



ANÁLISE DINÂMICA DE DIFERENTES GEOMETRIAS DE FUNDAÇÕES RASAS DE AEROGERADORES

Robson Ribeiro

José Neres da Silva Filho

robsonribeiro620@gmail.com

jneres@ect.ufrn.br

Universidade Federal do Rio Grande do Norte/Programa de Pós-Graduação em Eng. Civil.

Avenida Senador Salgado Filho 3000 - Campus Universitário, Lagoa Nova, 59078-970, Natal, Rio Grande do Norte, Brasil.

Resumo. O presente trabalho tem como objetivo fazer uma análise comparativa do comportamento dinâmico entre diferentes geometrias de fundações superficiais de aerogeradores. Para isso foram realizadas análises modais do conjunto torre-fundação para sapatas de geometrias circular, quadrada e octogonal, considerando três modelos de análise diferentes, dentre os quais: (a) o Modelo A que considera o engastamento perfeito da torre; (b) o Modelo B que faz uso de coeficientes de rigidez globais determinados utilizando a teoria do semi-espaço elástico para fundações rígidas e, por fim, (c) o Modelo C, que traz as fundações discretizadas em elementos finitos de placa fina. Essa metodologia foi utilizada com o objetivo de analisar também o impacto da consideração da interação solo-estrutura e da consideração da rigidez da fundação no comportamento dinâmico do conjunto. Além disso, para cada fundação, foram consideradas duas torres diferentes, cujas propriedades constitutivas e geométricas foram escolhidas de forma a se ter rigidezes distintas. Tal medida foi tomada para verificar o comportamento em diferentes faixas de frequência natural de vibração. Todas as análises foram realizadas utilizando o software SAP 2000 de análise utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF).

Palavras-chave: Aerogeradores, Fundações Rasas, Análise Modal, Interação Solo-estrutura

INTRODUÇÃO

Atualmente, uma das fontes de energia limpa e renovável que vem ganhando mais destaque é a energia eólica. A busca pelo aumento da capacidade da geração desse tipo energia levou a um aumento do tamanho do diâmetro dos rotores dos geradores eólicos, o que, necessariamente, demanda um aumento das estruturas de suporte desses equipamentos. Para não onerar demasiadamente os custos de instalação de parques eólicos, torres de suporte cada vez mais esbeltas vêm sendo construídas, requerendo fundações cada vez mais eficientes na transmissão das cargas para o solo, mantendo o equilíbrio do conjunto.

As cargas a que são submetidas as estruturas dos aerogeradores são de natureza dinâmica, sendo, portanto, imprescindível a verificação de modelos físicos que levem em consideração o efeito dinâmico desses carregamentos tanto para o equilíbrio da estrutura, quanto para a ação deletéria dos muitos ciclos de carregamentos que podem levar ao estado limite de fadiga do material. Tendo isso em vista, é de vital importância que as análises comparativas das diversas soluções de fundação possíveis embarquem também esse prisma.

Uma das análises dinâmicas possível é a análise modal, a qual tem como objetivo determinar a frequência de vibração dos vários modos de vibração de uma estrutura. Essa frequência de vibração deve estar suficientemente longe dos valores de frequência da ação dos carregamentos externos, sejam eles resultantes da rotação das pás do aerogerador e atuação de seu rotor, ou mesmo das ações da força dos ventos e das marés.

No presente trabalho foram analisadas três geometrias diferentes de fundações superficiais de aerogeradores, sendo elas: circular, quadrada e octogonal, considerando duas estruturas distintas: uma torre de concreto e outra de aço, cuja propriedades geométricas foram escolhidas de maneira a se ter duas estruturas de rigidezes distintas. Foram utilizados quatro modelos dinâmicos distintos, diferindo apenas em relação as condições de contorno consideradas a respeito da deslocabilidade da fundação.

1 MODELOS DE ANÁLISE DINÂMICA

Nos estudos foram considerados quatro modelos para a análise modal da estrutura, sendo eles:

- Modelo 0: solução analítica de uma torre perfeitamente engastada no solo.
- Modelo A: solução numérica desenvolvida no SAP 2000 também considerando o engastamento perfeito da torre no solo.
- Modelo B: solução numérica desenvolvida no SAP 2000 considerando o apoio da torre com rigidez finita, sendo a fundação representada como rigidezes globais para cada grau de liberdade determinadas utilizando a teoria do semi-espaco elástico.
- Modelo C: solução numérica desenvolvida no SAP 2000 modelando as fundações como elementos de placa onde o módulo de reação vertical foi determinado usando o Modelo de Winkler.

1.1 Propriedades geométricas dos modelos

a) Geometria das bases

Foram analisadas fundações superficiais de geometria circular, quadrada e octogonal. Suas dimensões foram escolhidas considerando dois aspectos: o volume total de concreto e a rigidez das fundações.

Primeiramente, a escolha de manter um volume total de concreto próximo foi tomada pensando em se ter um parâmetro comparativo de eficiência das bases, elencando, de forma simplificada, seu volume total de concreto ao custo da fundação.

Por fim, a rigidez da fundação, que foi considerando de forma a se ter fundações flexíveis. O motivo justificado pelo fato de que esse tipo de fundação é melhor representado pelos elementos de placa fina utilizados na discretização dos modelos de elementos finitos das fundações. Para se garantir essa flexibilidade foram consideradas expressões dimensionais presentes na ABNT NBR 6118: 2014 (ABNT, 2014) para obtenção de sapatas flexíveis. A Figura 1, a seguir, mostra a vista em planta das três geometrias adotadas e um corte mostrando as principais dimensões das fundações. A Tabela 1 traz todas as dimensões adotadas, bem como o volume total de cada fundação.

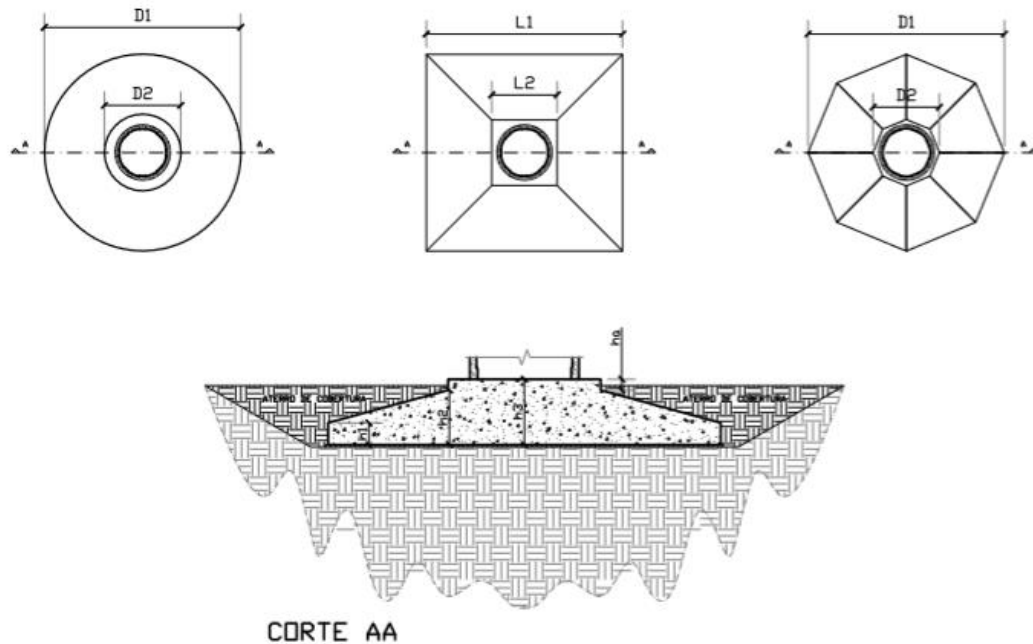


Figura 1 - Propriedades geométricas adotadas.

Tabela 1 - Propriedades geométricas dos modelos.

Propriedades geométricas							
Fundação circular			Fundação quadrada			Fundação octogonal	
Φ_{torre}	7.75	m	Φ_{torre}	7.75	m	Φ_{torre}	7.75 m
D_1	20	m	D_1	17	m	D_1	20 m
D_2	9.5	m	D_2	9.5	m	D_2	9.5 m
h_1	1	m	h_1	1.05	m	h_1	1.20 m
h_2	1.5	m	h_2	1.6	m	h_2	1.7 m
h_3	2	m	h_3	2	m	h_3	2.00 m
Volume	438.64	m ³	Volume	438.69	m ³	Volume	438.72 m ³

b) Estrutura das torres

Foram consideradas duas estruturas diferentes para cada modelo, sendo elas: uma torre de concreto e uma torre de aço. As propriedades geométricas, tais como, a espessura da parede, altura e massa específicas foram escolhidas de forma a se obter estruturas com rigidezes diferentes.

A Figura 2 e a Tabela 2 mostram as características das estruturas de concreto e aço analisadas.

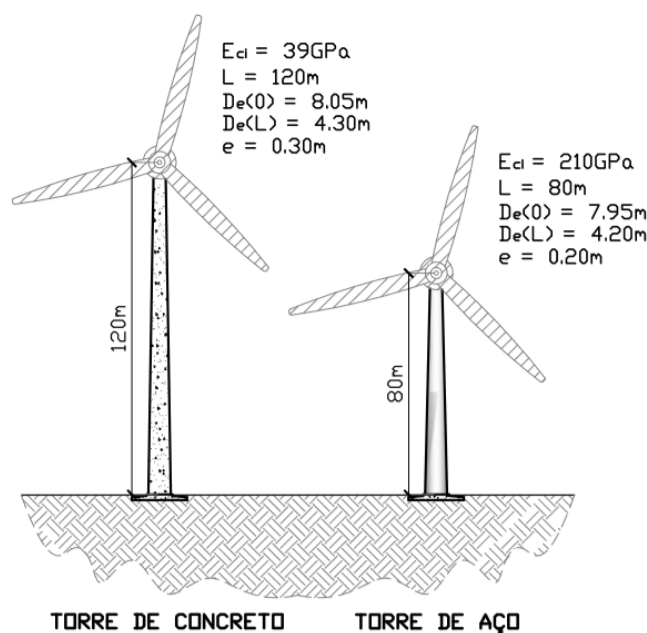


Figura 2 - Propriedades das torres consideradas na análise dinâmica.

Tabela 2 – Parâmetros adotados nos modelos.

Propriedade	Torre de concreto	Torre de aço
Módulo de elasticidade (GPa)	39	210
Altura da torre (m)	120	80
Diâmetro externo na base (m)	8,05	7,95
Diâmetro externo no topo (m)	4,30	4,20
Espessura da torre (m)	0,30	0,20

1.2 Principais frequências de excitação

Segundo Adhikari e Bhattacharya (2012) as principais fontes de carregamentos dinâmicos atuantes em um aerogerador são:

- Vibração devido à ação do rotor: a principal fonte de cargas dinâmicas em um aerogerador é devido à rotação do rotor do gerador. A frequência do carregamento dinâmico resultante da velocidade rotacional do rotor geralmente é denominada de frequência 1P.
- Passagem das pás do rotor: a movimentação das pás do aerogerador também gera carga de natureza dinâmica no sistema. A frequência com que agem essas cargas é denominada de N_bP , onde N_b é o número de pás do rotor.

Tendo esses dois valores é possível classificar o sistema de acordo com sua frequência natural de vibração. Essa classificação diz respeito, principalmente, a relação entre a rigidez do conjunto torre-fundação e a sua frequência natural de vibração, uma vez que a influência da taxa de dissipação de energia (taxa de amortecimento) para esse tipo de estrutura é limitada (Warren & Codrington, 2012). Devido à natureza das solicitações atuando sobre um

aerogerador, tem-se que o modo de vibração crítico é relativo à flexão da torre, de forma que, as rigidezes preponderantes nessa análise são referentes à rigidez flexural da torre e a rigidez rotacional da fundação, sendo o segundo, muitas vezes, desconsiderado em análises mais simples, devido a consideração de engastamento perfeito proporcionado pela fundação do aerogerador.

Com relação à resposta do sistema de uma torre de aerogerador submetida a vibrações livres (*i.e* sua frequência natural) frente à fonte de cargas dinâmicas, têm-se as seguintes classificações, segundo Tempel & Moleenar (2012): sistema rígido-rígido (*stiff-stiff*); flexível-rígido (*soft-stiff*) e flexível-flexível (*soft-soft*).

- Sistema flexível-flexível: ocorre quando a frequência natural do sistema se apresenta menor do que a frequência 1P.
- Sistema flexível-rígido: ocorre para frequências naturais entre as frequências 1P e N_bP . Nesse caso, tem-se uma situação em que o conjunto torre-fundação apresenta uma rigidez intermediária.
- Sistema rígido-rígido: ocorre quando o conjunto torre-fundação possui uma rigidez rotacional suficientemente grande de forma que a frequência de excitação natural do sistema seja maior do que a frequência de passagem das pás do rotor (N_bP).

Para determinar as frequências principais de excitação foi considerado um aerogerador com o rotor possuindo 3 pás e tendo uma velocidade de operação nominal de 14,0 rpm. Com esse parâmetro é possível, partindo do Diagrama de Campbell para aerogeradores (Figura 3), determinar o valor dessas duas frequências.

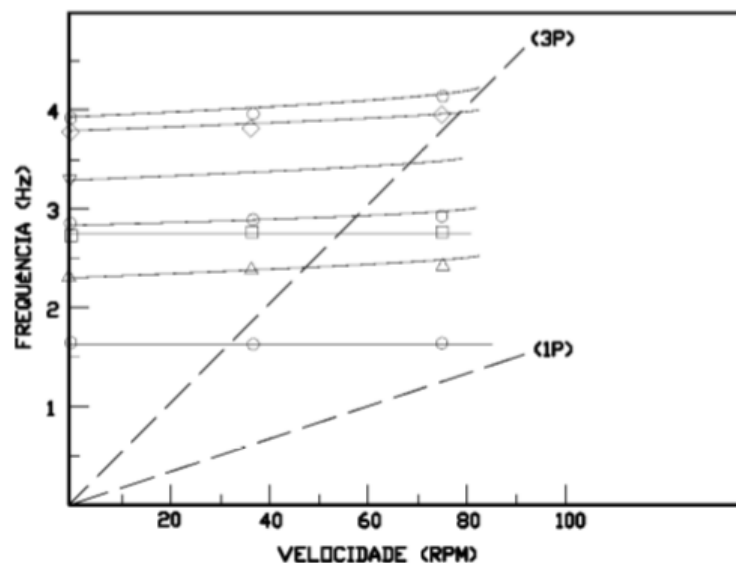


Figura 3 - Diagrama de Campbell para aerogeradores.

Portanto, as frequências de excitação 1P e 3P são, aproximadamente, 0,245 Hz e 0,740 Hz, respectivamente.

1.3 Modelo 0 - Torre engastada: solução analítica

O primeiro modelo, chamado aqui de Modelo 0, é, na verdade, a solução analítica para o primeiro modo de vibração de um sistema composto por uma haste flexível engastada no solo possuindo uma massa concentrada em seu topo representando todos os componentes presentes na nacela do aerogerador. A Figura 4, a seguir, ilustra esse modelo.

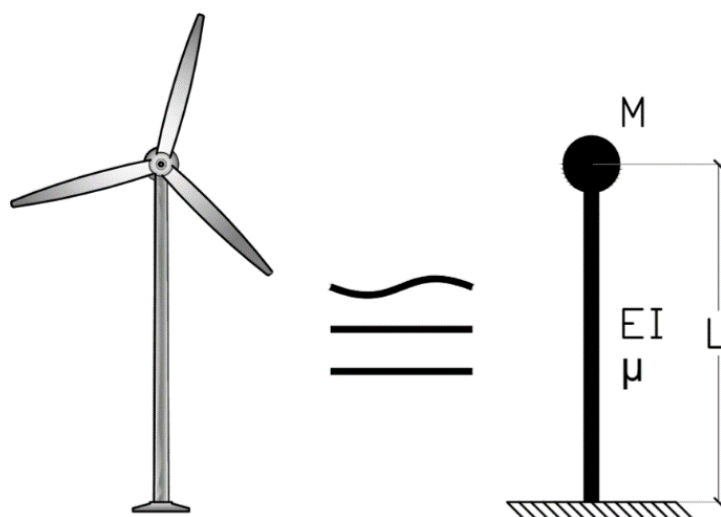


Figura 4 - Modelo de haste flexível engastada no solo.

A solução desse problema é apresentada em Vugts *apud* Tempel & Molenaar (2002), sendo traduzida na Eq. (1), a seguir.

$$f_1 \cong \frac{D}{L^2} \sqrt{\frac{E}{104\left(\frac{M}{\rho_t \pi D t L} + 0,227\right) \rho_t}} \quad (1)$$

Onde f_1 é a frequência natural para o primeiro modo de vibração, E é o módulo de elasticidade do material da torre, M é a massa do topo, μ é a massa da torre dada por metro, L é a altura da torre e ρ_t é o peso específico do material da torre.

Essa solução foi considerada nesse trabalho apenas como verificação inicial, sendo seu resultado comparado com o Modelo A, que, como poderá ser visto a diante, também possui as mesmas condições de contorno, porém foi modelado no SAP 2000.

1.4 Modelo A - Torre engastada: solução numérica

Esse modelo também é baseado na condição de engastamento perfeito da torre no solo. As torres foram modeladas como elementos de barra de seção anelar discretizados a cada 10 m. O diâmetro atribuído a cada segmento da torre foi tomado como sendo o diâmetro referente a média de cada segmento. Em cada nó foi concentrada a massa referente a sua região de influência, sendo considerada como metade de cada segmento adjacente ao nó. No nó superior foi concentrada toda a massa dos componentes da nacela. A Figura 5 ilustra como serão determinadas as seções de cada segmento discretizado da torre

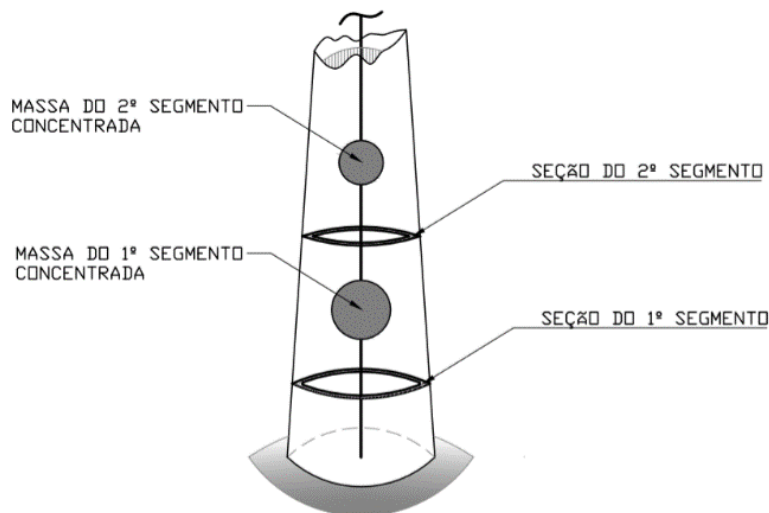


Figura 5 - Ilustração de como serão determinadas as seções de cada segmento discretizado da torre

1.5 Modelo B - Apoios elásticos

A formulação apresentada no item 1.3 e o modelo do item 1.4 são referentes a situação em que a torre é perfeitamente engastada no solo, ou seja, não são levadas em consideração nem a rigidez da fundação nem a interação solo-estrutura, considerando, assim, que ambos não afetam a resposta dinâmica do sistema torre-rotor. Porém, na prática, tal consideração nem sempre pode ser feita. Na realidade, segundo Warren & Codrington (2012), a rigidez da fundação possui extrema relevância na resposta dinâmica do sistema, sendo o mais importante dos efeitos a redução na frequência natural. Portanto, é de extrema relevância considerar a atuação da rigidez na equação de movimento do sistema de forma a gerar soluções para a frequência natural da estrutura mais próximas da realidade. Para fazer isso, deve-se modelar o conjunto aerogerador-torre-fundação como uma haste flexível contendo uma massa concentrada no seu topo apoiada sobre apoios elásticos dotados de uma certa rigidez. A Figura 6 ilustra esse modelo.

As rigidezes globais foram determinadas utilizando a teoria do semi-espaço elástico obtidas a partir do estudo analítico de Davis e Poulos (1974) que apresenta soluções para o modelo de uma placa circular rígida assentada em um semi-espaço elástico linear. Para adaptar essas soluções para as especificidades do presente trabalho, foram utilizados fatores de forma e de profundidade de assentamento.

Com relação ao fator de forma, tem-se que sua determinação se baseia simplesmente na equivalência entre uma dada geometria e a geometria circular inicialmente utilizada nas soluções clássicas. Essa equivalência, para graus de liberdade de translação é feita igualando-se as áreas de contato, de forma a obter um raio equivalente e, para os graus de liberdade rotacionais, isso é feito a partir da equivalência do momento de inércia em relação a um determinado eixo. Já o fator de profundidade de assentamento foi tirado de Fu & Wang (2014) utilizando um ábaco que relaciona coeficientes adimensionais a um valor de fator de cota de assentamento específico. As soluções clássicas são apresentadas nas Eq. (2), Eq. (3) e Eq. (4).

$$K_{0,v} = \frac{4Gr}{1-\nu} \quad (2)$$

$$K_{0,h} = \left(\frac{8Gr}{2-\nu} \right) \quad (3)$$

$$K_{0,\theta} = \left[\frac{8Gr^3}{3(1-\nu)} \right] \quad (4)$$

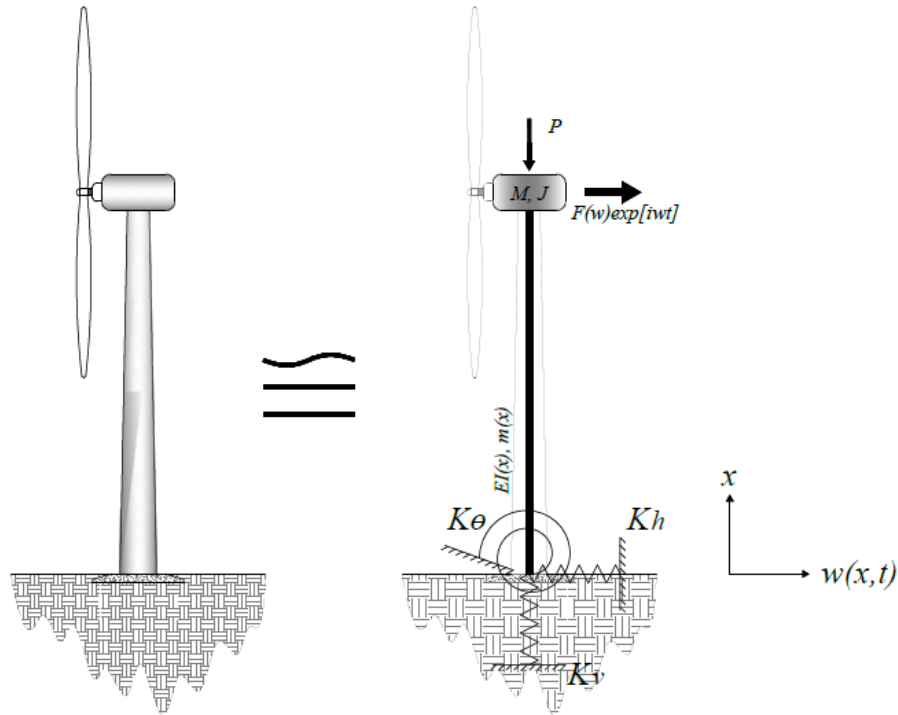


Figura 6 -Modelo para análise dinâmica do conjunto gerador-torre-fundação considerando a interação solo-estrutura.

1.6 Modelo C - Fundação modelada com elementos de placa

O Modelo C traz a fundação modelada como elementos de placa fina. Esse modelo tem como objetivo analisar a influência da rigidez do elemento estrutural da fundação no comportamento dinâmico do conjunto.

Foi utilizado o Modelo de Winkler para modelar a interação solo-estrutura. A Eq. (5), abaixo, proposta do Vesic (1961a, 1961b) *apud* Warren & Codrington (2012), é usada para determinar o módulo de reação vertical.

$$k_v = \frac{1}{B} \left[0,65^{12} \sqrt{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}} \right] \frac{E_s}{(1-\nu_s^2)} \quad (5)$$

Ao analisar a Eq. (5) percebe-se que a mesma possui parâmetros que relacionam tanto propriedades constitutivas do solo e da fundação quanto propriedades geométricas da fundação. Como o presente estudo possui foco no comportamento estrutural da fundação e não nos aspectos geotécnicos propriamente ditos, decidiu-se parametrizar o estudo definindo uma parcela da Eq. (5) relativa às propriedades constitutivas do solo e da fundação, as quais são constantes, possuindo o mesmo valor para os três casos, e uma parcela relacionada às propriedades geométricas da fundação. Portanto, partindo da Eq. (5), tem-se:

$$k_v = \left(\frac{1}{B} \sqrt[12]{\frac{B^4}{I_f}} \right) \cdot \left[(0,65 \sqrt[12]{E_s}) \frac{E_s}{(1-\nu_s^2)} \right] \cdot \left(\sqrt[12]{\frac{1}{E_f}} \right) \quad (6)$$

$$k_v = \alpha_v \cdot \beta_v \quad (7)$$

Onde α_v é o coeficiente de forma da fundação e β_v é o coeficiente constitutivo relativo ao solo e a fundação.

Como já mencionado, apenas o coeficiente de forma sofre variações, porém, não dependendo tão somente da forma da fundação, mas também da direção em que o momento solicitante atua. Porém, devido à simetria presente em todas as geometrias analisadas seu momento de inércia não sofre variações. Portanto, tem-se que foi adotado um coeficiente de forma por fundação.

Disso tem-se que os coeficientes de forma são:

$$\alpha_{v,circular} = \left(\frac{1}{B} \sqrt[12]{\frac{B^4}{I_f}} \right) = \left(\frac{1}{20} \sqrt[12]{\frac{20^4}{\frac{\pi \cdot 20^4}{64}}} \right) = 0,06428 /m \quad (8)$$

$$\alpha_{v,quadrada} = \left(\frac{1}{B} \sqrt[12]{\frac{B^4}{I_f}} \right) = \left(\frac{1}{17} \sqrt[12]{\frac{17^4}{6960,08}} \right) = 0,07236 /m \quad (9)$$

$$\alpha_{v,octogonal} = \left(\frac{1}{B} \sqrt[12]{\frac{B^4}{I_f}} \right) = \left(\frac{1}{20} \sqrt[12]{\frac{20^4}{6380,71}} \right) = 0,06540/m \quad (10)$$

Dividindo todos os coeficientes de forma pelo $\alpha_{v,circular}$, tem-se

$$\alpha_{v,circular} = 1,0000 \quad (11)$$

$$\alpha_{v,quadrada} = 1,1257 \quad (12)$$

$$\alpha_{v,octogonal} = 1,0174 \quad (13)$$

Dessa forma, considerando-se um valor usual de módulo de reação vertical base para a fundação circular, tem-se qual seria esse valor para as outras duas.

Adotando-se um valor de 3000 tf/m³ para o módulo de reação vertical da fundação circular, que é, levando-se em conta o nível de tensões no solo para estruturas desse tipo (algo em torno de 2 a 3 kgf/cm²), um valor usual de projeto, tem-se:

$$k_{v,circular} = 3000 \text{ tf}/m^3 \quad (14)$$

Para as demais, tem-se:

$$k_{v,quadrada} = 3377 \text{ tf}/m^3 \quad (15)$$

$$k_{v,octogonal} = 3052 \text{ tf}/m^3 \quad (16)$$

No SAP 2000 o módulo de reação vertical pode ser modelado como elementos de *links* do tipo *Gap*, os quais só são solicitados à compressão. Para tornar válida essa atribuição, o programa requer que seja feita uma análise do tipo não linear, pois só assim ele é capaz de estabelecer corretamente a mudança de rigidez relativa ao nível de tensão do solo (quando o mesmo possuir tração, não apresentará rigidez).

A Figura 7 resume os Modelos A, B e C, ao passo que a Tabela 2 mostra a nomenclatura adotada para cada modelo.

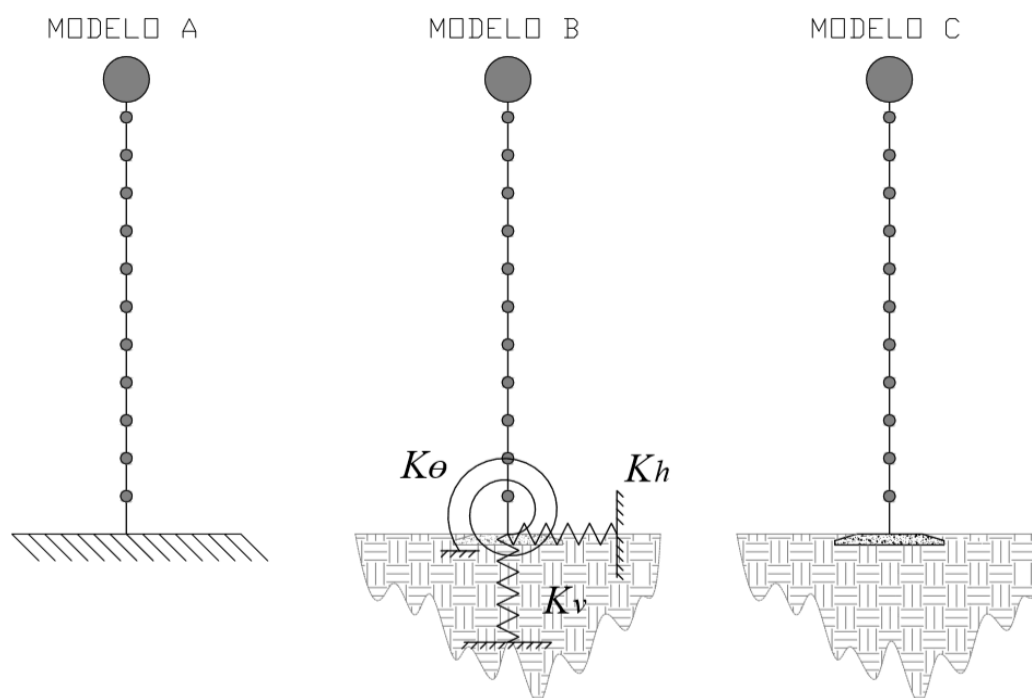


Figura 7 - Representação dos modelos A, B e C.

Tabela 2 - Nomenclatura dos modelos.

Fundação	Torre	Modelo	Identificação
Engastada	Concreto	Modelo A	ENG-CON-A/0
	Aço	Modelo A	ENG-AÇO-A/0
Circular	Concreto	Modelo B	CIR-CON-B
		Modelo C	CIR-CON-C
	Aço	Modelo B	CIR-AÇO-B
		Modelo C	CIR-AÇO-B
Quadrada	Concreto	Modelo B	QUA-CON-B
		Modelo C	QUA-CON-C
	Aço	Modelo B	QUA-AÇO-B
		Modelo C	QUA-AÇO-B
Octogonal	Concreto	Modelo B	OCT-CON-B
		Modelo C	OCT-CON-C
	Aço	Modelo B	OCT-AÇO-B
		Modelo C	OCT-AÇO-B

2 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 8, a seguir, resume de forma esquemática todas as análises feitas cujos os resultados são conteúdo neste item.

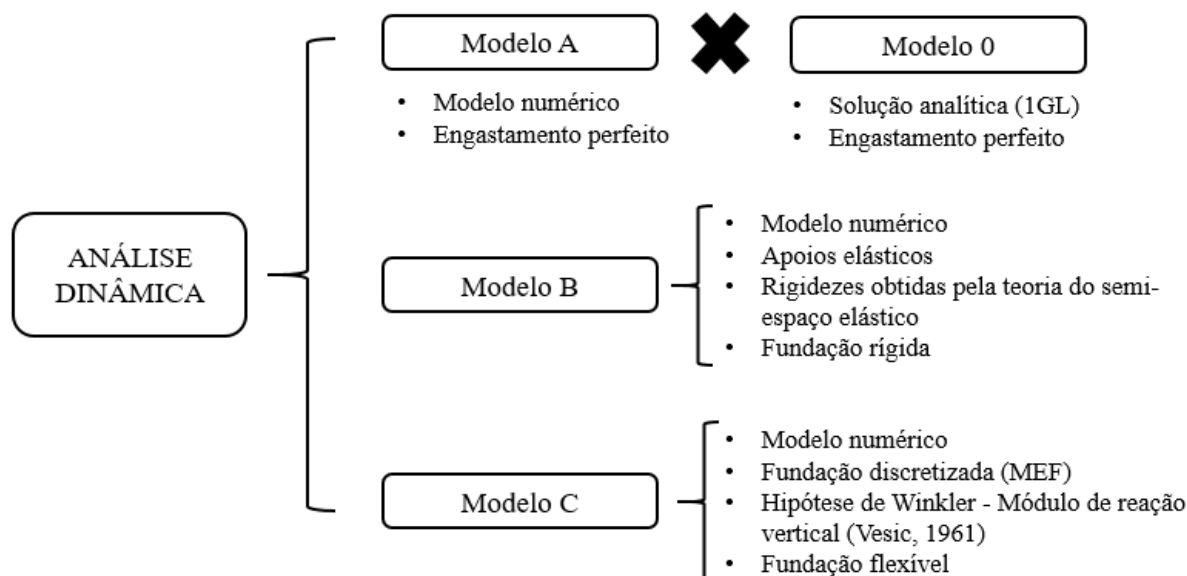


Figura 8 - Resumo da análise.

2.1 Modelos com a torre engastada no solo (Modelos 0 e A)

Os primeiros modelos consideram que o vínculo da torre na fundação, rigidez do solo e da fundação são suficientes para que a base da torre seja indeslocável e, portanto, possa ser considerada como engastada.

A Tabela 3 e 4 mostram os dados principais das torres de concreto e aço, respectivamente, trazendo também os valores de frequência natural para o primeiro modo vibracional calculados utilizando a Eq. 1.

Tabela 3 - Frequência natural para o primeiro modo de vibração para a torre de concreto

Frequência natural de vibração – Torre de concreto (1º modo)		
$D_{\text{médio}}$	6.175	m
L	120	m
t	0.3	m
E_{torre}	3700000	tf/m ²
ρ_c	2.5	tf/m ³
M	150	tf
f_1	0.0914	Hz

Tabela 4 - Frequência natural para o primeiro modo de vibração para a torre de aço.

Frequência natural de vibração – Torre de aço (1º modo)		
D	6.075	m
L	80	m
t	0.2	m
E_{torre}	21000000	tf/m ²
$\rho_{aço}$	7.85	tf/m ³
M	150	tf
f_1	0.2829	Hz

Colocando esses resultados no gráfico presente na Figura 9 de forma a compará-los com as frequências principais de excitação 1P e 3P, tem-se que o modelo da torre de concreto apresenta-se como flexível-flexível, enquanto que para a torre de aço tem-se uma estrutura dinamicamente mais rígida, ficando com sua frequência natural entres os valores de 1P e 3P, caracterizando-a como flexível-rígida. A região cinza próxima às frequências 1P e 3P no gráfico da Figura 9 são faixas de admissibilidade para frequências naturais próximas. Usualmente esse valor é tomado como 10% do valor da frequência de excitação em questão (Warren & Codrington, 2013).

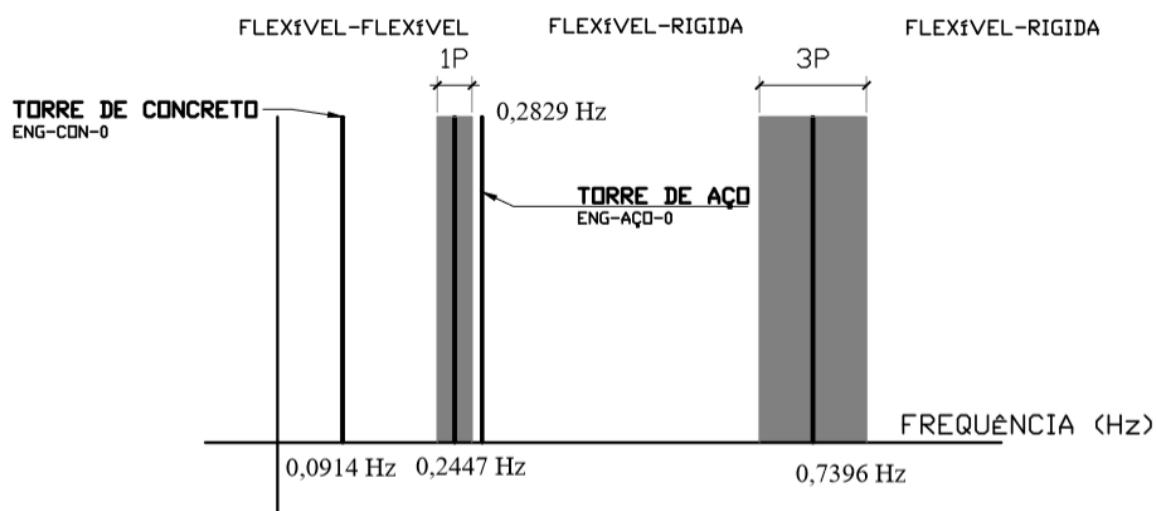


Figura 9 - Gráfico comparativo de frequências para os modelos ENG-CON-0 e ENG-AÇO-0.

O modelo ENG-CON-A conforme comentado no item 1.4, foi modelado no SAP 2000. Para cada segmento de torre foi adotado um valor de massa concentrada no nó superior. Como resultado obteve-se uma frequência natural de 0,1014 Hz para o primeiro modo vibracional. Esse valor difere do encontrado no Modelo ENG-CON-0 em aproximadamente 9,28%. Essa diferença é devido ao fato de que o modelo ENG-CON-A possui mais graus de liberdade e, além disso, o diâmetro da torre ao longo de sua altura não ser constante. Tais diferenças tornam, de fato, os modelos do tipo A mais rígidos do que a resposta analítica, que utiliza um

diâmetro médio e valor de massa distribuída igual para toda a torre. Essa constatação pode ser verificada ao comparar a rigidez à flexão dos dois modelos. Para o ENG-CON-0, tem-se:

$$EI = 3900000 \cdot 23,95 = 88621161 \text{ tf} \cdot \text{m}^2 \quad (17)$$

Lembrando que a inércia para esse modelo é relativa ao diâmetro médio. Para o modelo tipo A, tem-se uma inércia e , portanto, rigidez à flexão, variável ao longo da torre. Portanto, deve-se usar um valor médio de inércia para o cálculo da rigidez. Fazendo isso, tem-se:

$$EI_{\text{médio}} = 3900000 \cdot 26,37 = 97564099 \text{ tf} \cdot \text{m}^2 \quad (18)$$

A diferença percentual entre essas rigidezes é de 10,09%, sendo o modelo ENG-CON-A mais rígido. Esse valor é muito próximo da diferença encontrada entre as frequências. Tal fato indica que, realmente, os modelos devem apresentar resultados diferentes. Isso valida o modelo adotado para a análise dinâmica.

Já o Modelo ENG-AÇO-A apresentou uma frequência natural de 0,3092 Hz, que é cerca de 9,28% maior do que o resultado analítico. Realizando procedimento análogo ao feito para a torre de concreto obteve-se uma diferença de 9,10% entre a rigidez à flexão do modelo analítico e a rigidez média do modelo numérico. Portanto, tal diferença também pode ser considerada aceitável. A Figura 10 mostra a configuração deformada para os dois casos.

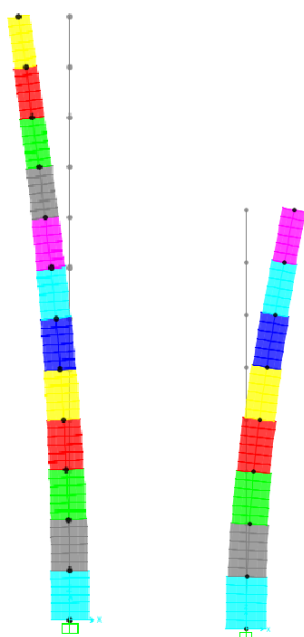


Figura 10 - Configuração deformada para os modelos ENG-CON-A (à esquerda) e ENG-AÇO-A (à direita)

2.2 Modelos com apoios flexíveis (Modelo B)

Em DNV/RisΦ (2002) é dito que, devido ao nível de deformação transversal a que as fundações de aerogeradores estão submetidas é possível utilizar rigidezes estáticas obtidas pelas soluções de placas rígidas assentadas em um semi-espaco elástico. Ainda em DNV/RisΦ (2002), é dito que a deformação transversal média para o presente caso de estudo é algo em torno de 10^{-4} (levando em consideração que solicitações vibracionais de máquinas

geram deformações da ordem de 10^{-5} enquanto que para solicitações de vento esse valor é de 10^{-3} , o valor escolhido é justificável), o que gera módulos de elasticidade transversal bem próximos do que o valor inicial e taxas de amortecimento bem baixas; o que justifica a adoção de modelos desprezando o efeito de amortecimento da fundação. Em uma análise de fator de amplificação de deslocamentos sob cargas vibratórias tal consideração iria ser, inclusive, a favor da segurança, pois iria aumentar a amplitude dos deslocamentos. Esse tipo de análise não foi feito, porém tal consideração também é válida para a análise modal realizada no presente trabalho. A Figura 11 mostra a relação entre G_0/G , ζ e γ . Desse gráfico tem-se que:

$$\frac{G}{G_0} \cong 0,95 \quad (19)$$

$$\xi \cong 0,025 \quad (20)$$

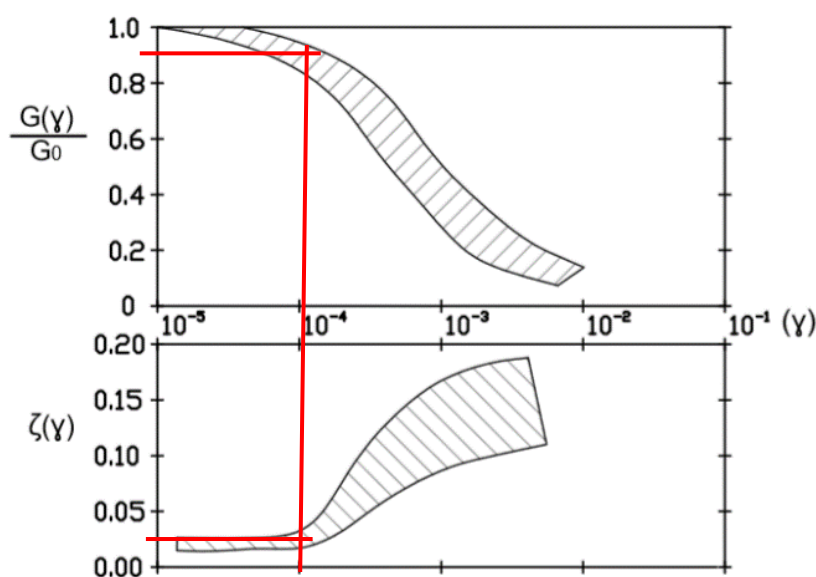


Figura 11 - Razão entre módulo de elasticidade transversal e taxa de amortecimento em função da deformação transversal. Fonte: Autor (2017) adaptado de DNV/RisΦ (2002).

Para essa análise será considerado que as fundações estão assentadas em um solo argiloso com resistência não drenada de $S_u=100$ kPa. A DNV//RisΦ (2002) traz a seguinte expressão que correlaciona a resistência não drenada de argilas ao valor inicial de módulo de elasticidade transversal.

$$G_0 = 2600S_u = 2600 \cdot 100 = 260 \text{ MPa} \quad (19)$$

A Tabela 18 traz valores típicos de coeficiente de Poisson para alguns tipos de solo. Dessa Tabela tem-se o valor de 0,40 utilizado na análise.

Tabela 5 - Valores típicos de coeficiente de Poisson. Fonte: DNV//RisΦ (2002)

Tipo do solo	Coeficiente de Poisson
Areia compacta	0,25-0,30
Areia fofa, argila rija	0,35-0,45
Argilas saturadas	0,50

Portanto o valor de G é 24700 tf/m^2 (95% do valor inicial).

Utilizando os conceitos do item 1.5 com relação ao uso de uma fundação circular equivalente para geometrias quadradas e octogonais e o coeficiente que leva em consideração a cota de assentamento das sapatas, foram obtidos os valores de rigidez para todas as fundações usando as Eq. (2), Eq. (3) e Eq. (4) para os parâmetros do solo determinados nesse item. A Tabela 6 sintetiza todas as informações necessárias para o cálculo das rigidezes, bem como os valores encontrados.

Tabela 6 - Cálculo das rigidezes globais das fundações circular, quadrada e octogonal.

Fundação circular			Fundação quadrada			Fundação octogonal		
Parâmetros geométricos			Parâmetros geométricos			Parâmetros geométricos		
r	10	m	B	17	m	r	10.0	m
$r_{e,translação}$	10	m	$r_{e,translação}$	9.59	m	$r_{e,translação}$	9.49	m
$r_{e,rotação}$	10	m	$r_{e,rotação}$	9.70	m	$r_{e,rotação}$	9.49	m
$I_{fundação}$	7853.98	m ⁴	$I_{fundação}$	6960.08	m ⁴	$I_{fundação}$	6380.71	m ⁴
D	1.8	m	D	1.8	m	D	1.8	m
$K_{0,v}$	1646667	tf/m	$K_{0,v}$	1579355	tf/m	$K_{0,v}$	1562357	tf/m
$K_{0,h}$	1235000	tf/m	$K_{0,h}$	1184516	tf/m	$K_{0,h}$	1171768	tf/m
$K_{0,\theta}$	109777778	tfm/rad	$K_{0,\theta}$	100266925	tfm/rad	$K_{0,\theta}$	93939616	tfm/rad
Fator de cota de assentamento			Fator de cota de assentamento			Fator de cota de assentamento		
D/R	0.18	N/A	D/R	0.21	N/A	D/R	0.18	N/A
$\beta_{vertical}$	1.125	N/A	$\beta_{vertical}$	1.125	N/A	$\beta_{vertical}$	1.125	N/A
$\beta_{horizontal}$	1.375	N/A	$\beta_{horizontal}$	1.375	N/A	$\beta_{horizontal}$	1.375	N/A
$\beta_{rotacional}$	1.5	N/A	$\beta_{rotacional}$	1.5	N/A	$\beta_{rotacional}$	1.5	N/A
K_v	1852500	tf/m	K_v	1776774	tf/m	K_v	1757652	tf/m
K_h	1698125	tf/m	K_h	1628710	tf/m	K_h	1611181	tf/m
K_θ	164666667	tfm/rad	K_θ	150400388	tfm/rad	K_θ	140909424	tfm/rad

Das análises modais foram obtidos os resultados descritos na Tabela 7. Os valores de todas as frequências naturais foram menores do os encontrados nos modelos 0 e A. Tal resultado é esperado, tendo em vista que os apoios deixaram de possuir rigidez infinita.

Tabela 7 - Frequência natural de vibração para o primeiro modo de vibração dos modelos do tipo B.

Modelo	Frequência natural – 1º modo de vibração	Rigidez dinâmica
CIR-CON-B	0,1001 Hz	Flexível-flexível
CIR-AÇO-B	0,2885 Hz	Flexível-rígida
QUA-CON-B	0,0999 Hz	Flexível-flexível
QUA-AÇO-B	0,2867 Hz	Flexível-rígida
OCT-CON-B	0,0999 Hz	Flexível-flexível
OCT-AÇO-B	0,2854 Hz	Flexível-rígida

Os gráficos das Figuras 12 e 13 trazem, respectivamente, a comparação entre as frequências naturais para os modelos com a torre de concreto e de aço. Com esses resultados tem-se que a fundação circular, tanto para a torre de concreto quanto para a torre de aço, apresentou-se como a mais dinamicamente rígida, seguida pela fundação quadrada e por último a octogonal. Outro fato importante revelado é a diferença entre o modelo da torre engastada e os modelos de apoios flexíveis. Essa diferença para a torre de concreto (estrutura mais flexível) foi de

1,47%, enquanto que para a torre de aço (estrutura mais rígida) chegou a 7,70%, revelando que a rigidez do solo é mais relevante para estruturas mais rígidas.

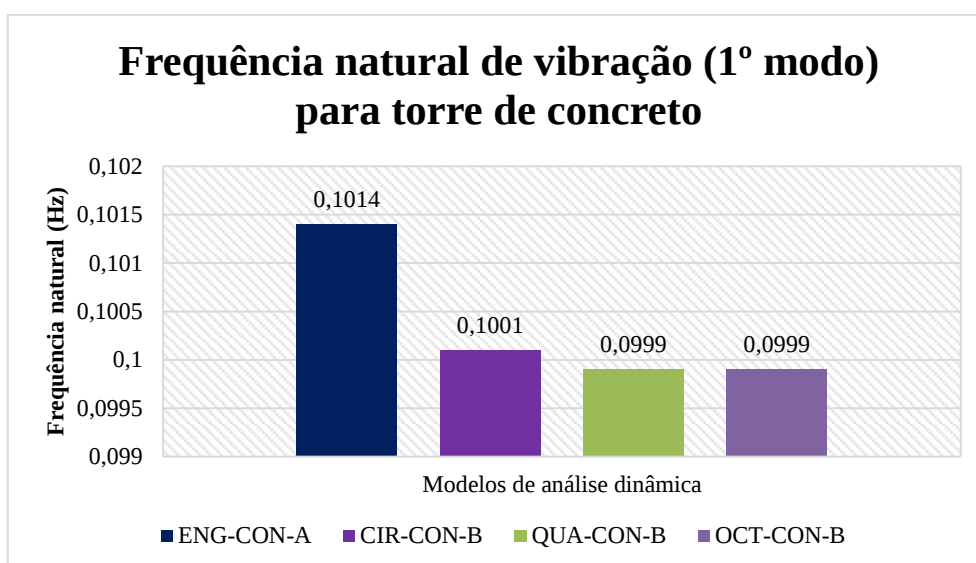


Figura 12 - Frequência natural de vibração para os modelos de torre de concreto.

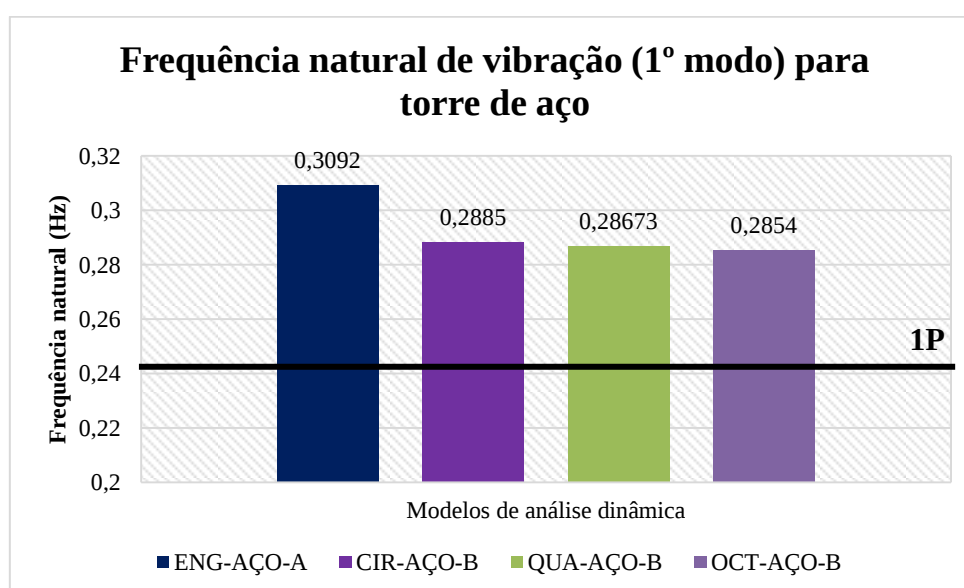


Figura 13 - Frequência natural de vibração para os modelos de torre de aço.

2.3 Modelos com as fundações discretizadas (Modelo C)

Por fim, foram analisados os modelos dinâmicos com as fundações discretizadas em elementos finitos de placa fina. Como mostrado no item 1.6, essa análise foi feita utilizando o Modelo de Winkler para modelar o solo como um conjunto de molas independentes.

Além dos modelos do tipo C, foram realizadas análises modais dos modelos com os nós da fundação com *constraints* do tipo placa; o que deixa a fundação infinitamente rígida à flexão se movendo, portanto, como corpo rígido. Os resultados dessas análises foram comparados com os resultados com as fundações flexíveis. Isso foi feito para avaliar com mais clareza o quanto a rigidez da fundação e de cada geometria de fundação contribui no comportamento

dinâmico do conjunto. A Tabela 8 mostra os resultados comparando os modelos com e sem os *constraints*.

Tabela 8 - Frequência natural de vibração para os modelos tipo C considerando a análise com e sem *constraints* de placa.

Modelo	Sem <i>constraints</i> de placa	Com <i>constraints</i> de placa	Diferença
	Hz	Hz	%
CIR-CON-C	0.07352	0.09541	22.94
QUA-CON-C	0.07385	0.09551	22.68
OCT-CON-C	0.07332	0.09396	21.97
CIR-AÇO-C	0.12153	0.21653	43.87
QUA-AÇO-C	0.12239	0.21694	43.58
OCT-AÇO-C	0.12093	0.20653	41.45

Ao analisar os dados da Tabela 8 ver-se que quando foi considerada a rigidez da fundação na análise modal a estrutura ficou bem mais flexível chegando a apresentar diferenças da ordem de 40% para a torre de aço. Isso mostra que, para fundações flexíveis não é suficiente apenas fazer considerar as rigidezes globais obtidas por formulações de placas rígidas em semi-espaço elástico. Outro fato interessante é que, mesmo sendo pequena a diferença, a fundação quadrada se apresentou mais rígida tanto para a torre de concreto quanto para a torre de aço.

3 CONCLUSÕES

Observou-se que para o Modelo 0 (ENG-CON-0) com a torre de concreto se apresentou como flexível-flexível, enquanto que para a torre de aço mostrou-se dinamicamente mais rígida, ficando com sua frequência natural entres os valores de 1P e 3P, caracterizando-a como flexível-rígida. O Modelo A (ENG-CON-A), modelado no SAP 2000, obteve-se como resultado uma frequência natural de 0,1014 Hz para o primeiro modo vibracional. Esse valor difere do encontrado no Modelo 0 (ENG-CON-0) em aproximadamente 9,28%. Essa diferença é devido ao fato de que o modelo ENG-CON-A possuir mais graus de liberdade e, além disso, o diâmetro da torre ao longo de sua altura não é na realidade constante. Já o Modelo ENG-AÇO-A apresentou uma frequência natural de 0,3092 Hz, que é cerca de 9,28% maior do que o resultado analítico. Os modelos com apoios flexíveis (Modelo B) apresentaram valores de todas as frequências naturais menores do os encontrados nos modelos 0 e A. Tal resultado era esperado, tendo em vista que os apoios deixaram de possuir rigidezes infinitas. Por fim observou-se a partir do Modelo C que quando foi considerada a rigidez da fundação na análise modal a estrutura ficou bem mais flexível chegando a apresentar diferenças da ordem de 40% para a torre de aço.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- BHATTACHARYA, S., ADHIKARI, S. Dynamic analysis of wind turbine towers on flexible foundations. Shock and Vibrations,19, 37-56, 2012.
- CANDEMIL, A. et al. Análise numérica de fundações diretas de aerogeradores. VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro, 2014.

- CLOUGH, R. W., PENZIEN, J. Dynamics of Structures, Computers & Structures, Inc., Berkeley, EUA, 2003.
- DAMGAARD, M. Dynamic Properties of Offshore Wind Turbine Foundations, Tese de doutorado, Aalborg University, Aalborg, Dinamarca, 2014.
- DAS, M. B, RAMANA, G. V. Principles of soil dynamics. CENGAGE Learning. Standford, EUA, 2011.
- DNV/Risø. Guidelines for design of wind turbines, 2nd Edition. DNV/Risø Publication. 2002, Copenhagen, Dinamarca.
- FILONENKO. M. & BORODICH, M.(1940) . Some approximate theories of the elastic foundation. Uchenyie Zapiski Moskovskogo Gosudarstvennoho Universiteta Mekhanika, 46, pp 3-18 (in Russian).
- GÖRANSSON, F., NORDENMARK, A., Fatigue Assessment of Concrete Foundations for Wind Power Plants. Master of Science Thesis. Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 2011.
- HETENYI, M., (1946) . Beams on elastic foundations. The university of Michigan Press, Ann Arbor, Michigan
- HUSSAIN, S. S. E, SATARI, M. A., Vibration Based Wind Turbine Tower Foundation Design Utilizing Soil-Foundation-Structure Interaction, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Pequim, China, 2008
- IEC 61400-1, Wind Turbines – Part 1: Design Requirements. International Standard, Genebra, Suíça, 2005.
- L. ARANY ET AL. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 92, p. 126-152, 2017.
- LYSMER, J., 1965. Vertical Motion of Rigid Footings. University of Michigan.
- MARANHÃO, G. M., Análise da Rigidez Rotacional de Fundações Estaqueadas de Torres Eólicas, IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro, CBPE, 2016.
- MAUNU, P. Design of Wind Turbine Foundation Slabs. Dissertação de mestrado, Lulea University of Technology, Suécia, 2008.
- MELO, M. S. M., Energia Eólica: Aspectos Técnicos e Econômicos. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2012.
- MOLEMAAR, D.P., TEMPEL, J. V.D, Wind Turbine Structural Dynamics – A Review of the Principles for Modern Power Generation, Onshore and Offshore, Wind Engineering, 26, No. 4, p. 211-220, 2002.
- MOURA, A. S. Avaliação de metodologias de projeto de fundações superficiais de aerogeradores assentes em areia de duna. Tese de doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 2007.
- RIBEIRO, A.R, LIMA, S.S, SANTOS, S.H.C. Análise de Fadiga em Estrutura de Fundação de Torre de Turbina Eólica. VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro, 2014.
- RIBEIRO, M. A. A., Análise de Fadiga em Estrutura de Fundação de Torre de Turbina Eólica. Dissertação de Mestrado, UFRJ, Rio de Janeiro, 2014.
- SANTOS, S. H. C., Análise de Placas de Fundação considerando a Matriz de Rigidez do Solo Condensada na Superfície. Exame de Qualificação para Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 1990.
- SAP2000, Structural Analysis Program. Computers and Structures, Inc. University Ave. Berkeley, California, 1995.
- SVENSSON H., Design of Foundations for Wind Turbines. Master's Dissertation, Lund University, Suécia, 2010.

- VELLOSO D. A. e LOPES F. R.,. Fundações - Volume 1. Oficina de Textos, Rio de Janeiro, 2004.
- WARREN-CODRINGTON, Geotechnical Considerations for Onshore Wind Turbines, Dissertação de mestrado, University of Cape Town, África do Sul, 2013.
- WHITMAN, R. V., RICHART, F. E. Design Procedures for Dynamically Loaded Foundations. The University of Michigan, EUA, 1967.