

ANÁLISE DINÂMICA DE AEROGERADORES OFFSHORE COM FUNDAÇÃO DO TIPO MONOPILAR

Diogo C. F. Barros

Carlos V. S. Sarmiento

Paulo M. V. Ribeiro

diogo.figueiroa@ufpe.br

carlos.vitor@ufpe.br

paulo.vribeiro@ufpe.br

Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Pernambuco, UFPE

Rua Acadêmico Hélio Ramos s/n, Cidade Universitária, Recife-PE, Brasil

Abstract. The offshore wind power generation has shown a considerable growth over the last few years. The wind power potential of the Brazilian Exclusive Economic Zone (ZEE) is significant, with a continental shelf of low depth and extremely favourable wind speed in the Northeast region. Offshore wind power exploration appears as an alternative for the expansion of the national primary energy sources. The monopile type represents approximately 80% of the global foundation solutions for Offshore Wind Turbines (OWT). In general, OWTs exhibit high flexibility and similar behaviour to an inverted pendulum. They are constantly subjected to the dynamic actions of wind forces, which are combined with other loads, such as waves, sea currents, earthquakes. This work presents procedures for the one-way dynamic analysis of monopile OWTs, where aerodynamic loads are obtained by the Blade Element Momentum (BEM) theory and the structural dynamic simulation is performed in a one-dimensional model according to the Finite Element Method (FEM). An integration between aerodynamic loading and the structural module is performed with the aid of MATLAB. The soil-structure interaction is idealized by means of four simplified models: fully fixed, distributed springs, apparent fixity length and coupled springs. Several results are presented for the NREL 5MW reference turbine and validated by robust model solutions available in literature. The results indicate the efficiency of the developed routines on the characterization of the transient wind action on the rotor and its possible use for the dynamic analysis of wind turbines on sea for different environmental conditions.

Keywords: Offshore Wind Turbine, Blade Element Momentum, Finite Element Method, Dynamic Analysis.

1 Introdução

Dentre as fontes de energia renováveis, a energia eólica se apresenta como uma das mais proeminentes no mercado global, alcançando em 2017 uma potência eólica instalada de 539 GW [1]. Nota-se, então, um aumento na escala de produção de turbinas eólicas, assim como sua capacidade de geração de energia. No entanto, com o aumento da potência eólica das turbinas, são necessárias estruturas de suporte cada vez maiores, as quais requerem cuidados especiais no seu estudo e dimensionamento.

A análise dinâmica é um aspecto fundamental para o cálculo destas estruturas especiais, uma vez que elas são esbeltas e estão submetidas a esforços que variam sua intensidade e direção ao longo do tempo. Dentre estes está a ação do vento no rotor, as vibrações provocadas pelo movimento das pás e do gerador elétrico, a ação de sismos e os efeitos de maré e correntes para o caso de estruturas *offshore*.

Um aerogerador (ou turbina eólica) é um gerador elétrico conectado ao eixo de um rotor e é responsável por converter energia eólica em energia elétrica. Existem dois tipos básicos de aerogeradores: os aerogeradores de eixo vertical (VAWT's) e os aerogeradores de eixo horizontal (HAWT's), sendo estes os mais comumente utilizados e, portanto, os estudados neste trabalho.

O aerogerador de eixo horizontal apoiado sobre monopilar (Fig.1) é composto principalmente por: **pás**, feitas em geral de compósitos, como fibras de vidro ou carbono, **hub (ou cubo)**, que é a peça de encontro das pás, localizada no eixo de rotação da turbina, uma estrutura que abriga todos os componentes mecânicos da turbina chamada de **nacelle**, uma **torre** de sustentação da turbina, normalmente cônicas, tubulares e feitas de aço e o **monopilar** que é o tipo de fundação em que a estrutura se apoia em estaca única, em aço e tubular.

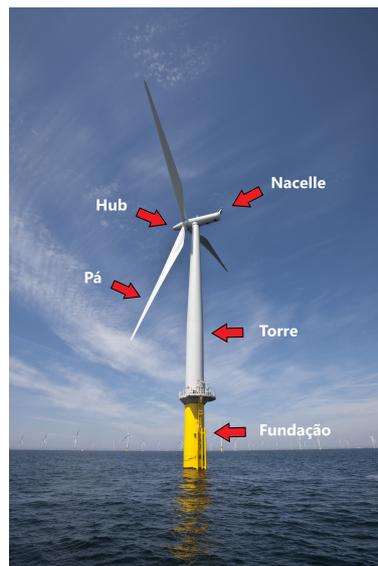


Figura 1. Componentes principais de um aerogerador com fundação do tipo monopilar e eixo horizontal.

O avanço tecnológico tem permitido o projeto de turbinas com maiores capacidades de geração de energia, o que tende ao posicionamento dos rotores em alturas cada vez maiores em busca de melhores condições de vento. Este fato, aliado à própria natureza dinâmica dos esforços atuantes, isto é, a ação do vento no rotor, os efeitos de correntes e ondas e as vibrações dos componentes mecânicos, tornam a verificação dos esforços e o dimensionamento deste tipo de estrutura é algo desafiante para a engenharia estrutural.

Diversos autores têm abordado o comportamento dinâmico de aerogeradores. Pode-se destacar as contribuições de Gupta [2] e Aasen et al. [3] com relação à influência da não-linearidade do solo nos modos de vibração; Kjølraug e Kaynia [4] apresentaram um modelo com elementos sólidos e de casca para a simulação da resposta sísmica de turbinas em terra, com consideração da interação solo-estrutura e Maiolino [5] desenvolveu estratégias de dimensionamento e critérios de projeto para turbinas *offshore* como elementos 1D.

Este trabalho visa apresentar procedimentos para a análise dinâmica *one-way* de OWTs sobre monopilar, onde as cargas aerodinâmicas são obtidas pela teoria do Momento do Elemento de Pá (BEM) e a simulação dinâmica estrutural é realizada em um modelo unidimensional pelo Método dos Elementos Finitos (FEM) e com o auxílio do MATLAB. A interação solo-estrutura é idealizada por meio de quatro modelos simplificados: engastado, molas distribuídas, comprimento artificial e molas acopladas. Vários resultados são apresentados para a turbina de referência NREL 5MW e validados por modelos robustos disponíveis na literatura.

2 Modelagem Matemática

2.1 Equações de Movimento

Como descrito por Clough [6], a equação de movimento que representa o sistema pode ser formulada expressando o equilíbrio das forças efetivas associadas a cada grau de liberdade. De maneira geral, em qualquer ponto i , quatro tipos de força estarão atuando: a carga externa $p_i(t)$, e as forças resultantes do movimento, isto é, inércia f_{Ii} , amortecimento f_{Di} e elástica f_{Si} . Assim, em forma matricial, tem-se:

$$\{f_I\} + \{f_D\} + \{f_S\} = \{p(t)\} \quad (1)$$

Cada uma das forças resistentes pode ser expressa de forma mais conveniente em termos de um conjunto apropriado de coeficientes de influência. No caso das forças elásticas f_s , por exemplo, esses são os coeficientes de rigidez nodal, os quais multiplicados pelos respectivos deslocamentos fornecem o vetor de forças:

$$\{f_S\} = [k]\{v\} \quad (2)$$

Sendo $[k]$ a matriz de rigidez da estrutura e $\{v\}$ o vetor de deslocamentos nodais.

De forma análoga, podemos escrever os vetores de forças de amortecimento e inerciais e a equação de equilíbrio completa será dada por:

$$[m]\{\ddot{v}\} + [c]\{\dot{v}\} + [k]\{v\} = \{p(t)\} \quad (3)$$

Onde $[c]$ e $[m]$ são respectivamente as matrizes de amortecimento e de massa da estrutura e $\{\dot{v}\}$ e $\{\ddot{v}\}$, os vetores de velocidade e aceleração nodais.

2.2 Efeitos de não-linearidade geométrica produzidos pela carga axial

As forças axiais que atuam na estrutura podem afetar significativamente a sua rigidez. A componente de força que age paralelamente ao eixo original dos membros dá origem a componentes de carga adicionais que atuam na direção dos deslocamentos nodais, isto é, que contribuem para a deflexão [6]. Chamando essas forças adicionais de f_G e incluindo-as na expressão do equilíbrio dinâmico (equação 1), têm-se:

$$\{f_I\} + \{f_D\} + \{f_S\} - \{f_G\} = \{p(t)\} \quad (4)$$

Uma vez que essas forças também dependem dos deslocamentos da estrutura, elas podem ser expressadas por coeficientes de influência. Então, a equação do equilíbrio dinâmico passa a ser:

$$[m]\{\ddot{v}\} + [c]\{\dot{v}\} + [k - k_G]\{v\} = \{p(t)\} \quad (5)$$

Sendo $[k_G]$ a matriz de rigidez geométrica da estrutura.

A rigidez geométrica ou de tensão inicial, como definido por Hughes [7], pode ser determinada ao se analisar o problema de flambagem de uma viga esbelta (Euler-Bernoulli), como mostra a Fig. 2.

Sendo,

$$\frac{d^2}{dx} \left(EI \frac{dv^2}{dx} \right) + N \frac{dv^2}{dx} = 0 \quad (6)$$

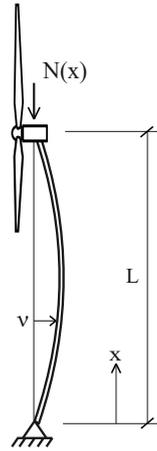


Figura 2. Torre simplesmente apoiada sob compressão axial [7].

a equação diferencial que governa o problema, os coeficientes de rigidez geométrica podem ser obtidos a partir do termo em N por MRP-Garlerkin:

$$\int_0^L N(x) H_i'(x) H_j'(x) dx \quad (7)$$

Sendo $N(x)$ a variação da carga axial ao longo do comprimento e $H(x)$ as funções de interpolação ou de forma do elemento.

Ao se aplicar as mesmas funções de interpolação utilizadas para calcular os coeficientes de rigidez do elemento (função cúbica), obtém-se a seguinte matriz de rigidez geométrica:

$$K_G = \frac{N}{30L} \begin{bmatrix} 36 & 3L & -36 & 3L \\ 3L & 4L^2 & -3L & -L^2 \\ -36 & -3L & 36 & -3L \\ 3L & -L^2 & -3L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (8)$$

Onde N é o esforço axial no elemento.

2.3 Matriz de Massa Consistente

Utilizando o conceito de elemento finito, pode-se determinar os coeficientes de massa consistente do elemento de maneira similar ao utilizado para determinação dos coeficientes de rigidez. Resolvendo pelo MRP-Garlerkin e utilizando na declaraçãoo integral $\bar{m}\ddot{v}(x)$ (força inercial), chegamos à seguinte expressão para o coeficiente de massa consistente:

$$\int_0^L m(x) H_i(x) H_j(x) dx \quad (9)$$

Ao se aplicar as mesmas funções de interpolação utilizadas para calcular os coeficientes de rigidez do elemento (função cúbica), obtém-se a seguinte matriz de massa consistente:

$$M = \frac{\bar{m}L}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22L & 54 & -13L \\ 22L & 4L^2 & 13L & -3L^2 \\ 54 & 13L & 156 & -22L \\ -13L & -3L^2 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (10)$$

Onde \bar{m} é a massa distribuída do elemento.

2.4 Massa Hidrodinâmica Adicional

De acordo com Goyal e Chopra [8], os efeitos hidrodinâmicos podem ser incluídos na análise do espectro de resposta de uma torre com parte submersa pela substituição da massa distribuída da torre $m(z)$ pela sua massa vidual distribuída $\bar{m}(z)$, dada por:

$$\bar{m}(z) = m(z) + m_a^o(z) + m_a^i(z) \quad (11)$$

Onde as massas adicionais hidrodinâmicas $m_a^o(z)$ e $m_a^i(z)$ representam, respectivamente, os efeitos da água adjacente(externa) e interna na resposta dinâmica da torre.

A massa adicional $m_a^o(z)$ para as torres uniformes (seção constante), que é o caso das estacas, é dada por:

$$m_a^o(z) = (\rho_w \pi r_o^2) \left[\frac{16 H_o}{\pi^2 r_o} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{(-1)^{m-1}}{(2m-1)^2} E_m \left(\alpha_m \frac{r_o}{H_o} \right) \cos \left(\alpha_m \frac{r_o}{H_o} \right) \right] \quad (12)$$

Onde:

z = distância a partir da base da torre;

H_o = profundidade da água externa;

ρ_w = massa específica da água;

r_o = raio externo da seção da torre;

$\alpha_m = (2m-1)\pi/2$;

$$E_m \left(\alpha_m \frac{r_o}{H_o} \right) = \frac{K_1 \left(\alpha_m \frac{r_o}{H_o} \right)}{K_0 \left(\alpha_m \frac{r_o}{H_o} \right) + K_2 \left(\alpha_m \frac{r_o}{H_o} \right)}$$

Sendo K_n a função de Bessel modificada de segunda espécie e ordem n .

Já a massa adicional $m_a^i(z)$ para as torres uniformes é dada por:

$$m_a^i(z) = (\rho_w \pi r_i^2) \left[\frac{16 H_i}{\pi^2 r_i} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{(-1)^{m-1}}{(2m-1)^2} D_m \left(\alpha_m \frac{r_i}{H_i} \right) \cos \left(\alpha_m \frac{r_i}{H_i} \right) \right] \quad (13)$$

Onde:

H_i = profundidade da água interna;

ρ_w = massa específica da água;

r_i = raio interno da seção da torre;

$\alpha_m = (2m-1)\pi/2$;

$$D_m \left(\alpha_m \frac{r_i}{H_i} \right) = \frac{I_1 \left(\alpha_m \frac{r_i}{H_i} \right)}{I_0 \left(\alpha_m \frac{r_i}{H_i} \right) + I_2 \left(\alpha_m \frac{r_i}{H_i} \right)}$$

Sendo I_n a função de Bessel modificada de primeira espécie e ordem n .

2.5 Matriz de Amortecimento Proporcional: Método de Rayleigh

Como sugerido por Rayleigh [6], assume-se que o amortecimento é proporcional a uma combinação das matrizes de massa e de rigidez da estrutura:

$$[c] = a_0[m] + a_1[k] \quad (14)$$

O que leva à seguinte relação entre razão de amortecimento e frequência fundamental:

$$\xi_n = \frac{a_0}{2\omega_n} + \frac{a_1\omega_n}{2} \quad (15)$$

Se as razões de amortecimento associadas a duas frequências fundamentais ω_m e ω_n específicas são conhecidas, os dois fatores de proporcionalidade de Rayleigh, a_0 e a_1 podem ser avaliados pela resolução simultânea do seguinte par de equações:

$$\begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \frac{2\omega_m\omega_n}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \omega_n & -\omega_m \\ -1/\omega_n & 1/\omega_m \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{Bmatrix} \quad (16)$$

Se a mesma razão de amortecimento é assumida para ambas as frequências de controle, isto é $\xi_m = \xi_n = \xi$, então os fatores de proporcionalidade são dados por:

$$\begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \frac{2\xi}{\omega_n + \omega_m} \begin{Bmatrix} \omega_m\omega_n \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (17)$$

2.6 Resposta Dinâmica pelo Método da Aceleração Média Constante

Para sistemas não-lineares, nos quais os coeficientes da estrutura não podem ser assumidos como constantes, a integração numérica passo-a-passo é o procedimento que melhor se aplica para a obtenção dos deslocamentos da estrutura ao longo do tempo [6]. Assim, como o objetivo deste trabalho é também permitir meios para considerar efeitos como a plasticidade do material e esforços de segunda ordem na geometria deformada, optou-se por esta classe de métodos para o cálculo da resposta dinâmica.

A fim de se analisar a resposta dinâmica de forma iterativa, isto é, para cada passo de tempo (h), é necessário definir primeiramente a equação de movimento de forma incremental. Tomando a diferença entre as relações vetoriais de equilíbrio para os tempos t_i e $t_{i+1} = t_i + h$, temos:

$$\Delta f_I + \Delta f_D + \Delta f_S = \Delta p \quad (18)$$

Onde os incrementos de força podem ser escritos como:

$$\begin{aligned} \Delta f_I &= [m]\Delta\ddot{v} \\ \Delta f_D &= [c_i]\Delta\dot{v} \\ \Delta f_S &= [k_i]\Delta v \\ \Delta p &= p_{i+1} - p_i \end{aligned}$$

$[c_i]$ e $[k_i]$ são as matrizes de amortecimento e rigidez incrementais e seus coeficientes são definidos para cada passo de tempo (Fig. 3).

Em geral, é mais conveniente utilizar a tangente no tempo t_i em vez da inclinação média para estimar o amortecimento ou a rigidez, a fim de evitar a necessidade de iteração extra a cada etapa da solução. Assim, os coeficientes são dados por:

$$c_i = \left(\frac{df_D}{d\dot{v}} \right)_i \quad k_i = \left(\frac{df_S}{dv} \right)_i$$

A solução da forma incremental da equação de movimento (equação 18) é feita pelo estabelecimento de uma relação simples entre deslocamento, velocidade e aceleração, a qual seja válida para o curto passo de tempo h . Dessa forma, apenas um vetor de incógnitas permanece nas equações de equilíbrio e elas podem ser resolvidas por qualquer procedimento de resolução de um sistema de equações.

O Método da Aceleração Média é o equivalente ao de Euler-Gauss para sistemas com um grau de liberdade e uma particularização do método de Newmark, o qual se baseia na suposição da aceleração constante. Como consequência, a velocidade e o deslocamento variam de forma linear e quadrática respectivamente. De acordo com Wilson [9], este é o método mais robusto para ser usado na análise dinâmica iterativa de sistemas estruturais complexos onde haja um número significativo de altas frequências, por ser incondicionalmente estável.

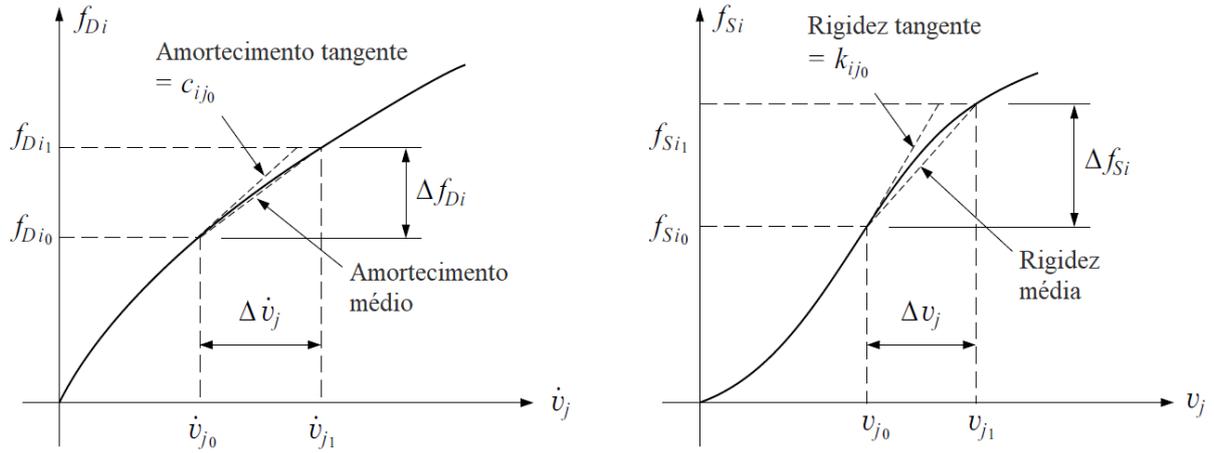


Figura 3. Definição de coeficientes de influência não-lineares: amortecimento viscoso c_{ij} e rigidez k_{ij} [6].

Aplicando essas condições e integrando a formulação incremental, chega-se a:

$$[\tilde{k}]\{\Delta v\} = \{\Delta \tilde{p}\} \quad (19)$$

Que é chamado de sistema de equações incrementais de equilíbrio pseudoestático. A matriz de rigidez e o vetor de carga incremental efetivos, \tilde{k} e $\Delta \tilde{p}$, são dados por:

$$[\tilde{k}] = [k_i] + \frac{2}{h}[c_i] + \frac{4}{h^2}[m] \quad (20)$$

$$\{\Delta \tilde{p}\} = \{\Delta p\} + 2[c_i]\{\dot{v}_i\} + [m] \left(\frac{4}{h}\{\dot{v}_i\} + 2\{\ddot{v}_i\} \right) \quad (21)$$

Análise passo-a-passo:

- [1] Avaliar \tilde{k} e $\Delta \tilde{p}$ através das equações 20 e 21.
- [2] Resolver o sistema de equações incrementais de equilíbrio pseudoestático (equação 19) para Δv .
- [3] Calcular o incremento de velocidade pela expressão $\Delta \dot{v} = \frac{2}{h}\Delta v - 2\dot{v}_i$.
- [4] Calcular o vetor de aceleração inicial a partir da condição de equilíbrio no começo do passo:

$$\{\ddot{v}_i\} = [m]^{-1} (\{p_i\} - \{f_{Di}\} - \{f_{Si}\})$$

- [5] Retornar para [1]. Caso a análise seja não linear, é necessário calcular \tilde{k} para cada iteração.

2.7 Carregamento Aerodinâmico

Os aerogeradores têm como principal propósito a transformação da energia eólica em elétrica, o que o coloca como uma estrutura primordialmente sujeita à ação do vento. Biso e Haldar [10] destacam que a velocidade do vento afeta significativamente a resposta dinâmica do sistema, uma vez que ele atua nas pás e torre de maneira variável no tempo e na altura. A função de velocidade do vento pode ser obtida de diversas formas, entre as principais estão: analiticamente, considerando o efeito da rugosidade do solo; a partir de uma funções senoidais que simulam a variação temporal ou através de métodos de vento sintético [11]. Estes últimos, em geral, utilizam formulações para obter um espectro de vento (Monte Carlo, Davenport, Harris, Kaimal, entre outras) [12][13].

As cargas provocadas pela ação do vento na estrutura podem ser calculadas pela superposição de duas partes: uma quasi-estática e outra turbulenta [14]. Isto se deve à forma de variação do vento, como é descrito na equação 22 e nos gráficos da Fig. 4.

$$U(z, t) = \bar{V}(z) + u(z, t) \quad (22)$$

Onde:

$U(z, t)$ é a função da velocidade total do vento;

$\bar{V}(z)$ é a função da velocidade média do vento;

$u(z, t)$ é a função da velocidade turbulenta do vento.

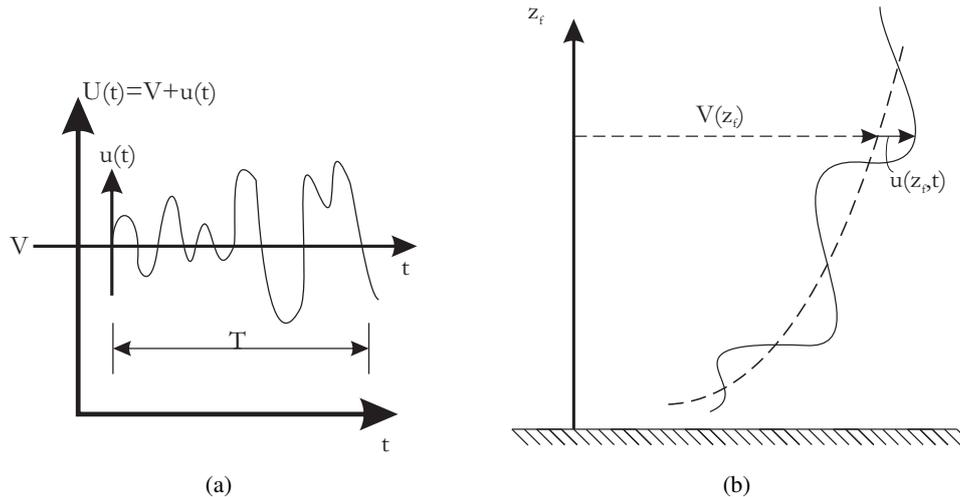


Figura 4. Perfil da velocidade do vento para a) uma altura z e b) um instante t [14].

A componente turbulenta do vento $u(z, t)$ foi calculada pelo espectro de Kaimal (equação 23) [14].

$$S_u(f) = \frac{\sigma_u^2 A_u L_u / V}{(1 + 1.5 A_u f L_u / V)^{5/3}} \quad (23)$$

Sendo:

V a velocidade média do vento;

σ_u o desvio padrão dado por $V * \ln(\frac{z_f}{z_0})^{-1}$;

A_u o coeficiente do espectro de vento;

L_u é o comprimento integral de escala de turbulência;

f é a frequência;

z_0 o comprimento de rugosidade do terreno.

Como a equação 22 requer funções temporais, utilizou-se transformada inversa de Fourier para realizar a mudança de domínio. Utilizando a equação 24, pode-se obter a pressão em função da velocidade calculada [15].

$$q_u(t) = \frac{1}{2} \rho U(t)^2 \quad (24)$$

Onde ρ é a densidade do ar.

No entanto, essa pressão atua nas pás que estão em movimento, para a turbina em operação. Torna-se necessário, então, a utilização de métodos de dinâmica computacional, como o Método do Elemento de Pá (BEM), que simule o escoamento do fluido através do rotor. Alguns softwares comerciais (*QBlade*, *Bladed*, *FAST*, entre outros) possibilitam essa análise uma vez conhecida a geometria da turbina. Uma estratégia simplificada, que será adotada neste trabalho, é o uso da relação *empuxo-velocidade do vento* fornecida pelo fabricante da turbina.

3 Modelo Numérico

O modelo numérico proposto é através do Método dos Elementos Finitos (MEF) com elementos de barra e 3 graus de liberdade por nó (2 translações e 1 rotação no plano). Utilizou-se um código em MATLAB para a implementação computacional. Como descrito na Fig. 5, o efeito da turbina e seus componentes no comportamento dinâmico a torre é representado por uma massa e inércia rotacional no topo da estrutura. O efeito da água em torno da parte submersa da estaca é considerado a partir da massa hidrodinâmica adicional e a interação solo-estrutura (ISE) por 3 modelos simplificados: comprimento artificial, molas acopladas e molas distribuídas, como indicado na Fig.5. A escolha dos modelos simplificados de ISE se deu a fim de seguir a mesma abordagem de Bir e Jonkman [16] e assim validar os resultados.

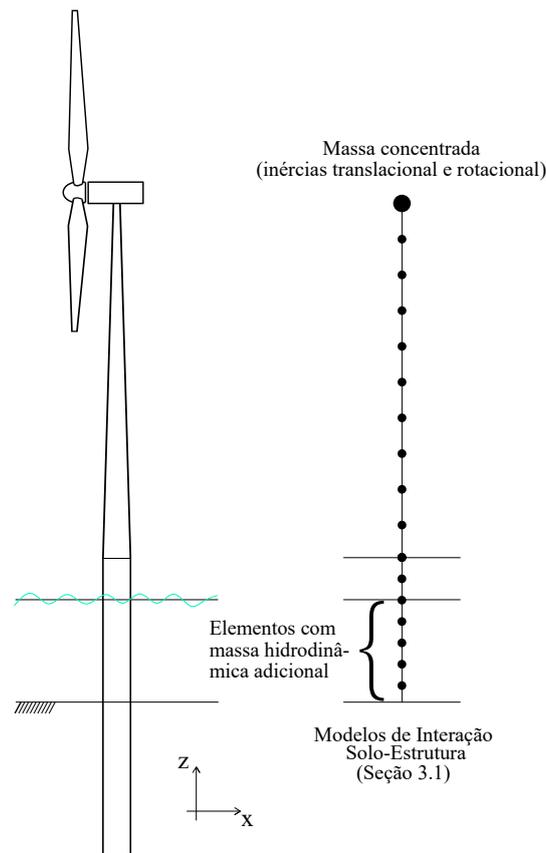


Figura 5. Modelo numérico.

3.1 Interação Solo-Estrutura (ISE)

Dentre os modelos que consideram o comportamento elástico do solo, os três modelos considerados neste trabalho são os mais comumente utilizados [17]. A seguir estão descritas as formulações de cada modelo, como indicado por Passon (2006) em [18].

Comprimento Artificial Modificado

O método do Comprimento Artificial é uma abordagem simples que busca representar a ISE por uma parte fictícia da estaca, de comprimento definido e extremidade inferior engastada. Como descrito por Passon [18], na abordagem modificada, o comprimento enterrado e as propriedades geométricas da seção são alteradas a fim de obter as mesmas condições de contorno, isto é, deslocamento (w) e rotação (ϕ), calculadas por um modelo não-linear do solo através do software *LPILE4.0*. Para obedecer a essas

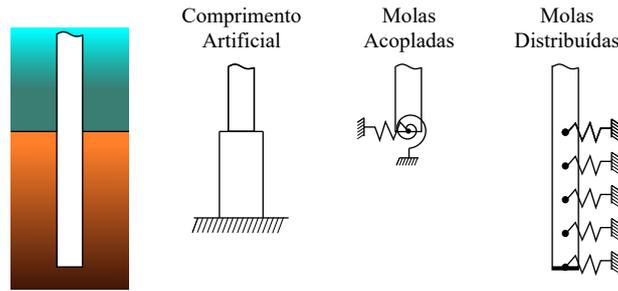


Figura 6. Modelos simplificados de interação solo-estrutura.

condições, as seguintes equações da elástica de uma viga em balanço devem ser cumpridas:

$$w = \frac{l^3}{3EI}F + \frac{l^2}{2EI}M \quad (25)$$

$$\phi = \frac{l^2}{2EI}F + \frac{l}{EI}M \quad (26)$$

Sendo: F e M os esforços que atuam no topo da estaca (estimados pelo cálculo da estrutura sob base engastada), EI a rigidez à flexão fictícia do monopilar e l o comprimento artificial a ser encontrado.

Dividindo equação 25 por 26 e resolvendo para l , obtém-se as duas raízes:

$$l_{1,2} = \frac{1}{4\phi F} \left(-3\phi M + 3wF \pm \sqrt{9\phi^2 M^2 + 30\phi wFM + 9w^2 F^2} \right) \quad (27)$$

Em geral, pelo menos um valor positivo pode ser encontrado para l e a rigidez à flexão fictícia pode ser estimada a partir das equações 25 e 26:

$$EI = \frac{Fl^3}{3w} + \frac{Ml^2}{2w} \quad (28)$$

$$EI = \frac{Fl^2}{2\phi} + \frac{Ml}{\phi} \quad (29)$$

Molas Acopladas

O modelo de molas acopladas é a representação da ISE através de uma matriz de rigidez, como mostra a equação 30. O significado físico dos termos da matriz é de que, quando uma força lateral F ou um momento M é aplicado no início da parte enterrada da estaca, estes provocam tanto uma deflexão u quanto uma rotação ϕ . Estes termos devem ser então determinados para as condições de contorno calculadas previamente como no caso do Comprimento Artificial.

$$\begin{bmatrix} F \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{u,F} & k_{u,M} \\ k_{\phi,F} & k_{\phi,M} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} w \\ \phi \end{bmatrix} \quad (30)$$

Reescrevendo as equações 25 e 26 em forma matricial, tem-se:

$$\begin{bmatrix} w \\ \phi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{l^3}{3EI} & \frac{l^2}{2EI} \\ \frac{l^2}{2EI} & \frac{l}{EI} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F \\ M \end{bmatrix} \quad (31)$$

Ao se inverter a matriz de flexibilidade do lado esquerdo da equação, obtém-se os valores numéricos para a matriz de rigidez procurada.

$$K_{mola} = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{l^3} & \frac{-6EI}{l^2} \\ \frac{-6EI}{l^2} & \frac{4EI}{l} \end{bmatrix} \quad (32)$$

Molas Distribuídas

Neste modelo, a ISE é simulada através de molas translacionais de coeficiente linear distribuídas ao longo do comprimento enterrado da estaca. Para a estimativa da rigidez de cada mola, é necessário o cálculo prévio dos valores de resistência do solo e de deslocamento. A rigidez do solo será dada pela divisão da resistência por unidade de comprimento p em kN/m pelas deflexões y em m . A rigidez do solo em kN/m^2 deve então ser convertida em molas discretas. Uma boa aproximação pode ser encontrada para molas distribuídas a cada 1m [18].

4 Aplicação à Turbina de Referência NREL 5MW

A fase II da turbina de referência NREL 5MW foi escolhida para a aplicação numérica do problema, uma vez que, por se tratar de uma turbina de estudo, seus dados são disponibilizados e existe uma vasta literatura que permite a validação dos resultados.

Os dados estruturais da turbina de referência, assim como de sua estrutura de suporte, são indicados na tabela 1. Eles foram obtidos a partir dos relatórios de Bir e Jonkman (2008) [16] e J. Jonkman e W. Musial (2010) [17], sendo o primeiro responsável pela geometria e massa do conjunto da turbina, e o segundo pela estrutura de suporte da fase II do projeto (torre sobre monopilar).

Tabela 1. Dados da NREL 5MW [16][17].

Conjunto rotor-nacelle (CRN)	
Massa	350.000 <i>kg</i>
Inércias rotacionais	I_{xx} 4,5050E+07 <i>kg.m²</i>
	I_{yy} 2,4941E+07 <i>kg.m²</i>
	I_{zz} 2,5478E+07 <i>kg.m²</i>
Material	
M. Elasticidade	2,10E+11 <i>N/m²</i>
Densidade	8500 <i>kg/m³</i>
Torre	
Altura	77,6 <i>m</i>
Diâmetro da base	6 <i>m</i>
Espessura da base	0,027 <i>m</i>
Diâmetro do topo	3,87 <i>m</i>
Espessura do topo	0,019 <i>m</i>
Monopilar	
Altura acima do Nível Médio do Mar	10 <i>m</i>
Altura entre o Nível Médio do Mar e o Solo	20 <i>m</i>
Altura abaixo do Nível do Solo	36 <i>m</i>
Diâmetro	6 <i>m</i>
Espessura	0,06 <i>m</i>

O perfil do solo utilizado para a fase II do projeto da NREL5MW para a International Energy Agency (IEA) [17] está descrito na Fig. 7.

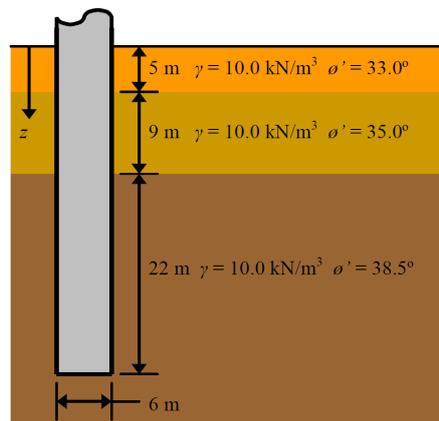


Figura 7. Perfil do solo da Fase II da NREL5MW [17].

4.1 Parâmetros Encontrados

A seguir estão indicados os parâmetros calculados para cada modelo de ISE, a saber, a geometria fictícia da estaca e os coeficientes de mola.

Comprimento Artificial Modificado

Comprimento artificial (l)	17,5 m
Diâmetro externo	6,2132 m
Espessura da parede	59,868 mm

Molas Acopladas

$$K_{mola} = \begin{bmatrix} 0,25748 & -2,25325 \\ -2,25325 & 26,2912 \end{bmatrix} * 10^{10}$$

Molas Distribuídas

z (m)	k (N/m)								
0	1,16E+06	-8	1,72E+08	-16	4,95E+08	-23	7,42E+08	-30	9,89E+08
-1	9,00E+06	-9	2,00E+08	-17	5,30E+08	-24	7,77E+08	-31	1,02E+09
-2	2,09E+07	-10	2,28E+08	-18	5,66E+08	-25	8,13E+08	-32	1,06E+09
-3	3,56E+07	-11	2,54E+08	-19	6,01E+08	-26	8,48E+08	-33	1,10E+09
-4	5,22E+07	-12	2,80E+08	-20	6,36E+08	-27	8,83E+08	-34	1,13E+09
-5	8,02E+07	-13	3,05E+08	-21	6,71E+08	-28	9,19E+08	-35	1,17E+09
-6	1,14E+08	-14	3,85E+08	-22	7,07E+08	-29	9,54E+08	-36	5,95E+08

-7 1,43E+08 -15 4,60E+08

4.2 Validação do Modelo Numérico

Para a validação do modelo numérico adotado, as duas primeiras frequências naturais da estrutura foram comparadas com as calculadas pelo software *BModes* e fornecidas em [16]. Os resultados fornecidos são para um modelo em que a interação solo-monopilar é simulada por molas distribuídas e não se considera o efeito de carga axial.

Tabela 2. Comparação das primeiras frequências naturais do modelo simplificado.

Modo de vibração	NREL	Frequências em Hz					
		Comprimento Artificial	Dif. (%)	Molas Acopladas	Dif. (%)	Molas Distribuídas	Dif. (%)
1 ^o – xx	0,2513	0,2513	0,00	0,2513	0,00	0,2513	0,00
1 ^o – yy	0,2530	0,2530	0,00	0,2530	0,00	0,2529	0,04
2 ^o – xx	1,3680	1,3556	-0,91	1,3561	-0,87	1,3559	-0,88
2 ^o – yy	1,5316	1,5300	-0,10	1,5309	-0,05	1,5304	-0,08

Uma vez que os três modelos de ISE escolhidos apresentaram desempenhos semelhantes, optou-se por executar os demais testes utilizando apenas o modelo de molas acopladas, por ser o de menor custo computacional.

4.3 Modelos de Aplicação

Com o intuito de avaliar a influência da consideração da flexibilidade do solo por um modelo simplificado, do efeito da uma carga axial e da parcela de água na análise modal do sistema, foram criados 5 modelos de teste, como descritos na Tabela 3.

Tabela 3. Efeitos considerados para análise dinâmica.

Legenda	ISE por molas acopladas	Rigidez Geométrica	Massa Hidrodinâmica
R			
F	•		
FH	•		•
FG	•	•	
FHG	•	•	•

4.4 Análise Modal

As quatro primeiras frequências fundamentais nas direções x e y de cada modelo de teste adotado estão indicadas na Tabela 4. Além disso, estão apresentados os valores para os dois primeiros modos obtidos pela NREL em [17] através de um modelo 3D com consideração não-linear do solo. A

não-linearidade foi estimada por curva p - y para areias sob carga cíclica como indicado pelo *American Petroleum Institute* (API).

Tabela 4. Frequências naturais da estrutura.

Modo de vibração	Frequências em Hz						Erro do Modelo FHG(%)
	NREL	R	F	FH	FG	FHG	
1° – xx	0,2456	0,2860	0,2513	0,2508	0,2465	0,2460	0,16
1° – yy	0,2476	0,2884	0,2530	0,2524	0,2481	0,2476	0,00
2° – xx	1,5327	1,5754	1,3561	1,2647	1,3510	1,2601	-17,79
2° – yy	1,5459	1,8756	1,5309	1,3762	1,5249	1,3713	-11,29
3° – xx	—	3,5233	2,7220	2,2478	2,7188	2,2454	—
3° – yy	—	3,8538	3,0991	2,5893	3,0956	2,5859	—
4° – xx	—	7,8517	6,0343	4,6339	6,0290	4,6296	—
4° – yy	—	7,9769	6,2035	4,8585	6,1984	4,8546	—

Com relação à estimativa das frequências naturais do sistema, percebe-se que os efeitos de maior importância são a flexibilidade do solo, ainda que esta seja feita de forma simplificada, e a massa hidrodinâmica adicional na região submersa. De forma que, ignorá-los pode provocar erros de até 16,4% na primeira frequência e 21,3% na segunda.

Além disso, pode-se dizer que o modelo FHG apresenta uma boa aproximação para o primeiro modo com erro máximo de 0,2%. Já para o segundo modo, as diferenças de 17,8% já indicam que considerações simplificadas de ISE e Massa Hidrodinâmica podem não ser suficientes.

Nas Figs. 8 e 9 são representados os modos de vibração nas direções x e y respectivamente.

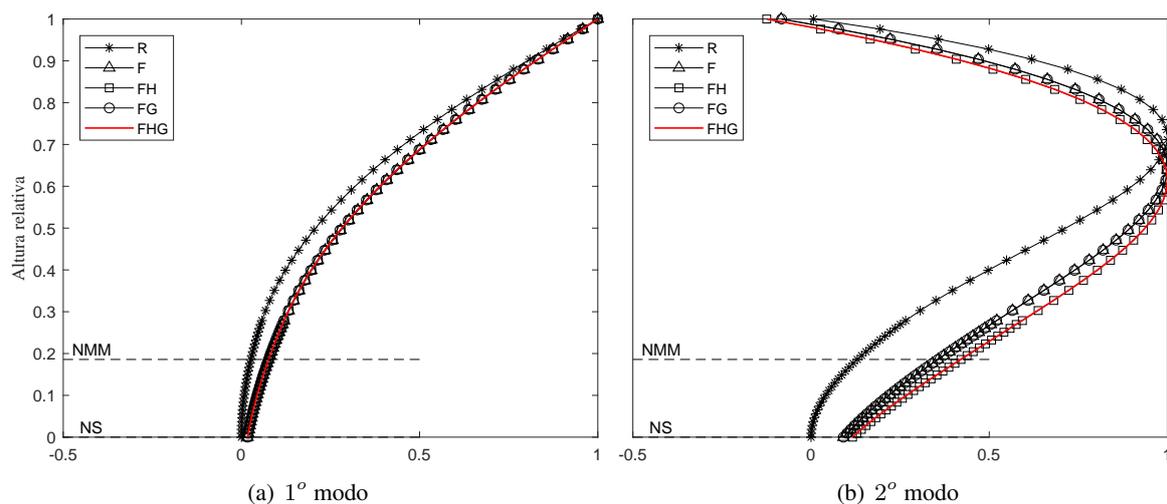


Figura 8. Modos de vibração em x

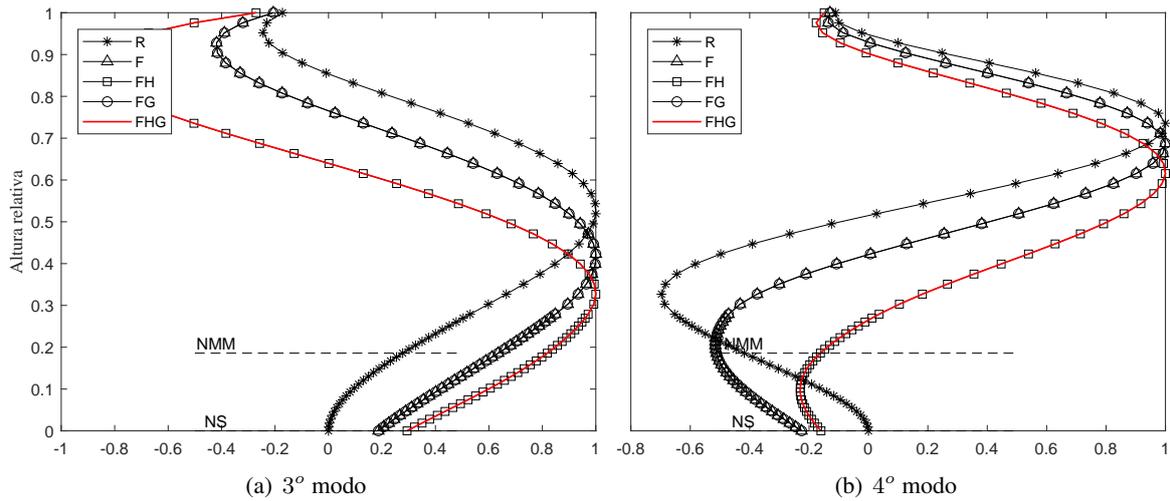


Figura 8. Modos de vibração em x (cont.)

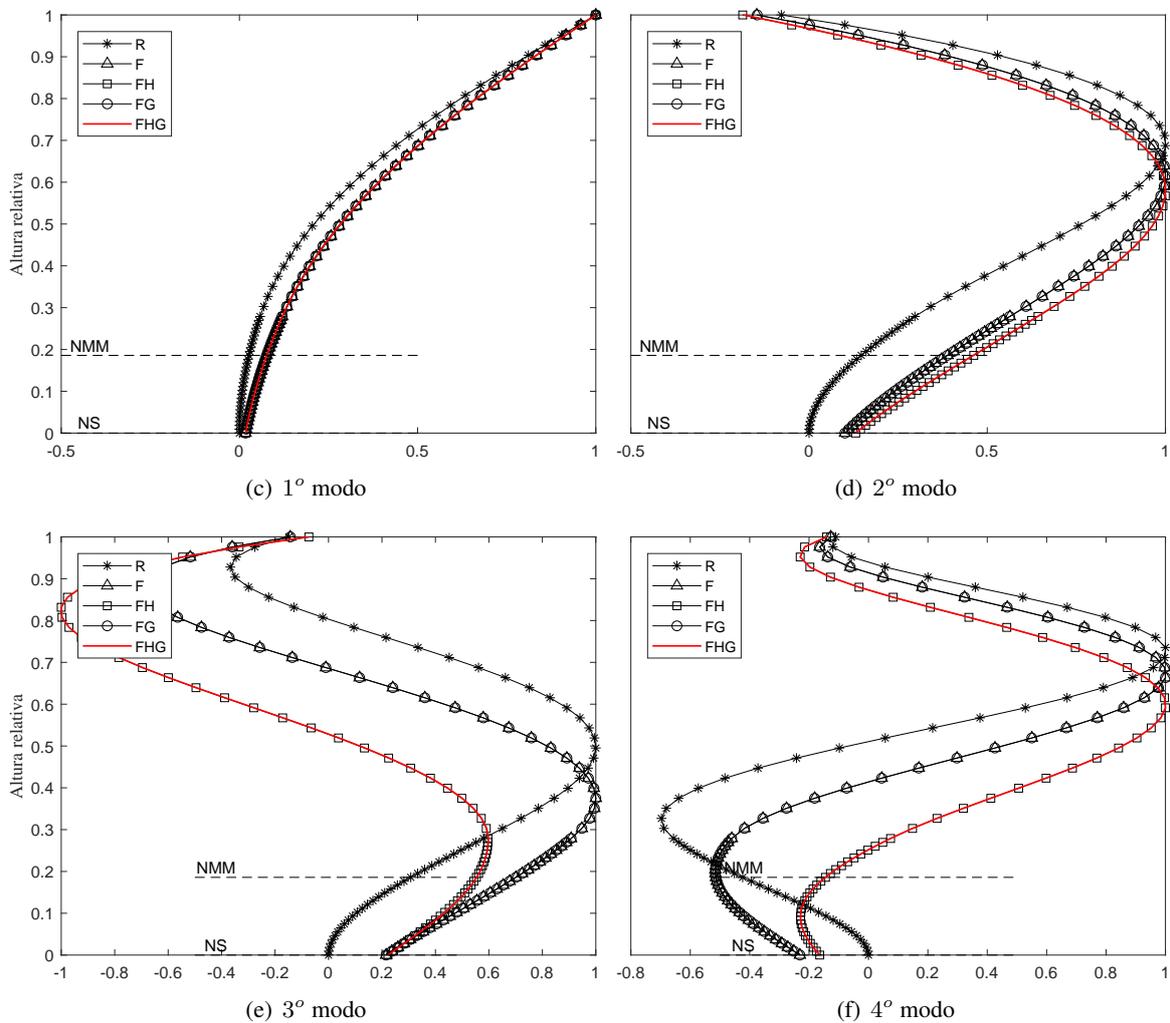


Figura 9. Modos de vibração em y

É possível notar, em ambas as direções, que as diferenças entre os modelos aumentam de acordo com o modo de vibração. Como já observado nas frequências, a característica de maior impacto nos modos de vibração é a inclusão da flexibilidade do solo. Em seguida, tem-se a consideração da massa

hidrodinâmica adicional.

4.5 Forças Aerodinâmicas no Rotor

Como descrito anteriormente, para cada turbina existe uma velocidade, chamada de *rated speed*, para a qual as maiores forças de empuxo serão induzidas no rotor, pois a turbina estará trabalhando em sua máxima eficiência. No caso da NREL 5MW esta velocidade é de aproximadamente 11,4 m/s. Assim, a variação da velocidade do vento ao longo do tempo foi obtida para esta velocidade média (Fig. 10), como disposto na seção 2.7. O tempo de simulação escolhido foi de 5min (300s).

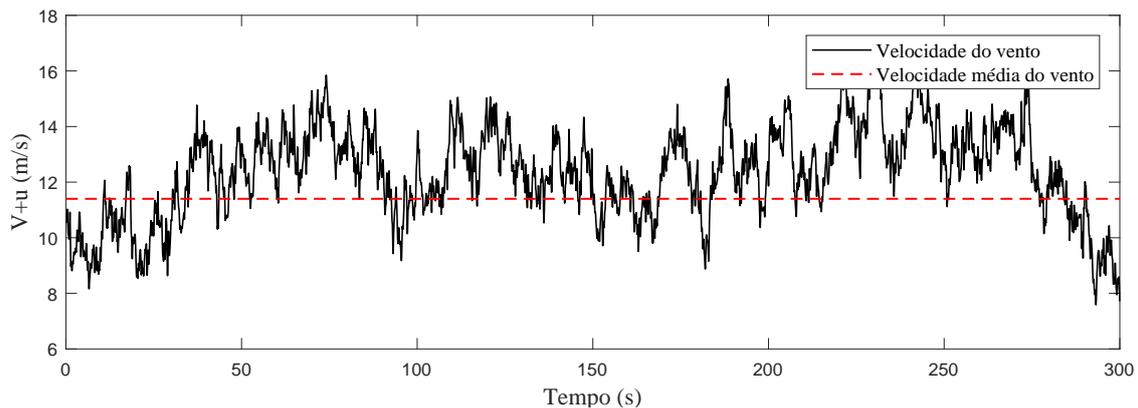


Figura 10. Simulação temporal da velocidade do vento na altura do rotor.

A curva empuxo-velocidade do vento para a turbina de referência fornecida pela NREL[19] pode ser encontrada na Fig.11.

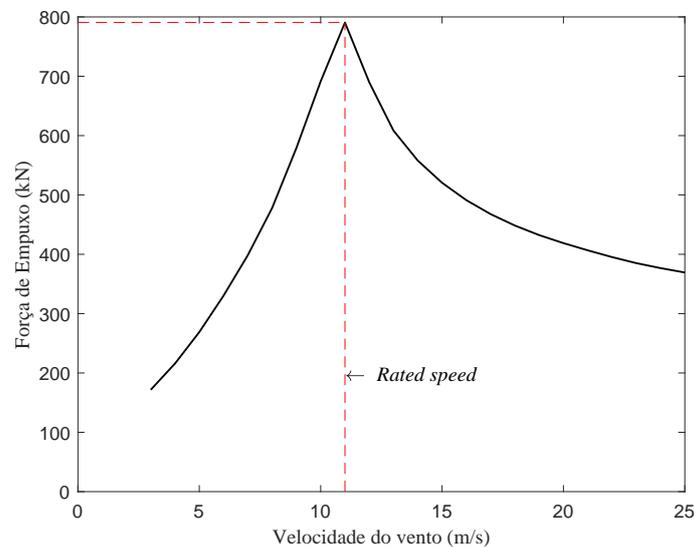


Figura 11. Curva empuxo vs velocidade do vento para a turbina de referência NREL 5MW [19].

Uma vez obtidas a simulação temporal da velocidade do vento e a relação empuxo-velocidade do vento, a força de empuxo atuando no *hub* da turbina foi calculada (Fig. 12).

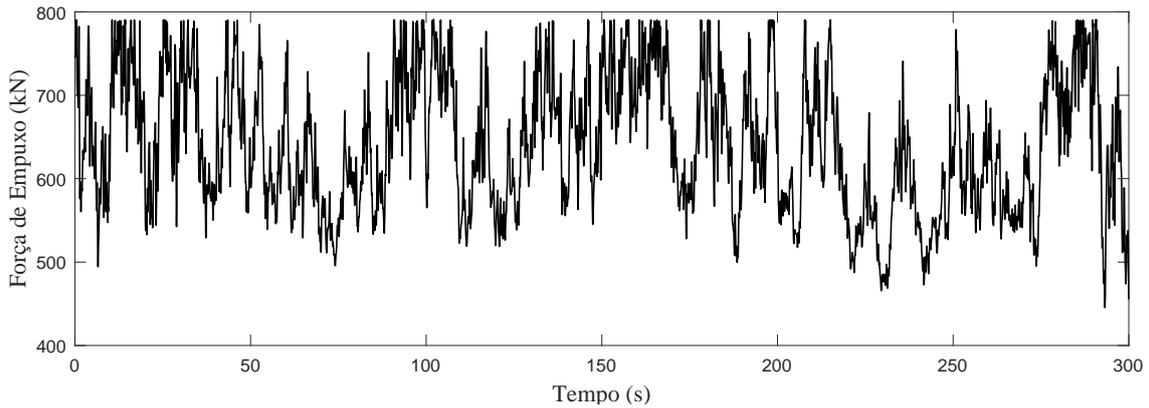


Figura 12. Simulação temporal da força de empuxo induzida pelo vento.

4.6 Resposta Transiente

A resposta transiente da estrutura à ação do empuxo do vento no rotor foi obtida pelo Método da Aceleração Média Constante, como descrito na seção 2.6, para um tempo total de 5 minutos. O passo de tempo escolhido (h) foi de 0,01s e utilizou-se uma razão de amortecimento (ξ) de 1%, como recomendado por [17], para o cálculo da matriz de amortecimento. Além disso, optou-se pelo modelo FHG por ser o que captura mais efeitos para o elemento de barra. Na Fig. 13, tem-se o deslocamento da turbina (nó extremo da torre) ao longo do tempo.

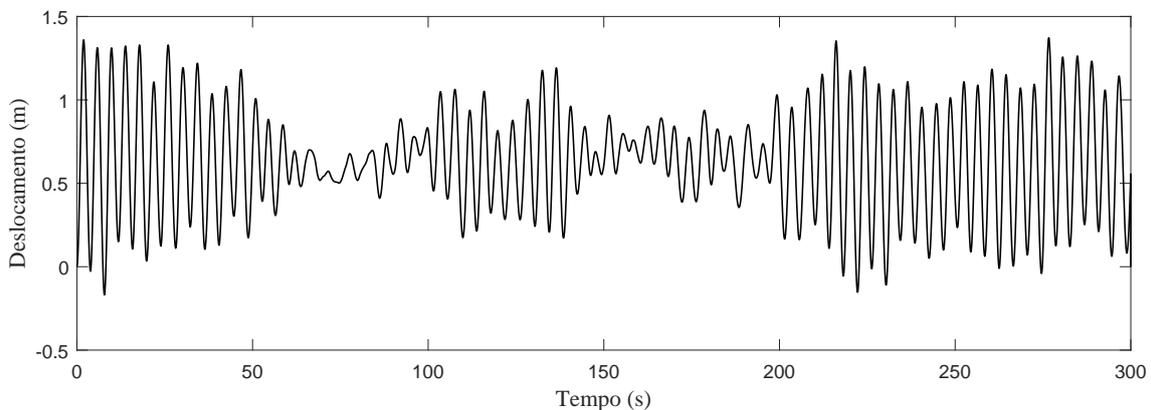


Figura 13. Resposta transiente do aerogerador na direção x.

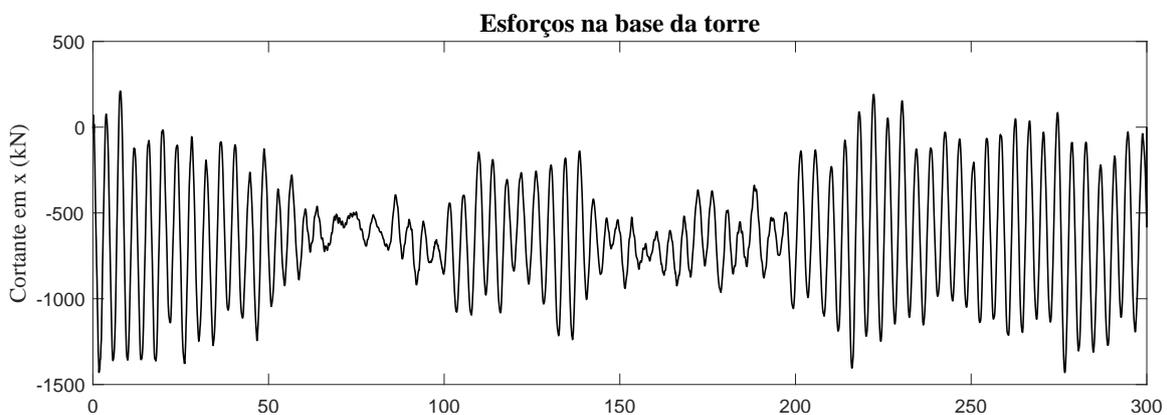


Figura 14. Esforços na base da torre.

Os esforços (cortante e momento fletor) foram calculados na base da torre e no nível do solo, a fim de se verificar as tensões máximas nas seções da torre e do monopilar. Nas Figs. 14 e 15 estão apresentados os esforços na base da torre e no nível do solo, respectivamente.

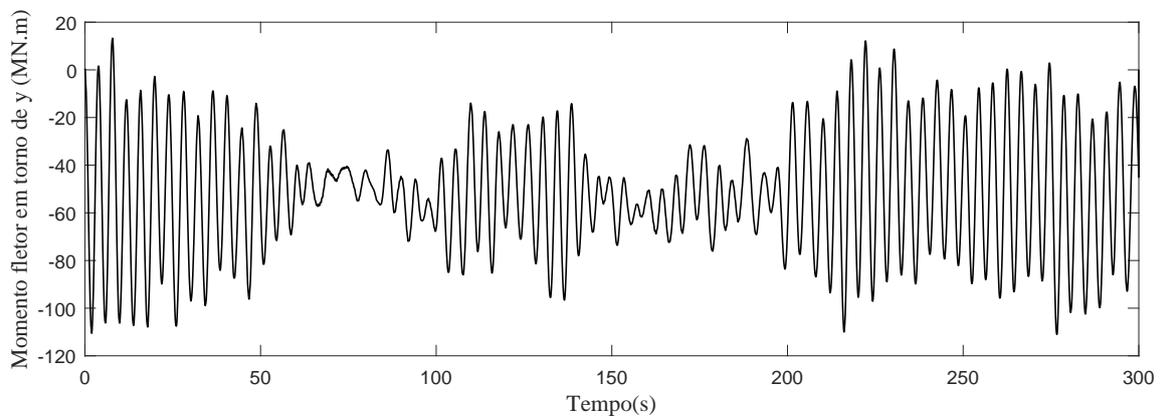


Figura 14. Esforços na base da torre (cont.).

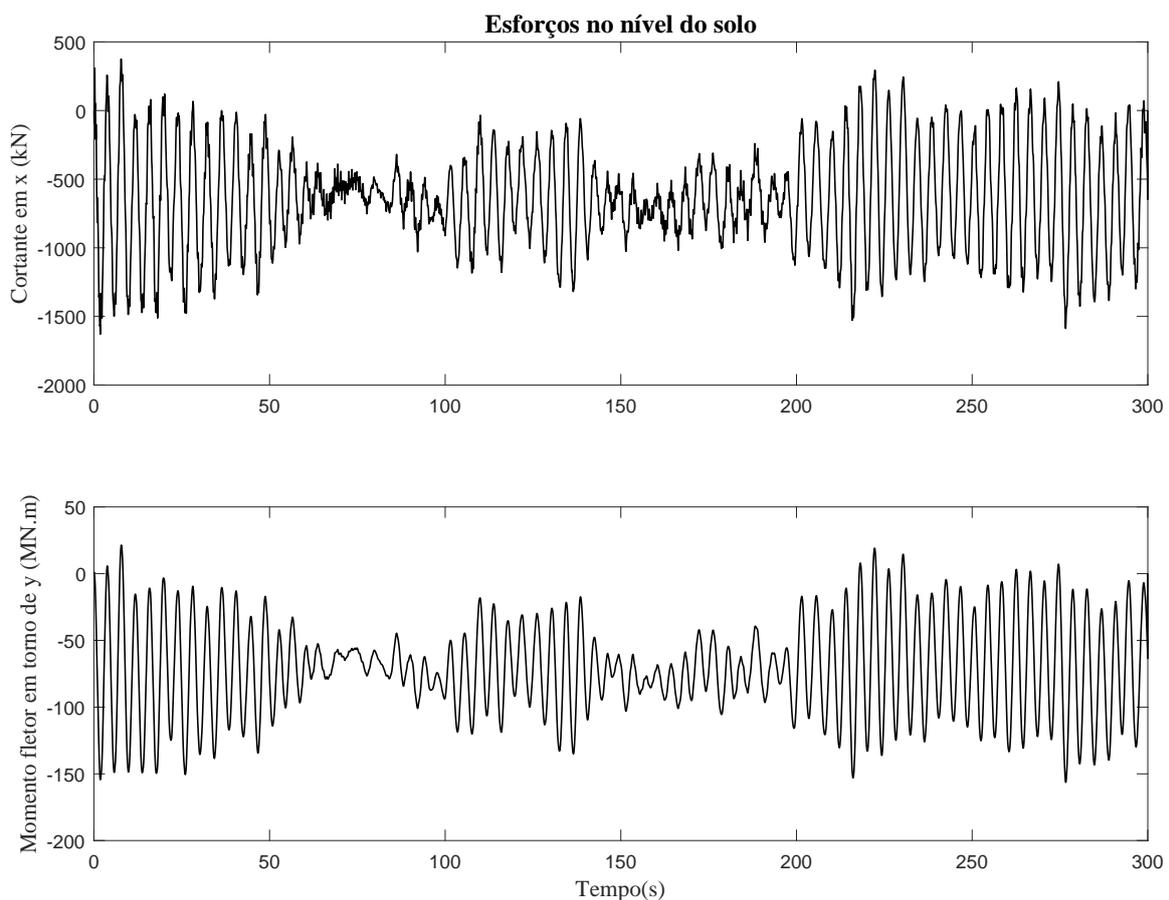


Figura 15. Esforços no nível do solo.

Na Tabela 5, estão indicados os valores característicos máximos de esforço cortante e momento fletor nas duas seções críticas e as tensões máximas que estes esforços provocam.

Tabela 5. Esforços característicos e tensões máximas.

Seção	Cortante (kN)	Tensão Máxima (MPa)	Momento Fletor (MN.m)	Tensão Máxima (MPa)
Base da torre	1430,0	5,65	111,0	147,39
Nível do solo	1629,5	2,91	156,3	94,97

Pela análise da tabela, nota-se que, apesar de os esforços serem maiores no nível do solo, é na base da torre onde se encontram as maiores tensões, devido à menor seção transversal. Os momentos fletores são os esforços predominantes para o dimensionamento, pois podem provocar tensões características de até 147,4 MPa. Portanto, em uma análise completa dos esforços atuantes, pode ser necessário a consideração da não-linearidade do aço caso as tensões ultrapassem o limite de escoamento (tipicamente 250 MPa para o aço ASTM A36).

5 Conclusões

Neste trabalho, buscou-se por elaborar alguns procedimentos de análise dinâmica *one-way* de OWTs sobre monopilar pelo MEF, com o auxílio do MATLAB para a implementação das rotinas computacionais. Os três modelos apresentados de ISE (comprimento artificial, molas acopladas e molas distribuídas) apresentaram desempenhos semelhantes na obtenção das frequências naturais da estrutura, sendo obtida uma diferença máxima de 0,91% com relação às encontradas em [16]. Assim, optou-se por prosseguir as análises com o modelo simplificado de molas acopladas.

Com relação à análise modal da turbina de referência NREL 5MW Fase II, foram adotados cinco modelos de teste para a verificação da influência da flexibilidade do solo, da massa hidrodinâmica adicional e dos efeitos de carga axial pela matriz de rigidez geométrica. Observou-se que o aspecto de maior impacto na análise foi a flexibilidade do solo, pois foram encontradas diferenças relativas ao caso rígido de até 16,4% na primeira frequência e 21,3% na segunda. Além disso, o modelo FHG se mostrou eficaz para a estimativa do primeiro modo (erro máximo de 0,2%), mas insuficiente para o segundo modo (17,8% de diferença). Este resultado indica que, para modos superiores ao primeiro, é importante avaliar o comportamento do solo por um modelo não-linear.

As forças aerodinâmicas encontradas variaram entre 420 kN e 800 kN, como apresentado no espectro da Fig.12. Estes esforços, atuando ao longo de 5 min no altura do *hub* da turbina, provocaram deslocamentos na ponta de até 1,4 m e momentos fletores de aproximadamente 111 MN.m na base da torre e 156 MN.m no monopilar. Uma tensão máxima característica de 148 MPa foi obtida na base da torre, o que pode justificar a necessidade de uma análise não-linear física para o problema, em uma abordagem mais completa dos esforços atuantes.

Agradecimentos

Agradecemos em especial à CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) por suportar financeiramente este trabalho e ao grupo de pesquisa de métodos numéricos da UFPE (MAMNE) pelo apoio mútuo.

Referências

- [1] National Renewable Energy Laboratory (NREL), 2019. 2017 Renewable Energy Data Book. Technical report, U.S. Department of Energy. Disponível em: <https://www.nrel.gov/docs/fy19osti/72170.pdf>.

- [2] Gupta, B. K., 2018. *Soil-Structure Interaction Analysis of Monopile Foundations Supporting Offshore Wind Turbines*. PhD thesis, University of Waterloo.
- [3] Aasen, S., Page, A. M., Skau, K. S., & Nygaard, T. A., 2017. Effect of foundation modelling on the fatigue lifetime of a monopile-based offshore wind turbine. *Wind Energy Science*, vol. 2, pp. 361–376.
- [4] Kjølraug, R. A. & Kaynia, A. M., 2015. Vertical earthquake response of megawatt-sized wind turbine with soil-structure interaction effects. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 44, pp. 2341–2358.
- [5] Maiolino, P., 2014. Análise dinâmica de turbina eólica offshore do tipo monocoluna. Master's thesis, Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE.
- [6] Clough, R. W. & Penzien, J., 2003. *Dynamics of Structures*. Computers & Structures Inc.
- [7] Hughes, T. J. R., 1987. *The Finite Element Method*. Prentice-Hall Inc, 3rd edition edition.
- [8] Goyal, A. & Chopra, A. K., 1989. Simplified evaluation of added hydrodynamic mass for intake towers. *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 115, n. 7, pp. 1393–1412.
- [9] Wilson, E. L., 1998. *Three Dimensional Static and Dynamic Analysis Of Structures*. Computers & Structures Inc, 2nd edition edition.
- [10] Bisoi, S. & Haldar, S., 2015. Design of monopile supported offshore wind turbine in clay considering dynamic soil-structure-interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 73, pp. 103–117.
- [11] Feyzollahzadeh, Mahmoodi, Yadavar-Nikraves, & Jamali, 2016. Wind load response of offshore wind turbine towers with fixed monopile platform. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 158, pp. 122–138.
- [12] Franco, M., 1993. Direct along-wind dynamic analysis of tall structures. vol. 9303.
- [13] Davenport, A., 1964. The buffeting of large superficial structures by atmospheric turbulence. *Annals of the New York Academy of Sciences*, vol. 116, n. 1, pp. 135–160.
- [14] Strømmen, E. N., 2010. *Theory of Bridge Aerodynamics*. Springer, 2nd edition edition.
- [15] Kjølraug, R. A., 2013. Seismic response of wind turbines: Dynamic analysis of a wind turbine in horizontal and vertical direction-subject to earthquake, wind & ssi. Master's thesis, Norwegian University of Science and Technology.
- [16] G. Bir and J. Jonkman, 2008. Modal Dynamics of Large Wind Turbines with Different Support Structures. Technical report.
- [17] J. Jonkman and W. Musial, 2010. Offshore Code Comparison Collaboration (OC3) for IEA Task 23 Offshore Wind Technology and Deployment. Technical report.
- [18] Patrik Passon, 2006. Memorandum: Derivation and Description of the Soil-Pile-Interaction Models. Technical report.
- [19] J. Jonkman, S. Butterfield, W. Musial, and G. Scott, 2009. Definition of a 5-MW Reference Wind Turbine for Offshore System Development. Technical report.