

Análise de torres metálicas submetidas à ação do vento: um estudo comparativo

Renata Nepomuceno Merce¹, Marlos J. R. Guimarães², Graciela N. Doz³, José Luís Vital de Brito^{4*}

Trabalho recebido em 05/10/2006 e aprovado para publicação em 21/09/2007.

Resumo

As torres metálicas autoportantes são estruturas de aço utilizadas principalmente na área de telecomunicação para sustentação das antenas. A exigência técnica para que estas torres possam ser utilizadas como estrutura de sustentação está na limitação dos seus movimentos, pois o correto direcionamento das antenas é essencial para uma satisfatória propagação dos sinais magnéticos. O conhecimento das ações do vento, considerado como a principal fonte de excitação das torres, e o conhecimento do comportamento dessas estruturas em face dos carregamentos a elas aplicados podem auxiliar na previsão do real movimento da torre. Este trabalho tem como objetivo analisar o comportamento das torres metálicas autoportantes na direção do vento considerando o aspecto dinâmico do mesmo. Para tal análise três métodos foram estudados e aplicados a três torres autoportantes quadradas, com alturas de 50, 70 e 90 m: o método de Davenport, o método de simulação de Monte Carlo e o método discreto da NBR-6123. As respostas da ação do vento, em razão da parcela dinâmica, foram obtidas e comparadas entre si. Os resultados obtidos para o deslocamento de topo pelos três métodos foram de 20% a 35% menores que os respectivos valores dados pela análise estática; o método de Davenport produziu respostas 15% menores que as resultantes do método de Monte Carlo para cada torre analisada.

Palavras-chave: Torres metálicas. Turbulência. Análise dinâmica.

¹ Aluna de Doutorado. PECC. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia Universidade de Brasília. Campus Universitário Darcy Ribeiro, Asa Norte, Brasília, DF, Brasil. Tel: +55(0xx61) 33072325. E-mail: merce@unb.br.

² Doutor. Furnas Centrais Elétricas S.A. BR 153, km 1290, Jardim dos Buritis, Goiânia, GO, Brasil. Tel:+55(0xx62) 32294258. E-mail: marlos@furnas.com.br

³ Professora Doutora. PECC. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia Universidade de Brasília. Campus Universitário Darcy Ribeiro, Asa Norte, Brasília, DF, Brasil. Tel: +55(0xx61) 33072325. E-mail: graciela@unb.br.

⁴ Professor Doutor. PECC. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia Universidade de Brasília. Campus Universitário Darcy Ribeiro, Asa Norte, Brasília, DF, Brasil. Tel: +55(0xx61) 33072325. E-mail: jlbrito@unb.br.

1. Introdução

A área de telecomunicações está passando por um período de grande avanço, no qual a busca de tecnologias que satisfaçam às necessidades do setor é crescente. Algumas dessas tecnologias estão ligadas às torres, estruturas que têm como função sustentar as antenas, de modo que sejam seguras, duráveis e econômicas. Quando da execução do projeto de uma torre, as dúvidas mais frequentes estão relacionadas com o carregamento a ser considerado, a previsão do comportamento desta estrutura perante o carregamento e o dimensionamento ótimo, para que seja durável, segura, funcional, com uma boa estética e, sobretudo, econômica.

Em relação às forças atuantes nas torres, ressalta-se a ação do vento como o carregamento determinante para o projeto, em razão do baixo peso próprio dessas e da pouca probabilidade de ocorrência de terremotos no Brasil. Alguns estudos relacionados a ações do vento sobre torres podem ser ressaltados, como o de Loredou-Souza (1996), que estudou a ação de fortes ventos em torres de linhas de transmissão; Carril Jr. (2000), que investigou as ações dinâmicas do vento em torres metálicas de telecomunicações; Franco (1993), e Guimarães (2000), que utilizaram o método de simulação de Monte Carlo para estudar o comportamento dinâmico de torres autoportantes de telecomunicações na direção do vento.

As forças atuantes nas torres em virtude da ação do vento são geralmente analisadas estaticamente, segundo recomendação da norma brasileira NBR-6123 (1987), que determina as forças devidas ao vento em edificações. Porém, a ação do vento sobre as torres não apresenta um comportamento estático. Assim, este trabalho tem como objetivo analisar o comportamento das torres metálicas levando em consideração as características dinâmicas do vento, buscando como resposta o deslocamento de topo. Os métodos utilizados para tal análise foram o método estatístico de Davenport, o de simulação de Monte Carlo e o método discreto da NBR-6123.

O método de Davenport utiliza uma abordagem estatística com linha de influência, na qual o cálculo do fator de rajada de estruturas esbeltas é simplificado. Por sua vez, o método de Monte Carlo consiste, basicamente, na simulação das pressões flutuantes do vento a partir de um determinado espectro de vento local. E o método discreto da NBR-6123, ainda que baseado no processo de Davenport, difere deste na determinação dos parâmetros que definem a ação estática do vento, além de destacar que a vibração da estrutura, em seus modos naturais, dá-se em torno da posição deformada definida pelas pressões causadas pela componente estática do vento (velocidade média).

2. Descrição do método de Davenport para a análise dinâmica

Várias normas, como a Canadense-NBCC (1995) e a Americana -ASCE 7-95 (1995), empregam o procedimento introduzido por Davenport, com ligeiras modificações, para determinar a resposta dinâmica de estruturas esbeltas submetidas à ação do vento (Davenport, 1993; Loredou-Souza, 1996; Merce, 2003).

O vento natural é decomposto em duas partes: uma parte média e outra flutuante. Desse modo, as estruturas estão submetidas a esforços estáticos correspondentes à parte média do vento e aos esforços dinâmicos decorrentes da parte flutuante deste. A energia da resposta decorrente da parte flutuante do vento (resposta não ressonante, $\tilde{r}_B$, e resposta ressonante, $\tilde{r}_R$) (Figura 1(a)) é distribuída com relação à frequência da forma mostrada pelo espectro da Figura 1(b). As respostas dinâmicas podem ser predominantemente não ressonantes, quando a maior parte da energia contida no espectro de potência da resposta está abaixo da menor frequência de vibração natural da estrutura ($\tilde{r}_B$), e podem ser predominantemente ressonantes, quando a parcela maior dessa energia contiver as frequências naturais de vibração da estrutura ($\tilde{r}_R$).

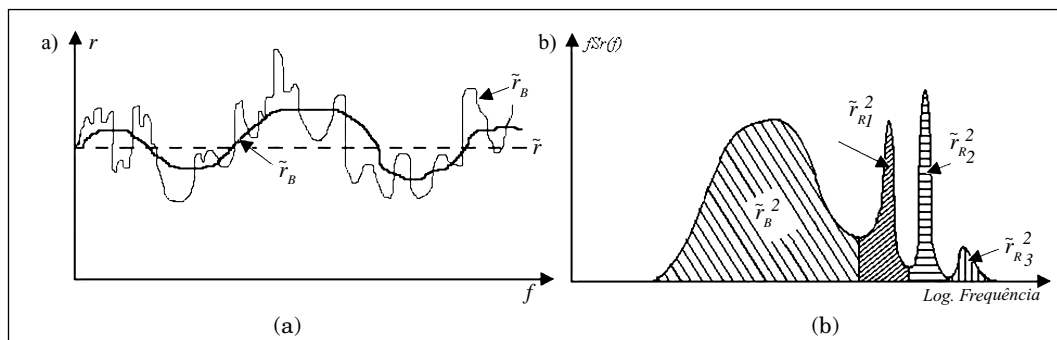


Figura 1: Resposta da estrutura devida ao vento: (a) resposta x tempo; (b) espectro de potência.

As forças do vento num ponto da estrutura são definidas segundo a equação abaixo:

$$F(t) = \frac{1}{2} \rho V^2(t) A C_A \quad (1)$$

em que A é a área frontal da estrutura onde atua a força $F(t)$; C_A é o coeficiente de arrasto e ρ , a massa específica do ar. Considerando a estrutura de uma torre metálica, a força média do vento a uma altitude normalizada z é dada por:

$$\bar{F}(z) = [q_H D_H H] \phi(z) C_a(z) \Phi_v^2(z) \Phi_D(z) \quad (2)$$

na qual $q_H = \frac{1}{2} \rho V_H^2$ é a pressão dinâmica de referência no topo da torre; $\Phi_v(z) V_H$ e $\Phi_D(z) D_H$ são, respectivamente, a variação da velocidade do vento e da largura da torre com a altura, conforme pode ser visto na Figura 2, e $\phi(z)$ é o índice de área exposta.

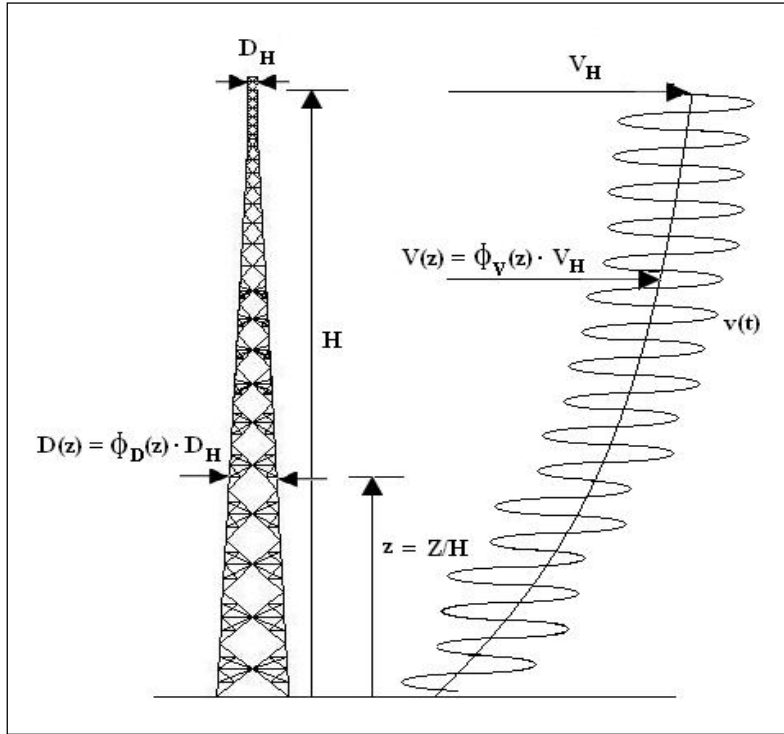


Figura 2: Variação da velocidade do vento e da largura da torre com a altura.

A resposta média da estrutura é dada por:

$$\bar{r} = \int_0^1 \bar{F}(z) i_r(z) dz = [q_H D_H H] \int_0^1 \{ \phi(z) C_a(z) \Phi_V^2(z) \Phi_D(z) i_r(z) \} dz \quad (3)$$

expressão que relaciona a força média do vento $\bar{F}(z)$ e a linha de influência, $i_r(z)$. A variância da resposta não ressonante, definida como a resposta devida à variação das forças do vento em frequências abaixo das frequências naturais da estrutura, é:

$$\tilde{r}_B^2 = 2 \int_0^1 R_F(z) \int_0^{1-\Delta z} \tilde{F}(z) \tilde{F}(z + \Delta z) i_r(z) i_r(z + \Delta z) dz d\Delta z \quad (4)$$

onde $R_F(z)$ é o coeficiente de correlação espacial vertical entre duas forças F separadas por uma altura Δz e $\tilde{F}$ é o desvio-padrão da força F ou valor *rms* da componente flutuante da força F .

Quando a escala da correlação da força L_F é muito grande, $H/L_F \rightarrow 0$ ($L_F \gg H$), ou seja, $R_F(z)=1$ para toda a altura da estrutura, a resposta não ressonante é dada por:

$$\tilde{r}_B^2 = \left\{ \int_0^1 [F(z) i_r(z) d(z)] \right\}^2 = G_0 \quad (5)$$

Quando a correlação é local, $H/L_F \rightarrow \infty$ ($L_F \ll H$), ou seja, há valores de $R_F(z)$ apenas para pequenos espaçamentos Δz , tem-se:

$$\int_0^1 R_F(\Delta z) d\Delta z = \frac{L_F}{H} \quad (6)$$

e

$$\tilde{r}_B^2 = 2 \left(\frac{L_F}{H} \right) \int_0^1 [F(z) \cdot i_r(z)]^2 dz \quad \therefore \quad \tilde{r}_B^2 = 2 \left(\frac{L_F}{H} \right) G_\infty \quad (7)$$

Para valores intermediários de L_F/H , pode-se usar a aproximação dada pela seguinte fórmula de transição, válida somente quando $i_r(z)$ tem o mesmo sinal ao longo da altura:

$$\tilde{r}_B^2 = G_0 \left(1 + \left(\frac{H}{2L_F} \right) \frac{G_0}{G_\infty} \right)^{-1} \quad (8)$$

A parte flutuante ou o valor *rms* da força do vento é dado por:

$$\tilde{F}(z) = \rho \bar{V}(z) \phi(z) D(z) H C_a(z) \tilde{v} = q_H D_H H 2 I_V \phi(z) C_a(z) \Phi_V(z) \Phi_D(z) \quad (9)$$

em que $I_V = \tilde{v}/V_H$ é a intensidade da turbulência no topo da torre.

Para estruturas esbeltas, pode-se admitir que a escala de forças L_F , é a mesma que a escala de velocidade do vento L_V . Portanto, a resposta não ressonante é dada por:

$$\tilde{r}_B = q_H D_H H 2 I_V \left[1 + \left(\frac{H}{2L_V} \right) \left(\frac{G_0}{G_\infty} \right) \right]^{-1/2} \int_0^1 \phi(z) C_a(z) \Phi_D(z) i_r(z) dz \quad (10)$$

em que:

$$\frac{G_0}{G_\infty} = \frac{\left[\int_0^1 \phi(z) C_a(z) \Phi_V(z) \Phi_D(z) i_r(z) dz \right]^2}{\left[\int_0^1 \phi^2(z) C_a^2(z) \Phi_V^2(z) \Phi_D^2(z) i_r^2(z) dz \right]} \quad (11)$$

sendo G_0 um fator relacionado à resposta da estrutura, quando as forças do vento estão correlacionadas ao longo da mesma, e G_∞ um fator relacionado à resposta da estrutura, quando as forças do vento estão correlacionadas apenas localmente. O espectro de potência da força na frequência f_j é:

$$f_j S_F(f_j) = [q_H \phi(z) D_H H C_a(z)]^2 4 I_V^2 \left[\frac{f_j S_V(f_j)}{\tilde{v}^2} \right] \Phi_V^2(z) \Phi_D^2(z) \quad (12)$$

Para o caso de frequências próximas às frequências naturais de vibração de estruturas altas, segundo Davenport (1993), o espectro reduzido do vento pode ser calculado por:

$$\frac{fS_v(f)}{\tilde{v}^2} = 0,045 \left[\frac{f_z}{\bar{V}(z)} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (13)$$

A forma exponencial da correlação da banda estreita será:

$$R_{1,2}(f, \Delta z) = \exp \left\{ \frac{Cf\Delta z}{\bar{V}(z)} \right\} \quad (14)$$

onde C geralmente varia de 6 a 10. Como as excitações da estrutura nas frequências ressonantes são localmente correlacionadas, $L_F \ll H$, a resposta ressonante da estrutura pode ser determinada por um procedimento análogo ao da Equação (7). Seguindo esse procedimento, substituindo o valor rms pelo espectro de força natural e a linha de influência pelo modo de vibração, obtém-se o espectro das forças generalizadas para a frequência natural do modo j :

$$f_j S_{GF_j}(f_j) = \frac{2L_F(f_j)}{H} \int_0^1 [f_j S_F(f_j, z) \mu_j^2(z)] dz \quad (15)$$

onde $L_F(f_j)$ é a escala de correlação ao longo da altura na frequência f_j . Considerando as equações (7), (12), (13), (14) e (15) obtém-se:

$$f_j S_{GF_j}(f_j) = [q_H D_H H]^2 4I_v^2 \frac{2}{C} \left[\frac{V_H}{f_j H} \right] 0,045 \int_0^1 [\phi^2(z) C_a^2(z) \Phi_v^{11/3}(z) \Phi_D^2(z) \mu_j^2(z)] z^{-2/3} dz \quad (16)$$

A resposta ressonante do modo j é dada pela equação (17), onde $f_j S_{GF}(f_j)$ representa o espectro de força generalizado dos j modos da estrutura e $\Phi_m(z)m_H$ é a variação da massa com a altura.

$$\tilde{r}_{Rj} = \sqrt{\frac{\pi}{4}} \frac{f_j S_{GF_j}(f_j) \int_A \{[\Phi_m(z) \mu_j] i_r(z)\} dz}{\zeta_s + \zeta_{aj} \int_A \{\Phi_m(z) \mu_j^2(z)\} dz} \quad (17)$$

O coeficiente de amortecimento aerodinâmico é obtido por:

$$\zeta_{aj} = \frac{\int_0^1 A(z) \mu_j^2(z) dz}{4\pi f_j m_H \int_0^1 \Phi_m(z) \mu_j^2(z) dz} \quad (18)$$

$$A(z) = \rho V_H \phi(z) D_H H C_a(z) \Phi_v(z) \Phi_D(z) \quad (19)$$

A resposta total da estrutura é definida pela equação:

$$\hat{r} = \bar{r} + g\tilde{r} \quad (20)$$

onde $\tilde{r}$ é o desvio-padrão ou valor *rms* dado por:

$$\tilde{r} = \sqrt{\tilde{r}_B^2 + \sum \tilde{r}_{R_j}^2} \quad (21)$$

na qual $\tilde{r}_B$ é o valor *rms* da resposta não ressonante e $\tilde{r}_R$ é o valor *rms* da resposta ressonante. A natureza das respostas obtidas depende da linha de influência adotada. Alguns exemplos podem ser observados na Figura 3, onde, para obter o esforço cortante na base da estrutura, o momento fletor na base ou o deslocamento de topo, adotam-se, respectivamente, $i_r(z)=1$, $i_r(z)=H.z$ ou $i_r(z)=\Delta\mu_1$, sendo H a altura da estrutura; Δ , o deslocamento do topo da estrutura, quando esta se encontra submetida a uma carga unitária, e μ_1 , o modo de vibração da estrutura correspondente à primeira frequência.

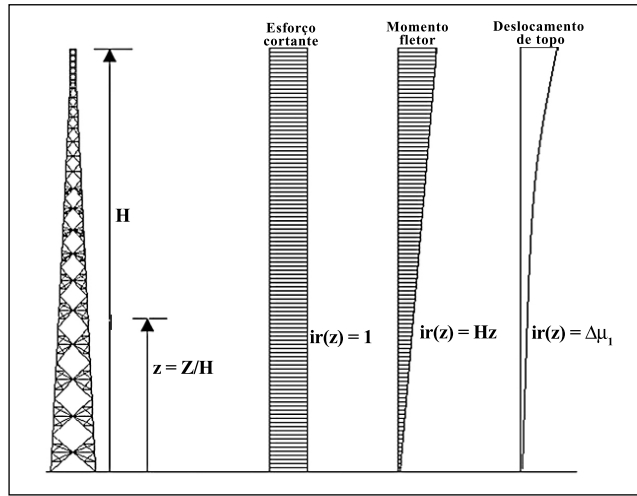


Figura 3: Variação da velocidade do vento e da largura da torre com a altura.

Finalmente, o fator de rajada é dado por:

$$G = \frac{\hat{r}}{\bar{r}} = 1 + \frac{g}{\bar{r}} \sqrt{\tilde{r}_B^2 + \tilde{r}_R^2} \quad (22)$$

onde g , segundo Davenport(1965), é dado pela equação (23), na qual T é o tempo de amostragem e v , dado pela equação (24), é o número de vezes que o valor médio é ultrapassado por unidade de tempo.

$$g = \sqrt{2 \ln(vT)} + \frac{0,577}{\sqrt{2 \ln(vT)}} \quad (23)$$

$$v = f_j \sqrt{\frac{\tilde{r}_R^2}{\tilde{r}_B^2 + \tilde{r}_R^2}} \quad (24)$$

3. Descrição do método de simulação de Monte Carlo para a análise dinâmica

A velocidade do vento apresenta um espectro com baixa densidade numa zona que vai de 5 ciclos/hora até 0,5 ciclos/hora; este intervalo claramente separa a região macro-meteorológica, com frequência abaixo de 0,5 ciclos/hora, da região micrometeorológica, frequências acima de 5 ciclos/hora. Essa separação do espectro permite tratar o vento como sendo composto de duas parcelas, uma constante e outra flutuante. O vento médio é usualmente medido em intervalos de tempo que variam de 10min a 1h, segundo recomendações de Davenport. No Brasil, em virtude das condições de registro e leitura, a NBR-6123 define o valor da velocidade de pico medida em intervalos de tempo muito curtos (2 a 5 segundos). Partindo desses valores, que são praticamente instantâneos, é possível determinar a velocidade média avaliada em intervalos de tempo maiores, por exemplo, 10min, por meio da análise empírica ou do gráfico da Figura 4, que relaciona o vento médio em t segundos (U_T) com a velocidade do vento horário (U_{3600}). Desse modo, é possível estabelecer a razão entre pressão média ($t = 10\text{min} = 600\text{s}$) e pressão de pico ($t = 3\text{s}$) adotada pela NBR-6123.

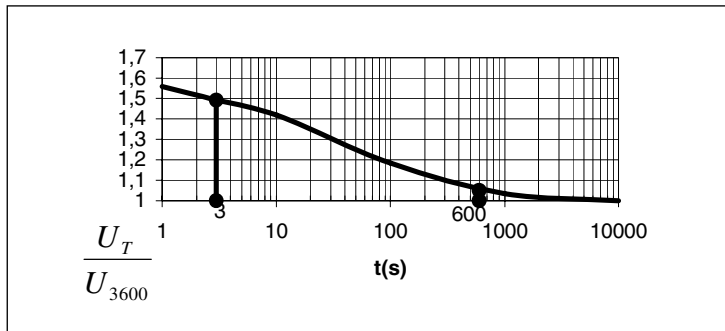


Figura 4: Equivalência entre vento horário e vento médio em t segundos

Segundo o gráfico, a razão entre pressão média e de pico será dada por:

$$\frac{p_{600}}{p_3} = \frac{\left(\frac{1}{2}\right)\rho V_{600}^2}{\left(\frac{1}{2}\right)\rho V_3^2} = \left(\frac{V_{600}}{V_3}\right)^2 = (0,69)^2 = 0,48 \quad (25)$$

significando que 48% da pressão total é constante e que 52% é relativa às pressões flutuantes.

Na região micrometeorológica, o espectro de potência da velocidade $S(z, n)$, que é uma função da altura z e da frequência n , foi objeto de pesquisa de vários autores. Neste trabalho adotou-se a expressão de Davenport ligeiramente modificada como adotada no National Building Code of Canada (1995).

$$\frac{nS(n)}{u_*^2} = 4 \frac{x^2}{(1+x^2)^{4/3}}; \quad x = \frac{1220n}{U_0} \quad (26)$$

onde U_0 é a velocidade média a 10 m de altura em terreno aberto e plano, u_* é a velocidade de fricção e n , a frequência em Hz. A hipótese usual válida para baixa intensidade de turbulência admite que o espectro de pressões flutuantes $Sp'(z, n)$ seja escrito como uma função do espectro de velocidade $S(z, n)$, como segue:

$$Sp'(z, n) = (\rho c U_z)^2 S(z, n) \quad (27)$$

onde ρ é a massa específica do ar, c é o coeficiente aerodinâmico num ponto considerado e U_z é a velocidade média na altura z . Logo, com precisão suficiente, pode-se escrever:

$$Sp'(z, n) = P[S(z, n)] \quad ; \quad P = (\rho c U_z)^2 \quad (28)$$

o que significa que em toda a estrutura o espectro de pressão $Sp'(z, n)$ pode ser considerado proporcional ao espectro de velocidade.

A pressão flutuante $p'(t)$ em todos os pontos da estrutura, como visto, representa 52% da respectiva pressão total $p(t)$, constituindo um processo aleatório, estacionário, ergódico e gaussiano com média zero, que pode ser representado por meio de uma integral de Fourier:

$$p'(t) = \int_{-\infty}^{\infty} C(n) \cos[2\pi nt - \theta(n)] dn \quad (29)$$

onde:

$$C(n) = \sqrt{A^2(n) + B^2(n)} \quad (30)$$

$$\theta(n) = \tan^{-1} \frac{B(n)}{A(n)} \quad (31)$$

$$A(n) = \int_{-\infty}^{\infty} p'(t) \cos 2\pi n t dt \quad (32)$$

$$B(n) = \int_{-\infty}^{\infty} p'(t) \sin 2\pi n t dt \quad (33)$$

O valor quadrado médio de $p'(t)$, supostamente definido sobre um intervalo de tempo T suficientemente longo, é dado por:

$$\sigma^2(p') = \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} p'^2(t) dt = \frac{2}{T} \int_0^\infty C^2(n) dn \quad (34)$$

fazendo $T \rightarrow \infty$, pode-se escrever:

$$\sigma^2(p') = \int_0^\infty Sp'(z, n) dn \quad (35)$$

onde $Sp'(z, n)$ é a função de densidade espectral de $p'(t)$, $Sp'(z, n)dn$ representa a contribuição elementar, associada ao intervalo de frequência dn , para o valor quadrado médio. Ao invés de um número infinito de funções, pode-se representar $p'(t)$ de uma forma aproximada por um número finito m de funções harmônicas convenientemente escolhidas, de modo que seus períodos se distribuam uniformemente sobre o intervalo de tempo de interesse, que vai de 600s a 0,5s. Franco (1993) propõe o uso de, no mínimo, 11 funções harmônicas ($m \geq 1$), devendo o período de uma delas coincidir com o período fundamental da estrutura; os períodos das outras $m-1$ funções serão múltiplos do período fundamental. A Figura 5 (a) apresenta a decomposição espectral em escala logarítmica. A equação (29) torna-se agora:

$$p'(t) = \sum_{k=1}^m C_k \cos\left(\frac{2\pi}{T_r r_k} t - \theta_k\right) \quad (36)$$

onde os coeficientes C_k e r_k são dados por:

$$C_k = \sqrt{\left(2 \int_{(k)} Sp'(z, n)\right)} \quad (37)$$

$$r_k = 2^{k-r} \quad (38)$$

Os valores de C_k são calculados por integração da função da densidade espectral sobre os m intervalos de frequência escolhidos. As amplitudes dos m componentes harmônicos de $p'(t)$ podem, então, ser obtidas pela fórmula:

$$p_k' = \frac{C_k}{\sum_{k=1}^m C_k} p' = c_k p' \quad ; \quad \sum c_k = 1,0 \quad (37)$$

A decomposição de $p'(t)$ de acordo com o que foi apresentado é apresentada na Figura 5(b).

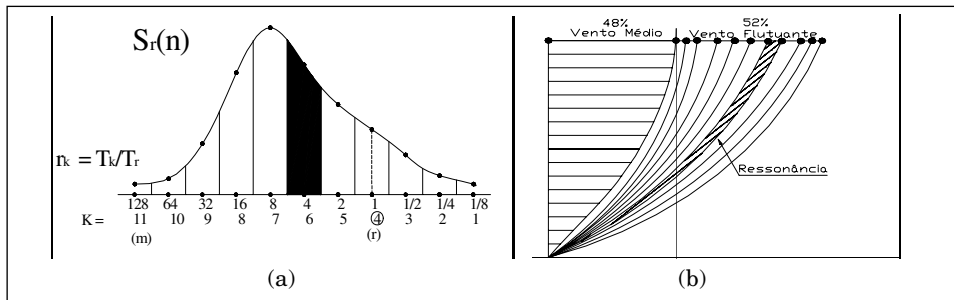


Figura 5: Pressões flutuantes devidas ao vento: (a) decomposição espectral; (b) perfil de pressões.

Para a obtenção da correlação espacial das velocidades e pressões flutuantes entre dois pontos da estrutura, utilizou-se o conceito de dimensão de rajada, ou dos turbilhões, que significa uma dimensão de uma rajada perfeitamente correlacionada que induz o mesmo efeito sobre a estrutura. Assim, a altura Δz_{ok} da rajada equivalente pode ser dada por:

$$\Delta z_{ok} = 2 \int_0^{\infty} \exp\left(-\frac{14\Delta z n_k}{U_0}\right) d(\Delta z) = \frac{U_0}{7n_k} \quad (40)$$

As considerações acima mostram que a rajada de frequência n_k , cujo coeficiente de correlação é representado por uma curva exponencial dupla, pode ser aproximada por uma rajada equivalente com altura $\Delta z_{ok} = U_0/7n_k$ ou, como será feito neste trabalho, por uma rajada definida por dois triângulos, que implicam uma correlação linear decrescente de 1 até 0 numa zona com altura total $2\Delta z_{ok} = 2U_0/7n_k$, conforme Figura 6(a). Portanto, quanto menor a frequência da componente de pressão variável, maior será a altura da sua zona. Para a determinação do centro de rajada, pode-se calcular para cada uma das m funções a posição que maximiza a resposta relevante da estrutura. Contudo, na prática, é suficiente supor que todas as rajadas elementares têm o mesmo centro e determinar a posição mais desfavorável do centro da rajada ressonante. Neste trabalho adotou-se o centro de rajada como estando a 85% da altura da estrutura. As pressões flutuantes obtidas conforme a Figura 5(b) devem ser multiplicadas pelo coeficiente de decaimento linear da rajada, conforme esquematizado na Figura 6(b), cujo valor varia de 1 a 0.

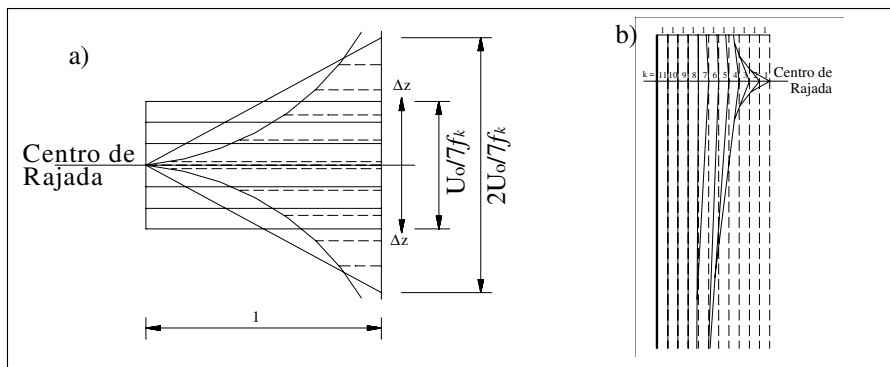


Figura 6: a) Rajada equivalente e b) centro de rajada.

Na distribuição de extremos de Gumbel, admite-se uma curva exponencial dupla para a distribuição de probabilidade, de onde vem a expressão:

$$w = -\ln(-\ln(0,95)) \quad (41)$$

Essa distribuição é caracterizada pela medida de dispersão $\tilde{\alpha}$ e pela moda $\bar{x}$, sendo γ , μ e σ , respectivamente, a constante de Euler, a média e o desvio-padrão. Assim:

$$\tilde{\alpha} = \frac{\pi}{\sigma\sqrt{6}} \quad (42)$$

$$\bar{x} = \mu - \frac{\gamma}{\tilde{\alpha}}; \quad \gamma = 0,5772157 \quad (43)$$

O valor característico desejado pode, então, ser encontrado pela seguinte equação:

$$x_c = \bar{x} + \frac{w}{\tilde{\alpha}} \quad (44)$$

Determinado o valor característico, resta selecionar dentre as combinações aleatórias de carregamento aquela cuja resposta é mais próxima deste valor. Para o propósito de encontrar os valores característicos da resposta relevante, *Uy1*, escolhe-se entre as combinações de carga aleatórias (isto é, entre os vinte blocos de defasagens de ângulos de fase que são gerados, cada um com m números aleatórios θ_K situados entre 0 e 2π) aquela cuja resposta é a mais próxima da resposta característica encontrada na análise estatística. Excitando a estrutura com este carregamento característico, encontram-se os valores característicos da resposta para toda a estrutura, completando-se a análise dinâmica. A composição para se obter a resposta final (análise combinada) foi feita tomando 48% do valor da resposta fornecida pela análise estática mais o valor característico obtido da simulação de Monte Carlo. O procedimento descrito nesta seção foi utilizado por Franco (1993), Guimarães (2000) e Guimarães e Brito (2000).

4. Descrição do modelo discreto proposto pela NBR-6123 (1987) para análise dinâmica

A Norma Brasileira, NBR-6123 (1987), considera que as vibrações numa estrutura dão-se em torno da posição deformada definida pelas pressões originárias da velocidade média do vento. Assim, a análise dinâmica na direção do vento foi implementada neste trabalho seguindo-se as seguintes etapas:

- 1) entrou-se com os seguintes parâmetros: velocidade básica do vento V_0 , fatores S_1 e S_3 , período e frequência fundamentais da estrutura T_1 ($n_1 = 1/T_1$), categoria do terreno, altura da edificação H , cota de referência z_r , dimensão característica, L ($L=1800\text{m}$) e razão de amortecimento ζ ;

- 2) para cada seção da estrutura foram fornecidos a cota do topo da seção z_i , a largura de topo Lt_i , o peso P_i , a área exposta Ae_i , o coeficiente de arrasto Ca_i e, finalmente, os autovetores normalizados μ_i , para os três primeiros modos de vibração;
- 3) cálculo da dimensão de referência l_1 , por meio da seguinte expressão:

$$l_1 = \frac{\sum_{i=1}^{NS} Lt_i \cdot Av_i}{H} \quad (45)$$

onde Av_i é a altura vertical de cada módulo e NS é o número de seções da torre;

- 4) determinação da velocidade de projeto $\bar{V}_p$, que corresponde à velocidade média sobre 10min, a 10 m de altura sobre o solo, em terreno de categoria II, que é dada por:

$$\bar{V}_p = 0,69 \cdot Vo \cdot S_1 \cdot S_3 \quad (46)$$

- 5) determinação dos coeficientes de amplificação dinâmica ξ , a partir de $\frac{\bar{V}_p}{n_1 \cdot L}$ e l_1/H ; 6) determinação de uma massa de referência m_o , definida como sendo a massa total dos perfis de cada módulo que compõe a estrutura, e de uma área exposta de referência A_o , definida como sendo a área de sombra vertical que resulta da combinação entre geometria de perfis e da estrutura;

- 7) Cálculo do parâmetro β_i , dado por:

$$\beta_i = Ca_i \cdot \frac{Ae_i}{Ao} \cdot \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^p \quad (47)$$

- 8) cálculo da força média por seção da torre $\bar{X}_i$, pela seguinte expressão:

$$\bar{X}_i = \bar{q}_o \cdot b^2 \cdot Ca_i \cdot Ae_i \cdot \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^{2p} \quad (48)$$

sendo os parâmetros b e p dados pela Tabela 20 da NBR-6123 e

$$\bar{q}_o = \frac{\bar{V}_p^2}{1,6} \quad (49)$$

onde $\bar{q}_o$ é dado em N/m^2 e $\bar{V}_p$ em m/s ;

- 9) cálculo das componentes flutuantes por seção da torre $\hat{X}_i$, pelas expressões:

$$\hat{X}_i = F_H \cdot \Psi_i \cdot \mu_i \quad (50)$$

sendo que para cada modo de vibração, F_H é dada por:

$$F_H = \bar{q}_o b^2 . A_o . \frac{\sum_{i=1}^{NS} \beta_i . \mu_i}{\sum_{i=1}^{NS} \psi_i . \mu_i^2} . \xi \quad (51)$$

onde:

$$\psi_i = \frac{m_i}{m_o} \quad (52)$$

Com m_i correspondendo à massa de cada módulo e ξ , ao coeficiente de amplificação dinâmica, o qual é função das dimensões da edificação, da razão de amortecimento e da frequência, através da relação adimensional $V_p / (n_i . L)$, dado pelas figuras 14 a 18 da norma brasileira;

10) cálculo da força total por seção da estrutura:

$$X_i = \bar{X}_i + \hat{X}_i \quad (53)$$

11) consideração da incidência frontal e diagonal do vento. A partir da incidência frontal, registraram-se os valores de deslocamento de topo da estrutura ($Uy1$). A incidência diagonal ($\alpha = 45^\circ$), conforme a NBR-6123, dá-se com a multiplicação das cargas de vento frontal pelo coeficiente de vento inclinado $K\alpha$, igual a 1,16 neste caso. Com base nessas incidências, registraram-se os valores das ações de extremidade no montante da base da torre (compressão) e das reações de apoio (compressão); 12) cada resposta Q (deslocamento de topo, ações de extremidade e reações de apoio) é obtida da soma do respectivo valor de componente constante Q_c , com a raiz quadrada da soma dos quadrados das componentes flutuantes Q_f . Assim:

$$Q_i = Q_{ci} + \sqrt{Q_{fi}^2 + Q_{f2i}^2 + Q_{f3i}^2} \quad (54)$$

5. Aplicações numéricas

Neste trabalho foram estudadas três torres metálicas autoportantes quadradas (TAQs), com alturas de 50, 70 e 90 m compostas, respectivamente, por 20, 25 e 30 módulos, dispostos em forma de “X”, onde o comprimento máximo da aresta para cada módulo foi de 5,9 m. As torres apresentam 5, 7 e 9 m de comprimento de parte reta (Pr), com 1,0 m de largura de topo e abertura variando de 8 a 12 cm/m; torres foram constituídas basicamente pela tipologia apresentada na Figura 7, onde, esquematicamente, podem ver-se os principais parâmetros definidos: largura de topo L_t , largura de

base L_b , altura total H e comprimento da parte reta Pr . Os módulos foram formados por barras com as designações montantes, horizontais, diagonais, contraventamentos e travamentos, como mostram as figuras (Figura 7 (b) a 7 (e)). Na análise, adotou-se o modelo de treliça espacial, uma vez que os deslocamentos de topo produzidos por este modelo foram maiores que os mesmos deslocamentos produzidos pelo modelo de pórtico espacial. Trabalhou-se com perfis laminados em forma de cantoneiras de abas iguais, com tensão de escoamento (f_y) de 25000 N/cm². Foram adotados, com a finalidade de se obterem os carregamentos estruturais, a velocidade básica do vento de 35 m/s, o terreno de categoria III (conforme a NBR-6123) e os fatores S_1 e S_3 iguais a 1,1. Com base nesses parâmetros, foram considerados os carregamentos nos seguintes elementos: escada, esteira, plataformas, antenas, suportes, contraventamentos, travamentos, parafusos etc. As forças geradas foram admitidas atuando nos dois nós laterais superiores das extremidades de cada módulo, sendo avaliados os casos de incidência de vento na face da torre (vento frontal) e na diagonal da mesma (vento diagonal).

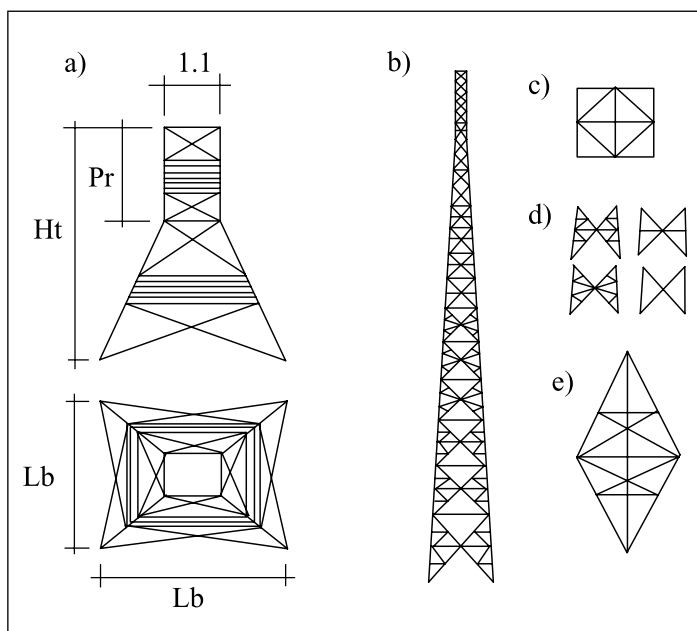


Figura 7: Tipologia básica das torres autoportantes

Para a realização da análise estática, que serviu de base para a análise dinâmica, partiu-se do perfil do vento dado pela NBR-6123 e adotou-se, inicialmente, o primeiro perfil de um banco de dados de perfis metálicos para todas as barras da torre em análise. Estes foram substituídos ao longo das iterações de acordo com os critérios especificados no programa computacional desenvolvido. Os carregamentos considerados, além do peso e área exposta da própria estrutura, foram uma plataforma de topo com área exposta ao vento de 0,557 m² e peso de 4400 N e as antenas, com seus diâmetros ϕ_a e pesos, apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1: Antenas consideradas

H (m)	Diâmetro ϕ_a (m)	Peso (N)
50	3,2263	2400
70	3,8174	3000
90	4,3286	3600

A Tabela 2 apresenta os valores obtidos da análise estática (AE), da análise dinâmica (AD), da simulação de Monte Carlo, da análise combinada (AC) e um valor percentual em relação à análise estática para os deslocamentos de topo ($Uy1$).

Tabela 2: Comparações da análise estática e dinâmica da TAQ 50, TAQ70 e TAQ90

Deslocamento de topo (m)				
	Análise Estática (AE)	Análise Dinâmica (AD)	48%.AE+AD (AC)	% (AC/AE)*100
TAQ 50	0,2629	0,0874	0,2136	81,27
TAQ 70	0,4460	0,1391	0,3532	79,19
TAQ 90	0,6829	0,2101	0,5379	78,76

Para a análise dinâmica da ação do vento pelo método de Davenport determinou-se, inicialmente, a linha de influência a ser utilizada para obtenção da resposta (deslocamento de topo), encontrando-se para esse fim a função potencial do primeiro modo de vibração de cada torre e o deslocamento no seu topo, quando submetida a uma carga unitária. Os valores encontrados para o deslocamento de topo (Δ) das torres das TAQ50, TAQ70 e TAQ90, em razão de uma carga unitária aplicada no topo foram, respectivamente, 0,000011463m/N, 0,000011250m/N e 0,000015771m/N. Para a função potencial do primeiro modo de vibração encontrou-se o expoente mostrado na Equação (55), obtido segundo a linha de tendência para o primeiro modo de vibração, como pode ser visto na Figura 8.

$$\mu_{l(TAQ50)} = \left(\frac{z}{H}\right)^{2,21} \quad \mu_{l(TAQ70)} = \left(\frac{z}{H}\right)^{2,28} \quad \mu_{l(TAQ90)} = \left(\frac{z}{H}\right)^{2,4} \quad (55)$$

Uma vez obtidos os parâmetros necessários para a determinação da linha de influência, segundo apresentado acima, e com as características geométricas e de carregamento vertical gerado pelos elementos constituintes da torre, determinaram-se as respostas dinâmicas das estruturas, que podem ser observadas na Tabela 3.

Tabela 3: Respostas obtidas pelo método de Davenport.

Deslocamento de topo (m)			
	TAQ50	TAQ70	TAQ90
Resposta de pico	0,1707	0,2952	0,4861
Resposta média	0,0483	0,0744	0,1341
Resposta não-ressonante	0,0214	0,0331	0,0595
Resposta ressonante	0,0187	0,0345	0,0593

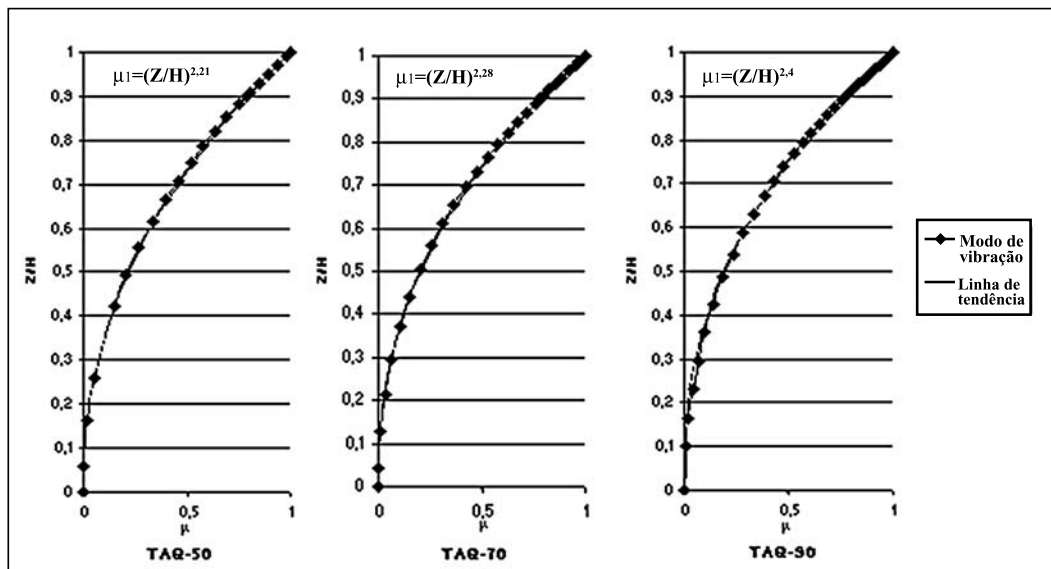


Figura 8: Modos de vibração relativos à frequência fundamental e linha de tendência das TAQs

Foram considerados os seguintes parâmetros para as análises das torres metálicas pelo modelo discreto da NBR-6123: $z_r = 10$ m, $L = 1800$ m, $\zeta = 0,008$ e $\bar{V}_p = 29,22$ m/s. Nas análises modais encontrou-se para a torre de 50 m: $T_1 = 0,400$ s, $T_2 = 0,155$ s, $T_3 = 0,084$ s; para a torre de 70 m: $T_1 = 0,550$ s, $T_2 = 0,223$ s, $T_3 = 0,123$ s e para a torre de 90 m: $T_1 = 0,711$ s, $T_2 = 0,302$ s, $T_3 = 0,168$ s. As respostas da análise pelo modelo discreto da norma brasileira são apresentadas na Tabela 4, a qual registra para as três torres analisadas os parâmetros de deslocamento de topo. Nas colunas desta tabela estão apresentadas as respostas considerando-se um único modo de vibração contribuinte (1m), os dois primeiros modos contribuintes (2m) e os três primeiros modos de vibração contribuintes (3m).

Tabela 4: Modelo discreto (NBR-6123).

	Deslocamento de topo (m)		
	1m	2m	3m
TAQ 50	0,1663	0,1666	0,1666
TAQ 70	0,3100	0,3103	0,3104
TAQ 90	0,4740	0,4747	0,4748

A Tabela 5 apresenta os deslocamentos de topo para as torres de acordo com cada método empregado.

Tabela 5: Comparações entre os métodos.

Torre	Deslocamento de topo (m)			
	Análise Estática	Análise Combinada (AC)	Davenport	NBR-6123
TAQ 50	0,2629	0,2136	0,1707	0,1666
TAQ 70	0,4460	0,3532	0,2952	0,3104
TAQ 90	0,6829	0,5379	0,4861	0,4748

6. Conclusões

Por meio deste trabalho verifica-se que todos os parâmetros da análise combinada são entre 20% e 35% menores que os respectivos valores da análise estática. Os valores obtidos para o deslocamento de topo pelo modelo discreto são cerca de 25% a 15% inferiores que os provenientes da análise combinada. Na análise pelo modelo discreto foram obtidas as respostas considerando três situações: a) apenas o primeiro modo de vibração; b) somente o primeiro e o segundo modos de vibração; c) o primeiro, segundo e terceiro modos de vibração. Os valores obtidos nos três casos apresentam pouca variação e aproximam-se razoavelmente da resposta devida ao método de Davenport. A aplicação do método de Davenport produz respostas cerca de 15% inferiores às resultantes do método de Monte Carlo para cada torre analisada. Assim, verifica-se que o método de Monte Carlo é um pouco mais conservador que o de Davenport, além de requerer um arbitramento do centro de rajada, a fim de gerar resultados significativos. O método de Davenport realiza a análise dinâmica com uma simples execução, ao passo que o de Monte Carlo utiliza a simulação computacional, possuindo um tempo de execução maior em razão do grande número de análises dinâmicas realizadas, apesar de possuir a vantagem de calcular diretamente os esforços em cada barra para a resposta característica e representar a ação do vento como uma função do tempo, que, no caso de análise não linear, pode ser uma vantagem.

Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio financeiro das agências de fomento Capes e CNPq (Brasil) as quais tornaram esta pesquisa possível.

Referências

- American Society of Civil Engineers (1995). *Minimum design loads for buildings and other structures*. ASCE 7-95. New York.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (1987). *Forças devidas ao vento em edificações*. NBR-6123. Rio de Janeiro.

- Carril, Jr., C. F. (2000). Análise numérica e experimental do efeito do vento em torres metálicas e treliçadas para telecomunicações. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Davenport, A. G. (1965). *The relationship of wind structure to wind loading*”, Proceedings of: 1st Conference on Wind Effects on Building and Structures National Physical Laboratory, Teddington [Symposium N.16, 26-28/06/63].
- Davenport, A. G. (1993). *The response of slender structures to wind* .In: WIND CLIMATES IN CITIES, Waldbronn. Proceedings of NATO Advanced Study Institute. S.L.,s.ed.
- Franco, M. (1993). *Direct along-wind analysis of tall structures*, BT/PEF/9303. São Paulo.
- Guimarães, M. J. R. (2000). *Análise estática e dinâmica de torres metálicas autoportantes*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília.
- Guimarães, M. J. R. e Brito, J. L. V. (2000). *Análise estática e dinâmica de torres metálicas autoportantes*. Anais do CILAMCE 2000, Rio de Janeiro.
- Loredou-Souza, A. M. (1996). *The behaviour of transmission lines under high wind*. Ph.D. Thesis, University of Western Ontario, London, Ontario.
- Merce, R. N. (2003). *Análise dinâmica de torres metálicas autoportantes sob a ação do vento*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília.
- National Building Code of Canada (1995). *Live loads due to wind*. NBCC/Canadian Commission on Buildings and Fire Codes, Ontario.

Dynamic analysis of self-supporting steel towers under wind forces

Abstract

In towers designs frequent uncertainties arise related to the load which should be considered, the forecast of the behavior of the structure due to this load and the optimum dimensions for the structure to be durable, safe, functional, aesthetically pleasing and, principally, economical. In relation to the forces acting on these towers, the wind action is very important in the design, due to the low weight of the structures and the extremely low probability of earthquakes in Brazil. The forces acting on the towers due to the action of the wind are usually analyzed statically, following the recommendations of NBR6123 (1987), the norm which determines the forces due to the wind on buildings. However, the action of the wind on towers does not present static behavior. Thus, the objective of this paper is to analyze the behavior of steel towers, taking into consideration the dynamic characteristics of wind. The evaluation of the dynamic behavior of the towers along wind was made using three methods: the discrete method of the NBR-6123, the simulation of Monte Carlo and statistics of Davenport. The towers analyzed are three square section self-supporting steel towers with the height of 50m, 70m and 90m. Finally, the results obtained from the three methods for the three self-supporting steel towers are compared.

Keywords: Steel towers. Turbulence. Dynamic analysis.

Numerical applications

The three tower analyzed has the typology presented in the Figure 8. The bridge was considered as space truss. For the analysis, the local wind was considered to have a mean wind velocity of 35m/s and a terrain category III (according to NBR-6123). The factors S1 and S3 were taken to be equal to 1.1. Initially this structure was analyzed statically following the procedure of NBR-6123. The displacements of the top (U_{y1}) which was found in the static analysis were 26.288cm for TAQ50, 44.59cm for TAQ70 and 68.294 cm for TAQ90.

In the dynamic analysis by Monte Carlo method, the displacements found can be seen in the Table 2. In the Davenport method, the influence line of the top displacement was calculated as a function of the first mode shape of each tower, as can be seen in Figure 8. In this manner the dynamic responses of the structure were obtained, as can be observed in Table 3. On the table 4 the value found by the discrete method of

the NBR-6123 are presented and on the table 5 the comparison of the results from the three methods are showed.

Conclusions

This paper presented three methods for the dynamic analysis of self-supporting steel towers submitted to the wind, these methods were applied to obtain the dynamic response of three steel square-based tower of 50, 70 and 90m height. In the discrete method of the NBR-6123 the results were obtained considering the first mode shape, the first and the second modes shape, and the first, second and third modes. The value, in the three cases, presented small variation among them and they were very close to the Davenport analysis. The result obtained, for the top displacement by the Davenport method presented a value 15% less than that determined by the combined analysis of Monte Carlo. Analyzing each method, advantages and disadvantages can be observed. It should be emphasized that the Davenport method makes the dynamic analysis with a simple transaction. The Monte Carlo simulation method, using combined analysis takes more computer time due to the great number of dynamic analyses made. This method, however, calculates the member force of each bar for the characteristic response and makes possible the representation of the action of wind as a time history.

