



ANÁLISE DINÂMICA DE UMA TORRE EÓLICA APLICANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Pedro Sanderson Bastos Barros

Tereza Denyse de Araújo

pedrosanderson88@gmail.com

denyse@ufc.br

Laboratório de Mecânica Computacional e Visualização, Universidade Federal do Ceará
Campus do Pici, Bl. 728, 60455-760, Fortaleza, Ceará, Brasil

Resumo. O aumento do preço do petróleo, assim como o aumento das emissões de CO_2 , vêm estimulando os governos de vários países a investir em pesquisas e programas que tenham como objetivo obter formas de energia mais baratas e tão eficientes quanto às derivadas de combustíveis fósseis. Deste modo, diversas formas de energias vêm sendo desenvolvidas com o intuito de oferecer alternativas econômicas e ecologicamente corretas. Entre estas, a energia eólica vem se destacando no Brasil, principalmente no litoral nordestino. Além disso, procura-se aumentar a potência das turbinas e, com isso, há a necessidade de se fabricar torres cada vez maiores para que seja possível captar ventos de maior intensidade. Considerando que estas torres são muito altas e esbeltas, problemas dinâmicos podem ocorrer devido ao vento e levar a estrutura a respostas catastróficas. Normalmente, a análise das rajadas de vento é realizada considerando o vento como uma carga estática equivalente. Entretanto, podem haver situações em que esta hipótese não se aplica. Este trabalho apresenta uma análise dinâmica em uma torre tubular de aço para aerogeradores, onde se verifica a influência nos deslocamentos no topo da torre, a partir da consideração da turbina, como peso ou como massa distribuída nodal no topo da torre.

Palavras-Chave: Análise Dinâmica, Torres Eólicas, Método dos Elementos Finitos

1 INTRODUÇÃO

O aumento do preço do petróleo, assim como o aumento das emissões de CO_2 , vem estimulando os governos de vários países a investir em pesquisas e programas que tenham como objetivo obter formas de energia mais baratas e tão eficientes quanto às derivadas de combustíveis fósseis. Deste modo, nos últimos anos, diversas formas de energias vêm sendo desenvolvidas com o intuito de oferecer alternativas econômicas e ecologicamente corretas.

Dentre as formas de geração dessas energias, a eólica vem se destacando no Brasil, principalmente no litoral nordestino em virtude do seu grande potencial eólico. Além disto, com a busca incessante de produzir cada vez mais energia, procura-se aumentar a potência das turbinas e, com isso, há a necessidade de se fabricar torres cada vez maiores para que seja possível captar ventos de maior intensidade. Considerando que estas torres são muito altas e esbeltas, problemas dinâmicos podem ocorrer devido ao vento e levar a estrutura a respostas catastróficas.

A representação do carregamento do vento num modelo matemático é bastante complexa, visto que se trata de um fenômeno natural com comportamento não determinístico. Existem diversos estudos, feitos em laboratórios através de ensaios em túneis de vento, que têm como objetivo a obtenção de expressões que tentem simular a intensidade do vento deterministicamente. Por conta da natureza estocástica do problema, esses estudos são avaliados por métodos probabilísticos e, assim, ponderam diversos fatores de importância no modelo. Esses fatores, se devidamente considerados, permitem maior segurança no cálculo da ação do vento.

Entretanto, as condições de laboratório diferem das condições da estrutura em serviço, pelo simples fato da estrutura estar diretamente exposta ao fenômeno natural do vento que, por sua vez, é agravado por turbulências atmosféricas, rajadas de vento, tornados e qualquer outro tipo de fenômeno relacionado. Sendo assim, a influência desses efeitos, principalmente das rajadas de vento, provoca um aumento na resposta do sistema. Assim, é preciso levar em consideração não apenas o caráter estático, mas também, o caráter dinâmico da situação, a fim de evitar sensações desagradáveis como ruídos, danos ou até mesmo o colapso da estrutura (Aguilera, 2007).

Normalmente, a análise das rajadas de vento é realizada considerando o vento como uma carga estática equivalente. Dependendo da estrutura analisada, esta hipótese pode levar a erros de projeto, pois pode haver situações em que não se aplica. Por conta disto, corre-se o risco de se desprezar efeitos dinâmicos importantes na análise.

O efeito das rajadas de vento pode aumentar o nível de vibração das estruturas, principalmente nas mais esbeltas, pois quanto maior a sua altura, mais flexíveis elas se tornam, e maior será a influência do tempo na resposta da estrutura, podendo provocar níveis de vibração elevados.

É interessante notar que não há uma periodicidade das rajadas de vento, nem a duração destas é sempre a mesma. Deste modo, o vento não pode ser considerado uma força periódica, de modo a causar problemas como ressonância (exceto quando há desprendimento de vórtices na estrutura), mas pode ser modelado como uma série de cargas e descargas com velocidades e durações variáveis em intervalos de tempo também variáveis.

Este trabalho tem como objetivo a apresentação de análises dinâmicas em uma torre tubular de aço para aerogeradores, devido ao carregamento do vento, considerando dois tipos de pulsos de carga distintos. As rajadas de vento são modeladas matematicamente como um

pulso retangular e um triangular. Ainda, será verificada a influência, nos deslocamentos no topo da torre, a partir da consideração da turbina, como peso ou como massa distribuída no topo da torre. Estas análises são feitas no software comercial ABAQUS (SIMULIA, 2009), que é baseado na aplicação do Método dos Elementos Finitos.

2 ANÁLISE DINÂMICA

2.1 Equação de Movimento Usando o Método dos Elementos Finitos

As equações que regem a resposta dinâmica de um modelo de elementos finitos podem ser obtidas a partir do Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV) que requer que o trabalho das forças externas seja absorvido pelo trabalho realizado pelas forças internas, forças de inércia e forças viscosas, para qualquer deslocamento virtual cinematicamente admissível e não nulo. Desta forma, tem-se que:

$$\int_{V_e} \delta \mathbf{u}^T \mathbf{F} dV_e + \int_{S_e} \delta \mathbf{u}^T \boldsymbol{\phi} dS_e + \sum_{i=1}^n \delta \mathbf{u}_i^T \mathbf{p}_i = \int_{V_e} (\delta \boldsymbol{\varepsilon}^T \boldsymbol{\sigma} + \delta \mathbf{u}^T \rho \ddot{\mathbf{u}} + \delta \mathbf{u}^T c \dot{\mathbf{u}}) dV_e \quad (1)$$

Onde $\delta \mathbf{u}$ é um deslocamento virtual infinitesimal, $\delta \boldsymbol{\varepsilon}$ é a deformação virtual decorrente do deslocamento $\delta \mathbf{u}$, $\mathbf{F}$ representa as forças de corpo (ou forças por unidade de volume), $\boldsymbol{\phi}$ representa as forças de superfície prescritas em S_e (geralmente, estas são nulas na maior parte do corpo, mas podem haver trechos onde elas são diferentes de zero), $\boldsymbol{\sigma}$ são as tensões no elemento, $\mathbf{p}_i$ representam as cargas concentradas que atuam em n pontos sobre o elemento, $\delta \mathbf{u}_i$ é o deslocamento virtual no ponto de aplicação de $\mathbf{p}_i$, ρ é a massa específica do material, c é o parâmetro de amortecimento viscoso e V_e é o volume do elemento.

Considerando a representação dos deslocamentos em função dos deslocamentos nodais $\mathbf{d}$, as equações para o campo de deslocamentos $\mathbf{u}$ (que é função da sua posição e do tempo) e suas primeiras derivadas no tempo são dadas por:

$$\mathbf{u} = \mathbf{N} \mathbf{d} \quad \dot{\mathbf{u}} = \mathbf{N} \dot{\mathbf{d}} \quad \ddot{\mathbf{u}} = \mathbf{N} \ddot{\mathbf{d}} \quad (2)$$

Do mesmo modo, para as deformações, $\boldsymbol{\varepsilon}$, são definidas por:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{B} \mathbf{d} \quad (3)$$

Sendo $\mathbf{B}$ uma matriz obtida a partir das derivadas das funções de forma $\mathbf{N}$, em relação às coordenadas espaciais.

As funções de forma $\mathbf{N}$ interpolam os deslocamentos ao longo do elemento e os graus de liberdade nodais $\mathbf{d}$ são funções do espaço e do tempo. Assim, as Eqs. (2) a (3) representam uma separação local de variáveis. Aplicando as Eqs. (2) a (3) na Eq. (1), obtém-se:

$$\delta \mathbf{d}^T \left[\int_{V_e} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} dV_e + \left(\int_{V_e} c \mathbf{N}^T \mathbf{N} dV_e \right) \dot{\mathbf{d}} + \left(\int_{V_e} \rho \mathbf{N}^T \mathbf{N} dV_e \right) \ddot{\mathbf{d}} - \int_{V_e} \mathbf{N}^T \mathbf{F} dV_e - \int_{S_e} \mathbf{N}^T \boldsymbol{\phi} dS_e - \sum_{i=1}^n \mathbf{p}_i \right] = 0 \quad (4)$$

Supondo que os pontos de aplicação das cargas $\mathbf{p}_i$ coincidem com os nós do elemento, como mencionado anteriormente.

Sendo $\delta \mathbf{d}$ um deslocamento arbitrário, a Eq. (4) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\mathbf{m}_e \ddot{\mathbf{d}} + \mathbf{c}_e \dot{\mathbf{d}} + \mathbf{g}_e = \mathbf{f}_e \quad (5)$$

onde $\mathbf{m}_e$, $\mathbf{c}_e$, $\mathbf{g}_e$ e $\mathbf{f}_e$ são, respectivamente, as matrizes de massa e de amortecimento viscoso e os vetores de forças internas e externas do elemento. Além disso, é importante notar que, em problemas dinâmicos, as cargas externas normalmente variam no tempo. Os parâmetros mencionados anteriormente são definidos matematicamente por:

$$\begin{aligned} \mathbf{m}_e &= \int_{V_e} \rho \mathbf{N}^T \mathbf{N} dV_e & \mathbf{c}_e &= \int_{V_e} c \mathbf{N}^T \mathbf{N} dV_e & \mathbf{g}_e &= \int_{V_e} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} dV_e \\ \mathbf{f}_e &= \int_{V_e} \mathbf{N}^T \mathbf{F} dV_e - \int_{S_e} \mathbf{N}^T \boldsymbol{\phi} dS_e - \sum_{i=1}^n \mathbf{p}_i \end{aligned} \quad (6)$$

As matrizes de massa $\mathbf{M}$ e de amortecimento $\mathbf{C}$, assim como o vetor de forças internas $\mathbf{g}$ globais são obtidos a partir da alocação de termos das matrizes como contribuições dos elementos isoladamente para o corpo. Esta alocação pode ser vista de forma simples como:

$$\mathbf{M} = \sum \mathbf{m}_e \quad \mathbf{C} = \sum \mathbf{c}_e \quad \mathbf{g} = \sum \mathbf{g}_e \quad (7)$$

Entendendo-se que as grandezas dos elementos devem ser expandidas até a ordem da estrutura, para que o somatório seja formalmente estabelecido.

A Eq. (5) é considerada como um sistema semidiscretizado, acoplado de equações diferenciais ordinárias de segunda ordem no tempo, porque, apesar dos deslocamentos $\mathbf{d}$ serem funções discretas no espaço, estes são também funções contínuas no tempo. Os Métodos de Análise Dinâmica para a solução destas equações são utilizados na tentativa de desacoplá-las, de maneira a resolver uma equação independente da outra. Já os Métodos de Integração Direta discretizam a Eq. (5) no tempo, permitindo obter-se uma sequência de equações algébricas simultâneas (Cook et al., 2002).

Quando as expressões para a matriz de massa e amortecimento do elemento (Eq. (6)) são avaliadas utilizando as mesmas funções de forma $\mathbf{N}$ da Eq. (2) para a interpolação do campo de deslocamentos, os resultados obtidos levam às matrizes de massa e de amortecimento consistentes. Estas matrizes são simétricas no domínio do elemento e geralmente são cheias, entretanto, no nível da estrutura, elas têm a mesma topologia “dispersa” que a matriz de rigidez global. Quando ρ e c não são nulos, as matrizes consistentes $\mathbf{m}_e$ e $\mathbf{c}_e$ são positivas definidas e a energia cinética $E_c = \dot{\mathbf{d}}^T \mathbf{m}_e \dot{\mathbf{d}} / 2$ é positiva para qualquer $\dot{\mathbf{d}}$ diferente de zero (Cook et al., 2002).

O vetor de forças internas representa as forças nos nós causadas pelas deformações no material. É importante notar que as estas equações são válidas tanto para o comportamento linear, quanto para o comportamento não linear do elemento. Supondo que o material se comporta de maneira linear elástica, o vetor das tensões, $\boldsymbol{\sigma}$, é definido por:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} \boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{D} \mathbf{B} \mathbf{d} \quad (8)$$

Onde $\mathbf{D}$ é a matriz constitutiva do material. Deste modo, pode-se modificar o vetor de forças internas no elemento (Eq. (6)) e obter a seguinte expressão:

$$\mathbf{g}_e = \left(\int_{V_e} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dV_e \right) \mathbf{d} \quad (9)$$

Com isto, define-se a Matriz de Rigidez do elemento $\mathbf{k}_e$ como:

$$\mathbf{k}_e = \int_{V_e} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dV_e \quad (10)$$

Assim, a Eq. (5) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\mathbf{m}_e \ddot{\mathbf{d}} + \mathbf{c}_e \dot{\mathbf{d}} + \mathbf{k}_e \mathbf{d} = \mathbf{f}_e \quad (11)$$

A expressão acima representa o equilíbrio dinâmico de um elemento. Aplicando o mesmo procedimento apresentado para a montagem das matrizes de massa e amortecimento, chega-se a equação de movimento do modelo global de elementos finitos:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{f} \quad (12)$$

Onde $\mathbf{u}$ representa o vetor de deslocamentos nodais de toda a estrutura no tempo.

Para a solução do problema dinâmico representado pela Eq. (12), dois métodos de solução são usados: o método de superposição modal e o método de integração direta.

No ABAQUS (Simulia, 2009), utiliza-se o método de integração de Hilber-Hughes-Taylor (HHT) para a solução da equação de movimento do sistema. O Método HHT é um precursor do Método de Newmark, o qual um conjunto de fórmulas de integração depende de dois parâmetros β e γ conhecidos:

$$\mathbf{u}_{n+1} = \mathbf{u}_n + \Delta t \dot{\mathbf{u}}_n + \frac{\Delta t^2}{2} [(1 - 2\beta)\ddot{\mathbf{u}}_n + 2\beta\ddot{\mathbf{u}}_{n+1}] \quad (13)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{n+1} = \dot{\mathbf{u}}_n + [(1 - \gamma)\ddot{\mathbf{u}}_n + \gamma\ddot{\mathbf{u}}_{n+1}]\Delta t \quad (14)$$

As Eqs. (13) e (14) são utilizadas para discretizar a Eq. (12) no tempo $t + 1$, usando um incremento de passo Δt , ou seja:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{n+1} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}_{n+1} + \mathbf{K} \mathbf{u}_{n+1} = \mathbf{f}_{n+1} \quad (15)$$

A partir das Eqs. (13) e (14), $\mathbf{u}_{n+1}$ e $\dot{\mathbf{u}}_{n+1}$ são funções da aceleração $\ddot{\mathbf{u}}_{n+1}$ que, na Eq. (12) é a única parcela desconhecida e que é obtida com a solução de um sistema linear. Este método de integração é implícito e dito A-estável (Negrut *et al.*, 2006) desde que:

$$\gamma \geq \frac{1}{2} \quad e \quad \beta \geq \frac{\left(\gamma + \frac{1}{2}\right)^2}{4} \quad (16)$$

A única combinação de β e γ que levam a uma fórmula de integração de segunda ordem é $\gamma = 1/2$ e $\beta = 1/4$. A escolha destes parâmetros produz um método trapezoidal A-estável e de

segunda ordem. Assim, a grande desvantagem do Método de Newmark é que o método não pode fornecer equações A-estáveis e de segunda ordem e induzir um nível desejável de amortecimento numérico (Negrut *et al*, 2007). O método HHT veio como uma extensão ao Método de Newmark, visto que ele preserva a estabilidade A do problema e as propriedades de amortecimento numérico, enquanto alcança uma precisão de segunda ordem, quando usado em conjunto com a equação de segunda ordem linear da Eq. (12). A ideia proposta na verdade, não se refere às expressões de integração de Newmark, mas sim na forma das equações de movimento discretizadas. A nova expressão em que as fórmulas de integração (13) e (14) são substituídas é:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{n+1} + (1 + \alpha) \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}_{n+1} - \alpha \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}_n + (1 + \alpha) \mathbf{K} \mathbf{u}_{n+1} - \alpha \mathbf{K} \mathbf{u}_n = \mathbf{f}(\bar{t}_{n+1}) \quad (17)$$

Onde

$$\bar{t}_{n+1} = t_n + (1 + \alpha) \Delta t \quad (18)$$

O método HHT possui as propriedades de estabilidade e ordem anunciados quando:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha \leq 0 \quad \gamma \geq \frac{1 - 2\alpha}{2} \quad \beta \geq \frac{(1 - \alpha)^2}{4} \quad (19)$$

Quanto menor o valor de α , maior é o amortecimento na solução numérica. Entretanto, é interessante notar que fazendo α nulo obtêm-se as mesmas expressões do Método de Newmark.

2.2 Frequências Naturais e Modos de Vibração

As frequências naturais e os modos de vibração são parâmetros fundamentais para se caracterizar o comportamento dinâmico de uma estrutura. Estes parâmetros estão associados ao problema de vibrações livres não amortecidas, ou seja, $\mathbf{C} = \mathbf{0}$ e $\mathbf{f} = \mathbf{0}$. Deste modo, pode-se reescrever a Eq. (12) da seguinte forma:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{0} \quad (20)$$

Admite-se que a solução desta equação é harmônica e pode ser representada por:

$$\mathbf{u} = \Phi \cos(\omega t - \phi) \quad (21)$$

Derivando duas vezes a Eq. (21) e substituindo-a na Eq. (20), obtém-se a seguinte expressão:

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) \Phi = \mathbf{0} \quad (22)$$

Os valores das frequências naturais são obtidos pela solução do problema de autovalor generalizado mostrado na Eq. (22), onde ω^2 são os autovalores do sistema, ω corresponde às frequências naturais da estrutura e Φ são os autovetores que estão relacionados aos seus modos de vibração.

A matriz resultante $[\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}]$ é conhecida como matriz de rigidez dinâmica da estrutura. Fisicamente, entende-se que o modo de vibração é a configuração na qual as forças de inércia estão contrabalanceadas pelas forças elásticas.

2.3 Amortecimento

O amortecimento dissipa energia, fazendo com que a amplitude dos deslocamentos da vibração livre diminua com o tempo, e limita a amplitude da vibração produzida por um carregamento cuja frequência coincida com a frequência natural da estrutura. O amortecimento pode ser inerente à estrutura ou adicionado de modo a cumprir sua função. Este pode ser classificado como: viscoso, histerético, de radiação ou amortecimento de Coulomb.

Nota-se que, em problemas estruturais, a colaboração das forças de amortecimento é pequena e geralmente é limitada a 10% dos valores das forças que equilibram o sistema, no caso de estruturas carregadas na fase elástica. Deste modo, o amortecimento viscoso é suficiente para a representação de modelos estruturais (Cook, 2002).

Normalmente, o efeito do amortecimento viscoso pode ser representado de duas formas: amortecimento proporcional (também conhecido como amortecimento de Rayleigh) ou amortecimento modal. Neste trabalho, é utilizado o amortecimento de Rayleigh.

Na prática, a determinação da matriz de amortecimento da estrutura é difícil de obter. Assim, Rayleigh define a matriz de amortecimento global $\mathbf{C}$ como uma combinação linear das matrizes de massa $\mathbf{M}$ e de rigidez $\mathbf{K}$ da estrutura, da seguinte forma (Rao, 2011):

$$\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad (23)$$

Onde os parâmetros α e β são obtidos experimentalmente.

A contribuição do termo $\alpha \mathbf{M}$ amortece os modos de vibração mais baixos de forma mais intensa, enquanto o termo $\beta \mathbf{K}$ amortece os modos mais elevados de forma mais intensa. Para altos modos de vibração, a viscosidade age de modo a amortecer o movimento relativo dos graus de liberdade, e seu efeito aumenta à medida que ω aumenta (Cook, 2002).

Para um determinado modo de vibração i , a razão de amortecimento ξ_i e os valores das constantes de Rayleigh, α e β , se relacionam através da seguinte expressão:

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (24)$$

Os parâmetros α e β podem ser obtidos admitindo-se uma faixa de frequências e seus respectivos valores de taxa de amortecimento, como mostrado na Figura 1. Como α e β são constantes pode-se resolver o sistema linear para os dois pontos i e j da faixa de vibração de interesse. Assim:

$$\alpha = \frac{2 \omega_i \omega_j (\xi_i \omega_j - \xi_j \omega_i)}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \quad \beta = \frac{\xi_j \omega_j - \xi_i \omega_i}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \quad (25)$$

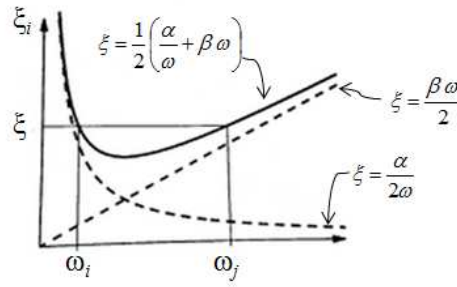


Figura 1 - Amortecimento de Rayleigh (Fonte: Adaptado de Cook et al., 2002).

3 MODELO ESTRUTURAL

A torre eólica aqui estudada é considerada uma estrutura engastada na base e livre no topo sujeita a solicitação q , distribuída do vento ao longo da sua altura, ao empuxo F resultante do vento atuante sobre as pás do rotor, o momento M gerado por este e o peso próprio da torre, pp , também distribuído ao longo de sua altura e do conjunto nacele/rotor, P , como mostra a Figura 2. O momento M é gerado pelo empuxo nas pás do gerador devido à excentricidade e , medida do ponto de aplicação da força F até o topo da torre. Não se considerou o momento resultante devido à excentricidade da resultante do peso do conjunto nacele/rotor pela dificuldade de obtenção do centroide da turbina, além do fato deste aliviar o momento M , mencionado anteriormente. As solicitações devido ao vento, incluindo o empuxo nas pás do aerogerador, F , e o momento fletor, M , causado por ele, são consideradas como solicitações dinâmicas.

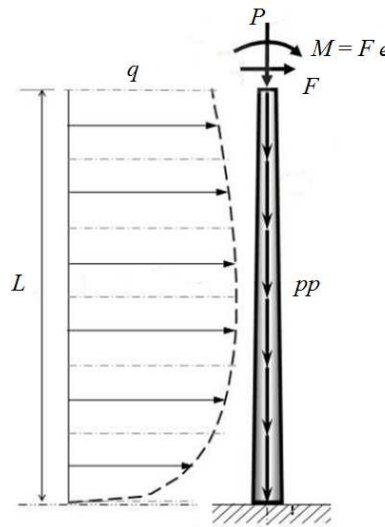


Figura 2 - Modelo adotado (Fonte: Lima, 2011).

3.1 Carga Vento

O cálculo dos esforços e deslocamentos devido às solicitações do vento é obtido a partir da normalização brasileira (NBR 6123, 1988). A carga distribuída por metro quadrado de comprimento da torre q é dada por:

$$q = C_a \cdot q_d \quad (26)$$

Onde C_a é o coeficiente de arrasto e q_d é chamada de pressão do vento. O cálculo de q_d segue da seguinte forma:

$$q_d = 0.613 \cdot (V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3)^2 \quad (27)$$

Nesta expressão, o termo V_0 representa a velocidade básica do vento que é definida como a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida uma vez a cada 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. Além de V_0 é necessário compreender o que são os termos S_1 , S_2 e S_3 . O fator S_1 está relacionado com a topografia do lugar, 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. S_2 é calculado a partir da seguinte equação:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{y}{10} \right)^p \quad (28)$$

Sendo b um parâmetro meteorológico, F_r é o fator de rajada e p é o expoente apresentado na NBR 6123 (1988).

O fator S_3 é uma constante, baseada em estatísticas, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Como os fatores S_1 e S_3 são constantes, a variação da pressão do vento, q , segue o comportamento de S_2 , que é diretamente proporcional à altura y .

4 EXEMPLO NUMÉRICO

Os parâmetros geométricos aqui apresentados vêm do trabalho de Lima (2011), que realizou otimizações para diversas configurações de torres para aerogeradores. O objetivo de seu trabalho era minimizar o custo de uma torre eólica, usando os diâmetros médios no início e no fim de cada trecho e as espessuras de cada segmento, supostas constantes, como variáveis de projeto. O autor adotou restrições com critérios geométricos, de resistência do material à flexão composta reta e cisalhamento, deslocamentos máximos no topo da torre, de segurança contra flambagem local na estrutura, de frequência natural e de transporte. A Figura 3 mostra o esquema de torre do problema de otimização proposto pelo autor.

Neste trabalho, uma torre eólica tubular de aço de 78m de altura com geometria otimizada por Lima (2011) é analisada. A torre é formada por 6 trechos com forma de tronco de cone de 13 m de comprimento. A Figura 4 mostra o modelo de elementos finitos da estrutura analisada. Os parâmetros geométricos, de material e de carregamento são mostrados da Tabela 1 a Tabela 4.

Na análise por elementos finitos, utilizou-se o software comercial ABAQUS (Simulia, 2009). A torre é modelada com o elemento de casca linear com integração completa (S4), totalizando 2393 elementos na estrutura.

As 10 primeiras frequências naturais da estrutura e seus modos de vibração estão dispostos na Tabela 5 e na Figura 5. Lima (2011) apresenta apenas o primeiro modo de vibração para a estrutura como restrição de seu projeto. A diferença entre as frequências apresentadas pelo autor (0.6009 Hz) e aqui obtida (0.6148 Hz) para o primeiro modo é de 2.26%. Nota-se que ocorrem interações modais em ambos os casos estudados. Apesar da proximidade das frequências naturais, nota-se que os modos podem variar consideravelmente, como mostrado na Figura 5.

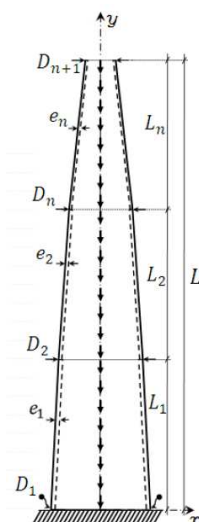


Figura 3 - Modelo de torre proposta por LIMA (2011) para otimização.



Figura 4 - Modelo de elementos finitos da torre analisada.

Tabela 1 - Dados geométricos da torre analisada.

Geometria					
Diâmetros			Espessuras		
D_1	4.925	m	t_1	0.0630	m
D_2	4.775	m	t_2	0.0375	m
D_3	4.650	m	t_3	0.0445	m
D_4	4.400	m	t_4	0.0315	m
D_5	4.075	m	t_5	0.0224	m
D_6	3.650	m	t_6	0.0160	m
D_7	1.875	m			

Tabela 3 - Dados do aço utilizado.

Propriedades do Material		
E	210	GPa
ν	0.3	-
P	7850	kg/m ³

Tabela 2 - Parâmetros utilizados para o cálculo da carga do vento.

Parâmetros da Carga Vento		
S_1	1.00	-
B	1.00	-
F_r	0.95	-
P	0.10	-
S_3	0.95	-
V_0	30.00	m/s

Tabela 4 - Cargas aplicadas à estrutura.

Parâmetros e Cargas Aplicadas		
m	115.00	ton
g	10.00	m/s ²
P	1150.00	kN
F	317.00	kN
e	3.93	m
M	1245.81	kN.m

Tabela 5 - Frequências naturais da torre analisada.

Modo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$f^{(i)} (Hz)$	0.6148	0.6149	3.4909	3.4923	5.3730	5.3886	6.7021	6.7213	9.3770	9.4298
$f^{(ii)} (Hz)$	1.3502	1.3502	5.3730	5.3886	5.4615	5.4619	6.7021	6.7213	9.3770	9.4299
$dif (%)$	54.46	54.46	35.03	35.19	1.62	1.34	0.00	0.00	0.00	0.00

⁽ⁱ⁾ Considerando e ⁽ⁱⁱ⁾ não considerando a massa distribuída no topo da torre.

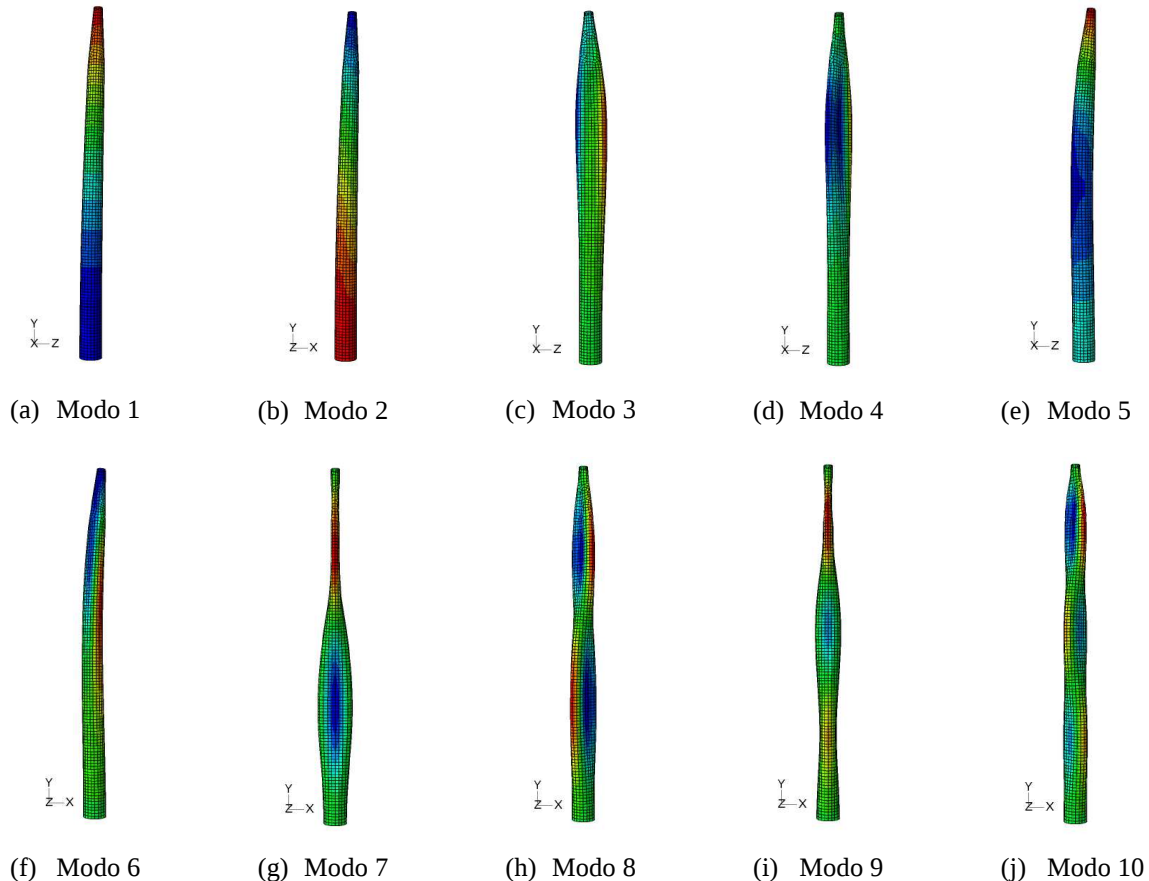


Figura 5 – Modos de vibração da torre, quando se considera a turbina como carregamento.

Como mencionado anteriormente, as frequências naturais estão associadas ao problema de vibrações livres ($\mathbf{f} = \mathbf{0}$) e não amortecidas ($\mathbf{C} = \mathbf{0}$), como mostrado na Eq. (20). Deste modo, quando a carga da turbina é considerada no vetor de forças externas $\mathbf{f}$, a massa da estrutura tem menos influência na determinação da frequência natural, reduzindo este parâmetro nos primeiros modos. Fisicamente, seria o equivalente a um sistema massa-mola com um grau de liberdade, onde a frequência natural é dada por $f = \sqrt{k/4\pi^2 m}$. Se a carga da turbina entra na matriz de massa, as frequências tendem a ser menores, como observado na Tabela 5. No entanto, nos modos mais altos, os valores das frequências são iguais. Além disso, os modos de vibração 1 e 2, assim como os que resultam nas mesmas frequências têm o mesmo modo de vibração, independente de como se considera a turbina no topo da torre. Entretanto, os modos de vibração 3 e 4 são diferentes, quando se considera a turbina como massa nodal distribuída, e estes são semelhantes ao modo de flambagem de uma viga-coluna com engaste em uma extremidade e apoio simples na outra.

Na sequência, é analisada a resposta da torre em termos de deslocamentos no seu topo, devido à solicitação de vento aplicada. A aplicação das cargas é feita conforme ilustrado na Figura 2 e Tabela 4. No modelo de elementos finitos, foi modelado um disco rígido de 0.05m de espessura no topo da estrutura, de modo a facilitar a aplicação das cargas concentradas e do momento gerado devido à excentricidade entre o ponto de aplicação da força resultante do vento nas pás da turbina e o topo da torre.

Para efeito de comparação, uma análise estática é realizada de modo a se obter o deslocamento no topo da torre na situação considerada, pois, usualmente, em projeto, a força do vento é admitida como uma carga estática. Verifica-se, desta forma, um deslocamento de 18.12 cm no topo da torre.

Como mencionado anteriormente, não há uma periodicidade das rajadas de vento, nem a duração destas é sempre a mesma. Deste modo, o vento não pode ser considerado como uma força periódica, de modo a causar problemas de ressonância (exceto eventualmente quando há desprendimento de vórtices na estrutura, mas este caso não será avaliado neste trabalho), mas pode ser modelado como uma série de pulsos com velocidades e durações variáveis em intervalos de tempo também variáveis.

Assim, são modelados dois tipos de pulsos para a análise da estrutura. O primeiro caso é um pulso retangular, buscando simular o efeito das forças geradas pela pior rajada de vento em 50 anos com duração de 3 segundos, como indica a norma brasileira para o cálculo da carga estática equivalente. No segundo caso, as forças geradas pelas rajadas de vento são idealizadas como uma sequência de dois pulsos triangulares sucessivos, tendo cada um destes pulsos, picos que cessam em determinado período de tempo, como apresentado por Viana & Araújo (2009). Segundo Rausch (1933 *apud* Blessman, 1998), este período de tempo é igual a um segundo, enquanto os intervalos de tempo entre os pulsos são iguais ao triplo do período fundamental da estrutura. A Figura 6 mostra os pulsos analisados neste trabalho.

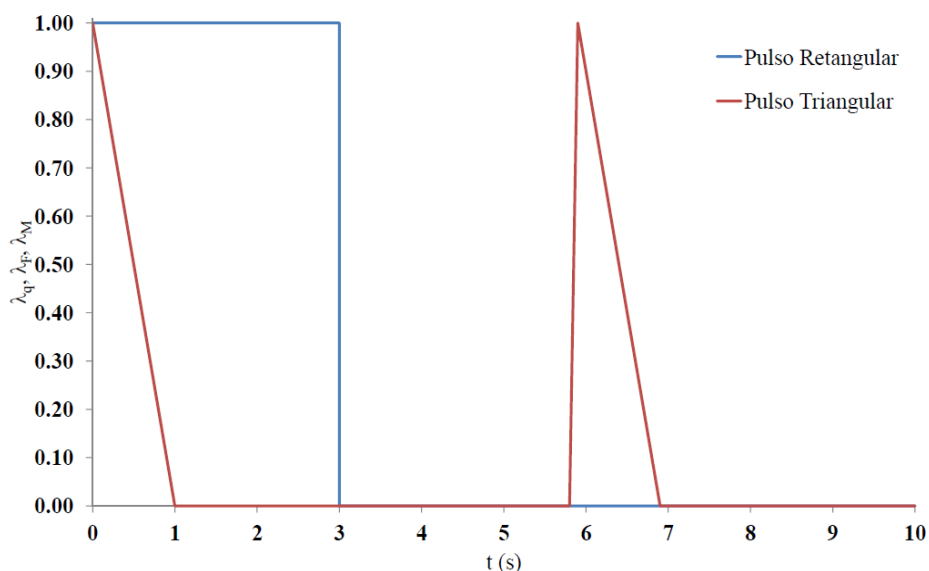


Figura 6 - Pulsos para as cargas resultantes do vento analisados.

Onde λ_q , λ_F e λ_M são, respectivamente, as razões entre as forças aplicadas devido ao vento no instante de tempo t e as calculadas pelas Eqs. (26) a (28), usando os dados da Tabela 2; a razão entre a força nas pás da turbina no instante de tempo t e a apresentada na Tabela 4; a razão entre o momento gerado pela excentricidade entre o ponto de aplicação da força resultante nas pás e o topo da torre no instante de tempo t e o apresentado na Tabela 4.

Para o cálculo da matriz de amortecimento $\mathbf{C}$, consideram-se as faixas de interesse de vibração da estrutura como sendo o 1º e o 3º modo. Em todas as análises, variaram-se os parâmetros α e β , de modo que a taxa de amortecimento ξ , suposta constante nos primeiros modos de vibração, tivessem os seguintes valores: $\xi_1 = 0.00$, $\xi_2 = 0.01$, $\xi_3 = 0.05$, $\xi_4 = 0.10$.

4.1 Análise dos Pulsos

Os resultados obtidos, em termos de deslocamentos são apresentados a seguir, na Figura 7. A Tabela 6 mostra uma comparação entre os deslocamentos máximos durante cada pulso, em relação ao deslocamento estático da estrutura, considerando a turbina como massa e como peso.

Quando se aplica o pulso retangular (Figura 7-a e b), como esperado, fazendo $\xi = 0.00$, após completar o pulso ($t = 3$ s) a torre entra em um processo de vibração livre. À medida que a taxa de amortecimento cresce, a amplitude dos deslocamentos diminuem com o passar do tempo. Nos outros casos, onde há uma taxa de amortecimento, o primeiro pico é o maior, mas, por conta do amortecimento adicionado, este se torna menor, à medida que se aumenta o valor de ξ . Cessado o pulso, ocorre o mesmo comportamento comentado anteriormente, o primeiro pico tem maior magnitude e, à medida que o tempo passa, os deslocamentos na estrutura tendem a se anular.

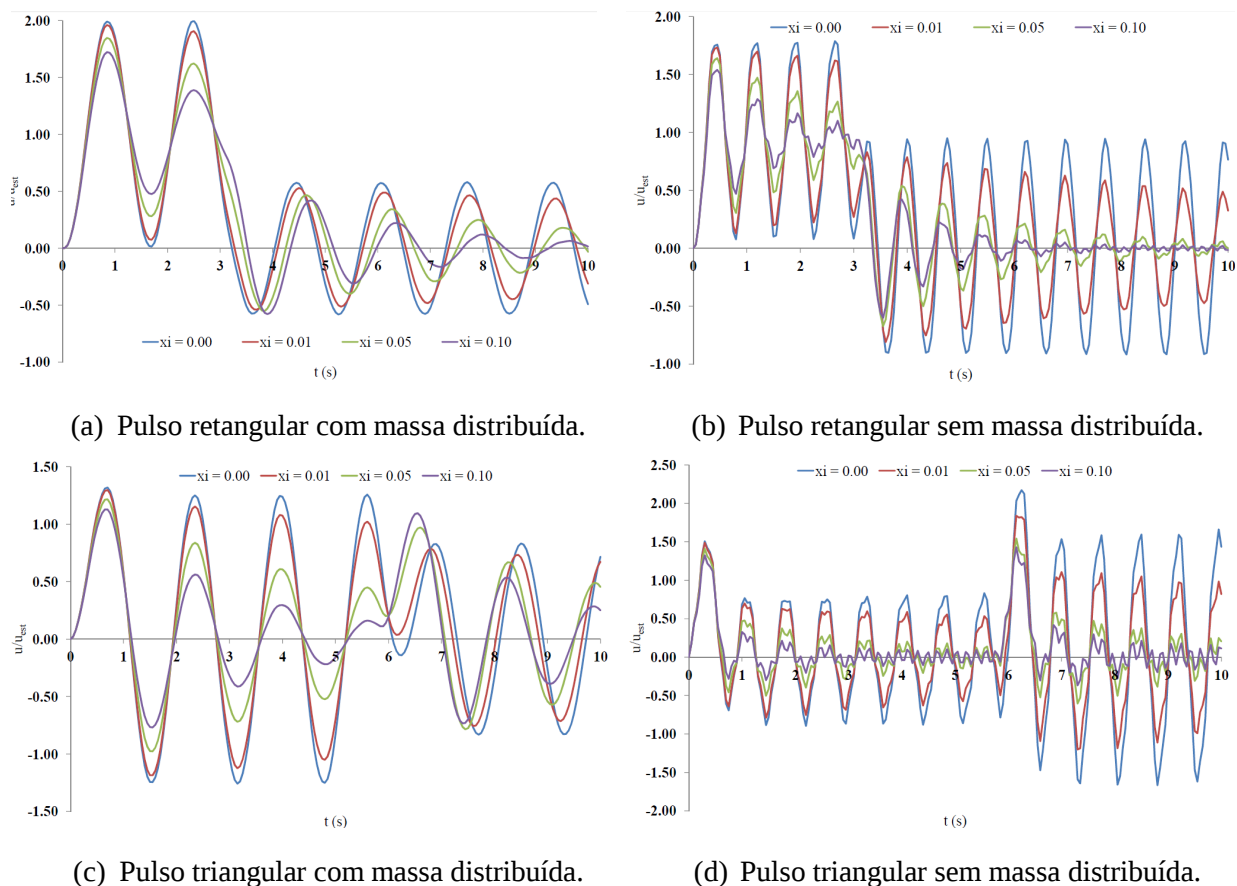


Figura 7 – Deslocamento no topo da torre, variando a taxa de amortecimento.

Pode-se notar que os deslocamentos máximos ocorrem durante o pulso e são sempre superiores aos estáticos, chegando a ser quase mais de 50% maior, quando se considera a turbina como peso no topo da torre ($\xi = 0.10$) e dobrando de valor quando se massa distribuída ($\xi = 0.00$).

Tabela 6 – Comparativo entre os deslocamentos no topo da torre.

ξ	Pulso Retangular			Pulso Triangular		
	$u_{m\acute{a}x}^M / u_{est}$	$u_{m\acute{a}x}^P / u_{est}$	$u_{m\acute{a}x}^M / u_{m\acute{a}x}^P$	$u_{m\acute{a}x}^M / u_{est}$	$u_{m\acute{a}x}^P / u_{est}$	$u_{m\acute{a}x}^M / u_{m\acute{a}x}^P$
0	1.998	1.778	1.124	1.319	2.172	0.607
0.01	1.962	1.722	1.139	1.298	1.84	0.705
0.05	1.848	1.631	1.133	1.217	1.544	0.788
0.1	1.724	1.532	1.125	1.128	1.43	0.789

Sendo $u_{m\acute{a}x}^M$, $u_{m\acute{a}x}^P$ e u_{est} os deslocamentos obtidos no topo da torre, considerando a turbina como massa e como peso distribuído no topo e o deslocamento estático da torre, respectivamente.

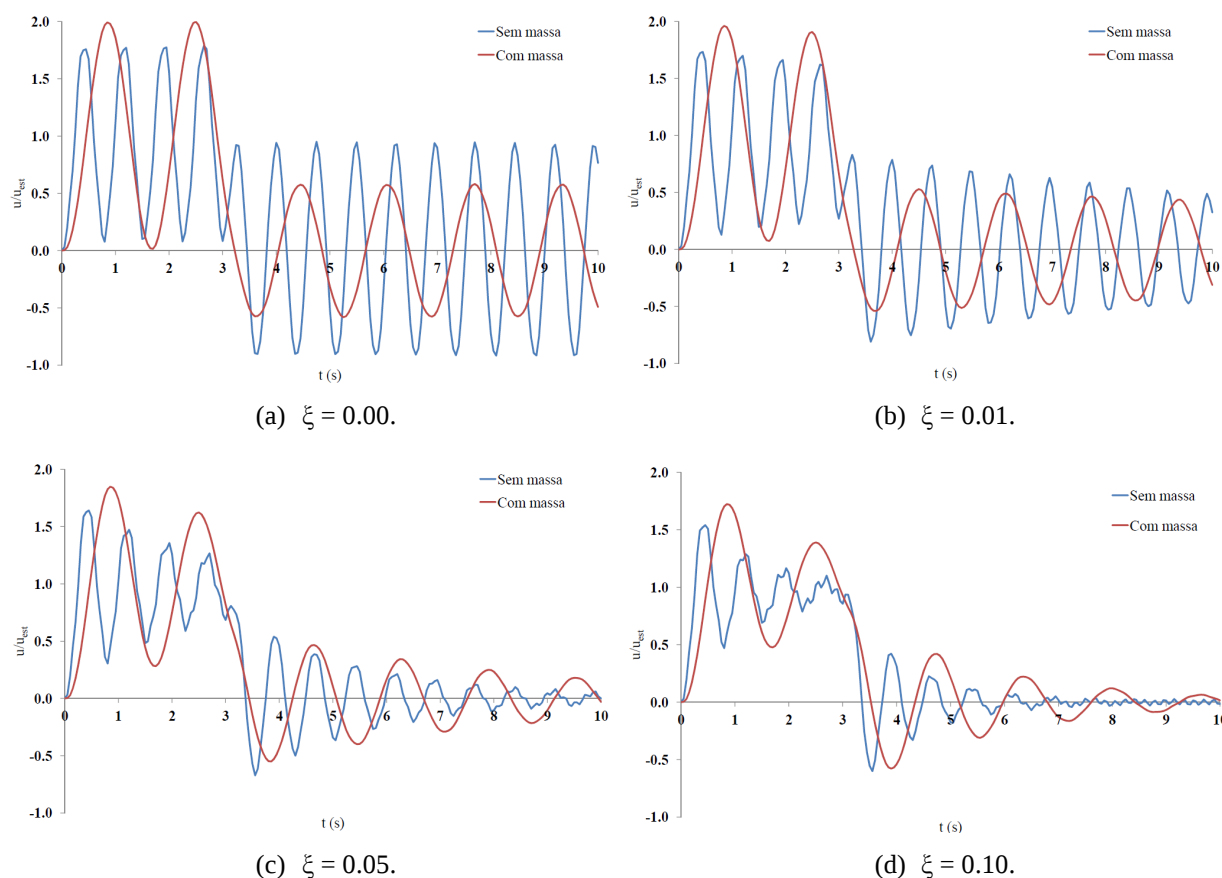


Figura 8 – Comparação entre os resultados obtidos para o pulso retangular.

A Figura 8 mostra uma comparação entre as respostas dinâmicas obtidas a partir da consideração do peso da turbina eólica como uma massa distribuída no topo da torre e como carga aplicada diretamente na estrutura. Percebe-se, que o comportamento da torre é suavizado quando se considera a massa distribuída. Ainda, nota-se que o período da oscilação é maior em comparação ao outro caso, havendo uma defasagem entre os deslocamentos.

Comparando os resultados (Figura 8), percebe-se que a consideração da massa distribuída no topo da torre torna os deslocamentos superiores durante a ocorrência do pulso, em comparação com o outro caso. Entretanto, após o pulso, nota-se que para pequenos valores de taxa de amortecimento, os deslocamentos no topo da torre são menores. O mesmo não ocorre quando se têm valores mais elevados para a taxa de amortecimento.

Quando se aplica o pulso triangular (Figura 7-c e d), percebe-se que, quando a carga da turbina entra diretamente no vetor de forças externas $\mathbf{f}$ (Eq. (12)), o maior deslocamento ocorre durante o segundo pulso, resultando em um deslocamento relativo de 2.17, em relação ao deslocamento estático da estrutura. Entretanto, nota-se que quando o efeito do aerogerador é considerado na matriz de massa $\mathbf{M}$ (Eq. (12)), percebe-se que o maior deslocamento ocorre durante o primeiro pulso de vento, gerando, no máximo, um deslocamento 32% superior ao estático (Figura 9).

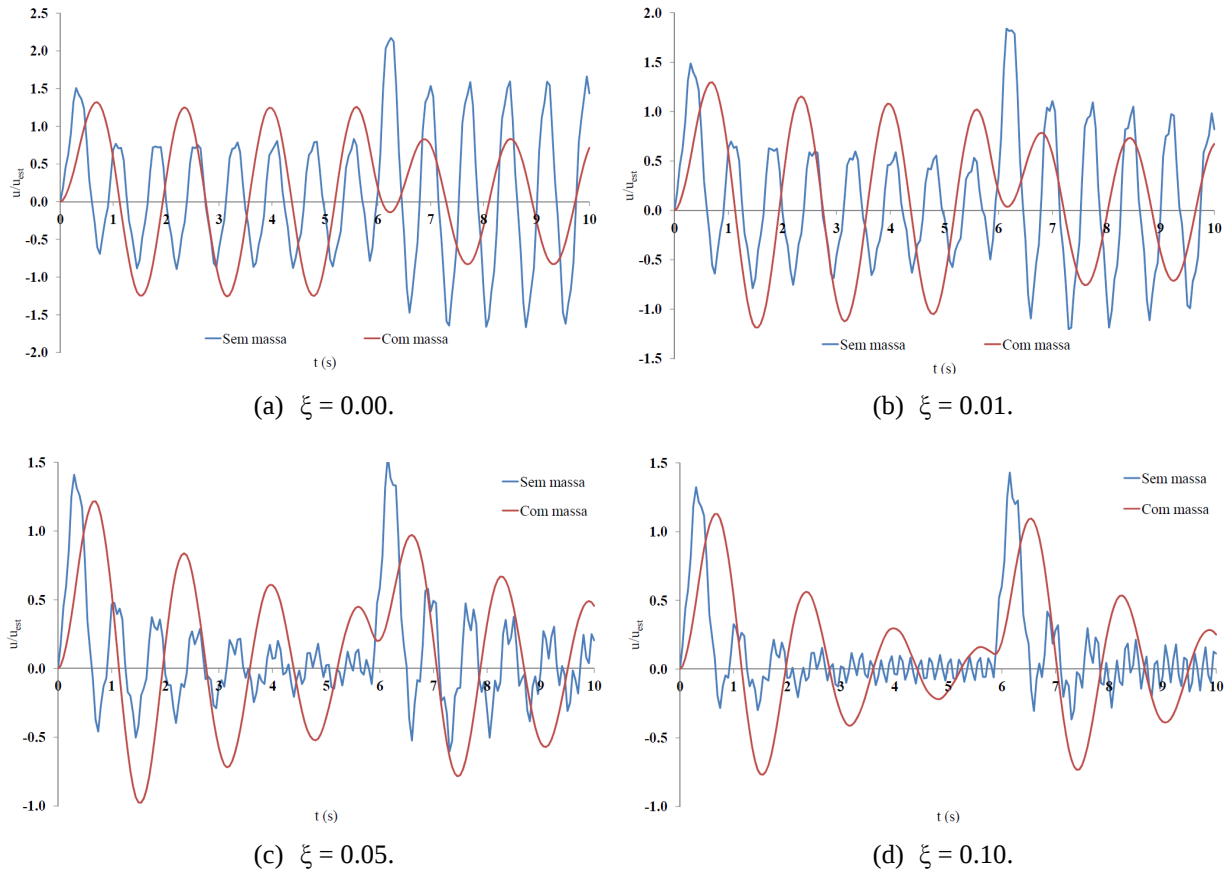


Figura 9 – Comparação entre os resultados obtidos para o pulso triangular.

Comparando os resultados apresentados neste caso, pode-se concluir que a ocorrência de pulsos sucessivos se torna mais prejudicial à estrutura do que um pulso isolado ocorrendo em um período de tempo superior, quando se considera a carga proveniente do peso do aerogerador entrando diretamente no vetor de forças externas $\mathbf{f}$, porém, esta pode não condiz com a situação mais precisa de modelo de análise.

5 CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo a realização de análises dinâmicas em uma torre tubular de aço para aerogeradores, devido ao carregamento do vento. Considerou-se que a estrutura estava sujeita ao peso próprio e da turbina e a esforços decorrentes do vento, incluindo a força resultante atuante nas pás do gerador eólico e o momento causado devido à excentricidade do ponto de aplicação desta resultante. As análises dinâmicas foram feitas considerando dois tipos de pulsos diferentes: um pulso retangular que visa simular o efeito do vento, como indica a norma brasileira para o cálculo da carga estática equivalente; e um pulso triangular,

onde as forças geradas pelas rajadas de vento são idealizadas como uma sequência de dois pulsos sucessivos. Ainda, foi feita uma comparação dos deslocamentos no topo da torre, fazendo o conjunto nacele/rotor como carga direta na estrutura e massa distribuída no topo.

Percebe-se que, quando se aplicam pulsos sucessivos, o deslocamento máximo que a estrutura sofre pode não ocorrer no primeiro pico, pois dependem da forma de consideração da carga do aerogerador. Contudo, estes deslocamentos são sempre superiores ao deslocamento máximo em uma análise estática. Na aplicação do pulso retangular, a consideração da turbina eólica como massa distribuída no topo da torre leva a deslocamentos consideravelmente superiores, em relação à sua aplicação como peso.

REFERÊNCIAS

Aguilera, J. R. F. *Estruturas treliçadas esbeltas sob ação do vento*. Dissertação de Mestrado, 119p. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 6123: Forças devido ao vento em edificações*. Rio de Janeiro, 1988.

Blessman, J. *Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento*. Editora UFRGS. 2ª Ed. Porto Alegre, 2005.

Cook, R. D., Malkus, D. S., Plesha, M. E., Witt, R. J. *Concepts and applications of finite element analysis*. John Wiley & Sons. 4ª Ed. Wisconsin, 2002.

Lima, J. B. C. A. *Contribuições para otimização estrutural de torres tubulares de aço para turbinas eólicas*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará, 2011.

Negrut, D., Ottarsson, G., Rampalli, R., Sajdak, A. On a implementation of the Hilber-Hughes-Taylor Method in the context of index 3 differential-algebraic equations of multibody dynamics. *Journal of Computational and Nonlinear Dynamics*, vol. 2, no. 1, 2007.

Rao, S. S. *Mechanical Vibrations*. Prentice Hall, 5ª ed., 2011.

Simulia. *ABAQUS User's Manual*. Version 6.9, 2009.

Viana, A. C. P.; Araújo, T. D. Análise dinâmica bidimensional de edifício submetido à rajadas de vento. *XXX Iberian-latin Congress on Computational Methods in Engineering*. Búzios, São Paulo, 2009.