básica do vento. Ressalta-se também, o limite máximo definido pela norma SDT-240-410-600 do Sistema de Documentação Telebrás (Telebrás, 1997).

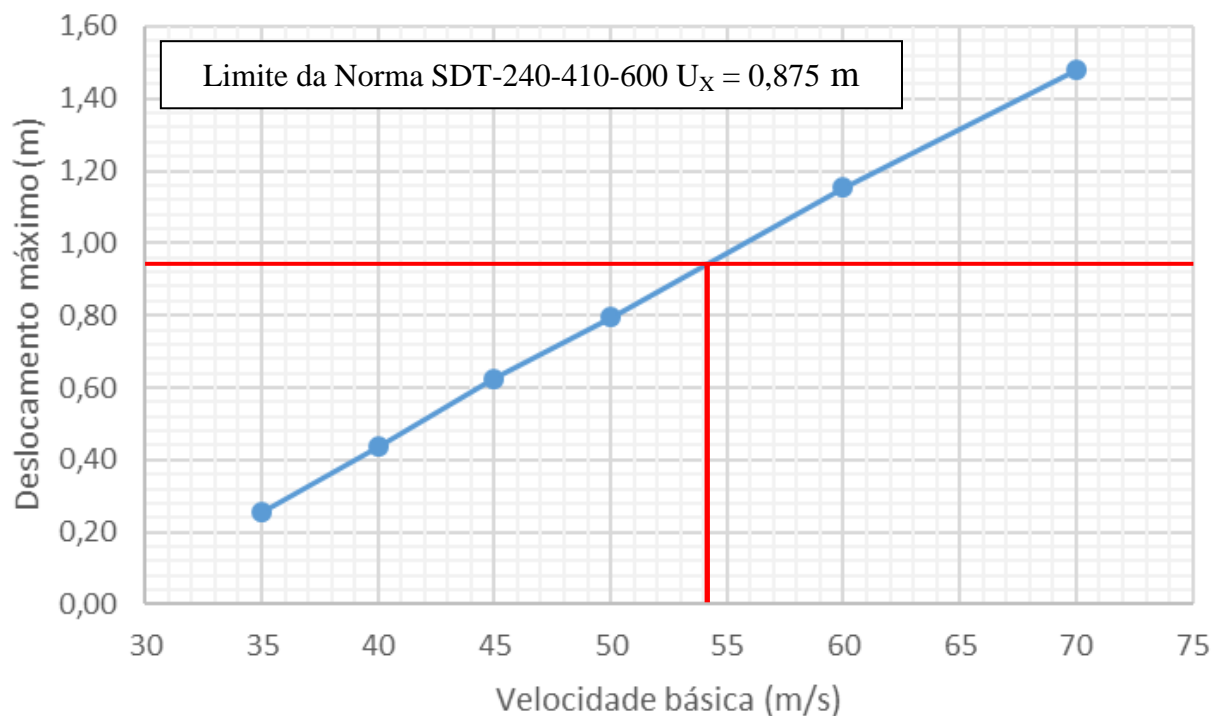


Figura 19. Variação dos deslocamentos com a velocidade básica

Conforme indicado no gráfico ilustrado pela Fig. 19 observou-se que para ventos com velocidades básicas superiores a aproximadamente 54 m/s o limite da norma SDT-240-410-600 do Sistema de Documentação Telebrás (Telebrás, 1997) não é atendido para o projeto estrutural da torre de aço investigada ao longo deste trabalho de pesquisa.

6 CONCLUSÕES

O presente trabalho de pesquisa investigou o comportamento estrutural de uma torre de aço de telecomunicações com altura de 100,3 metros submetida à ação dinâmica não determinística do vento. O carregamento dinâmico não determinístico do vento foi modelado matematicamente com base no de espectro de potência do vento de Kaimal (Blessmann, 1995)

O modelo numérico em elementos finitos da estrutura da torre de telecomunicações investigada, foi desenvolvido e analisado através da utilização do programa computacional baseado no método dos elementos finitos ANSYS (2009), adotando-se técnicas usuais de refinamento da malha. O modelo numérico da torre de telecomunicações foi desenvolvido utilizando-se a estratégia de modelagem mista, que se baseia na utilização de elementos de viga para composição das pernas da torre e elementos de treliça para os contraventamentos da estrutura.

A análise de frequências e modos de vibração mostrou que o modelo estrutural apresenta valores baixos para as frequências naturais, com frequência fundamental da ordem de 0,95 Hz para a estratégia de modelagem adotada. Este fato torna-se relevante no projeto estrutural, pois se trata de uma torre esbelta, o que pode vir a causar problemas associados a vibrações excessivas, fadiga estrutural e, em casos extremos, colapso da estrutura.

No que tange aos resultados obtidos na análise dinâmica não determinística, verificou-se que o modelo estrutural investigado submetido à ação aleatória e não determinística das cargas de vento, apresentou valores de deslocamentos translacionais horizontais crescentes na medida em que se aumentou a velocidade básica do vento. Cabe ressaltar que para as velocidades básicas do vento de 35, 40, 45 e 50 m/s (velocidades presentes no mapa de isopletas da NBR 6123 (ABNT, 1988)) os deslocamentos máximos não ultrapassaram o limite preconizado pela norma SDT-240-410-600 (Telebrás, 1997) de 87,5 cm. Contudo, para as velocidades básicas do vento de 60 e 70 m/s [velocidades superiores às encontradas no mapa de isopletas atual da NBR 6123 (ABNT, 1988)] os deslocamentos máximos se apresentaram acima do limite proposto pela norma.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao suporte financeiro fornecido pelas Agências de Fomento à Pesquisa do país, CAPES, CNPq e FAPERJ, que possibilitaram a realização deste estudo.

REFERÊNCIAS

- ANSYS Swanson Analysis Systems, Inc., 2007. P. O. Box 65, Johnson Road, Houston, PA, 15342-0065. Release 11.0, SP1 UP20070830, ANSYS, Inc. is a UL registered ISO 9001:2000 Company. Products ANSYS Academic Research, Using FLEXlm v10.8.0.7 build 26147, Customer 00489194.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1988. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações, Rio de Janeiro/RJ, Brasil.
- Blessmann, J., 1995. O Vento na engenharia estrutural, 1ª ed., Porto Alegre: Ed. da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Carril Jr, C. F., 2000. *Análise numérica e experimental do efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para telecomunicações*, 167f. Tese de Doutorado - USP, São Paulo, SP, Brasil.
- Morais, V. C., Barboza, R. R., Silva, J. G. S., Andrade, S. A. L., 2014. Análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação de cargas de vento. XXXV Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering, CILAMCE 2014, pp. 1-17.
- Oliveira, B. A. S., 2016. *Modelagem do comportamento estrutural de torres de aço de telecomunicações submetidas à ação dinâmica não determinística do vento*, Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro/RJ, Brasil.
- Sistema de Documentação TELEBRÁS, 1997. Norma TELEBRÁS 240-410-600. Procedimentos de Projeto para Torres Metálicas, Rio de Janeiro/RJ, Brasil.