



DETERMINAÇÃO DAS RIGIDEZES DE FUNDAÇÕES DE AEROGERADORES POR MEIO DE ANÁLISE ESPECTRAL

Ludmila M. Moreira

Cláudio J. Martins

mm.ludmila@gmail.com

cjmartins@civil.cefetmg.br

Departamento de Engenharia Civil, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais
Av. Amazonas, 7675, Nova Gameleira, 30.510-000, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil

Resumo. *Este trabalho consiste em determinar as rigidezes das fundações de duas torres eólicas, a partir da mensuração em campo das respostas a vibrações aleatórias, ocasionadas principalmente pela incidência do vento durante a operação normal das estruturas. Considerando que o dimensionamento de fundações de torres eólicas tem como um dos principais parâmetros as suas rigidezes, e que estas são estimadas em projeto a partir de equações empíricas, é importante conhecer as rigidezes das torres após a execução. Esse trabalho avalia as rigidezes obtidas nas estruturas reais, comparando as rigidezes de duas torres (uma inoperante e outra ativa) por meio da análise modal operacional. Efetuou-se tal análise obtendo-se os parâmetros modais reais, por meio de técnicas avançadas de processamento dos sinais de aceleração medidos em campo. Seguiu-se a construção de um modelo numérico, cujos parâmetros modais obtidos numericamente se ajustaram aos reais da estrutura, obtidos a partir dos dados medidos em campo. Os resultados alcançados indicam que as torres apresentam comportamentos e frequências semelhantes, e ainda que a torre em funcionamento possui maior rigidez vertical, embora não se possa comprovar que esse fato esteja associado à operação da estrutura.*

Palavras-chave: *Análise dinâmica de fundações, Análise modal operacional, Identificação modal estocástica, Interação solo-estrutura.*

1 INTRODUÇÃO

A energia eólica é uma fonte energética cuja utilização aumentou grandemente, fato que pode ser justificado por diversas razões como: a redução de custos dessa fonte em 90% desde a década de 1980, os incentivos governamentais e a conscientização dos consumidores (Alvarez et al., 2012). No Brasil, a participação dessa fonte na matriz energética tem crescido expressivamente e se firmou como a segunda fonte energética mais competitiva. A implantação do Programa de Incentivo às Fontes Alternativas de Energia Elétrica (Proinfa), em 2004 contribuiu para isso. Assim como a crise internacional de 2008, que ocasionou a redução dos investimentos em fontes renováveis na Europa e nos Estados Unidos, tornando o Brasil um país mais atrativo para as empresas do setor (Melo, 2013).

As torres eólicas são submetidas a ações dinâmicas com diversas origens: vento, hélices, turbinas e ondas, nos modelos *offshore*. Por isso, o comportamento dinâmico deve ser analisado, a fim de impedir a ocorrência de ressonância entre tais ações e as torres. Modificações, para minimizar custos e maximizar a produtividade, tornam os aerogeradores progressivamente mais sensíveis às ações dinâmicas de baixa frequência. São exemplos dessas modificações: a redução do peso, o aumento da altura, a utilização de rotores maiores e de geradores mais potentes (Liingaard et al., 2007).

Nesse trabalho estudou-se os aspectos dinâmicos em aerogeradores por meio da análise modal. A qual é um processo em que são obtidos os parâmetros determinadores do comportamento dinâmico de uma estrutura: frequências naturais, taxas de amortecimento e modos de vibração.

As características dinâmicas da estrutura real foram obtidas por meio de ensaios modais operacionais. Nesses ensaios, as ações inerentes ao funcionamento normal da estrutura são responsáveis pela excitação da mesma e apenas a resposta às excitações é mensurada. Esse tipo de ensaio é vantajoso em estruturas civis, pois não afeta a operação da estrutura e ainda possui custos e riscos inferiores aos ensaios de vibração forçada, que utilizam equipamentos para vibrar a estrutura.

A análise modal operacional geralmente é associada a construção de modelos com o método dos elementos finitos. Para que o modelo numérico represente adequadamente a estrutura real, este deve ser aperfeiçoado com base nos ensaios de análise modal operacional. Durante o aperfeiçoamento são induzidas modificações no modelo até que os valores da simulação e os experimentais estejam suficientemente próximos. Após a adaptação, ele poderá ser empregado para prever a reação da estrutura no seu funcionamento normal, ou ainda, para avaliar o efeito de possíveis modificações na estrutura com precisão.

Diversos estudos de análise modal operacional em aerogeradores têm sido conduzidos. Shirzadeh et al. (2013) realizaram a análise modal operacional de uma torre eólica *offshore*, a fim de identificar o amortecimento no modo fundamental frontal, durante a operação normal e em testes *rotor-stop*. Este último teste é realizado quando se atinge a velocidade limite de vento e o rotor é parado por motivos de segurança. Os amortecimentos obtidos nas simulações numéricas e nos dois tipos de testes foram próximos, possuindo boa confiabilidade. Damgaard et al. (2013) conduziram análise modal operacional em torres eólicas *offshore* avaliando o amortecimento das torres e o modelo numérico construído. Observou-se que a simulação das hélices no modelo e o transporte de sedimentos no leito marinho influenciam o amortecimento da estrutura. Em outro estudo, Ciang et al. (2008) avaliaram a aplicação da análise modal operacional como ferramenta eficiente no monitoramento de integridade

estrutural, porquanto essa técnica não é destrutiva e não interfere no funcionamento da estrutura.

Nesse artigo, será abordada a análise modal operacional da base de uma torre eólica. Segundo Alhamaydeh e Hussain (2010) o projeto de fundações é de grande relevância para construção dos aerogeradores, visto que o projeto de fundação, geralmente, é o único componente a ser definido ante as condições ambientais: conforme o solo e a frequência desejada para o sistema. Alhamaydeh e Hussain (2010) simularam diferentes tipos de fundação para torres eólicas *onshore* considerando as elasticidades características do solo. As modificações promovidas apenas na base produziram diferentes rigidezes do conjunto torre-fundação e, conseqüentemente, diferenças nas frequências naturais da estrutura. Fato respaldado pelo trabalho de Bisoi e Halder (2014) que estudaram diversos parâmetros em geradores *offshore* de monoestaca, em solo argiloso. Observou-se que a consideração da fundação no modelo torna-o mais flexível, reduzindo a sua frequência natural.

Diante da influência exercida pela fundação nos parâmetros modais das torres eólicas, e ainda, considerando que o dimensionamento de torres eólicas usualmente adota as diretrizes apresentadas pela DNV/Risø (2002), que aplica equações baseadas em parâmetros empíricos tanto para definição das rigidezes da fundação como para parâmetros do solo, é necessário observar as rigidezes reais da estrutura. Tal verificação é efetuada no decorrer desse trabalho, utilizando a análise modal operacional, além da comparação entre os parâmetros dinâmicos de uma torre em funcionamento e outra inoperante.

2 DESENVOLVIMENTO

2.1 Descrição da estrutura e geotecnia

O ensaio de análise modal operacional foi efetuado em dois aerogeradores modelo G97 2 MW da Gamesa (Figura 1a). As torres são constituídas de 3 componentes tubulares de aço, cuja altura após a montagem é 78 m e o peso 1314,09 kN, ocorre redução do diâmetro ao longo comprimento da torre. Os aerogeradores possuem 3 pás de 78,45 kN e 47,5 m de comprimento. O *hub* possui 245,16 kN e diâmetro de 2 m. A *nacelle*, parte que aloja o gerador, pesa 745,30 kN e o diâmetro do rotor é 97 m.

Os objetos de análise desse artigo são as bases dos aerogeradores, em destaque na Fig. 1b, cujos dados a seguir baseiam-se nos projetos executivos das fundações. As bases apresentam 14 m de diâmetro e 18 estacas hélice contínua com 10,80 m de profundidade, em cada base. As estacas possuem 0,70 m de diâmetro e estão dispostas em um raio de 6,25 m do ponto central. O concreto das estacas possui f_{ck} igual a 20 MPa. Cada torre se liga a base por 128 parafusos atirantados, fixados na parte interna e externa da torre e no topo da base (Fig.1c).

As bases podem ser divididas em 3 figuras geométricas: um disco de 1,00 m de altura e 14,00 m de diâmetro; um tronco de cone com 1,75 m de altura, com diâmetro inferior de 14,00 m e superior de 5,14 m, e um anel com 5,14 m de diâmetro e orifício central de 2,94 m de diâmetro. O disco e o tronco de cone possuem f_{ck} e módulo de elasticidade iguais a 30 MPa e 26.071 MPa, respectivamente, e o anel possui f_{ck} e módulo de elasticidade iguais a 40 MPa e 30105 MPa, respectivamente. O peso específico do concreto em toda base é igual a 23,56 kN/m³. A seção da base é ilustrada na Fig. 2.

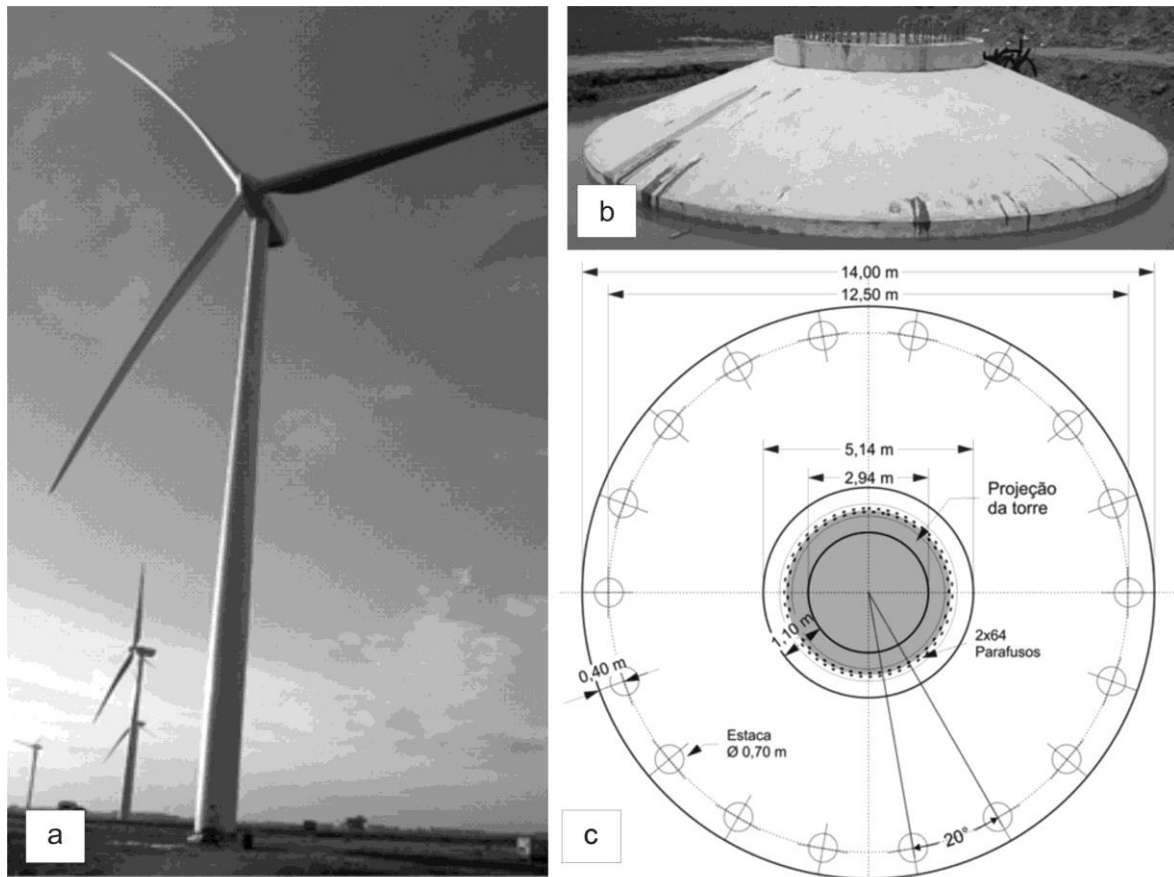


Figura 1. Torre eólica (a); Base (b); Planta da base (c)

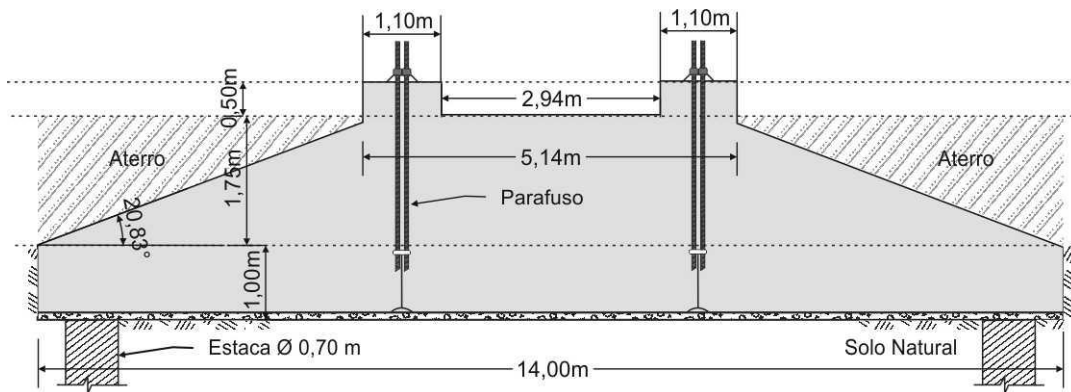


Figura 2. Seção da base

A região do parque eólico é caracterizada pela presença de Depósitos de Planície Lagunar e Depósitos Praiais Eólicos. Os Depósitos de Planície Lagunar são caracterizados por areias silto-argilosas, mal selecionadas, com laminações plano-paralelas incipientes e concreções carbonáticas e ferromanganesíferas. Já os Depósitos Praiais Eólicos são caracterizados por areia quartzosa fina, bem selecionada, laminação plano-paralela e cruzada.

Os relatórios de sondagem à percussão (SPT) indicaram que o nível de água se encontra entre 0,6 a 2,7 m nos 10 pontos sondados. A camada do solo mais próxima à superfície é pouco espessa e caracteriza-se por compostos de argila arenosa ou siltosa, com resistência de mole à dura. Em maiores profundidades, o solo é caracterizado por camadas espessas de areia

fina, cuja resistência varia de medianamente compacta a muito compacta. Um resumo dos relatórios é apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Resumo dos relatórios de sondagem

Sondagens	Profundidade																NA	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16		
SP 01	N _{spt}	8	7	21	26	30	34	32	36	31	29	30	35	39	45		2,7	
SP 02		10	4	13	28	31	34	34	38	34	37	30	31	32	42		2,5	
SP 03		03/70	5	21	23	38/25	44	39	41	42	38	31	28	30	21	17	14	1,0
SP 04		03/60	4	13	17	37	38	42	45	47/03	38	32	29	32	37	32		0,9
SP 05		12	17	21	29	32	36	35	38	35	31	27	36	41	49		2,2	
SP 06		3	4	5	10	36/22	37	41	42	41/30	40	37	33	36	20	17	16	0,7
SP 07		11	4	27	29	34	37	43	45	46	43	31	35	44	49		2,1	
SP 08		3	18	20	37	30	32	35	42	35/10	37	37	39	36	40/22	37		0,6
SP 09		10	6	22	29	31	33	33	34	41	34	31	33	46	51		1,9	
SP 10		11	7	26	29	30	35	39	35	31	36	37	43	50	40		2,5	
Legenda:	argila			areia														

2.2 Testes modais

Para elaboração deste trabalho foram efetuados dois ensaios de análise modal operacional, um na torre A que ainda não estava em operação e o outro na torre B que já estava em funcionamento. Nos ensaios foram utilizados dois aparelhos MR3000C com acelerômetros triaxiais da Syscom Instruments (Fig. 3). Tais equipamentos possuem resolução de 24 bits, captam acelerações entre -2 g e 2 g e são alimentados por baterias.

Os acelerômetros foram dispostos em 2 pontos na parte mais elevada da base. Eles foram posicionados conforme a Fig. 3 c. Os dados foram gravados durante 4h. A taxa de amostragem utilizada era igual a 100 Hz e o eixo X estava orientado para o centro da circunferência.

As respostas do ensaio de campo foram obtidas em séries temporais, que em seguida foram convertidas em espectros por meio da FFT (transformada rápida de Fourier). Os espectros fornecem uma visão condensada do sinal adquirido e oferecem uma noção das possíveis frequências naturais. O programa utilizado para obtenção da FFT é o MSView2002 versão 3.1, da Ziegler Consultants. Após a obtenção da FFT as possíveis frequências naturais foram obtidas pelo método peak-picking. Nesse método as frequências naturais são avaliadas a partir dos picos das estimativas espectrais, pois como na análise modal operacional supõe-se que a excitação é do tipo ruído branco e possui espectro constante, as frequências naturais são evidenciadas pelo aumento da amplitude nessas frequências, gerando picos. Os espectros dos sinais obtidos nos ensaios de campo indicaram as frequências naturais e amortecimentos apontados na Tabela 2.

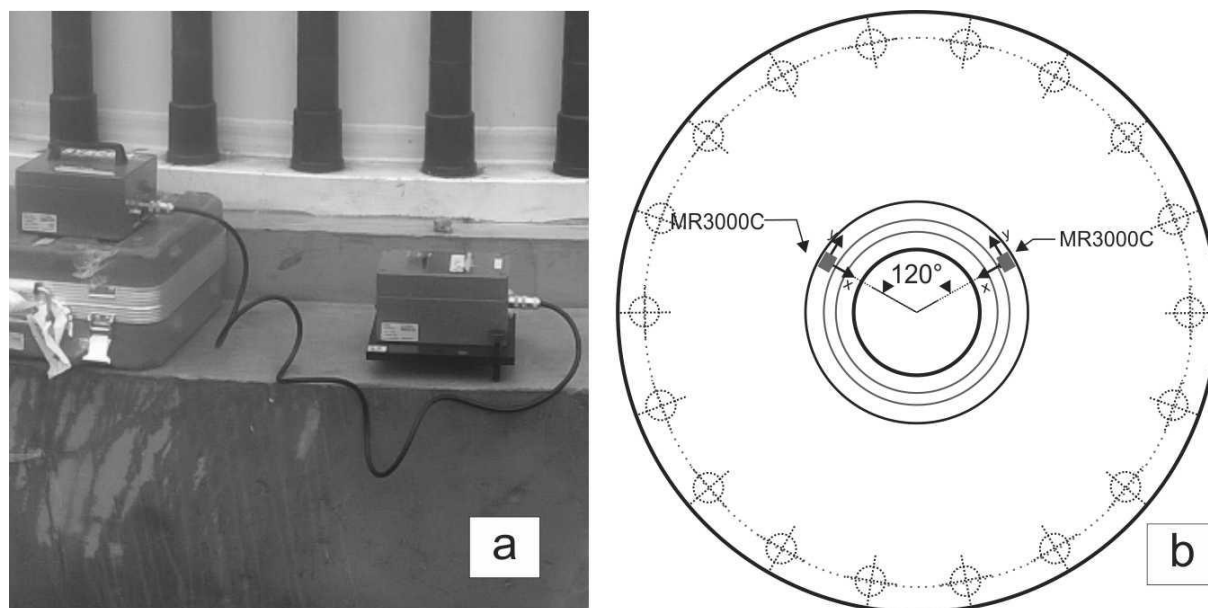


Figura 3. Acelerómetros (a); Posicionamento dos acelerómetros (b)

Tabela 2. Frequências naturais obtidas nos ensaios de campo

Torre A		Torre B	
Frequência (Hz)	Amortecimento	Frequência (Hz)	Amortecimento
2.41	2.15 %	2.48	1.74 %
2.63	1.14 %	2.71	2.50 %
3.09	1.85 %	4.41	1.19 %
5.63	1.96 %	5.29	3.20 %
6.55	3.82 %	6.65	2.82 %
7.44	1.68 %	7.6	2.07 %
8.54	1.28 %	8.64	4.46 %
9.57	1.59 %	9.56	2.01 %
11.81	0.98 %	12.24	3.56 %
12.86	0.98 %	14.875	2.42 %
14.91	2.12 %	16.424	2.09 %
16.67	0.74 %	20.99	0.48 %
20.81	4.02 %	-	-

2.3 Modelos Numéricos

Um modelo numérico inicial foi elaborado no programa SAP2000, baseado no método de elementos finitos. A torre do modelo é constituída por 648 elementos do tipo casca delgada. As ações provenientes da *nacelle*, pás e *hub* foram adicionadas à torre como massas

concentradas (Fig.4). A base do modelo é constituída por 828 elementos do tipo casca espessa de espessura variável e 18 molas as quais representam as estacas. O modelo numérico da torre pode ser observado na Fig. 4.

Os coeficientes de rigidez das molas, que representam as estacas no modelo, foram obtidos por meio da simulação numérica de uma única estaca. Primeiramente, os dados dos relatórios de sondagem foram utilizados para definir o tipo de solo. Em seguida foram obtidos os coeficientes de mola do solo conforme as tabelas de Bowles (1996).

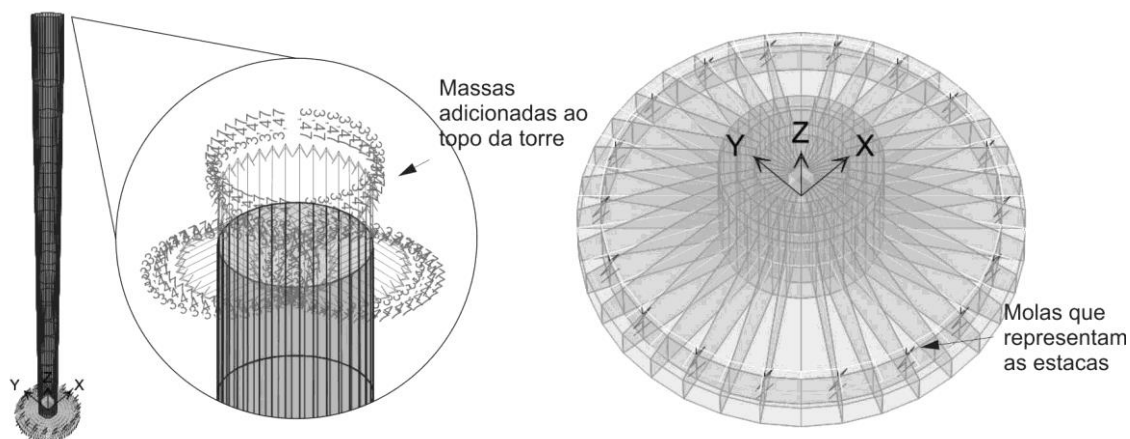


Figura 4. Modelo numérico da torre eólica

Posteriormente, foi desenvolvido um modelo numérico de uma estaca, constituído de 10 elementos de barra linear. Os coeficientes de mola do solo, apresentados na Tabela 3, foram inseridos a cada metro de profundidade.

Tabela 3. Variação dos coeficientes de mola do solo de acordo com a profundidade

Profundidade (m)	$k_x=k_y$ (kN/m)	K_z (kN/m)
1	6.720	6.333,45
2	6.440	6.069,55
3	6.538	6.161,91
4	9.394	8.853,63
5	13.866	13.068,02
6	21.504	20.267,04
7	24.707	23.285,98
8	30.374	28.627,19
9	27.171	25.608,25
10	22.243	20.963,72
11	12.387	11.674,66
12	17.069	16.086,96
15	27.910	26.304,93
14	29.882	28.162,74

No modelo da estaca, efetuaram-se 3 simulações, ilustradas na Fig. 5. Na primeira, aplicou-se uma ação horizontal de 1000 kN. Na segunda, aplicou-se uma carga vertical com a mesma intensidade. Na última, aplicou-se um momento de 1000 kN.m. Os coeficientes de mola da estaca foram determinados em função dos deslocamentos ocasionados pelas ações, em cada simulação. Os coeficientes foram obtidos dividindo-se o esforço aplicado pelo deslocamento nas 3 circunstâncias. Finalmente, os coeficientes das estacas foram inseridos, em 18 pontos da base, no modelo numérico.

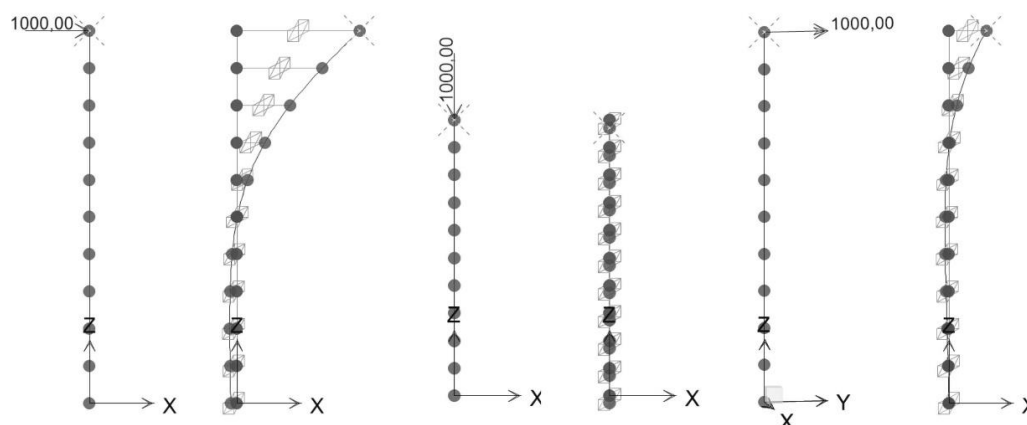


Figura 5. Modelo numérico da estaca

Os coeficientes de rigidez globais das bases foram determinados para os modelos das torres com os dados iniciais e com os dados obtidos após as adaptações do modelo aos ensaios. As rigidezes foram obtidas com um procedimento semelhante ao das estacas (Fig. 6). Foram aplicadas cargas de 1000 kN em diferentes direções de forma independente. Também foram aplicados, de forma independente, momento fletor e torção. Os coeficientes de rigidez da estrutura foram determinados pela relação dos esforços e dos respectivos deslocamentos obtidos na análise numérica.

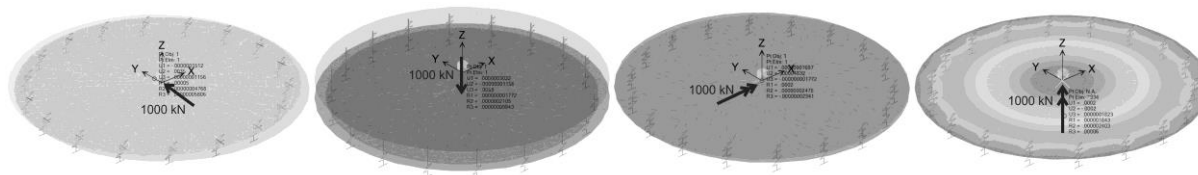


Figura 6. Obtenção de rigidez no modelo da base

3 RESULTADOS

O modelo inicial foi adaptado com base nas frequências obtidas experimentalmente na torre A e na Torre B. No processo de adaptação, foram ajustados os coeficientes de molas nos pontos em que as estacas foram simuladas. Além disso, para se obter frequências próximas às dos ensaios foi necessário utilizar coeficientes de mola diferentes para translação em X e Y. No modelo da torre A houve alteração no módulo de elasticidade do concreto de 26.071 MPa para 28.160 MPa, essa modificação não foi necessária no modelo da torre B. O processo de adaptação do modelo numérico proporcionou a redução do erro conforme pode ser visto na Figura 7.

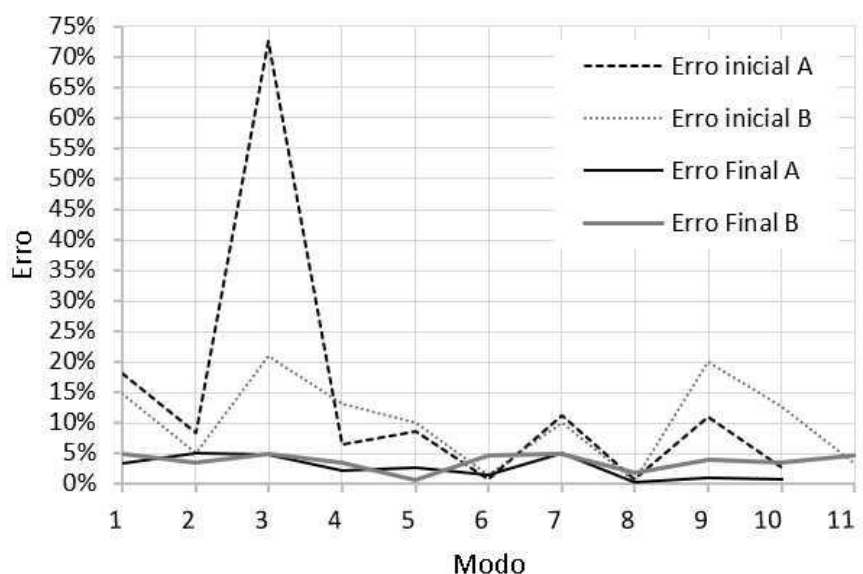


Figura 7. Erros antes e depois da adaptação

Durante a adaptação, a cada modificação efetuada nos modelos era gerada uma planilha no software SAP2000 que, em seguida, era exportada para o *software* Excel. Essa planilha continha os modos de vibração do modelo, os períodos e a respectiva participação em massa de cada modo. Com base nessa planilha outra era elaborada no Excel, nesta última era possível identificar as frequências dos modos e as respectivas mobilizações de massa. Os modos com mobilização considerável eram comparados às frequências obtidas no ensaio de campo. Esse processo foi efetuado até que, em cada modelo, se obtivesse erros inferiores a 5%.

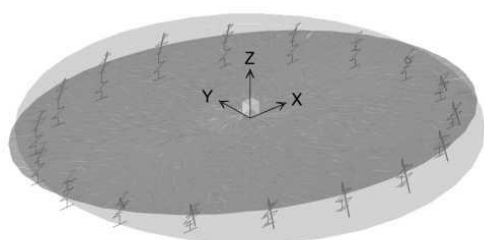
Após a adaptação do modelo da torre A, foram obtidos 13 modos de vibração, os quais mobilizam 99,86% das massas em translações horizontais e verticais. Os 2 primeiros modos movimentam 54,02% da massa, no entanto, como esses dois modos não afetam a base eles foram desprezados. Pode-se afirmar que estes 2 modos não afetam a base, pois observou-se na simulação numérica que o modelo, apresentado na Fig.4, mobilizou massas somente das torres para os 2 modos, não se observou deslocamentos na base. Além disso, comparando as frequências desses 2 modos no modelo com os sinais do ensaio de campo, não foram observados picos nas frequências equivalentes a esses modos. Tal fato era esperado, pois os acelerômetros registraram apenas a movimentação da base, logo qualquer frequência que não atuasse na base não seria percebida. Os 11 modos restantes que atuam na base conjuntamente com a torre mobilizam 45,84% da massa da estrutura.

Semelhantemente, a adaptação do modelo da torre B resultou em 13 modos de vibração que mobilizam 99,94% das massas em translações horizontais e verticais. Nesse caso, os 2 primeiros modos movimentam 53,44% da massa, e foram desprezados pelas mesmas razões apresentadas para torre A. Os 11 modos remanescentes, que atuam na base conjuntamente com a torre, mobilizam 46,50% da massa da estrutura. As frequências dos modos selecionados para as duas torres, após a adaptação, e suas descrições podem ser observadas na Tabela 4 e os modos na Fig.8. Fig.9. e Fig. 10. Estas figuras apresentam apenas as bases que são o foco desse trabalho, todavia cada modo apresentado também ocasionou vibrações na torre cuja imagem foi suprimida.

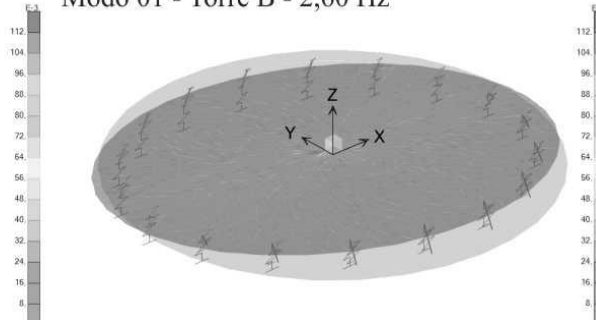
Tabela 4. Modos e frequências naturais obtidas dos modelos adaptados da Torre A e da Torre B

Modo	Torre A	Torre B	Descrição
	Frequência (Hz)	Frequência (Hz)	
1	2,49	2,60	Rotação em X, translação em Y
2	2,50	2,61	Rotação em Y, translação em X
3	3,24	4,63	Translação vertical
4	5,51	5,48	Torção
5	6,72	6,69	Translação em Y
6	7,33	7,25	Translação em X
7	8,96	9,06	Rotação em X, translação em Y
8	9,54	9,39	Rotação em Y, translação em X
9	14,77	15,46	Translação vertical
10	16,78	16,99	Rotação em X e Rotação Y
11	20,28	19,99	Torção

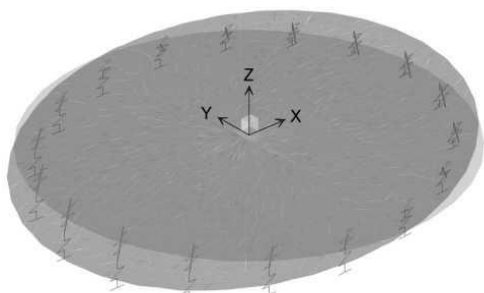
Modo 01 - Torre A - 2,49 Hz



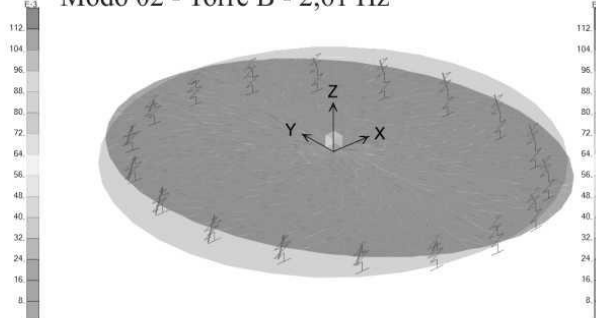
Modo 01 - Torre B - 2,60 Hz



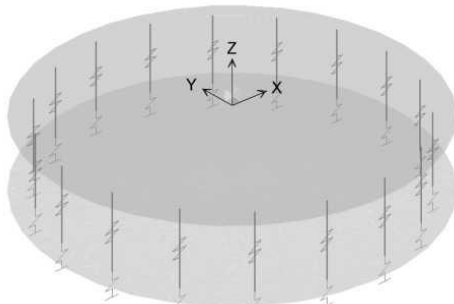
Modo 02 - Torre A - 2,50 Hz



Modo 02 - Torre B - 2,61 Hz



Modo 03 - Torre A - 3,24 Hz



Modo 03 - Torre B - 4,63 Hz

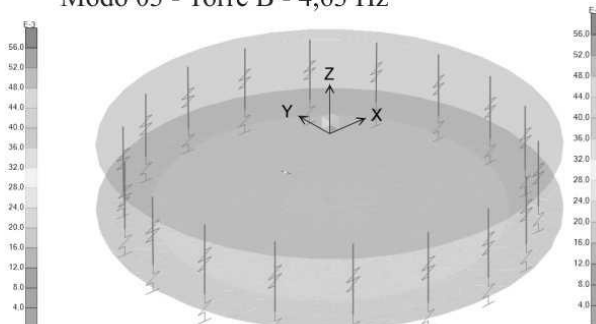
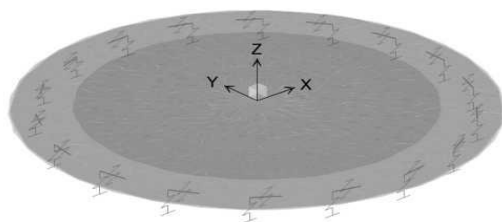
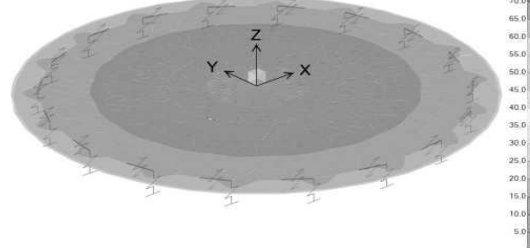


Figura 8. Modos de vibração nas bases das torres A e B do 1º ao 3º.

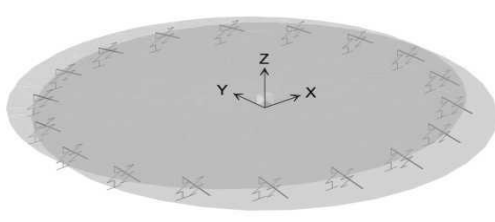
Modo 04 - Torre A - 5,51 Hz



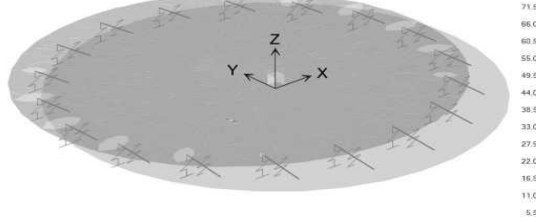
Modo 04 - Torre B - 5,48 Hz



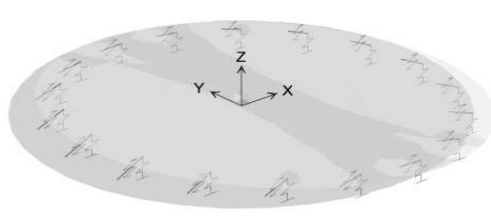
Modo 05 - Torre A - 6,72 Hz



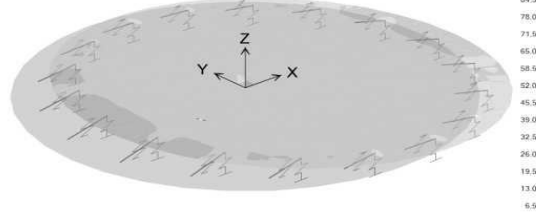
Modo 05 - Torre B - 6,69 Hz



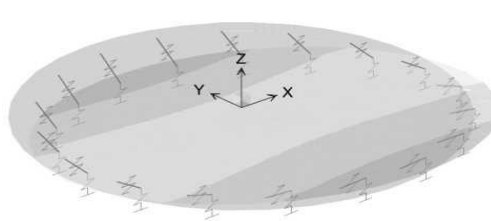
Modo 06 - Torre A - 7,33 Hz



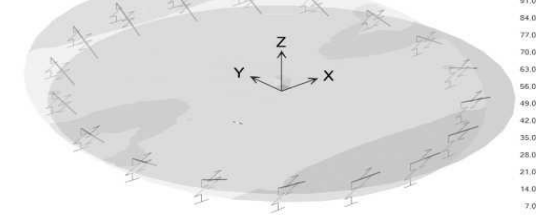
Modo 06 - Torre B - 7,25 Hz



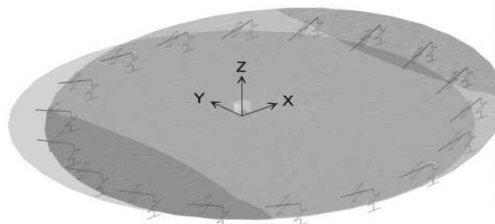
Modo 07 - Torre A - 8,96 Hz



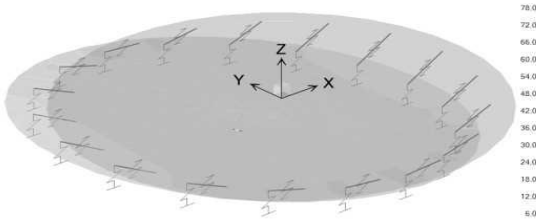
Modo 07 - Torre B - 9,06 Hz



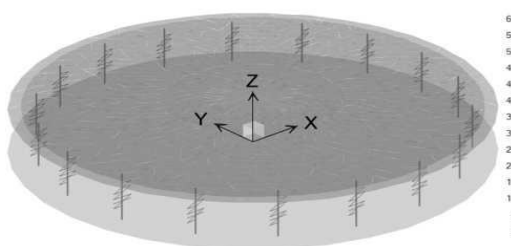
Modo 08 - Torre A - 9,54 Hz



Modo 08 - Torre B - 9,39 Hz



Modo 09 - Torre A - 14,77 Hz



Modo 09 - Torre B - 15,46 Hz

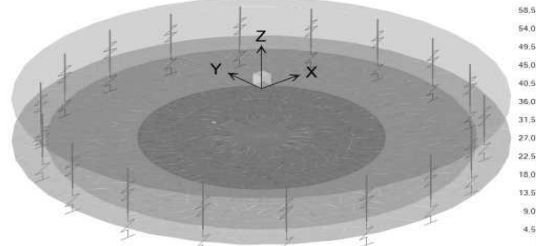


Figura 9. Modos de vibração nas bases das torres A e B do 4º ao 9º.

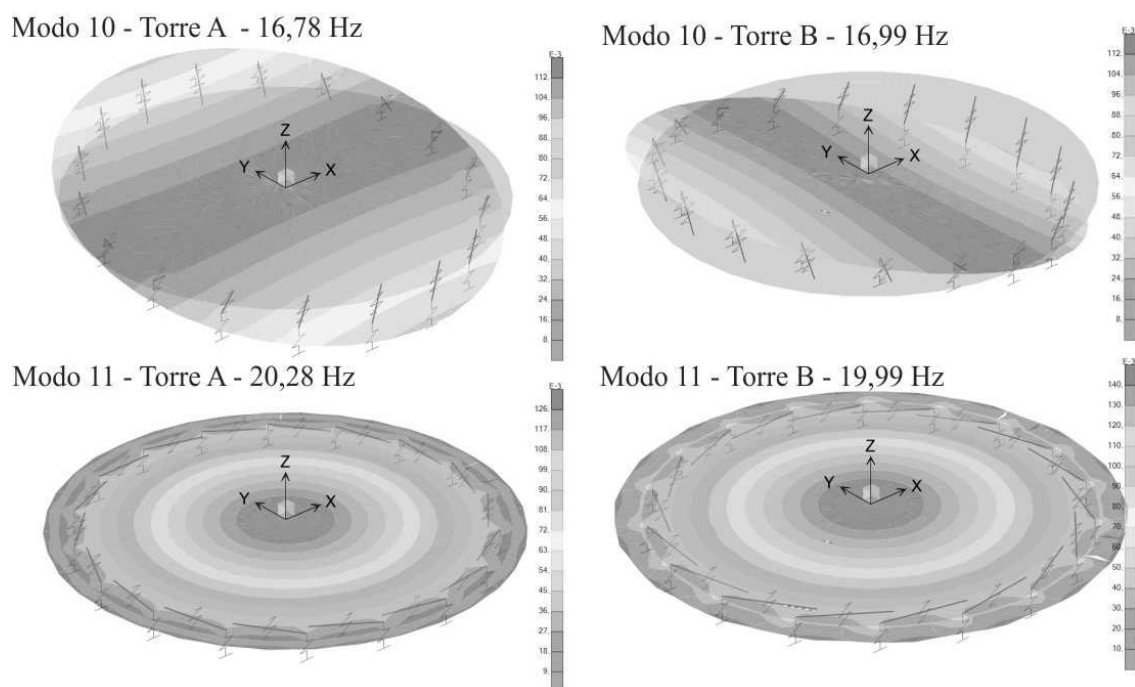


Figura 10. Modos de vibração nas bases das torres A e B do 10º ao 11º.

Nos modelos construídos, além de identificar as frequências e modos da estrutura, foi possível obter as rigidezes translacionais, rotacionais e torcionais. As rigidezes globais das bases obtidas no modelo inicial e nos modelos finais estão arroladas na Tabela 5.

Tabela 5. Rigidezes globais nos modelos inicial e final

Rigidez	Inicial	Torre A	Torre B
Horizontal [kN/m]	$2,00 \times 10^5$	$*2,86 \times 10^5$	$*2,78 \times 10^5$
Vertical [kN/m]	$2,50 \times 10^6$	$1,72 \times 10^5$	$3,82 \times 10^5$
Rotacional (x, y)	$3,33 \times 10^7$	$5,00 \times 10^6$	$7,30 \times 10^6$
Torcional (z) [kNm/rad]	$6,67 \times 10^6$	$1,67 \times 10^7$	$1,54 \times 10^7$

*Valor referente a menor rigidez entre os eixos X e Y.

Os coeficientes de mola nas estacas do modelo inicial e do final estão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6. Coeficiente de mola das estacas nos modelos inicial e final

Rigidez	Inicial	Torre A	Torre B
Horizontal [kN/m]	11.669	22.841 e 16.500	21.450 e 16.500
Vertical [kN/m]	158.730	9.900	23.500
Rotacional (x, y)	32.020	198.847	39.769

A Tabela 7 demonstra a variação dos coeficientes de rigidez dos modelos adaptados em relação ao modelo inicial, avaliando as rigidezes das bases como um todo.

Tabela 7. Variação das rigidezes globais nos modelos adaptados em relação ao modelo inicial

Rigidez	Torre A	Torre B
Horizontal (x) [kN/m]	+93%	+78%
Horizontal (y) [kN/m]	+43%	+39%
Vertical [kN/m]	-93%	-85%
Rotacional (x, y)	-85%	-78%
Torcional (z) [kNm/rad]	+150%	+131%

4 CONCLUSÕES

Neste trabalho foram apresentados os resultados da análise modal operacional da base de duas torres eólicas: uma ativa e outra ainda inativa. As acelerações foram mensuradas em dois pontos de cada base, em seguida, os dados obtidos nos ensaios de campo foram processados e foram elaborados e adaptados modelos para as duas torres. Os dois modelos apresentados representam adequadamente as estruturas reais com diferenças entre a mensuração em campo e os modelos inferiores a 5,0%.

Embora as torres estejam locadas em pontos distintos, o que ocasiona pequenas variações em relação ao solo, e diferenciem-se também em relação ao estado de funcionamento, elas apresentaram semelhanças em relação às frequências e rigidezes globais. A Tabela 7 indica o quanto o modelo adaptado de cada torre variou em relação ao inicial, é possível ver que a variação das rigidezes globais se comporta de forma parecida, apesar da diferença de intensidade entre essas variações.

Em relação as frequências obtidas, observa-se que a torre B apresenta as 3 primeiras frequências naturais maiores que a torre A, conforme a Tabela 4. A maioria das frequências apresenta diferença pequena entre as duas torres, entre 0, 45% e 4,46%, constitui-se exceção a frequência do terceiro modo de vibração que é 30,0% maior na torre B. Neste modo ocorre oscilação vertical, direção em que a torre B apresentou-se mais rígida que a torre A.

Em relação as rigidezes globais a Tabela 5 permite concluir que há pouca diferença em relação a rigidez horizontal e a torcional, nas torres A e B. Todavia a rigidez vertical é 122% maior na torre B, assim como a rigidez rotacional também é 46% maior na torre B. Fato que indica que a rigidez vertical das estacas afeta significativamente a rigidez rotacional global, pois na Tabela 6 é possível verificar que embora a rigidez rotacional das estacas seja 5 vezes maior na torre A e que a rigidez vertical das estacas seja apenas 58,0% maior na torre B, a torre B se mostrou mais rígida verticalmente e em relação a rotação nos eixos horizontais.

Quanto à situação de operação das torres, não é possível afirmar que a diferença de rigidez global vertical e rotacional esteja relacionado a isso, haja vista que as torres são diferentes, além disso, tanto o solo quanto fatores na execução podem afetar esses parâmetros.

A principal diferença constatada, concernente à situação de operação, é que a torre B que estava em operação apresentou mais ruído e alguns picos em frequências maiores nos sinais obtidos em campo. Estes picos devem estar relacionados a operação e não necessariamente a frequências naturais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro concedido pelo CEFET/MG, FAPEMIG e CAPES.

REFERÊNCIAS

- Alhamaydeh, M.; Hussain, S., 2011. Optimized frequency-based foundation desing for Wind turbine towers utilizing soil-structure interaction. *Journal of the Franklin Institute*, n. 348, pp. 1470 – 1487.
- Alvarez, J. M. G.; Schweickardt, G.; Targarona, J. C. G.. 2012. An overview of wind energy, taking into consideration several important issues including an analysis of regulatory requirements for the connection of wind generation into the power system. *Dyna*, n. 172, pp. 108-117.
- Bisoi, S.; Haldar, S., 2014. Dynamic analysis of offshore wind turbine in clay considering soil–monopile–tower interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, n. 63, pp. 19-35.
- Bowles, J. E., 1996. *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill.
- Ciang, C. C.; Lee, J.-R.; Bang, H.-J., 2008. Structural health monitoring for a wind turbine system: a review of damage detection methods. *Measurementscience And Technology*, n.19, 20 pp.
- Damgaard, M. *et al.*, 2013. Cross-wind modal properties of offshore wind turbines identified by full scale testing. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, n. 116, pp. 94-108.
- DNV/ Risø. 2002. *Guidelines for Design of Wind Turbines*. Det Norske Veritas and Risø National Laboratory
- Liingaard, M.; Andersen, L.; Ibsen, L. B., 2007. Impedance of flexible suction caissons. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, n. 36, pp. 2249–2271.
- Melo, E., 2013. Fonte eólica de energia: aspectos de inserção, tecnologia e competitividade. *Estud. av.*, v. 27, n. 77, p. 125-142.
- Shirzadeh, R. *et al.*, 2013. Experimental and computational damping estimation of an offshore wind turbine on a monopile foundation. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, n.120, pp. 96–106.