



ANÁLISE DINÂMICA DE TORRES DE AÇO DE TELECOMUNICAÇÕES SUBMETIDAS À AÇÃO NÃO DETERMINÍSTICA DO VENTO

Breno de Almeida Santos Oliveira

engbrenoalmeida@yahoo.com.br

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

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

José Guilherme Santos da Silva

jgss@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

Abstract. *Um aumento crescente dos problemas estruturais associados à ação do vento sobre torres metálicas constitui a principal motivação para o desenvolvimento de uma metodologia de projeto respaldada na obtenção e avaliação da resposta dinâmica de torres de aço de telecomunicações esbeltas, quando submetidas a cargas dinâmicas não determinísticas de vento. Assim sendo, este trabalho de pesquisa desenvolve um estudo com base no emprego uma formulação matemática utilizada para a modelagem não determinística das ações dinâmicas do vento. Para tal, o modelo estrutural estudado baseia-se em uma torre metálica de telecomunicações real, existente, com 100m de altura. No que diz respeito à modelagem da torre, são empregadas técnicas usuais de modelagem, via método dos elementos finitos (MEF), por meio da utilização do programa ANSYS. A resposta dinâmica não determinística do modelo, em termos dos valores dos deslocamentos e esforços máximos médios, foi obtida e comparada com os limites preconizados em normas e recomendações de projeto. Finalmente, com base nos resultados alcançados ao longo deste trabalho de pesquisa, pretende-se alertar os projetistas desse tipo de estrutura para as diferenças significativas que ocorrem na resposta estrutural do modelo analisado neste estudo, a partir do emprego da metodologia desenvolvida para a modelagem das torres de aço.*

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

1 INTRODUÇÃO

As torres de aço treliçadas vêm sendo utilizadas largamente no Brasil, tendo a função de suportar antenas de telefonia móvel e de microondas ou de permitir a construção de linhas de transmissão ao longo do vasto território nacional.

Atualmente, com o grande aumento da demanda por aparelhos celulares e smartphones no Brasil, criou-se a necessidade de uma rápida expansão do sistema brasileiro de telecomunicações, tal fato tem gerado uma crescente demanda por torres de aço de telecomunicações (Policiani, 2000); (Oliveira, 2015).

Essa crescente demanda proporcionou aos projetistas estruturais uma grande experiência na análise desse tipo de torre. Contudo, colapsos associados, principalmente, à ação do vento não são incomuns a esse tipo de solução estrutural. Um exemplo dessas falhas foi o acidente ocorrido com algumas das torres da linha de transmissão de Itaipu no trecho entre as cidades de Foz do Iguaçu e Ivaiporã, no Paraná. O acidente se deu em novembro de 1987, havendo a ruína de dez (10) torres sob ação das forças do vento que, na situação, chegou a atingir 130 km/h (36 m/s) (Carril et al., 2000). Diversos acidentes envolvendo torres de telecomunicações e de transmissão de energia são citados por (Blessman et al., 2001).

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 NBR 6123 (ABNT, 1988). 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 torres quando sujeitas a carregamentos de vento cuja frequência esteja próximo das suas frequências naturais (Oliveira, 2015).

O presente estudo investiga o comportamento estrutural de uma torre de telecomunicação de 100 metros de altura, submetida à ação não determinística do vento. A modelagem e análises foram realizadas no programa computacional de elementos finitos ANSYS (2009). A resposta dinâmica da torre, em termos de deflexão máxima, é comparada com os limites estabelecidos em nas normas de projeto (Telebrás, 1997).

2 MODELO ESTRUTURAL

O modelo estrutural investigado trata-se de uma torre de telecomunicações, em aço, com configuração geométrica de treliça. O modelo possui 100,30 metros de altura e simetria em relação aos seus eixos (Carril, 2000). A torre possui uma seção transversal longitudinal dividida em dois segmentos distintos: a parte inferior apresenta uma forma de tronco de pirâmide enquanto que a parte superior apresenta uma forma retangular. Perfis com formato geométrico de cantoneira, conectados por ligações com parafusos, compõem a estrutura principal da torre, conforme ilustrado pela Fig. 1.

As plataformas de trabalho, escadas e cabos são posicionadas na parte interior do sistema estrutural e as antenas são posicionadas na parte externa da torre. Neste trabalho de pesquisa, os carregamentos de natureza estática (escadas, cabos e antenas) foram considerados como sendo cargas pontuais agindo diretamente sobre os nós da torre. As cargas de vento atuantes sobre o sistema estrutural são modeladas como sendo ações dinâmicas não determinísticas (Carril, 2000); (Moraes et al., 2014); (Oliveira, 2015), incidindo paralelamente e perpendicularmente ao plano horizontal da torre metálica.

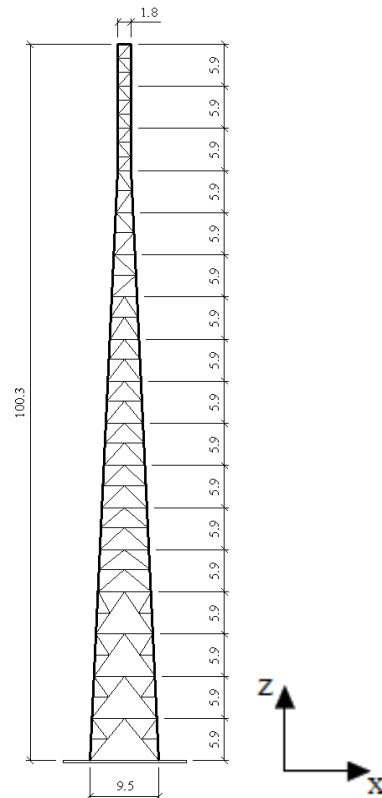


Figura 1. Modelo de estrutural da torre (m)

3 MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS

O sistema estrutural estudado foi modelado utilizando duas técnicas de discretização, a primeira utilizando somente elementos de viga: modelagem viga e a segunda utilizando elementos de viga e treliça: modelagem mista, através do método dos elementos finitos empregando o programa computacional (ANSYS, 2009).

A modelagem viga foi desenvolvida utilizando o elemento finito de viga BEAM44 (ANSYS, 2009) para representar os elementos estruturais da torre. O elemento de viga BEAM44 (ANSYS, 2009) é um elemento uniaxial composto por dois nós e cada nó com seis graus de liberdade: translação em X, Y e Z e rotações em X, Y e Z, como mostrado na Fig. 2.

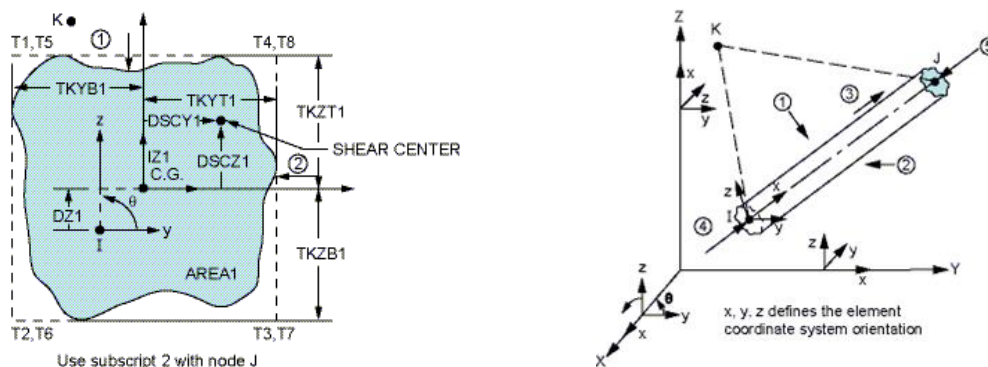


Figura 2. Elemento finito de viga BEAM44 (ANSYS, 2009)

A modelagem mista foi desenvolvida utilizando o elemento finito de viga BEAM44 (ANSYS, 2009) para representar as quatro pernas principais da torre e o elemento de treliça LINK8 (ANSYS, 2009) para representar os contraventamentos. O elemento de treliça LINK8 (ANSYS, 2009) é um elemento uniaxial composto por dois nós e cada nó com três graus de liberdade: translação em X, Y e Z, como mostrado na Fig. 3.

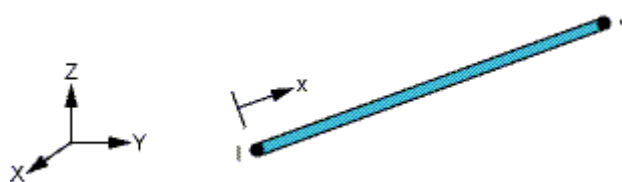


Figura 3. Elemento finito de treliça LINK8 (ANSYS, 2009)

O presente modelo numérico apresenta grau de refinamento apropriado, de forma a permitir uma boa representação do comportamento dinâmico da estrutura investigada, conforme ilustrado na Fig. 4. No que se refere à malha de elementos finitos, o modelagem viga apresenta 256 nós e 652 elementos de viga BEAM44 (ANSYS, 2009) e a modelagem mista 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.

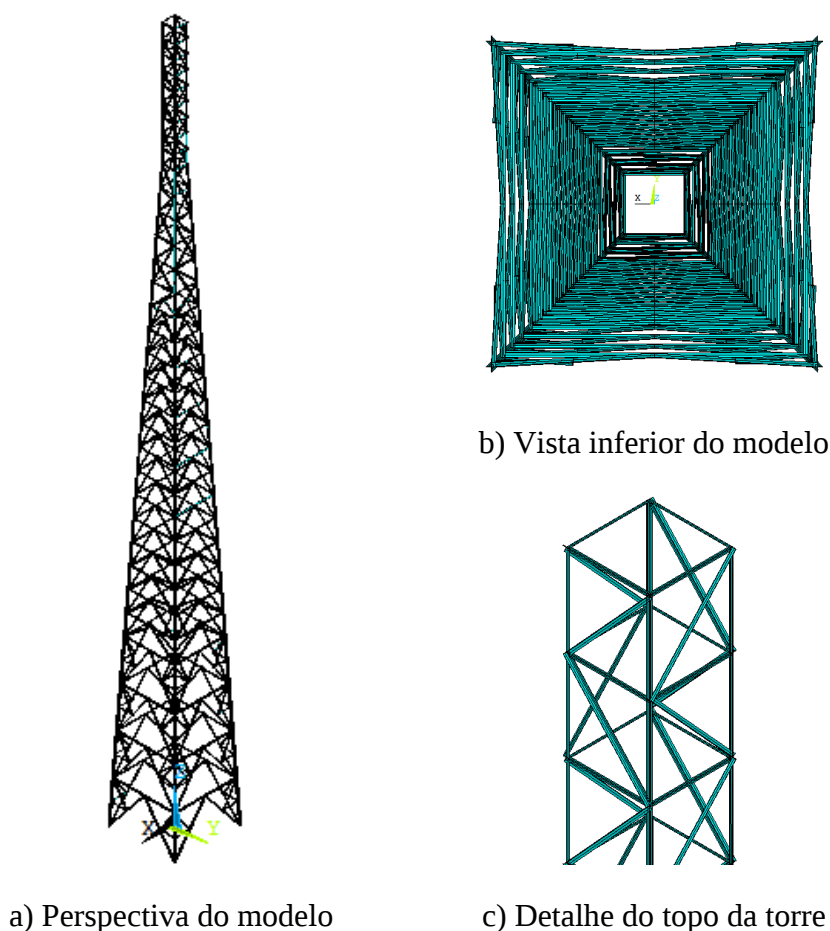


Figura 4. Modelo em elementos finitos da torre

4 ANÁLISE DE AUTOVALORES E AUTOVETORES

As frequências naturais (autovalores) e os modos de vibração (autovetores) da estrutura investigada foram obtidos a partir de uma análise de vibração livre empregando-se o programa computacional ANSYS (2009). Os seis primeiros modos de vibração com base na modelagem que utiliza os elementos de viga são mostrados nas Figs. 5, 6, 7, 8, 9 e 10.

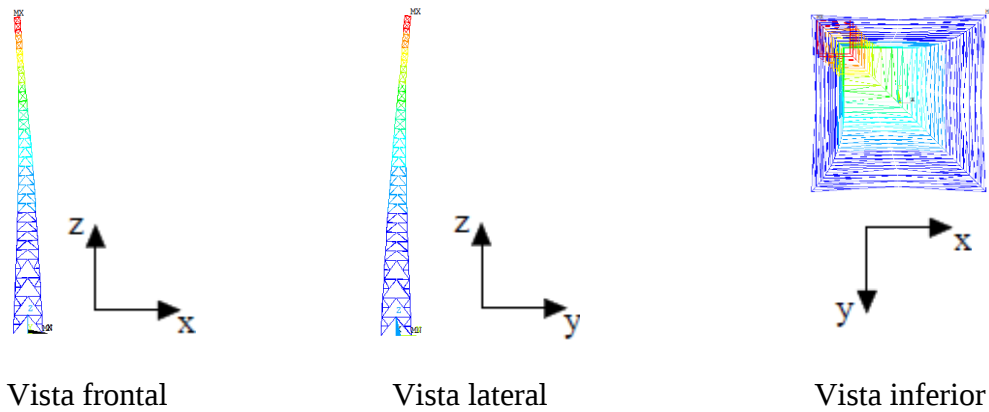


Figura 5. 1º Modo de vibração (flexão). Elementos de viga: $f_{01} = 0,97$ Hz

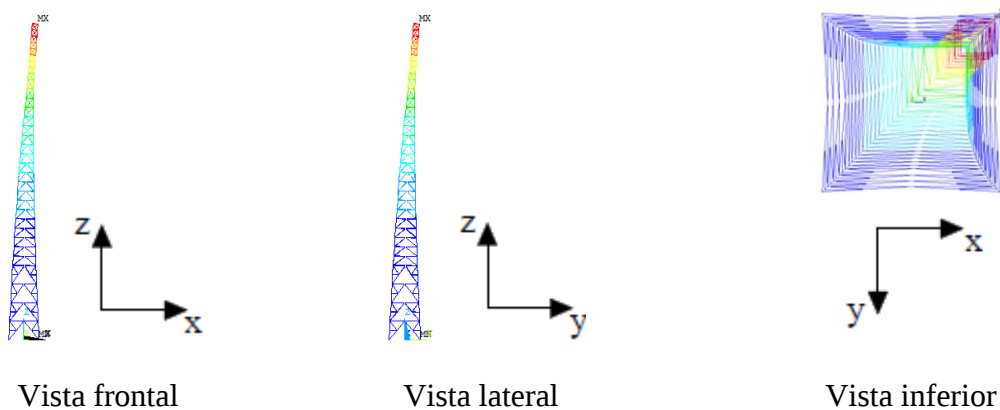


Figura 6. 2º Modo de vibração (flexão). Elementos de viga: $f_{02} = 0,97$ Hz

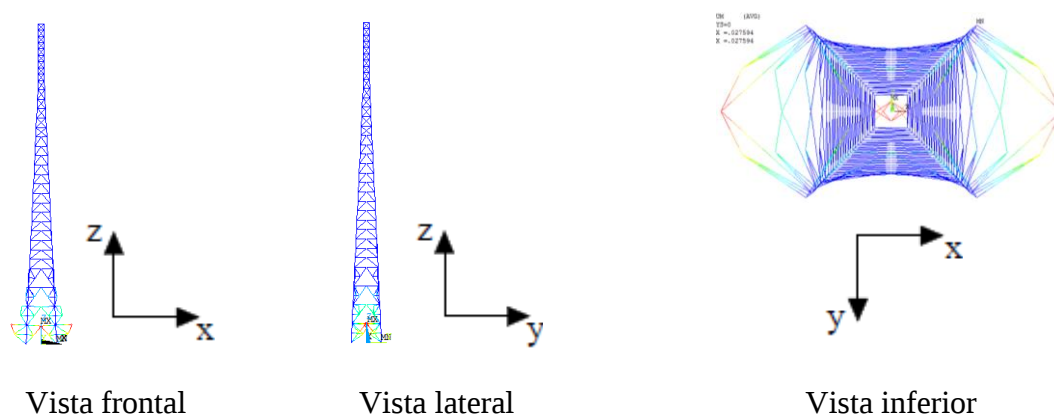


Figura 7. 3º Modo de vibração (flexão e torção local). Elementos de viga: $f_{03} = 2,31$ Hz

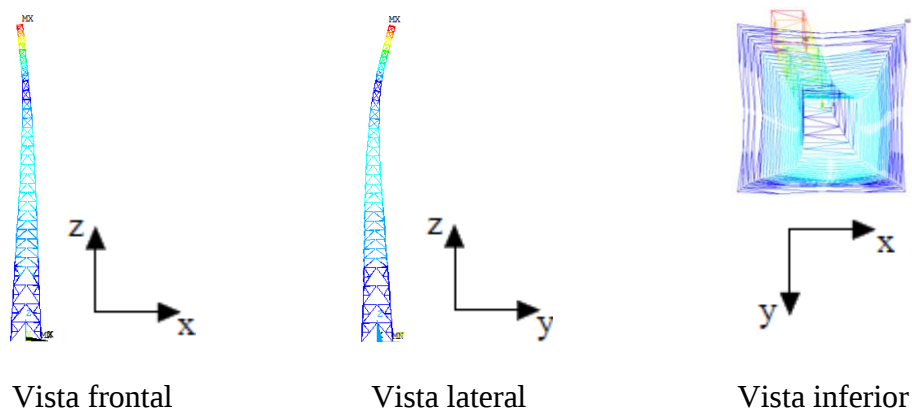


Figura 8. 4º Modo de vibração (flexão e torção). Elementos de viga: $f_{04} = 2,62$ Hz

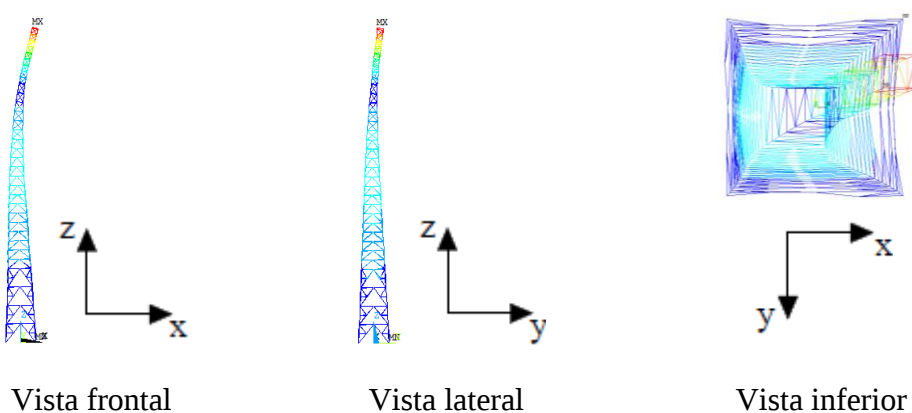


Figura 9. 5º Modo de vibração (flexão e torção). Elementos de viga: $f_{05} = 2,62$ Hz

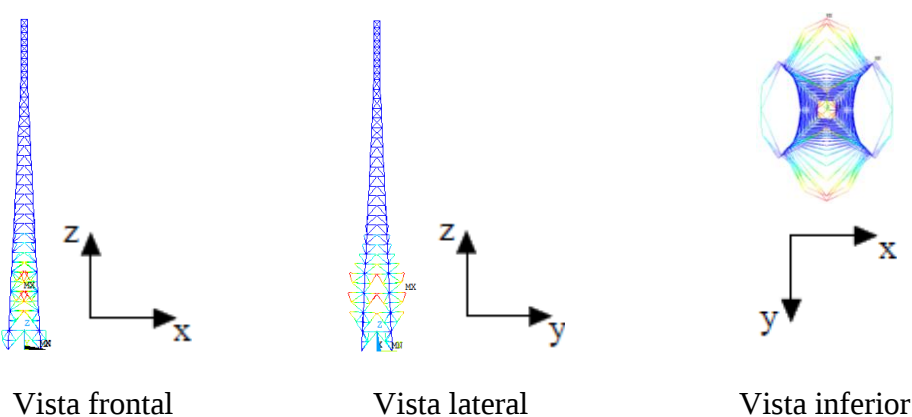


Figura 10. 6º Modo de vibração (flexão e torção local). Elementos de viga: $f_{06} = 2,97$ Hz

Na sequência do texto, as Figs. 11, 12, 13, 14, 15 e 16 ilustram os seis primeiros modos de vibração da torre em estudo com base no uso da modelagem mista (elementos de viga e treliça). Em seguida, a Tabela 1 apresenta as seis primeiras frequências naturais da torre para as modelagens de viga e mista (elementos de viga e de treliça).

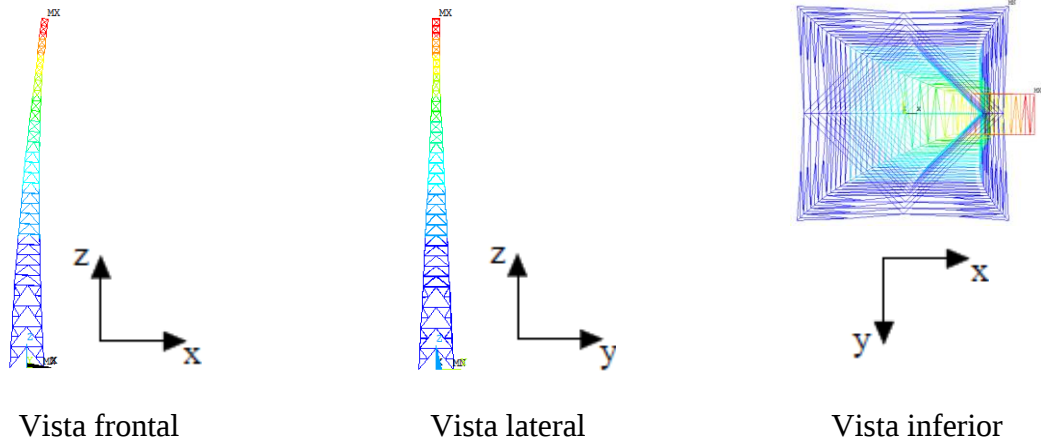


Figura 11. 1º Modo de vibração (flexão). Elementos de viga e treliça: $f_{01} = 0,95$ Hz

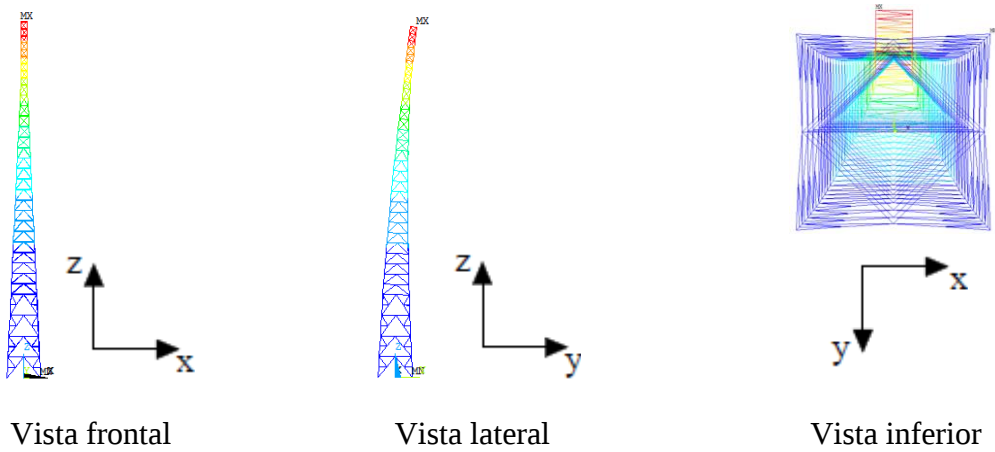


Figura 12. 2º Modo de vibração (flexão). Elementos de viga e treliça: $f_{02} = 0,95$ Hz

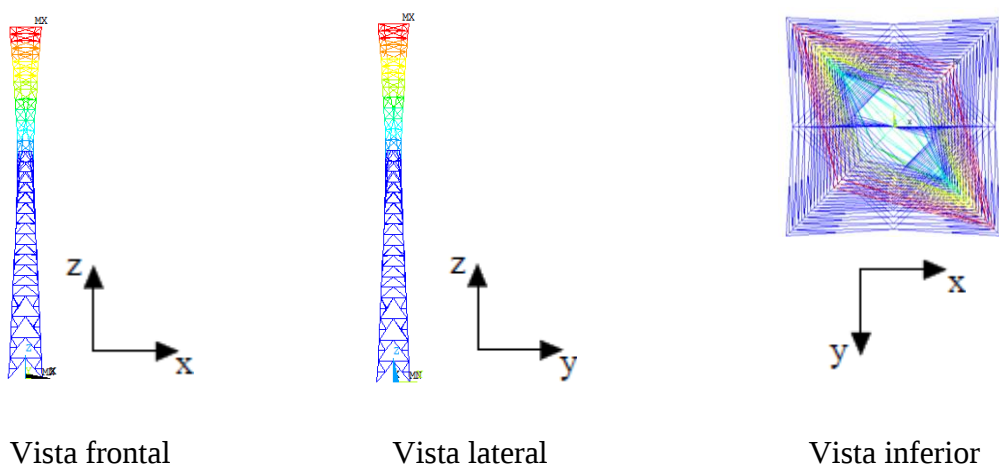


Figura 13. 3º Modo de vibração (flexão e torção local). Elementos de viga e treliça: $f_{03} = 1,68$ Hz

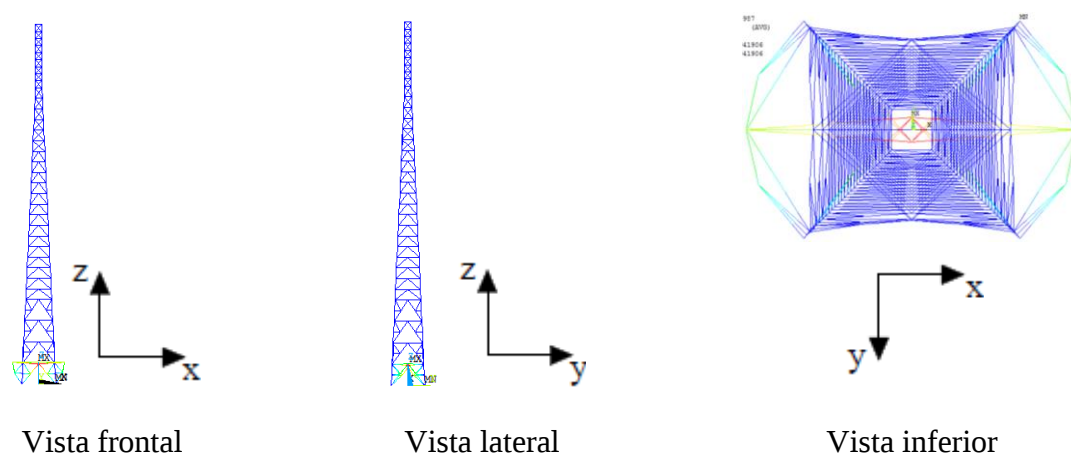


Figura 14. 4º Modo de vibração (flexão e torção local). Elementos de viga e treliça: $f_{04} = 1,99$ Hz

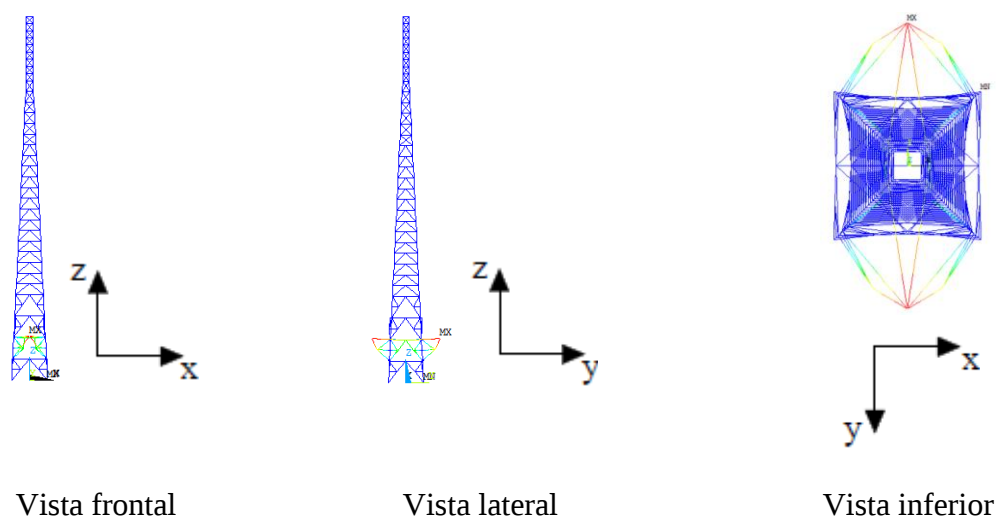


Figura 15. 5º Modo de vibração (flexão e torção local). Elementos de viga e treliça: $f_{05} = 2,15$ Hz

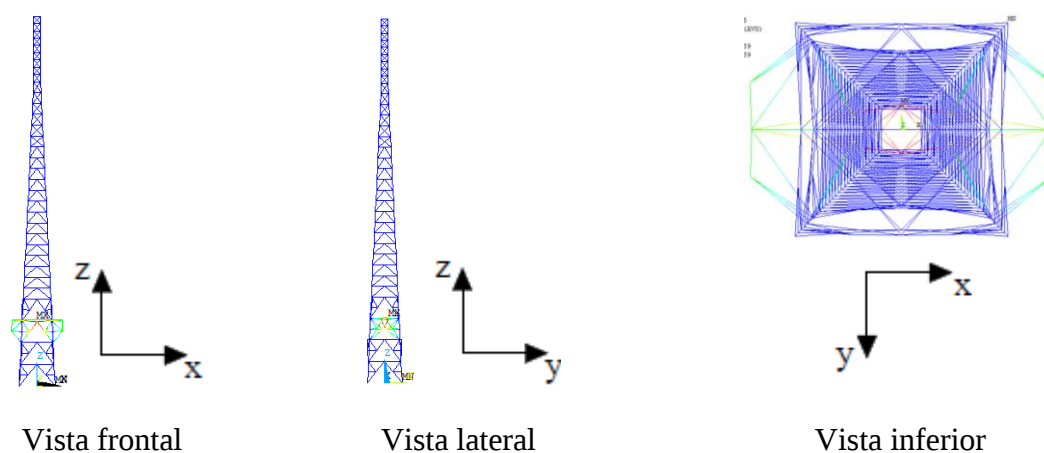


Figura 16. 6º Modo de vibração (flexão e torção local). Elementos de viga e treliça: $f_{06} = 2,27$ Hz

Tabela 1. Frequências naturais das torres modelagem viga e mista

Modo de vibração	Frequência natural (Hz) Modelagem Viga	Frequência natural (Hz) Modelagem Mista
f_{01}	0,97	0,95
f_{02}	0,97	0,95
f_{03}	2,31	1,68
f_{04}	2,62	1,99
f_{05}	2,62	2,15
f_{06}	2,97	2,27

Observando as Figs. 5, 6, 7, 8, 9 e 10, modos de vibração para a modelagem com elementos de viga, verifica-se a predominância dos efeitos de flexão em torno dos eixos globais da estrutura X e Y, para o primeiro e segundo modo de vibração. O terceiro modo de vibração apresenta efeitos de flexão e torção locais próximos a base da torre. No quarto e quinto modo verifica-se os efeitos de flexão em torno dos eixos globais X e Y, respectivamente e torção em torno do eixo global Z. No sexto modo observa-se efeitos de flexão e torção local próximo a base da torre.

Observando as Figs. 11, 12, 13, 14, 15 e 16, modos de vibração para modelagem com elementos de viga e treliça, verifica-se a predominância dos efeitos de flexão em torno do eixo global da estrutura X, para o primeiro e em torno do eixo global Y para o segundo modo de vibração. O terceiro modo de vibração apresenta efeitos de flexão e torção local próximo ao topo da torre. No quarto, quinto e sexto modo verifica-se os efeitos de flexão e torção locais próximo a base da torre.

Na Tabela 1 pode-se observar que a modelagem com somente elementos de viga apresenta uma rigidez maior quando comparada com a modelagem mista. Tal fato já era esperado tendo em vista que as ligações na modelagem com elementos de viga apresentam um grau de engastamento superior ao da modelagem mista, devido à indeslocabilidade dos seus seis graus de liberdade quando comparado com a indeslocabilidade de somente 3 graus de liberdade dos elementos de treliça, utilizados na modelagem mista.

5 ANÁLISE DINÂMICA

As análises dinâmicas foram realizadas no modelo estrutural investigado com o uso do programa em elementos finitos ANSYS (2009). O vento foi simulado considerando-se para tal cargas não determinísticas (Carril, 2000); (Moraes et al., 2014); (Oliveira, 2015), atuando no sentido positivo do eixo global X. Inicialmente, dez séries de carregamento dinâmico não determinístico foram geradas, com base em tratamento probabilístico adequado, e aplicadas em cada um dos modelos numéricos. Os deslocamentos translacionais horizontais máximos foram obtidos nos quatro nós do topo da torre (A, B, C e D), localizados na cota 100.3 m, conforme apresentado na Fig. 17. Deste modo, os resultados de deslocamentos máximos obtidos em cada modelagem foram comparados entre si e com os valores máximos propostos em normas e recomendações de projeto (Telebrás, 1997).

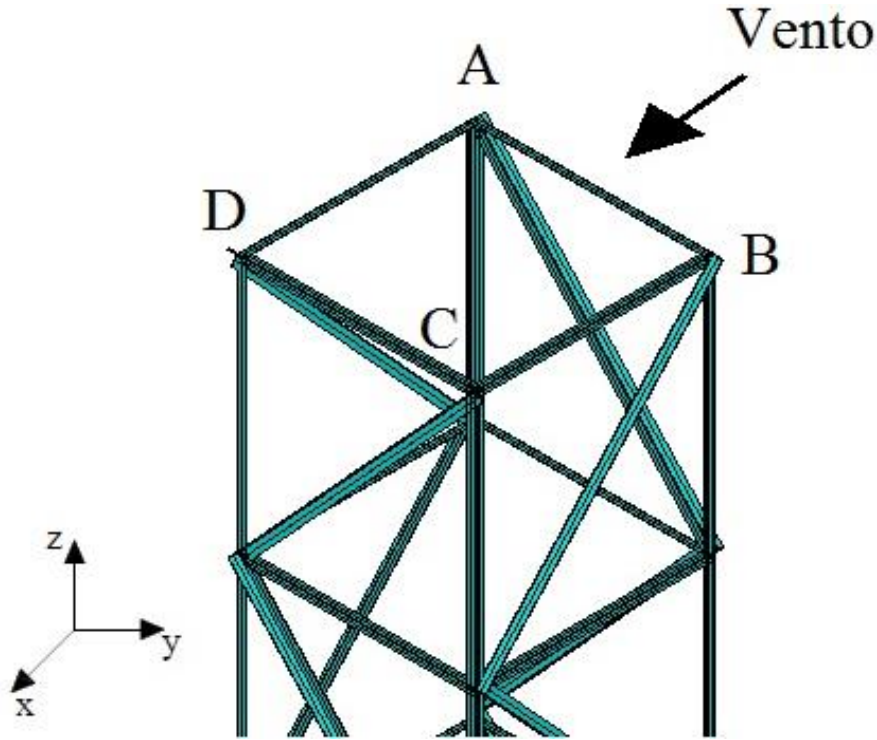


Figura 17. Posição dos nós de avaliação da resposta dinâmica da torre

5.1 Amortecimento estrutural

A fim de avaliar de forma adequada 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); (Oliveira, 2015).

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

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

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

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

$$\alpha = 2\zeta_i\omega_{0i} - \beta\omega_{0i}^2 \quad (3)$$

$$\beta = \frac{2(\zeta_2\omega_{02} - \zeta_1\omega_{01})}{\omega_{02}^2 - \omega_{01}^2} \quad (4)$$

Assim sendo, conhecendo-se os valores de (f_{01}), (f_{02}), e (ζ_1) (ζ_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 2 e 3.

Tabela 2. Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada modelagem viga

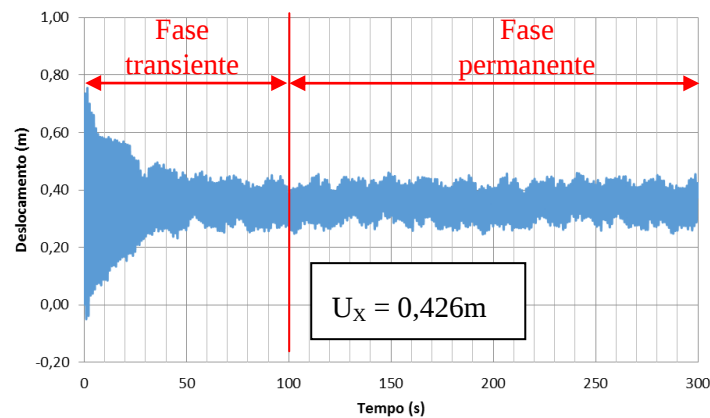
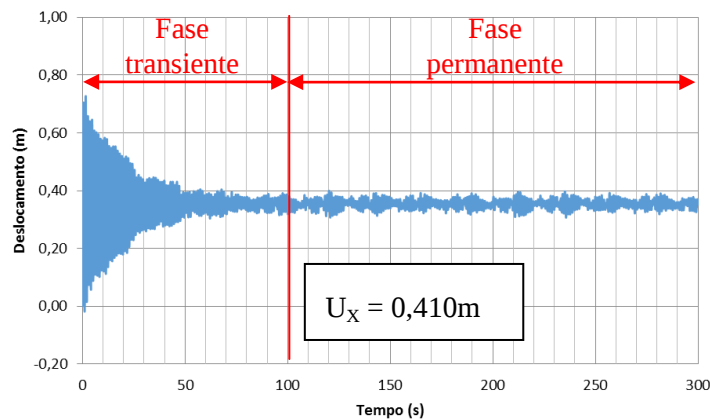
f_{01} (Hz)	f_{03} (Hz)	α (Massa)	β (Rigidez)
0,97	2,31	0,060092154	0,00067932

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

f_{01} (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

A resposta dinâmica em termos dos valores dos deslocamentos translacionais horizontais dos nós investigados foi obtida no domínio do tempo. As Figs. 18, 19, 20, 21, 22 e 23 mostram o deslocamento translacional horizontal na direção X do nó A, localizado no topo da torre, ver Fig. 17, para a modelagem viga e mista, respectivamente, utilizando as séries de carregamento 3, 6 e 9.

**Figura 18. Deslocamento translacional horizontal no topo da torre para a modelagem viga na série 3****Figura 19. Deslocamento translacional horizontal no topo da torre para a modelagem viga na série 6**

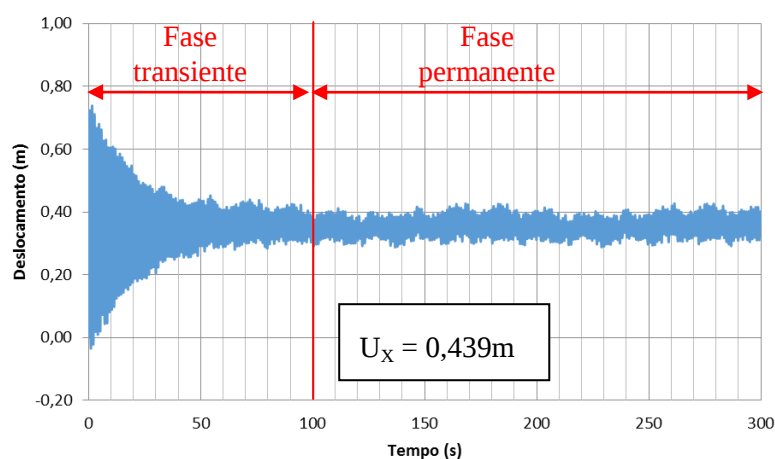


Figura 20. Deslocamento translacional horizontal no topo da torre para a modelagem viga na série 9

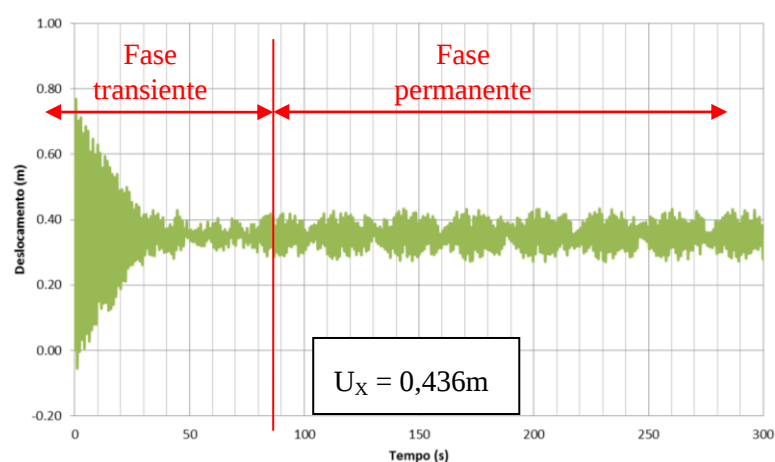


Figura 21. Deslocamento translacional horizontal no topo da torre para a modelagem mista na série 3

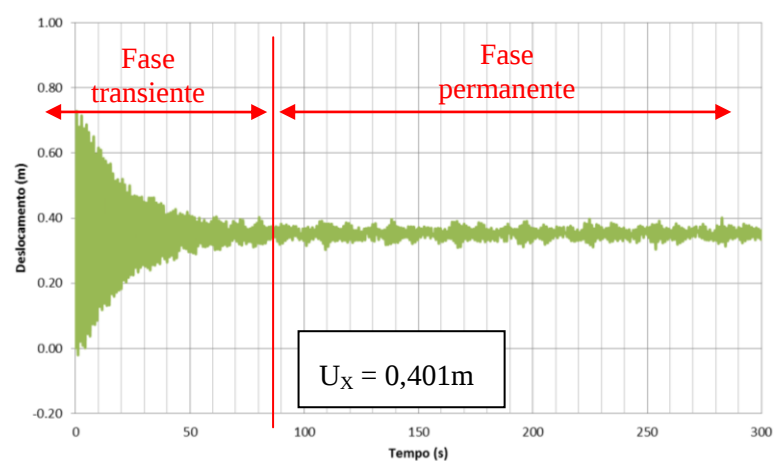


Figura 22. Deslocamento translacional horizontal no topo da torre para a modelagem mista na série 6

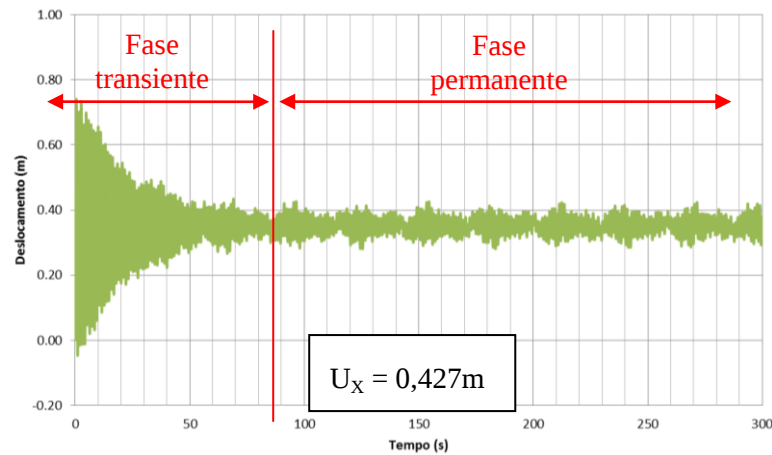


Figura 23. Deslocamento translacional horizontal no topo da torre para a modelagem mista na série

A ação não determinística do vento (Carril, 2000); (Morais et al., 2014); (Oliveira, 2015) conduz a análise para um tratamento estatístico adequado dos resultados numéricos. Assim sendo, considerando-se uma distribuição normal, é possível obter a média (m), o desvio padrão (σ) e todos os valores característicos da resposta estrutural com um grau de confiabilidade de 95% ($U_{X95\%}$), através da Eq. (5).

$$U_{X95\%} = 1,65 \sigma + m \quad (5)$$

A Tabela 4 apresenta os deslocamentos translacionais horizontais médios obtidos na direção X no topo da torre, bem como os parâmetros estatísticos relacionados às dez séries de carregamento não determinístico do vento aplicado na torre investigada.

Tabela 4. Deslocamentos máximos médios da torre

Séries de Carregamento	Deslocamentos (m)	
	Modelagem Viga	Modelagem Mista
1	0.4173	0.4401
2	0.4228	0.4480
3	0.4265	0.4362
4	0.4074	0.4570
5	0.4237	0.4362
6	0.4101	0.4009
7	0.4330	0.4504
8	0.4229	0.4407
9	0.4388	0.4275
10	0.4162	0.4104
Média	0.4219	0.4348
Desvio padrão	0.0096	0.0176
$U_{X95\%}$	0.4378	0.4638

Observando-se os resultados da Tabela 4, verifica-se que os máximos deslocamentos translacionais horizontais na direção global X, obtidos com base na aplicação das cargas não determinísticas de vento (Carril, 2000); (Morais et al., 2014); (Oliveira, 2015) são da ordem de 0,44 m para a fase permanente da modelagem viga e de 0,46 m para modelagem mista, considerando um índice de confiabilidade de 95%.

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° 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.

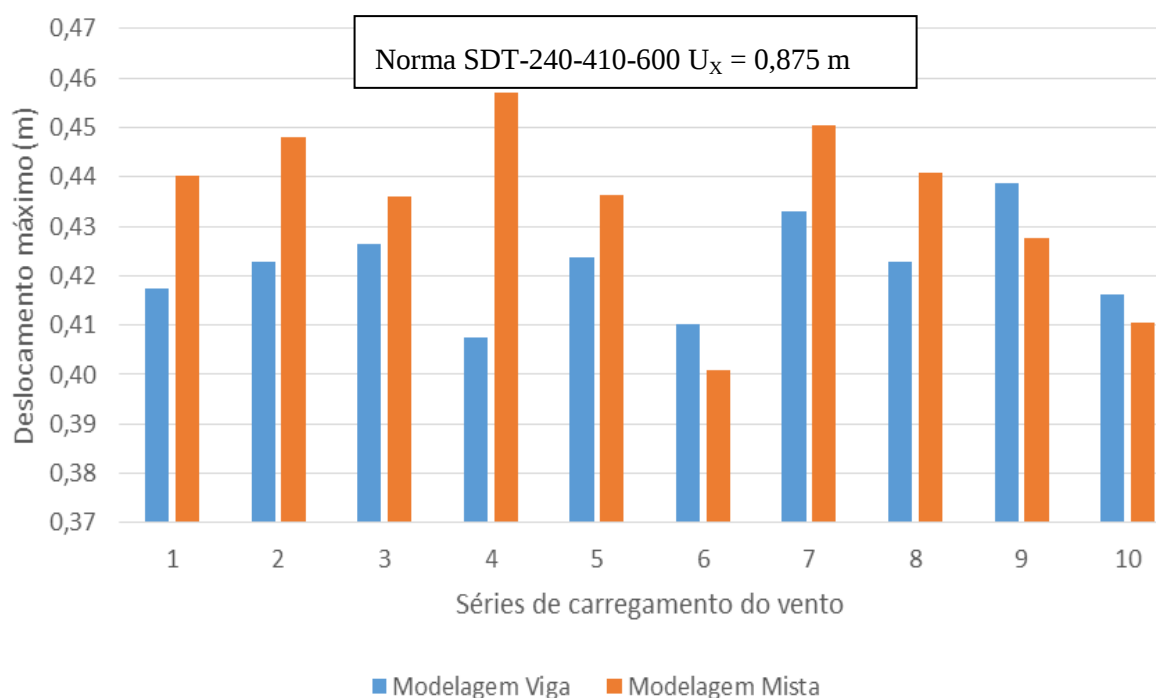


Figura 24. Resposta dinâmica da estrutura em termos de deslocamentos

A Fig. 24 ilustra os valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos no topo da torre de aço ($h = 100,30$ m) para as modelagens viga e mista, para cada uma das séries de carregamento não determinístico do vento utilizadas no estudo; e, bem como, o limite máximo definido pela norma SDT-240-410-600 do Sistema de Documentação Telebrás (Telebrás, 1997).

Comparando-se os valores máximos médios referentes aos deslocamentos translacionais horizontais no topo da torre de aço, Tabela 4 e Fig. 24, pode-se concluir que a estrutura atende ao limite da norma SDT-240-410-600 do Sistema de Documentação Telebrás (Telebrás, 1997): $U_{X95\%} = 0,44$ m (Modelagem Viga) e $0,46$ m (Modelagem Mista) $< U_{Xlim} = 0,875$ m.

6 CONCLUSÕES

O presente estudo investigou o comportamento estrutural de uma torre de aço de telecomunicações com altura de 100,30 m, submetida à ação não determinística do vento. A carga devida ao vento foi simulada através do método sintético (Franco, 2011) que confere um bom grau de semelhança com o vento real.

Os modelos numéricos da estrutura da torre investigada foram desenvolvidos e analisados com a utilização do programa em elementos finitos ANSYS (2009), adotando-se técnicas usuais de refinamento da malha. A torre metálica foi modelada utilizando-se duas estratégias diferentes: a primeira utilizando-se somente elementos de viga e a segunda utilizando-se elementos de viga para as pernas da torre e elementos de treliça para os contraventamentos do modelo estrutural.

A análise de vibração livre mostrou que o modelo estrutural apresenta valores baixos para as frequências naturais, com frequência fundamental da ordem de 0,97 Hz para a modelagem viga e de 0,95 Hz para a modelagem mista. 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 diz respeito aos resultados obtidos nas análises de vibração forçada, verificou-se que o modelo estrutural investigado, quando submetido à ação não determinística das cargas de vento, apresentou valores de deslocamentos translacionais horizontais máximos médios da ordem de 0,44 m (44 cm) para a modelagem com base no uso elementos de viga e de 0,46 m (46 cm) para a modelagem com base no emprego de elementos de viga e treliça (modelagem mista). Cabe ressaltar que as estratégias de modelagem desenvolvidas neste estudo forneceram valores máximos médios para os deslocamentos translacionais horizontais que atendem ao limite máximo para este tipo de torre, preconizado pela norma SDT-240-410-600 (Telebrás, 1997) de 87,5 cm.

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., 2001. *Acidentes causados pelo vento*. 4ª edição. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS, Brasil.
- Carril, C. F., 2000, *Análise Numérica e Experimental do Efeito Dinâmico do Vento em Torres Metálicas Treliçadas para Telecomunicações*. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, USP, São Paulo/SP, Brasil.
- Franco, M., Medeiros, S. R. P., 2011. O método do “vento sintético” - Novas considerações. *Revista TQS News*, n. 33, pp. 38–46.
- 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. de A. S., 2015. *Análise Dinâmica Não Determinística de Torres de Aço de Telecomunicações Submetidas à Ação de Cargas de Vento*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, PGECIV. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Brasil (Em desenvolvimento).

Policiani, M.N., 2000. *Comportamento Estrutural de Torres Metálicas*, Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual do Norte Fluminense, UENF, Campos dos Goytacazes/RJ, Brasil.

Sistema de Documentação TELEBRÁS, 1997. Norma TELEBRÁS 240-410-600. Procedimentos de Projeto para Torres Metálicas, Rio de Janeiro/RJ, Brasil.