



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ROBSON RIBEIRO

**INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NÃO LINEAR EM FUNDAÇÕES DE
AEROGERADORES ONSHORE EM RADIER ESTAQUEADO: EFEITOS NA
ANÁLISE MODAL E DINÂMICA EM UM AEROGEADOR NREL 5 MW**

NATAL/RN

2020

ROBSON RIBEIRO

INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NÃO LINEAR EM FUNDAÇÕES DE
AEROGERADORES ONSHORE EM RADIER ESTAQUEADO: EFEITOS NA ANÁLISE
MODAL E DINÂMICA EM UM AEROGERADOR NREL 5 MW

Dissertação apresentada ao curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho.

NATAL/RN

2020

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN
Sistema de Bibliotecas - SISBI
Catalogação de Publicação na Fonte. UFRN - Biblioteca Central Zila Mamede

Ribeiro, Robson.

Interação solo-estrutura não linear em fundações de aerogeradores onshore em radier estaqueado: efeitos na análise modal e dinâmica em um aerogerador NREL 5 MW / Robson Ribeiro. - 2020.

200 f.: il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Natal, RN, 2020.

Orientador: José Neres da Silva Filho.

1. Fundação de aerogerador - Dissertação. 2. Interação solo-estrutura - Dissertação. 3. Análise dinâmica - Dissertação. I. Silva Filho, José Neres da. II. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624.15

ROBSON RIBEIRO

INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NÃO LINEAR EM FUNDAÇÕES DE
AEROGERADORES ONSHORE EM RADIER ESTAQUEADO: EFEITOS NA ANÁLISE
MODAL E DINÂMICA EM UM AEROGERADOR NREL 5 MW

Dissertação apresentada ao curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. José Neres da Silva Filho – Orientador (UFRN)

Prof. Dr. Daniel Nelson Maciel – Examinador Interno (UFRN)

Prof. Dr. Luiz Carlos de Almeida – Examinador Externo (UNICAMP)

Natal, 26 de junho de 2020.

Dedico este trabalho a Rejania Ribeiro, Ocelio Ribeiro, Jefferson Ribeiro e Deborah Nascimento.

AGRADECIMENTOS

A minha família, que sempre me deu o apoio emocional necessário para conseguir superar as dificuldades da vida. A meu pai, meu grande herói e exemplo de luta e perseverança em busca de uma vida melhor. A minha mãe, a pessoa mais doce e de bom coração que conheço. Ao meu irmão, meu melhor amigo, que está sempre ao meu lado.

A todos os colegas do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PEC).

A todos os professores da área de Estruturas do PEC, que tanto se esforçam para melhorar a qualidade do programa, ensinando fundamentos imprescindíveis para a formação de pesquisadores e professores. Em especial, agradeço ao meu orientador José Neres, uma pessoa incrível e um profissional exemplar, cuja a visão e incentivo foram de extrema relevância para a realização desta pesquisa.

A George Maranhão, que sempre foi muito solícito no esclarecimento de dúvidas e cujas sugestões, advindas de sua ampla experiência em projetos de fundações para aerogeradores, foram extremamente relevantes.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) que financiou a pesquisa.

À Deborah Nascimento, minha grande companheira e namorada. Espero que, em um possível doutorado, eu agradeça a ela, porém, como minha esposa.

RESUMO

Estruturas de suporte para geradores eólicos costumam ser susceptíveis à vibração. Com o aumento do diâmetro do rotor, buscando maximizar a geração de energia, essa situação tende a ficar mais crítica ensejando estudos mais precisos a respeito do comportamento do sistema. É sabido, a partir de pesquisas anteriores e da prática de projeto, que a interação solo-estrutura tem uma grande influência nas frequências naturais de vibração do aerogerador, bem como nos esforços e deslocamentos quando da aplicação das cargas de vento e de utilização. Tendo em vista esse cenário, a presente pesquisa busca aprofundar os estudos relativos ao uso de modelos não lineares de interação solo-estrutura na análise de torres de suporte para aerogeradores. Foi utilizado o aerogerador modelo da *National Research Laboratory* (NREL) com potência nominal de 5 MW e os dados geotécnicos do Parque Eólico Miassaba 3, no estado do Rio Grande do Norte. Foram desenvolvidos quatro modelos distintos, sendo eles: um modelo analítico com expressões apresentadas em DNV (2002); modelo numérico discreto não linear com curvas p-y, t-z e Q-z do API (2003); modelo numérico discreto não linear calibrado com resultados de prova de carga estática e modelo numérico contínuo com modelo constitutivo elasto-plástico também calibrado com os PCE's (utilizando o programa ABAQUS). Os resultados mostram uma discrepância grande entre os modelos numéricos e o analítico, onde o segundo fornece rigidezes bem maiores, sendo essa diferença maior para cargas extremas. Tal fato revela a necessidade do uso de modelos numéricos não lineares. Além disso, foram avaliados os resultados do uso desses modelos na amplificação dinâmica da carga 1P (modelo numérico do aerogerador feito no SAP 2000), que revelou uma diferença de até 16 e 20% nas cargas de momento e força horizontal transferidas à fundação, respectivamente.

Palavras-chave: Fundação para aerogeradores; Radier estaqueado; Análise modal; Interação solo-estrutura; ABAQUS; Dinâmica; NREL 5 MW

ABSTRACT

Wind turbine support structures are usually dynamically sensible. With the rotor diameter rise, in order to increase energy production, this situation tends to get more critical, giving rise to the need of more accurate studies regarding the dynamic behaviour of the system. It is known that, due to previous researches and design practice, soil-structure interaction (SSI) plays a major role in the wind turbine natural frequencies of vibration, as well as in the stresses and displacements when applying dynamic operational and wind loads. Considering this scenario, the present research seeks to study non-linear soil-structure interaction models for analysing wind turbine towers. It was used a wind turbine model from National Research Laboratory (NREL) with nominal power capacity of 5 MW and geotechnical data from the Wind Power Plant Miassaba 3, located in the Rio Grande do Norte State, Brazil. Four different SSI models were used: an analytic model with the expressions from DNV (2002); a non-linear numerical FEM model (ABAQUS) using p-y, t-z and Q-z load transfer curves from API (2003); a non-linear numerical FEM model (ABAQUS) calibrated with pile load test from Miassaba's construction site and a non-linear FEM model (ABAQUS) with elasto-plastic constitutive model (Mohr-Coulomb failure criteria) also calibrated with the same pile load tests. The results show a discrepancy between analytical and numerical models, where the former provides larger values of global foundation stiffness, the differences being more critical for extreme load case scenarios. This fact brings attention towards to the need of non-linear models for the dynamic behaviour assessment, in order to archive more reliable foundation design. Additionally, the effects of SSI were evaluated in term of dynamic amplification factor of 1P load (FEM model of the wind turbine developed in SAP 2000), which revealed a 16% and 20% foundation load increasing, respectively, in overturning moment and horizontal force.

Keywords: Wind turbine foundations; piled raft; Modal analysis; Dynamic Analysis; Soil-structure interaction; ABAQUS; NREL 5M

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Parque Eólico Alegria em Guamaré, Rio Grande do Norte.	21
Figura 2 – Custos de instalação de um parque eólico onshore.	22
Figura 3 – Aumento do diâmetro dos rotores e suas respectivas capacidades nominais ao longo do tempo.	23
Figura 4 – Fluxograma ilustrando o encadeamento das análises realizadas.	25
Figura 5 – Sistema estrutural dinâmico com 1 grau de liberdade.	28
Figura 6 – Esquema de análise de um modelo de estrutura de múltiplos graus de liberdade.	29
Figura 7 – Componentes do aerogerador.	31
Figura 8 – Modelos dinâmicos simplificados do aerogerador sem e com interação solo-estrutura.	32
Figura 9 – Cargas dinâmicas atuantes em um aerogerador.	34
Figura 10 – Típico espectro de frequências mostrando as cargas dinâmicas de vento, ondas, 1P e 3P para 6 aerogeradores comerciais, além de frequências naturais de vibração medidas in situ.	35
Figura 11 – Modelos de meio discreto e de meio contínuo utilizados na consideração da interação solo-estrutura.	39
Figura 12 – Classificação de problemas da dinâmica dos solos segundo três parâmetros: frequência da carga, níveis de deformação e ciclagem.	41
Figura 13 – Classificação dos problemas em dinâmica dos solos.	42
Figura 14 – Módulo de elasticidade transversal em função da deformação transversal.	43
Figura 15 – Curvas t-z para areias e argilas.	48
Figura 16 – Resistência de ponta em função do deslocamento (curvas Q-z).	49
Figura 17 – Ilustração mostrando os diferentes comportamentos do solo em função da profundidade e da sollicitação (curvas p-y).	50
Figura 18 – Ábacos para a obtenção do módulo de reação (à esquerda) e dos coeficientes C1, C2 e C3 (à direita).	54
Figura 19 – Curva de potência do aerogerador NREL 5MW.	61
Figura 20 – Gráfico de controle de frequência.	61
Figura 21 – Modelo de massa concentrada do aerogerador.	62
Figura 22 – Formas de flexão das pás do aerogerador.	63
Figura 23 – Esquema mostrando os componentes de atuação de guinada e eixo de transmissão.	69
Figura 24 – Cargas 1P e 3P em função do tempo.	71
Figura 25 – Sistema de referência para as cargas do aerogerador.	72
Figura 26 – Parque Eólico Miassaba 3.	73
Figura 27 – Localização do parque eólico Miassaba 3.	73
Figura 28 – Fluxograma com procedimento para a determinação do perfil definitivo do solo.	74
Figura 29 – Resultado da sondagem à percussão (não corrigido).	76
Figura 30 – Correção dos índices N_{SPT}	77
Figura 31 – Perfil geotécnico inicial do solo.	81
Figura 32 – Resultados de provas de carga estática.	81
Figura 33 – Obtenção da curva carga-deslocamento do perfil definitivo do solo (resposta linear e não-linear inicial).	82

Figura 34 – Obtenção do perfil definitivo do solo (resposta do modelo final).	83
Figura 35 – Perfil definitivo do solo.....	84
Figura 36 – Perfil do solo para solicitações cíclicas.....	85
Figura 37 – Corte transversal da fundação (45 estacas).	87
Figura 38 – Representação do modelo analítico de interação solo-estrutura.	89
Figura 39 – Rigidezes globais para a interação solo-radier.....	90
Figura 40 – Parâmetro adimensional para o cálculo da rigidez vertical em estacas de ponta. .	91
Figura 41 – Parâmetro adimensional para o cálculo da rigidez vertical em estacas flutuantes.	92
Figura 42 – Rigidez rotacional do grupo de estacas.....	93
Figura 43 – Deformação angular da fundação (considerando comportamento de corpo rígido).	93
Figura 45 – Contribuição da i-ésima estaca no equilíbrio do momento de tombamento.	94
Figura 45 – Modelo no ABAQUS para determinar a rigidez da fundação.	96
Figura 46 – Visão geral do modelo no ABAQUS.....	97
Figura 47 – Plano de simetria adotado no modelo.	99
Figura 48 – Restrições de deslocabilidades aplicadas ao plano de simetria e domínio de análise.	100
Figura 49 – Condições de contorno nas extremidades.	100
Figura 50 – Envoltória de Mohr-Coulomb.	102
Figura 51 – Tensões normais na direção Z no modelo após o passo geostático.	103
Figura 52 – Tensões geostáticas aplicadas ao modelo.	104
Figura 53 – Deslocamentos na direção Z (U3) após a etapa geostática.	104
Figura 54 – Modelo de interação tangencial.	105
Figura 55 – Superfícies de interação solo-estrutura.	106
Figura 56 – 1° e 2° modos de vibração do aerogerador NREL 5 MW.	107
Figura 57 – 3° e 4° modos de vibração do aerogerador NREL 5 MW.	108
Figura 58 – 5° e 6° modos de vibração do aerogerador NREL 5 MW.	108
Figura 59 – 7° e 8° modos de vibração do aerogerador NREL 5 MW.	109
Figura 60 – 9° e 10° modos de vibração do aerogerador NREL 5 MW.	109
Figura 61 – 11° e 12° modos de vibração do aerogerador NREL 5 MW.	110
Figura 62 – Comparação entre as frequências naturais e as frequências 1P e 3P.	111
Figura 63 – Representação do modelo analítico INT-A.....	118
Figura 64 – Perfil do solo em termos de módulo de elasticidade transversal.	119
Figura 65 – Distribuição de tensões verticais no modelo de estaca isolada submetida à carga de compressão.	131
Figura 66 – Distribuição de tensões horizontais (S22) modelo de estaca isolada submetida à carga horizontal	132
Figura 67 – Distribuição de tensões verticais (S33) ao longo do modelo INT-C.	137
Figura 68 – Deslocamentos verticais (U3, eixo Z) no modelo INT-C.	138
Figura 69 – Modelo INT-C com apenas transmissão indireta de carga.	142
Figura 70 – Modelo INT-C com apenas transmissão direta de carga.	143
Figura 71 – Esquema de aplicação das cargas 1 e 3P.....	150

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Curva carga-deslocamento (p-y) para argilas moles.	53
Gráfico 2 – Rigidez à flexão (flapwise) ao longo do eixo longitudinal das pás.	64
Gráfico 3 – Rigidez à flexão (edgewise) ao longo do eixo longitudinal das pás.	64
Gráfico 4 – Rigidez à torção ao longo do eixo longitudinal das pás.	65
Gráfico 5 – Rigidez axial ao longo do eixo longitudinal das pás.	65
Gráfico 6 – Distribuição de massa ao longo das pás.	66
Gráfico 7 – Rigidezes ao longo da torre.	67
Gráfico 8 – Índice N_{SPT} ao longo da profundidade (sem correção).	78
Gráfico 9 – Índice N_{SPT} corrigido ao longo da profundidade (valores máximos, mínimos e médios).	79
Gráfico 10 – Curva de frequência para o 1º e 2º modos de vibração (UZ, UX, UY e RZ fixos).	112
Gráfico 11 – Curvas de frequência do 1º modo de vibração.	114
Gráfico 12 – Curvas de frequência do 1º modo de vibração (escala logarítmica).	114
Gráfico 13 – Curvas de frequência do 2º modo de vibração.	115
Gráfico 14 – Curvas de frequência do 2º modo de vibração (escala logarítmica).	115
Gráfico 15 – Curva de frequência do 1º modo de vibração.	116
Gráfico 16 – Curva de frequência do 2º modo de vibração.	116
Gráfico 17 – Mapa da frequência do 1º modo de vibração.	117
Gráfico 18 – Mapa da frequência do 2º modo de vibração.	117
Gráfico 19 – Variação percentual nos modos de vibração do modelo INT-A.	121
Gráfico 20 – Participação de cada subsistema da fundação na composição das rigidezes globais.	122
Gráfico 21 – Curva de transferência de carga para a resistência de ponta da estaca.	123
Gráfico 22 – Curva de transferência de carga vertical para a resistência por atrito lateral. ...	123
Gráfico 23 – Curvas p-y para cada profundidade.	124
Gráfico 24 – Curva carga-deslocamento vertical.	125
Gráfico 25 – Curva carga-deslocamento horizontal.	125
Gráfico 26 – Deslocamento dos pontos A e B no encontro da torre com a fundação em função do momento aplicado (modelo INT-B1).	126
Gráfico 27 – Curva momento-deformação angular (modelo INT-B1).	127
Gráfico 28 – Rigidez rotacional em função da carga (modelo INT-B1).	127
Gráfico 29 – Curva carga-deslocamento horizontal (modelo INT-B1).	128
Gráfico 30 – Rigidez rotacional em função da carga (modelo INT-B1).	128
Gráfico 31 – Variação percentual nos modos de vibração do modelo INT-B1.	129
Gráfico 32 – Curva carga deslocamento vertical (compressão) para o modelo de estaca isolada no ABAQUS.	130
Gráfico 33 – Curva carga-deslocamento vertical (tração) para o modelo de estaca isolada no ABAQUS.	131
Gráfico 34 – Curva carga-deslocamento horizontal para o modelo de estaca isolada do ABAQUS.	132
Gráfico 35 – Deslocamento dos pontos A e B no encontro da torre com a fundação em função do momento aplicado (modelo INT-B2).	133
Gráfico 36 – Curva momento-deformação angular (modelo INT-B2).	134

Gráfico 37 – Rigidez rotacional em função da carga (modelo INT-B2).	134
Gráfico 38 – Curva carga-deslocamento horizontal (modelo INT-B2).	135
Gráfico 39 – Rigidez rotacional em função da carga (modelo INT-B2).	135
Gráfico 40 – Variação percentual nos modos de vibração do modelo INT-B2.	136
Gráfico 41 – Deslocamento dos pontos A e B no encontro da torre com a fundação em função do momento aplicado (modelo INT-B2).	139
Gráfico 42 – Curva momento-deformação angular (modelo INT-C).	139
Gráfico 43 – Rigidez rotacional em função da carga (modelo INT-C).	140
Gráfico 44 – Curva carga-deslocamento horizontal (modelo INT-C).	140
Gráfico 45 – Rigidez rotacional em função da carga (modelo INT-B2).	141
Gráfico 46 – Variação percentual nos modos de vibração do modelo INT-C.	142
Gráfico 47 – Curva momento-deformação angular para o radier estaqueado, bloco de estacas e radier.	143
Gráfico 48 – Rigidez rotacional da fundação em função do momento aplicado para o radier estaqueado, radier e bloco de estacas.	144
Gráfico 49 – Curvas momento-deformação angular para os quatro modelos.	145
Gráfico 50 – Rigidezes rotacionais em função da carga (todos os modelos).	146
Gráfico 51 – Curva carga-deslocamento das estacas dos modelos INT-B1 e INT-B2.	147
Gráfico 52 – Rigidez horizontal da fundação para os modelos (INT-B1, INT-B2 e INT-C). ..	147
Gráfico 53 – Curvas carga-deslocamento das estacas isoladas dos modelos INT-B1 e INT-B2.	148
Gráfico 54 – Fator de amplificação dinâmica.	150
Gráfico 55 – Reação horizontal em função do tempo.	152
Gráfico 56 – Momento aplicado na fundação em função do tempo.	152
Gráfico 57 – Deslocamento horizontal do cubo em função do tempo (direção frontal).	153
Gráfico 58 – Deslocamento horizontal da ponta da pá do rotor em função do tempo (direção frontal).	153

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Rigidezes globais para o caso de estrato de solo sobre horizonte indeformável...	44
Quadro 2 – Rigidezes globais para o caso de fundação assentada em solo deformável sob horizonte semi-infinito deformável.	44
Quadro 3 – Rigidezes globais para o caso de fundação assentada com embutimento D em solo deformável sob horizonte indeformável.	45
Quadro 4 – Rigidezes normalizadas no topo de estacas flexíveis.	45
Quadro 5 – Especificações técnicas do aerogerador NREL 5 MW.....	60
Quadro 6 – Modelos para a interação solo-estrutura.....	88
Quadro 7 – Rigidezes do modelo INT-A.....	120
Quadro 8 – Rigidezes globais para o modelo INT-B1.	129
Quadro 9 – Rigidezes globais para o modelo INT-B2.	136
Quadro 10 – Rigidezes globais para o modelo INT-C.	138

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Taxas de amortecimento em um aerogerador.....	37
Tabela 2 – Valores para a construção de curvas t-z.	48
Tabela 3 – Valores para a construção de curvas Q-z.....	49
Tabela 4 – Valores para a construção da curva p-y para argilas moles.....	52
Tabela 5 – Classes de aerogerador e parâmetros de projeto.....	60
Tabela 6 – Propriedades de rigidez e massa das pás.	67
Tabela 7 – Propriedades de rigidez e massa da torre.....	68
Tabela 8 – Dados relacionados à nacele e ao cubo do aerogerador NREL 5 MW.....	68
Tabela 9 – Dados referentes à rigidez e amortecimento do atuador de guinada e do eixo de transmissão.	69
Tabela 10 – Cargas de vento atuantes no rotor.....	70
Tabela 11 – Cargas de vento atuantes na torre.	70
Tabela 12 – Cargas resultantes das fontes de excitação 1P e 3P.....	70
Tabela 13 – Peso dos componentes do aerogerador.	72
Tabela 14 – Quadro de resumo das cargas.	72
Tabela 15 – Coeficiente de Poisson.....	80
Tabela 16 – Propriedades do solo.....	80
Tabela 17 – Cargas utilizadas no dimensionamento da fundação.	86
Tabela 18 – Propriedades geométricas e constitutivas da fundação.....	87
Tabela 19 – Rigidezes do aerogerador NREL 5 MW.....	112
Tabela 20 – Cálculo da rigidez vertical da estaca isolada.	119
Tabela 21 – Frequências naturais de vibração para INT-A.	121
Tabela 22 – Frequências naturais de vibração para o modelo INT-B1.	130
Tabela 23 – Frequência de naturais de vibração para o modelo INT-B2.	137
Tabela 24 – Frequência de naturais de vibração para o modelo INT-C.....	141
Tabela 25 – Rigidezes globais para carregamento extremo considerando os quatro modelos.	145
Tabela 26 – Parâmetros de ISE.....	151
Tabela 27 – Impacto do FAD nas cargas (cargas majoradas pelo FAD numérico).	154
Tabela 28 – Amplificação da carga atuante na fundação devido ao FAD para diferentes modelos de interação solo-estrutura (cargas majoradas pelo FAD numérico).....	154

LISTA DE SIGLAS

ABEEólica	Associação Brasileira de Energia Eólica
CBEE	Centro Brasileiro de Energia Eólica
CELPE	Companhia de Energia Elétrica do Estado de Pernambuco
EPE	Empresa Brasileira de Pesquisa Energética
FAD	Fator de amplificação dinâmica;
IRENA	<i>International Renewable Energy Agency;</i>
ISE	Interação solo-estrutura
MME	Ministério de Minas e Energia
PCH	Pequenas Centrais Hidrelétricas
PROINFA	Programa de Incentivos a Fontes Alternativas de Energia Elétrica

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área da seção transversal da estaca;
c	Coesão;
C	Amortecimento;
C	Matriz de amortecimento;
C ₁	Constante para a determinação de curvas p-y para areias (API, 2003);
C ₂	Constante para a determinação de curvas p-y para areias (API, 2003);
C ₃	Constante para a determinação de curvas p-y para areias (API, 2003);
D	Profundidade de embutimento;
E	Módulo de elasticidade;
E _s	Módulo de elasticidade longitudinal do solo;
E _p	Módulo de elasticidade longitudinal da estaca;
f	Frequência de excitação;
f ₀	Frequência natural;
f _{z1}	Parâmetro adimensional de rigidez da estaca;
F(t)	Solicitação externa;
f(t)	Vetor de forças nodais;
F _{1P} (t)	Carga 1P em função do tempo;
F _{3P} (t)	Carga 3P em função do tempo;
G	Módulo de elasticidade transversal;
G _{fuste}	Módulo de elasticidade transversal do solo em contato com o fuste da estaca;
G _{máx}	Módulo de elasticidade transversal inicial;
G _{ponta}	Módulo de elasticidade transversal do solo em contato com a ponta da estaca;
H	Espessura da camada deformável do solo;
I _{ref}	Valor de referência para a turbulência;
J	Constante adimensional do método da curva p-y do API (2003);
K	Rigidez;
K	Matriz de rigidez;
K ₀	Coefficiente de empuxa lateral no repouso;

K_H	Rigidez horizontal global;
$K_{H,R}$	Rigidez acoplada global;
K_R	Rigidez rotacional global;
K_T	Rigidez torcional global;
K_V	Rigidez vertical global;
k_v	Rigidez vertical da estaca isolada;
M	Massa;
\mathbf{M}	Matriz de massa;
m_i	Momento resistente da i-ésima estaca;
n	Número de estacas;
N_{SPT}	Número de golpes do ensaio SPT;
$N_{SPT,60}$	Número de golpes do ensaio SPT padronizado;
p	Resistência lateral mobilizada;
P_a	Pressão atmosférica;
p_u	Resistência lateral última de uma estaca;
Q	Resistência de ponta mobilizada;
Q_p	Resistência de ponta da estaca;
R	Raio da fundação;
R_{est}	Raio do estaqueamento;
t	Deslocamento do fuste da estaca;
$t_{máx}$	Valor máximo da resistência de fuste de uma estaca;
t_{res}	Resistência de fuste residual;
u	Deslocamento;
$\mathbf{u(t)}$	Vetor de deslocamentos nodais;
$\dot{\mathbf{u}}(t)$	Vetor de velocidades nodais;
$\ddot{\mathbf{u}}(t)$	Vetor de acelerações nodais;
U	Velocidade de referência;
w_0	Frequência natural de vibração;
z	Profundidade;
β	Razão entre frequência de excitação e frequência natural;

γ	Deformação transversal específica;
δ_i	Deformação da estaca;
φ'	Ângulo de atrito interno efetivo;
ζ	Taxa de amortecimento;
Ψ	Ângulo de dilatância;
η_R	Fator adimensional de rigidez rotacional;
η_H	Fator adimensional de rigidez lateral;
η_T	Fator adimensional de rigidez à torção;
ν_s	Coefficiente de Poisson do solo;
ω_{1P}	Frequência angular da carga 1P;
ω_{3P}	Frequência angular da carga 3P;

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	20
1.1 Considerações iniciais	20
1.2 Justificativa	22
1.3 Objetivos	24
1.3.1. Objetivo geral.....	24
1.3.2. Objetivos específicos	24
1.4 Metodologia	25
2 REVISÃO DA LITERATURA	27
2.1 Dinâmica das estruturas de aerogeradores	27
2.2.1 Caracterização de um sistema estrutural dinâmico	27
2.2.2 Caracterização dinâmica dos elementos do sistema de um aerogerador	31
2.2 Interação solo-estrutura	37
2.3.1 Propriedades dinâmicas do solo	40
2.3.2 Soluções analíticas da Teoria da Elasticidade	43
2.3.3 Modelos discretos	46
2.3 Interação solo-estrutura em fundações de aerogeradores	54
3 MATERIAIS E MÉTODOS	57
3.1 Análises propostas no estudo	57
3.2 Aerogerador NREL 5 MW	59
3.2.1 Dados técnicos gerais aerogerador.....	59
3.2.2 Caracterização dos componentes do aerogerador e descrição do modelo numérico	62
3.2.3 Cargas atuantes no aerogerador transmitidas à fundação	69
3.3 Dados geotécnicos utilizados na pesquisa	72
3.3.1. Perfil inicial.....	75
3.3.2. Perfil definitivo	81
3.3.3. Aplicação da degradação por ação de cargas cíclicas	84
3.4 Solução de fundação adotada	86
3.5 Modelos de interação solo-estrutura	88
3.5.1. Modelo analítico (INT-A).....	88
3.5.2. Modelo numérico discreto (INT-B)	97
3.5.3. Modelo numérico contínuo (INT-C).....	98
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	107

4.1	Curvas de frequência para o aerogerador NREL 5 MW	107
4.2	Interação solo-estrutura com o modelo INT-A	118
4.3	Interação solo-estrutura com o modelo INT-B1	122
4.4	Interação solo-estrutura com o modelo INT-B2	130
4.5	Interação solo-estrutura com o modelo INT-C	137
4.6	Comparação entre os modelos	145
4.7	Efeitos da interação solo-estrutura no comportamento dinâmico	149
	APÊNDICE A – CÁLCULO ESTIMADO DAS CARGAS PROVENIENTES DO AEROGERADOR	164
	APÊNDICE B – ESTUDOS DE VERIFICAÇÃO DO PROGRAMA ABAQUS	180
	APÊNDICE C – DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS E DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO	188
	APÊNDICE D – REVISÃO SISTEMÁTICA E DEFINIÇÃO DO TEMA	193

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Atualmente, a crescente preocupação com o aumento da temperatura do planeta e a sua relação com a emissão de gases do efeito estufa, sobretudo o dióxido de carbono (CO₂), vem fazendo com que se intensifique a busca pelas chamadas energias limpas. Dentre as mais variadas fontes de energia limpa e renovável tem-se, por exemplo, as energias: solar, eólica, maremotriz, biomassa e hidrelétrica. O crescimento particular de cada uma dessas matrizes energéticas depende de diversos fatores e varia de país para país, podendo se identificar um franco crescimento, sobretudo das energias hidrelétricas, eólicas e solares.

A importância dessa questão pode ser evidenciada no documento anual de estatísticas de capacidade da Agência Internacional de Energias Renováveis (do inglês, IRENA, *International Renewable Energy Agency*) que revelam que de 2010 a 2017 a capacidade instalada mundial de energias renováveis passou de 1.225.714 MW para 2.176.099 MW, apresentando um crescimento proeminente em países como a China, Estados Unidos e Alemanha. Segundo o mesmo documento, do total da capacidade instalada de geração de energia renovável, tem-se uma capacidade de 513.939 MW referente à energia eólica no ano de 2017; o que equivale a pouco menos de 24% do total, mostrando a importância dessa matriz energética em uma escala global.

A geração de energia eólica no Brasil é uma atividade relativamente recente. O primeiro aerogerador a entrar em operação comercial no país foi instalado em Fernando de Noronha (Pernambuco) em 1992, em uma parceria entre o Centro Brasileiro de Energia Eólica (CBEE) e a Companhia Energética de Pernambuco (Celpe). Nesse período a tecnologia ainda era incipiente e necessitava de firmação, inclusive no mercado internacional. No Brasil ainda a produção em larga escala era praticamente inexistente (DINIZ, 2018). Esta realidade só veio mudar após o racionamento elétrico de 2001 e a conseguinte reforma institucional do setor elétrico brasileiro, marcado pelo Programa de Incentivos a Fontes Alternativas de Energia Elétrica (PROINFA), que buscava estimular a geração por meio das usinas eólicas, de biomassa e pequenas centrais hidrelétricas (PCHs). O programa foi estruturado com o Ministério de Minas e Energia (MME) com objetivo de definir as diretrizes, elaborar o planejamento do programa e definir o valor econômico de cada fonte, enquanto cabia à Eletrobras a comercialização da energia.

Com o passar dos anos houve um aumento do investimento em energia eólica no país. O panorama local do Brasil pode ser estudado a partir dos dados fornecidos no boletim anual de 2017 da Associação Brasileira de Energia Eólica (ABEEólica). Tal documento mostra um evidente crescimento da capacidade instalada acumulada ao longo das duas primeiras décadas do século XXI, indo de 27,1 MW em 2005 a 12.767,0 MW em 2017, sendo o 8º país nesse quesito. Tal crescimento deve persistir nos próximos anos, pois, de acordo com o Plano Decenal de Energia 2024, publicado pela Empresa Brasileira de Pesquisa Energética (EPE), a geração eólica deve atingir 24.000 MW de capacidade instalada em 2024 e responder por 11,6% da matriz elétrica.

Regionalmente, no Nordeste, tem-se uma grande participação da energia eólica na matriz energética, possuindo, inclusive, um recorde no dia 10/09/2017 de 70,45% da energia consumida na região proveniente das usinas eólicas (ABBEólica, 2017) (Figura 1).

Todos os dados apresentados acima mostram, então, o quão relevante é a discussão a respeito das tecnologias envolvendo a geração de energias renováveis, mais especificamente da energia eólica. Do prisma da engenharia civil, os desafios envolvendo a produção de energia a partir dos ventos são relativos a aspectos de projetos estruturais e geotécnicos das estruturas de suporte, além das dificuldades inerentes a construção dos parques, sobretudo quando esses não são em terra (*offshores*).

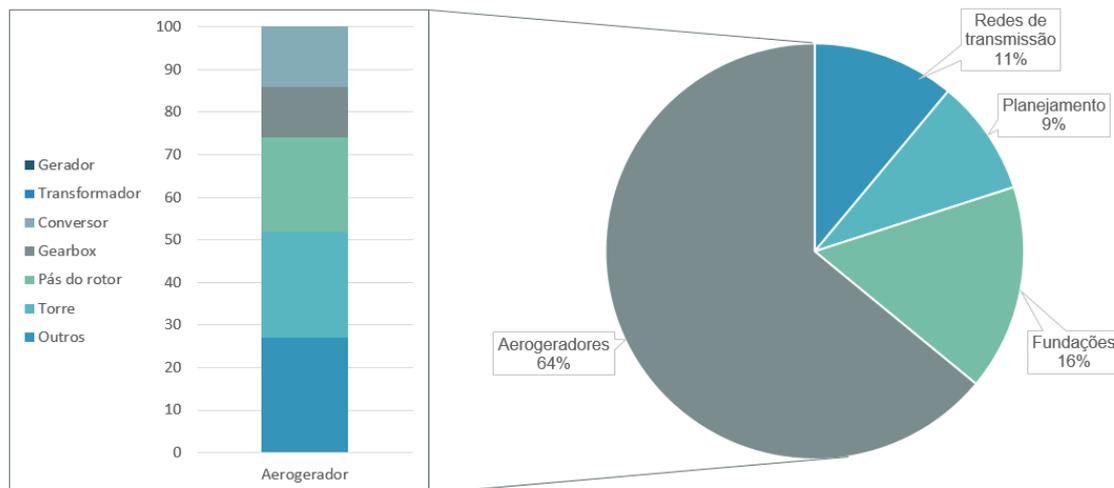
Figura 1 – Parque Eólico Alegria em Guamaré, Rio Grande do Norte.



Fonte: disponível em: <http://www.parqueeolicoalegria.com.br/parque>, acessado em 23/04/18

As estruturas de suporte, ou seja, as fundações, para uma típica usina eólica em terra, chegam a representar 16% do custo total de instalação do parque (BLANCO, 2009, *apud* IRENA, 2012), sendo o segundo maior custo do investimento ficando atrás apenas do valor gasto com os geradores. A Figura 2 mostra um gráfico que discrimina os custos de instalação referentes a um parque eólico em terra (*onshore*). Entretanto, a importância das fundações não se resume apenas a questões econômicas, sendo sua eficiência imprescindível não só para a segurança do empreendimento (sobretudo em casos de eventos naturais imprevisíveis como tufões e terremotos), mas também para o controle e funcionamento do gerador.

Figura 2 – Custos de instalação de um parque eólico *onshore*.



Fonte: Blanco *apud* IRENA (2012)

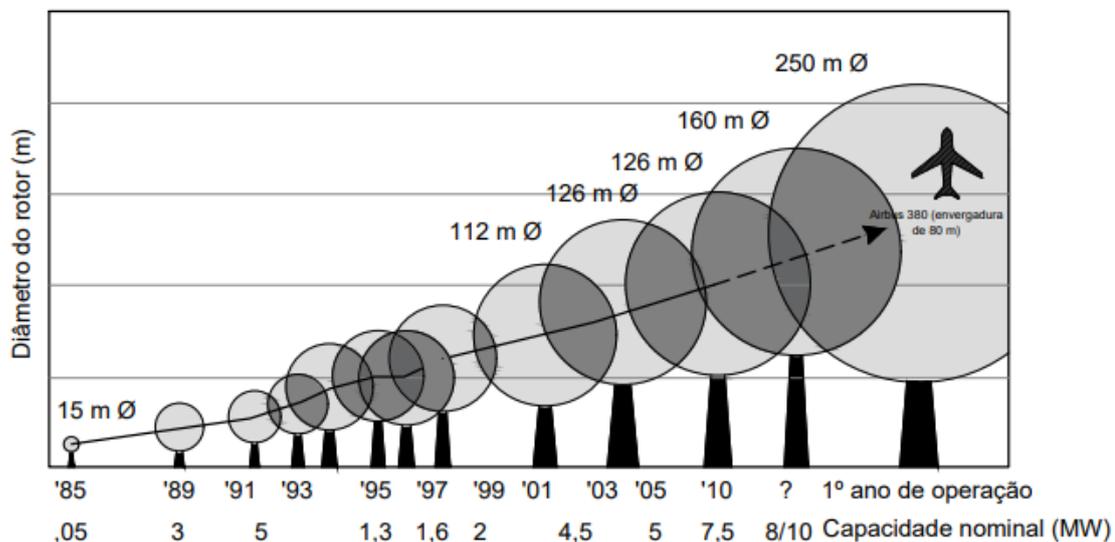
1.2 Justificativa

Para entender de forma clara a motivação desta pesquisa, há que se ter em mente os fatores principais que pressionam e impulsionam o desenvolvimento de novas tecnologias referentes a fundações de aerogeradores, sobretudo *onshores*.

O principal desses fatores diz respeito a necessidade de se aumentar a capacidade de geração de energia por área instalada de parque. Estudos a respeito da tecnologia e aspectos de projeto e dimensionamento das hélices do rotor do aerogerador se mostram como um dos pontos-chave para alcançar o referido aumento na produção (IRENA, 2012) e, em tais estudos, tem-se mostrado que a energia máxima que pode ser produzida por um gerador eólico é, de maneira geral, proporcional a sua área de varredura (IRENA, 2012). Assim sendo, o aumento do diâmetro dos rotores vem se mostrando uma medida eficaz para a potencialização da

capacidade dos geradores, como mostra a Figura 3. Com o aumento do diâmetro dos rotores, tem-se a necessidade de se aumentar a estrutura de suporte do gerador, isto é, as torres. Essas torres, para que se tenha uma mínima viabilidade econômica, costumam ser consideravelmente flexíveis. Isso faz com que o sistema como um todo seja, do ponto de vista da dinâmica das estruturas, bastante susceptível a vibrações excessivas. Com isso, a rigidez da fundação passa a figurar como um ponto sensível do projeto, sendo utilizada para prever o comportamento dinâmico do sistema frente a cargas de vento, das marés e de abalos sísmicos (DNV, 2002).

Figura 3 – Aumento do diâmetro dos rotores e suas respectivas capacidades nominais ao longo do tempo.



Fonte: adaptado de IRENA (2012)

Esses parâmetros de rigidez da fundação são função do elemento estrutural de suporte e da sua interação com o solo. Com efeito, fica evidente que, para se ter um dimensionamento racional de fundações para aerogeradores é necessário a consideração da deformabilidade do solo, isto é, a Interação Solo-Estrutura. O manual *Guidelines for Design of Wind Turbines* (DNV, 2002) faz referência à necessidade de se considerar a flexibilidade dos apoios da torre trazendo à tona inconsistência do modelo de torre engastada no solo, fato esse exposto também em outros estudos (ADHIKARI & BHATTACHARYA, 2012; RIBEIRO, 2017; HUSSAIN & SATARI, 2008) e traz também formulações analíticas simplificadas para tal análise no caso de fundações diretas e estaqueadas.

Entretanto, o uso dessas formulações consiste em uma simplificação do problema, deixando de lado o comportamento não linear que os solos conhecidamente possuem. Mesmo

na norma da DNV tal fato é reconhecido quando é citada a limitação de que as expressões para fundações diretas não são válidas para o caso em que haja algum descolamento do solo, o que certamente ocorrerá para cargas extremas.

Dessa forma, é relevante o estudo de modelos não lineares de interação solo-estrutura visando um dimensionamento mais racional em relação ao comportamento dinâmico do sistema. Vale ressaltar que a necessidade desse tipo de abordagem foi corroborada por uma revisão sistemática realizada que apontou tais pontos como sendo lacunas de pesquisa. Esse estudo é trazido no Apêndice D.

1.3 Objetivos

1.3.1. Objetivo geral

O objetivo geral da pesquisa é avaliar o impacto do uso de modelos não lineares de interação solo-estrutura na resposta dinâmica do sistema estrutural de um aerogerador, sendo o foco principal a queda da rigidez rotacional e lateral que ocorre para níveis mais altos de carregamento.

1.3.2. Objetivos específicos

Os objetivos específicos desta pesquisa são:

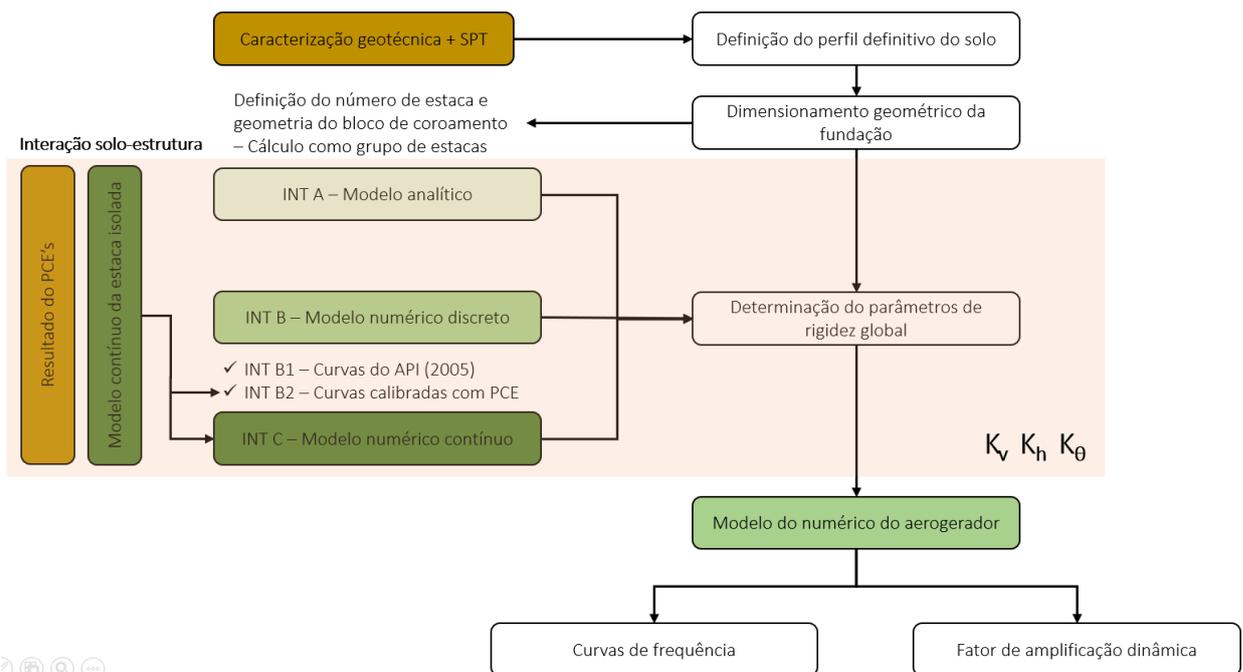
- Desenvolver um modelo analítico para o cálculo das rigidezes globais para fundações em radier estaqueado juntando formulações específicas para fundações diretas e estaqueadas, além de considerar a rigidez do bloco de concreto como elemento estrutural;
- Fazer um modelo tridimensional da fundação no *software* ABAQUS com o solo dotado de modelo constitutivo elasto-plástico;
- Fazer um modelo de massa condensada completo do aerogerador NREL 5 MW (pás do rotor, nacelle e torre) utilizando os dados de distribuição de massa, rigidez e amortecimentos fornecidos pela NREL e avaliar, a partir desse modelo, o impacto da interação solo-estrutura no comportamento modal e dinâmico;

- Comparar os resultados das análises não lineares utilizando as curvas de transferência de cargas trazidas pelo API (2003) com as curvas calibradas com resultados de provas de carga estática nas estacas;
- Comparar o modelo mais complexo tridimensional com modelos numéricos mais simples não lineares e com modelos analíticos lineares;
- Determinar o impacto no comportamento dinâmico do uso de modelos mais refinados de interação solo-estrutura em termos de amplificação dinâmica das cargas 1P e 3P e seu efeitos nos deslocamentos do aerogerador e reações na fundação.

1.4 Metodologia

A análise feita no trabalho possui duas etapas distintas: determinação dos parâmetros de rigidez global do solo (interação solo-estrutura) e análise dinâmica do aerogerador. Na primeira etapa, foram utilizados quatro modelos distintos, entre metodologias analíticas e numéricas, buscando, assim, avaliar os impactos da não linearidade na obtenção das condições de suporte do aerogerador. Os modelos numéricos dessa etapa foram desenvolvidos no programa de elementos finitos ABAQUS. A Figura 4 mostra de maneira esquemática as etapas da pesquisa.

Figura 4 – Fluxograma ilustrando o encadeamento das análises realizadas.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Já a segunda etapa do estudo – alimentada pelos resultados obtidos na primeira etapa – visa a determinação das frequências naturais de vibração, deslocamentos e reações em função do tempo da superestrutura (conjunto torre e aerogerador), a qual foi feita no *software* SAP 2000. O uso de programas diferentes se deu devido à dificuldade de modelar de forma apropriada o solo com comportamento não linear no SAP 2000.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Dinâmica das estruturas de aerogeradores

Estruturas de suporte de aerogeradores são estruturas dinamicamente sensíveis devido ao fato de suas frequências naturais de vibração se encontrarem bastante próximas às frequências de excitação provenientes de solicitações mecânicas e ambientais (BHATTACHARYA *et al.*, 2017). Dessa forma, fazem-se necessários estudos relativos à ressonância do sistema, buscando evitar o acréscimo do dano por fadiga devido à amplificação dinâmica (ARANY *et al.*, 2016). O presente item tem por objetivo apresentar os principais conceitos teóricos referentes à análise dinâmica de sistemas de aerogeradores, focando no controle vibracional da estrutura.

2.2.1 Caracterização de um sistema estrutural dinâmico

Uma das ferramentas mais basilares da engenharia é a chamada modelagem de sistemas. Em uma modelagem se busca uma representação das propriedades físicas de um dado sistema a fim de obter sua resposta em relação a uma certa solicitação.

No caso de um sistema estrutural dinâmico existem três elementos básicos de composição, quais sejam:

- Propriedades de massa e inércia;
- Propriedades elásticas (flexibilidade ou rigidez);
- Mecanismo de amortecimento de energia do sistema.

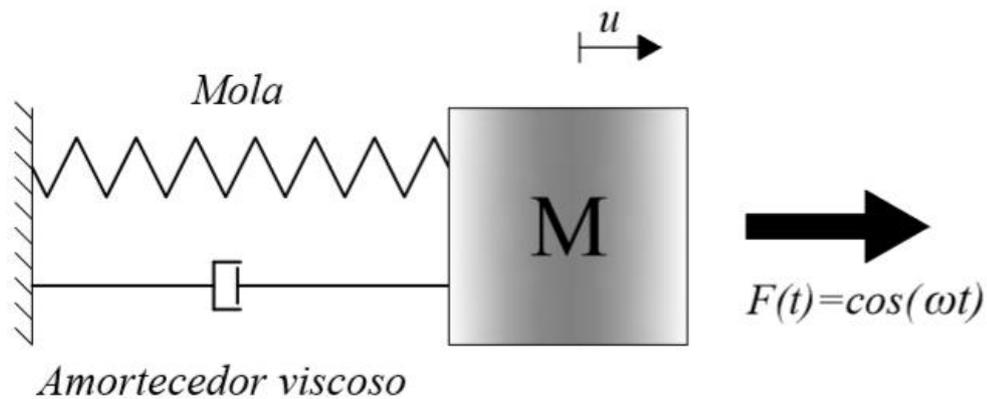
A partir desses três elementos, é possível montar um modelo de um grau de liberdade (1 GL), que seria a composição mais simples de um sistema dinâmico. A Figura 5 mostra uma representação de um sistema dinâmico de 1 GL. Nesse modelo tem-se a representação das propriedades de massa e inércia (massa “M”), de rigidez (mola com coeficiente “K”) e de amortecimento (amortecedor viscoso “C”).

A resposta do sistema em questão pode ser descrita por meio do deslocamento da massa M na direção horizontal em função do tempo. Partindo, então, do princípio de D’Alembert é possível equacionar os elementos do sistema a fim de se obter a sua resposta. Nesse caso, tem-se:

$$M \frac{d^2u}{dt^2} + C \frac{du}{dt} + Ku = F(t) \quad (1)$$

em que a primeira parcela é a força inercial, a segunda parcela é a força de amortecimento exercida pelo amortecedor, a terceira parcela é a força elástica, e, $F(t)$ é a força externa atuante na massa do sistema.

Figura 5 – Sistema estrutural dinâmico com 1 grau de liberdade.



Fonte: Ribeiro (2017).

Da resolução da equação diferencial (1) obtém-se a resposta do sistema.

Apesar de ser didaticamente valioso, o exemplo de um modelo de 1 GL pode não ser aplicável a situações correntes da engenharia devido à complexidade das estruturas analisadas. No caso de estruturas de suporte de geradores de energia eólica não é diferente, sendo necessária a descrição de sistemas com múltiplos graus de liberdade.

É comum a utilização dos chamados modelos discretos na composição de sistemas de múltiplos graus de liberdade, isso por que modelos contínuos requerem equações diferenciais contínuas de posição e tempo, as quais só permitem soluções analíticas em casos muito simples (SORIANO, 2014).

Um dos métodos mais aplicados na resolução de problemas dinâmicos de múltiplos graus de liberdade é o Método dos Elementos Finitos (MEF), onde a estrutura é modelada de forma discreta a partir da composição de vários elementos finitos.

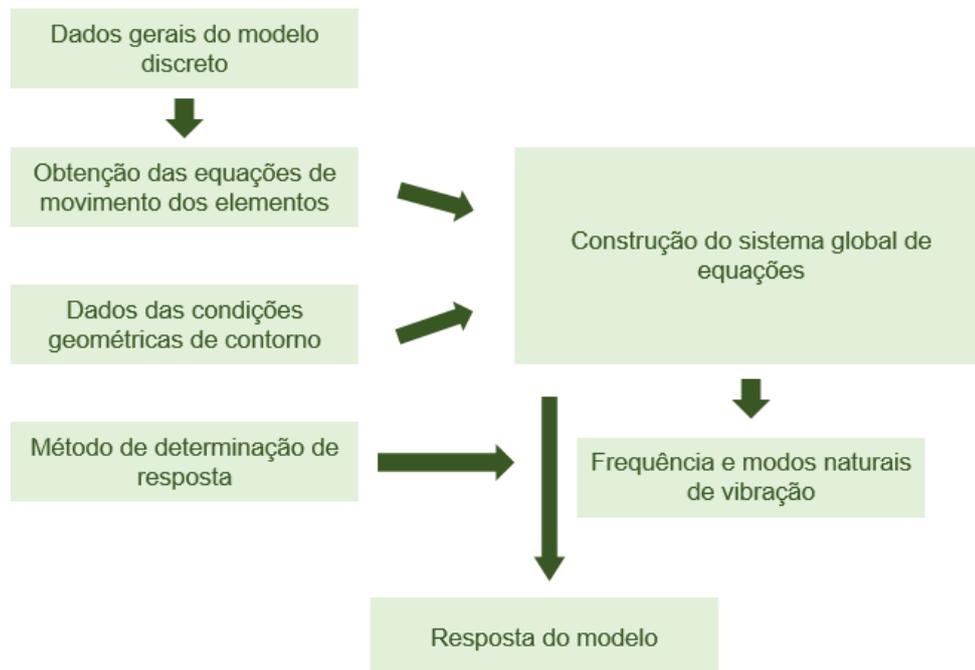
Com a utilização do MEF, a descrição do sistema passa a se dar em termos de matrizes de massa, rigidez e amortecimento relativas aos elementos e a estrutura. Tem-se então:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{f}(t) \quad (2)$$

Onde \mathbf{M} , \mathbf{C} e \mathbf{K} são, respectivamente, as matrizes de massa, amortecimento e rigidez (do elemento ou da estrutura), $\ddot{\mathbf{u}}(t)$ é o vetor de acelerações nodais, $\dot{\mathbf{u}}(t)$ é o vetor de velocidades nodais, $\mathbf{u}(t)$ é o vetor de deslocamentos nodais e $\mathbf{f}(t)$ é o vetor de forças nodais.

A determinação de cada uma dessas matrizes irá depender do tipo de elemento utilizado (barras de treliça plana, espacial, de viga, grelha, pórtico plano, pórtico espacial, elementos de superfície ou mesmo elementos sólidos), bem como das propriedades geométricas da estrutura e constitutiva do material. Partindo desse conjunto de equações, aplicam-se as condições de contorno (relativas aos deslocamentos) e condições iniciais (referentes à velocidade e aceleração) para obter a resposta do sistema. A Figura 6 mostra um esquema de análise de sistemas dinâmicos com múltiplos graus de liberdade

Figura 6 – Esquema de análise de um modelo de estrutura de múltiplos graus de liberdade.



Fonte: adaptado de Soriano (2017).

A análise modal é um procedimento em que se considera uma situação de vibração livre, ou seja, sem que haja a atuação de uma fonte de excitação externa. Nesse caso, como resultado da análise obtém-se a frequência e os modos naturais de vibração da estrutura.

Partindo da expressão (2), é possível obter a equação de movimento para essa situação particular zerando-se a força externa, ou seja:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{0} \quad (3)$$

Caso se desconsidere a taxa de amortecimento, a equação se reduziria a:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{0} \quad (4)$$

O que caracterizaria uma vibração livre não amortecida. Essa consideração de taxa de amortecimento nula não condiz com realidade, uma vez que todos os sistemas possuem fontes de dissipação de energia. Entretanto, há casos em que, devido a baixas taxas de amortecimento (como é usual para estruturas da construção civil), essa consideração é aceitável.

Assumindo que o movimento de vibração livre é harmônico simples, por exemplo, tem-se:

$$\mathbf{u} = \mathbf{u}_0 \text{sen}(w_0 t) \quad (5)$$

Sendo \mathbf{u} o vetor do modo de vibração e w_0 a frequência natural a ele associada. Derivando-se duas vezes a expressão (5) em relação a variável tempo, tem-se:

$$\ddot{\mathbf{u}} = -w_0^2 \mathbf{u}_0 \text{sen}(w_0 t) \quad (6)$$

Chamando w_0^2 de λ e substituindo (6) e (5) em (4), chega-se a:

$$(\mathbf{K} - \lambda \mathbf{M})\mathbf{u}_0 = \mathbf{0} \quad (7)$$

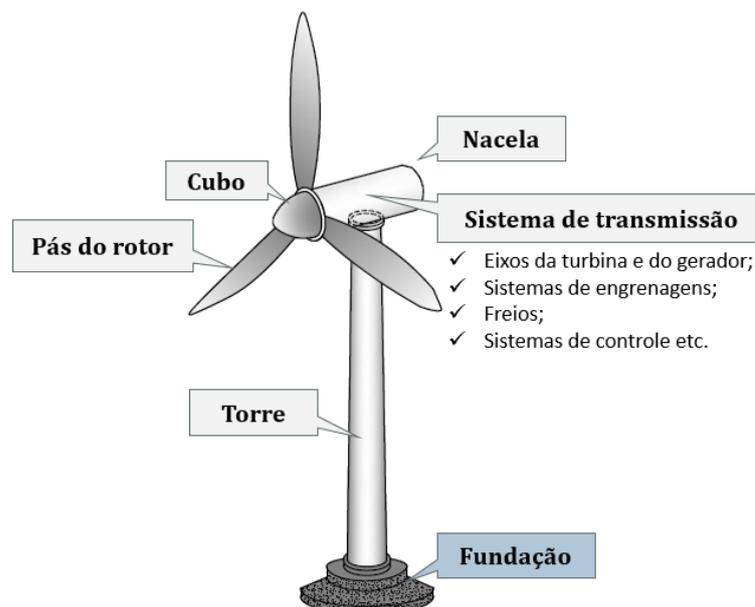
A equação (7) representa um problema de autovalor e autovetor e a sua resolução fornece um grupo de autovalores λ_i , que representam o quadrado das frequências dos “n” modos naturais de vibração da estrutura (sendo n o número de graus de liberdade do sistema), ao passo que os autovetores $\mathbf{u}_{0,i}$ trazem os modos próprios de vibração natural do sistema (ou seja, a forma como a estrutura vibra).

2.2.2 Caracterização dinâmica dos elementos do sistema de um aerogerador

2.1.2.1. Componentes do sistema

Os principais subsistemas que compõem um conversor de energia eólica incluem o rotor (cubo e pás), gerador, nacela e torre (DAMGAARD, 2014). Além desses há também as fundações que tem por finalidade transmitir as cargas atuantes no aerogerador para estratos mais resistentes do solo garantindo assim o equilíbrio da estrutura. A Figura 7 apresenta os componentes do aerogerador.

Figura 7 – Componentes do aerogerador.



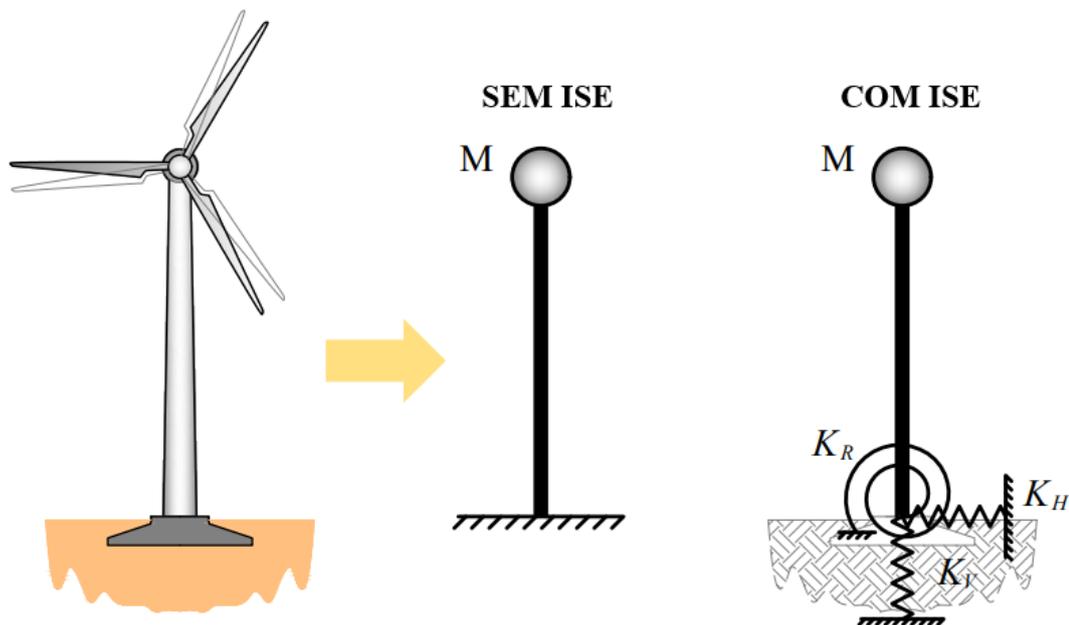
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

A torre de suporte tem grande influência na resposta do conjunto, e por isso vários trabalhos trazem formulações para o cálculo da primeira frequência natural de vibração modelando o aerogerador como sendo uma haste flexível engastada no solo com uma massa de topo, como é o caso de Tempel e Molenaar (2002), ou mesmo considerando sua interação com solo a partir de rigidezes globais, como fizeram Adhikari e Bhattacharya (2011, 2012), Arany *et al.* (2016, 2017), Isaksson e Tenenbaum (2018).

Nos modelos propostos por esses autores, independente de considerar ou não a interação solo-estrutura, a participação da torre entrou em termos de rigidez à flexão do elemento e de sua distribuição de massa. Já o conjunto rotor-nacela, designado, comumente,

por RNA (do inglês, *rotor-nacelle assembly*) é representada por uma massa concentrada no topo da torre. Segundo Oliveira (2016), essa simplificação se deve ao fato de a rotação do rotor possuir influência limitada no primeiro modo de vibração da torre, o que possibilita o cálculo considerando o gerador com seu rotor parado, levando a resultados satisfatoriamente rigorosos. A Figura 8 ilustra os dois modelos supracitados (com e sem interação solo-estrutura).

Figura 8 – Modelos dinâmicos simplificados do aerogerador sem e com interação solo-estrutura.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

2.1.2.2. Solicitações e tipos de carregamentos

Outro ponto importante na caracterização de um sistema dinâmico é o tipo de solicitação. Para um aerogerador *onshore* existem três fontes primárias de solicitação dinâmica do sistema, sendo elas (Figura 9):

– Rotação do rotor do gerador (1P):

A velocidade de rotação do rotor, seja ela constante ou não, consiste na primeira fonte de solicitação dinâmica do sistema e é comumente denominada de frequência 1P de excitação (TEMPEL & MOLENAAR, 2002). Cargas cíclicas podem ser geradas na frequência 1P caso

haja algum desalinhamento no sistema nacela-rotor e, além disso, qualquer desbalanceamento de massa gerará uma força harmônica de excitação no sistema (ADHIKARI & BHATTACHARYA, 2012).

Outra questão interessante é que, atualmente, os geradores eólicos modernos podem se basear em condições operacionais com velocidade constante ou variada. No segundo caso ter-se-ia não um valor único de frequência 1P, mas sim uma faixa de atuação da frequência 1P (BHATTACHARYA *et al.*, 2017); o que torna o controle vibracional um pouco mais complexo, uma vez que se diminui a faixa segura de frequência natural da estrutura.

– Passagem das pás do rotor (N_bP):

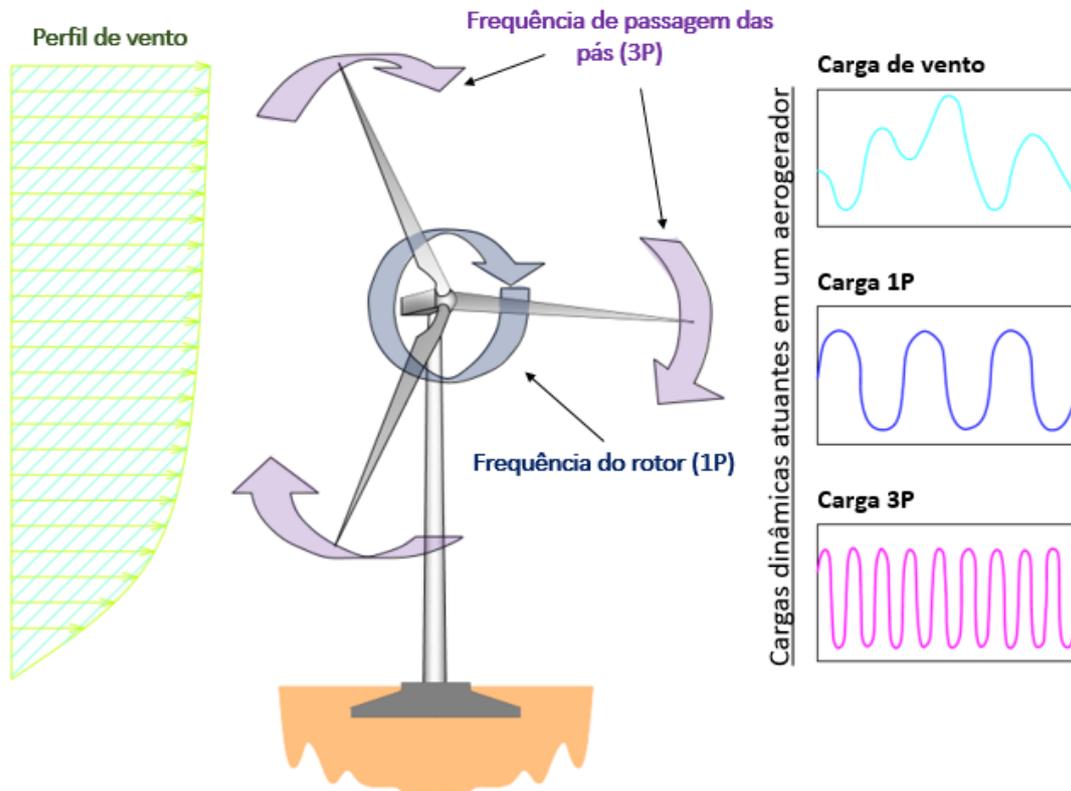
A rotação das pás do rotor gera na estrutura uma sollicitação dinâmica que é denominada de frequência N_bP , onde o N_b denota o número de pás que o rotor possui (TEMPEL & MOLENAAR, 2002). Essa sollicitação se origina do efeito de “sombra” que as pás do rotor geram na torre, de forma que parte da carga aerodinâmica incida de maneira periódica com uma frequência N_b vezes a frequência de rotação do rotor. Em se tratando de um aerogerador com velocidade variável, ter-se-ia, assim como na carga 1P, uma faixa de frequências de atuação dessa carga.

– Cargas devido à ação do vento:

O vento também é uma fonte de sollicitação dinâmica para a estrutura. O espectro de frequência do vento pode ser obtido utilizando o modelo proposto por Davenport (1961) *apud* Adhikari & Bhattacharya (2012), o qual postula que um vento de curta duração pode ser modelado a partir de um processo estacionário randômico composto por uma velocidade média constante e por uma componente variável (rajada) obtida por uma função de densidade espectral (ADHIKARI & BHATTACHARYA, 2012).

A frequência de vibração do vento costuma ser bastante baixa, da ordem de 0,02 Hz (ADHIKARI & BHATTACHARYA, 2012). Essa frequência é consideravelmente menor do que o valor encontrado nos modos principais de vibração de estruturas *onshore* de suporte de aerogeradores; o que remete ao fato das frequências principais a serem consideradas no controle vibracional desse tipo de estrutura serem 1P e 2P/3P. Não obstante, o comportamento cíclico da carga de vento dará origem a um problema de fadiga no solo levando ao acúmulo de deformação com recalques diferenciais progressivos (BHATTACHARYA, 2019).

Figura 9 – Cargas dinâmicas atuantes em um aerogerador.

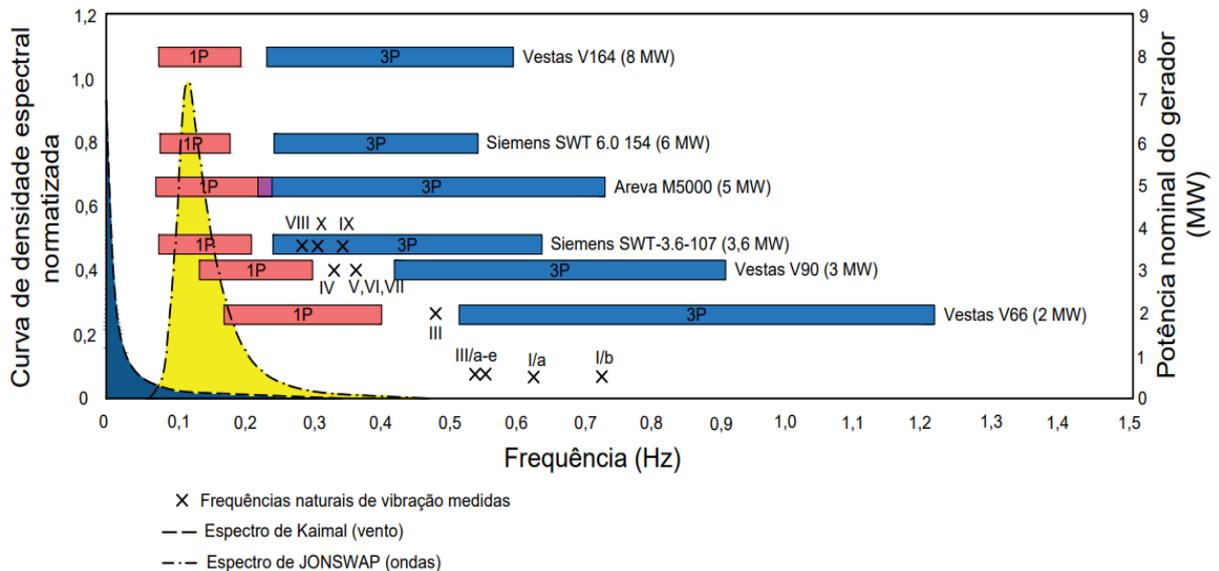


Fonte: adaptado de Bhattacharya (2019).

De acordo com DNV (2001) *apud* Adhikari & Bhattacharya (2011) é preciso garantir uma margem de segurança de no mínimo 10% da frequência de excitação em questão. A Figura 10 mostra as faixas de atuação das frequências de excitação atuantes em um aerogerador.

Segundo Tempel e Molenaar (2002), as duas frequências principais de vibração (1P e 3P, no caso de um gerador com um rotor de três pás), dividem o domínio de dimensionamento da estrutura do ponto de vista do controle vibracional em três regiões distintas que se traduzem em três classificações: (1) sistema rígido-rígido (*stiff-stiff*); (2) sistema flexível-rígido (*soft-stiff*) e (3) sistema flexível-flexível (*soft-soft*) a depender se a frequência natural de vibração é, respectivamente, maior que 3P, entre 1P e 3P ou menor do que 1P.

Figura 10 – Típico espectro de frequências mostrando as cargas dinâmicas de vento, ondas, 1P e 3P para 6 aerogeradores comerciais, além de frequências naturais de vibração medidas *in situ*.



Fonte: adaptado de Arany *et al.* (2017).

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-CODRIGTON, 2012 *apud* RIBEIRO, 2017). 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 à flexão 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 (RIBEIRO, 2017).

Os efeitos de aumento dos deslocamentos, quando da ocorrência de ressonância, podem ser analisados em termos do fator de amplificação dinâmica (FAD). Trata-se de um parâmetro adimensional que indica quantas vezes os deslocamentos em um sistema oscilatório em ressonância são maiores que uma situação onde tal efeito não esteja presente. O seu cálculo é feito pela seguinte expressão:

$$FAD = \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \quad (8)$$

$$\beta = \frac{f}{f_0} \quad (9)$$

Onde f é a frequência de excitação, f_0 é a frequência natural e ξ é a taxa de amortecimento do sistema para aquele modo de vibração.

2.1.2.3. Amortecimento

O amortecimento é dissipação de energia que ocorre em todo sistema mecânico oscilatório, com o conseqüente decaimento de vibração livre ou atenuação dos picos de deslocamento em vibração forçada (SORIANO, 2014). Em se tratando de um aerogerador, tem-se diversas fontes de dissipação de energia, tais como (OH *et al.*, 2018): efeito de histerese na resposta dinâmica do solo; atrito entre a fundação e o solo; amortecimento estrutural do aerogerador; amortecimento aerodinâmico e hidrodinâmico, caso seja se trate de uma instalação *offshore*.

O amortecimento estrutural consiste na dissipação de energia em forma de calor devido ao atrito interno no material. Para uma estrutura de aerogerador, as conexões e interfaces entre materiais (tais como soldas e ligações grauteadas) ditarão a taxa de amortecimento.

Já o amortecimento aerodinâmico é resultado da velocidade relativa entre a estrutura do aerogerador (principalmente as pás do rotor) e a massa de ar se movendo no entorno (BHATACHARYA, 2019) de forma que a magnitude da energia dissipada depende das condições operacionais da máquina (OH *et al.*, 2018), possuindo valores distintos quando considerados diferentes modos de vibração.

Por fim, tem-se o solo e sua interação com a fundação como mais uma fonte de dissipação de energia. Existem dois tipos de amortecimento devido ao solo (WHITMAN & RICHART, 1967): a perda de energia devido à propagação de ondas ao longo da massa de solo nas proximidades da fundação (amortecimento por radiação) e o amortecimento devido ao atrito interno do material (amortecimento por histerese).

Segundo Das (2010), o amortecimento por radiação irá depender parâmetros tais como o coeficiente de Poisson, massa da fundação, raio equivalente e densidade do solo. Já o amortecimento por histerese varia em função do tipo de solo e do nível de deformações ao qual o mesmo será submetido.

Devido ao fato da frequência natural de vibração dos aerogeradores ser próxima das frequências excitadoras, o amortecimento é um fator crítico no que tange a restrição de dano acumulado levando a necessidade de manutenções prematuras (BHATTACHARYA, 2019). Nesse contexto, tem-se a necessidade da determinação da taxa de amortecimento do sistema.

Entretanto, há que se ter em mente que chegar a um valor para esse parâmetro não consiste em uma tarefa trivial, dependendo de vários fatores e tendo diversas dificuldades quanto a sua quantificação em estudos, mesmo quando experimentais. Segundo Bhattacharya (2019), alguns autores foram capazes de determinar o amortecimento relativo ao primeiro modo de vibração de flexão da torre de maneira teórica ou empírica, tais como: Camp *et al.* (2004); Tarp-johasen *et al.* (2009); Versteijlen *et al.* (2011); Damgaard e Andersen (2012); Damgaard *et al.* (2013) e Shirzadeh *et al.* (2013). Partindo desses estudos, chegaram-se aos valores presentes na tabela a seguir.

Tabela 1 – Taxas de amortecimento em um aerogerador.

Fonte	Taxa de amortecimento
Amortecimento estrutural	0,15 – 1,5%
Amortecimento devido ao solo	0,44 – 1%
Amortecimento aerodinâmico ⁽¹⁾	1 – 6%

(1) Direção frontal e em condições operacionais.

Fonte: Bhattacharya (2019).

2.2 Interação solo-estrutura

Considerações de engastamento da torre no solo são via de regra contra a segurança, uma vez que a deformação da fundação diminui a frequência de vibração natural do sistema, de forma que nesses casos é necessário a consideração da interação solo-estrutura (HUSSAIN & SATARI, 2008).

Existe dois tipos de modelos adotados para a consideração da deformabilidade do solo: modelos de meio contínuo e de meio discreto.

Os modelos de meio discreto são baseados na Hipótese de Winkler (1867 *apud* Bowles, 1996) que propôs que a interação solo-estrutura (fundação) fosse constituída por uma série de molas independentes com comportamento elástico e linear, na qual a rigidez dessas molas caracterizaria uma constante de proporcionalidade entre a pressão aplicada e o deslocamento do solo, designada por coeficiente de reação ou coeficiente elástico (CAMPOS,

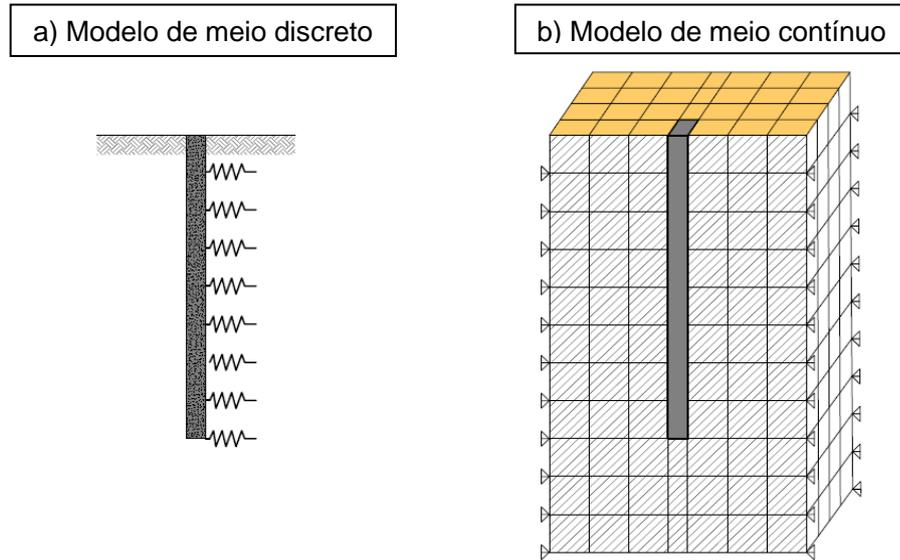
2015). Essa hipótese simplifica o problema, uma vez que a reação em determinado ponto do elemento estrutural em contato com o solo depende apenas do deslocamento desse ponto (ARAÚJO, 2013). As molas utilizadas na modelagem do solo podem, também, apresentar um comportamento não linear, como é o caso, por exemplo, do método da curva de transferência de cargas (curvas p-y) utilizadas na análise de estacas solicitadas lateralmente.

Segundo Prakash e Sharma (1990) *apud* Araújo (2013) os métodos pertencentes ao grupo de modelos discretos são os mais utilizados na prática dos projetos de fundação. Entretanto, apesar de se apresentar como uma alternativa eficiente para consideração da deformabilidade do solo (SCARLAT, 1993, *apud* CAMPOS, 2015) há que se pontuar a principal crítica concernente a abordagem da interação solo-estrutura por meio de elementos discretos que diz respeito a incapacidade de se considerar a interação entre elementos de solo vizinhos, o que gera, por exemplo, a impossibilidade teórica de se realizar análise de grupos de estacas (POULOS & DAVIS, 1980). A Figura 11 traz uma representação de exemplos de modelos discretos (à esquerda) e contínuos (à direita) utilizados na resolução do problema de estacas isoladas carregadas lateralmente.

Já os modelos de meio contínuo tratam o solo como um sólido com continuidade entre seus elementos. Nesse tipo de análise é possível considerar não apenas os efeitos da interação do elemento estrutural com o solo, mas também o efeito da transmissão de esforços ao longo da massa contínua de solo possibilitando a consideração de fenômenos mais complexos como, por exemplo, o efeito de grupo de estacas. A resolução desse tipo de problema pode ser feita com a utilização do Método dos Elementos Finitos (MEF) ou Método dos Elementos de Contorno (MEC) em casos mais complexos. Já em casos mais simples, com geometrias regulares e com o comportamento do solo sendo tomado como elástico linear, tem-se as soluções derivadas da Teoria da Elasticidade aplicada a solos.

Apesar desse tipo de modelo fornecer respostas bastante satisfatórias, considerando, inclusive, efeitos complexos de interação entre elementos do solo devido a transmissão de tensões de cisalhamento, tem-se uma grande dificuldade com relação aos parâmetros de entrada do modelo. Por ser tratar de estudos de grande complexibilidade, são necessários dados de entrada bastante realistas e precisos para que os resultados apresentem coerência e se aproximem da realidade física do problema (ARAÚJO, 2013).

Figura 11 – Modelos de meio discreto e de meio contínuo utilizados na consideração da interação solo-estrutura.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Uma análise da interação solo-estrutura baseia-se, portanto, na consideração da rigidez finita do solo em uma análise acoplada com a superestrutura. No caso em que se tem solicitações dinâmicas, como é observado na análise de estruturas de suporte de aerogeradores, é preciso se ter em mente que a rigidez da fundação é, de maneira geral, variável em função da frequência de excitação do sistema (DNV, 2002). Entretanto, a rigidez dinâmica do solo tende a diferir da rigidez estática apenas para solicitações vibracionais de alta frequência, o que não é o caso das cargas de vento e de maré, que possuem baixa frequência e são preponderantes no dimensionamento de fundações de aerogeradores, de forma que nessas situações tem-se um cenário em que a rigidez estática pode representar bem o comportamento dinâmico do sistema (DNV, 2002).

Assim sendo, no presente trabalho serão consideradas formulações de interação solo-estrutura para solicitações estáticas fazendo uso de soluções analíticas da Teoria da Elasticidade, métodos discretos e modelos de meio contínuo utilizando o Método dos Elementos Finitos. Antes de apresentar o embasamento teórico necessário para a elaboração dos modelos desenvolvidos na pesquisa, cabe aqui trazer alguns aspectos importantes relativos às propriedades dinâmicas do solo.

2.3.1 Propriedades dinâmicas do solo

Segundo Bhattacharya (2019), quando da análise dinâmica de solos, existem três fatores importantes a respeito do seu comportamento que devem ser considerados:

1. O solo é um material não linear, cuja rigidez decresce progressivamente com o aumento das tensões de cisalhamento, até que seja atingido um nível de tensão tão alto que gere deformações plásticas;
2. O solo é um material inelástico, assim sendo, quando sujeito a carregamentos cíclicos exibe uma perda de energia devido à histerese, o que finda por amplificar suas deformações;
3. As propriedades do solo, incluindo resistência, rigidez e poro-pressão, podem ser afetadas pelos ciclos de carga. Tal fato possui singular importância quando considerados solos arenosos e siltosos saturados onde a carga cíclica pode levar a um aumento da pressão neutra resultando na possibilidade da ocorrência de liquefação.

Tendo em mente esses três pontos, tem-se como aspectos mais relevantes para a análise dinâmica de solos: massa específica; rigidez; amortecimento (taxa de dissipação de energia); resistência e degradação devido à carga cíclica. Dessa forma, segundo Hoadley (2012) *apud* Warren-Codrington (2013) os principais parâmetros utilizados na análise dinâmica dos solos são o módulo dinâmico de elasticidade longitudinal (E); módulo dinâmico de elasticidade transversal (G); coeficiente de Poisson (ν); amplitude da deformação transversal, taxa de deformação transversal e coeficiente de amortecimento do solo, além de parâmetros de liquefação.

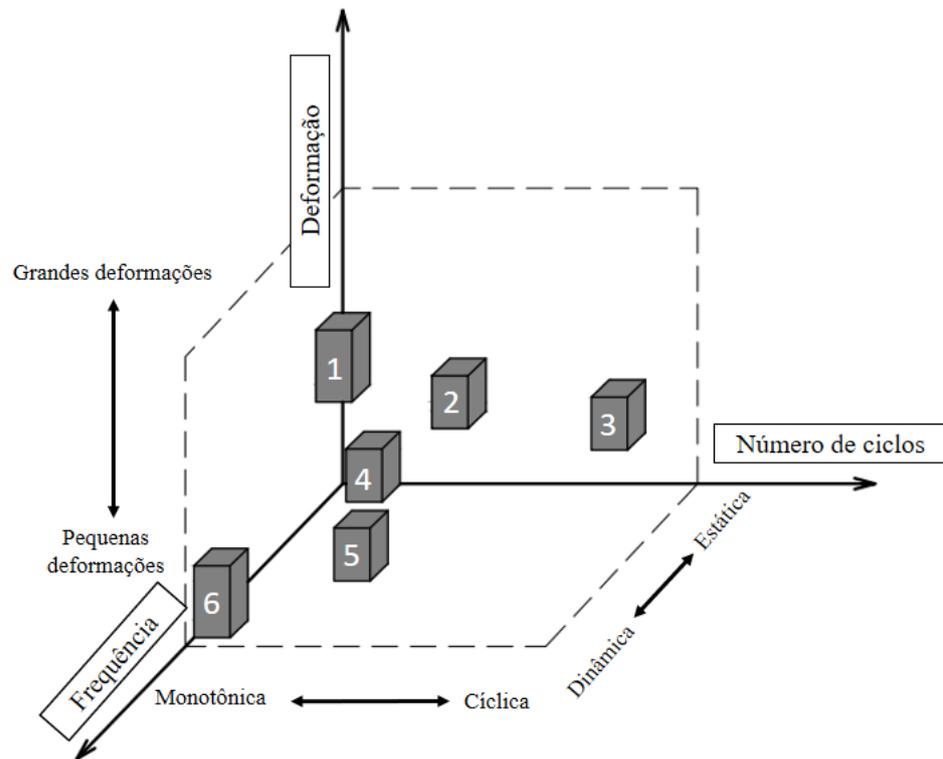
Antes de adentrar nessas propriedades, é pertinente a caracterização do tipo de problema a ser endereçado nesta pesquisa em termos de sollicitação. Para caracterizar um problema dinâmico relativo à resposta do solo é preciso avaliar o carregamento em termos de frequência, ciclagem e amplitude da deformação imposta ao solo. Segundo Bhattacharya (2019) essa classificação se dá em seis diferentes categorias, sendo elas:

- Cargas de terremotos (1), que são caracterizadas por deformações excessivas, baixo número de ciclos e baixa frequência (entre 0,5 a 1 Hz);
- Carregamentos em estruturas *offshores* (2);
- Cargas móveis de tráfego (3);

- Deformações impostas ao solo devido a variações no nível do lençol freático (4);
- Cravação de estacas e compactação de solos (5);
- Cargas impulsivas (6), tais como explosões e colisões.

A Figura 12, a seguir, apresenta um gráfico cujos eixos X, Y e Z representam, respectivamente, o número de ciclos, a frequência da carga e o nível de deformação. Nesse gráfico é possível ver as características de cada uma dessas seis fontes de excitação em problemas envolvendo dinâmica de solos e fundações.

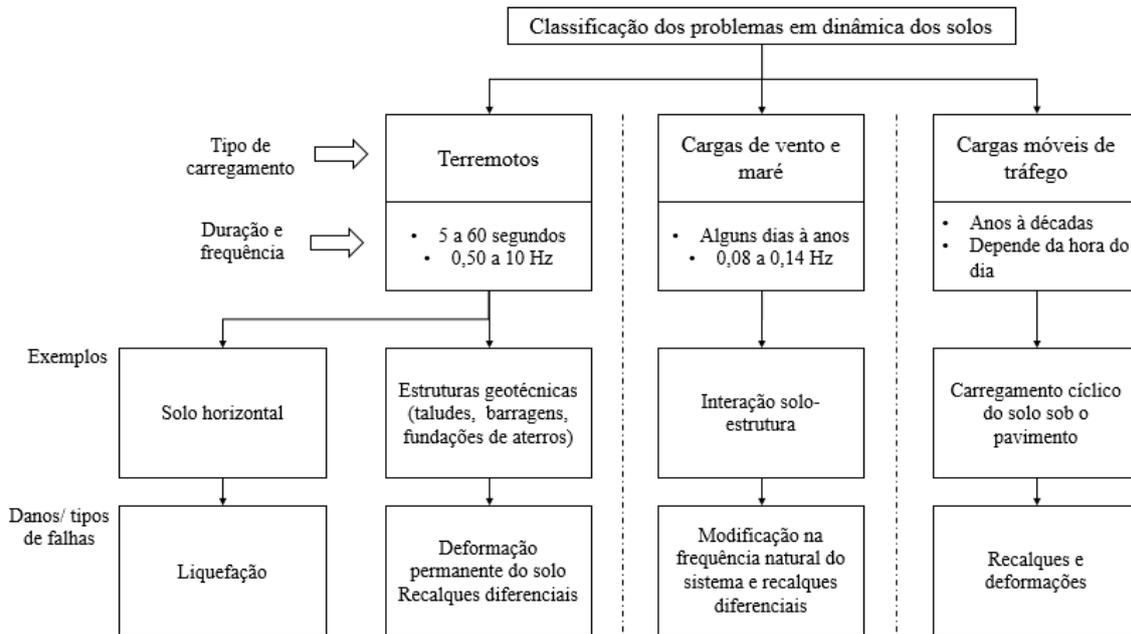
Figura 12 – Classificação de problemas da dinâmica dos solos segundo três parâmetros: frequência da carga, níveis de deformação e ciclagem.



Fonte: adaptado de Bhattacharya (2019).

Na Figura 13 há um diagrama que ajuda a entender as especificidades dos diversos problemas em dinâmica dos solos. Tendo em mente o nível de deformação, frequência da carga e número de ciclos ao qual uma fundação de aerogerador é submetida, tem-se um problema diretamente relacionado com a interação solo-estrutura apresentando efeitos diretos no comportamento dinâmico do sistema.

Figura 13 – Classificação dos problemas em dinâmica dos solos.



Fonte: adaptado de Bhattacharya (2019).

As propriedades do solo que mais influenciam a análise dinâmica com interação solo-estrutura são a deformação transversal específica e o módulo de elasticidade transversal (G).

A rigidez do solo, traduzida no valor do módulo de elasticidade transversal, varia de acordo com o nível de deformação transversal. Quanto maior a deformação que o solo experimenta, maior é a degradação da rigidez, de forma que o módulo de elasticidade transversal diminui. Esse comportamento do solo se distingue em três fase diferentes caracterizadas por dois valores limite de deformação transversal específica referentes ao:

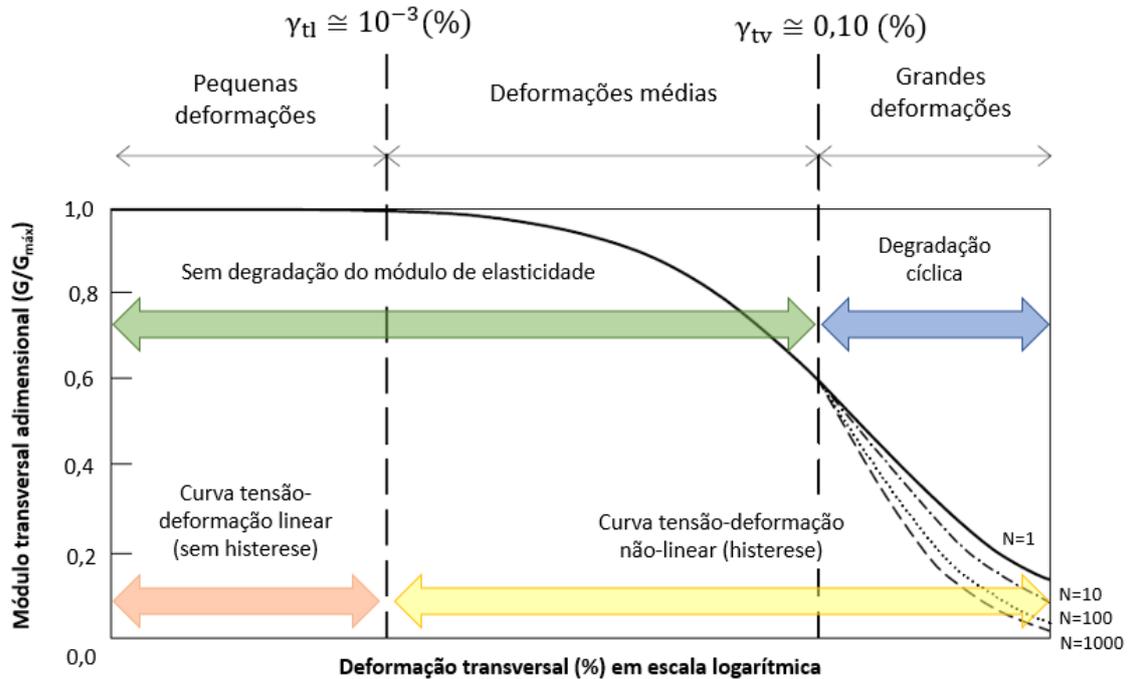
- Limite linear cíclico;
- Limite cíclico de deformação volumétrica.

Em situações de baixa deformação transversal o solo apresenta um comportamento que pode ser tido como linear elástico e não exibe amortecimento por histerese.

Na faixa de deformação média, a deformação transversal do solo é afetada de maneira não linear pela deformação cíclica. A degradação do módulo de elasticidade transversal pode ser descrita por meio do modelo hiperbólico apresentado na equação a seguir:

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_a} \quad (10)$$

Figura 14 – Módulo de elasticidade transversal em função da deformação transversal.



Fonte: adaptado de Oh *et al.* (2018).

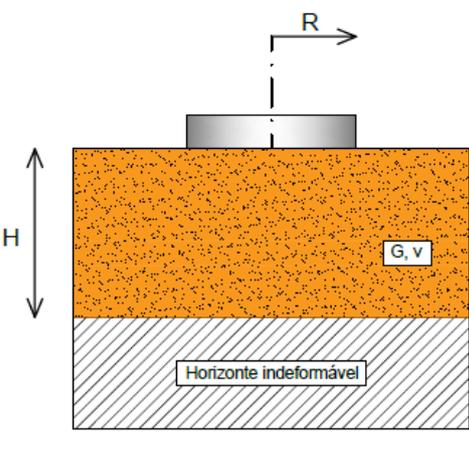
2.3.2 Soluções analíticas da Teoria da Elasticidade

A análise dinâmica modal do sistema estrutural do aerogerador pode ser feita de maneira acoplada ao sistema solo-fundação a partir da consideração de molas globais de fundação em um modelo de haste flexível com massa no topo. Esse tipo de modelo é conhecido como modelo de massa condensada (*lumped mass model*) e o valor da constante de mola afeta a frequência do pico de ressonância, a magnitude dos deslocamentos que ocorrem nas frequências bem abaixo da frequência de vibração natural da estrutura, e, exceto em circunstâncias especiais de máquinas rotativas com massa desbalanceada, a magnitude dos deslocamentos em estado de ressonância (WHITMAN & RICHART 1967).

Para a determinação dessas molas pode se fazer uso, no caso em que o elemento de fundação tenha uma geometria tal que possa ser considerado infinitamente rígido, das expressões baseadas na teoria da elasticidade.

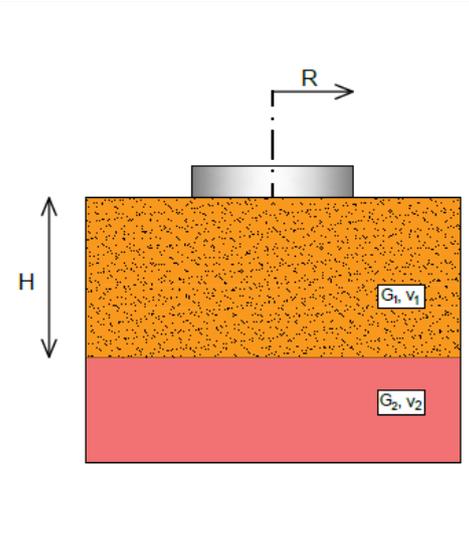
Para fundações diretas, têm-se rigidezes para os modos de vibração vertical, horizontal, tombamento e torção. O valor dessas rigidezes depende da dimensão da fundação, das propriedades elásticas do solo (módulo de elasticidade transversal e coeficiente de Poisson), profundidade de embutimento e espessura da camada de solo deformável. Os Quadros 1, 2 e 3 trazem as expressões para determinação das rigidezes globais para diversos casos de fundação.

Quadro 1 – Rigidezes globais para o caso de estrato de solo sobre horizonte indeformável.

	Movimento	Rigidez global
	Vertical	$K_V = \frac{4GR}{1 - \nu_s} \left(1 + 1,28 \frac{R}{H} \right)$
	Horizontal	$K_H = \frac{8GR}{2 - \nu_s} \left(1 + 0,50 \frac{R}{H} \right)$
	Rotacional	$K_R = \frac{8GR^3}{3(1 - \nu_s)} \left(1 + 0,50 \frac{R}{H} \right)$
	Torcional	$K_T = \frac{16GR^3}{3}$

Fonte: adaptado DNV (2002).

Quadro 2 – Rigidezes globais para o caso de fundação assentada em solo deformável sob horizonte semi-infinito deformável.

	Movimento	Rigidez global
	Vertical ⁽¹⁾	$K_V = \frac{4G_1R}{1 - \nu_{s,1}} \left(\frac{1 + 1,28 \frac{R}{H}}{1 + 1,28 \frac{R}{H} \frac{G_1}{G_2}} \right)$
	Horizontal ⁽²⁾	$K_H = \frac{8G_1R}{2 - \nu_{s,1}} \left(\frac{1 + \frac{R}{2H}}{1 + \frac{R}{2H} \frac{G_1}{G_2}} \right)$
	Rotacional ⁽³⁾	$K_R = \frac{8G_1R^3}{3(1 - \nu_{s,1})} \left(\frac{1 + \frac{R}{6H}}{1 + \frac{R}{6H} \frac{G_1}{G_2}} \right)$
	Torcional	-

(1) Expressão válida para $1 \leq H/R \leq 5$; (2) Expressão válida para $1 \leq H/R \leq 4$; (3) Expressão válida para $0,75 \leq H/R \leq 2$.

Fonte: adaptado DNV (2002).

Quadro 3 – Rigidezes globais para o caso de fundação assentada com embutimento D em solo deformável sob horizonte indeformável.

Movimento	Rigidez global
Vertical	$K_V = \frac{4GR}{1 - \nu_s} \left(1 + 1,28 \frac{R}{H}\right) \left(1 + \frac{D}{2R}\right) \left[1 + \left(0,85 - 0,28 \frac{D}{R}\right) \frac{D/H}{1 + D/H}\right]$
Horizontal	$K_H = \frac{8GR}{2 - \nu_s} \left(1 + \frac{R}{2H}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H}\right)$
Rotacional	$K_R = \frac{8GR^3}{3(1 - \nu_s)} \left(1 + \frac{R}{6H}\right) \left(1 + 2 \frac{D}{R}\right) \left(1 + 0,70 \frac{D}{H}\right)$
Torcional	$K_T = \frac{16GR^3}{3} \left(1 + \frac{8D}{3R}\right)$

Validade: $D/R < 2$, $D/H < 1/2$

Fonte: adaptado DNV (2002).

Quadro 4 – Rigidezes normalizadas no topo de estacas flexíveis.

Perfil do solo	Rigidezes normalizadas no topo da estaca		
	Horizontal	Rotacional	Acoplada
	$\frac{K_H}{DE_s}$	$\frac{K_R}{D^3E_s}$	$\frac{K_{H,R}}{D^2E_s}$
Crescimento linear de E com a profundidade	$0,60 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,35}$	$0,14 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,80}$	$-0,17 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,60}$
$\frac{E_z z}{D}$			
Crescimento E com a raiz quadrada de z	$0,80 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,28}$	$0,15 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,77}$	$-0,24 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,53}$
$E_z \sqrt{z/D}$			
Meio homogêneo	$1,08 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,21}$	$0,16 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,75}$	$-0,22 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,50}$
$E = E_s$			

Fonte: adaptado DNV (2002).

Já para as fundações estacadas com estacas flexíveis, são fornecidas rigidezes globais (tomadas no topo da estaca) para três graus de liberdade (DNV, 2002): horizontal, rotacional e a rigidez acoplada. O valor dessas rigidezes varia de acordo com o desenvolvimento do módulo de elasticidade ao longo do perfil do solo. Por isso, são dados valores para três casos: módulo de elasticidade constante; módulo de elasticidade variando linearmente com a profundidade e módulo de elasticidade variando com a raiz quadrada da profundidade. O Quadro 4 traz as expressões mencionadas.

2.3.3 Modelos discretos

2.3.3.1. *Fundação sobre base elástica de Winkler*

O modelo discreto de fundação sobre uma base elástica de Winkler, ou seja, sobre um conjunto de molas independentes infinitesimalmente afastadas, é largamente utilizado devido a sua simplicidade tanto em termos de representação da reação do solo na interface entre solo e fundação quanto na análise dos efeitos da interação solo estrutura (KAMESWARA RAO, 2011). Neste modelo, as pressões de contato são proporcionais aos deslocamentos (VELLOSO & LOPES, 2011).

No caso em que se tem uma fundação sujeita a cargas de grande excentricidade, sua condição de equilíbrio fica condicionada ao limite até o onde a resultante de tensões de compressão pode coincidir com o centro de aplicação da carga excêntrica.

Quando se tem um modelo de Winkler as molas podem, teoricamente, resistir também à tração. Entretanto, esse cenário não condiz com a realidade, visto que a capacidade do solo de transmitir tensões de tração é bastante limitada, sendo quase inexistente. Portanto, nesse tipo de análise, sobretudo em casos de fundações sujeitas a cargas com grandes excentricidades, é imprescindível condicionar a atuação da base elástica a fornecer reações apenas quando for solicitada à compressão

2.3.3.2. *Curvas de transferência de carga em estacas*

A resistência a cargas axiais de uma estaca é dada por uma combinação de aderência solo-estaca (a partir de tensões de cisalhamento que se opõe a penetração do elemento no solo) e capacidade de suporte na ponta (devido à transferência de tensões de compressão) (REDDY

& SWAMIDAS, 2014). A relação entre o deslocamento local da estaca e a resistência lateral mobilizada é dada por curvas t-z, ao passo que o desenvolvimento da resistência de ponta em função do deslocamento axial na ponta da estaca pode ser descrito fazendo-se uso de curvas Q-z (API, 2003).

O ideal é que tais curvas sejam desenvolvidas experimentalmente a partir de ensaios de cargas em estacas instrumentadas internamente para aferição da variação da carga axial com a profundidade. Entretanto, o número de experimentos desse tipo é bastante limitado e, em alguns casos, os resultados obtidos são pouco adequados de forma que o montante de informação disponível para a construção de expressões analíticas é limitado (REDDY & SWAMIDAS, 2014).

A construção de curvas de transferência de carga visa descrever o comportamento carga-deslocamento antes e após atingir a capacidade de carga prevista para estaca, limitando assim sua rigidez. Isso é particularmente importante na determinação da rigidez rotacional de fundações para aerogeradores, pois permite verificar a influência do nível de carregamento no desenvolvimento da rigidez global da fundação.

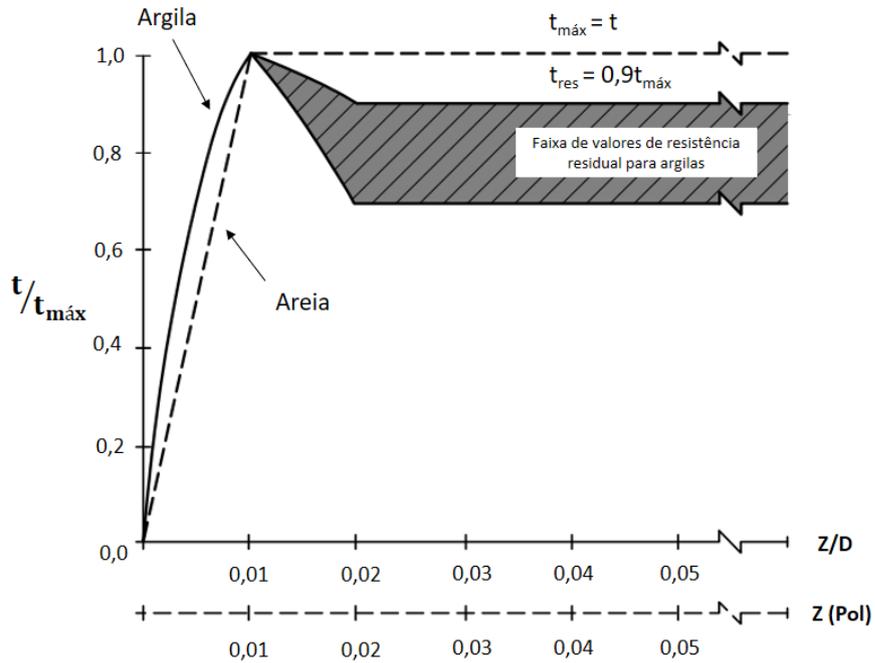
O código de práticas recomendadas para construções *offshore* do *American Petroleum Institute* (API) traz expressões normatizadas para a construção de curvas de transferência de carga tanto para solicitações axiais (curvas t-z e Q-z) quanto para estacas carregadas lateralmente (curvas p-y), as quais serão apresentadas a seguir.

A) Curvas t-z

Kraft *et al.* (1981) estudou a teoria da transferência de carga na resistência lateral e notou que o diâmetro, rigidez axial, comprimento da estaca, além da distribuição da resistência e rigidez do solo ao longo do elemento de fundação são todos fatores que influenciam a curva de transferência de carga (REESE *et al.*, 2006).

A Tabela 2 traz os valores utilizados na construção de curvas t-z para solos arenosos e argilosos (API, 2003).

Figura 15 – Curvas t-z para areias e argilas



Fonte: adaptado de API (2003).

Tabela 2 – Valores para a construção de curvas t-z.

	z/D	$t/t_{máx}$
Argila	0,0016	0,30
	0,0031	0,50
	0,0057	0,75
	0,0080	0,90
	0,0100	1,00
	0,0200	0,70 a 0,90
	∞	0,70 a 0,90
Areia	z (mm)	$t/t_{máx}$
	0,00	0,00
	2,50	1,00
	∞	1,00

Onde:

z = deslocamento local da estaca;

D = Diâmetro da estaca;

t = resistência lateral mobilizada;

$t_{máx}$ = resistência lateral máxima.

Fonte: API (2003).

A Figura 15 mostra ambas as curvas (solos arenosos e argilosos). Especial atenção deve ser dada a relação $t/t_{máx}$ na região pós-pico da curva, a qual é, muitas vezes, dependente de fatores tais como o comportamento tensão-deformação do solo, histórico de carregamento, sequência de carregamento da estaca, entre outros (REDDY & SWAMIDAS, 2014).

B) Curvas Q-z

A Tabela 3 apresenta valores a serem utilizados para a construção de curvas de transferência de carga tanto para solos arenosos quanto para argilas. Importante notar que é necessário um deslocamento relativamente grande na ponta da estaca para mobilizar toda a sua capacidade de carga (cerca de 10% do valor do diâmetro) tanto para areias quanto argilas. Desta forma, em ambos os casos a resistência ao atrito lateral é totalmente mobilizada antes da resistência de ponta.

Tabela 3 – Valores para a construção de curvas Q-z

z/D	Q/Q_p
0,002	0,25
0,013	0,50
0,042	0,75
0,073	0,90
0,100	1,00

Onde:

z = deslocamento da ponta da estaca;

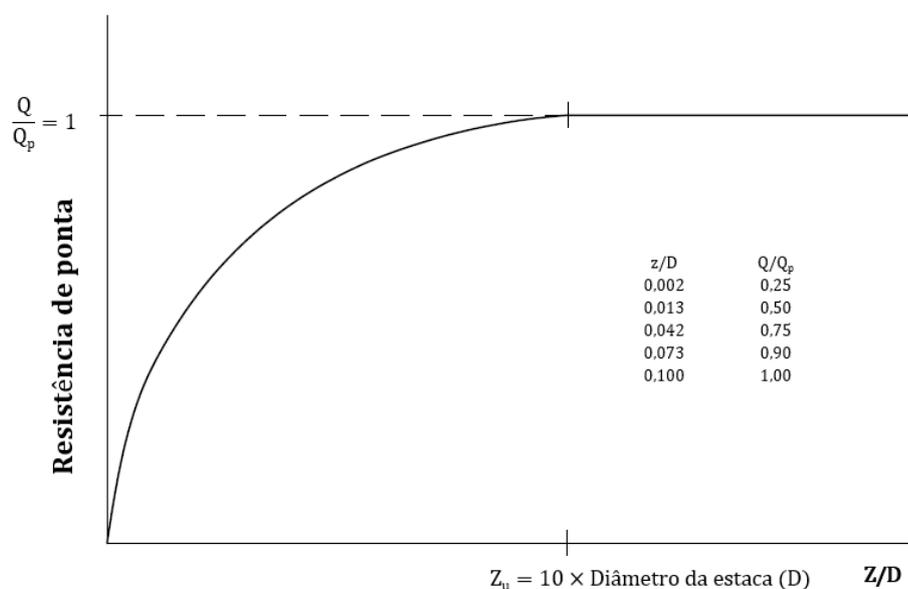
D = Diâmetro da estaca;

Q = resistência de ponta mobilizada;

Q_p = resistência de ponta máxima.

Fonte: API (2003).

Figura 16 – Resistência de ponta em função do deslocamento (curvas Q-z).

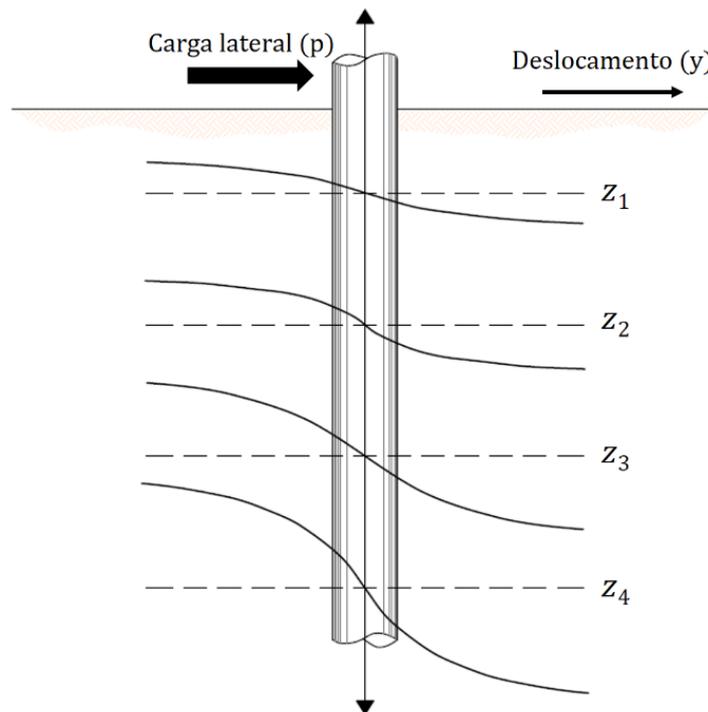


Fonte: adaptado de API (2003).

C) Curvas p-y

Alguns dos métodos mais simples usualmente utilizados na solução de estacas carregadas lateralmente consideram que o solo se comporta de maneira linear elástica, sendo a reação do solo proporcional ao deslocamento do elemento de fundação. Esse comportamento, porém, pode não ser apropriado em alguns casos onde estruturas submetidas a cargas laterais transferem ao solo (sobretudo as porções mais superficiais do solo, as quais influenciam de forma mais veemente o comportamento da interação estaca-solo) tensões suficientes para que o mesmo se comporte de maneira plástica.

Figura 17 – Ilustração mostrando os diferentes comportamentos do solo em função da profundidade e da solicitação (curvas p-y)



Fonte: adaptado de Reddy & Swamidas (2014).

O método da curva p-y parte do princípio que o comportamento do solo muda em função do nível de carregamento e, portanto, sua resistência não pode ser modelada tão somente por elementos elásticos lineares. Dessa forma, são criados modelos – os quais, comumente, necessitam de uma abordagem computacional para sua resolução – onde as molas, que simulam o contato entre o solo e à estaca, possuem comportamento não linear.

Essas curvas devem ser construídas para cada profundidade, tendo em vista que, exceto para o caso de argilas normalmente consolidadas, é costumeiro observar o aumento do módulo de reação horizontal com a profundidade (ou seja, considera-se que a rigidez – e resistência – do solo é maior para estratos mais profundos).

O método de análise de estacas submetidas a carregamentos horizontais é bastante utilizado, sobretudo na área de projeto de estruturas *offshores* e a diferença entre as várias abordagens práticas desse método consiste, basicamente, na forma como são construídas as curvas p-y.

– **Curvas p-y segundo a metodologia do API (2003)**

As curvas p-y, comumente, são normalizadas pelo valor da carga e deformação últimas de ruptura, de forma que os valores trazidos na curva são valores adimensionais que devem ser multiplicados pelos parâmetros da situação de ruptura para se chegar à reação do solo. Dessa forma, há que se, antes de tudo, determinar qual a carga de ruptura para um dado sistema estaca-solo.

– *Capacidade de carga lateral para argilas moles*

Valores típicos de capacidade de carga lateral para solos de argila mole encontrados variam entre 8c e 12c (API, 2003). As recomendações trazidas pelo código da API sugerem as seguintes equações para o valor dessa capacidade de carga última.

$$p_u = 3c + \gamma X + J \frac{cX}{D} \quad (11)$$

Para $X < X_R$

$$p_u = 9c \quad (12)$$

Para $X > X_R$

Onde p_u é a resistência última, c é a resistência ao cisalhamento não drenada para amostras de solo não amolgadas, D o diâmetro da estaca, γ é o peso específico do solo, J é uma constante empírica com valores entre 0,25 e 0,50 determinados em campo, X é a profundidade e X_R é uma profundidade limite para a variação da resistência do solo através da expressão (11), sendo dada pela seguinte equação:

$$X_R = \frac{6D}{\frac{\gamma D}{c} + J} \quad (13)$$

As relações supracitadas são válidas somente para casos em que a resistência do solo aumenta com a profundidade. Para uma variação errática da resistência deve-se utilizar outras relações.

– *Curvas carga-deformação (p-y) para argilas moles*

Os valores da Tabela 4, a seguir, são trazidos em API (2003) para argilas moles submetidas a cargas estáticas.

Tabela 4 – Valores para a construção da curva p-y para argilas moles.

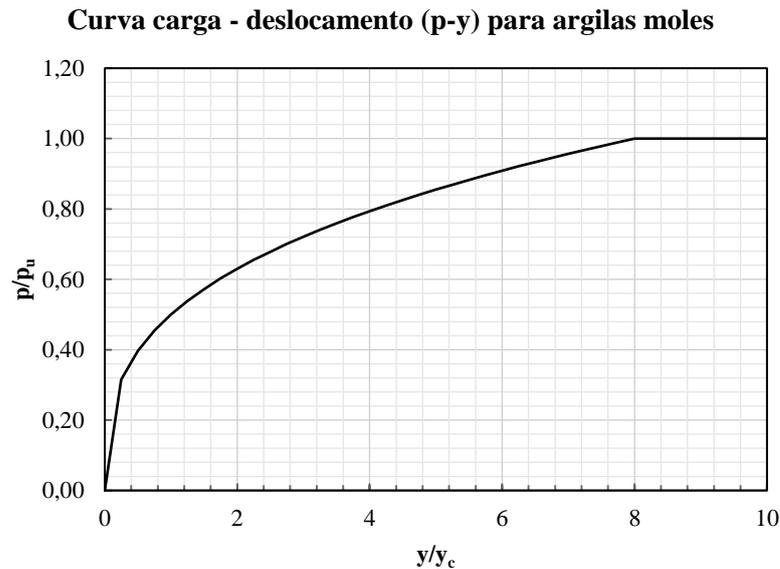
p/p_u	y/y_c
0,00	0,0
0,50	1,0
0,72	3,0
1,00	8,0
1,00	∞

Fonte: API (2003).

Esses valores também podem ser definidos partindo da curva modelada pelas seguintes expressões.

$$p = \begin{cases} \frac{p_u}{2} \left(\frac{y}{y_c}\right)^{\frac{1}{3}} & , \text{para } y \leq 8y_c \\ p_u & , \text{para } y > 8y_c \end{cases} \quad (14)$$

Gráfico 1 – Curva carga-deslocamento (p-y) para argilas moles.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

– *Capacidade de carga lateral para areias*

A variação da capacidade resistente de solos arenosos é diferente para os solos mais superficiais e para os solos mais profundos. Dessa forma o API (2003) sugere que seja adotado, para uma dada profundidade, o menor resultado fornecido pelas equações a seguir.

$$p_{us} = (C_1 \cdot H + C_2 D) \cdot \gamma \cdot Z \quad (15)$$

$$p_{ud} = C_3 \cdot D \cdot \gamma \cdot Z \quad (16)$$

Onde Z é a profundidade, e C_1 , C_2 e C_3 são coeficientes que variam com o ângulo de atrito da areia e podem ser determinados utilizando o ábaco presente na Figura 18, a seguir.

– *Curvas carga – deformação (p-y) para solos arenosos*

O comportamento de solos arenosos pode ser modelado em função da profundidade utilizando a seguinte expressão:

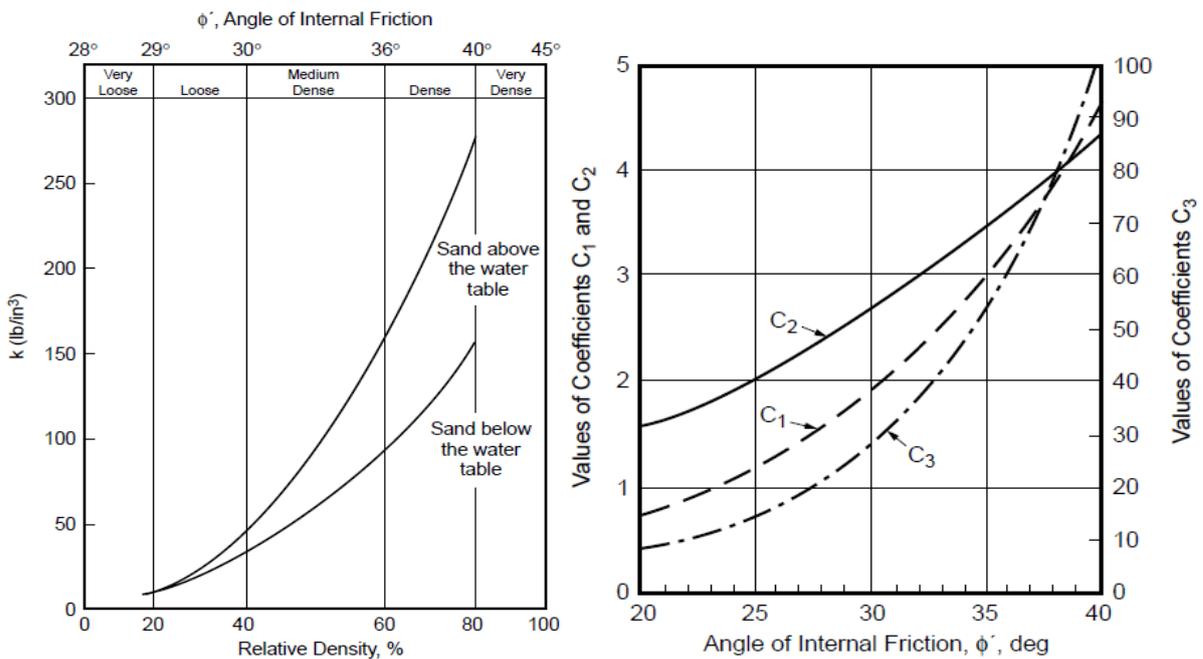
$$P = A \cdot p_u \cdot \tanh \left[\frac{k \cdot Z}{A \cdot p_u} \cdot y \right] \quad (17)$$

Onde A é um fator que leva em conta a natureza do carregamento assumindo os seguintes valores caso seja, respectivamente, carregamento cíclico ou estático:

$$A = \begin{cases} 0,90 \\ \left(3,0 - 0,80 \frac{Z}{D} \right) \geq 0,90 \end{cases} \quad (18)$$

E k é o módulo de reação inicial do solo, dado pelo ábaco da Figura 18, abaixo, em função do ângulo de atrito da areia (atentar para as unidades em que se encontra o gráfico).

Figura 18 – Ábacos para a obtenção do módulo de reação (à esquerda) e dos coeficientes C1, C2 e C3 (à direita).



Fonte: API (2003).

2.3 Interação solo-estrutura em fundações de aerogeradores

A necessidade de se considerar a interação solo-estrutura na análise de estruturas de suporte de geradores eólicos já consiste em ponto pacífico no meio técnico sendo, inclusive, explícita a necessidade de tal avaliação no código normativo DNV GL-ST-0126 (DNV, 2018)

no seu item 7.4.1.2. Entretanto, essa análise é feita muitas vezes de maneira simplificada. A seguir tem-se alguns estudos interessantes que versam sobre o tema.

Zuo *et al.* (2018) estudaram o impacto da consideração da rotação das pás do rotor do gerador na resposta dinâmica do sistema, além da consideração da interação solo-estrutura por meio de modelos discretos de molas não lineares distribuídas. A pesquisa revelou que a análise feita com o aerogerador na posição parada (*standstill*) pode ser pouco conservadora, principalmente no que tange aos deslocamentos sofridos pela estrutura. A análise feita com o vento atuando na direção frontal forneceu um deslocamento 142% maior quando considerada uma rotação de 1,27 rad/s. Com relação à ISE, foi encontrada uma frequência de vibração natural para o primeiro modo (flexão da torre no sentido frontal) cerca de 30% menor para um solo argiloso com resistência não drenada de 25 kPa se comparada à condição da torre engastada. A diferença entre as frequências naturais de vibração foi maior nos modos da torre.

Andersen *et al.* (2012) utilizaram uma abordagem estatística para analisar a influência das incertezas envolvendo as propriedades do solo na frequência do primeiro modo de vibração natural utilizando simulação de Monte Carlo. A função de densidade de probabilidade para essa frequência de vibração foi estimada considerando diferentes relações entre rigidez horizontal e rigidez rotacional da fundação, e concluiu-se que a variação da primeira é bem maior do que a da segunda.

O trabalho feito por Yeter (2019) analisou as incertezas envolvendo a determinação das frequências naturais de vibração de um sistema de aerogerador *offshore* com fundação do tipo monoestaca. O autor considerou a partir de análises utilizando o método Monte Carlo de simulações, incertezas relacionadas ao material, à geometria e as condições de interação solo-estrutura (parâmetros geotécnicos e modelos de análise) e avaliou como cada um desses parâmetros afeta o comportamento dinâmico do aerogerador (sobretudo as primeiras frequências de vibração da torre). Como resultado, o autor concluiu que as duas variáveis com mais impacto na frequência natural de vibração são a distribuição do perfil de solo (relacionada ao comprimento da fundação para alcançar os estratos mais resistentes) e o módulo de reação do solo. Ou seja, o estudo evidenciou a importância da interação solo-estrutura no controle das vibrações ressonantes do sistema.

Adhikari e Bhattacharya (2011) propuseram um modelo analítico de dois graus de liberdade (viga de Euler-Bernoulli com carga axial) para a determinação da frequência do primeiro do modo de vibração natural de um aerogerador *offshore* com fundação em monoestaca considerando a interação solo-estrutura a partir de rigidezes globais (lateral e rotacional). Na pesquisa são montadas equações diferenciais partindo do equilíbrio dinâmico

da estrutura e das condições de contorno. O equacionamento do problema levou a um sistema de equações com solução transcendental que requereu a utilização de métodos numéricos. Após a determinação de sua solução, o modelo foi submetido a uma validação numérica e a uma aplicação prática com dados em campo e experimentos em escala onde foi verificada a sua aplicabilidade para uma primeira aproximação da primeira frequência natural de vibração do sistema em estudos preliminares.

Já Austin e Jerath (2017) conduziram um estudo a respeito do efeito da consideração da interação solo-fundação-estrutura na resposta sísmica de um aerogerador. Nesse trabalho foram feitos modelos em elementos finitos utilizando o *software* ANSYS de quatro tipos de fundação: monoestaca, fundação direta rasa, grupo de estacas e fundação rasa atirantada. A ISE foi considerada através de modelos discretos e modelos contínuos. Os autores concluíram, a partir dos resultados, que para os casos analisados o impacto da consideração da deformabilidade do solo e da fundação na resposta sísmica do sistema foi limitado.

Bhattacharya e Adhikari (2011) fizeram um trabalho experimental utilizando um modelo em escala reduzida (1:100). A pesquisa consistiu na determinação dos parâmetros de interação solo-estrutura de maneira experimental a partir do modelo reduzido. Esses parâmetros serviram como dados de entrada para os modelos analíticos e numéricos de análise modal (primeiro modo de vibração) e o resultado foi comparado com a frequência natural determinada no modelo experimental. Os resultados do estudo mostram uma boa concordância entre os resultados dos modelos analíticos e do modelo experimental, entretanto sendo os resultados do primeiro, em geral, superestimados em relação ao segundo. Um dos motivos apresentados pelos autores é não consideração do amortecimento da estrutura nas formulações analíticas e da desconsideração da massa do solo no sistema (o que diminuiria a frequência de vibração).

Bisoi e Haldar (2014) conduziram um estudo paramétrico analisando o efeito de vários parâmetros na resposta dinâmica de um sistema de aerogerador *offshore* sujeito a cargas de vento e de maré. No modelo desenvolvido no trabalho a interação solo-estrutura foi considerada a partir de molas não lineares p-y, Q-z e t-z, referentes, respectivamente, a resistência lateral, resistência de ponta e de fuste da fundação em monoestaca. Das várias conclusões derivadas dos resultados do estudo, uma das mais interessantes foi que a não linearidade do comportamento do solo não fez muita diferença para ventos de baixa velocidade, entretanto, quando a solicitação devido a ação do vento aumentou, a rigidez da fundação sofreu uma degradação que acarretou em uma diminuição considerável da frequência natural de vibração do sistema.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Esta pesquisa tem como objetivo avaliar o desenvolvimento dos parâmetros de interação fundação-torre (ou seja, as rigidezes globais) em um sistema de aerogerador *onshore* para uma fundação em radier estaqueado, considerando modelos não lineares de interação solo-estrutura e analisando o impacto desse tipo de análise nas frequências naturais de vibração e na resposta dinâmica do sistema. Para tanto, foi utilizado um caso fictício para o desenvolvimento da pesquisa fazendo-se uso dos dados do aerogerador de referência da NREL (*National Renewable Energy Laboratory*) com capacidade de geração de 5 MW. Esse aerogerador é bastante empregado em pesquisas ao redor do mundo por possuir dados estruturais, geométricos e eletro-mecânicos bem definidos e de livre acesso, além de ser uma máquina com alta capacidade de geração de energia, condizente com os aerogeradores mais modernos para os quais há um apontamento de investimentos da indústria.

Já os dados geotécnicos foram retirados de um estudo de caso apresentado em Freitas (2018), que avaliou, a partir de modelagens numéricas, a contribuição do bloco/radier na capacidade de carga, deslocamentos e rigidez rotacional de uma fundação de aerogerador concebida como grupo de estacas. O referido estudo utilizou dados de fundações executadas para suporte de aerogeradores do Parque Eólico Miassaba 3, localizado no município de Macau, Rio Grande do Norte. Têm-se dados referentes às sondagens à percussão, além de quatro provas de carga estática realizadas nas estacas executadas no parque.

3.1 Análises propostas no estudo

Antes da apresentação dos modelos utilizados na pesquisa, cabe aqui apresentar uma visão geral do estudo, mostrando as diversas etapas da análise e a maneira como as mesmas se inter-relacionam, especificando quais dados de entrada e o tipo de resposta a ser obtida.

Primeiramente, tem-se a análise da interação solo-estrutura. A partir de dados geotécnicos do solo onde a fundação será executada é possível a construção de modelos numéricos para a avaliação da resposta do conjunto solo-fundação para determinada solicitação. Tal resposta é dada por meio curvas carga-deslocamento da fundação, sendo de especial atenção o deslocamento dos pontos de encontro da mesma com a torre de suporte do aerogerador. Dessas curvas é possível obter a rigidez que o sistema solo-fundação é capaz de fornecer à torre considerando um dado nível de carregamento.

Para o estudo foram propostos quatro modelos de interação solo-estrutura distintos, indo de um método mais simples, com uso de formulações analíticas, chegando ao modelo mais sofisticado, com a adoção do Método dos Elementos Finitos através do software ABAQUS, representando o solo segundo um modelo constitutivo elasto-plástico.

Tendo em mãos o comportamento da fundação para os diversos graus de liberdade (translação vertical, horizontal, rotação e torção) é possível definir a rigidez do apoio no modelo de massa condensada do aerogerador. A definição desse modelo consta no item 3.2, a seguir, mostrando o estabelecimento de todas as propriedades do sistema para análise dinâmica (rigidez, massa e amortecimento). O uso de apoios flexíveis na análise dinâmica do aerogerador permite um bom acoplamento entre os dois sistemas, sendo possível o estudo dos efeitos da interação solo-estrutura na resposta dinâmica da estrutura.

O estudo dinâmico do sistema de um aerogerador, a luz da sua interação com o solo, pode ser dividido em dois tipos de análises distintas, de acordo com o tipo de solicitação (BHATTACHARYA, 2019).

- Momentos de tombamento cíclicos (com frequência em torno de 0,01 Hz) devido a atuação da força de vento. Nesse caso, tem-se um problema muito mais relacionado com a fadiga, uma vez que a frequência de excitação é bem mais baixa do que as frequências naturais do sistema, e, no longo prazo, sua atuação pode gerar perda de rigidez e aumento de recalques devido ao acúmulo progressivo de deformações.
- Cargas operacionais do aerogerador (1P e 3P), as quais se situam em uma faixa de frequência muito mais próxima da situação natural da estrutura, levando o sistema a um estado de ressonância. Nesse caso, tem-se uma situação em que os deslocamentos podem ser amplificados pelo fenômeno da ressonância ocasionando em um aumento de esforços na torre/aerogerador, bem como das cargas transferidas à fundação.

Nesta pesquisa foi avaliado apenas o segundo tipo de análise, considerando, entretanto, o comportamento não linear dos apoios flexíveis devido à deformabilidade do solo a partir das curvas carga-deslocamento obtidas na avaliação da interação solo-estrutura.

Além da análise no domínio do tempo para a determinação dos deslocamentos do aerogerador, também foram feitas análises modais considerando apoios flexíveis. Nesse tipo de análise considera-se que não há incidência de fontes externas de excitação, de forma que a sua solução (que consiste em um problema de autovalor e autovetor) representa as frequências e modos de vibração natural da estrutura.

Tendo em mãos a frequência natural de vibração é possível realizar o controle vibracional do sistema, que consiste em comparar as frequências naturais com as frequências de excitação externa (carregamentos dinâmicos, que, no caso, são o vento, carga 1P e carga 3P). Essa comparação visa determinar se há o perigo da situação de ressonância do sistema, o que acontece quando as frequências mencionadas coincidem, e, além disso, visa também determinar o FATOR DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA (FAD). Esse fator objetiva levar em consideração o aumento de deslocamentos que ocorrem em frequências próximas ao estado de ressonância.

Caso haja essa proximidade entre frequência natural e de excitação que enseje o uso de um FAD o mesmo incidirá sobre o valor da carga proveniente da fonte excitadora em questão. Em um sistema de aerogerador, a frequência natural do sistema costuma ser próxima da frequência 1P ou 3P, caso em que o FAD incidiria somente sobre tais cargas, não afetando o valor das cargas de vento, as quais possuem frequência bem menor.

3.2 Aerogerador NREL 5 MW

3.2.1 Dados técnicos gerais aerogerador

O aerogerador de referência da NREL é do tipo de eixo de rotação horizontal com potência nominal de geração de energia de 5 MW. O rotor possui 3 pás totalizando um diâmetro de 126 m, estando o seu cubo localizado a uma altura de 90 m em relação ao nível do solo. O Quadro 5 traz um resumo dos dados técnicos gerais do aerogerador.

Como alguns desses parâmetros são extremamente importantes para as análises que se seguirão, cabe aqui explicar o significado de alguns deles.

Primeiramente, tem-se a classificação do aerogerador segundo a *International Electrotechnical Commission* (IEC), entidade internacional de padronização de tecnologias elétricas, eletrônicas entre outros assuntos correlatos. Na norma IEC 61400-1 (IEC, 2005) é trazida uma tabela (reproduzida na Tabela 5, a seguir) que relaciona a classe do aerogerador à velocidade referência (U) e ao valor de turbulência esperada a 15 m/s (I_{ref}), que são parâmetros básicos de projeto. Essa classificação tem relação com as condições ambientais da região onde os geradores serão instalados.

Quadro 5 – Especificações técnicas do aerogerador NREL 5 MW.

Parâmetro	Especificação
Classe IEC	IIIA
Potência nominal	5,00 MW
Diâmetro da área das pás	126 m
Altura da torre	90 m
Velocidade mínima	3 m/s
Velocidade de corte	25 m/s
Velocidade de operação	6,90 a 12,10 rpm
Operação	Velocidade variável
Controle das pás	Controle de arfagem
Massa do rotor	110.000 kg
Massa da nacela	240.000 kg
Massa da torre	347.460 kg

Fonte: NREL (2009)

Tabela 5 – Classes de aerogerador e parâmetros de projeto.

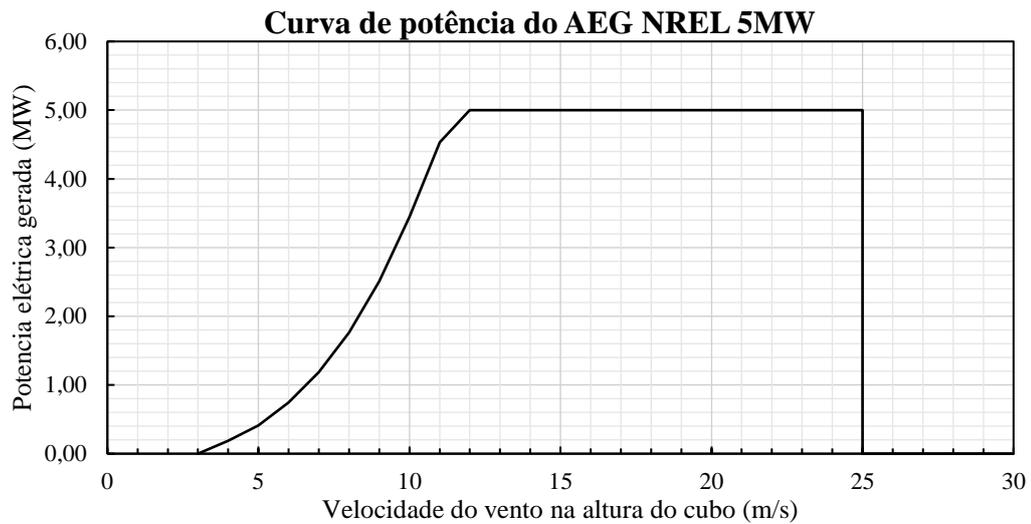
Classe do aerogerador	I	II	III	S
U (m/s)	50	42,5	37,5	
A	I_{ref}	0,16		Especificado pelo fabricante
B	I_{ref}	0,14		
C	I_{ref}	0,12		

Fonte: IEC (2005)

Na situação hipotética representada na pesquisa foi considerado um aerogerador com classe IIIA, isto é, com uma velocidade de referência de 37,5 m/s e intensidade de turbulência de 0,16. Esses valores foram utilizados no cálculo das cargas de vento nas situações operacionais e extrema. No Apêndice A é explicado como o cálculo dessas cargas foi feito utilizando os preceitos e recomendações constantes na IEC 61400-1 (IEC, 2005) e no *Guidelines for Design of Wind Turbine* (DNV, 2002). Outras informações importantes são as velocidades: mínima e de corte do vento e a velocidade de rotação operacional do rotor. A velocidade mínima (ou *cut-in speed*) é a menor velocidade do vento na altura de cubo em que o gerador passa a produzir energia em situação estável sem turbulências (IEC, 2005). Já a velocidade de corte (ou *cut-out speed*) é a velocidade máxima do vento na altura de cubo em que é possível a produção de energia em situações estáveis e sem turbulências (IEC, 2005). Ou seja, acima da velocidade mínima e abaixo da velocidade de corte é a faixa em que os mecanismos de controle do gerador permitem a rotação das pás para produção de energia. Entretanto, a produção de energia nessa faixa de velocidade não é uniforme, apresentando regiões de maior e menor eficiência energética. As regiões em que a máxima potência do aerogerador é atingida, isto é, onde é produzida a chamada potência nominal (*rated wind power*), são denominadas faixa de velocidades de operação. No caso do aerogerador NREL 5

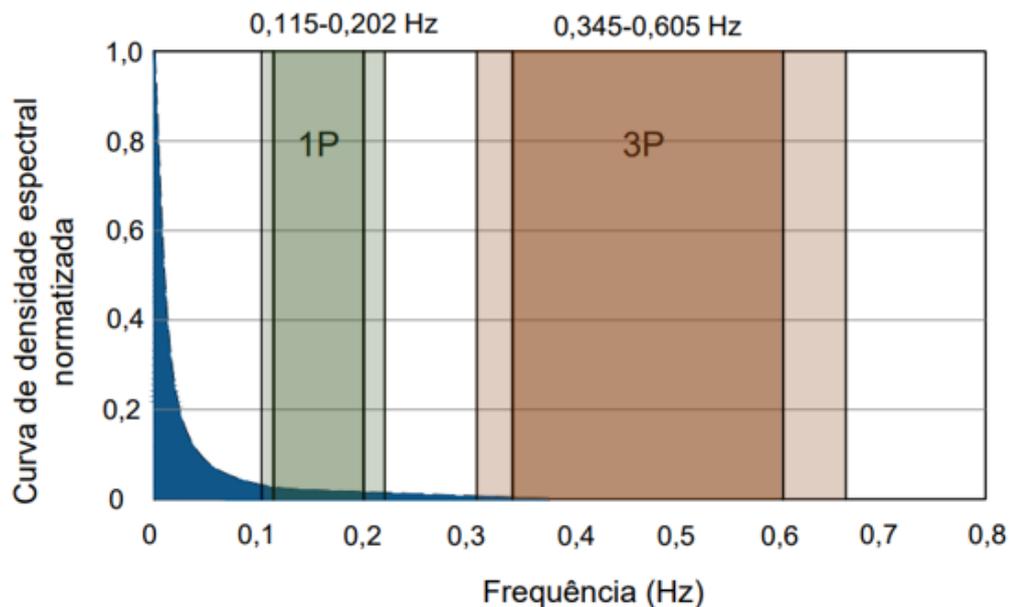
MW existe uma faixa de velocidade ótima em que é possível a produção de energia na potência nominal da máquina. Essa faixa vai da velocidade nominal do aerogerador (11,4 m/s) até a sua velocidade de corte (25 m/s). Nesse interim, a potência se mantém constante devido aos mecanismos de controle de arfagem do gerador. A Figura 19 apresenta a curva de potência do aerogerador NREL 5 MW (NREL, 2009).

Figura 19 – Curva de potência do aerogerador NREL 5MW



Fonte: adaptado de NREL (2009).

Figura 20 – Gráfico de controle de frequência.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

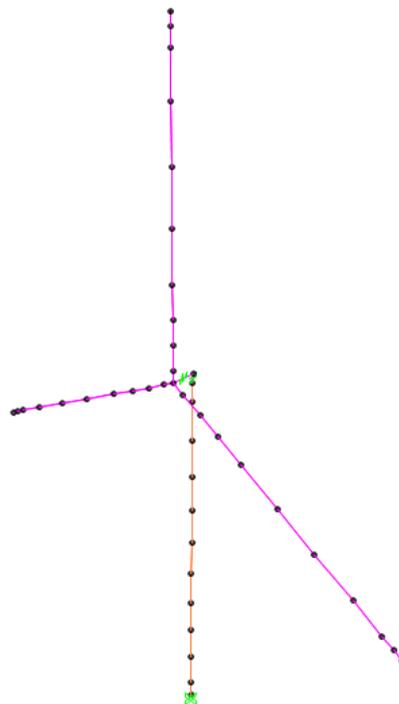
As informações a respeito das velocidades de operação do gerador são de extrema importância para a análise dinâmica, pois a partir delas é possível determinar as faixas de frequência de excitação 1P e 3P (bem como calcular o valor dessas cargas, tal como é mostrado no Apêndice A). A Figura 20 mostra o gráfico de controle vibracional do aerogerador em questão, considerando uma faixa de segurança de 10% do valor da frequência de excitação para mais e para menos recomendada pela DNV (ARANY *et al.*, 2016).

3.2.2 Caracterização dos componentes do aerogerador e descrição do modelo numérico

A análise dinâmica do aerogerador foi feita utilizando um modelo de massa concentrada com elementos de barra desenvolvido no software SAP 2000. Foram representados nos modelos a torre de suporte, as pás do rotor do gerador e a nacela. A Figura 21 apresenta uma visão geral do modelo.

A propriedades de rigidez, massa e amortecimento do sistema foram retiradas do documento de definição do aerogerador de referência de 5 MW da NREL (2009) e serão apresentadas pormenorizadamente a seguir.

Figura 21 – Modelo de massa concentrada do aerogerador.

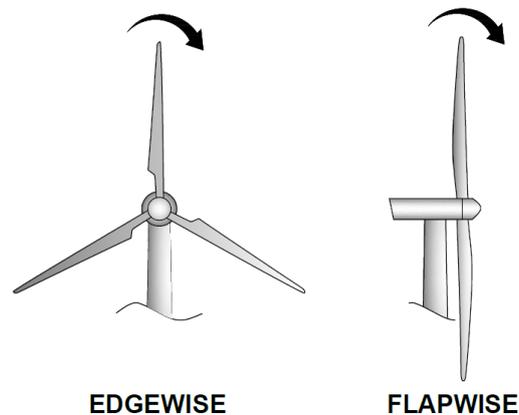


Fonte: elaborado pelo autor (2020).

– Propriedades estruturais das pás do rotor

Para a modelagem das pás é preciso ter a distribuição de massa, rigidez à flexão fora do plano do rotor (*flapwise*), rigidez à flexão no plano do rotor (*edgewise*), rigidez à torção em relação ao eixo central da pá e rigidez axial. A Figura 22 ilustra a flexão no plano e fora do plano do rotor.

Figura 22 – Formas de flexão das pás do aerogerador.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Em NREL (2009) são trazidas todas essas informações para cada segmento da estrutura. Essa segmentação tem relação com o aerofólio (geometria da pá em um corte transversal ao seu eixo) trazido pelo documento em 49 seções distintas, que tem por objetivo possibilitar uma modelagem 3D da estrutura para simulações aeroelásticas mais sofisticadas, fugindo do escopo do presente trabalho.

Para facilitar a modelagem, as pás foram divididas em 10 segmentos, cujas propriedades foram consideradas constantes ao longo da extensão de cada um deles, sendo referente à média das propriedades na área de influência do segmento. Os Gráficos 6, 7, 8 e 9 mostram as rigidezes ao longo do eixo longitudinal das pás, sendo a linha preta tracejada referente aos valores discretizados trazidos em NREL (2009) e a linha vermelha, a uniformização adotada na pesquisa para os dez elementos de barra que compõe as pás. Já o Gráfico 6 apresenta a sua distribuição de massa, que foi concentrada nos nós do modelo de acordo com a sua respectiva área de influência.

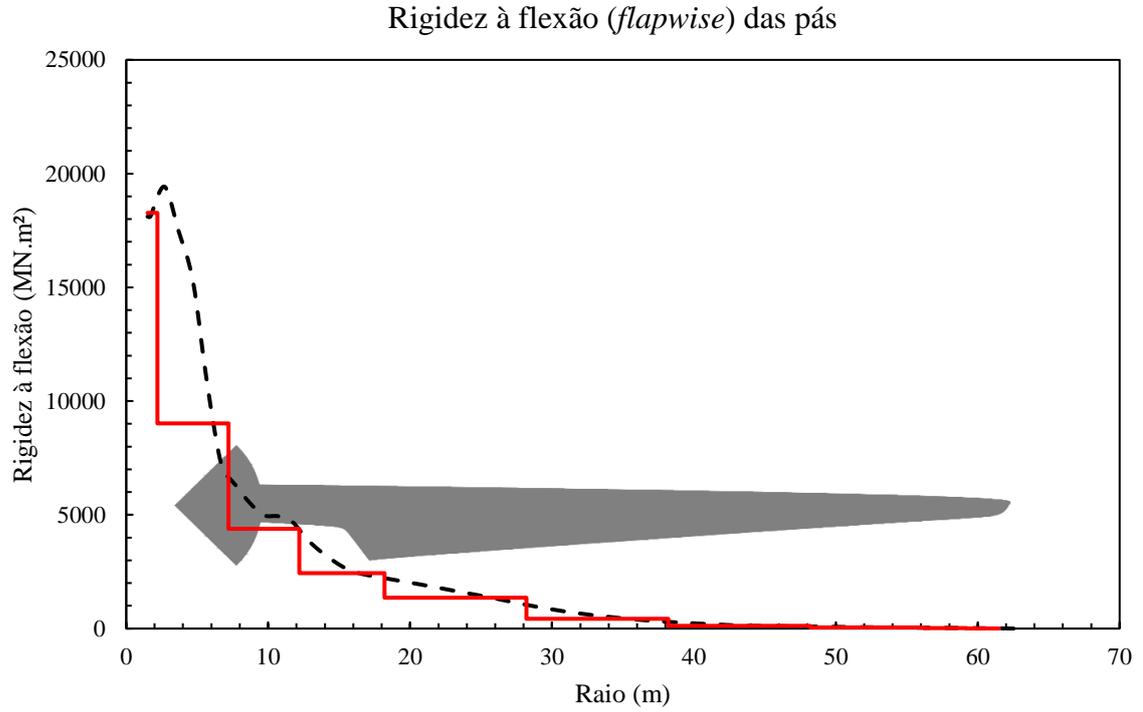
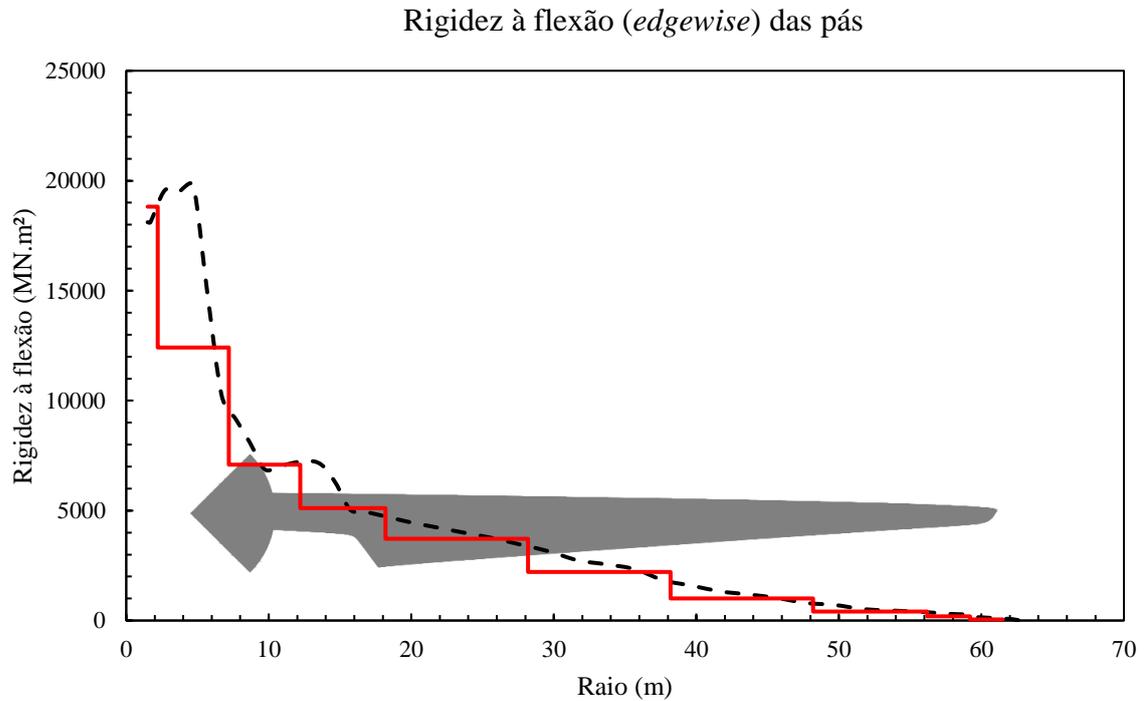
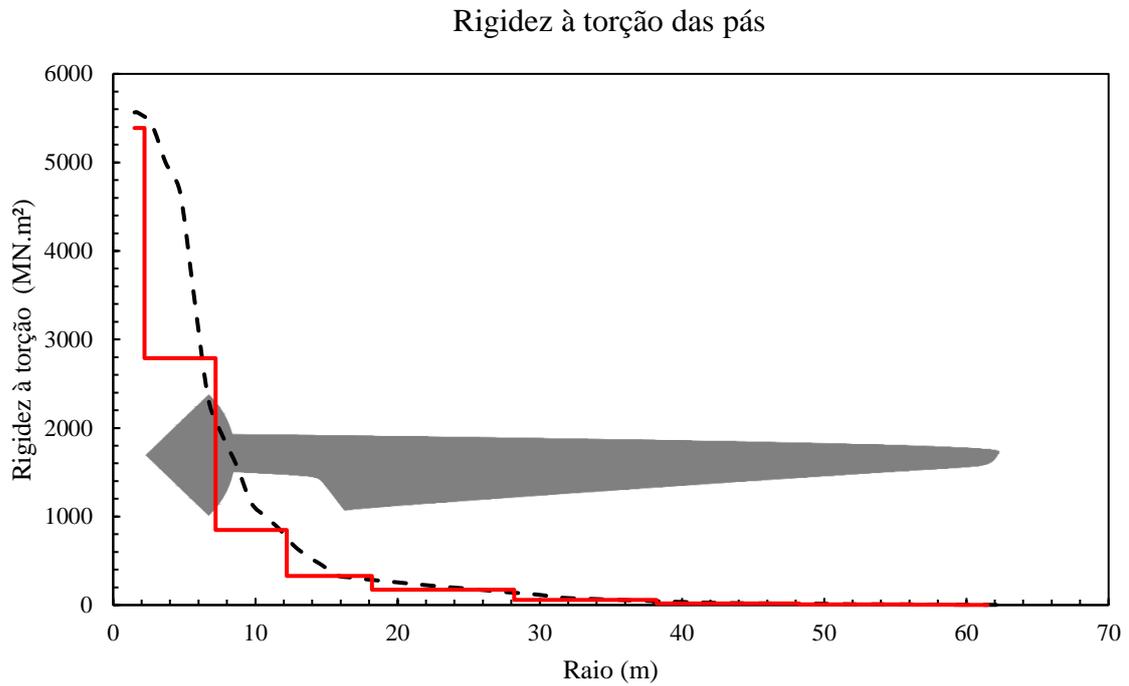
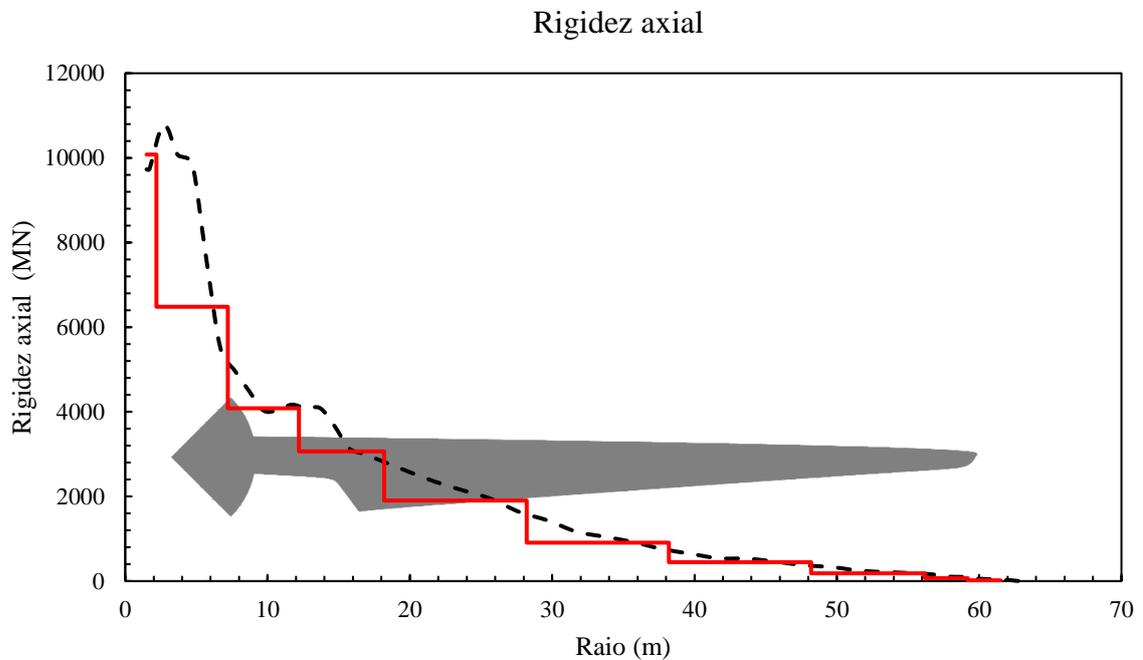
Gráfico 2 – Rigidez à flexão (*flapwise*) ao longo do eixo longitudinal das pás.Gráfico 3 – Rigidez à flexão (*edgewise*) ao longo do eixo longitudinal das pás.

Gráfico 4 – Rigidez à torção ao longo do eixo longitudinal das pás.



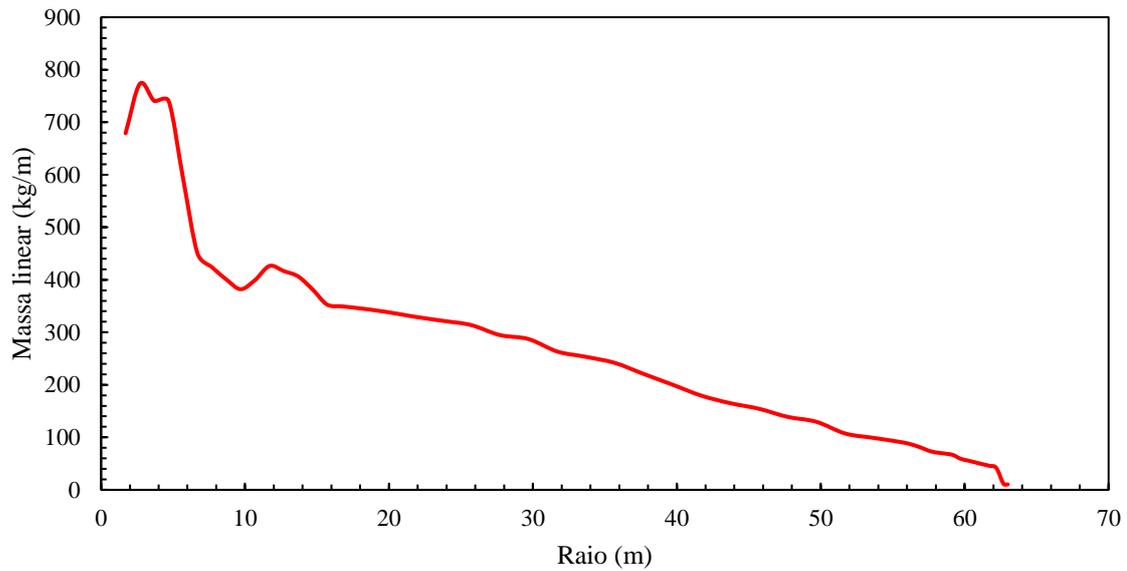
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 5 – Rigidez axial ao longo do eixo longitudinal das pás.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 6 – Distribuição de massa ao longo das pás.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

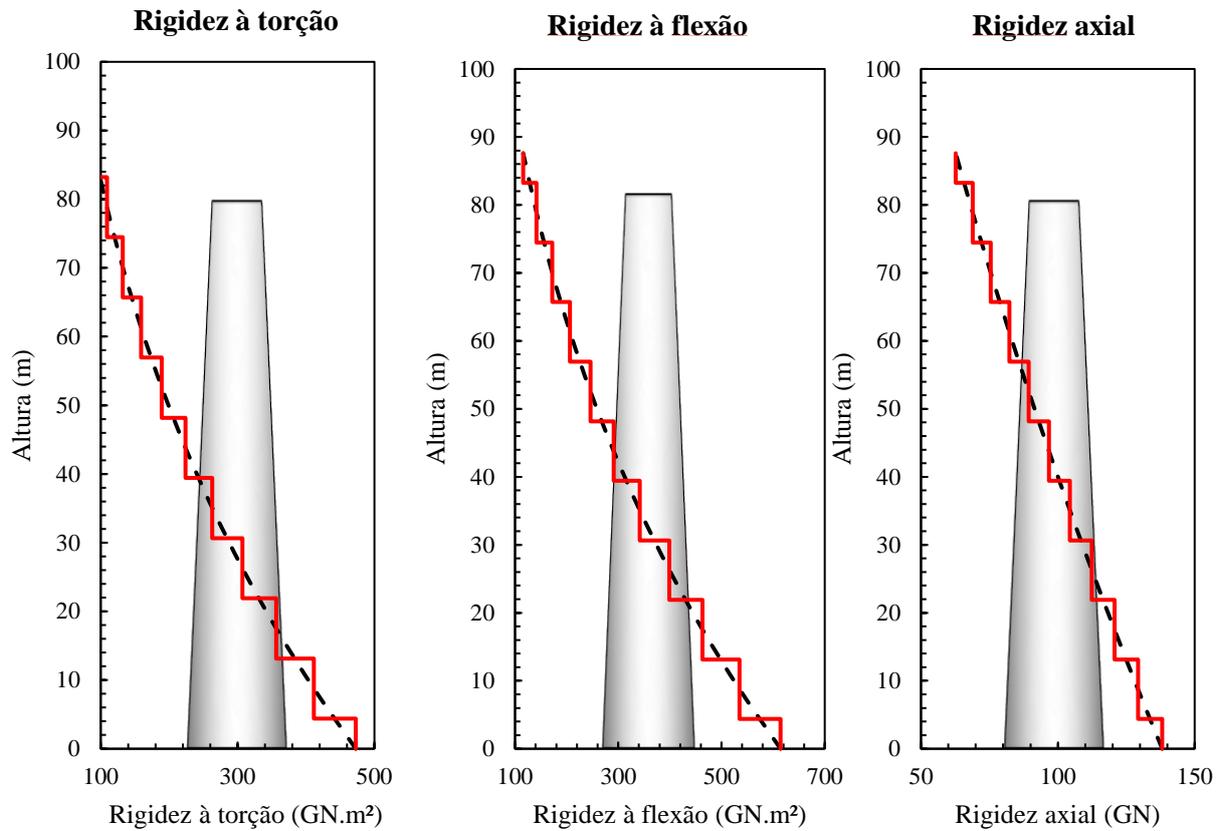
– Propriedades estruturais da torre

Um procedimento análogo foi feito em relação aos elementos da torre de suporte do aerogerador e o resultado da uniformização pode ser visto no Gráfico 11.

No modelo, as seções transversais de cada elemento de barra não foram definidas de acordo com as propriedades apresentadas a cima, por ser esse um procedimento demasiadamente laborioso. Ao invés disso, foram estabelecidas duas seções retangulares fictícias (uma para as pás e outra para a torre) cujas propriedades de rigidez à flexão, à torção e rigidez axial fossem plenamente conhecidas.

Partindo dessas seções, foi utilizada a ferramenta de modificação de propriedades do SAP 2000 (*stiffness properties modifiers*) que possibilita o uso de multiplicadores para alterar parâmetros de rigidez das seções transversais. Os respectivos multiplicadores foram calculados pela razão entre a propriedade real da estrutura e o valor referente à seção fictícia.

Gráfico 7 – Rigidezes ao longo da torre.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

As Tabela 6 e Tabela 7 mostram, respectivamente, as propriedades dos elementos das pás e da torre.

Tabela 6 – Propriedades de rigidez e massa das pás.

Nó	CoordCent m	Massa ton	EI_{flapwise} MN.m ²	EI_{edgewise} MN.m ²	GJ MN.m ²	EA MN
1	0,850	1,99	18275,70	18820,90	5388,59	10078,92
2	5,200	2,61	9025,68	12414,95	2788,61	6486,43
3	10,200	2,03	4388,91	7082,93	847,21	4082,01
4	15,950	2,28	2442,68	5110,28	329,81	3064,91
5	24,200	3,10	1351,41	3715,26	173,68	1902,71
6	34,200	2,36	435,62	2207,19	57,93	909,60
7	44,200	1,53	115,27	1006,92	19,54	447,10
8	52,950	0,70	42,99	405,33	7,21	181,33
9	58,075	0,17	19,76	191,72	4,26	70,68
10	60,475	0,07	4,53	51,72	1,37	19,30

Fonte: NREL(2009).

Tabela 7 – Propriedades de rigidez e massa da torre.

Elevação	Comp	DenMas	Massa	EI_{frontal}	EI_{lateral}	GJ	EA
m	m	kg/m	kg	GN.m ²	GN.m ²	GN.m ²	GN
0,00	4,38	5590,87	24488,01	614,34	614,34	472,75	138,13
8,76	8,76	5232,43	45836,09	534,82	534,82	411,56	129,27
17,52	8,76	4885,76	42799,26	463,27	463,27	356,50	120,71
26,28	8,76	4550,87	39865,62	399,13	399,13	307,14	112,43
35,04	8,76	4227,75	37035,09	341,88	341,88	263,09	104,45
43,80	8,76	3916,41	34307,75	291,01	291,01	223,94	96,76
52,56	8,76	3616,83	31683,43	246,03	246,03	189,32	89,36
61,32	8,76	3329,03	29162,30	206,46	206,46	158,87	82,25
70,08	8,76	3053,01	26744,37	171,85	171,85	132,24	75,43
78,84	8,76	2788,75	24429,45	141,78	141,78	109,10	68,90
87,60	4,38	2536,27	11108,86	115,82	115,82	89,13	62,66

Fonte: NREL(2009).

– Propriedades da nacele e do cubo

A Tabela 8 resume algumas propriedades de massa e geométricas do conjunto cubo-nacela. O termo “atuador de guinada” se refere ao “*yaw actuator*”, que seria o mecanismo capaz de fazer o movimento de rotação do aerogerador em torno do eixo vertical.

Tabela 8 – Dados relacionados à nacele e ao cubo do aerogerador NREL 5 MW.

Propriedades da nacelle e do cubo	
Altura do suporte de guinada	87,6 m
Distância vertical entre o apoio do atuador de guinada e o eixo de transmissão	1,96256 m
Distância horizontal entre o centro do cubo e o eixo de guinada	5,01910 m
Massa do cubo	56780 kg
Massa da nacele	240000 kg
Distância do CM da nacele acima do suporte de guinada	1,75 m

Fonte: NREL (2009).

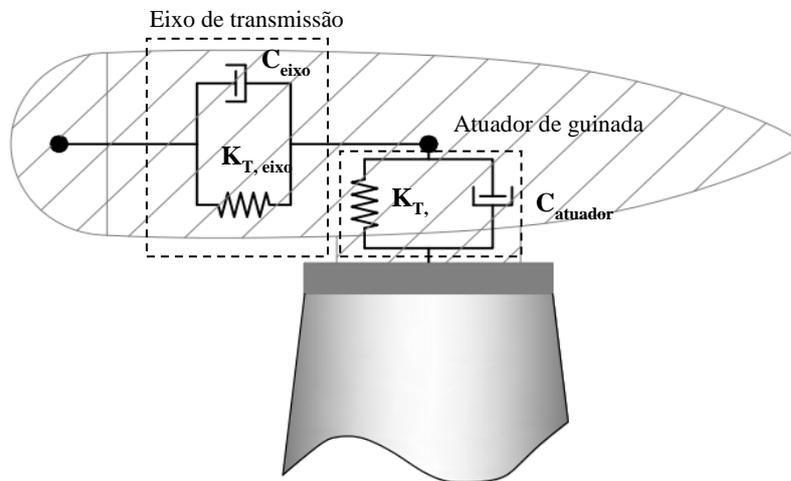
Têm-se ainda, além dos dados apresentados na Tabela 8, os valores de rigidez e amortecimento do atuador de guinada e do eixo principal de transmissão do gerador. A Figura 23 traz uma representação esquemática desses mecanismos, ao passo que a Tabela 9 apresenta os referidos valores. Cabe aqui pontuar que a rigidez referida anteriormente diz respeito à rigidez torcional, ou seja, em relação à rotação em torno do eixo longitudinal do elemento (no caso do atuador esse eixo coincide com o da torre, já para a transmissão a referência é o eixo de rotação do rotor, estando o mesmo situado na direção horizontal).

Tabela 9 – Dados referentes à rigidez e amortecimento do atuador de guinada e do eixo de transmissão.

Propriedades do atuador de guinada	
Rigidez rotacional do atuador de guinada	9,028 GN.m/rad
Amortecimento do atuador de guinada	19,16 MN.m/(rad/s)
Propriedades do eixo de transmissão	
Rigidez torcional equivalente do eixo de transmissão	0,8676 GN.m/rad
Amortecimento torcional equivalente do eixo de transmissão	6,215 MN.m/(rad/s)

Fonte: NREL(2009).

Figura 23 – Esquema mostrando os componentes de atuação de guinada e eixo de transmissão.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

3.2.3 Cargas atuantes no aerogerador transmitidas à fundação

Serão levados em conta, para fins da análise da interação fundação-solo e análise dinâmica do sistema, os seguintes tipos de carga atuantes no aerogerador: cargas de vento atuantes no rotor e na torre; cargas operacionais 1P e 3P e cargas gravitacionais.

– Cargas de vento

A determinação das cargas devido à ação do vento foi feita conforme os preceitos estabelecidos na norma IEC 61400-1 (IEC, 2005). A explicação da metodologia de cálculo, bem como toda a memória e outros dados pertinentes podem ser encontrados no Apêndice A, ao final da dissertação. A Tabela 10 e Tabela 11 trazem, respectivamente, as cargas vento

resultantes (em termos de força horizontal e momento em relação à base da torre) aplicadas no rotor e na torre.

Tabela 10 – Cargas de vento atuantes no rotor.

Rotor					
Cenário	Caso de carga	Modelo de turbulência	U (m/s)	F_{wind, rotor} (kN)	M_{wind, rotor} (kN.m)
U-1	DLC 1.2	NTM	U _R	706	63530
U-2	DLC 1.3	ETM	U _R	852	76662
U-3	DLC 2.3	EOG	U _R	1217	109499
U-4	DLC 4.2	EOG	U _{out}	392	35317

Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Tabela 11 – Cargas de vento atuantes na torre.

Torre		
Perfil	F_{wind, torre} (kN)	M_{wind, torre} (kN.m)
NWP	12	559
NWP	12	559
NWP	12	559
NWP	60	2686

Fonte: elaborado pelo autor (2020).

– Cargas operacionais 1P e 3P

A metodologia utilizada no cálculo dessas cargas é baseada em uma simplificação trazida em Bhattacharya (2019), sendo bastante útil em pré-dimensionamentos e análises de viabilidade de projetos. No Apêndice A também é descrito de forma detalhada os procedimentos para a determinação dos valores apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Cargas resultantes das fontes de excitação 1P e 3P.

Caso de carga	Carga 1P	Carga 3P	
	M_{1P} (kN.m)	F_{3P} (kN)	M_{3P} (kN.m)
DLC 1.2	4275,8	9,2	510,6
DLC 1.3	4275,8	9,2	510,6
DLC 2.3	4275,8	9,2	510,6
DLC 4.2	4275,8	44,1	2455,5

Fonte: elaborado pelo autor (2020).

As cargas 1P e 3P (ver item 3.1) por terem sua frequência próxima do valor normalmente observado nesse tipo de estrutura constituem em um problema sujeito à amplificação dinâmica devido ao fenômeno da ressonância. Nesse caso, a análise deve

considerar a variação dessas cargas no tempo, o que pode ser feito por meio do uso de uma função senoidal, tal como mostrado nas expressões a seguir.

$$F_{1P}(t) = F_{1P} \cos(\omega_{1P}t) \quad (20)$$

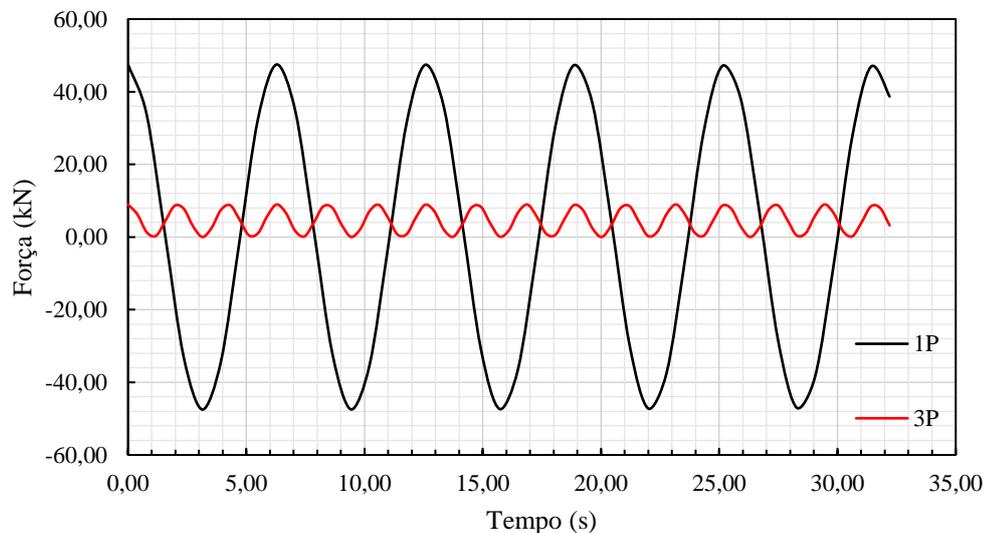
$$F_{3P}(t) = \frac{F_{3P}}{2} [\cos(\omega_{3P}t) + 1] \quad (21)$$

Onde $F(t)$, F e ω são, respectivamente, a força em função do tempo, o valor máximo da força e sua frequência angular. Os índices subscritos relacionam os termos às fontes 1P e 3P de excitação.

A Figura 24 mostra a representação dessas funções (sendo o valor de F_{3P} referente aos casos de carga DLC 1.2, 1.3 e 4.2). A diferença entre as duas expressões advém da natureza das cargas, onde a carga 1P se comporta variando de $+F_{1P}$ a $-F_{1P}$, ao passo que no outro caso tem-se uma variação de 0 a F_{3P} .

Apesar de já ter sido mencionado, cabe aqui ressaltar que tanto a frequência 1P quanto a 3P não são valores únicos, mas sim uma faixa de valores, devido ao fato de se tratar de um aerogerador com velocidade operacional variável. Nesse caso, as cargas atuariam também numa faixa de frequências, entretanto, foi considerado, à título de simplificação para a análise feita no estudo, a frequência média de ambas as faixas de atuação.

Figura 24 – Cargas 1P e 3P em função do tempo.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

– Cargas gravitacionais

As cargas gravitacionais consistem no peso dos componentes do aerogerador. A Tabela 13, a seguir, sumariza os valores utilizados na análise retirados das especificações do aerogerador NREL 5 MW. Já a Tabela 14 traz um resumo de todas as cargas em termos do sistema de referência mostrado na Figura 25.

Tabela 13 – Peso dos componentes do aerogerador.

Componente	Peso (kN)
Torre	3475
Rotor	1100
Nacele	2400

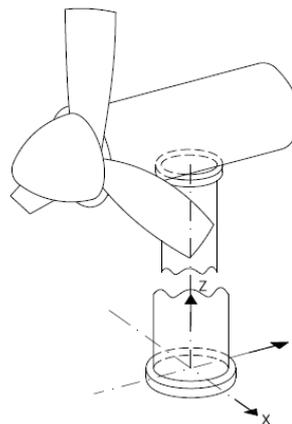
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Tabela 14 – Quadro de resumo das cargas.

Cenário	Caso de carga	Modelo de turbulência	U (m/s)	Perfil	F _z (kN)	F _{xy} (kN)	M _{xy} (kN.m)
U-1	DLC 1.2	NTM	U _R	NWP	6975	718	68364
U-2	DLC 1.3	ETM	U _R	NWP	6975	864	81496
U-3	DLC 2.3	EOG	U _R	NWP	6975	1229	114333
U-4	DLC 4.2	EOG	U _{out}	NWP	6975	452	42279

Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Figura 25 – Sistema de referência para as cargas do aerogerador.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

3.3 Dados geotécnicos utilizados na pesquisa

Para caracterizar o solo da região dispõe-se do resultado de 6 furos de sondagem à percussão realizados na área de instalação das bases dos aerogeradores 9 e 13 do Parque Eólico

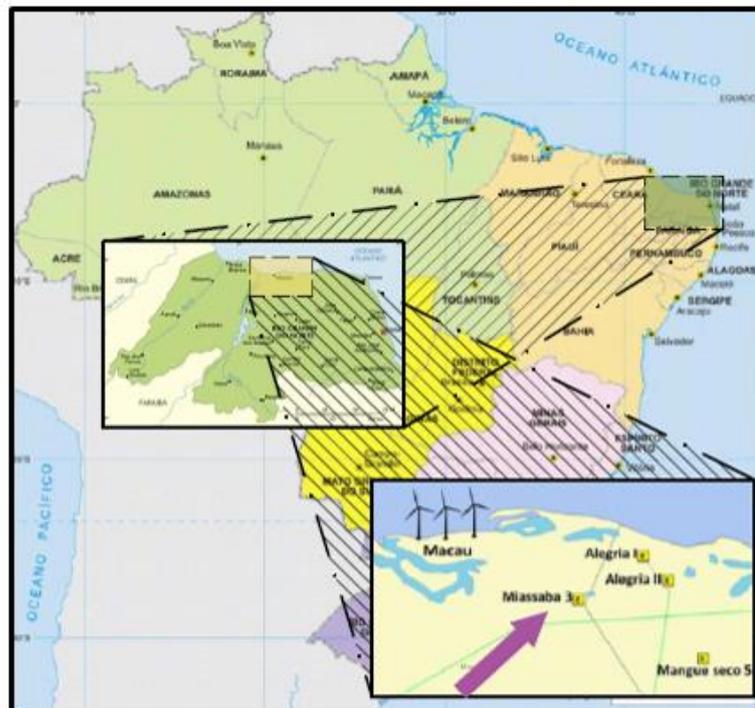
de Miassaba 3. Já a avaliação do desempenho das fundações foi feita a partir de quatro resultados de prova de carga estática (estacas do tipo raiz com 35 cm de diâmetro e 7 m de comprimento) realizados nas fundações dos aerogeradores 9 e 13. As Figura 26 e Figura 27 mostram, respectivamente, uma visão geral do referido parque e a sua localização.

Figura 26 – Parque Eólico Miassaba 3



Fonte: <http://www.brasventos.com.br/projetos>; acessado em 07/06/2019

Figura 27 – Localização do parque eólico Miassaba 3.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

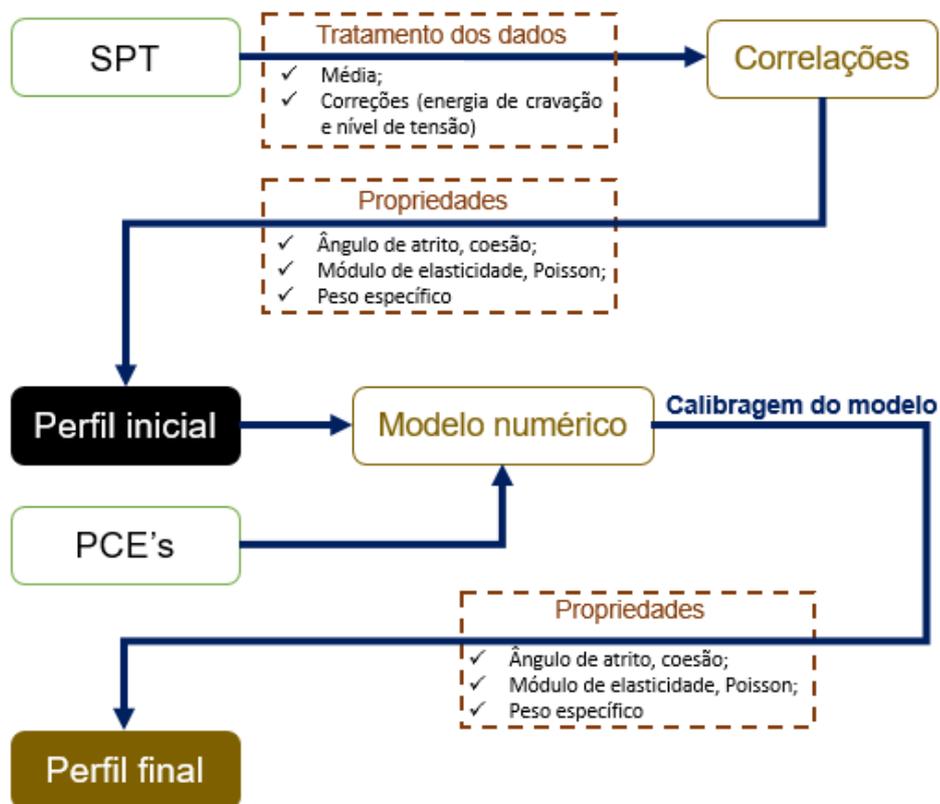
Tendo em posse esses dados, foram determinadas as propriedades do solo, as quais servem de dados de entrada para análises de interação solo-estrutura. A Figura 28 mostra um fluxograma das atividades que levaram a determinação dessas propriedades.

Primeiramente, um perfil inicial do solo foi determinado a partir dos resultados das sondagens à percussão, fazendo-se uso de expressões de correlação presentes na literatura técnica. Tal perfil foi utilizado em um modelo tridimensional de estaca isolada feito no programa ABAQUS. No item 3.5 é explicado de forma pormenorizada os modelos desenvolvidos no ABAQUS.

O modelo numérico foi então calibrado com as curvas carga-deslocamento obtidas nas provas de carga estáticas (as propriedades constitutivas do modelo numérico foram sendo variadas até que sua curva carga-deslocamento se aproximasse das curvas resultantes do ensaio). As propriedades do modelo já calibrado constituem o perfil definitivo do solo.

Nos subitens que se seguem serão apresentados de forma detalhada os procedimentos que levaram ao perfil definitivo do solo

Figura 28 – Fluxograma com procedimento para a determinação do perfil definitivo do solo.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

3.3.1. Perfil inicial

Analisando os dados obtidos nas sondagens chegou-se a um perfil geotécnico típico que consiste em uma camada de aproximadamente 3,00 m de espessura de areia pouco siltosa, friável, cor amarela, plástica, textura grosseira a média, sem concreções ferruginosas (laterização) e com sedimentos eólicos indiscriminados, assentada sobre uma camada de 12 m (até o limite da sondagem) de arenito consolidado, pouco plástico, de cor variegada a cinza, compacto, de possível intervalo de alteração da Formação Barreiras, com concreções ferruginosas e fragmentos de quartzo na composição. Não foi identificada nas sondagens a presença do nível d'água.

O ensaio de sondagem à percussão é o mais utilizado para a determinação das propriedades do solo de interesse para a engenharia. Devido a sua ampla utilização é muito comum ter várias expressões empíricas que relacionam o N_{SPT} com outras propriedades geotécnicas do solo. Entretanto, para que se faça bom uso dessa ferramenta é preciso se ter em mente as aplicabilidades e limitações dessas expressões, bem como cuidados com relação ao valor do N_{SPT} . Em Schnaid & Odebrecht (2012) são recomendadas as correções do resultado do ensaio considerando a energia de cravação e o nível de tensões. A correção da energia de cravação é feita para considerar as perdas de energia que ocorrem no sistema de cravação utilizado no ensaio, de forma a se obter um parâmetro padrão utilizado nos estudos técnicos de correlação do resultado do ensaio com outros parâmetros do solo. Comumente, adota-se o valor N_{60} , em que 60% da energia do ensaio é transferida para o amostrador padrão.

No Brasil, o sistema manual de cravação utilizado nos ensaios à percussão tem uma eficiência energética que varia de 70 a 80% (BELINCANTA, 1998; DÉCOURT, 1989. CAVALANTE; DANZIGER; DANZIGER; 2004 *apud* SCHINAID & ODEBRECHT, 2012). Assim sendo, considerando uma média de eficiência de 75%, tem-se a seguinte expressão para a correção para N_{60} .

$$N_{SPT,60} = \frac{N_{SPT} \cdot 0,75}{0,60} \quad (22)$$

Já a correção do N_{SPT} para considerar o nível de tensões geostáticas é prática recomendável para ensaios em solo granulares (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012) e é feita multiplicando-se o resultado do índice obtido no ensaio por um coeficiente C_N que é função da tensão vertical efetiva σ'_{v0} . A formulação para C_N é apresentada na expressão (23), a seguir:

$$C_N = 300 / (200 + \sigma'_{v_0}) \quad (23)$$

Nas Figura 29 e Figura 30 tem-se, respectivamente, o resultado dos ensaios sem correção e a determinação dos valores corrigidos.

Figura 29 – Resultado da sondagem à percussão (não corrigido).

Profundidade	Sondagem - NSPT						
Z (m)	SPT01	SPT02	SPT03	SPT04	SPT05	SPT06	SPT _{Médio}
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	31	30	3	4	5	3	13
3	44	35	6	6	8	4	17
4	41	30	50	28	28	8	31
5	28	42	36	23	38	18	31
6	30	45	25	32	24	23	30
7	36	50	38	34	40	28	38
8	22	47	33	88	60	34	47
9	23	52	21	89	96	50	55
10	28	85	29	62	49	36	48
11	27	89	45	78	123	75	73
12	13	102	76	97	104	78	78
13	89		109	150	240	120	142
14	90		41				66
15			240				240
16							
NA	-	-	-	-	-	-	-
Areia	Fofa		Argila	Muito mole			
	Média			Mole			
	Compacta			Média			
	Muito compacta			Rija			
Arenito				Muito rija			
Impenetrável				Dura			

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 30 – Correção dos índices N_{SPT} .

Z (m)	SPT _{Médio}	γ	σ_v	u	σ'_v	C_N	SPT _{Mín}	SPT _{Médio}	SPT _{Máx}
		kN/m ³	kPa	kPa	kPa		Corrigido	Corrigido	Corrigido
0	0	0	0	0	0	1,50	0	0	0
1	0	17	17	0	17	1,38	0	0	0
2	13	17	34	0	34	1,28	5	20	50
3	17	17	51	0	51	1,20	6	26	66
4	31	18	69	0	69	1,12	11	43	70
5	31	18	87	0	87	1,05	24	40	55
6	30	18	105	0	105	0,98	28	37	55
7	38	18	123	0	123	0,93	33	44	58
8	47	18	141	0	141	0,88	24	52	97
9	55	18	159	0	159	0,84	22	58	100
10	48	18	177	0	177	0,80	28	48	84
11	73	18	195	0	195	0,76	26	69	117
12	78	18	213	0	213	0,73	12	71	94
13	142	18	231	0	231	0,70	77	123	209
14	66	18	249	0	249	0,67	34	55	75
15	240	18	267	0	267	0,64	193	193	193
16									
NA	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

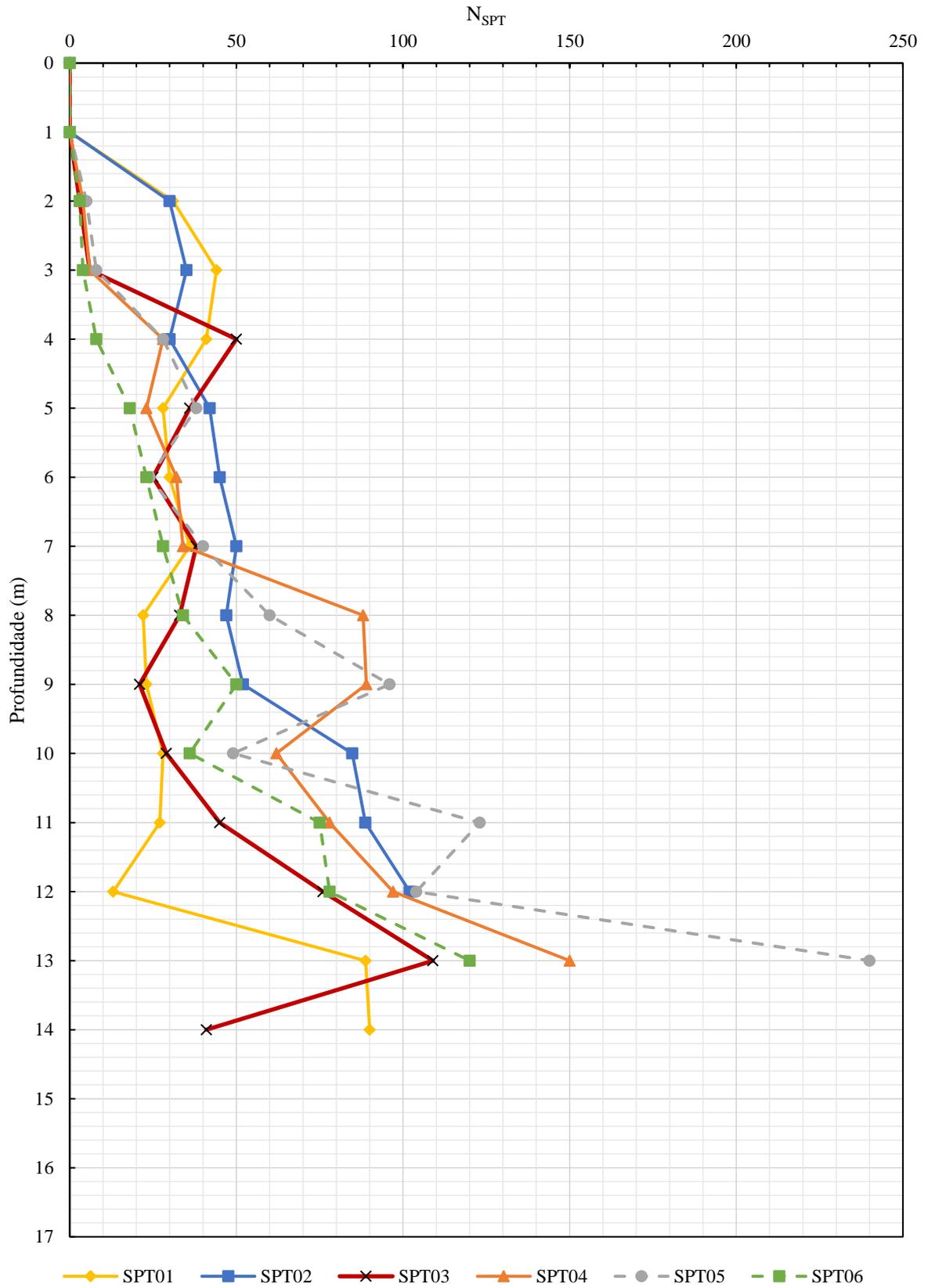
O Gráfico 8 apresenta o N_{SPT} sem correções ao longo da profundidade ao passo que o Gráfico 9 mostra os valores mínimos, máximos e médios do índice N_{SPT} corrigido.

Partindo-se do perfil de resistência do solo em termos da média dos valores de N_{SPT} corrigidos é possível definir as propriedades necessárias para realização dos modelos numéricos. Tais propriedades são: módulo de elasticidade longitudinal (E), coeficiente de Poisson (ν), ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') e coesão (c).

Existem várias expressões que relacionam o módulo de elasticidade longitudinal ao N_{SPT} para diversos tipos de solo. No caso em questão, tem-se um solo composto basicamente por arenito consolidado que, por se tratar de uma rocha com um alto grau de alteração, pode ser considerado um geomaterial intermediário, ou seja, que possui comportamento intermediário entre solo e rocha (HAN, 2015). A expressão trazida na Equação (24) apresenta a relação entre módulo de elasticidade e o N_{SPT} (corrigido para 60% de energia de cravação) presente em Mayne e Harris (1993) *apud* Reese *et al.* (2006) resultante de uma série de resultados de ensaios de dilatômetro feitos em geomateriais intermediários não coesivos.

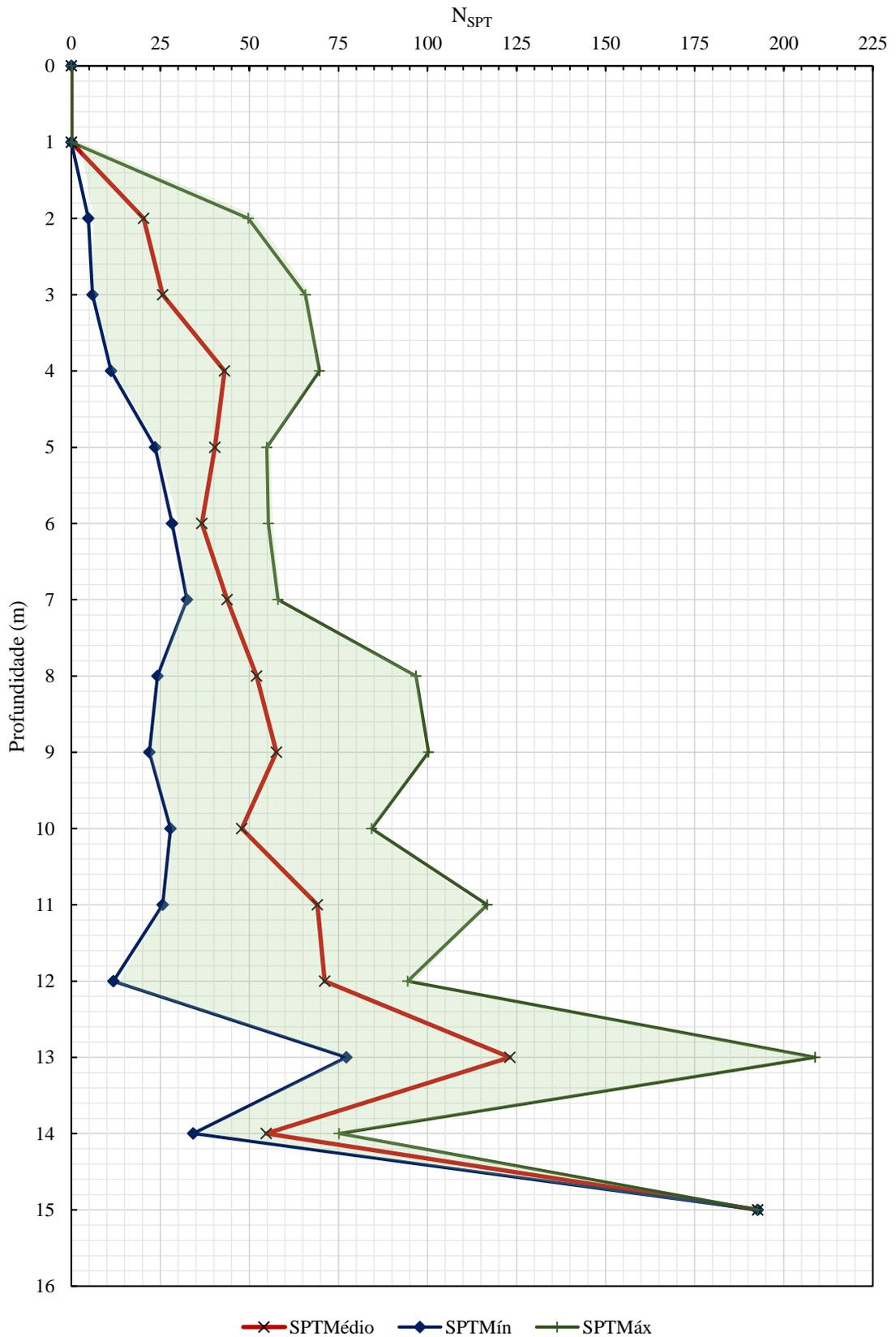
$$E_s = 22P_a N_{60}^{0,82} \text{ (kPa)} \quad (24)$$

Onde P_a é a pressão atmosférica (101,3 kPa).

Gráfico 8 – Índice N_{SPT} ao longo da profundidade (sem correção).

Fonte: adaptado de Freitas (2018).

Gráfico 9 – Índice N_{SPT} corrigido ao longo da profundidade (valores máximos, mínimos e médios).



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Por fim, a Tabela 15 mostra os valores do coeficiente de Poisson normalmente adotados para diversos tipos de solo. Para o caso em questão adotou-se $\nu=0,2$ para a primeira camada de 3 m de solo (areia pouco siltosa) e de $\nu=0,4$ para a segunda camada de 12 m (arenito consolidado).

Tabela 15 – Coeficiente de Poisson.

Solo	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3-0,5
Argila saturada	0,4-0,5
Argila não saturada	0,1-0,3

Fonte: Texeira e Godoy (1996) *apud* Cintra *et al.* (2010)

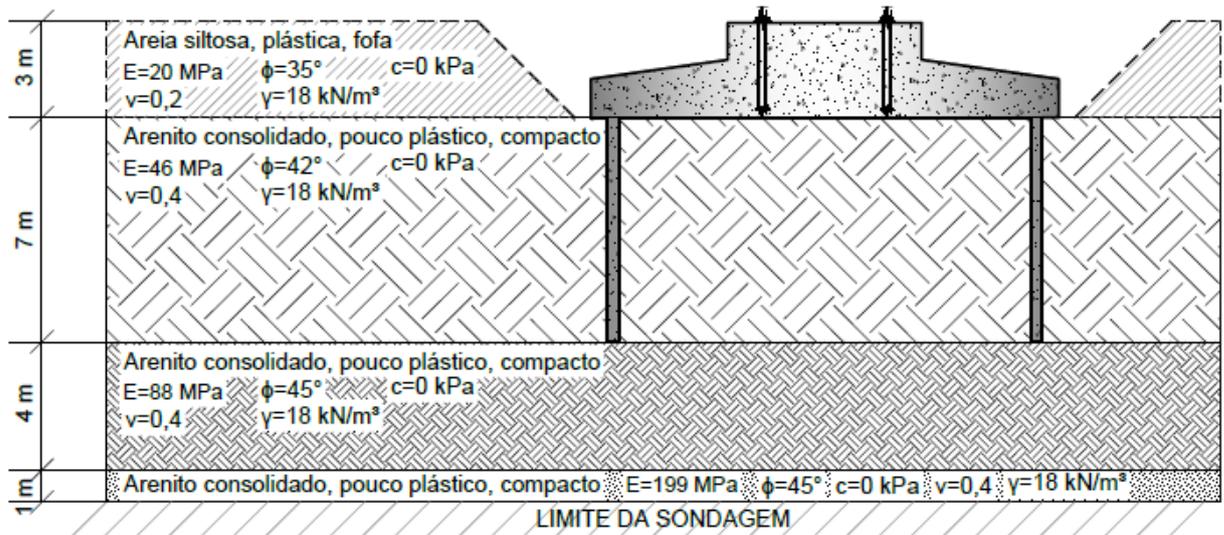
A Tabela 16 apresenta as propriedades calculadas para cada estrato de 1 m do perfil do solo. Devido a uma certa uniformidade dessas propriedades em três camadas, foram adotados valores médios de módulo de elasticidade, ângulo de atrito, coeficiente de Poisson e coesão. A Figura 31 apresenta o perfil inicial do solo.

Tabela 16 – Propriedades do solo.

Profundidade Z (m)	N _{SPT}	E _s MPa	ϕ °	c kPa	ν	E _{s,médio} MPa	ϕ médio °
0	0	0	0,00	0	0	0	0
1	0	0	0,00	0	0,2		
2	13	18	34,27	0	0,2	20	35
3	17	23	36,21	0	0,2		
4	31	37	40,24	0	0,4	46	42
5	31	37	40,24	0	0,4		
6	30	36	40,00	0	0,4		
7	38	44	41,72	0	0,4		
8	47	53	43,47	0	0,4		
9	55	60	44,69	0	0,4		
10	48	53	43,60	0	0,4		
11	73	75	45,37	0	0,4	88	45
12	78	80	45,37	0	0,4		
13	142	129	45,37	0	0,4		
14	66	69	45,37	0	0,4		
15	240	199	45,37	0	0,4	199	45

Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Figura 31 – Perfil geotécnico inicial do solo.

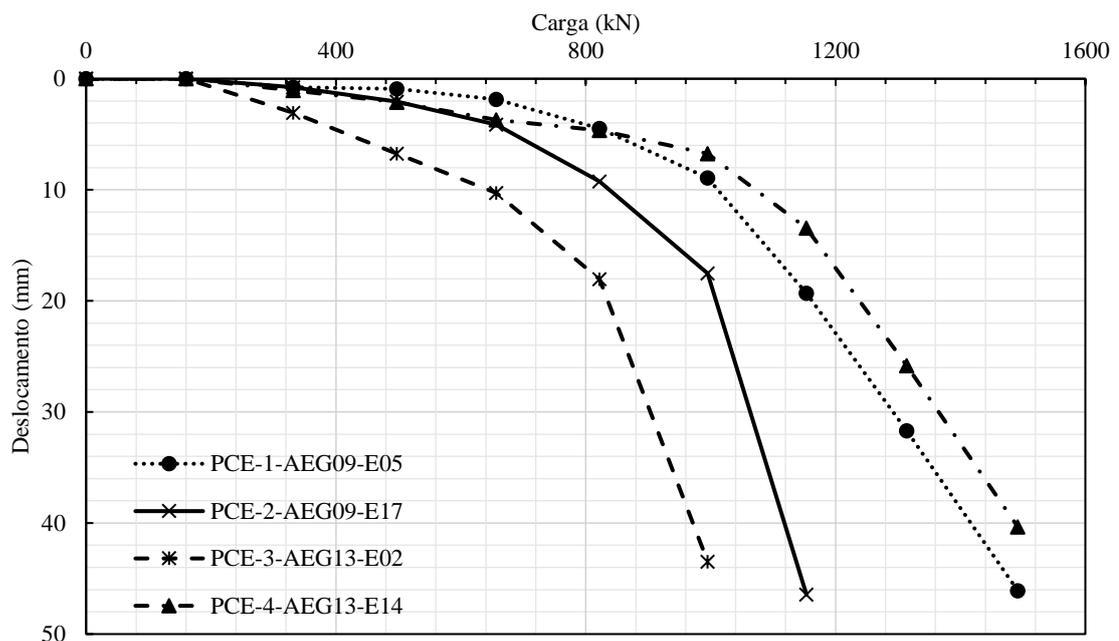


Fonte: elaborado pelo autor (2020).

3.3.2. Perfil definitivo

Como dito anteriormente, o perfil geotécnico definitivo do solo foi estabelecido a partir da modelagem de uma estaca isolada e comparação da curva carga-deslocamento com as curvas resultantes das provas de carga estáticas. A Figura 32 traz as curvas obtidas nos ensaios.

Figura 32 – Resultados de provas de carga estática.



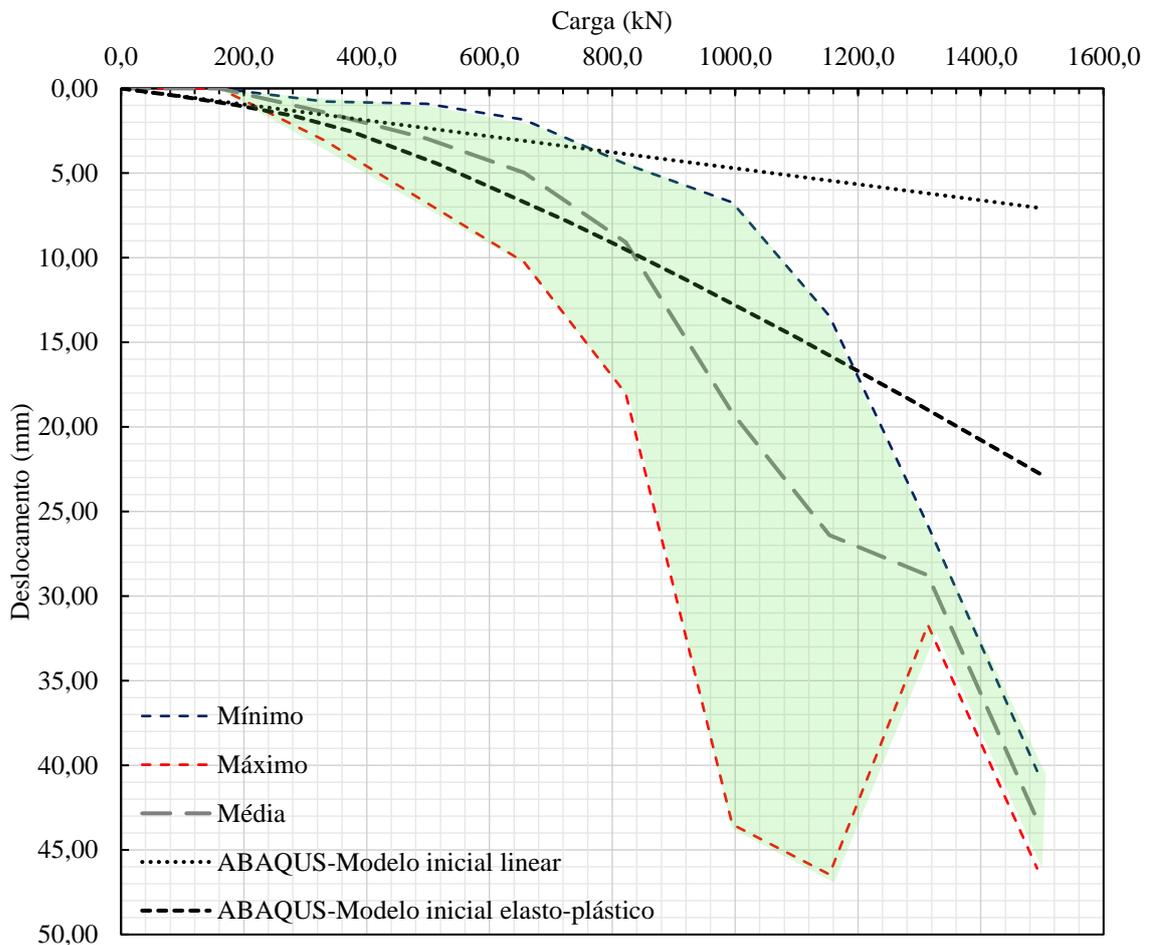
Fonte: adaptado de Freitas (2018).

Diante das curvas das quatro PCE's foram traçados os limites superiores, inferiores e a curva dos valores médios, devendo a relação carga-deslocamento ficar dentro desses limites, preferencialmente coincidindo com os valores médios.

Primeiramente, o modelo foi rodado com as propriedades do solo trazidas na Figura 31 em regime linear elástico. Isso foi feito com o objetivo de verificar se a rigidez inicial do modelo numérico era semelhante às rigidezes obtidas nas provas de carga. Caso houvesse uma divergência muito grande, ter-se-ia indícios de que os módulos de elasticidade do solo estariam muito longe do ideal.

Em seguida, considerou-se o modelo elasto-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb (ver detalhes no item 3.5 a respeito do modelo numérico utilizado) para o solo e a partir da resposta obtida o modelo foi calibrado de maneira que sua curva carga-deslocamento se aproximasse dos valores médios obtidos no ensaio.

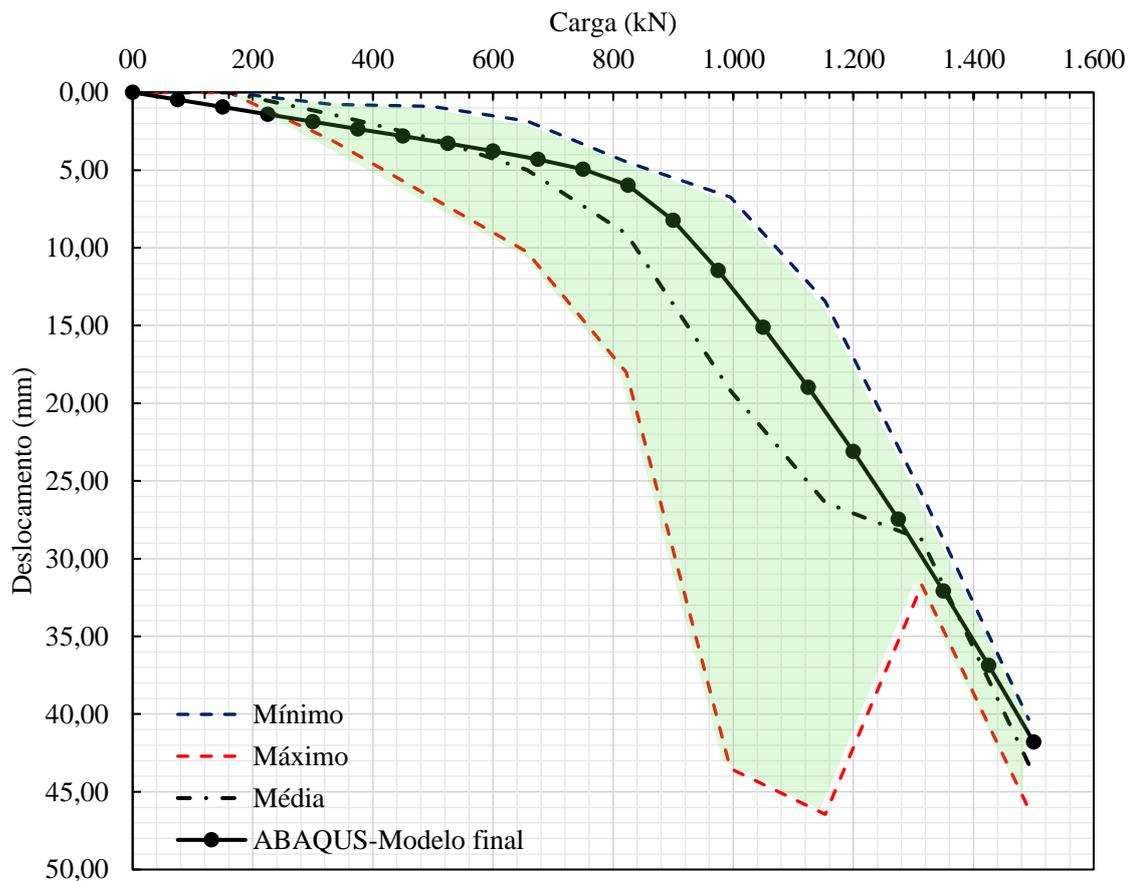
Figura 33 – Obtenção da curva carga-deslocamento do perfil definitivo do solo (resposta linear e não-linear inicial).



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Na Figura 35, que mostra o perfil definitivo, tem-se que não há nenhuma mudança na primeira camada de solo. Isso ocorreu devido ao fato de que esse estrato mais superficial não foi considerado no modelo, tendo em vista que a fundação tem aproximadamente 2,95 m de altura, de forma que a cota de arrasamento das estacas fica muito próxima do início da camada de arenito consolidado. Já nas duas camadas subsequentes foram alterados parâmetros do modelo constitutivo do solo de maneira a aproximar a curva numérica da experimental. A última camada antes do limite da sondagem não sofreu qualquer alteração. Todas as alterações dos parâmetros feitas tiveram como objetivo adequar o formato da curva carga-deslocamento, de forma a se ter o mesmo comportamento mecânico do sistema estaca-solo. As propriedades resultantes não necessariamente refletem as propriedades reais do solo, as quais só poderiam ser efetivamente descritas por meio da análise de amostras do solo com ensaios próprios para esse fim.

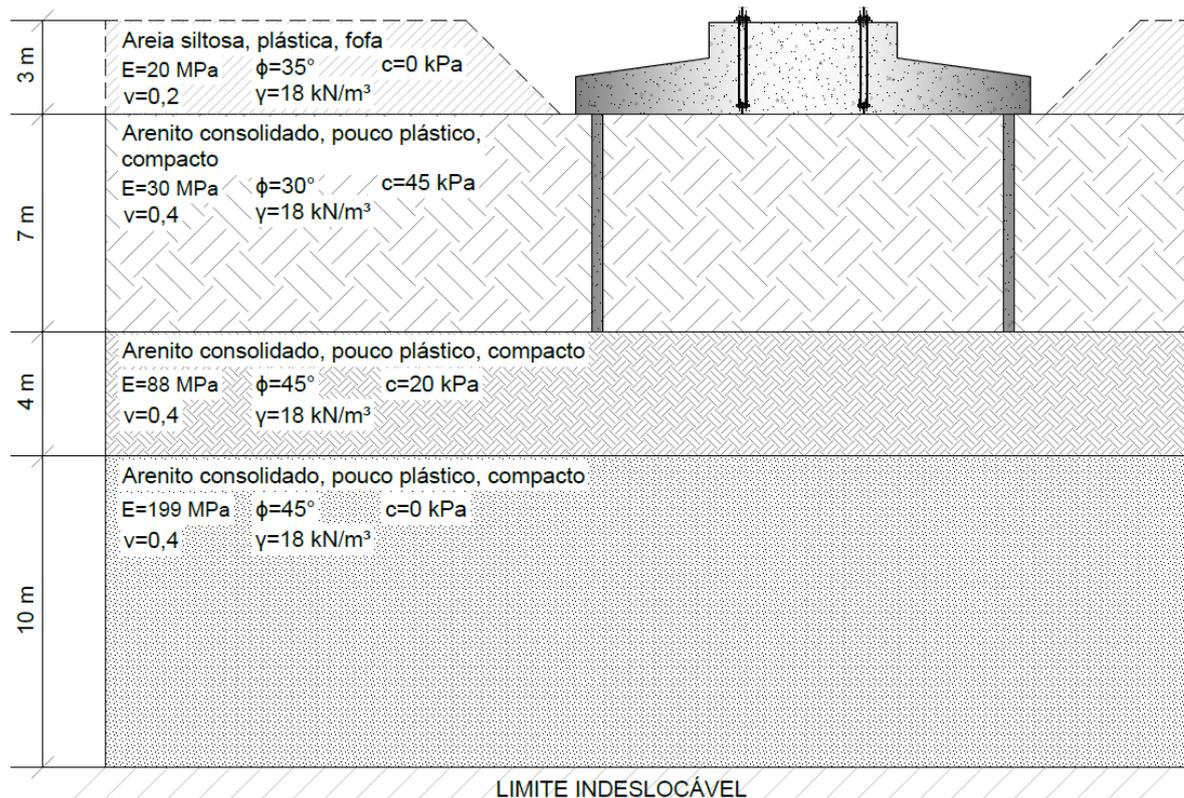
Figura 34 – Obtenção do perfil definitivo do solo (resposta do modelo final).



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Apesar da sondagem ter seu limite em uma profundidade de 12 m, contados a partir da cota de assentamento da fundação, foi necessário a modelagem de um domínio maior nos modelos da fundação completa. Dessa forma, o perfil definitivo do solo mostrado na Figura 35, a seguir, considera a última camada de solo com 10 m de espessura.

Figura 35 – Perfil definitivo do solo



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

3.3.3. Aplicação da degradação por ação de cargas cíclicas

A análise feita para calibrar o modelo da estaca isolada é do tipo estática, com modelo constitutivo elasto-plástico, de forma que não existe a consideração da degradação da rigidez devido a fadiga do solo para alto número de ciclos de carregamento.

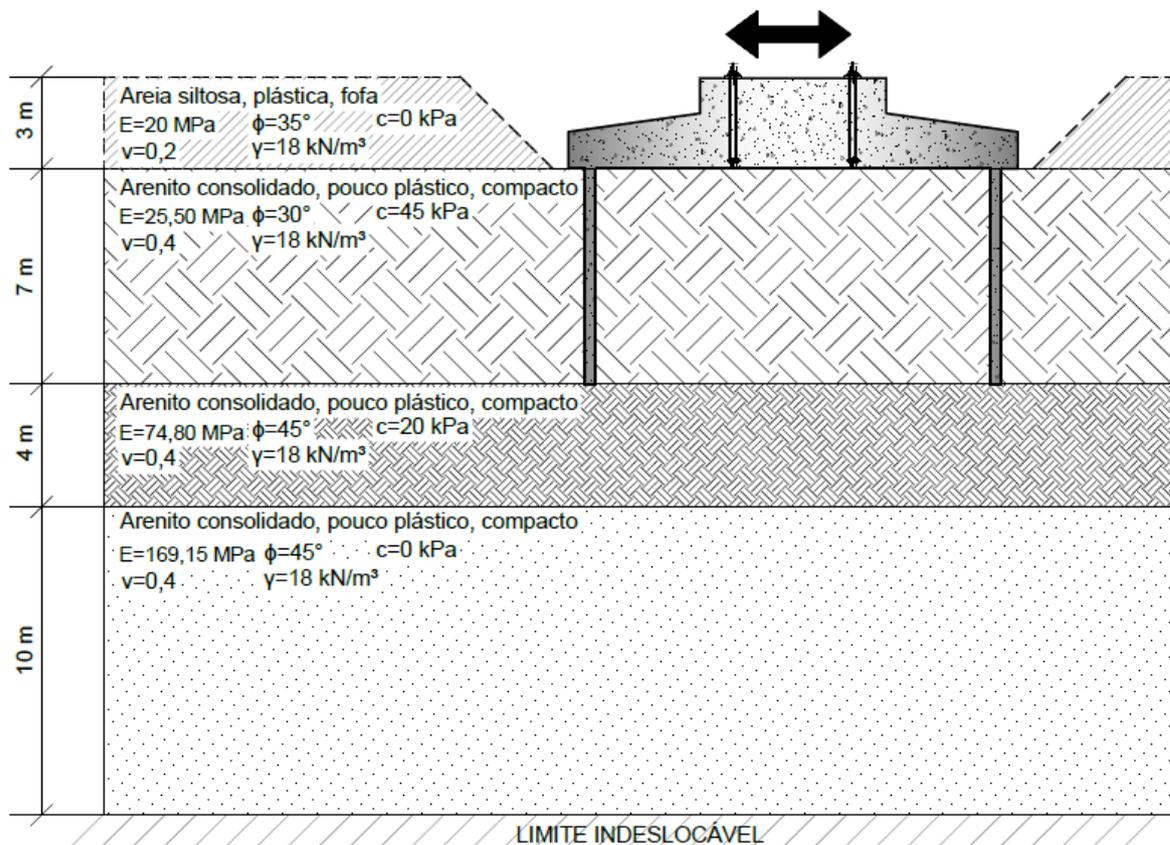
Essa degradação dependerá do valor de deformação transversal a que o solo é exposto, sendo usualmente encontrado um valor de $10^{-2}\%$ em fundações de aerogeradores, estando, portanto, o solo em um regime de pequenas deformações. Nesse nível de sollicitação é possível a consideração de um modelo não-linear elástico com módulo de elasticidade transversal normalizado (isto é, $G/G_{m\acute{a}x}$) relativo ao limite cíclico volumétrico (γ_{tv}).

Segundo Bhattacharya (2019) existem dois valores de $G/G_{\text{máx}}$ que podem ser adotados que consistem em limites inferior e superior para o dimensionamento. O primeiro seria $G/G_{\text{máx}} = 0,85$, que seria o limite a partir do qual seria esperada a ocorrência de deformações permanentes, ao passo que o segundo limite é de $G/G_{\text{máx}} = 0,60$, referente a uma situação em que o acúmulo de poro pressão, levaria a uma degradação mais severa da rigidez do solo.

No caso em pauta, tem-se um solo não coesivo composto por arenito onde não foi encontrado água em 15 metros de sondagem. Nesse tipo de situação, além da boa condutividade hidráulica típica de solos não coesivos com partículas graúdas, adicionado ao fato de não haver sido encontrado o nível d'água, tem-se uma baixa probabilidade de acúmulo de poro pressão, de forma que não faz sentido considerar o limite inferior de $G/G_{\text{máx}} = 0,60$.

O módulo de elasticidade transversal se relaciona de maneira diretamente proporcional ao módulo de elasticidade longitudinal, de maneira que a redução à que os parágrafos anteriores fazem referência pode ser aplicada ao segundo, possibilitando, assim, a consideração do efeito do carregamento cíclico nas análises que se seguem. A Figura 36 mostra o perfil definitivo do solo considerando a atuação de cargas cíclicas.

Figura 36 – Perfil do solo para solicitações cíclicas.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

3.4 Solução de fundação adotada

Foi feito o dimensionamento geotécnico da fundação considerando duas situações de carga, apresentadas no item 3.2, relativas aos cenários U-2 e U-3. Essas situações dizem respeito, respectivamente, a condições normais e extremas de operação, sendo algo equivalente às combinações quase permanente e normal da NBR 6118:2014. A Tabela 17 retoma as cargas resultantes para os referidos casos.

Tabela 17 – Cargas utilizadas no dimensionamento da fundação.

Cenário	Situação	Verificação	F_z (kN)	F_{xy} (kN)	M_{xy} (kN.m)
U-2	ELS	Sem tração nas estacas	6975	864	81496
U-3	ELU	Capacidade de carga das estacas	6975	1229	114333

Fonte: elaborado pelo autor (2020).

O dimensionamento partindo dessas duas solicitações é feito considerando um Estado Limite Último e um Estado Limite de Serviço. Para o ELU é utilizado a condição de operação extrema do aerogerador, ou seja, usa-se as cargas do cenário U-3. Nesse caso a carga máxima resistida pela estaca deve ser tal que garanta a segurança à ruptura da fundação.

Já para o ELS deve se garantir que não haja nenhuma estaca solicitada à tração. Esse tipo de requisito é extremamente comum por parte dos fabricantes de aerogeradores e tem como objetivo limitar a variação de tensões no solo ao redor da estaca evitando, assim, problemas de fadiga. Interessante pontuar que diversas vezes esse é o aspecto que governa o dimensionamento do bloco de fundação limitando, sobretudo, a redução de volume de concreto, uma vez que seu peso é necessário para garantir tensões de compressão em todas as estacas.

O dimensionamento é trazido de forma mais detalhada no Apêndice C, mostrando tabelas com as reações das estacas para os dois casos de carga. A título de simplificação, não foi considerada a transmissão direta de carga no dimensionamento, isto é, a fundação, para esse fim, consta como sendo um bloco de estacas.

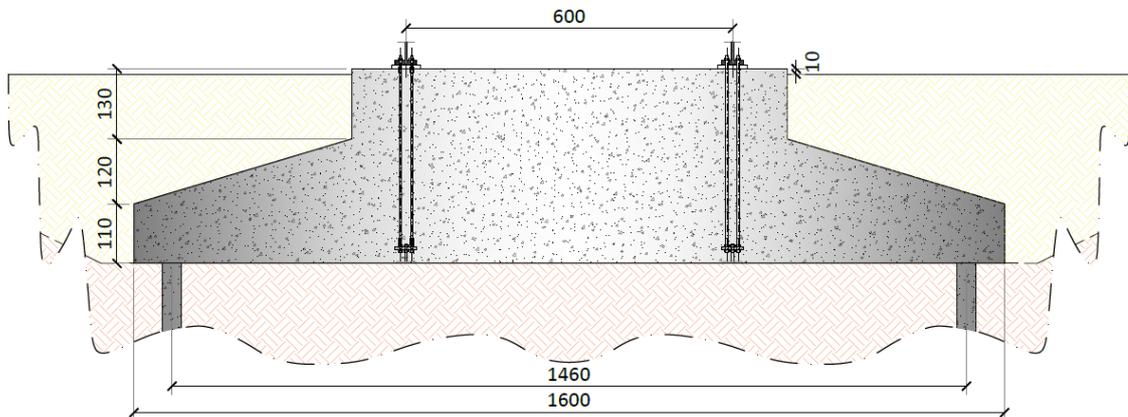
A capacidade de carga das estacas foi determinada de duas formas: por meio do modelo numérico do ABAQUS e utilizando o método de Cabral (1986), específico para estacas do tipo raiz. A segunda metodologia se fez necessária devido ao uso do modelo de curvas t-z e Q-z do API (2003) de transferência de carga, que requer informações separadas de resistência

de fuste a cada metro e resistência de ponta da estaca, dados esses de difícil determinação no modelo numérico do ABAQUS.

Partindo do modelo numérico, fez-se uso do método de Van der Veen modificado por Aoki (1976) para determinação da carga de ruptura, uma vez que a mesma não se deu de maneira aparente (caracterizada pelo aumento demasiado da deformação sem que haja acréscimo de carga). Mais detalhes desses procedimentos encontram-se no Apêndice C.

A Figura 37 apresenta um corte transversal da fundação dimensionada mostrando suas principais medidas geométricas ao passo que a Tabela 18 traz um resumo da geometria e propriedades constitutivas da fundação.

Figura 37 – Corte transversal da fundação (45 estacas).



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Tabela 18 – Propriedades geométricas e constitutivas da fundação.

Dados da fundação	
Diâmetro externo (m)	16,00
Diâmetro do pedestal (m)	8,00
Altura da borda extrema (m)	1,10
Altura no encontro do pedestal (m)	2,30
Altura do pedestal (m)	3,60
Diâmetro do estaqueamento (m)	14,60
f_{ck} do bloco de coroamento (MPa)	35
E_{cs} do bloco de coroamento (GPa)	29
f_{ck} das estacas (MPa)	20
E_{cs} das estacas (GPa)	21
Diâmetro das estacas (cm)	35
Comprimento das estacas (m)	7,00
Número de estacas	45

Fonte: elaborado pelo autor (2020).

3.5 Modelos de interação solo-estrutura

Diversos estudos comprovam a importância e os efeitos da consideração da interação solo-estrutura na análise de torres de suporte de aerogeradores (ANDERSEN *et al.*, 2012; YETER, 2019; ADHIKARI & BHATTACHARYA, 2011a e 2011b, 2012; AUSTIN & JERATH, 2017; ARANY *et al.*, 2016; DAMGAARD *et al.*, 2014). Os impactos da deformabilidade da fundação são bastante relevantes, mesmo utilizando modelos simplificados.

No presente estudo, a interação solo-estrutura foi feita a partir de quatro modelos distintos, indo de um modelo simplificado analítico até a modelagem tridimensional do conjunto solo-fundação em elementos finitos. O Quadro 6, a seguir, traz resumidamente os modelos de interação solo-estrutura utilizados, os quais serão detalhados nos itens que se seguem.

Quadro 6 – Modelos para a interação solo-estrutura

Descrição dos modelos		Software	Código	
Modelo analítico	Teoria da elasticidade	-	INT-A	
Modelos numéricos	Discreto	Curvas de transferência de carga do API (2003)	ABAQUS	INT-B1
		Curvas de transferência de carga calibradas com PCE	ABAQUS	INT-B2
	Contínuo	Modelo 3D com modelo constitutivo elasto-plástico para o solo.	ABAQUS	INT-C

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

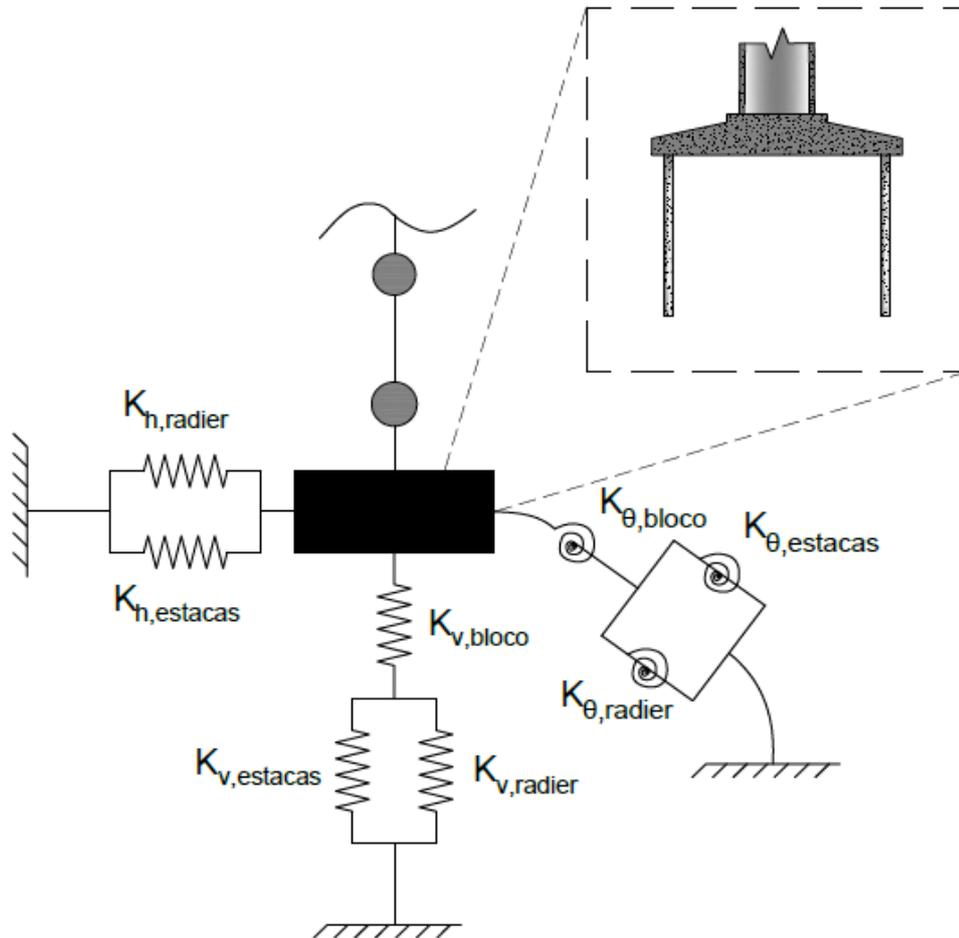
3.5.1. Modelo analítico (INT-A)

O modelo analítico ora proposto é composto da associação das rigidezes dos elementos que compõe o sistema de fundação, isto é, o radier (no sentido da transmissão direta de carga por meio de tensões de contato do fundo do bloco de fundação com o solo), o conjunto das estacas e o elemento de fundação de concreto (no sentido estrutural).

As rigidezes do radier e do conjunto de estacas são associadas em paralelo por entender-se que existe uma compatibilização dos deslocamentos entre os sistemas que faz com que as cargas sejam distribuídas de acordo com a rigidez de cada elemento. O conjunto desses

elementos é associado em série com a rigidez da estrutura de fundação. A Figura 38 ilustra esse modelo.

Figura 38 – Representação do modelo analítico de interação solo-estrutura.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

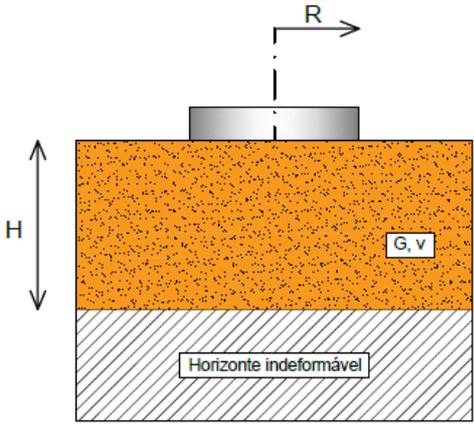
A consideração separada da rigidez do bloco de coroamento das estacas se deve ao fato de que as formulações adotadas na determinação da deformabilidade dos elementos da fundação direta consideram um elemento de fundação infinitamente rígido. No caso em questão, tal pressuposto não foi dado como verdadeiro, optando-se pela inclusão da rigidez do elemento estrutural da fundação no modelo analítico. Importante notar, entretanto, que para o grau de liberdade da translação horizontal não há necessidade de se tomar essa medida, uma vez que, para solicitações no plano, a fundação pode ser considerada infinitamente rígida, atuando, portanto, como um diafragma rígido.

As rigidezes horizontal, vertical e rotacional do radier são dadas pelas formulações derivadas da teoria da elasticidade, considerando a fundação (perfeitamente rígida) assentada

em um semi-espaço perfeitamente elástico (Figura 39). Em DNV (2002), norma que traz essas formulações como sugestão de modelo simplificado para a consideração da interação solo-estrutura, são feitas algumas considerações interessantes sobre essa abordagem.

Primeiramente, é preciso ter em mente que se trata de rigidezes estáticas, sendo independentes da frequência de vibração, e que podem ser utilizadas em casos onde as vibrações induzidas possuam baixa frequência, que é o caso de fundações de aerogeradores (DNV, 2002). O limite do uso de tais expressões se daria, por exemplo, caso fosse feita uma análise sísmica da torre eólica. Além disso, para as fundações diretas é considerado um contato integral com o solo. Tal fato já indica que para cargas extremas, as quais, usualmente, suportam algum grau de descolamento da fundação, essas rigidezes não são válidas.

Figura 39 – Rigidezes globais para a interação solo-radier.

	Movimento	Rigidez global
	Vertical	$K_V = \frac{4GR}{1 - \nu_s} \left(1 + 1,28 \frac{R}{H} \right)$
	Horizontal	$K_H = \frac{8GR}{2 - \nu_s} \left(1 + 0,50 \frac{R}{H} \right)$
	Rotacional	$K_R = \frac{8GR^3}{3(1 - \nu_s)} \left(1 + 0,50 \frac{R}{H} \right)$
	Torcional	$K_T = \frac{16GR^3}{3}$

Fonte: adaptado de DNV (2002).

Já o comportamento das estacas foi representado segundo os equacionamentos trazidos em Novak & Ei-Sharnoubi (1983) *apud* Das & Ramana (2011) que fazem uso da teoria da elasticidade para a determinação da rigidez e amortecimento verticais de uma estaca. Para o propósito desta pesquisa, só interessa a rigidez do sistema, uma vez que o amortecimento foi considerado como um valor integral para a estrutura inteira englobando todos os tipos de fontes de dissipação de energia (ver item 2.2.2.3).

No tratamento dado pelos autores, o conjunto solo-estaca é considerado a partir de duas situações distintas: estacas flutuantes e estacas de ponta. No primeiro caso, a transmissão de carga se dá majoritariamente por mecanismos de atrito lateral do fuste do elemento de

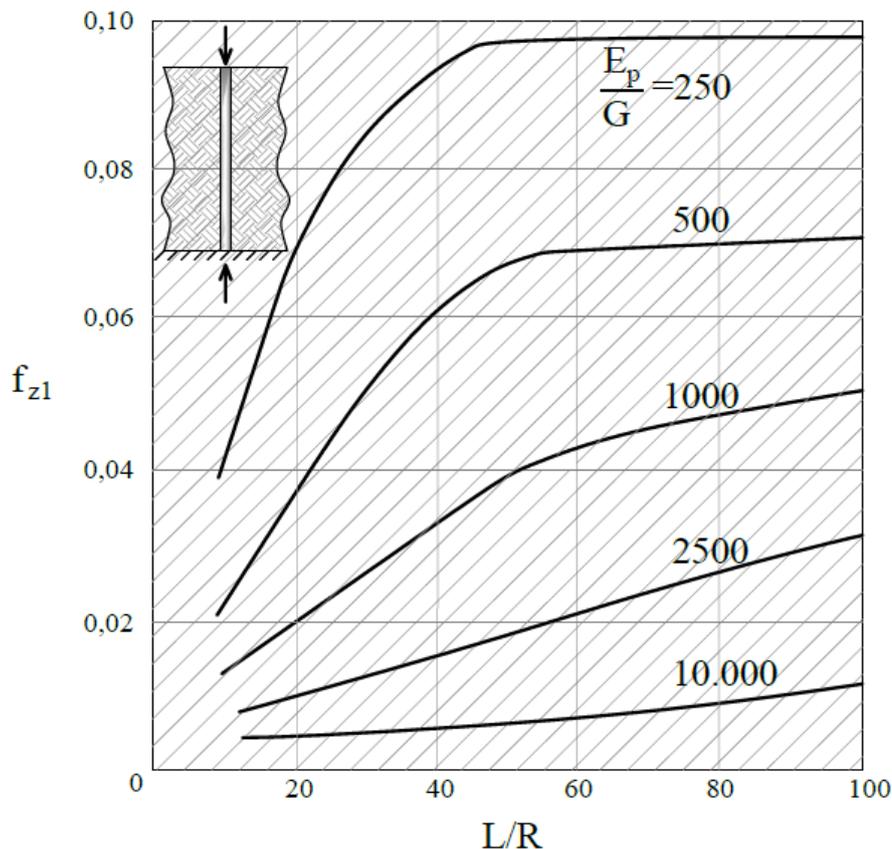
fundação como o solo, de forma que a contribuição da ponta na capacidade de suporte do conjunto pode ser desprezada. Já na segunda situação, apenas a ponta da estaca trabalha na transferência de cargas, que seria o caso de uma fundação embutida em rocha transpassando uma camada de argila mole (ou outro solo de baixa resistência).

A rigidez do conjunto estaca-solo é calculada segundo a Equação (25), a seguir, onde k_v é a rigidez vertical, E_p , A e R são, respectivamente, o módulo de elasticidade, a área da seção transversal e o raio da estaca. Já f_{z1} é um parâmetro adimensional que depende da rigidez relativa estaca-solo e da esbeltez do elemento.

$$k_v = \left(\frac{E_p A}{R} \right) f_{z1} \quad (25)$$

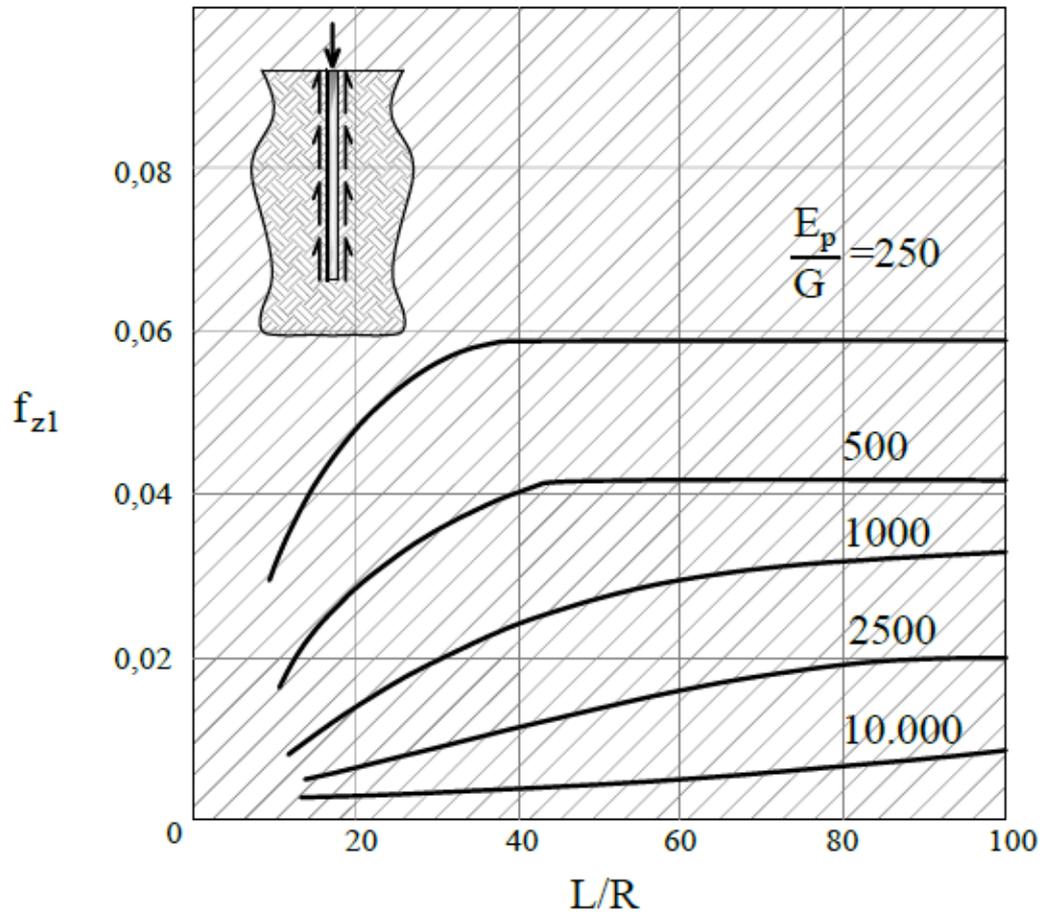
As Figura 40 e Figura 41 apresentam, respectivamente, os gráficos para obtenção do parâmetro adimensional f_{z1} para estacas flutuantes e embutidas.

Figura 40 – Parâmetro adimensional para o cálculo da rigidez vertical em estacas de ponta.



Fonte: adaptado de Novak & Ei-Sharnoubi (1983) *apud* Das & Ramana (2011).

Figura 41 – Parâmetro adimensional para o cálculo da rigidez vertical em estacas flutuantes.



Fonte: adaptado de Novak & Ei-Sharnoubi (1983) *apud* Das & Ramana (2011).

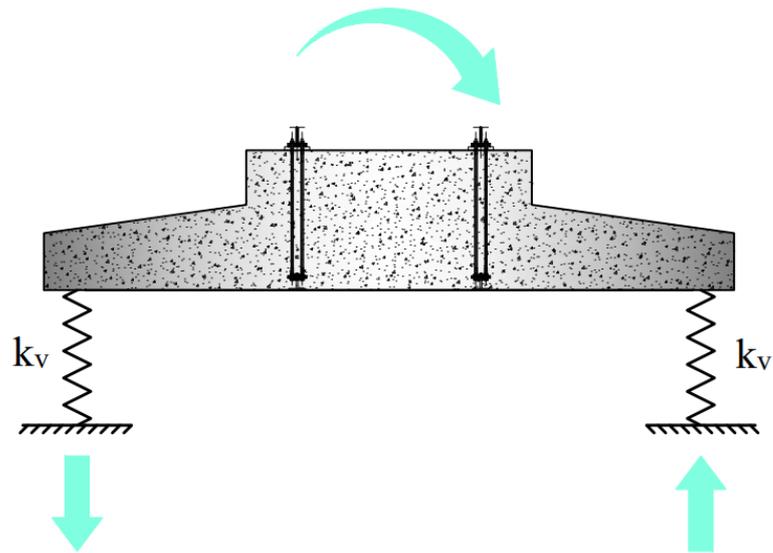
O cenário a ser retratado consiste em uma situação intermediária, com a contribuição de ambos os sistemas de transferência de carga (atrito lateral e resistência de ponta). Dessa forma, para viabilizar a utilização das formulações propostas por Novak & Ei-Sharnoubi (1983) foi considerada a conjugação dessas duas rigidezes para representar o sistema resistivo da estaca, por meio de uma associação em paralelo.

Para considerar a rigidez vertical do conjunto total das 45 estacas é preciso tão somente somar todos os valores determinados pela Equação (25). Dessa forma, a rigidez vertical do estaqueamento (onde n é o número total de estacas) é dada por:

$$K_V = nk_v = 45k_v \quad (26)$$

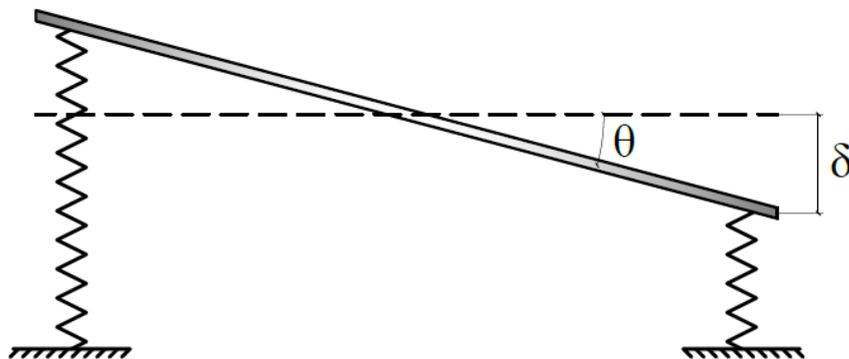
Já para determinar a rigidez rotacional do conjunto das estacas é preciso considerar a contribuição para o momento restaurador (isto é, aquele que equilibra o momento de tombamento garantindo a estabilidade da estrutura) da rigidez vertical de cada estaca. Em considerando o elemento de fundação (o bloco de coroamento ligando as estacas) como sendo perfeitamente rígido (lembrando que sua rigidez será considerada no modelo, sendo associada em série), tem-se o deslocamento de corpo rígido descrito na Figura 43.

Figura 42 – Rigidez rotacional do grupo de estacas.



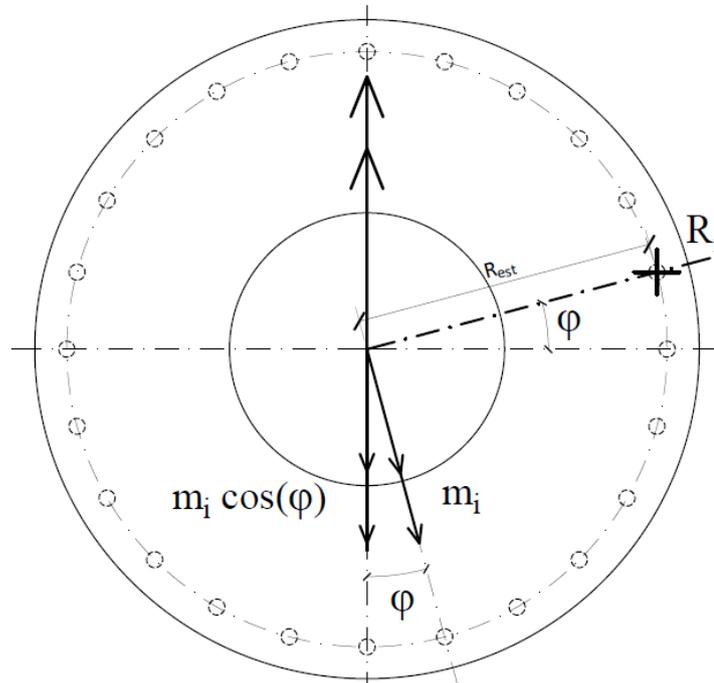
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Figura 43 – Deformação angular da fundação (considerando comportamento de corpo rígido).



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Figura 44 – Contribuição da i -ésima estaca no equilíbrio do momento de tombamento.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Sendo m_i o momento resistente em relação ao eixo vertical proveniente de uma estaca i , tem-se:

$$m_i = R_{est} R_i \quad (27)$$

Onde R_{est} é o raio do estaqueamento e R_i é a reação atuante na estaca.

O comportamento da estaca é tido como elástico linear, de forma que se segue a lei de Hooke fazendo com que a sua reação possa ser dada pelo produto do deslocamento δ_i pela rigidez vertical da estaca.

$$m_i = R_{est} \delta_i k_v \quad (28)$$

$$m_i = R_{est} r_i \theta k_v \quad (29)$$

$$m_i = R_{est} R_{est} \cos\left(\frac{2\pi}{n} i\right) \theta k_v \quad (30)$$

$$m_i = R_{est}^2 \cos\left(\frac{2\pi}{n} i\right) \theta k_v \quad (31)$$

O momento resistente total é dado pelo somatório das projeções dos momentos resistentes de cada estaca no eixo Y. Dessa forma, tem-se:

$$M = \sum_{i=1}^n m_i \cos\left(\frac{2\pi}{n} i\right) \quad (32)$$

$$M = \sum_{i=1}^n R_{est}^2 \cos^2\left(\frac{2\pi}{n} i\right) \theta k_v \quad (33)$$

$$M = \theta k_v R_{est}^2 \sum_{i=1}^n \cos^2\left(\frac{2\pi}{n} i\right) \quad (34)$$

$$\frac{M}{\theta} = k_v R_{est}^2 \sum_{i=1}^n \cos^2\left(\frac{2\pi}{n} i\right) \quad (35)$$

$$K_R = k_v R_{est}^2 \sum_{i=1}^n \cos^2\left(\frac{2\pi}{n} i\right) \quad (36)$$

$$K_R = \frac{n k_v R_{est}^2}{2} \quad (37)$$

No que concerne à rigidez horizontal das estacas, foi adotado a formulação trazida pela DNV (2002) para meio elástico homogêneo considerando o módulo de elasticidade da camada que envolve o fuste da estaca. Essa consideração se mostra uma simplificação aceitável uma vez que os solos mais superficiais são mais solicitados pelo carregamento lateral das estacas (LOPES & VELLOSO, 2010) tornando as propriedades do solo que envolve o fuste em regiões menos profundas mais relevantes no estudo do seu comportamento sob cargas transversais. Dessa forma, a rigidez horizontal no topo da estaca é dada por:

$$k_H = 1,08 D E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,21} \quad (38)$$

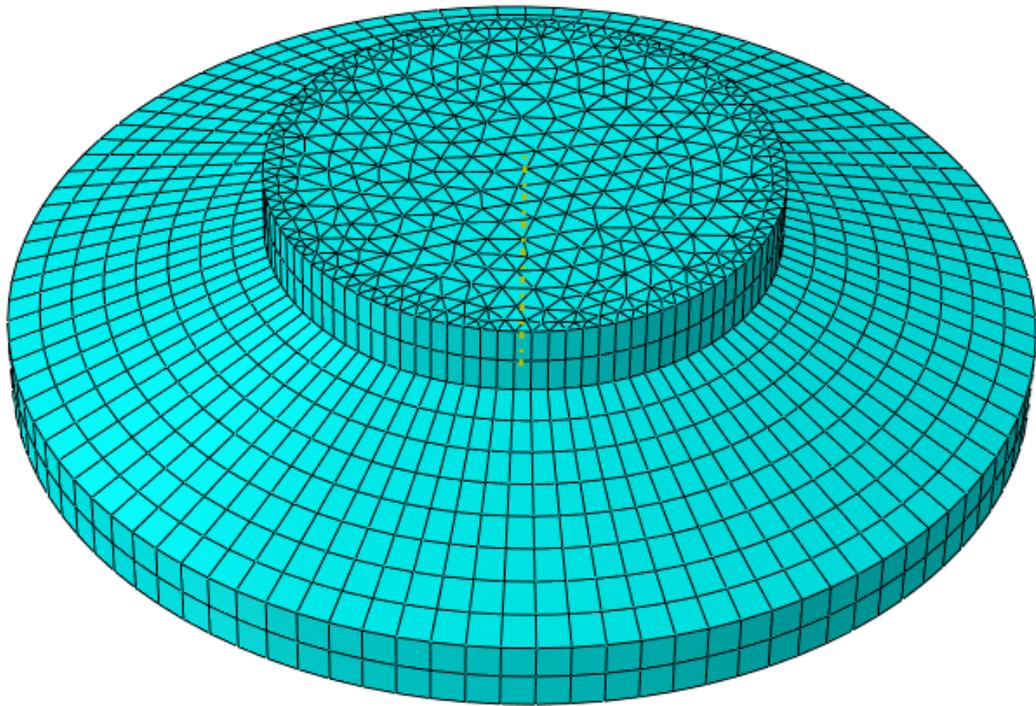
Da mesma forma que na rigidez vertical, o comportamento do conjunto das estacas pode ser representado simplesmente somando suas rigidezes. Dessa forma, tem-se:

$$K_H = nk_H = 45k_H \quad (39)$$

Por fim, resta a rigidez do elemento de fundação. Primeiramente, procurou-se alguma formulação analítica para o cálculo desse parâmetro, entretanto, devido à geometria da fundação isso não foi possível. Para contornar tal adversidade, determinou-se a rigidez do elemento de fundação a partir de um modelo numérico com elementos sólidos tridimensionais feito no ABAQUS.

No modelo, ao invés das estacas foram colocados apoios rígidos, estando o resto da fundação livre (Figura 45). Então, foram aplicadas carga verticais e de momento a fim de determinar sua rigidez. A aplicação do momento de tombamento foi feita a partir de forças binárias aplicadas ao longo da circunferência de projeção do eixo da torre.

Figura 45 – Modelo no ABAQUS para determinar a rigidez da fundação.



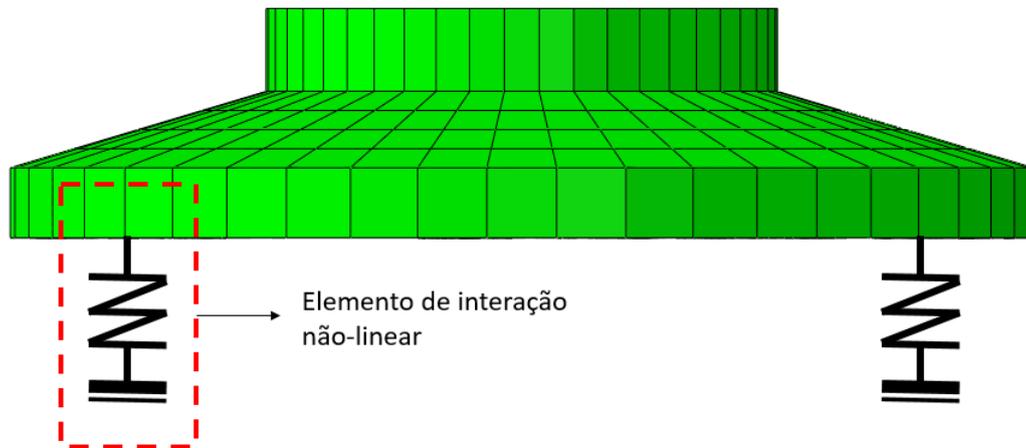
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

A fundação foi modelada utilizando 147680 elementos do tipo cunha (*wedge elements*) lineares com 6 vértices (C3D6). Todos os nós que compõe o encontro da estaca com a fundação foram dotados de *tie constraints*, que garantem o seu movimento de corpo rígido. Tal medida tem como objetivo a modelagem de apoios com extensão não desprezível.

3.5.2. Modelo numérico discreto (INT-B)

No segundo modelo a interação solo-estrutura é feita por meio de um conjunto de elementos de molas não linear (*connector elements* no ABAQUS), isto é, cuja rigidez varia conforme a sollicitação. A Figura 46 apresenta uma visão geral do modelo.

Figura 46 – Visão geral do modelo no ABAQUS.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

3.5.2.1. Bloco de fundação em concreto

A fundação de concreto foi modelada por meio de elementos sólidos do tipo cunha (*wedge elements*) com 6 nós (C3D6). Ao todo foram 17662 elementos. Na região de ligação do bloco com a estaca foram modelados elementos com o formato circular e diâmetro da estaca cujos nós foram dotados de *constraints* de corpo rígido de forma a simular a ligação com dimensão finita evitando, assim, picos de tensão.

3.5.2.2. Interação solo-estaca

A modelagem do comportamento estaca-solo foi feita por meio de *connector elements* do tipo cartesiano com graus de liberdade U1, U2 e U3 (eixos globais X, Y e Z) desacoplados e não lineares capazes de simular curvas carga-deslocamento. Dessa forma, tem-se um elemento de rigidez com comportamento não linear, se aproximando da maneira como a interação solo-estrutura se dá nesse caso.

Como limitação desse tipo de modelo é possível citar a impossibilidade da consideração dos efeitos de grupo das estacas, bem como da interferência da transmissão de carga direta do radier nas regiões mais superficiais do solo para a relação estaca-solo.

Nesse ponto, há uma diferenciação entre os modelos INT-B1 e INT-B2 relativas à maneira como são obtidas as curvas carga-deslocamento das estacas. No caso dos modelos INT-B1 esse comportamento foi modelado a partir das curvas de transferência de carga presente no API (2003) de uso consagrado na prática da engenharia. É possível, a partir das formulações de curvas de transferência de carga a obtenção do comportamento carga-deslocamento do conjunto estaca-solo para várias profundidades e considerando solicitações verticais (resistência de atrito lateral e de ponta) e horizontais. Dessa forma, é possível introduzir a não linearidade devido à estratificação do solo e ao próprio comportamento do sistema estaca-solo em um ponto específico.

Apesar de bem úteis, essas formulações são razoavelmente simples com poucos parâmetros geotécnicos em relação ao solo, sem que haja uma diferenciação com relação ao tipo de estaca adotada. Além disso, sua formulação foi feita com um número limitado de ensaios.

Por isso, foram propostos os modelos INT-B2 em que o comportamento da estaca foi verificado a partir de resultados de prova de carga estática. Nesse caso, tem-se apenas o resultado do ensaio para uma carga vertical. Assim sendo, a curva carga-deslocamento na direção horizontal foi obtida a partir de um modelo no ABAQUS da estaca isolada calibrado pelo resultado de ensaio.

3.5.3. Modelo numérico contínuo (INT-C)

3.5.3.1. Estudos de verificação do software ABAQUS

Os modelos INT-C foram desenvolvidos no software ABAQUS/CAE versão 6.14. Para verificar o uso correto dessa ferramenta, foram modelados casos trazidos em pesquisas anteriores e os resultados obtidos foram comparados com as curvas carga-deslocamento apresentadas pelos autores dos trabalhos. Quatro situações distintas foram consideradas, sendo elas: estaca carregada verticalmente (JOHNSON, 2005); estaca carregada lateralmente (GONZÁLEZ, 2014); radier com carga vertical (MACEDO, 2017) e radier estaqueado (duas estacas) com carga vertical (MACEDO, 2017). Os dados gerais dos modelos, bem como a análise de seus resultados, são apresentados no Apêndice B. A partir desses estudos de

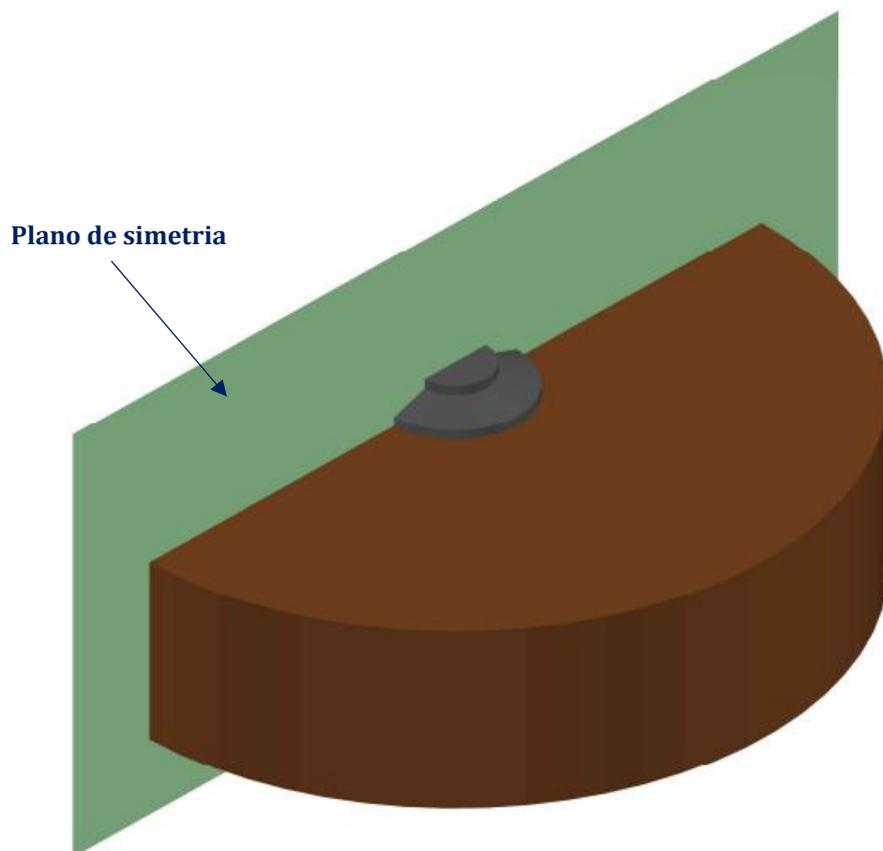
verificação foi possível definir alguns parâmetros e formas de entrada de dados no pré-processamento.

3.5.3.2. Características gerais do modelo

Com relação aos elementos finitos utilizados na discretização do modelo, tanto o solo quanto a fundação foram modelados com elementos contínuos do tipo cunha (*wedge elements*) de 6 nós (C3D6). O tipo de interpolação adotado foi linear, onde o programa determina os valores dos deslocamentos e esforços a partir dos resultados dos nós localizados nos vértices dos elementos tridimensionais. Caso fosse adotada uma interpolação quadrática, ter-se-ia o estabelecimento de pontos de interpolação intermediários o que, apesar de melhorar a acurácia do modelo, aumentaria demasiadamente o custo computacional, o que justifica a escolha por elementos lineares.

A fim de reduzir o custo computacional foi adotada a condição de simetria no plano perpendicular ao eixo de atuação do momento de tombamento transmitido à fundação.

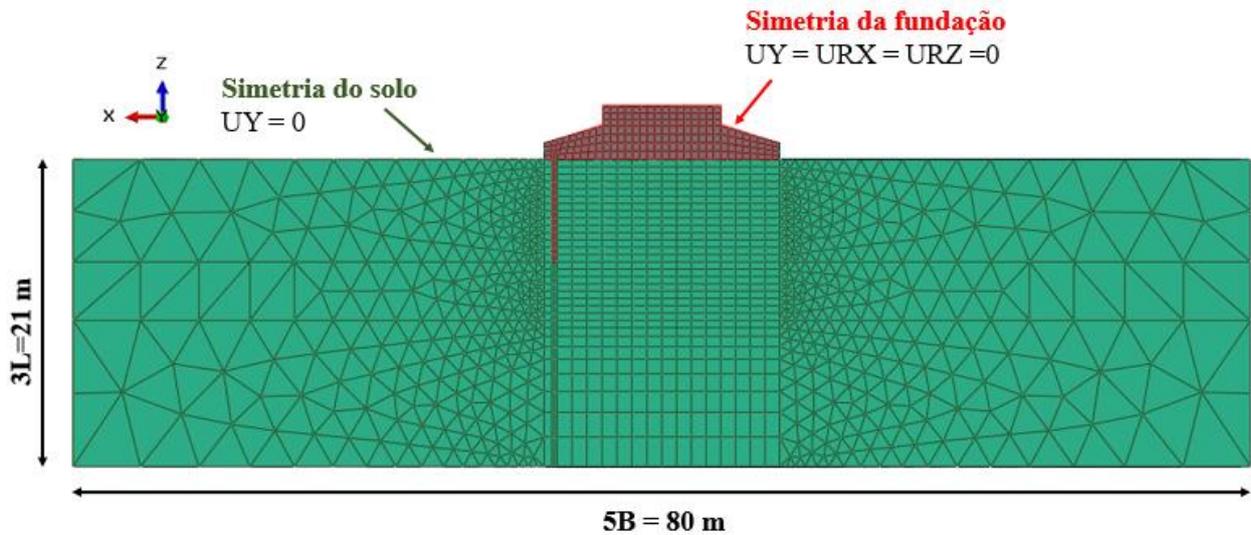
Figura 47 – Plano de simetria adotado no modelo.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

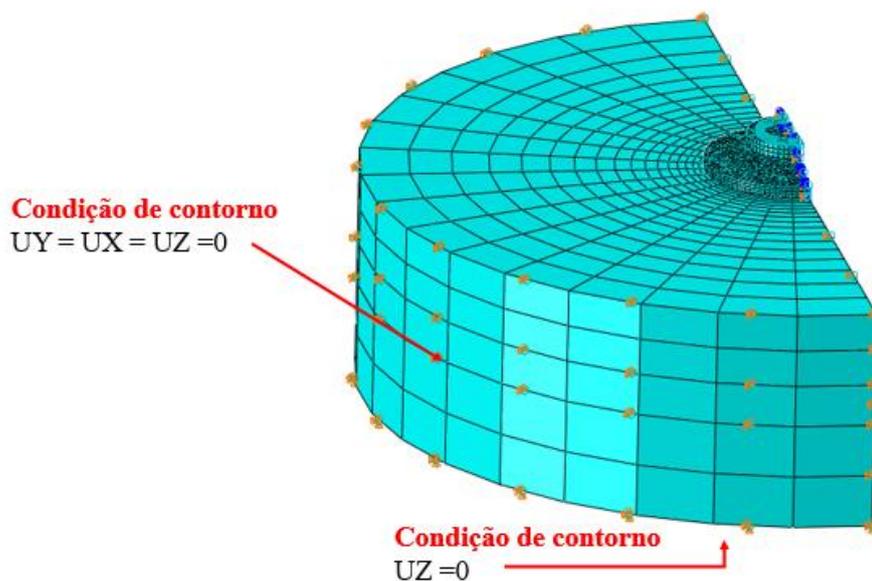
Para garantir a simetria dos elementos do solo foi restringido o deslocamento no eixo Y (normal ao plano de simetria), ao passo que os elementos da fundação tiveram restringidos seus graus de liberdade de translação em Y, rotação em X e em Y ($U_Y=U_{RX}=U_{RZ}=0$), tal como é mostrado na Figura 48.

Figura 48 – Restrições de deslocabilidades aplicadas ao plano de simetria e domínio de análise.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Figura 49 – Condições de contorno nas extremidades.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

O domínio de análise do modelo foi adotado de forma que as condições de contorno não influenciassem nos resultados obtidos. A extensão adotada foi definida com base em alguns trabalhos anteriores (FREITAS, 2018; GONZÁLEZ, 2014; MACEDO, 2017; BALLARIN, 2016; KIM & JEONG, 2011) de 3 vezes o comprimento da estaca na direção do eixo Z e 5 vezes o diâmetro da fundação no plano XY, como mostra a Figura 48.

Ao total foram utilizados 18629 elementos C3D6 para a fundação e 41451 elementos C3D6 na modelagem do solo.

As condições de contorno adotadas nos limites do domínio de análise foram a restrição dos deslocamentos nas três direções nas extremidades laterais e impedimento na direção vertical na extremidade do fundo (Figura 49).

3.5.3.3. Modelagem do solo

Foi utilizado um modelo constitutivo elasto-plástico com a adoção do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, sendo este modelo bastante utilizado nas análises geotécnicas, gerando bons resultados do comportamento ao cisalhamento dos solos (FREITAS, 2018). Nesse modelo é assumido um comportamento linear elástico até que seja atingida a superfície potencial de plastificação, definida pelo critério de ruptura. A partir desse ponto são observadas deformações plásticas não recuperáveis.

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb assume que o escoamento do material ocorre quando a tensão cisalhante em qualquer ponto do sólido alcança um limite que depende linearmente da tensão normal aplicada no mesmo plano. A Figura 50 apresenta um exemplo da envoltória de Mohr-Coulomb. Os parâmetros principais desse modelo são o ângulo de atrito ϕ (inclinação da reta que caracteriza a envoltória de estados de tensão) e a coesão c (ponto onde a envoltória intercepta o eixo das ordenadas). Dessa forma, tem-se:

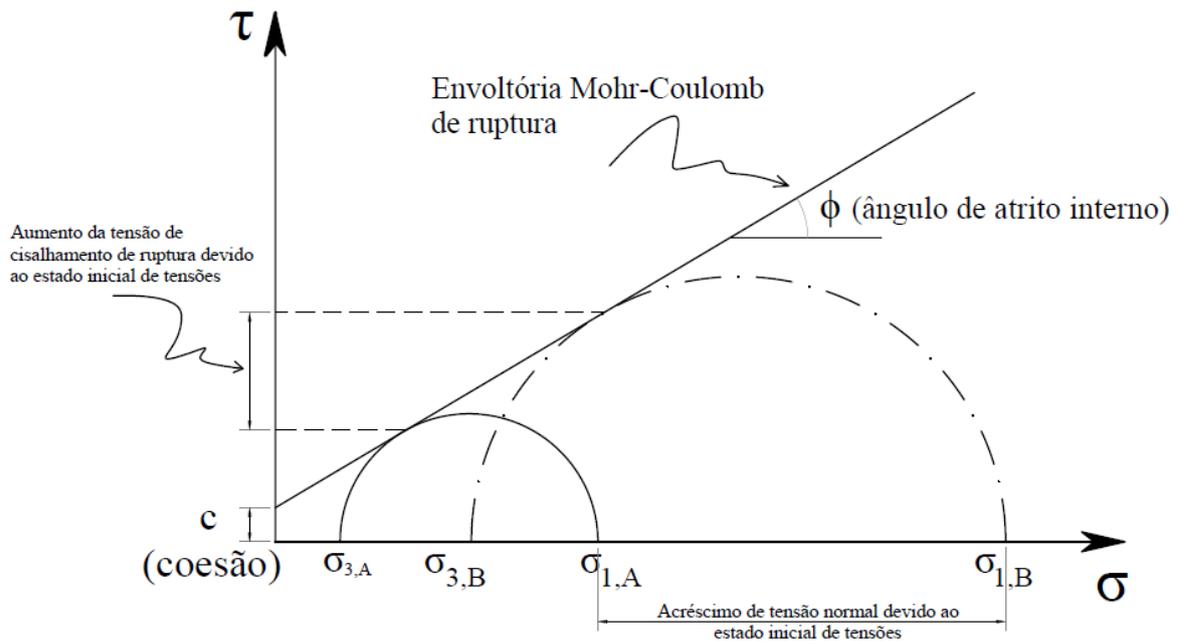
$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg}\phi \quad (40)$$

Na análise de solos não coesivos é preciso considerar também o fenômeno da dilatância. Segundo Graig e Knappett (2012), o termo dilatância é utilizado para descrever o aumento de volume de um solo granular denso durante seu cisalhamento. O ângulo de dilatância é o parâmetro que descreve tal fenômeno e, segundo Bolton (1986) *apud* Johnson (2005) pode

ser dado em função do ângulo de atrito de pico pela seguinte expressão (quando o valor de Ψ resultar negativo, adotar $\Psi=0^\circ$):

$$\psi = \phi'_{m\acute{a}x} - 33^\circ \quad (41)$$

Figura 50 – Envoltória de Mohr-Coulomb.



Fonte: adaptado Johnson (2005).

Alguns eventos como o processo de execução da fundação, carregamentos passados, compactação e vibração, além da ação gravitacional, podem modificar o comportamento do solo frente a novos carregamentos. Por isso, outro aspecto de extrema relevância na modelagem do solo é a consideração do estado de tensões iniciais.

Ao analisar o círculo de Mohr para diferentes estados de tensões é possível entender a importância da consideração do estado inicial de tensões. A Figura 50 mostra que no estado de tensões B, onde foram consideradas as tensões geostáticas iniciais, tem-se um acréscimo da tensão de cisalhamento na ruptura em relação ao estado de tensões A. Além disso, existe a possibilidade de deformações plásticas nas etapas iniciais de carregamento em solos não coesivos, o que leva a problemas de convergência no modelo numérico (JOHNSON, 2005).

Na pesquisa foi considerado apenas o estado inicial de tensões geostáticas, isto é, as tensões resultantes da atuação do peso próprio do solo quando da situação de equilíbrio.

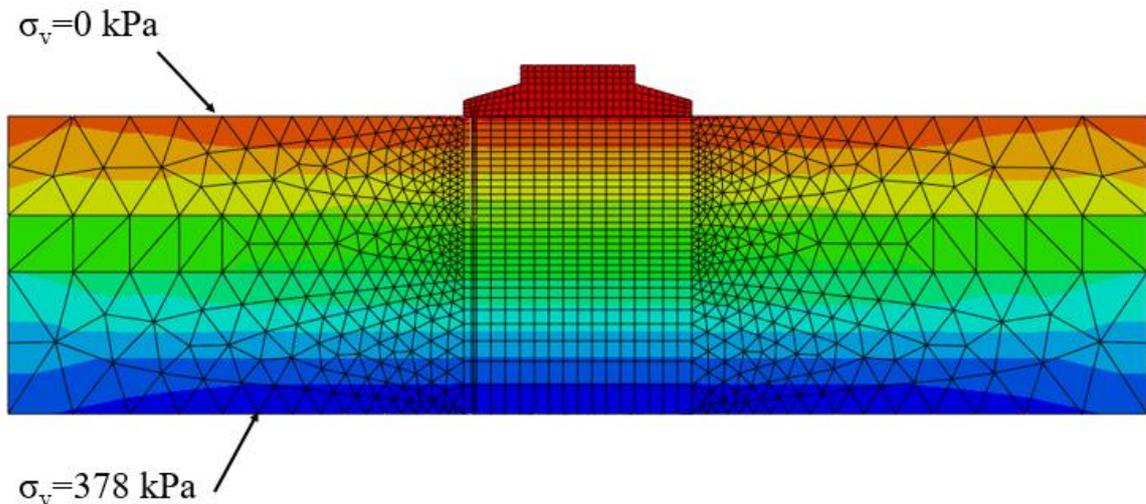
Para levar em conta as tensões geostáticas no software ABAQUS é necessário, primeiramente, estabelecer um campo de tensões no passo inicial da análise. Os dados de entrada para definição desse campo são os valores de tensão vertical para uma dada coordenada vertical e o coeficiente de empuxo lateral no repouso (K_0), dado pela Equação (42), para solos granulares. A Figura 52 mostra um gráfico da variação das tensões geostáticas verticais e horizontais ao longo da profundidade.

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi') \quad (42)$$

O valor do coeficiente de empuxo lateral no repouso pode ser considerado constante ou variar linearmente ao longo da camada de solo considerada.

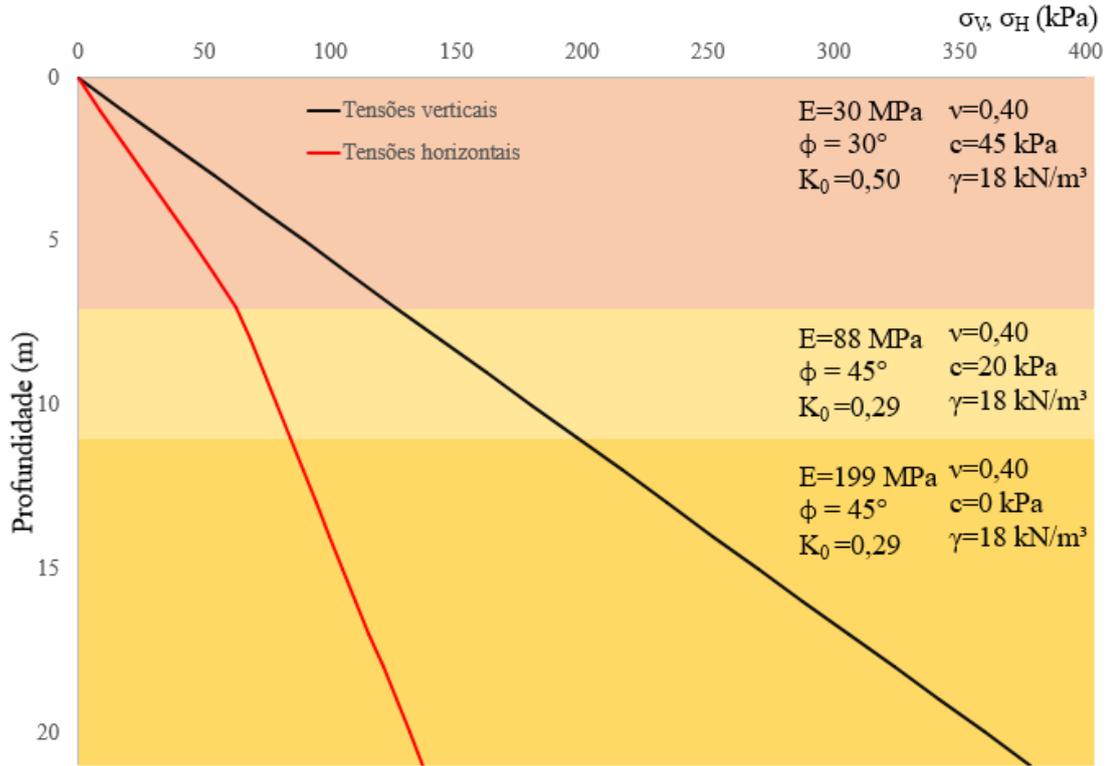
Na etapa de análise subsequente ao passo inicial, onde é estabelecido o campo de tensões inicial, tem-se um passo geostático, onde serão aplicadas as cargas gravitacionais no modelo. Esse passo é necessário para que haja o equilíbrio entre as tensões geostáticas gerando o estado de tensões desejado, sem que haja deformações no modelo. A Figura 51 mostra as tensões geostáticas após a segunda etapa da análise e a Figura 53 mostra o campo de deformações nessa mesma etapa.

Figura 51 – Tensões normais na direção Z no modelo após o passo geostático.



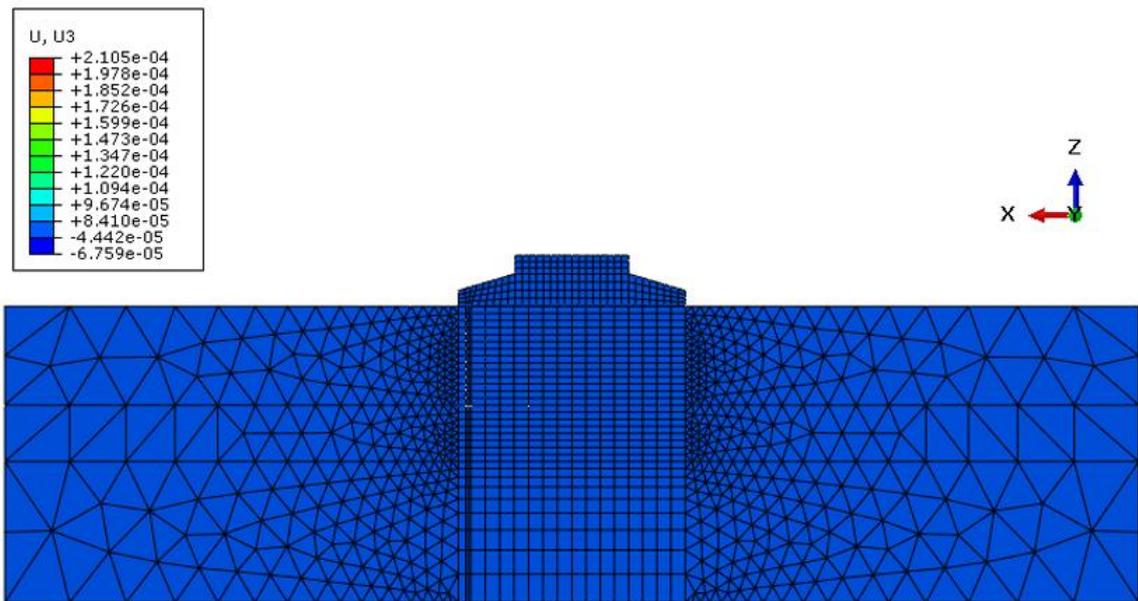
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Figura 52 – Tensões geostáticas aplicadas ao modelo.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Figura 53 – Deslocamentos na direção Z (U3) após a etapa geostática.



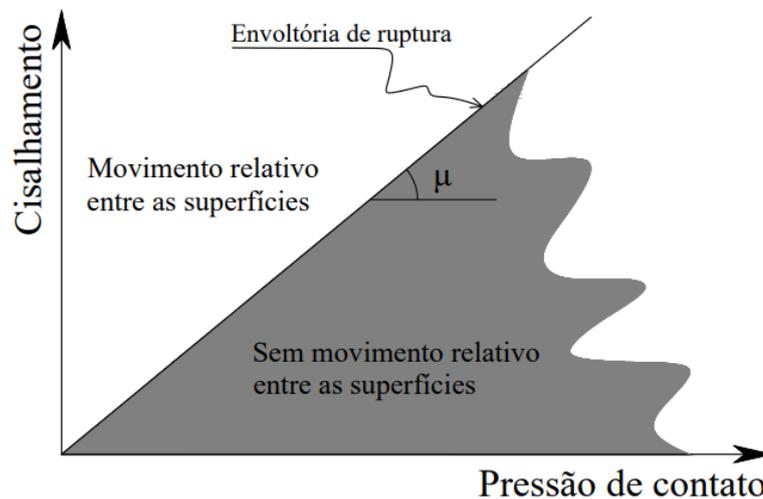
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

3.5.3.4. Interação solo-fundação

No programa ABAQUS a interação mecânica entre elementos é dada por meio de propriedades de contato. No caso da interação entre fundação e solo, essas propriedades podem apresentar um comportamento normal ou tangencial, a depender da direção das tensões desenvolvidas na interface dos elementos.

Com relação à transmissão de tensões normais, foi adotado o modelo de “*Hard contact*”, permitindo a separação das superfícies após o contato. Já para as tensões tangenciais foi adotado o modelo de contato rugoso (*penalty*) utilizando a Lei de Coulomb para a definição da tensão de cisalhamento limite para a ocorrência de movimento relativo entre as superfícies (Figura 54). O coeficiente de angular da reta da Figura 54 é dado pela tangente do ângulo de atrito na interface. Esse ângulo pode ser tomado como sendo igual ao ângulo de atrito interno efetivo do solo no caso de uma superfície perfeitamente rugosa (GRAIG & KNAPPETT, 2012), situação essa adotada no presente estudo.

Figura 54 – Modelo de interação tangencial.

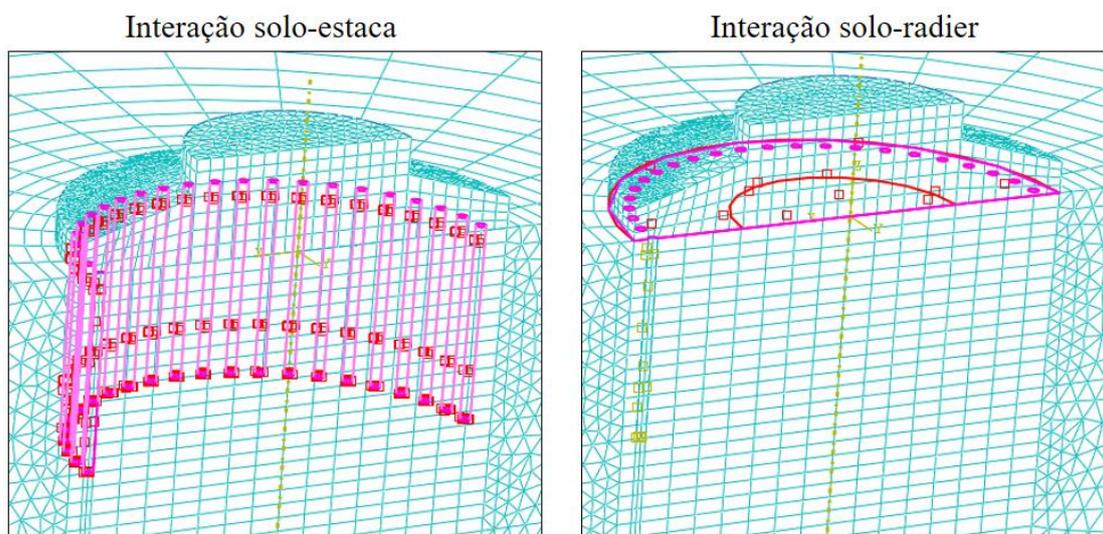


Fonte: adaptado de Johnson (2005).

A interação de duas superfícies no ABAQUS se dá por meio do estabelecimento de pares de superfícies mestras (*master surface*) e escravas (*slave surfaces*), onde os nós da segunda são ligados aos da primeira por meio das propriedades de interação supracitadas. Geralmente, adota-se como superfície mestre a relativa ao sólido com maior rigidez, que, no caso em questão, seria a fundação de concreto. É preciso ter cuidado também com relação a

malhas dos elementos, que deve ser mais discretizada na superfície escrava, a fim de evitar problemas de convergência. A Figura 55 mostra os dois pares de superfícies de interação: solo-estaca e solo-radier.

Figura 55 – Superfícies de interação solo-estrutura.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

3.5.3.5. Modelagem da fundação

Foi adotado um modelo constitutivo linear elástico para a fundação, sendo o módulo de elasticidade do bloco de coroamento igual a 29 GPa (referente a um f_{ck} de 35 MPa) e das estacas de 21 GPa ($f_{ck}=20$ MPa). O coeficiente de Poisson utilizado foi de 0,20.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

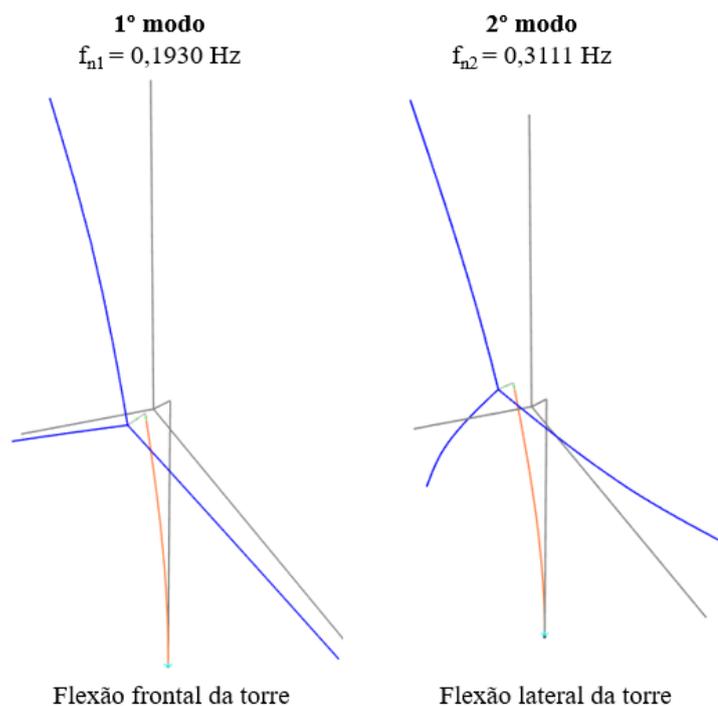
Este capítulo apresenta os resultados, análise e discussões pertinentes feitos em função da pesquisa realizada. Primeiramente, será apresentada uma análise modal geral do aerogerador NREL 5 MW para então partir para o estudo mais detalhado dos efeitos da interação solo-estrutura no comportamento dinâmico do sistema.

4.1 Curvas de frequência para o aerogerador NREL 5 MW

Antes de analisar o estudo de caso propriamente dito, cabe aqui avaliar de maneira geral o comportamento dinâmico do aerogerador NREL 5 MW em termos de frequências naturais de vibração frente à consideração de apoios flexíveis (isto é, levando em consideração a interação solo-estrutura). Isto foi feito a partir do modelo numérico do aerogerador desenvolvido no SAP 2000 como mostrado no capítulo anterior.

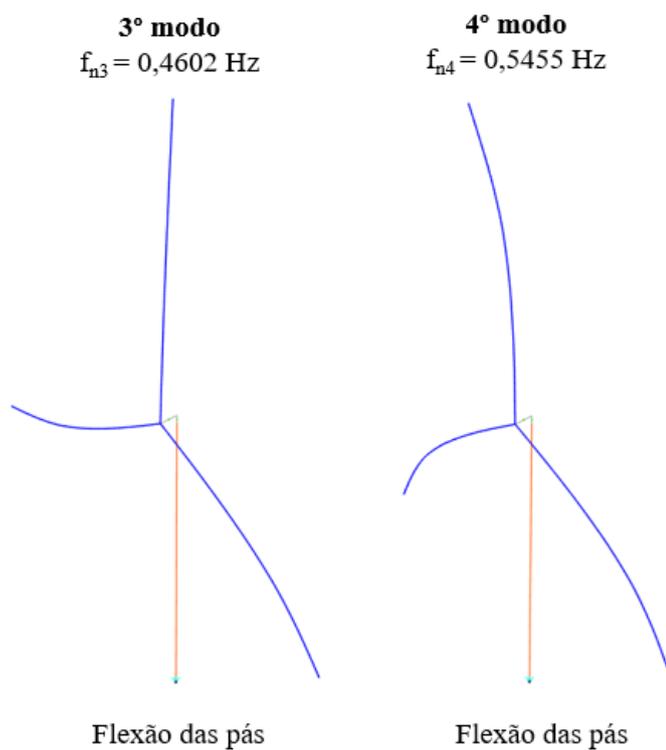
Primeiramente, foram determinados os primeiros 12 modos de vibração natural da estrutura considerando as condições de suporte como um engaste perfeito (Figuras 56 a 61, a seguir).

Figura 56 – 1º e 2º modos de vibração do aerogerador NREL 5 MW.



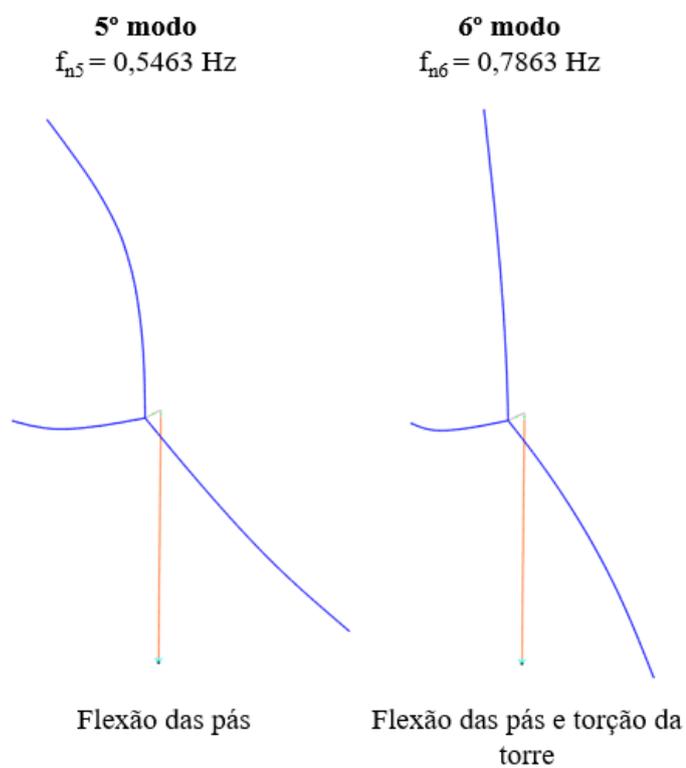
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Figura 57 – 3º e 4º modos de vibração do aerogerador NREL 5 MW.



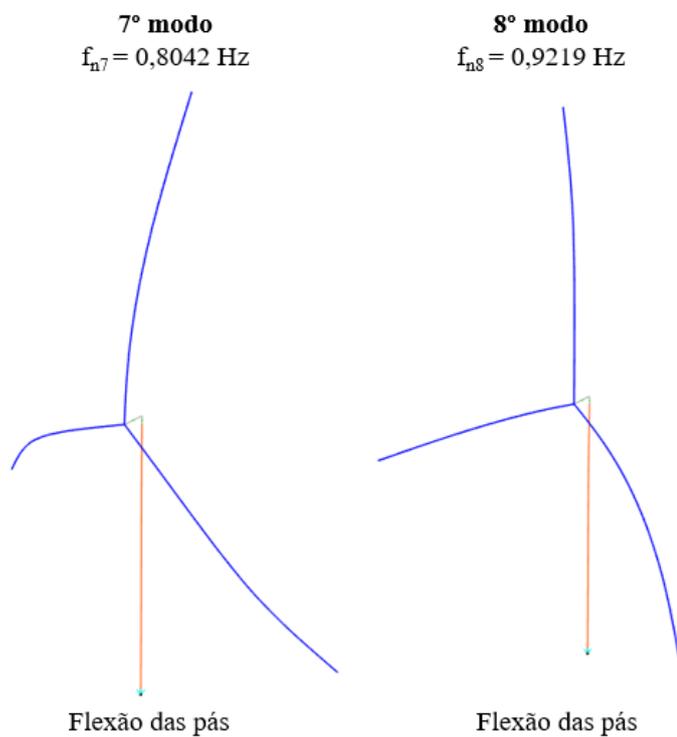
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Figura 58 – 5º e 6º modos de vibração do aerogerador NREL 5 MW.



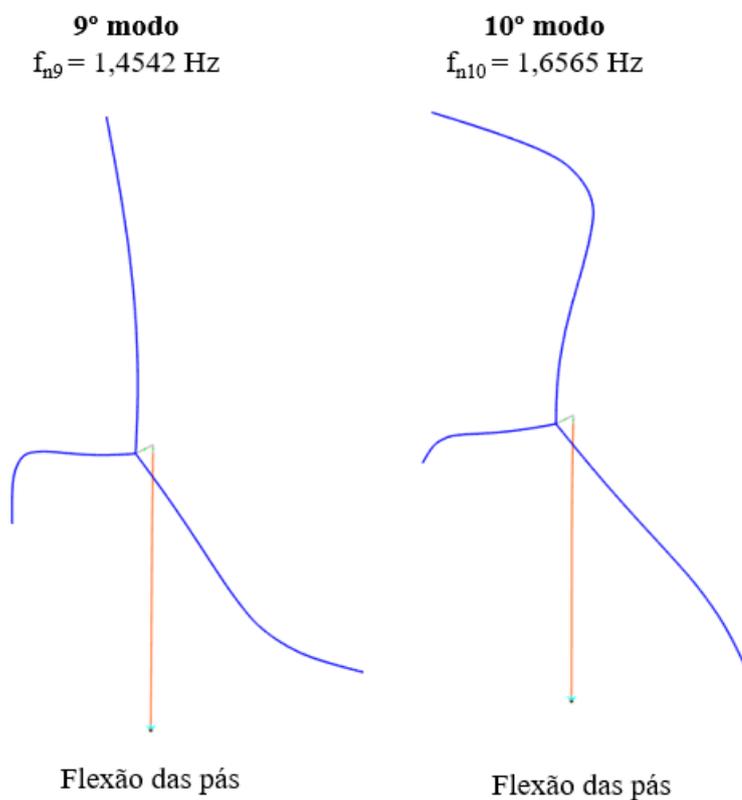
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Figura 59 – 7º e 8º modos de vibração do aerogerador NREL 5 MW.



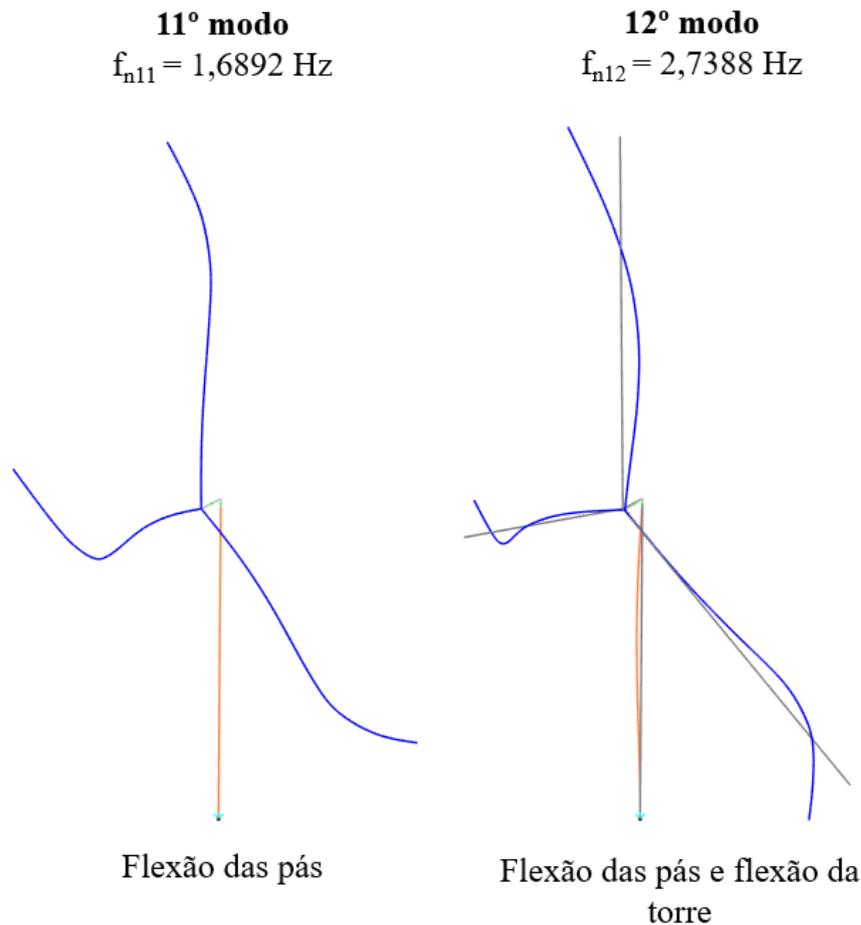
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Figura 60 – 9º e 10º modos de vibração do aerogerador NREL 5 MW.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Figura 61 – 11° e 12° modos de vibração do aerogerador NREL 5 MW.



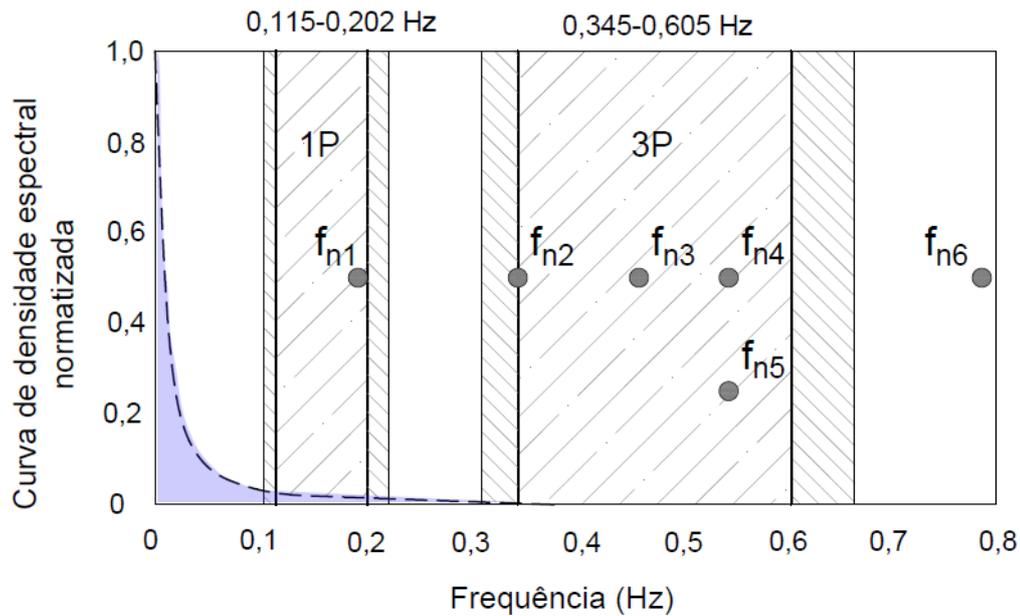
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Diante desses resultados, é preciso estabelecer quais desses modos de vibração são relevantes para a análise do estado de ressonância do aerogerador frente às cargas dinâmicas 1P e 3P. Isso é feito comparando os valores de frequências naturais obtidos com as faixas de frequência de atuação das referidas cargas. A Figura 62, mostra que apenas os primeiros 6 modos de vibração possuem algum risco de ressonância, sendo estes, então, objetos que requerem uma atenção maior na análise dinâmica da estrutura.

Outro ponto importante é definir quais desses seis modos possuem alguma sensibilidade em relação às rigidezes globais da fundação. Essa análise foi feita e como resultado teve-se que os dois primeiros modos sofrem variações relevantes quando alteradas as rigidezes lateral (UX e UY) e rotacional (RY e RX). Outro modo que se revelou bastante sensível à rigidez da fundação foi o 6º modo, em relação, sobretudo, a variação da rigidez torcional (RZ), resultado esse esperado, uma vez que existe o movimento de torção da torre.

Nota-se com o resultado do teste de sensibilidade à interação solo-estrutura da resposta modal que a rigidez vertical do conjunto solo-fundação pouco influencia a resposta do sistema, pelo menos no que diz respeito aos primeiros modos de vibração.

Figura 62 – Comparação entre as frequências naturais e as frequências 1P e 3P.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Partindo desse ponto, a análise do comportamento modal pode ser feita tal como em Adhikari & Bhattacharya (2012) onde foi conduzido um estudo da solução numérica de um modelo simplificado de aerogerador com apoios flexíveis. Nesse trabalho, variaram-se os fatores adimensionais referentes às rigidezes globais da fundação na equação diferencial do problema. Como resultado obteve-se uma superfície mostrando a modificação na primeira frequência natural de vibração em função dos parâmetros de interação solo-estrutura.

Para a construção dessas curvas de frequência é interessante estabelecer fatores adimensionais dos parâmetros de interação solo-estrutura. Isso pode ser feito da seguinte forma:

$$\eta_R = \frac{K_R}{K_{R,aerogador}} \quad (43)$$

$$\eta_H = \frac{K_H}{K_{H,aerogador}} \quad (44)$$

$$\eta_T = \frac{K_T}{K_{T,aerogador}} \quad (45)$$

Onde η_R , η_H e η_T são, respectivamente, rigidezes adimensionais rotacional, horizontal e torcional do conjunto solo-fundação.

O cálculo das rigidezes da estrutura do aerogerador foi feito a partir da aplicação de cargas unitárias. Como resultados foram obtidos os valores apresentados na tabela a seguir.

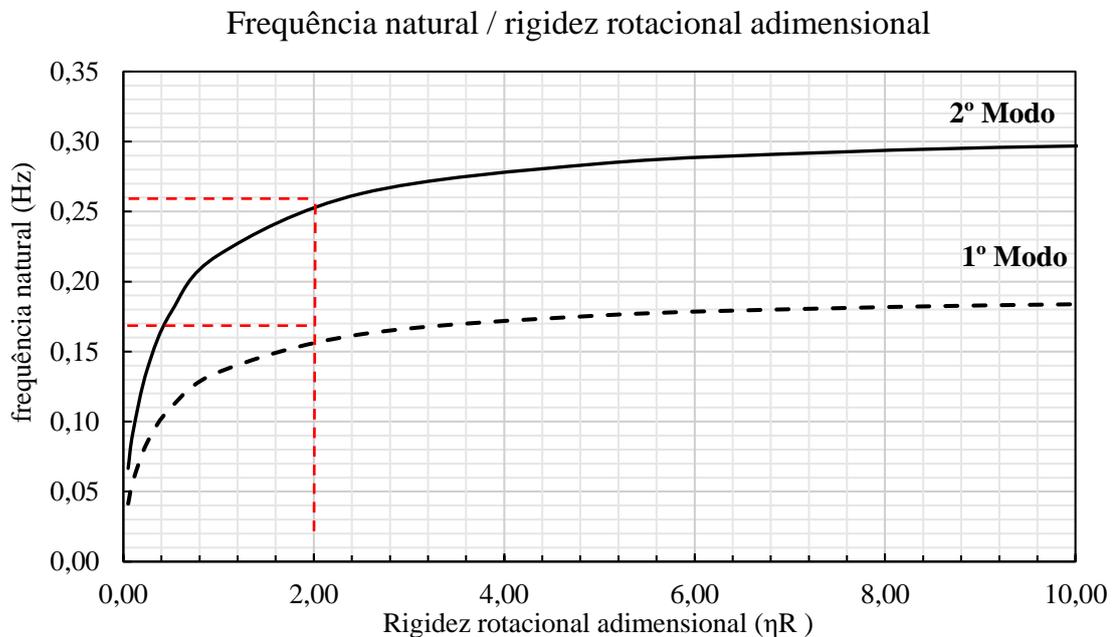
Tabela 19 – Rigidezes do aerogerador NREL 5 MW.

Rigidezes do aerogerador NREL 5 MW		
$K_{\text{aerogerador, H}}$	1,67	MN/m
$K_{\text{aerogerador, T}}$	1773,42	MN.m/rad
$K_{\text{aerogerador, R}}$	13402,59	MN.m/rad

Fonte: elaborado pelo autor (2020).

O Gráfico 10 mostra as curvas de frequência para o primeiro e segundo modos de vibração em função da rigidez rotacional adimensional considerando todos os outros graus de liberdade do apoio fixos.

Gráfico 10 – Curva de frequência para o 1º e 2º modos de vibração (UZ, UX, UY e RZ fixos).



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

No Gráfico 10 é possível identificar que existe um valor de rigidez adimensional a partir do qual uma diminuição da rigidez da fundação gera impactos mais perceptíveis no

comportamento dinâmico do aerogerador. Esse valor, em ambos os casos, é algo em torno de $\eta_R = 10,0$.

Para casos com a rigidez da fundação menor do que a da superestrutura tem-se uma situação ainda mais crítica, com quedas bem acentuadas da frequência natural de vibração. Contudo, cabe aqui ressaltar que, a depender das fontes de excitação que atuam no sistema, uma estrutura dinamicamente mais flexível (com modos de vibração com menor frequência) pode gerar situações mais favoráveis como é caso do segundo modo de vibração que para $\eta_R = 2,0$, tem uma frequência em torno de 25 Hz, saindo, assim, da região em que poderia ocorrer ressonância devido à atuação da carga 3P (ver Figura 62).

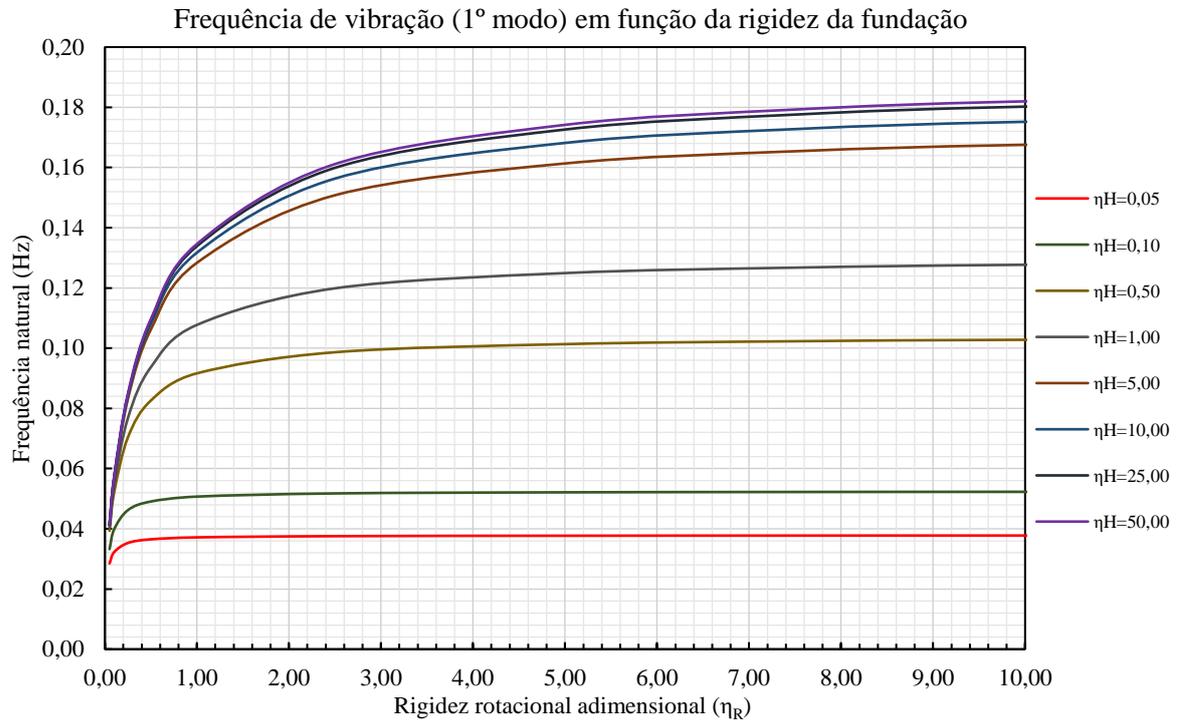
Os Gráficos 15 e 17 mostram as curvas de frequência para o primeiro e segundo modos de vibração, respectivamente. Nesses gráficos é mostrada a variação da frequência natural com a rigidez rotacional para diversos valores de rigidez lateral. Algo que pode ser concluído dessas curvas é que, para um dado valor de rigidez horizontal, tem-se um valor limite de frequência natural para o qual o aumento da rigidez rotacional não gera modificações na resposta modal do sistema. Portanto, tem-se uma interdependência desses dois parâmetros no comportamento dinâmico do aerogerador.

Já os Gráficos 16 e 18 apresentam as mesmas curvas dos Gráficos 15 e 17, porém, com as abscissas na escala logarítmica. Esse formato é interessante para observar as curvas de frequência para valores de η_R menores do que 1,0.

As superfícies de frequência trazidas nos Gráfico 15 e Gráfico 16 mostram um padrão interessante: para o 1º e 2º modos de vibração a influência da rigidez rotacional e horizontal é bastante similar, dada a simetria das superfícies em relação à bissetriz do plano XY. Outro ponto notável é que, após valores de rigidezes adimensionais superiores a 10, a variação da frequência natural é quase irrelevante.

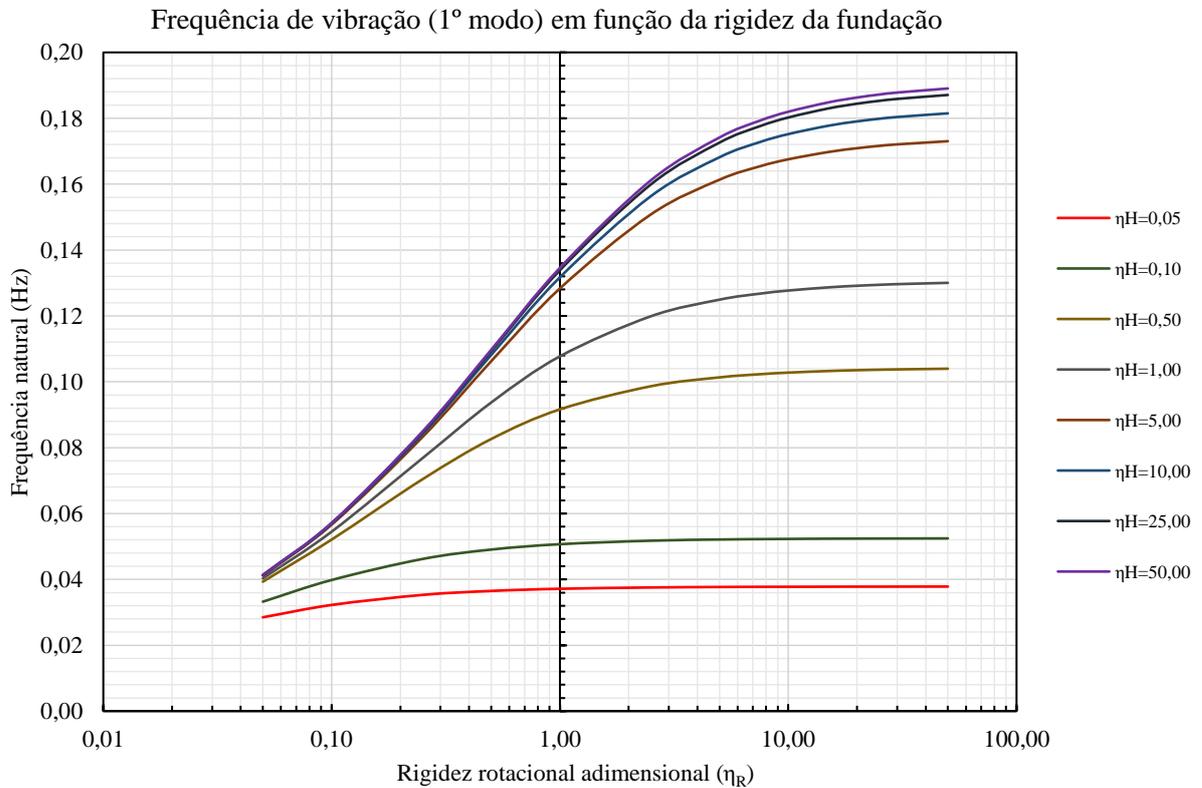
Com relação aos mapas de frequência trazidos nos Gráfico 17 e Gráfico 18 é mostrada a variação da frequência natural do 1º e 2º modo, respectivamente, para valores de rigidez adimensional inferiores a 10. Nessa região, tem-se um impacto bem maior da interação solo-estrutura no comportamento dinâmico do sistema, muito embora, a região realmente crítica se situe em valores de rigidez adimensional inferiores a 2.

Gráfico 11 – Curvas de frequência do 1º modo de vibração.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

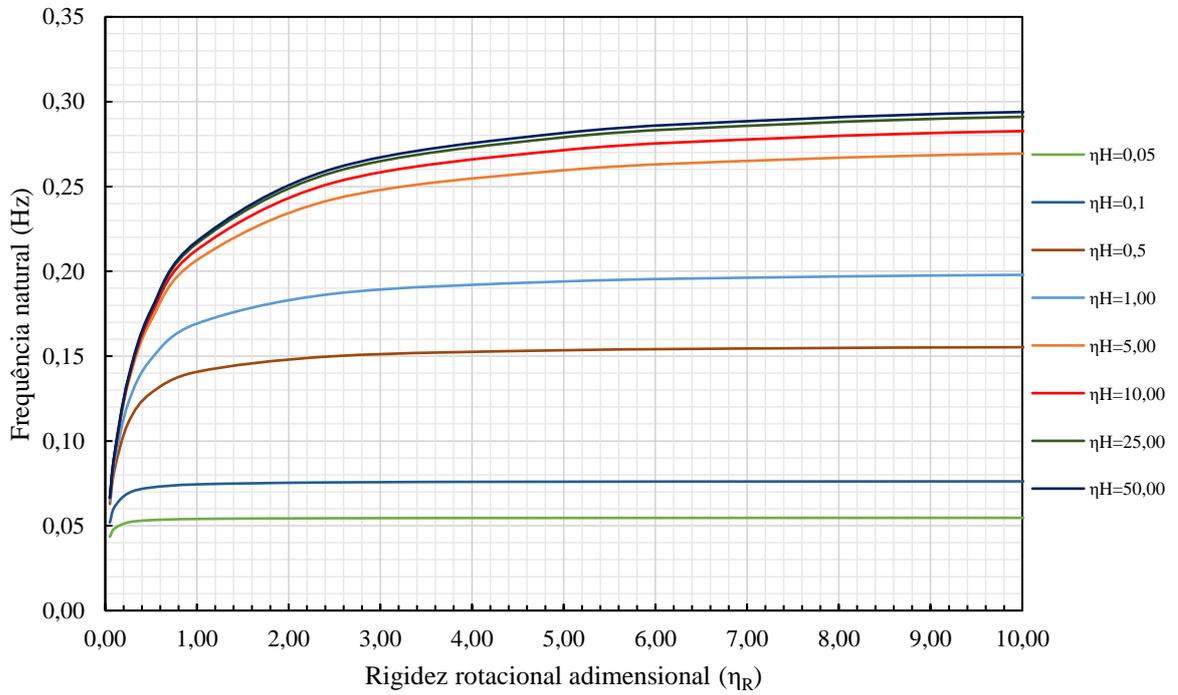
Gráfico 12 – Curvas de frequência do 1º modo de vibração (escala logarítmica).



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 13 – Curvas de frequência do 2º modo de vibração.

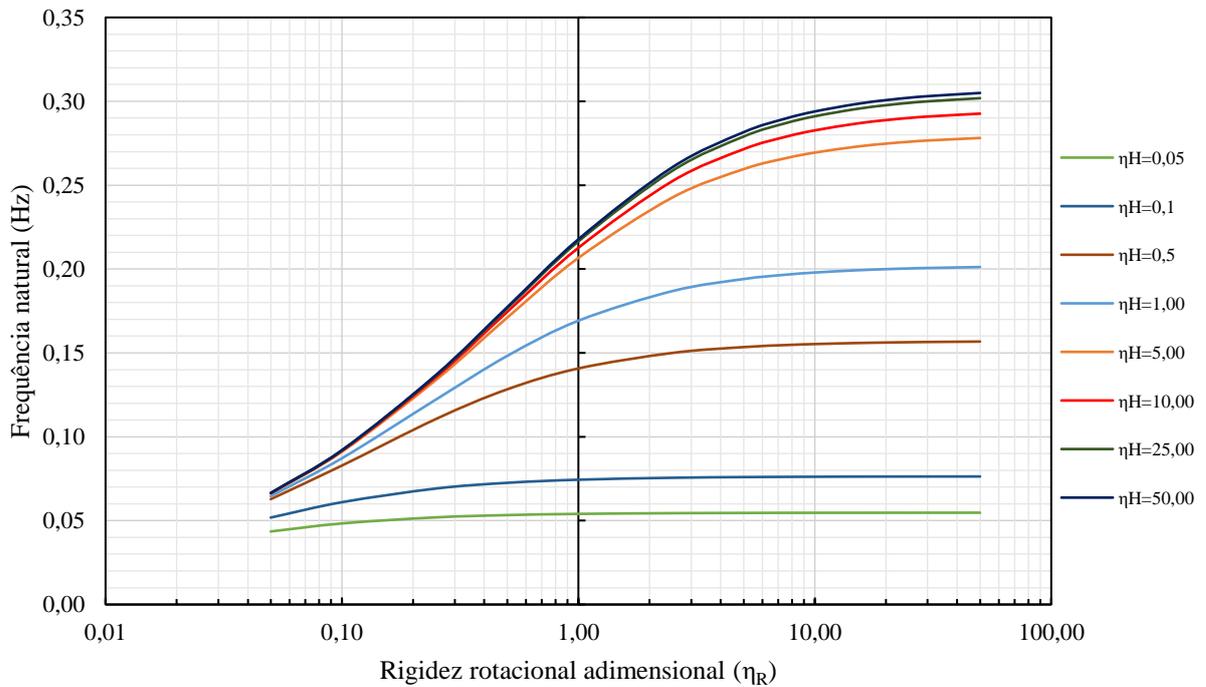
Frequência de vibração (2º modo) em função da rigidez da fundação



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

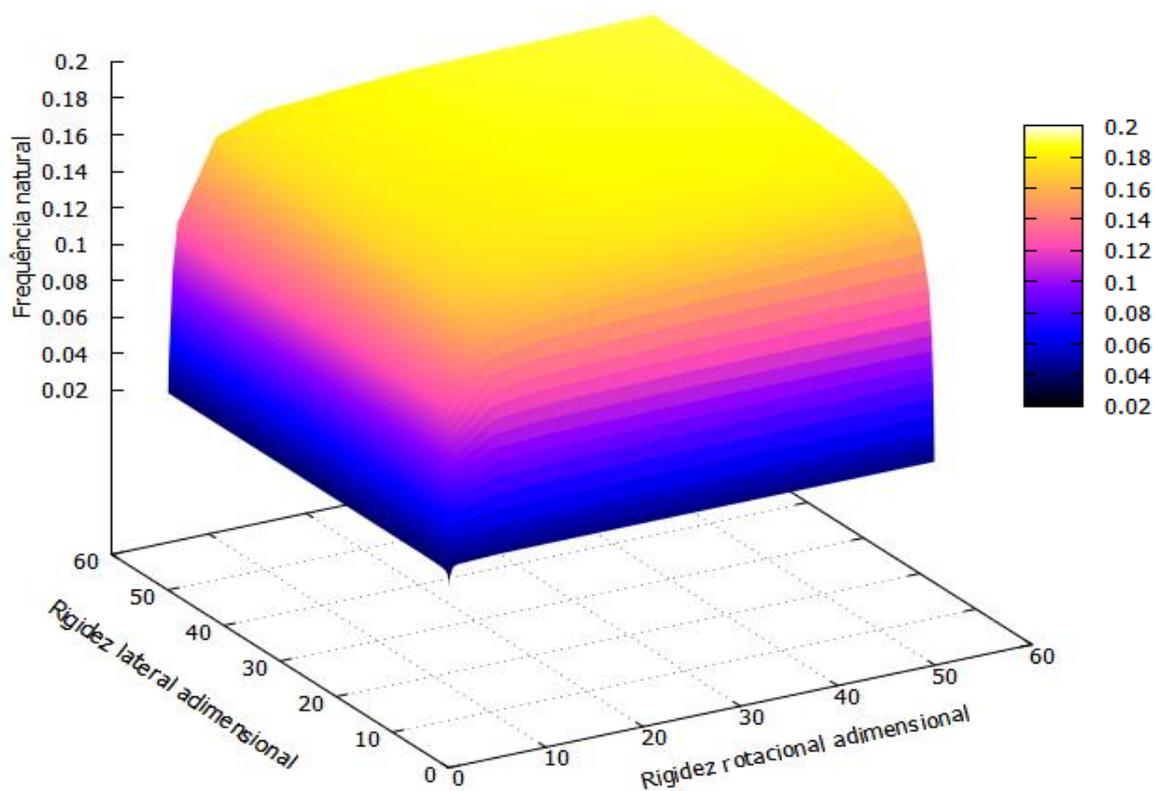
Gráfico 14 – Curvas de frequência do 2º modo de vibração (escala logarítmica).

Frequência de vibração (2º modo) em função da rigidez da fundação



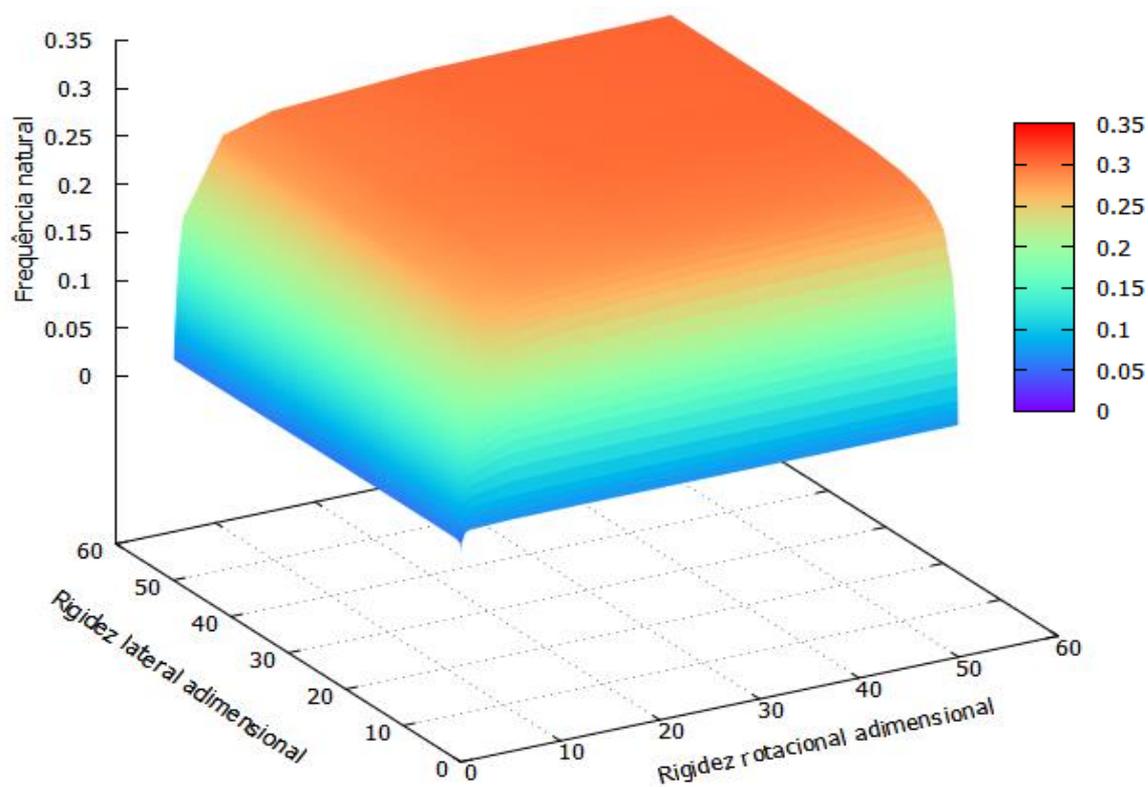
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 15 – Curva de frequência do 1º modo de vibração.



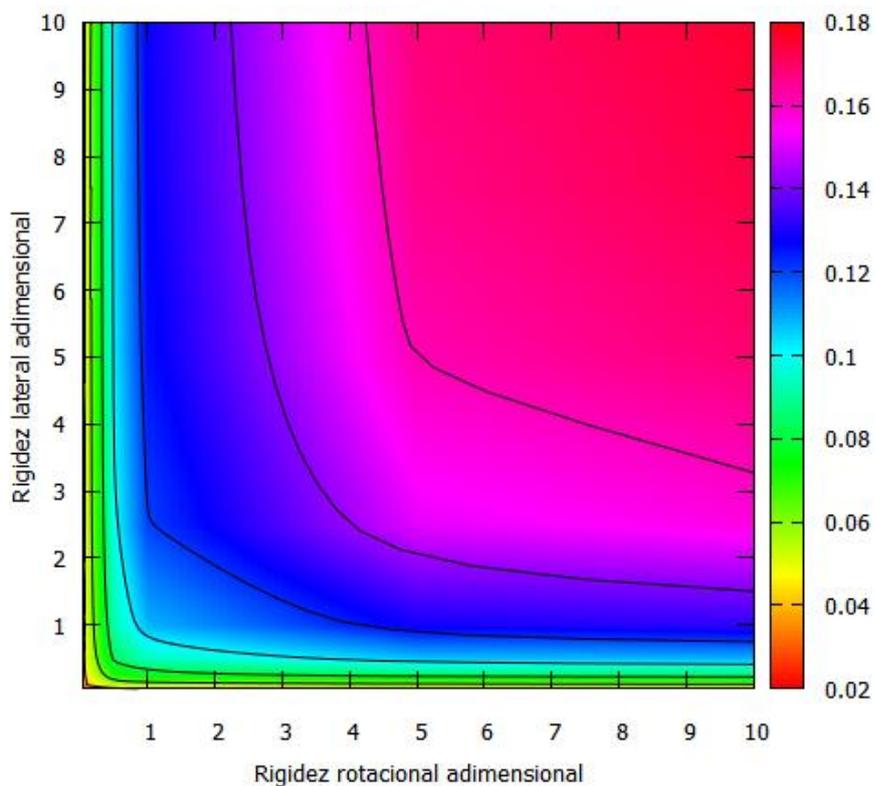
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 16 – Curva de frequência do 2º modo de vibração.



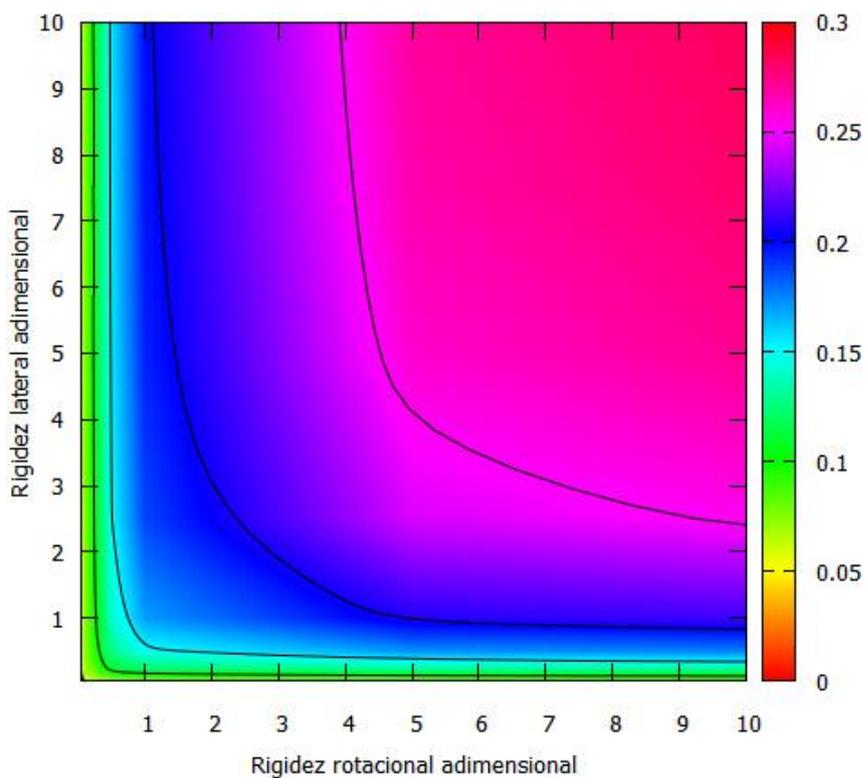
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 17 – Mapa da frequência do 1º modo de vibração.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 18 – Mapa da frequência do 2º modo de vibração.



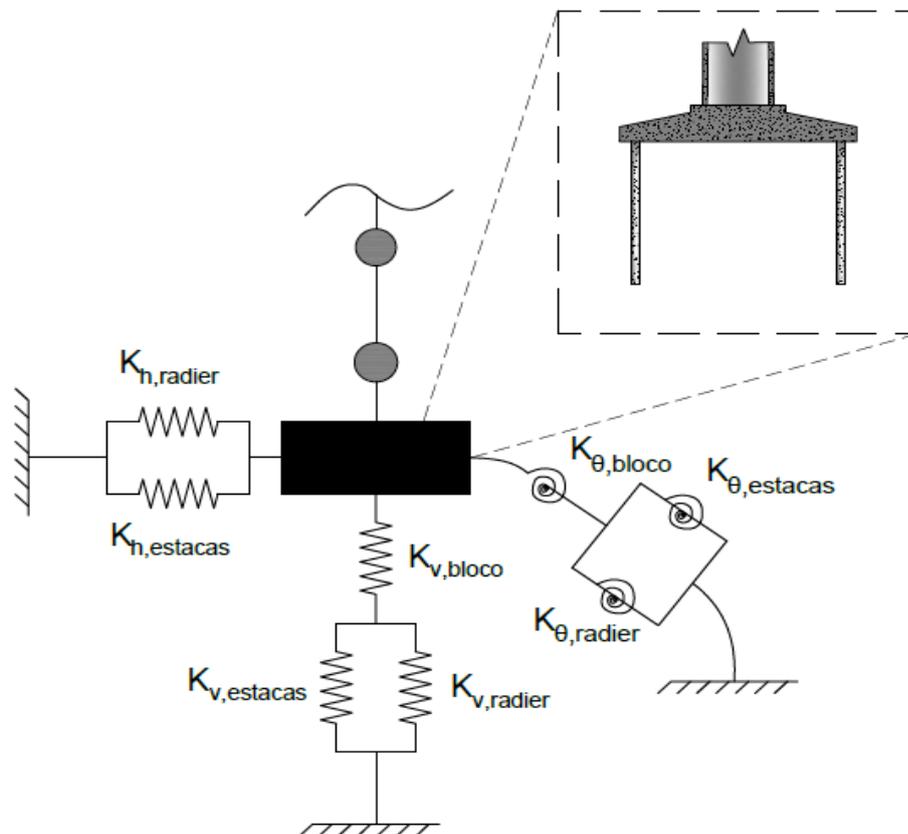
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Um detalhe importante de ser trazido é que para todas as análises mostradas até aqui as rigidezes rotacionais e horizontais foram consideradas iguais para os dois eixos (isto é, $K_{H,X}=K_{H,Y}$, $K_{R,X}=K_{R,Y}$). Essa suposição só tem sentido em um cenário onde a fundação é circular (com distribuição circular e simétrica das estacas). Isso por que, caso a fundação tivesse uma planta quadrada, haveria uma maior rigidez no sentido diagonal e, como o controle do aerogerador movimenta o eixo horizontal do rotor, certamente existiria uma situação onde a rigidez diferiria entre os eixos X e Y.

4.2 Interação solo-estrutura com o modelo INT-A

O modelo INT-A de interação solo-estrutura consiste em uma associação de soluções analíticas para determinar as rigidezes globais da fundação. A Figura 63 retoma uma imagem já apresentada que esquematiza o modelo INT-A, ao passo que a Figura 64 apresenta o perfil do solo em termos do módulo transversal de elasticidade inicial e efetivo ($G_{\text{máx}}$ e G).

Figura 63 – Representação do modelo analítico INT-A.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Figura 64 – Perfil do solo em termos de módulo de elasticidade transversal.

Profundidade	$E_{s,médio}$	ϕ médio	$E_{s,médio}$	ϕ médio	$G_{máx}$	G
Z (m)	MPa	°	MPa	°	MPa	MPa
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1						
2	20,4	35,2	20,4	35,2	8,5	7,2
3						
4						
5						
6						
7	45,7	42,0	25,5	35,0	9,1	7,7
8						
9						
10						
11						
12	88,2	45,4	75,0	45,4	26,8	22,8
13						
14						
15						
16						
17						
18	199,4	45,4	199,4	45,4	71,2	60,5
19						
20						
21						

Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Para determinar a rigidez do bloco de coroamento foi aplicada uma carga de momento de 114.333,0 kN.m e a partir da deformação dos pontos de contato da torre com a fundação chegou-se a uma rigidez rotacional de 558,11 GN.m/rad. Já para a carga vertical de 5895 kN chegou-se a uma rigidez vertical de 43,80 GN/m.

O cálculo da rigidez vertical da estaca isolada é resumido na Tabela 20 e nas Equações (46) e (47) tem-se o cálculo da rigidez horizontal da estaca isolada.

Tabela 20 – Cálculo da rigidez vertical da estaca isolada.

Rigidez vertical das estacas	
G_{fuste}	7,74 MPa
G_{ponta}	22,75 MPa
E_p/G_{fuste}	2713
E_p/G_{ponta}	923
$f_{z1,fuste}$	0,0112
$f_{z1,ponta}$	0,0379
$k_{v,fuste}$	129.308 kN/m
$k_{v,ponta}$	437.569 kN/m
$k_{v,est}$	566.877 kN/m

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

$$k_H = 1,08 D E_s \left(\frac{E_P}{E_S} \right)^{0,21} \quad (46)$$

$$k_H = 1,08 \times 0,35 \times 25,5 \times \left(\frac{21000}{25,5} \right)^{0,21} = 39.475 \text{ kN/m} \quad (47)$$

No Quadro 7 é apresentada a composição das rigidezes globais do modelo INT-A ao passo que no Gráfico 19 e Tabela 21 são mostradas as frequências naturais dos 12 modos de vibração. Tais resultados mostram uma franca variação dos valores em comparação com a situação da base perfeitamente engasta, sendo o 1º, 2º e 12º modos os mais afetados (cerca de 1,80% de variação nos dois primeiros e 4,19% no último).

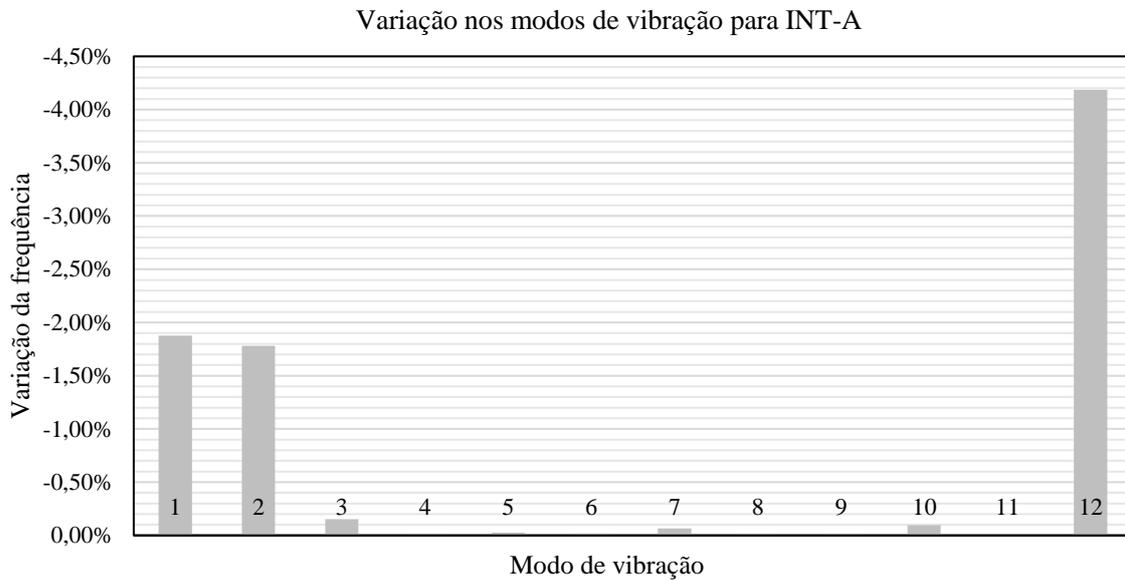
Quadro 7 – Rigidezes do modelo INT-A.

Rigidezes dos elementos do sistema			Rigidezes globais	
Radier (transmissão direta)	$K_{V, \text{radier}}$	2,48 GN/m	K_H	2,97 GN/m
	$K_{H, \text{radier}}$	1,20 GN/m		
	$K_{R, \text{radier}}$	51,89 GN.m/rad		
Estaqueamento	$K_{V, \text{est}}$	25,51 GN/m	K_V	6,01 GN/m
	$K_{H, \text{est}}$	1,78 GN/m		
	$K_{R, \text{est}}$	987,73 GN.m/rad		
Bloco de concreto	$K_{H, \text{bloco}}$	Diafragma rígido	K_R	363,15 GN.m/rad
	$K_{V, \text{bloco}}$	43,80 GN/m		
	$K_{R, \text{bloco}}$	558,11 GN.m/rad		

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Esses resultados condizem com a análise das curvas de frequência e olhando os valores dos fatores adimensionais de rigidez para os resultados do modelo INT-A, tem-se que na direção horizontal que a situação se aproxima de uma restrição completa, uma vez que o valor de η_H chega a pouco menos de 1800. Já para a rigidez rotacional, tem-se $\eta_R=27,10$, que deixa a fundação numa situação em que a diminuição dessa rigidez global gerará um maior impacto no comportamento dinâmico do sistema.

Gráfico 19 – Variação percentual nos modos de vibração do modelo INT-A.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

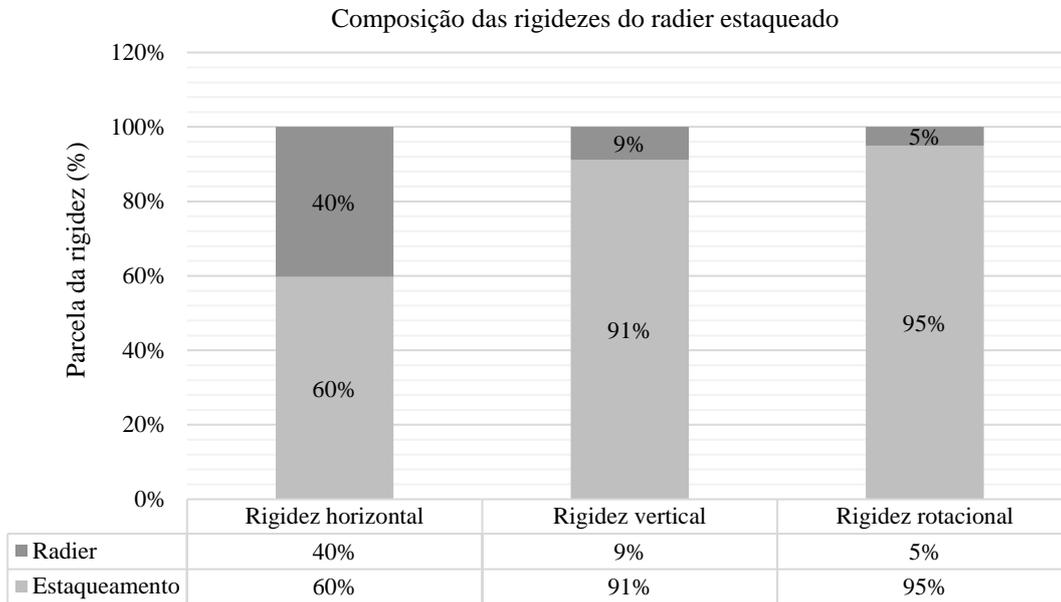
Tabela 21 – Frequências naturais de vibração para INT-A.

Modo	Base fixa	INT-A (Hz)	Δf
1	0,1930	0,1894	-1,88%
2	0,3111	0,3056	-1,78%
3	0,4602	0,4595	-0,15%
4	0,5455	0,5455	-0,01%
5	0,5463	0,5462	-0,03%
6	0,7863	0,7862	-0,02%
7	0,8042	0,8037	-0,06%
8	0,9219	0,9218	-0,01%
9	1,4542	1,4540	-0,01%
10	1,6565	1,6549	-0,09%
11	1,6892	1,6892	0,00%
12	2,7388	2,6241	-4,19%

Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Outra análise interessante de se fazer com os resultados até aqui apresentados diz respeito à participação de cada sistema de transmissão de carga da fundação para o solo (isto é, o radier e o grupo de estacas). O Gráfico 20 mostra essa distribuição para o caso em tela, onde é possível ver que a maior parcela das rigidezes globais é proveniente do grupo de estacas, que chega a perfazer 95% da rigidez rotacional.

Gráfico 20 – Participação de cada subsistema da fundação na composição das rigidezes globais.



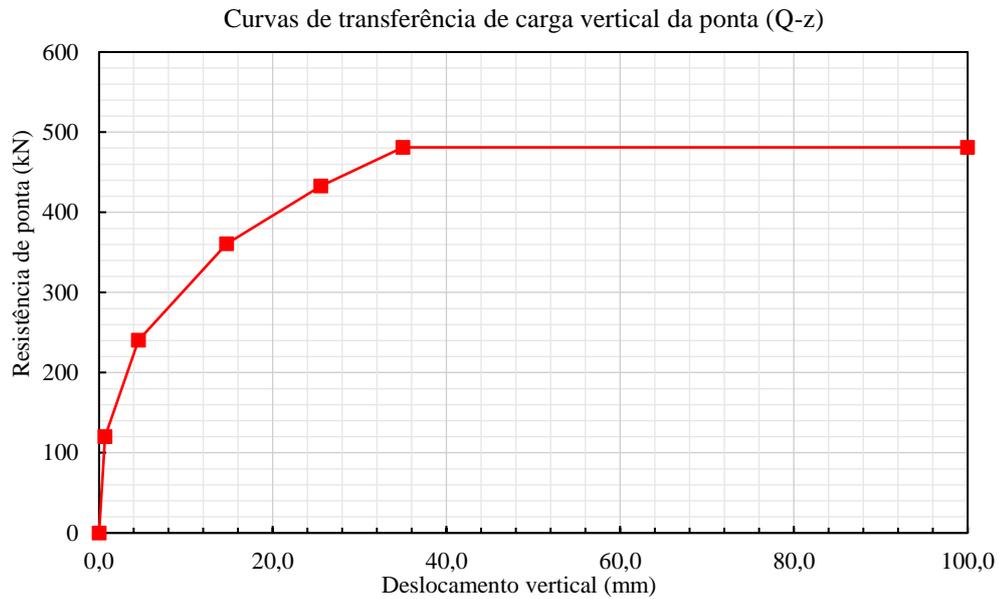
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

4.3 Interação solo-estrutura com o modelo INT-B1

O modelo INT-B1 consiste em uma análise numérica utilizando molas com o comportamento não linear para representar o solo-estaca fazendo uso de curvas de transferência de carga presentes no API (2003) para a modelagem do comportamento das estacas. O Gráfico 21 e o Gráfico 22 trazem, respectivamente, a curva de transferência de carga vertical para a resistência de ponta ($Q-z$) e atrito lateral ($t-z$). A curva que representa o desenvolvimento da resistência lateral com o deslocamento é a mesma para todos os sete segmentos de um metro que compõe a estaca, por isso o Gráfico 22 só traz uma curva.

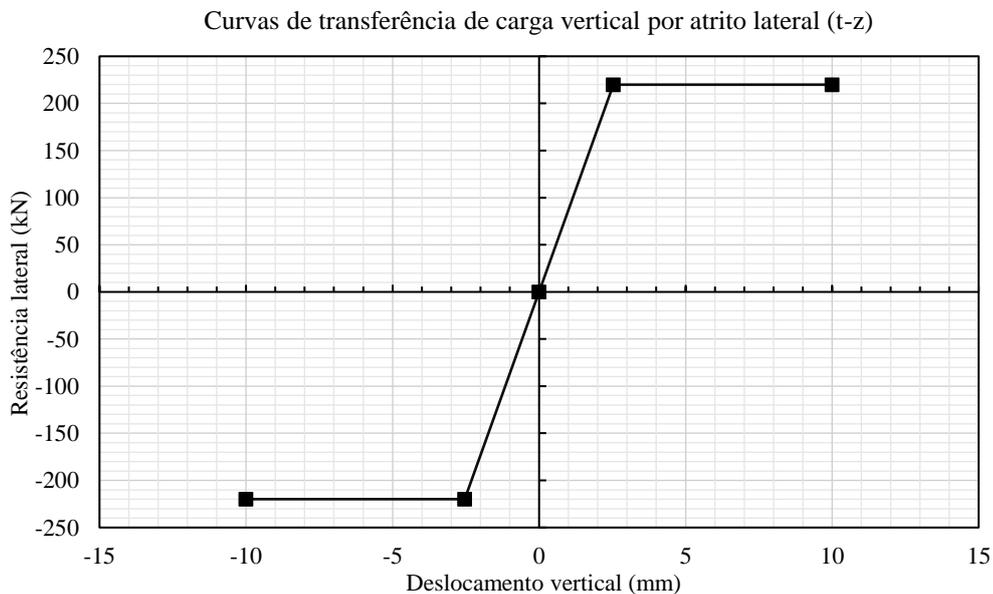
Analisando as curvas $t-z$ e $Q-z$ percebe-se que no caso da primeira, se tem um comportamento totalmente linear até uma deformação de 2,54 cm, referente à resistência por atrito lateral (219,91 kN/m), a partir do qual há aumento de deformação sem desenvolvimento de carga. Já para a curva da resistência de ponta tem-se um comportamento não linear desde o começo até que seja atingida a resistência limite. Esse cenário indica que para níveis mais baixos de carregamento não haverá uma modificação relevante da rigidez das estacas, o que só irá ocorrer quando da mobilização da resistência de ponta, de forma que só deve acontecer para cargas extremas.

Gráfico 21 – Curva de transferência de carga para a resistência de ponta da estaca.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 22 – Curva de transferência de carga vertical para a resistência por atrito lateral.

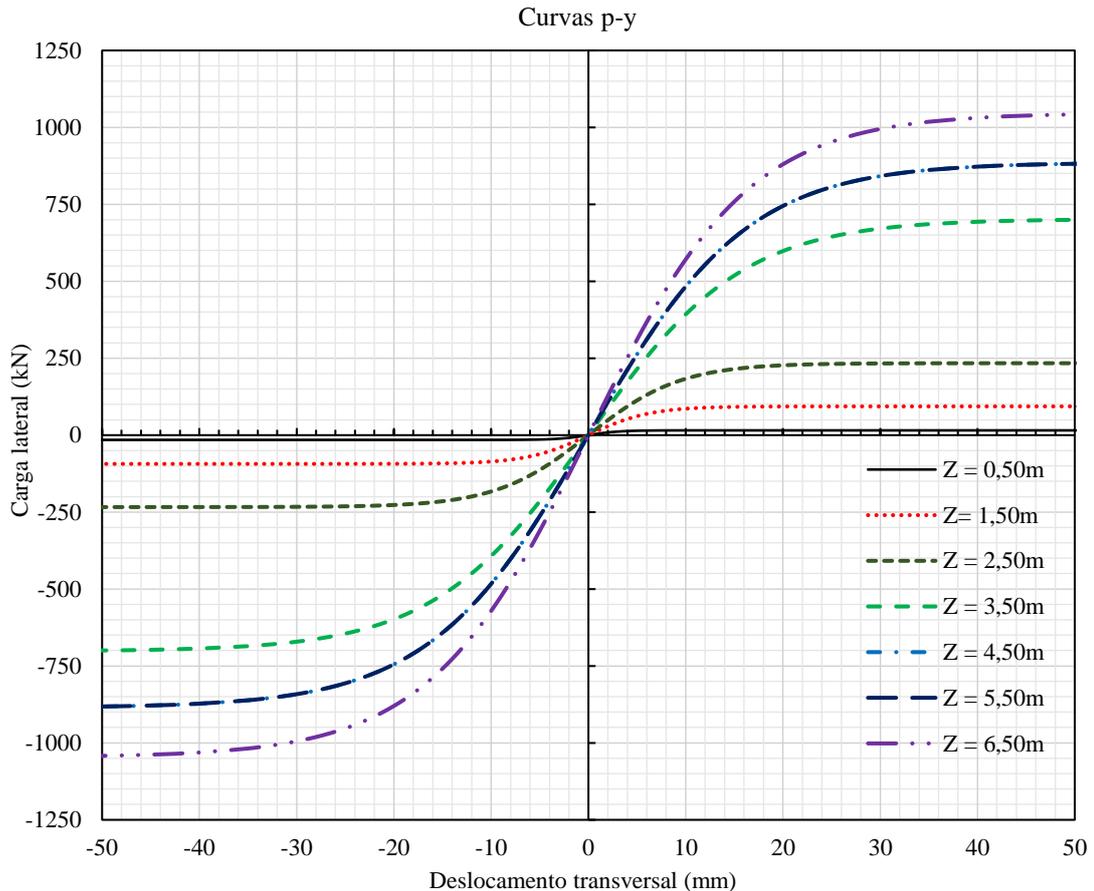


Fonte: elaborado pelo autor (2020).

O Gráfico 23 apresenta as curvas p-y que prescrevem o comportamento da estaca quando solicitada por uma carga horizontal. Um fato digno de nota é que a capacidade de carga lateral de cada estrato de 1 m (representado pelo valor máximo que a respectiva curva p-y alcança) para maiores profundidades é bastante alto, chegando à marca dos 1000 kN. Esse valor está relacionado diretamente à resistência do solo e ao desenvolvimento de empuxo passivo,

não levando em conta a resistência à flexão da estaca como elemento estrutural. Dessa forma, há que se ter em mente que capacidade de carga lateral do conjunto estaca solo é, para casos de estacas flexíveis, limitada pelo momento máximo que a seção transversal de concreto armado suporta (GONZÁLES, 2014).

Gráfico 23 – Curvas p-y para cada profundidade.



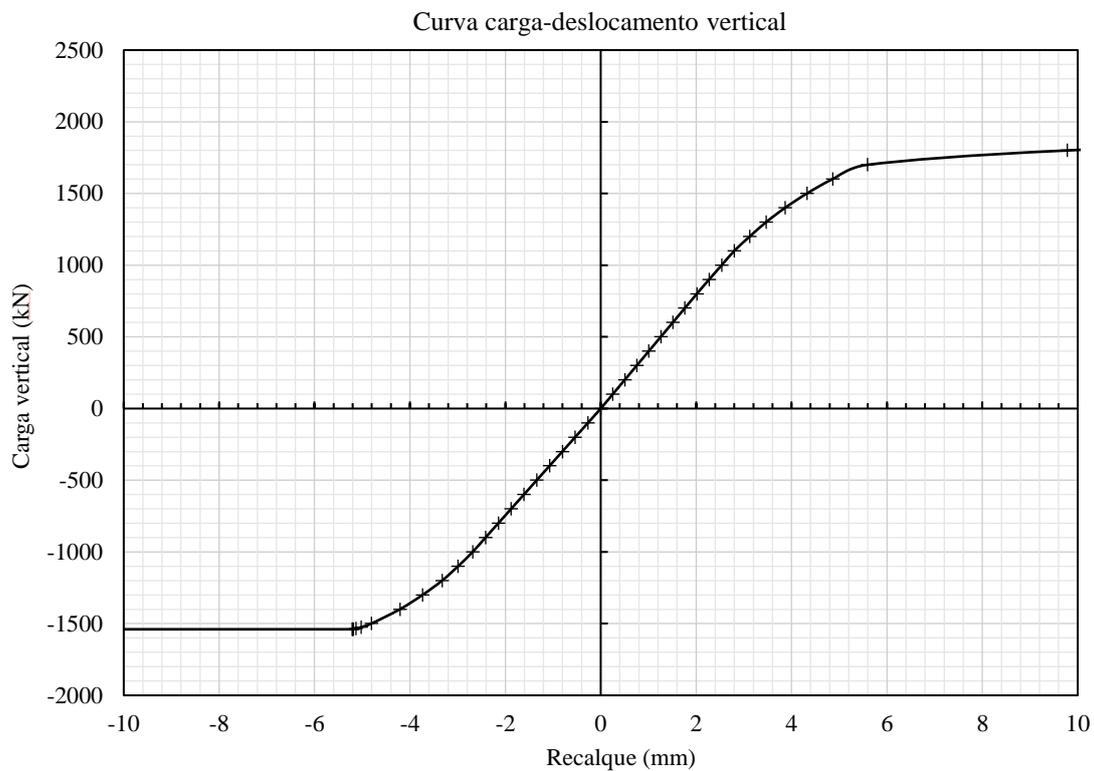
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Outro ponto igualmente relevante é que a rigidez lateral da estaca diminui com a fissuração do concreto. Tal fenômeno não foi considerado na pesquisa, sendo esse um assunto digno de ser tratado em estudos futuros.

Diante das curvas de transferência de carga lateral e vertical foi possível modelar as estacas isoladas para se obter suas curvas carga-deslocamento na direção vertical e horizontal. O Gráfico 24 e o Gráfico 25 trazem essas curvas.

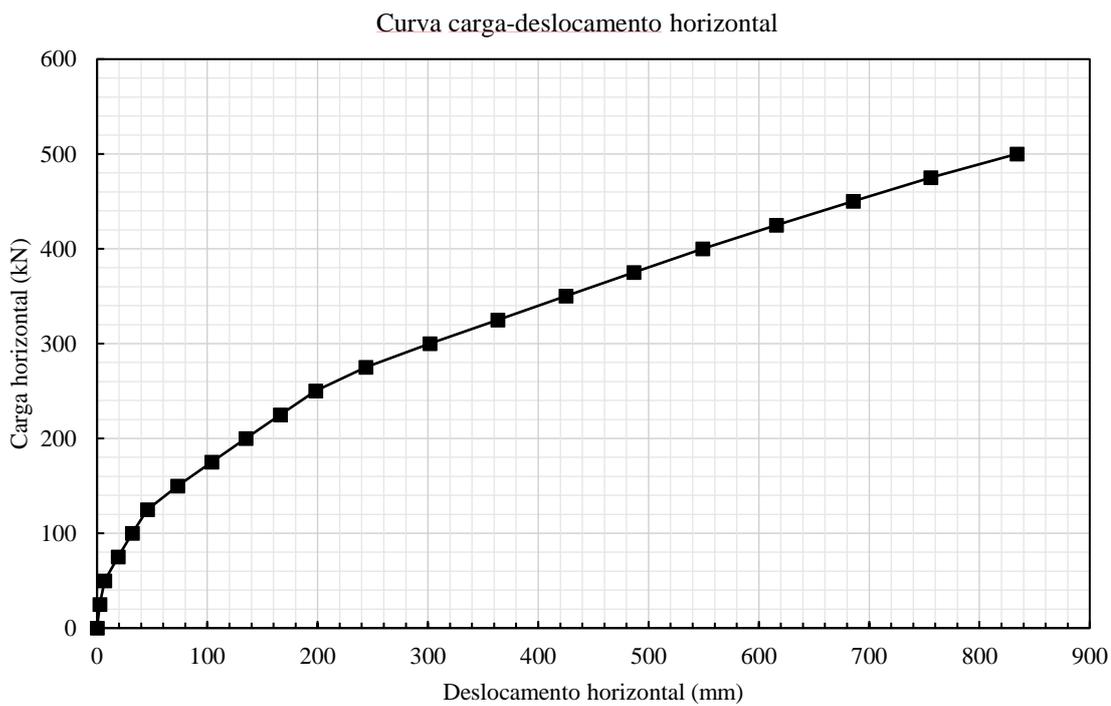
Foi adotado um módulo de reação vertical de 3.480 kN/m³ para representar a interação solo-radier, valor esse obtido a partir da razão entre a rigidez vertical do radier calculada no modelo INT-A e a área da fundação.

Gráfico 24 – Curva carga-deslocamento vertical.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

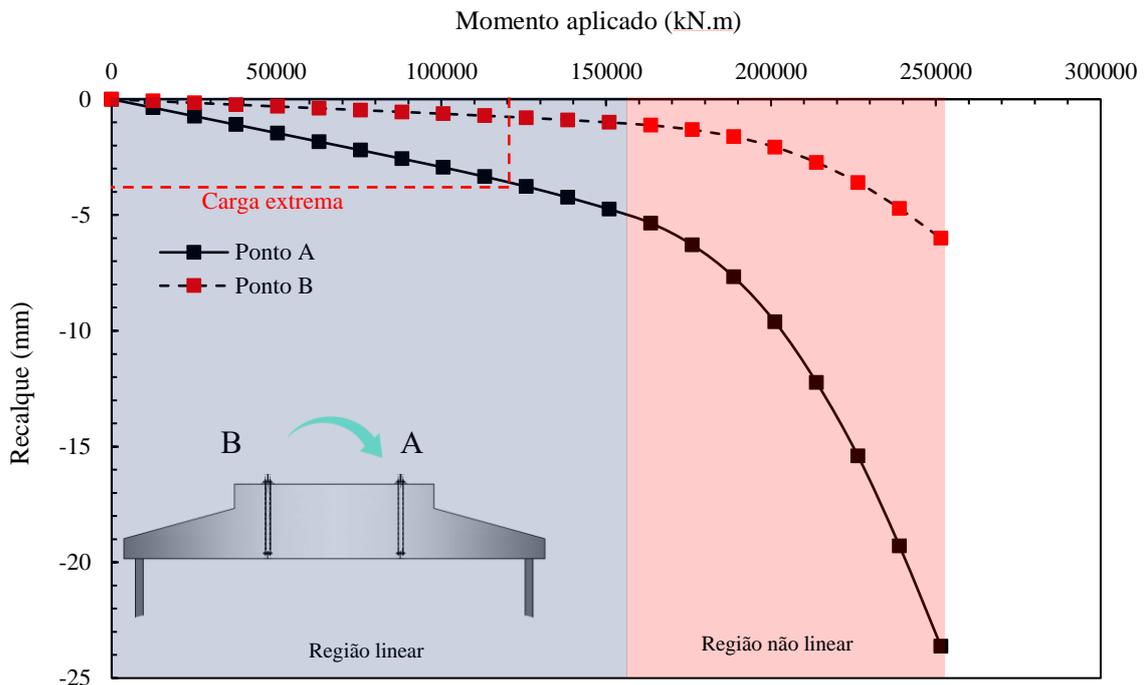
Gráfico 25 – Curva carga-deslocamento horizontal.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Os gráficos que se seguem são referentes ao resultado do modelo INT-B1 em termos globais. Primeiramente, no Gráfico 26, tem-se os deslocamentos de dois pontos diametralmente opostos presentes na interface de ligação da fundação com a torre. A partir dos deslocamentos desses dois pontos foram calculadas as rigidezes globais da fundação. No referido gráfico é possível ver um comportamento interessante: para boa parte da carga aplicada (lembrando que a aplicação de todas as cargas se dá de maneira simultânea) a fundação apresenta um comportamento linear para o deslocamento vertical dos pontos A e B. Essa faixa para a qual a rigidez da fundação é constante vai até valores maiores do que a carga extrema mostrando que, para o modelo INT-B1 a não linearidade do solo não tem impacto relevante nas rigidezes rotacional e vertical (sendo esses parâmetros dependentes do deslocamento vertical da fundação) para a faixa onde a estrutura trabalha.

Gráfico 26 – Deslocamento dos pontos A e B no encontro da torre com a fundação em função do momento aplicado (modelo INT-B1).

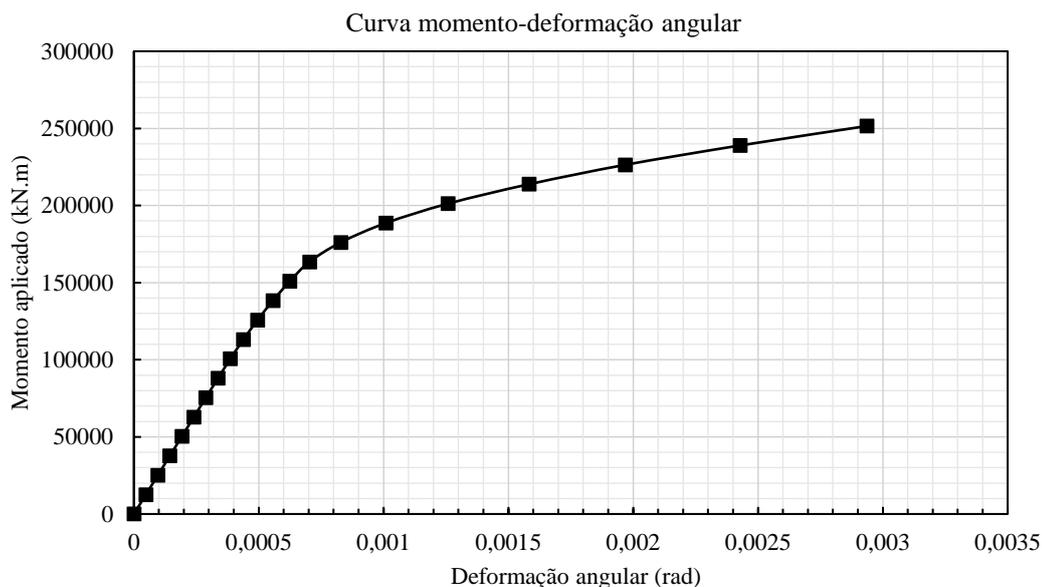


Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

O Gráfico 27 e Gráfico 28, a seguir, reforçam o comportamento não linear da fundação para cargas maiores que a carga extrema. A partir do Gráfico 28 tem-se que a diferença entre a rigidez rotacional máxima (261,8 GN.m/rad) e a rigidez rotacional para a carga extrema (253,9 GN.m/rad) é bastante sutil (cerca de 3,02%), entretanto para um nível de carga de duas vezes o

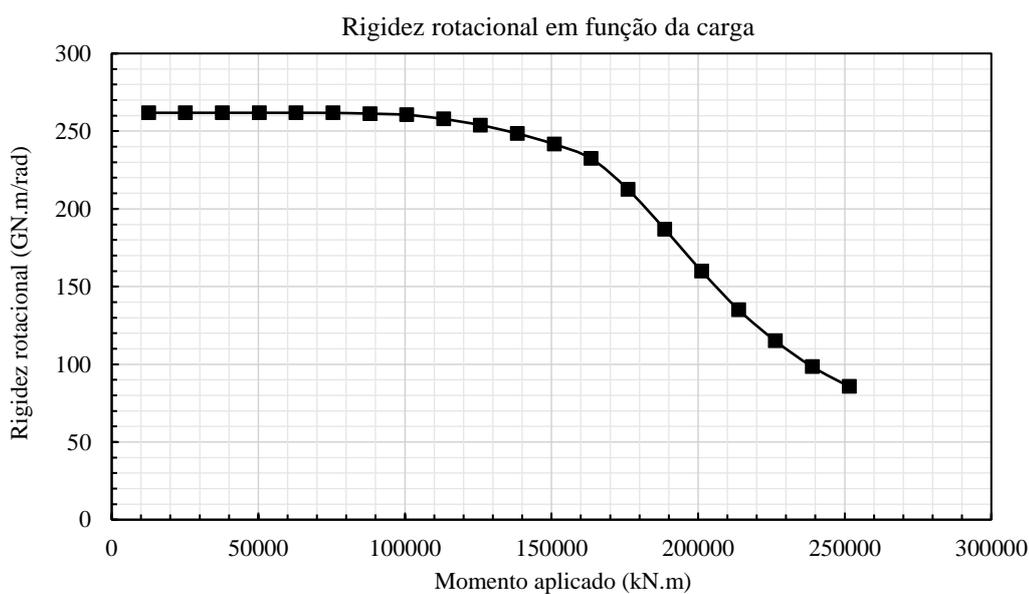
valor da carga extrema se tem uma queda acentuada chegando a 85,7 GN.m/rad (queda de 67,27%). Importante pontuar que a rigidez calculada se refere à rigidez secante, ou seja, não consiste na derivada instantânea em determinado ponto da curva carga-deslocamento (que seria a rigidez tangencial).

Gráfico 27 – Curva momento-deformação angular (modelo INT-B1).



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

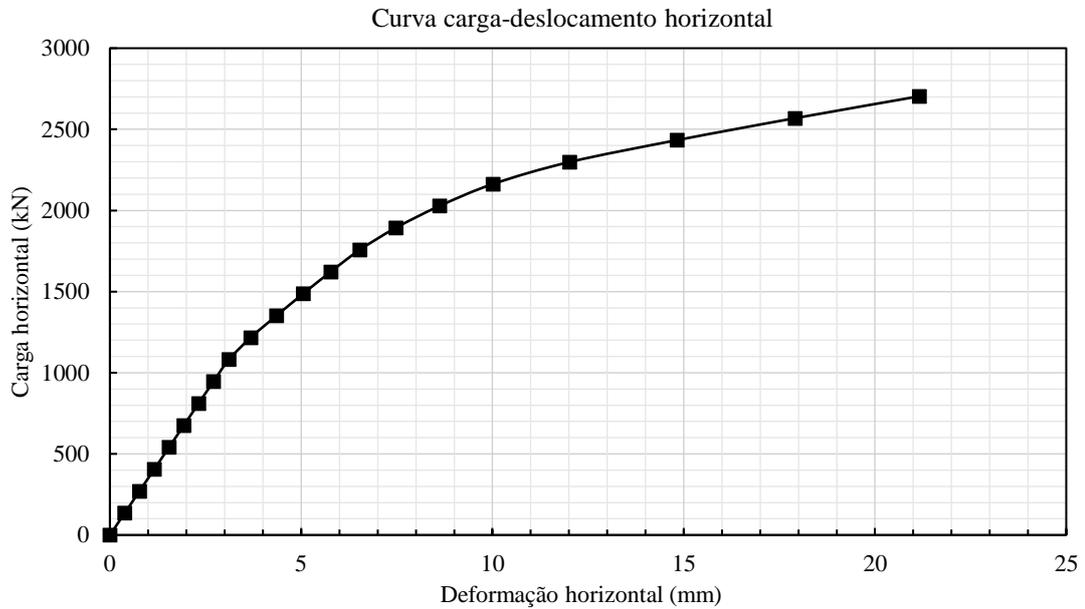
Gráfico 28 – Rigidez rotacional em função da carga (modelo INT-B1).



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

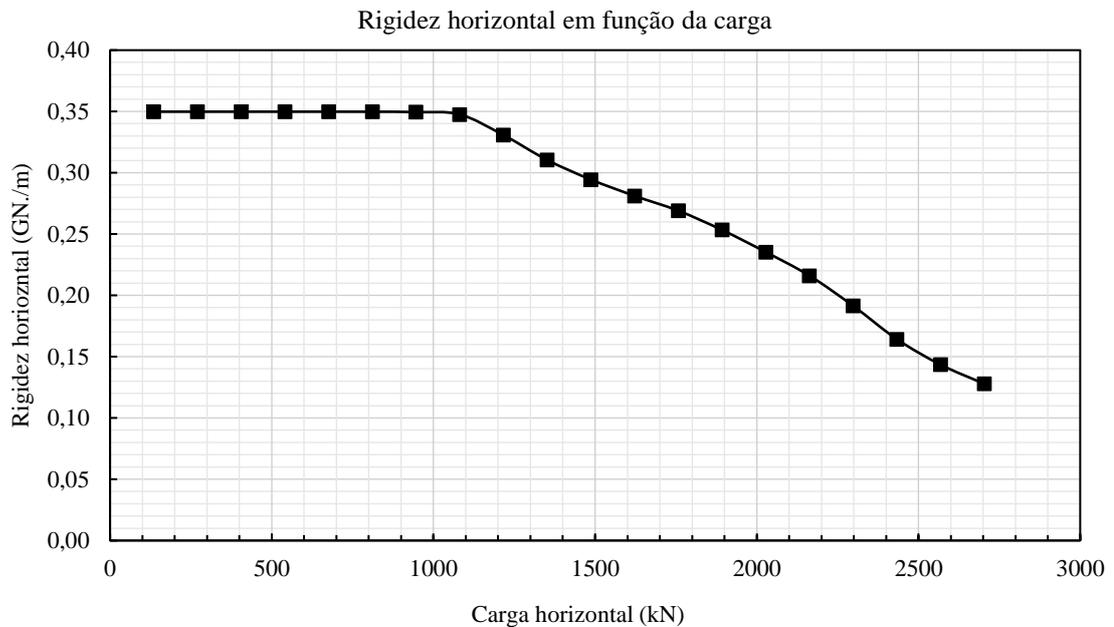
Em relação à rigidez horizontal, tem-se um comportamento bastante semelhante àquele visto acima. Tal fato é evidenciado nos gráficos que se seguem.

Gráfico 29 – Curva carga-deslocamento horizontal (modelo INT-B1).



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 30 – Rigidez rotacional em função da carga (modelo INT-B1).



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A Quadro 8 mostra os valores das rigidezes globais da fundação para três níveis de carga (carregamento operacional, extremo e duas vezes o carregamento extremo) e o Gráfico

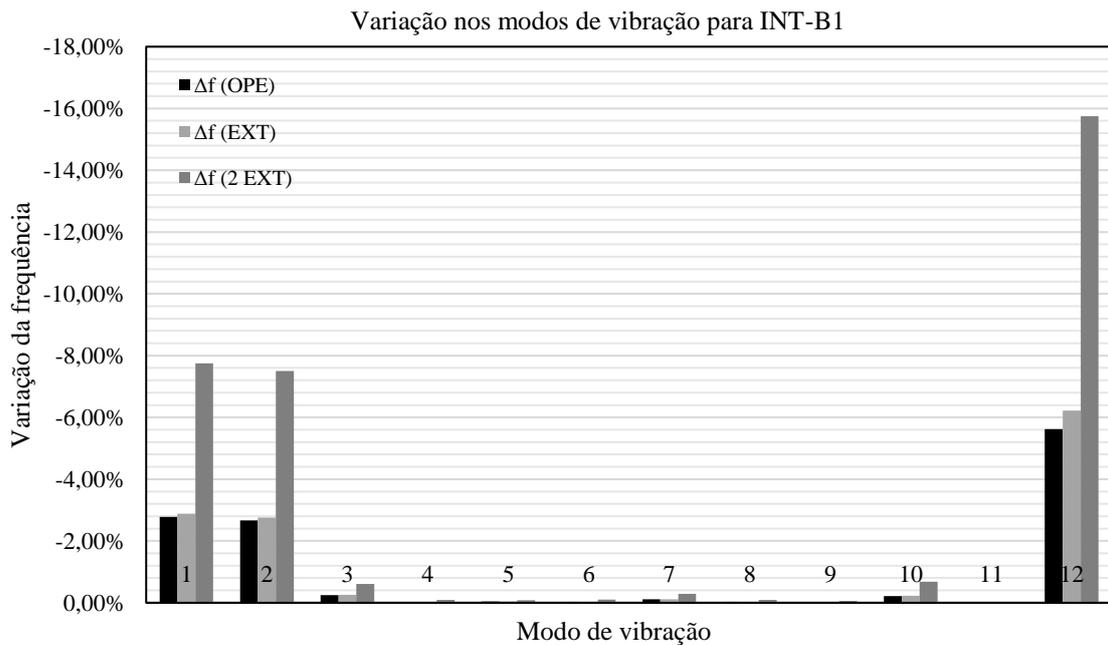
31 e a Tabela 22 apresentam a variação nas frequências naturais de vibração dos 12 primeiros modos considerando o modelo INT-B1 de interação solo-estrutura.

Quadro 8 – Rigidezes globais para o modelo INT-B1.

Parâmetro	Modelo INT-B1		
	OPERACIONAL	EXTREMA	2 EXTREMA
Rigidez horizontal	0,34 GN/m	0,30 GN/m	0,13 GN/m
Rigidez rotacional	261,3 GN.m/rad	253,9 GN.m/rad	85,7 GN.m/rad
Rigidez vertical	13,77 GN/m	13,42 GN/m	4,14 GN/m

Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 31 – Variação percentual nos modos de vibração do modelo INT-B1.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Os resultados mostram que, assim como no modelo analítico, as frequências que sofrem influência com a interação solo-estrutura são relativas aos 1º, 2º e 12º modos de vibração. Para esses modos se tem uma pequena variação dos valores dessas frequências, principalmente quando se considera apenas os níveis de carga aos quais a fundação será, de fato, submetida (cargas operacionais e extremas).

Tabela 22 – Frequências naturais de vibração para o modelo INT-B1.

Modo	Base fixa (Hz)	OPERACIONAL		EXTREMO		2 EXTREMO	
		f (Hz)	Δf	f (Hz)	Δf	f (Hz)	Δf
1	0,1930	0,1876	-2,78%	0,1874	-2,89%	0,1781	-7,75%
2	0,3111	0,3028	-2,66%	0,3025	-2,76%	0,2878	-7,50%
3	0,4602	0,4591	-0,24%	0,4590	-0,25%	0,4574	-0,60%
4	0,5455	0,5454	-0,02%	0,5454	-0,02%	0,5450	-0,09%
5	0,5463	0,5461	-0,04%	0,5461	-0,04%	0,5459	-0,08%
6	0,7863	0,7860	-0,03%	0,7860	-0,03%	0,7855	-0,10%
7	0,8042	0,8033	-0,11%	0,8033	-0,12%	0,8019	-0,29%
8	0,9219	0,9216	-0,03%	0,9216	-0,03%	0,9211	-0,09%
9	1,4542	1,4539	-0,02%	1,4539	-0,02%	1,4533	-0,06%
10	1,6565	1,6530	-0,21%	1,6527	-0,23%	1,6453	-0,68%
11	1,6892	1,6892	0,00%	1,6892	0,00%	1,6891	-0,01%
12	2,7388	2,5848	-5,62%	2,5685	-6,22%	2,3074	-15,75%

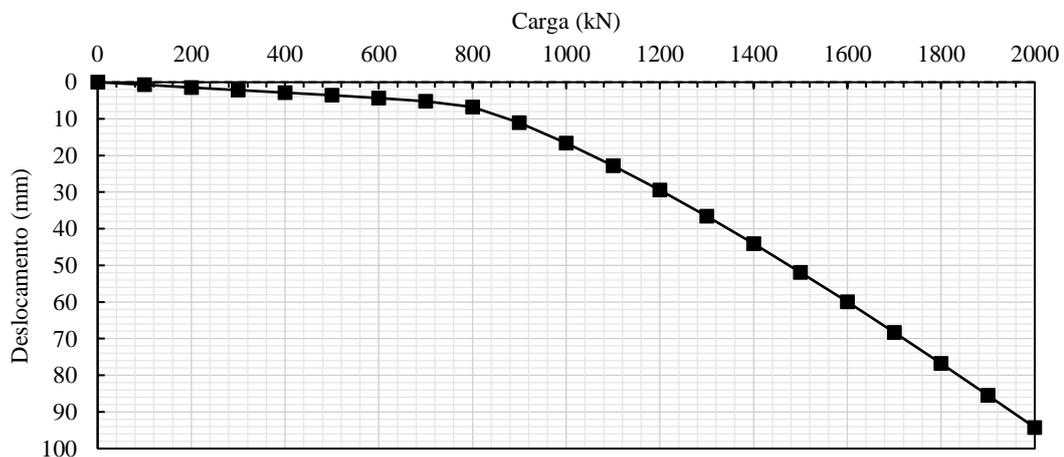
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

4.4 Interação solo-estrutura com o modelo INT-B2

Para determinar o comportamento do conjunto estaca-solo do modelo INT-B2 foram utilizados modelos tridimensionais de estaca isolada no ABAQUS calibrados pelas provas de carga estática. Para uma caracterização completa das estacas foram feitos modelos submetidos a cargas de compressão, tração e carga horizontal.

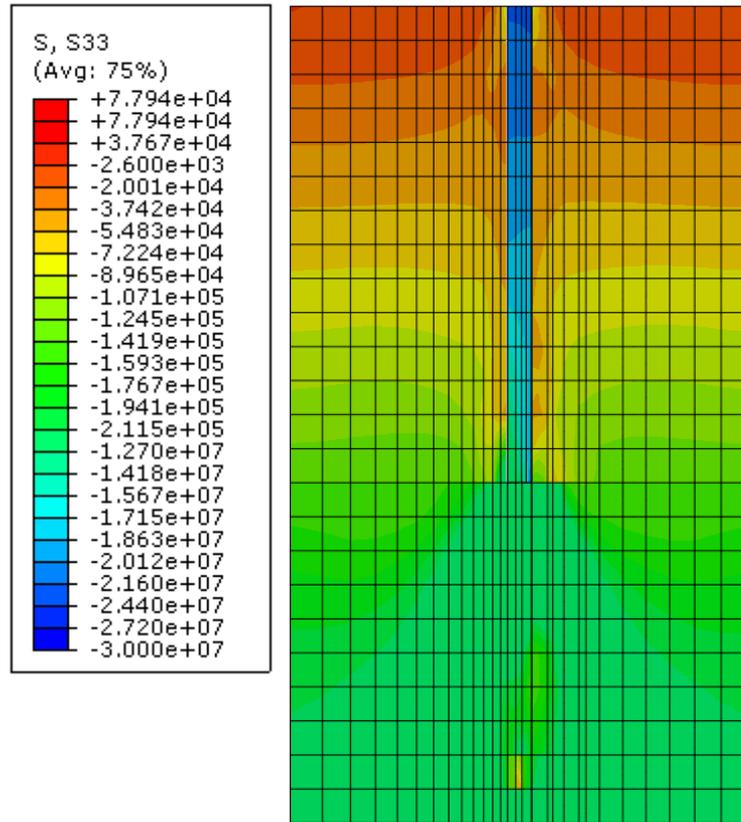
A Figura 65 mostra a distribuição de tensões normais verticais na estaca submetida à carga de compressão. É possível ver na referida figura a distribuição de tensões geoestáticas e a transferência de carga por meio do atrito lateral e tensões de contato na ponta da estaca. O Gráfico 32 traz a curva carga-deslocamento vertical para uma solicitação de compressão ao passo que o Gráfico 33 mostra o comportamento da estaca quando sujeita à tração.

Gráfico 32 – Curva carga deslocamento vertical (compressão) para o modelo de estaca isolada no ABAQUS.



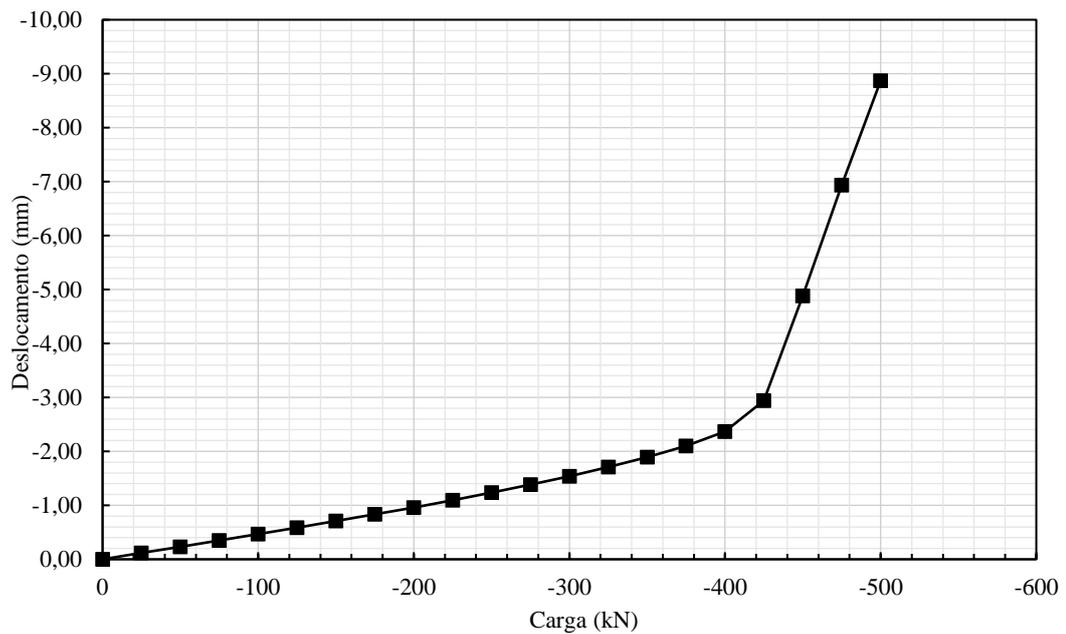
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Figura 65 – Distribuição de tensões verticais no modelo de estaca isolada submetida à carga de compressão.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

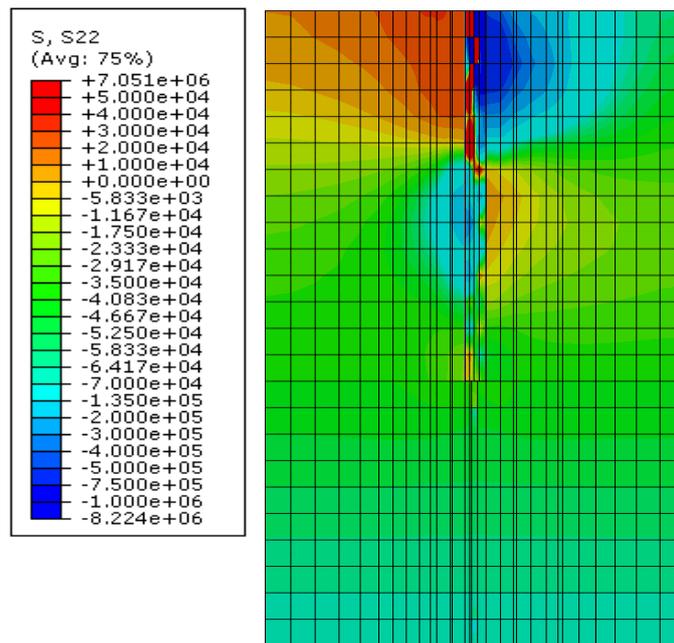
Gráfico 33 – Curva carga-deslocamento vertical (tração) para o modelo de estaca isolada no ABAQUS.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

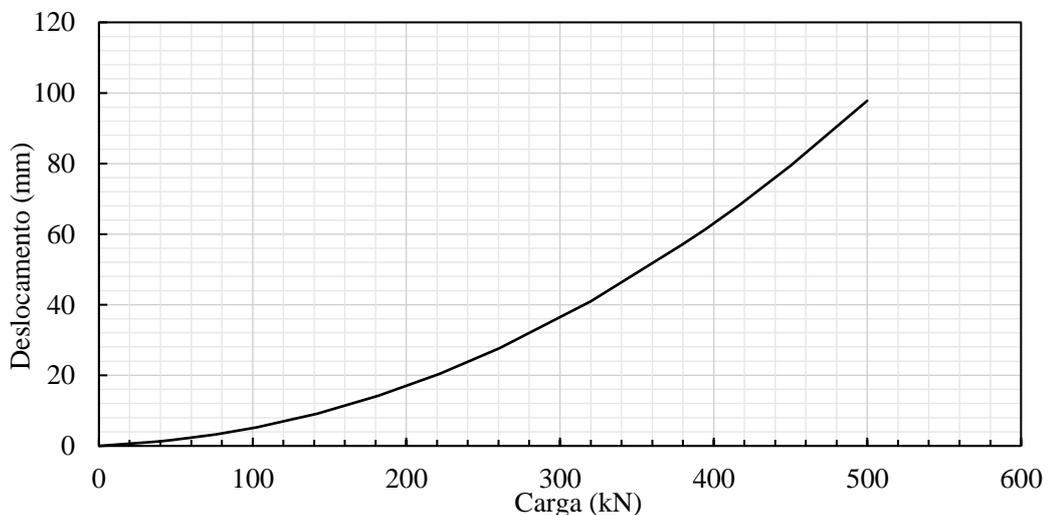
A Figura 66 apresenta as tensões normais horizontais (S22 – eixo y no plano horizontal) no modelo submetido ao carregamento horizontal. Desse resultado é possível ver comportamento de estacas sujeitas a cargas transversais: desenvolvimento de tensões de compressão no lado de atuação da força e de tração no lado oposto, tendo a inversão desse padrão para maiores profundidades.

Figura 66 – Distribuição de tensões horizontais (S22) modelo de estaca isolada submetida à carga horizontal



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

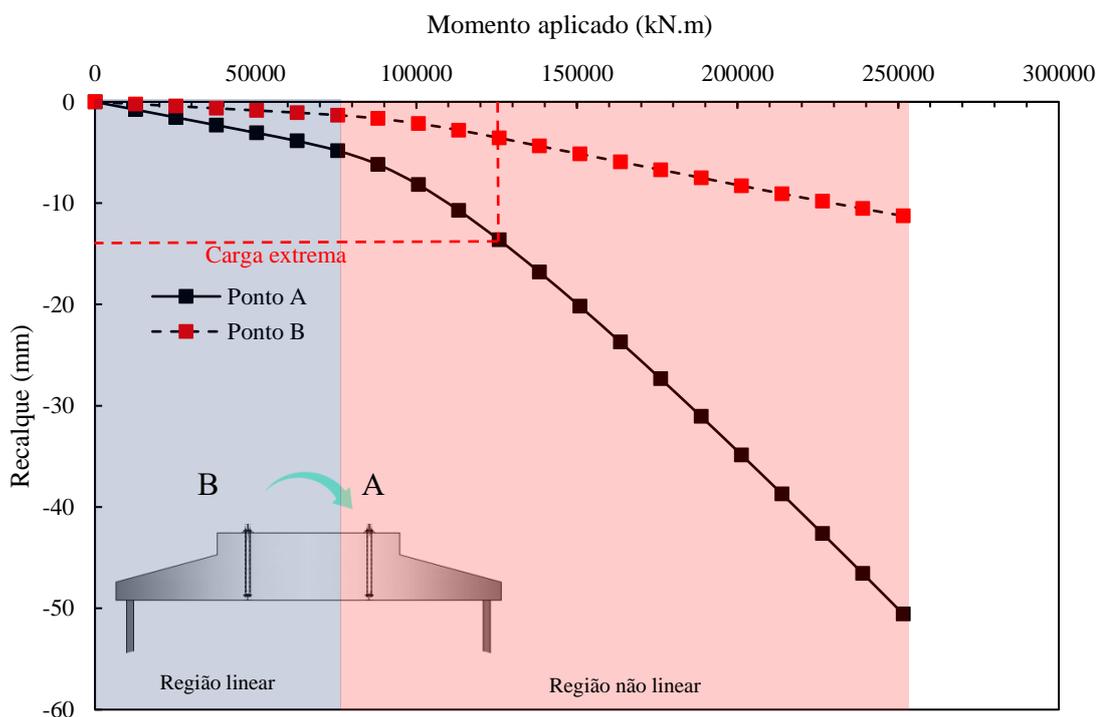
Gráfico 34 – Curva carga-deslocamento horizontal para o modelo de estaca isolada do ABAQUS.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

O Gráfico 35 traz os deslocamentos de dois pontos na fundação em função do momento aplicado. Desse resultado é possível perceber que a fundação apresenta um comportamento não-linear bem antes da carga extrema, indicando que para essa situação as rigidezes globais a serem consideradas na análise do aerogerador são menores do que o valor inicial.

Gráfico 35 – Deslocamento dos pontos A e B no encontro da torre com a fundação em função do momento aplicado (modelo INT-B2).

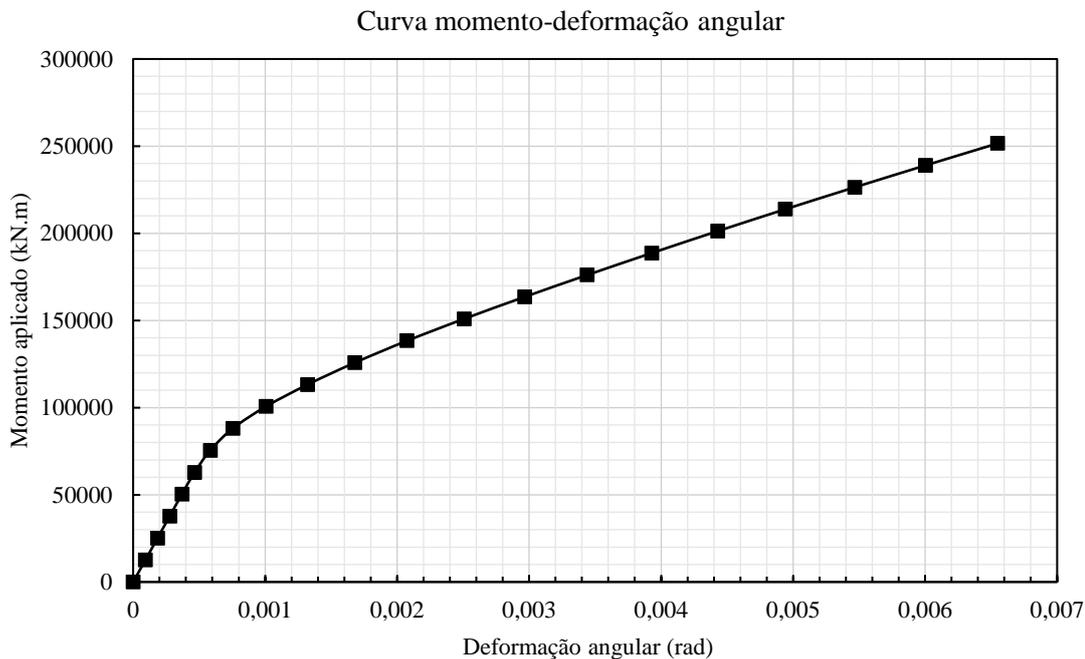


Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Os Gráficos 36, 37, 38 e descrevem o comportamento da fundação em termos de deslocamentos e rigidezes globais. Com relação à rigidez rotacional, o modelo INT-B2 apresenta uma queda do valor inicial de 135,7 GN.m/rad para 74,9 GN.m/rad (redução de 44,8%) em cargas extremas. Já quando se tem uma carga duas vezes maior do que a extrema o valor chega a 38,4 GN.m/rad (redução de 71,7%) tendendo a se estabilizar tal como se fosse uma rigidez rotacional residual.

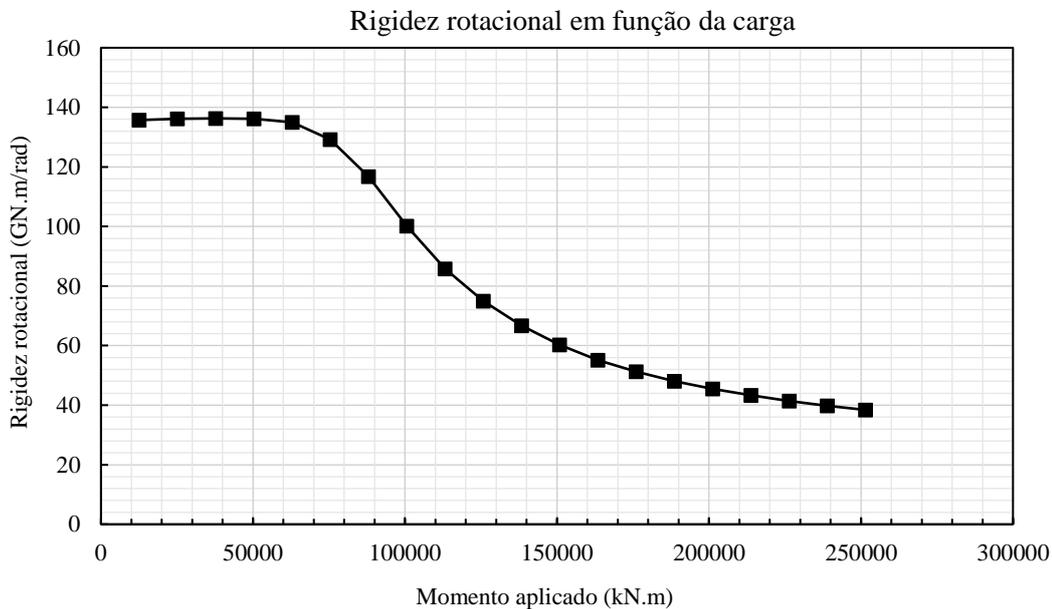
Uma situação parecida se desenvolve em relação à rigidez horizontal, chegando a apresentar uma redução de 0,36 GN/m para 0,21 GN/m (41,6%) na ocorrência de cargas extremas. O Quadro 9 apresenta a comparação entre as rigidezes globais para três situações: cargas operacionais, extremas e duas vezes a carga extrema.

Gráfico 36 – Curva momento-deformação angular (modelo INT-B2).



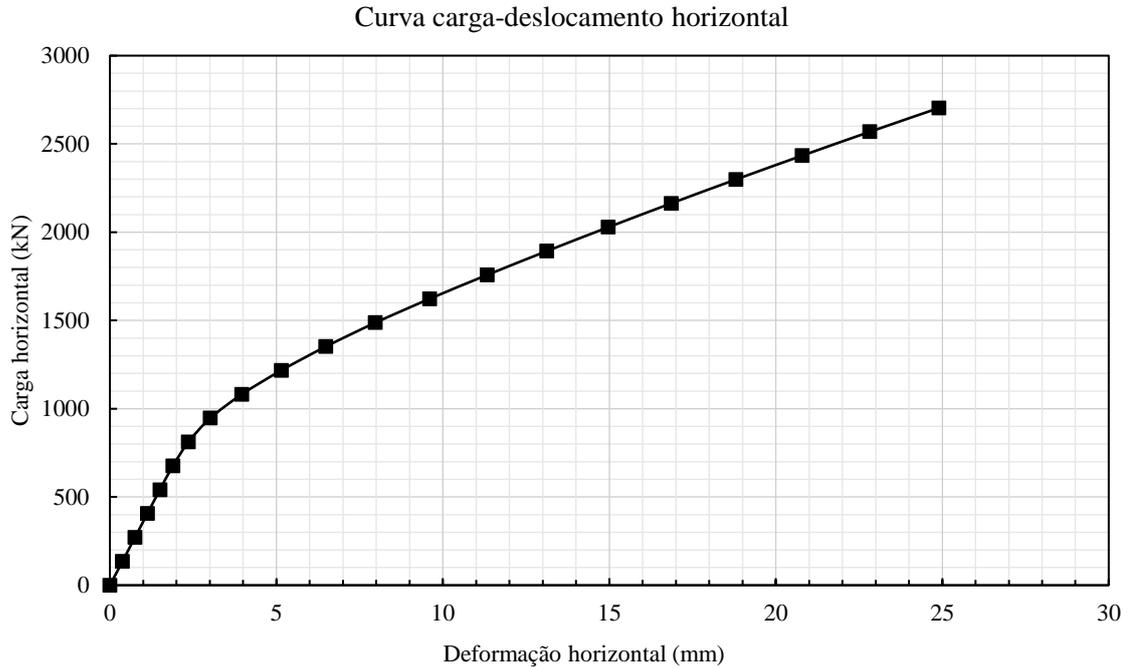
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 37 – Rigidez rotacional em função da carga (modelo INT-B2).



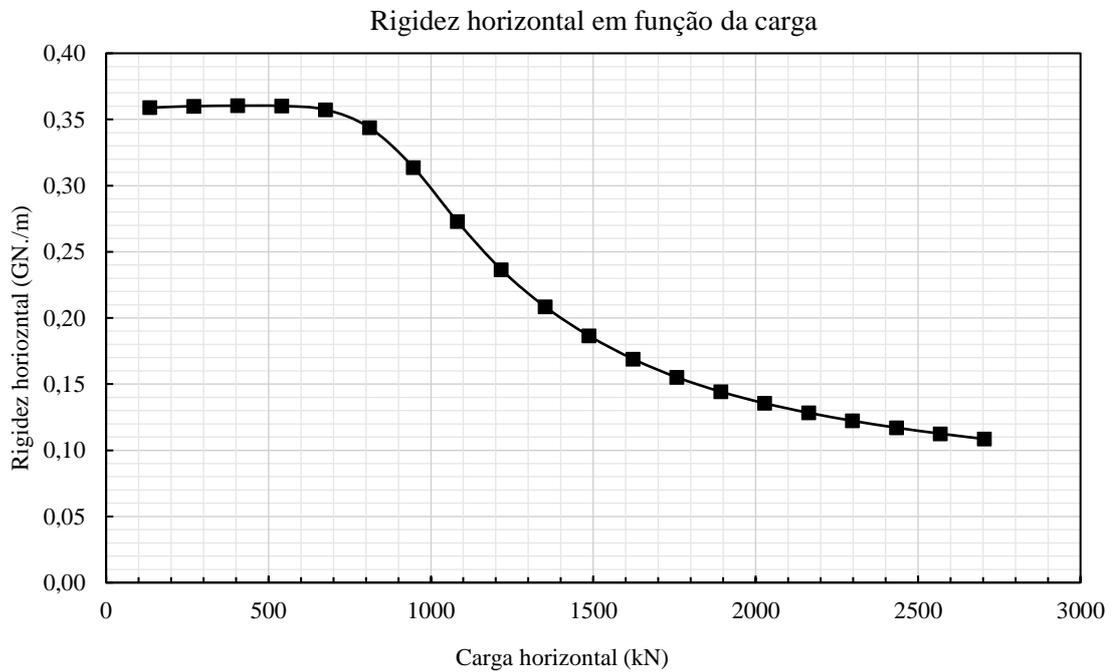
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 38 – Curva carga-deslocamento horizontal (modelo INT-B2).



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 39 – Rigidez rotacional em função da carga (modelo INT-B2).



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

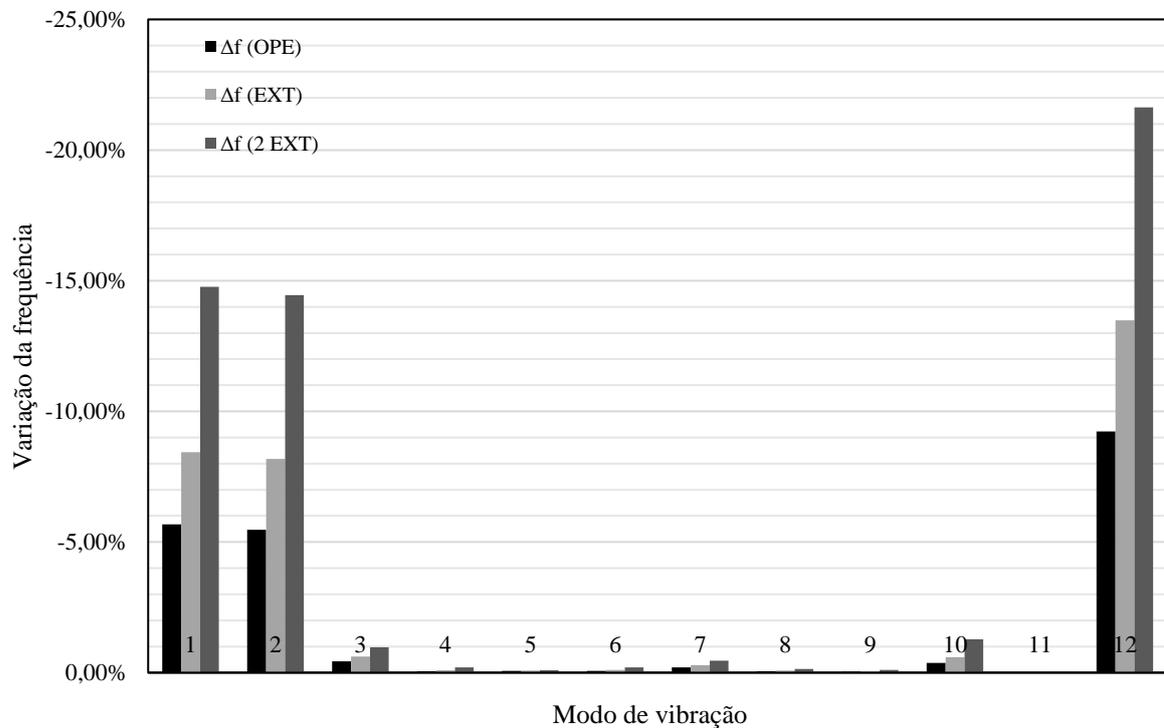
Quadro 9 – Rigidezes globais para o modelo INT-B2.

Parâmetro	Modelo INT-B2		
	OPERACIONAL	EXTREMA	2 EXTREMA
Rigidez horizontal	0,31 GN/m	0,21 GN/m	0,11 GN/m
Rigidez rotacional	116,7 GN.m/rad	74,9 GN.m/rad	38,4 GN.m/rad
Rigidez vertical	5,49 GN/m	3,57 GN/m	1,99 GN/m

Fonte: elaborado pelo autor (2020).

O Gráfico 40 e a Tabela 23 apresentam as variações nas frequências naturais de vibração dos 12 primeiros modos para as três situações. O efeito da redução da rigidez da fundação no modelo INT-B2 gera alterações relevantes no 1º, 2º e 12º modos de vibração, onde foram encontradas, respectivamente, frequências 14,77%, 14,45% e 21,63% menores para situação mais crítica.

Gráfico 40 – Variação percentual nos modos de vibração do modelo INT-B2.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Tabela 23 – Frequência de naturais de vibração para o modelo INT-B2.

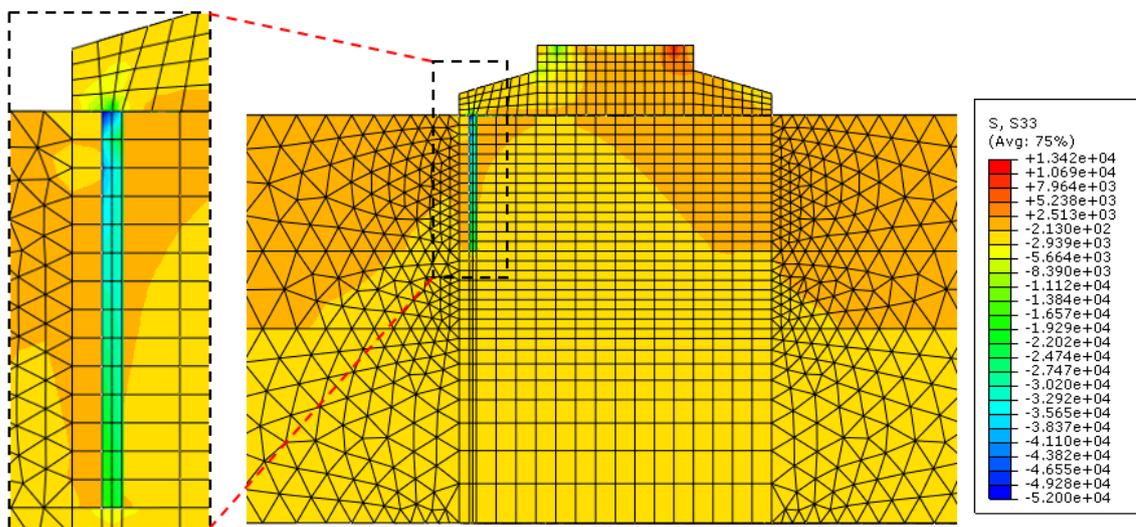
Modo	Base fixa (Hz)	OPERACIONAL		EXTREMO		2 EXTREMO	
		f (Hz)	Δf	f (Hz)	Δf	f (Hz)	Δf
1	0,1930	0,1820	-5,68%	0,1767	-8,44%	0,1645	-14,77%
2	0,3111	0,2941	-5,47%	0,2857	-8,18%	0,2662	-14,45%
3	0,4602	0,4582	-0,44%	0,4574	-0,62%	0,4557	-0,97%
4	0,5455	0,5452	-0,05%	0,5450	-0,09%	0,5444	-0,20%
5	0,5463	0,5460	-0,06%	0,5459	-0,08%	0,5458	-0,09%
6	0,7863	0,7858	-0,07%	0,7855	-0,11%	0,7847	-0,20%
7	0,8042	0,8026	-0,20%	0,8019	-0,29%	0,8005	-0,46%
8	0,9219	0,9214	-0,05%	0,9212	-0,08%	0,9206	-0,15%
9	1,4542	1,4537	-0,04%	1,4534	-0,05%	1,4528	-0,10%
10	1,6565	1,6503	-0,37%	1,6467	-0,59%	1,6354	-1,27%
11	1,6892	1,6891	-0,01%	1,6890	-0,01%	1,6889	-0,02%
12	2,7388	2,4859	-9,23%	2,3696	-13,48%	2,1464	-21,63%

Fonte: elaborado pelo autor (2020).

4.5 Interação solo-estrutura com o modelo INT-C

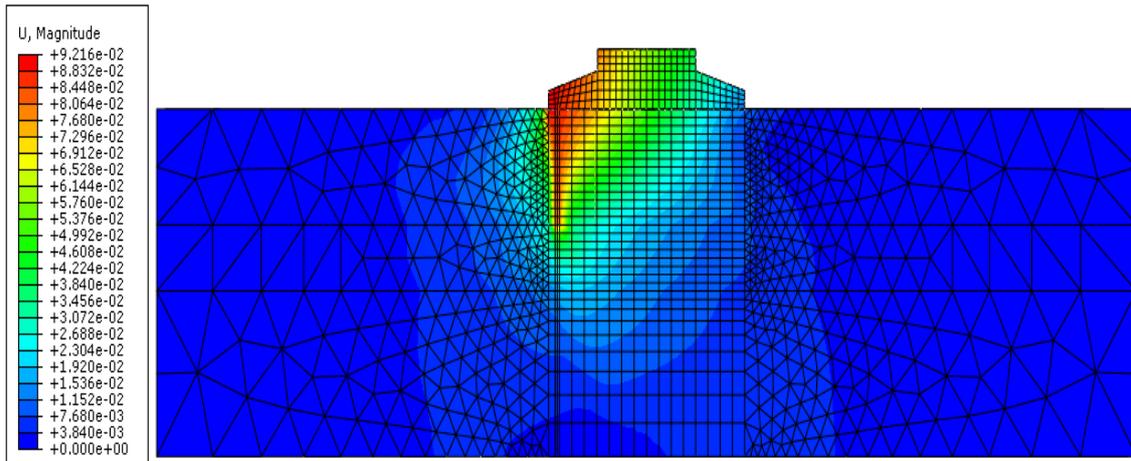
O modelo INT-C de interação solo-estrutura é o mais robusto de todos analisados. Todos os efeitos de interação estaca-solo, radier-solo e solo-solo são considerados, sendo possível, inclusive, levar em conta a ação de grupo das estacas. A Figura 67 mostra a distribuição de tensões normais verticais (S33) no modelo onde é possível verificar a transferência de carga das estacas para o solo – a partir do gradiente de tensões apresentado pelas estacas e aumento de tensões no solo circunvizinho. Além disso, a referida figura evidencia a interação que ocorre entre radier e solo, ressaltado a sua relevância no comportamento do sistema solo-fundação.

Figura 67 – Distribuição de tensões verticais (S33) ao longo do modelo INT-C.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Figura 68 – Deslocamentos verticais (U3, eixo Z) no modelo INT-C.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Os Gráficos 45, 46 e 47 apresentam, respectivamente, os deslocamentos de pontos da fundação, sua distorção angular e rigidez rotacional em função do momento aplicado. Desses resultados é possível ver que desde o início do carregamento a fundação já apresenta um comportamento não linear, em contraste com o que aconteceu nos demais modelos vistos anteriormente.

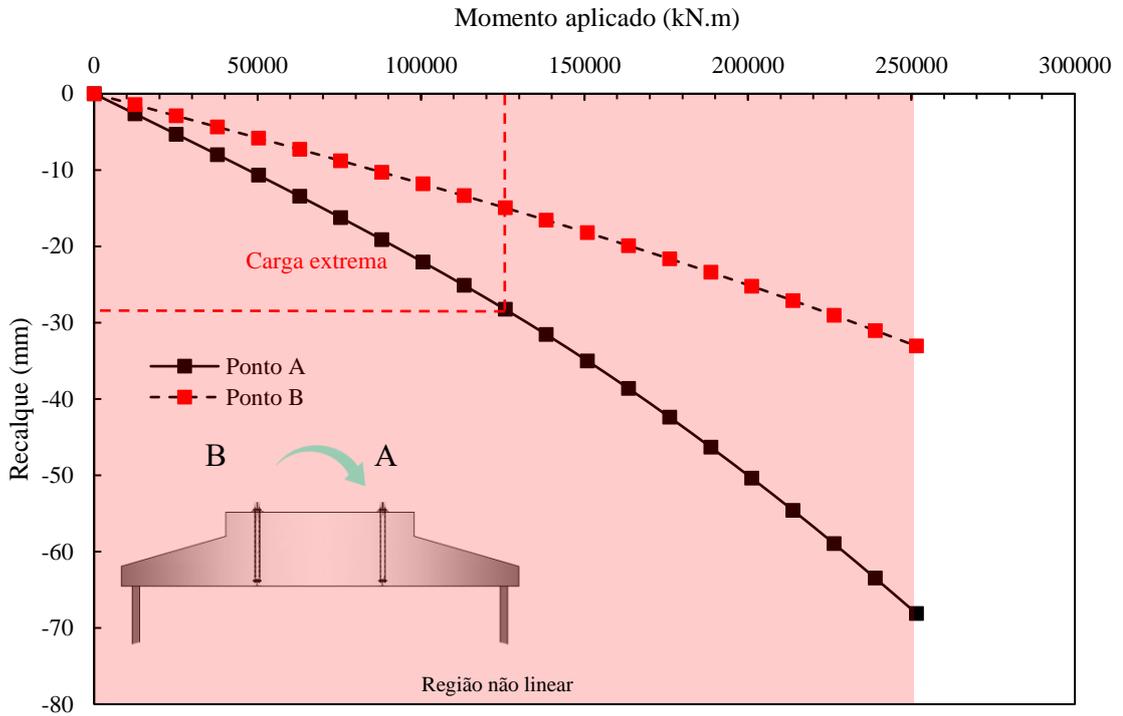
Outro ponto importante é que tanto a rigidez rotacional quanto a rigidez lateral apresentaram valores iniciais bem abaixo daqueles encontrados nos modelos anteriores. O Quadro 10, a seguir, lista as rigidezes globais em três magnitudes de carga distintas para o modelo INT-C.

Quadro 10 – Rigidezes globais para o modelo INT-C.

Parâmetro	Modelo INT-C		
	OPERACIONAL	EXTREMA	2 EXTREMA
Rigidez horizontal	0,13 GN/m	0,12 GN/m	0,09 GN/m
Rigidez rotacional	59,90 GN.m/rad	56,70 GN.m/rad	43,10 GN.m/rad
Rigidez vertical	1,46 GN/m	1,42 GN/m	1,21 GN/m

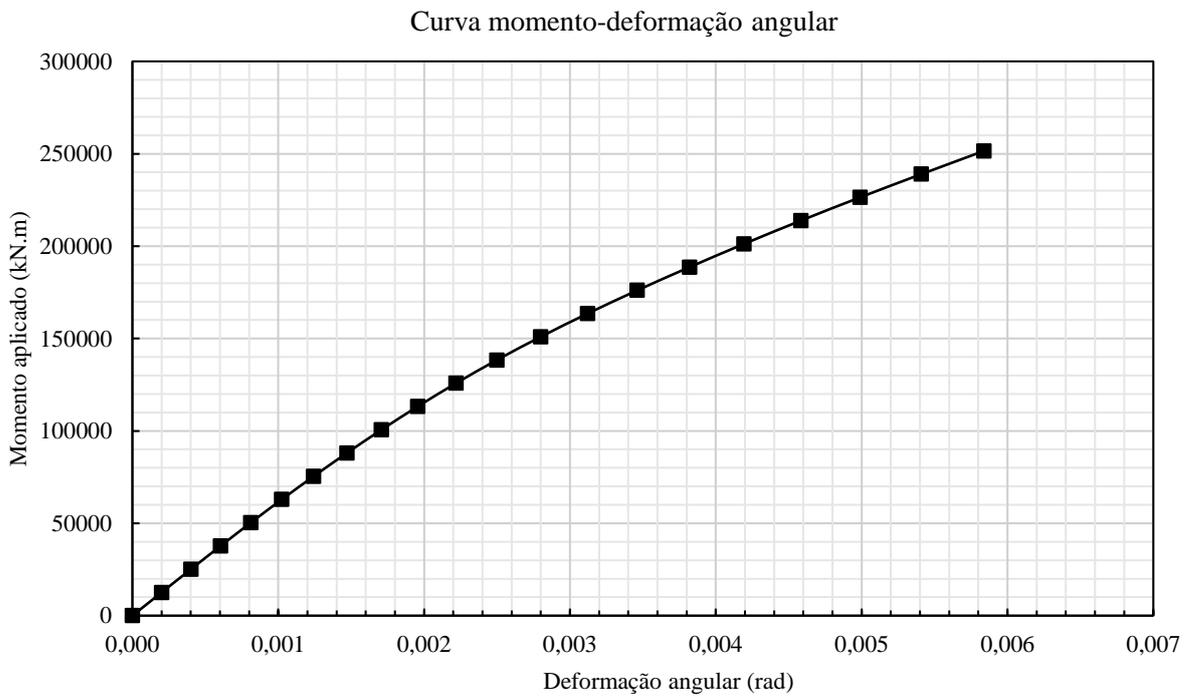
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 41 – Deslocamento dos pontos A e B no encontro da torre com a fundação em função do momento aplicado (modelo INT-B2).



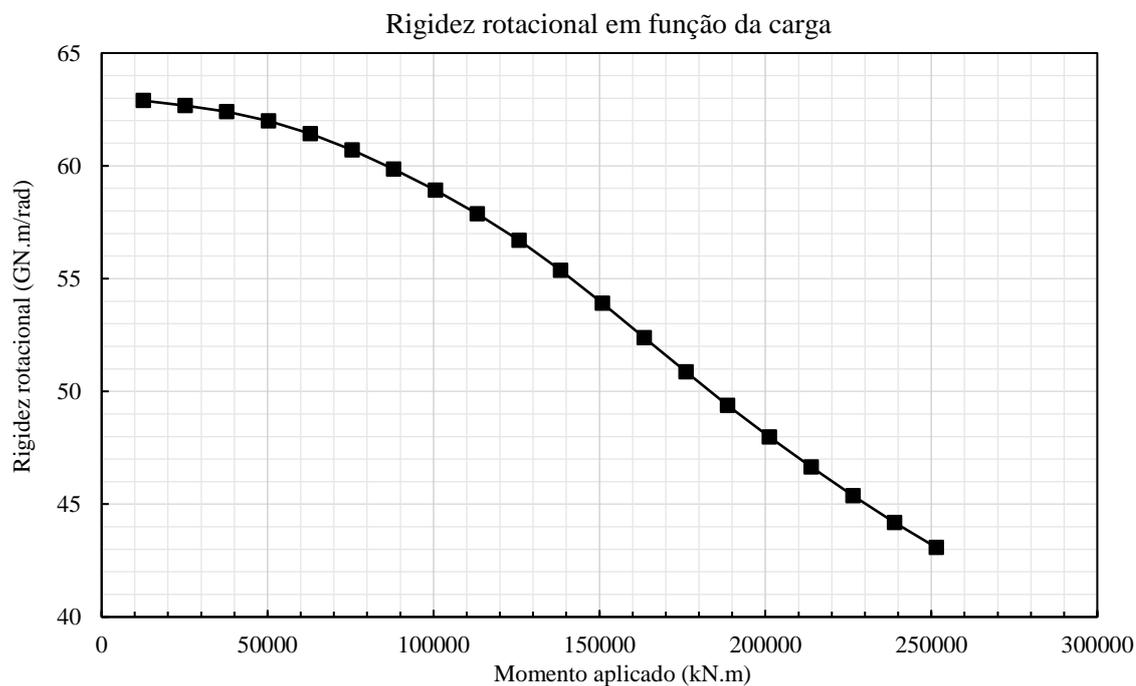
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 42 – Curva momento-deformação angular (modelo INT-C).



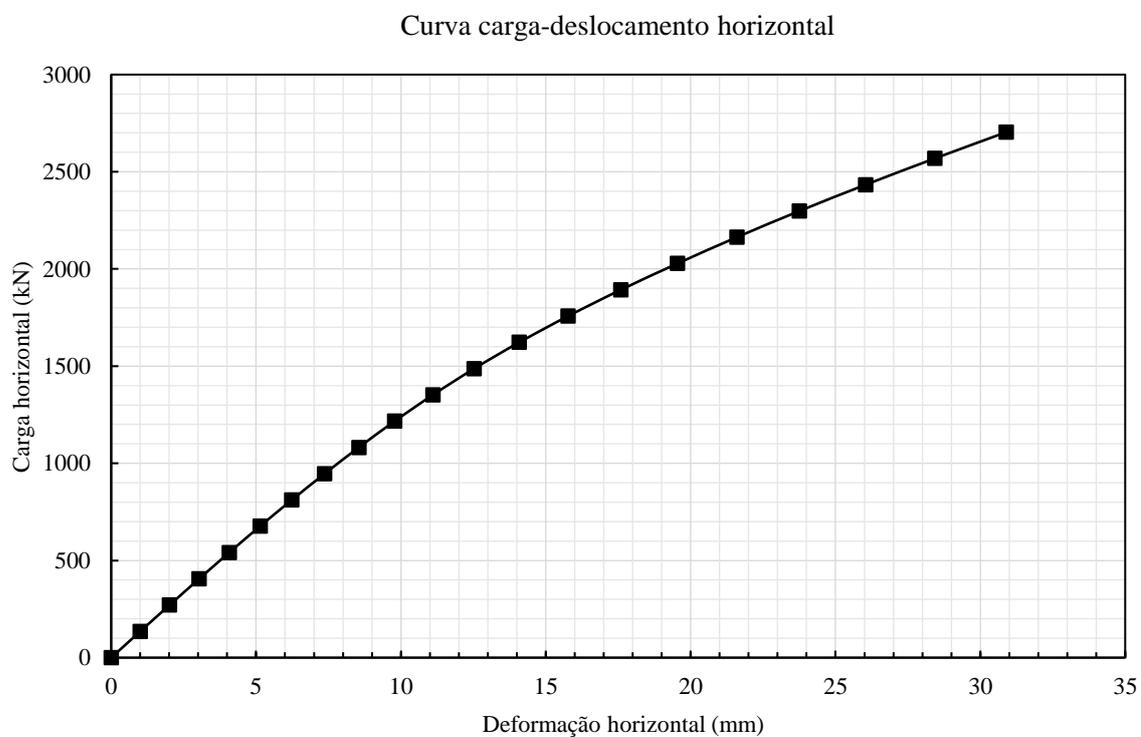
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 43 – Rigidez rotacional em função da carga (modelo INT-C).



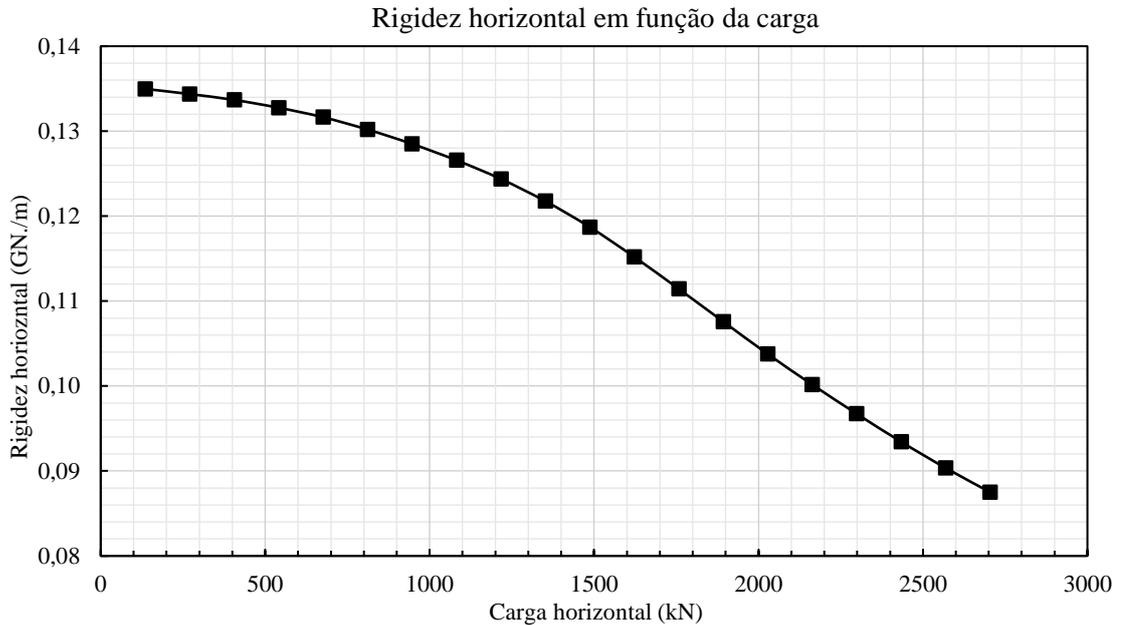
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 44 – Curva carga-deslocamento horizontal (modelo INT-C).



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 45 – Rigidez rotacional em função da carga (modelo INT-B2).



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

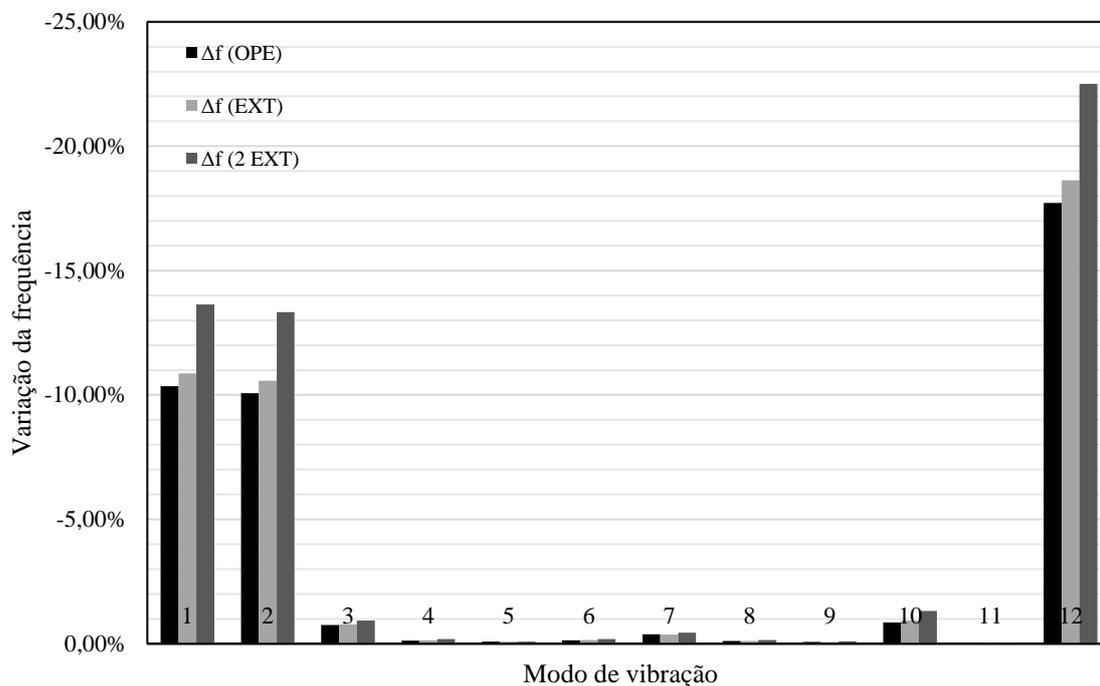
A Tabela 24 traz as frequências naturais de vibração dos 12 primeiros modos considerando as rigidezes globais nos três níveis de carga estudados. Desses dados, e dos demais resultados já apresentados, tem-se que, de fato, apenas o 1º, 2º e 12º modos de vibração sofrem alterações significativas com a consideração da interação solo-estrutura. Como as fontes de vibração 1P e 3P possuem frequências médias de 0,158 Hz e 0,475 Hz, respectivamente, então apenas os dois primeiros modos de vibração são relevantes para a análise dos efeitos da interação solo-estrutura na resposta dinâmica do sistema (avaliação essa que será feita no item seguinte).

Tabela 24 – Frequência de naturais de vibração para o modelo INT-C.

Modo	Base fixa (Hz)	OPERACIONAL		EXTREMO		2 EXTREMO	
		f (Hz)	Δf	f (Hz)	Δf	f (Hz)	Δf
1	0,1930	0,1730	-10,36%	0,1720	-10,87%	0,1667	-13,64%
2	0,3111	0,2798	-10,07%	0,2782	-10,58%	0,2696	-13,34%
3	0,4602	0,4568	-0,75%	0,4566	-0,78%	0,4559	-0,93%
4	0,5455	0,5448	-0,13%	0,5448	-0,14%	0,5445	-0,19%
5	0,5463	0,5458	-0,08%	0,5458	-0,09%	0,5458	-0,09%
6	0,7863	0,7852	-0,14%	0,7851	-0,15%	0,7848	-0,19%
7	0,8042	0,8011	-0,38%	0,8012	-0,37%	0,8006	-0,45%
8	0,9219	0,9209	-0,11%	0,9209	-0,11%	0,9206	-0,15%
9	1,4542	1,4532	-0,07%	1,4531	-0,08%	1,4527	-0,10%
10	1,6565	1,6423	-0,86%	1,6411	-0,93%	1,6346	-1,32%
11	1,6892	1,6888	-0,02%	1,6888	-0,02%	1,6887	-0,03%
12	2,7388	2,2534	-17,72%	2,2285	-18,63%	2,1223	-22,51%

Fonte: elaborado pelo autor (2020).

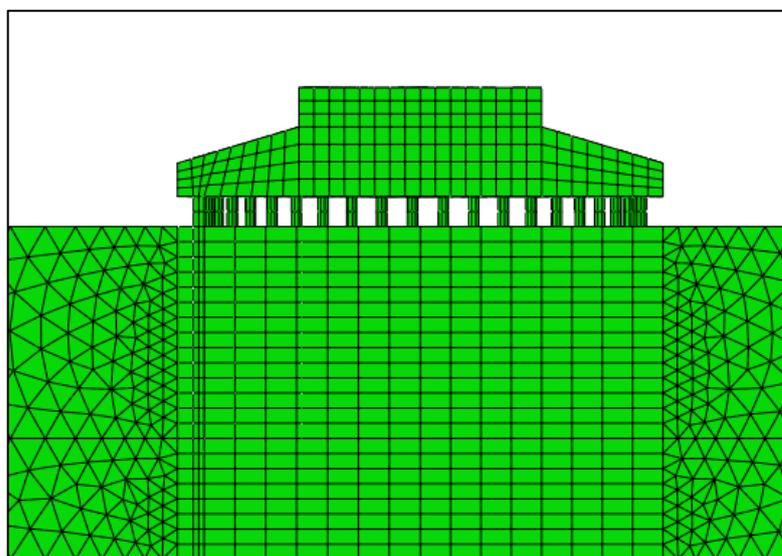
Gráfico 46 – Variação percentual nos modos de vibração do modelo INT-C.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

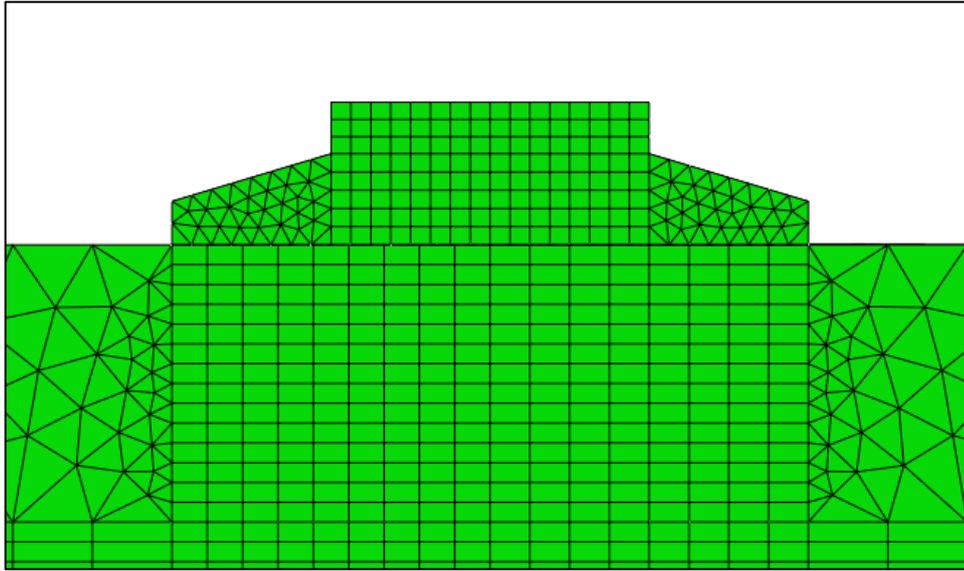
Ainda referente ao modelo INT-C, foi feito um modelo em que a fundação não tinha contato direto com o solo (Figura 69) e outro onde foram retiradas as estacas (Figura 70), buscando, assim, avaliar a participação dos dois sistemas de transferência de carga nos parâmetros de interação solo-estrutura.

Figura 69 – Modelo INT-C com apenas transmissão indireta de carga.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

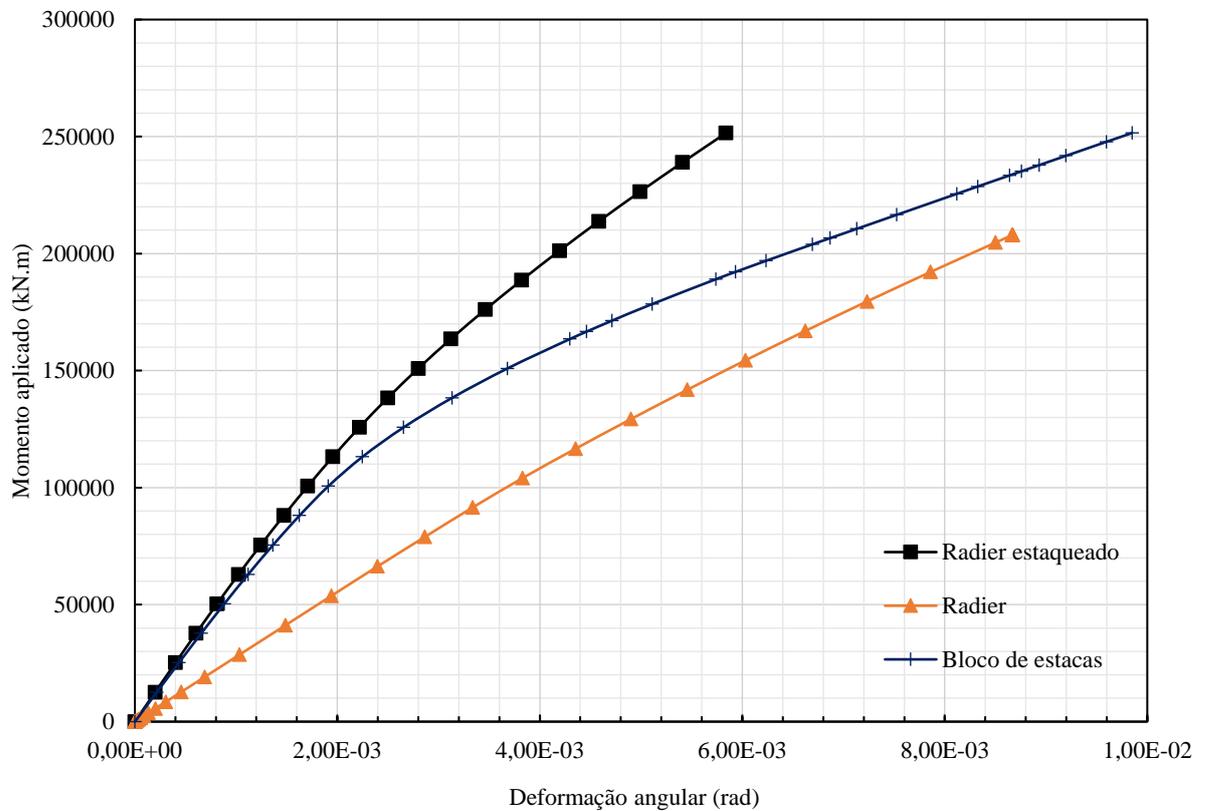
Figura 70 – Modelo INT-C com apenas transmissão direta de carga.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

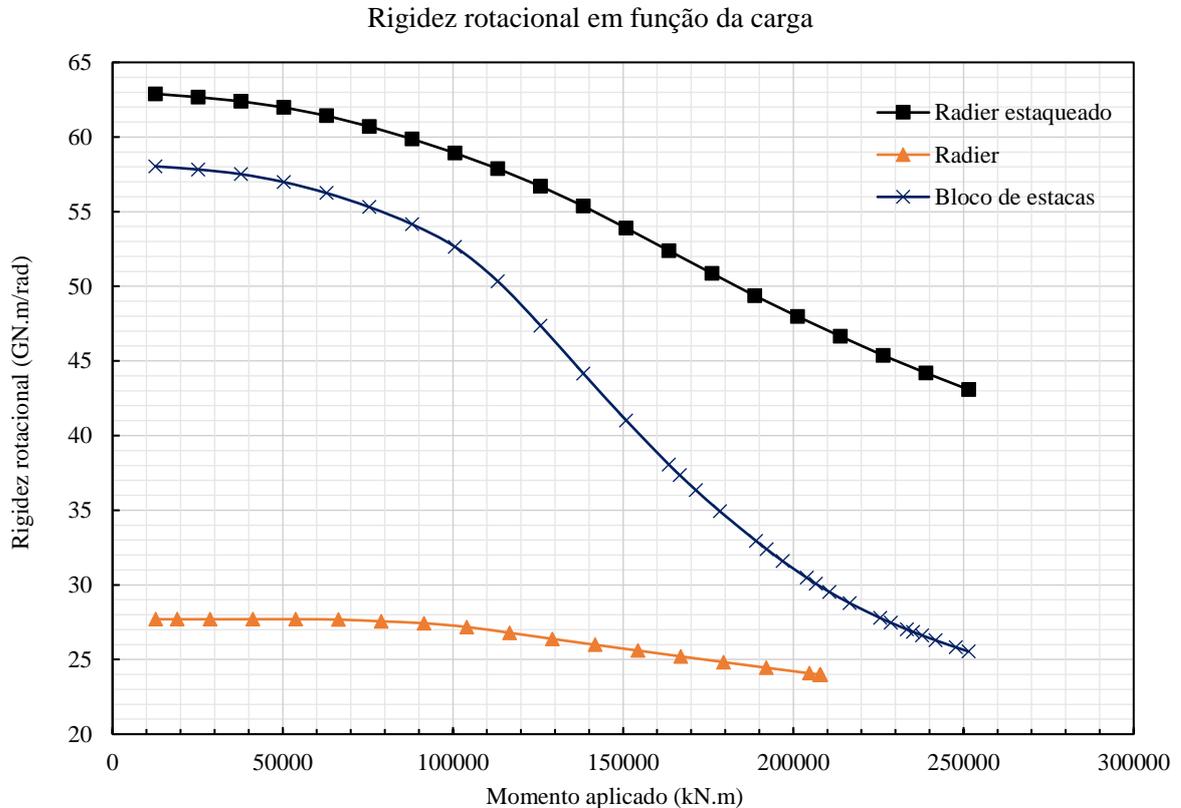
Gráfico 47 – Curva momento-deformação angular para o radier estaqueado, bloco de estacas e radier.

Curva momento-deformação angular



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 48 – Rigidez rotacional da fundação em função do momento aplicado para o radier estaqueado, radier e bloco de estacas.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

O comportamento apresentado pelos três modelos retratado nos gráficos acima mostra um padrão interessante: a rigidez rotacional do bloco de estacas é bem próxima da do radier estaqueado apresentando uma não linearidade bem mais acentuada. Já o radier apresenta uma rigidez bem menor e quase que constante para todo o carregamento. Tal fato evidencia que a participação do radier no sistema misto é bem limitada no que tange à rigidez rotacional.

Outro fator importante é que a linearização da curva momento-deformação angular para o radier estaqueado aponta para uma evidente menor solicitação das estacas, indicando o possível aumento da capacidade de carga da fundação tendo, porém, influência limitada no Estado Limite de Serviço (ELS) (deformações).

Ao reparar a curva referente ao radier, nota-se que ela não atinge a mesma carga do radier estaqueado e do bloco de estacas. Isso acontece por que nesse caso a fundação fica instável antes de ser atingida a carga máxima, isto é, ocorre o tombamento e/ou deslizamento da fundação.

4.6 Comparação entre os modelos

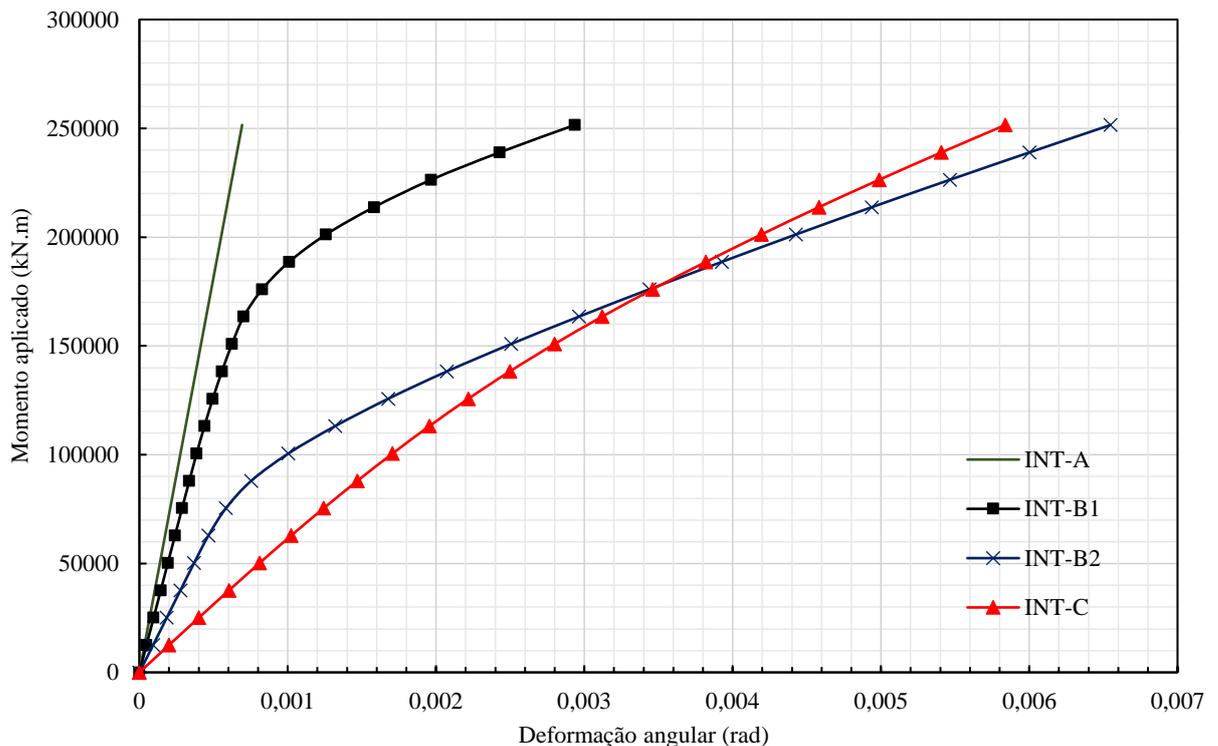
O Gráfico 49 apresenta as curvas momento-deformação angular para os quatro modelos onde é possível notar um decréscimo da rigidez inicial para os modelos mais refinados (tendência essa evidenciada no pelo Gráfico 50, que traz a rigidez rotacional em função da carga aplicada). Já a Tabela 25 compara os valores das rigidezes globais dos modelos para o carregamento extremo.

Tabela 25 – Rigidezes globais para carregamento extremo considerando os quatro modelos.

Modelo	Carga extrema		
	Rigidez horizontal	Rigidez vertical	Rigidez rotacional
INT-A	2,97 GN/m	6,01 GN/m	363,15 GN.m/rad
INT-B1	0,3 GN/m	13,42 GN/m	253,9 GN.m/rad
INT-B2	0,21 GN/m	3,57 GN/m	74,6 GN.m/rad
INT-C	0,12 GN/m	1,42 GN/m	56,7 GN.m/rad
INT-A	100%	100%	100%
INT-B1	10%	223%	70%
INT-B2	7%	59%	21%
INT-C	4%	24%	16%

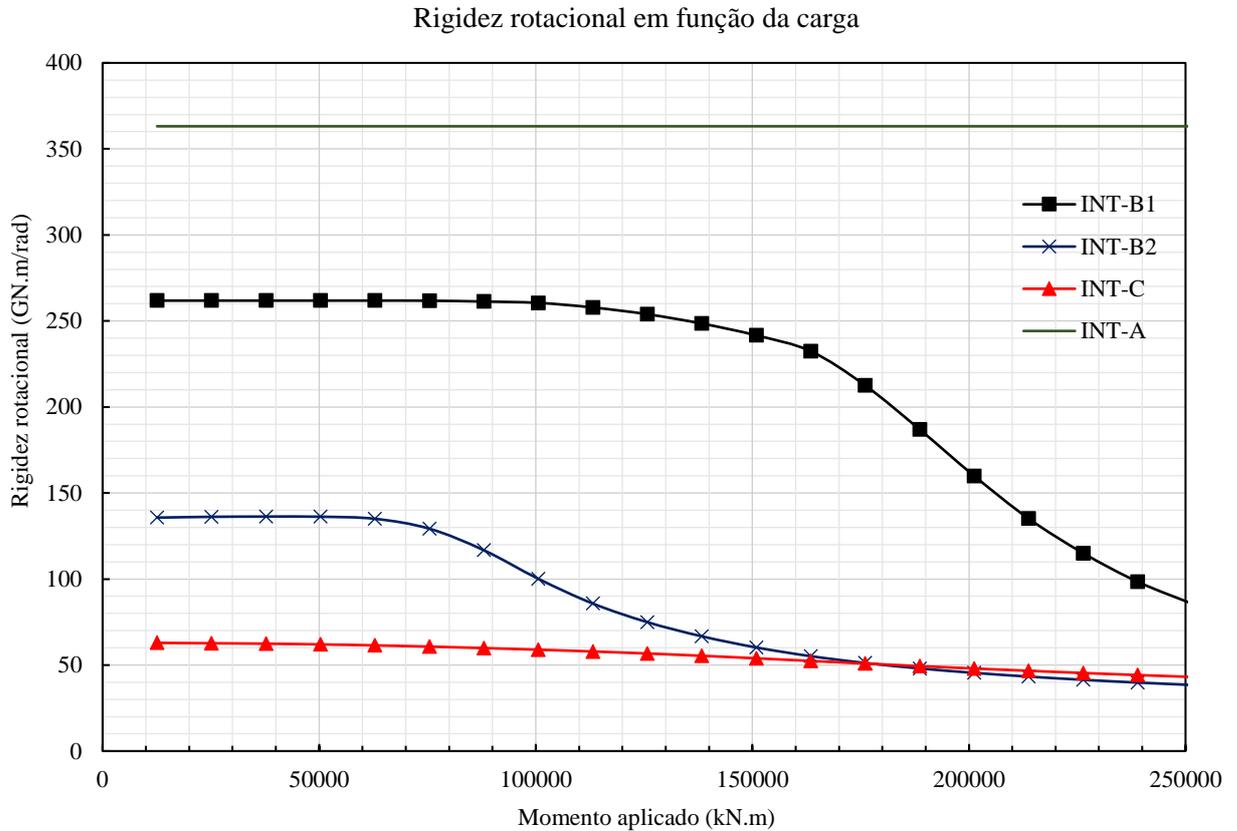
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 49 – Curvas momento-deformação angular para os quatro modelos.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 50 – Rigidezes rotacionais em função da carga (todos os modelos).



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

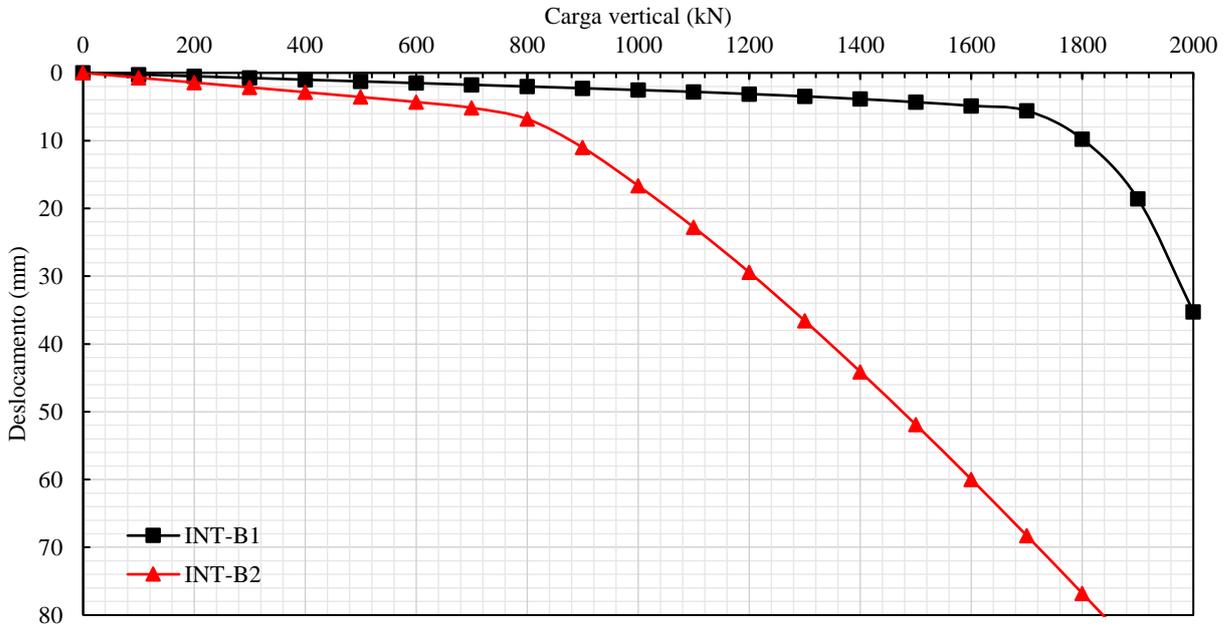
O primeiro fato que chama a atenção nos resultados apresentados é a grande diferença entre as rigidezes do modelo analítico e dos modelos numéricos. Ver-se que as expressões analíticas utilizadas superestimaram a rigidez das estacas, fazendo com que o modelo INT-A tenha uma representação não condizente com os demais modelos.

De fato, comparando as rigidezes das estacas no modelo INT-A (566,88 MN/m) e no modelo INT-B2 (53,37 MN/m) que foi calibrado com os resultados das provas de carga estática, tem-se um valor mais que 10 vezes maior fornecido pelas expressões analíticas. Caso fosse adotado um $K_{v,estaca}$ no modelo INT-A de 53,37 MN/m, por exemplo, ter-se-ia uma rigidez rotacional de 115,03 GN/m, muito mais condizente com os modelos numéricos, mostrando a utilidade do modelo INT-A quando usado em conjunto com resultados de ensaios de campo.

Outro ponto relevante diz respeito à comparação entre os modelos INT-B1 e INT-B2. Nesse caso, o resultado apresentado mostra que as expressões de curva de transferência de carga vertical do API (2003) não estão a favor da segurança para o caso em tela, uma vez que as estacas foram consideravelmente mais rígidas do que aponta os PCE's. Tal fato fica mais

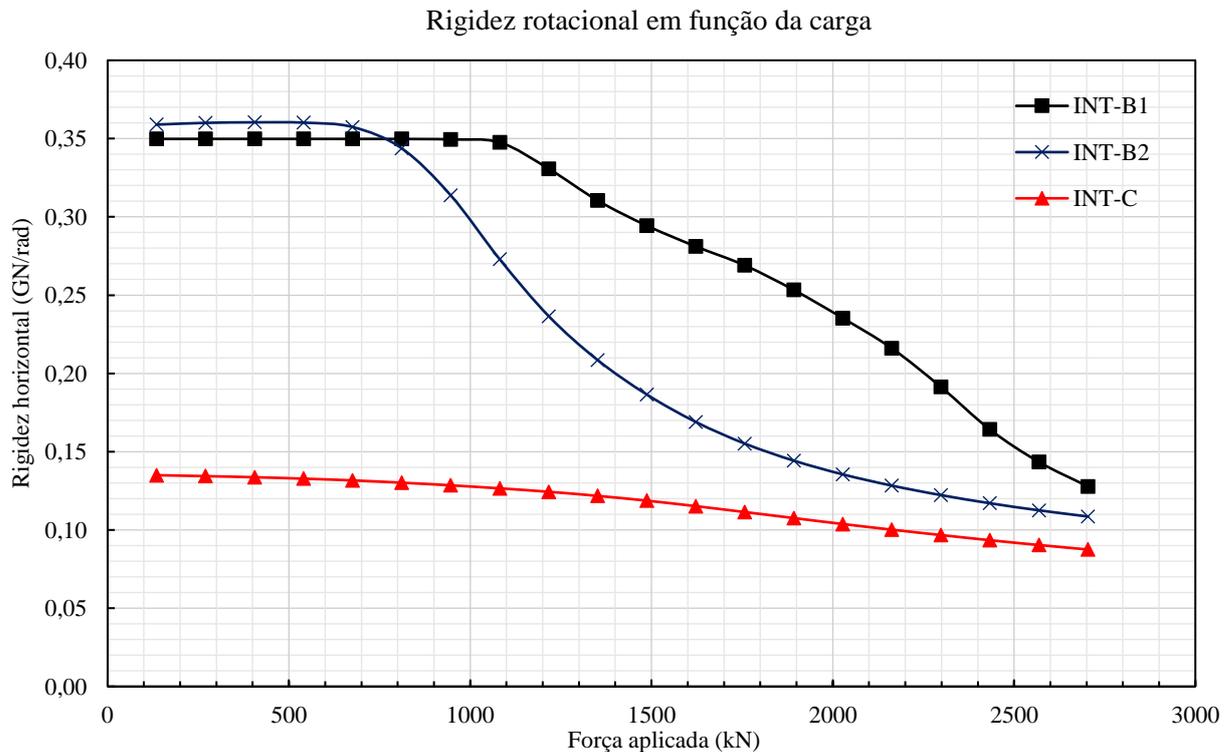
evidente quando são comparadas as curvas carga-deslocamento das estacas para os dois modelos (Gráfico 51).

Gráfico 51 – Curva carga-deslocamento das estacas dos modelos INT-B1 e INT-B2.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 52 – Rigidez horizontal da fundação para os modelos (INT-B1, INT-B2 e INT-C).



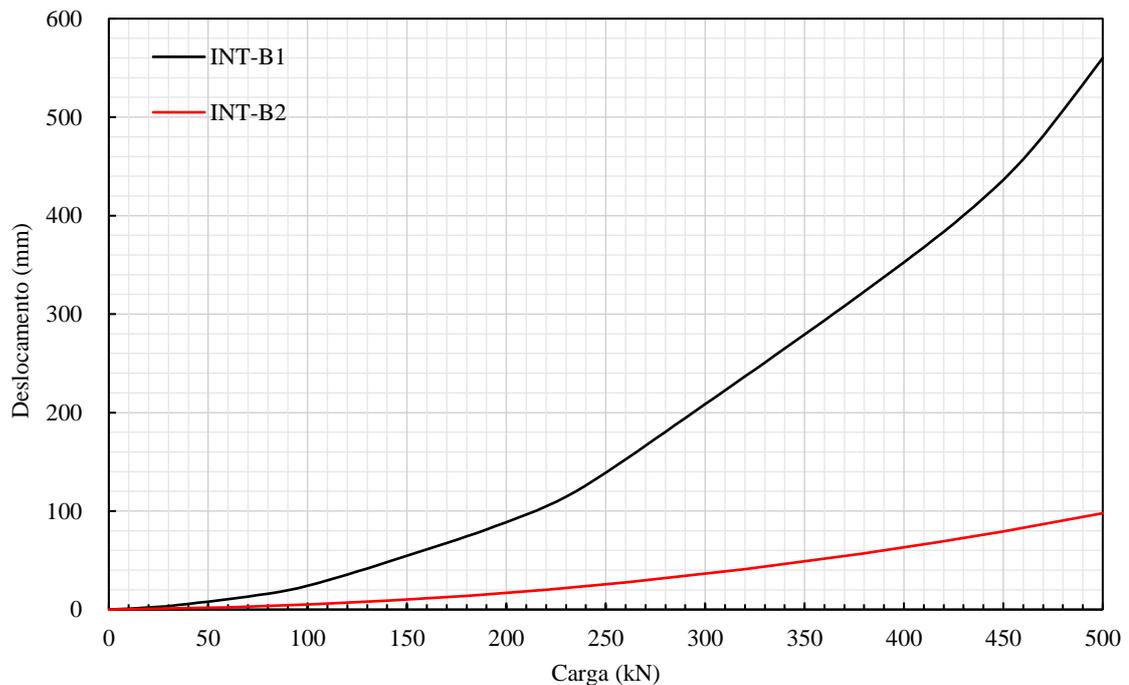
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

No que tange à rigidez horizontal teve-se uma diferença mais acentuada entre os modelos numérico e o analítico, sendo a rigidez do modelo INT-C 4% do valor apresentado em INT-A. O Gráfico 52 mostra o desenvolvimento desse parâmetro em função da carga horizontal aplicada. Nesse gráfico não foi colocada a rigidez do modelo INT-A por ser muito maior que a dos demais modelos (2,97 GN/m), gerando dificuldades e problemas de escala para a visualização das demais curvas.

Um fato interessante ao comparar os modelos INT-B1 e INT-B2 é a proximidade dos valores apresentados em detrimento das curvas carga-deslocamento horizontal das estacas (Gráfico 53). Isso acontece por que, embora o modelo da estaca usado no INT-B1, que usa as curvas p-y do API (2003), seja mais flexível do que o modelo de estaca isolada feito no ABAQUS usado no INT-B2, essa diferença só é relevante para cargas muito maiores que aquelas às quais as estacas são submetidas. Dessa forma, para a carga de trabalho, tem-se uma situação com rigidezes similares.

Outro ponto que pode ser tirado dessa análise é que mesmo para cargas baixas a rigidez horizontal da fundação se modifica bastante, sendo importante sua determinação uma vez que para uma determinada rigidez horizontal, mesmo que se aumente a rigidez rotacional da fundação, existe um limite para a rigidez do sistema.

Gráfico 53 – Curvas carga-deslocamento das estacas isoladas dos modelos INT-B1 e INT-B2.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Por fim, faz-se necessário comparar de maneira mais cuidadosa os resultados dos modelos INT-B2 e INT-C. Esses modelos são, teoricamente, equivalentes, uma vez que as curvas carga-deslocamento das estacas do modelo INT-B2 foram obtidas por modelos tridimensionais feitos no ABAQUS assim como o modelo INT-C. A diferença entre os dois reside no fato de que no modelo INT-B2 não há interação estaca-solo-estaca, nem estaca-solo-radier.

Ao comparar as curvas momento-deformação angular dos dois modelos (Gráfico 49) observa-se que a rigidez inicial de INT-B2 é bem maior que a de INT-C, sendo que para valores maiores de carregamento a situação se inverte, tendo, inclusive, o modelo INT-B2 mais a favor da segurança. A razão para isso acontecer pode ser devido à interação entre elementos de solo vizinhos e o conjunto de estacas e radier, que gera interseções entre bulbos de tensão acarretando numa menor rigidez da fundação. Além disso, o módulo de reação vertical adotado no modelo INT-B2 pode não ter sido representativo da real interação solo-radier.

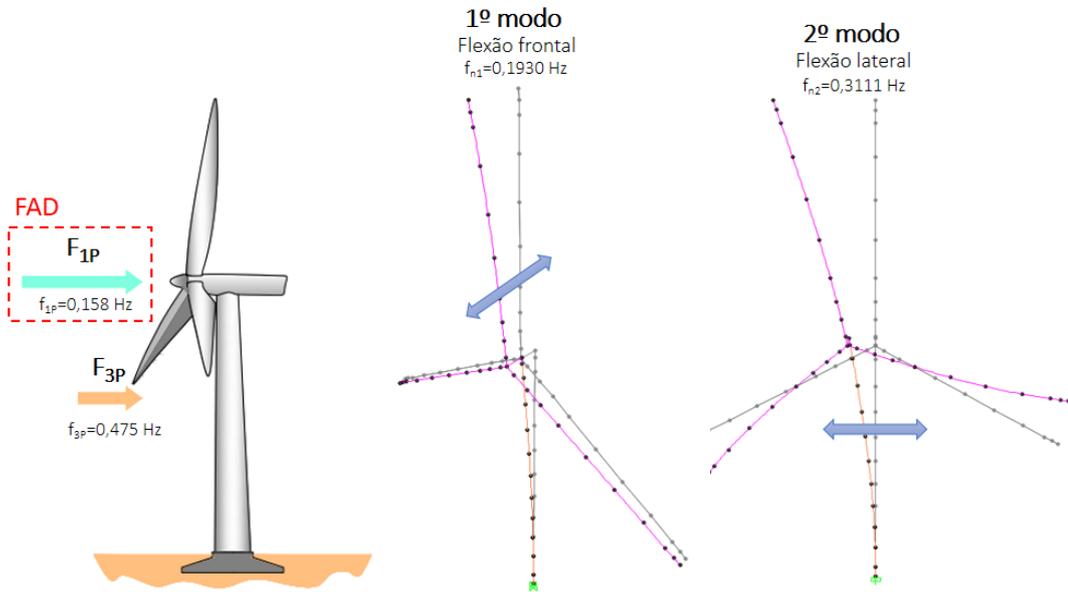
4.7 Efeitos da interação solo-estrutura no comportamento dinâmico

Uma das consequências da mudança de frequência nos modos de vibração é a amplificação dos deslocamentos devido à ressonância, o que acarreta no aumento nos esforços nos componentes do aerogerador e nas cargas transferidas para a fundação.

Quais cargas são sujeitas ao fator de amplificação dinâmica depende do tipo de solicitação e da proximidade da frequência de excitação em relação a frequência natural que esteja relacionada com a carga aplicada. Por exemplo, no caso em questão, têm-se duas frequências de vibração (1P e 3P), ambas agem no sentido da flexão frontal da torre, sendo f_{1P} próxima de f_{n1} e f_{3P} de f_{n2} . Apesar disso, apenas a primeira está sujeita ao fator de amplificação dinâmica, uma vez que o segundo modo de vibração está relacionado com a flexão lateral da torre. A Figura 71 apresenta um esquema que explica a relação entre o FAD e os modos de vibração. Na análise dinâmica foram aplicadas as cargas 1P, 3P e de vento. Para a última foi considerado o valor médio com a variação de rajada com uma frequência de 0,02 Hz.

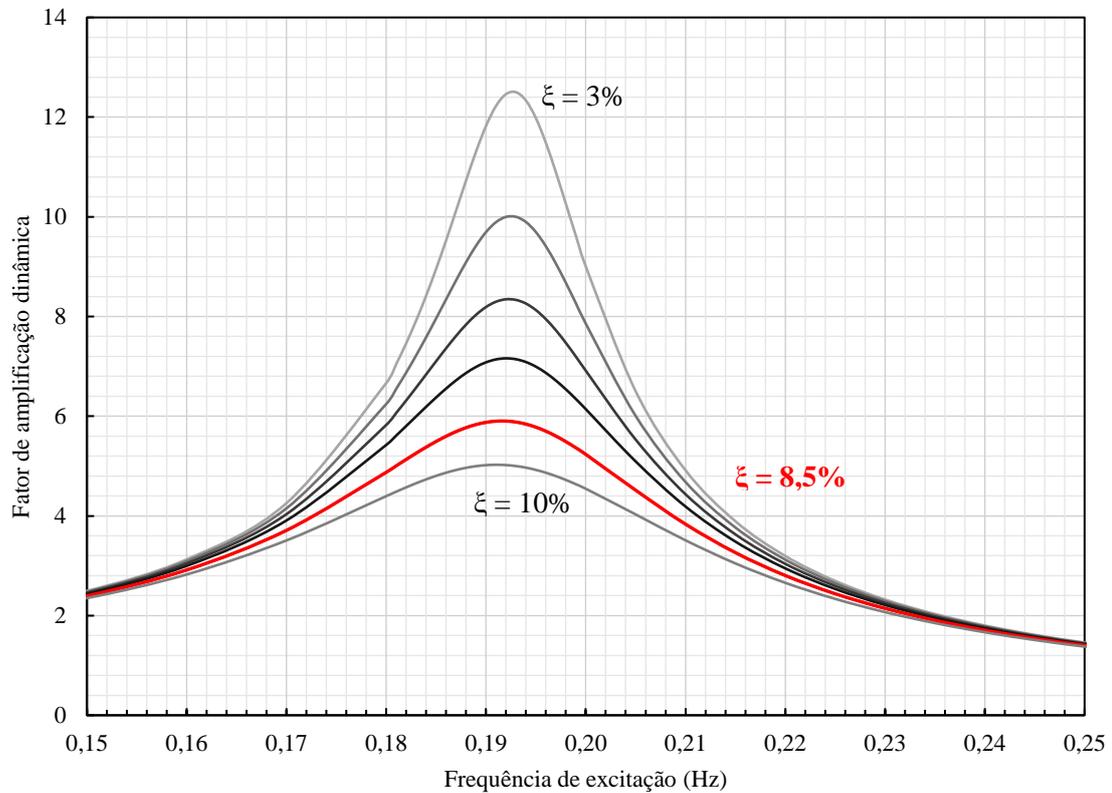
O fator de amplificação dinâmica varia conforme a taxa de amortecimento do sistema e a razão entre a frequência de excitação e a frequência natural do modo de vibração considerado. O Gráfico 54 traz os valores do fator de amplificação dinâmica para várias taxas de amortecimento determinados a partir da formulação analítica já apresentada. Foi considerada uma taxa de amortecimento de 8,5% para o primeiro modo de vibração do aerogerador em questão. Esse valor é condizente com os estudos apresentados no capítulo 2.

Figura 71 – Esquema de aplicação das cargas 1 e 3P.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 54 – Fator de amplificação dinâmica.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Só com os valores do fator de amplificação dinâmica e as frequências naturais de vibração do primeiro modo dos quatro modelos de análise já seria possível determinar o impacto da interação solo-estrutura em termos de amplificação da carga 1P. Entretanto, é possível determinar esse impacto a partir da aplicação das cargas dinâmicas 1P e 3P no modelo do aerogerador desenvolvido no SAP 2000. Nesse caso, tem-se uma situação mais fidedigna, uma vez que o modelo traz de forma mais detalhada as propriedades dinâmicas do sistema.

A análise realizada é feita no domínio do tempo (*time history analysis*), do tipo não linear com resolução modal. Nesse tipo de análise, os deslocamentos de um dado número de modos de vibração são utilizados na determinação da resposta da estrutura considerando uma variação linear na função temporal (CSI, 2015). O número de modos de vibração considerados deve ser determinado com cuidado, pois a participação de massa modal agregada deve ser ao menos 90% da massa total. Para os 12 primeiros modos inicialmente considerados, havia alguns graus de liberdade cuja participação de massa modal não alcançou níveis ideais, ocasionando uma amplificação dinâmica muito acentuada se distanciando do FAD analítico. Por isso, foram adotados 50 modos de vibração, os quais forneceram níveis de participação de massa modal acima de 90%.

Foram considerados 800 passos de tempo com duração de 0,25 segundos perfazendo um total de 200 segundos. Todos os parâmetros de análise não linear foram deixados como o padrão do programa. A Tabela 26 apresenta os parâmetros de interação solo-estrutura considerando a atuação da carga extrema.

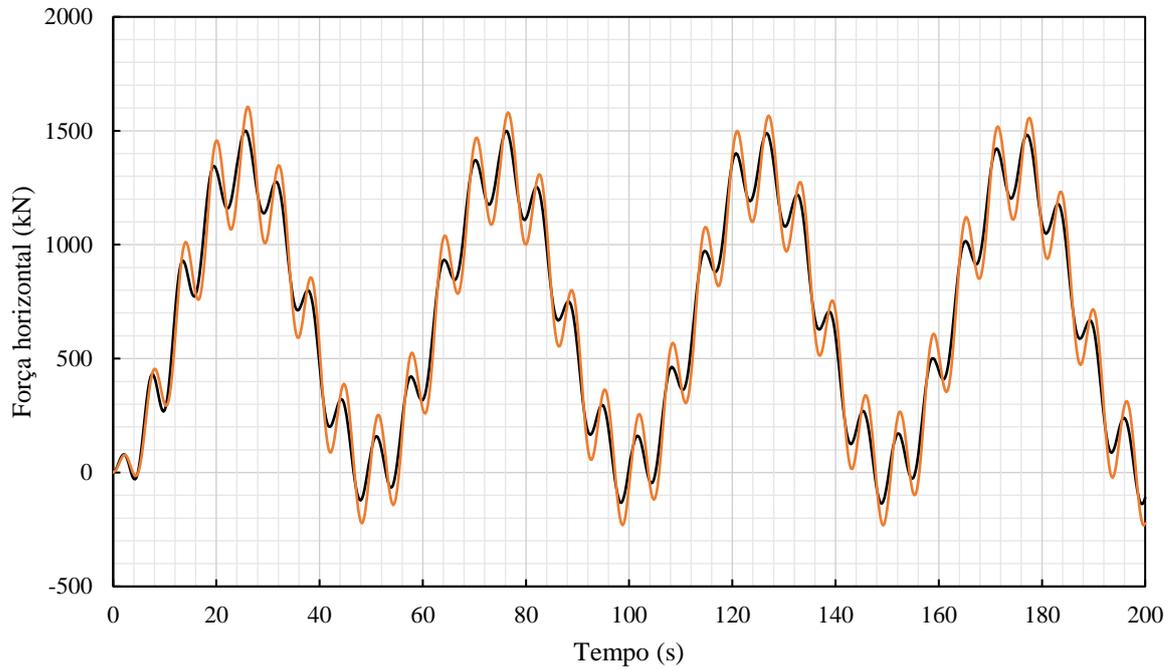
Tabela 26 – Parâmetros de ISE.

Parâmetros de Interação Solo-Estrutura			
Modelo	Horizontal (GN/m)	Vertical (GN/m)	Ratacional (GN.m/rad)
INT-A	2,97	6,01	363,15
INT-B1	0,30	13,42	253,9
INT-B2	0,21	3,57	74,6
INT-C	0,12	1,42	56,7

Fonte: elaborado pelo autor (2020).

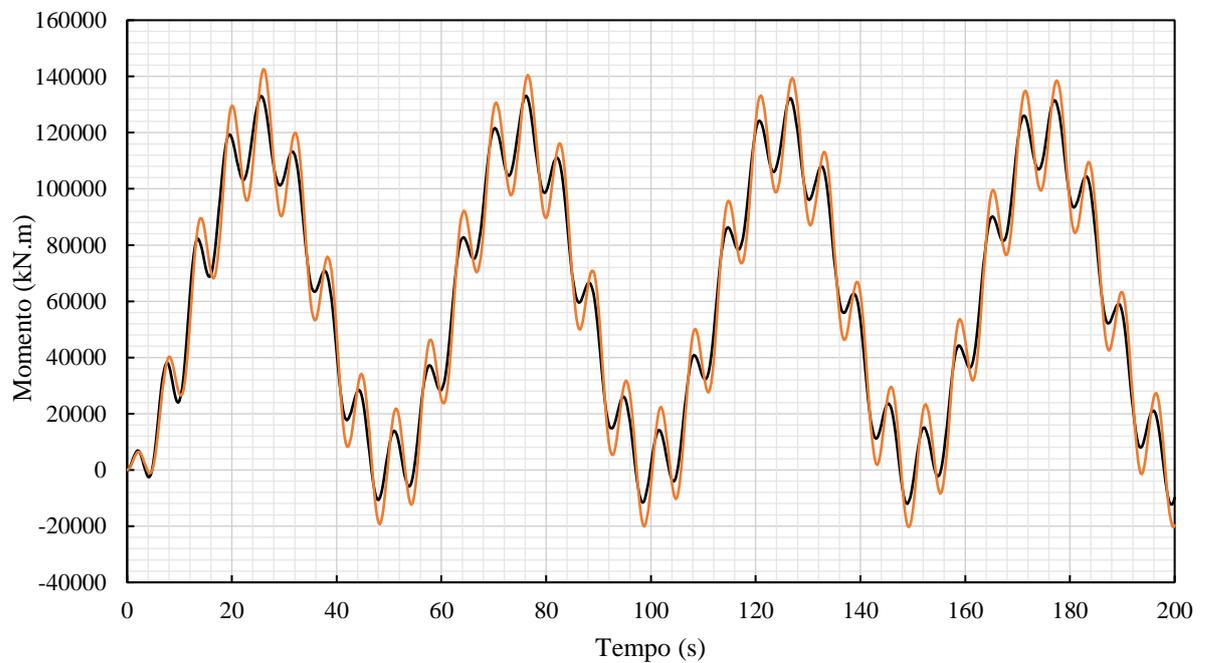
Como resposta é possível obter os deslocamentos, esforços e reações ao longo do tempo. Os Gráficos 55 a 58 mostram, respectivamente, a reação horizontal na fundação, momento aplicado na fundação, deslocamento horizontal no cubo e na ponta da pá do rotor para o modelo com a fundação engastada e o modelo INT-C. Os demais modelos com interação solo estrutura foram omitidos por estarem numa situação intermediária entre esses dois.

Gráfico 55 – Reação horizontal em função do tempo.



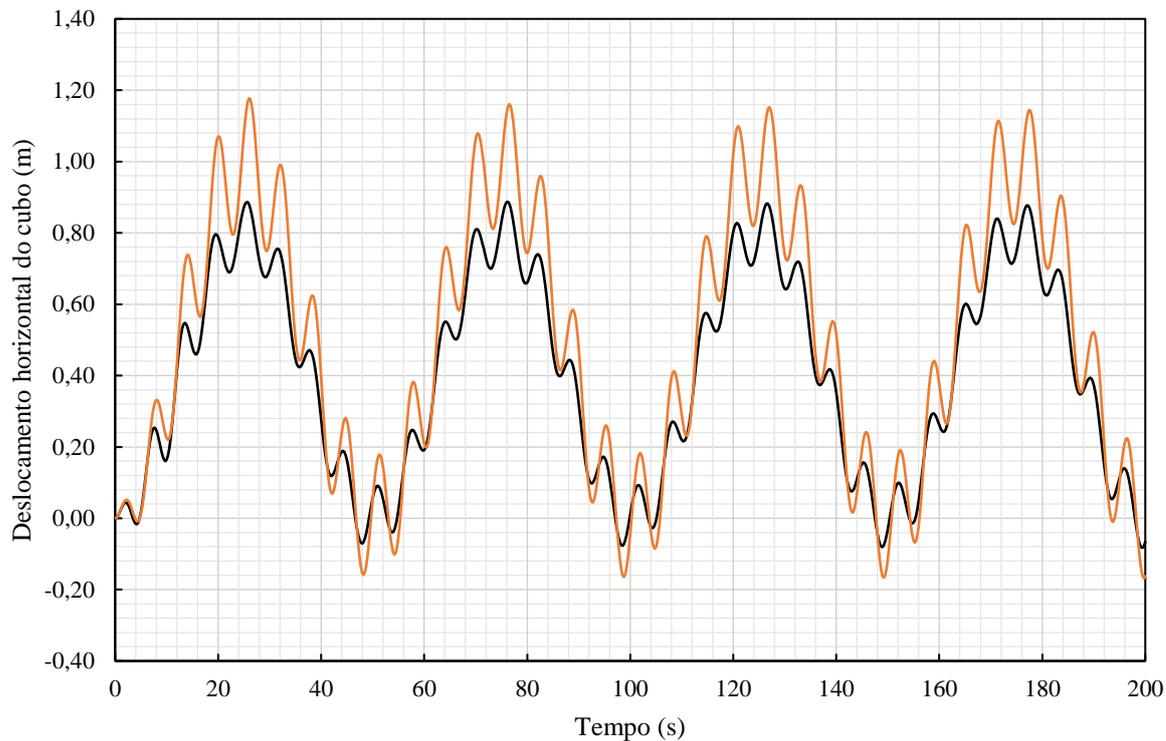
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 56 – Momento aplicado na fundação em função do tempo.



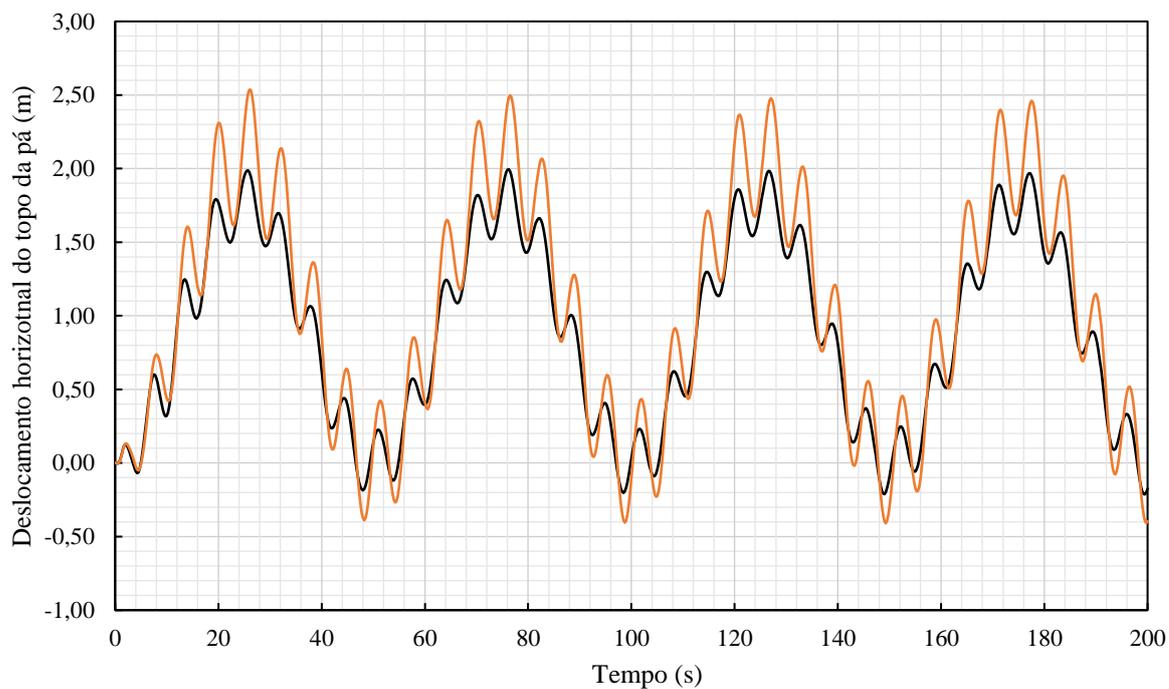
Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 57 – Deslocamento horizontal do cubo em função do tempo (direção frontal).



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Gráfico 58 – Deslocamento horizontal da ponta da pá do rotor em função do tempo (direção frontal).



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Nas Tabelas 27 e 28 é possível ver o aumento do fator de amplificação dinâmica com a adoção dos modelos de interação solo-estrutura. Importante notar que mesmo para uma fundação engastada ainda existe amplificação da carga 1P uma vez que a frequência natural do 1º modo nessa situação é próxima de f_{1P} . Dessa forma, tem-se que a consideração do modelo INT-C chegou a gerar um aumento de 16% e de 15% em relação à carga estática de momento e força horizontal, respectivamente.

Tabela 27 – Impacto do FAD nas cargas (cargas majoradas pelo FAD numérico).

Modelo	Estático	Fixo	INT-A	INT-B1	INT-B2	INT-C	
f_{nl}	-	0,193	0,1894	0,1874	0,1767	0,172	
M_{xy}	Vento	119886,65	119886,65	119886,65	119886,65	119886,65	
	1P	4702,93	17617,95	18473,36	19420,85	23506,58	25162,18
	3P	510,75	510,75	510,75	510,75	510,75	510,75
	Total	125100,33	138015,35	138870,76	139818,25	143903,98	145559,58
F_{xy}	Vento	1338,58	1338,58	1338,58	1338,58	1338,58	1338,58
	1P	52,51	152,41	156,69	174,40	238,97	257,99
	3P	8,97	8,97	8,97	8,97	8,97	8,97
	Total	1400,06	1499,96	1504,24	1521,95	1586,52	1605,54
FAD (analítico)		2,79	2,98	3,10	3,97	4,53	
FAD (numérico)		2,90	2,98	3,32	4,55	4,91	

Fonte: elaborado pelo autor (2020).

Tabela 28 – Amplificação da carga atuante na fundação devido ao FAD para diferentes modelos de interação solo-estrutura (cargas majoradas pelo FAD numérico).

Modelo	M_{xy}	F_{xy}	ΔM_{xy}	ΔF_{xy}
	kN.m	kN		
Estático	125100	1400	0%	0%
Fixo	138015	1500	10%	7%
INT-A	138871	1504	11%	7%
INT-B1	139818	1522	12%	9%
INT-B2	143904	1587	15%	13%
INT-C	145560	1606	16%	15%

Fonte: elaborado pelo autor (2020).

O resultado dos deslocamentos do cubo e da ponta de uma das pás do rotor podem ser associados a um possível aumento dos esforços de dimensionamentos desses componentes, isto é, a interação solo-estrutura poderia, potencialmente, afetar a integridade estrutural da torre e do gerador, caso não fosse devidamente considerada. Os deslocamentos do cubo sofreram uma amplificação de 41%, ao passo que para as pás houve um aumento de 27,1% dos deslocamentos. Esses dados revelam um impacto relevante da interação solo-estrutura nesses componentes do sistema.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 Conclusões

A presente dissertação se propôs a avaliar o uso de modelos não lineares de interação solo-estrutura em uma fundação em radier estaqueado para o aerogerador NREL 5 MW, bem como seus efeitos no comportamento dinâmico da estrutura. Tendo em vista os resultados obtidos, é possível tirar algumas conclusões e fazer algumas reflexões gerais a respeito do assunto estudado.

Primeiramente, foram avaliados, de maneira geral, os modos de vibração do aerogerador. Isso foi feito utilizando um modelo em massa condensada, cujas propriedades dinâmicas de massa, rigidez e amortecimento foram bem definidas. Ao variar as rigidezes globais da fundação, foi possível definir quais modos de vibração foram mais susceptíveis aos efeitos da ISE. Com isso, teve-se que dos 12 primeiros modos naturais de vibração, apenas o 1º, 2º, 6º e 12º sofreram variações notáveis com a mudança nas rigidezes globais. Tal resultado evidenciou que os modos de flexão e torção associados à torre de suporte são governantes nesse tipo de análise e que, num primeiro momento, é possível concluir que a influência da interação solo-estrutura para as análises das pás do rotor é limitada.

Além disso, foram construídas curvas associando a frequência dos dois primeiros modos (sendo esse os mais importantes, por serem sensíveis à interação solo-estrutura e terem frequência próximas das excitações 1P e 3P) com fatores adimensionais de rigidez da fundação. A partir desses gráficos foi possível concluir que para rigidezes relativas menores que 10,0 a variação na frequência natural foi relevante, sendo crítica para valores menores que 2,0, chegando a quedas abruptas abaixo de 1,0, que seria uma situação com a fundação menos rígida que a superestrutura.

No que tange a avaliação da interação solo-estrutura, foram utilizados quatro modelos: um analítico; dois numéricos discretos (utilizando curvas do API e calibrado com provas de carga estática) e um numérico contínuo. Um primeiro ponto importante mostrado pelos resultados é que quando considerados modelos não lineares, há uma diferença bastante significativa quando nas rigidezes globais quando considerados níveis de cargas distintos. No modelo INT-B2, por exemplo, a rigidez rotacional para a carga extrema é 35,82% menor do que para a carga operacional. Isso aponta para a necessidade do uso de modelos não lineares que sejam capazes de levar em conta a queda de rigidez para cargas extremas. Comparando os resultados entre os modelos, ver-se uma diferença muito grande entre a resposta analítica e as

respostas numéricas. A rigidez do modelo simplificado chega a ser 6,40 vezes maior que a rigidez rotacional na carga extrema para o modelo INT-C, o que mostra sua aplicabilidade apenas para etapas iniciais de projeto, devendo ser utilizados modelos mais refinados. Outra questão interessante é levantada quando se compara os modelos INT-B1 e INT-B2: as curvas de transferência de carga do API (2003) são muito mais rígidas que as curvas calibradas pelos ensaios, indicando que para solos em rocha alterada, como é o caso, as formulações propostas não retratam bem a situação. Além disso, existem fatores adicionais que podem ter afetado o desempenho das estacas distanciando-os dos modelos teóricos. Cabem, nesse ponto, estudos adicionais com solos arenosos e argilosos, comparando resultados numéricos com prova de carga, avaliando o uso das expressões do API (2003) na interação solo-estrutura de fundações de aerogeradores.

A comparação entre os modelos INT-B2 e INT-C revelou que o efeito de grupo diminuiu as rigidezes globais da fundação, apesar de gerar uma curva carga-deslocamento mais linear. Já a participação do radier na rigidez da fundação se mostrou limitada apesar de provocar uma “linearização” da curva carga-deslocamento do radier estaqueado.

As rigidezes rotacional e horizontal diminuíram, do modelo INT-C em relação ao INT-A, respectivamente, 84% e 96%, ao passo que a frequência natural dos dois primeiros modos de vibração reduziu em 9,03% e 8,97%. Isso revela que a estrutura do aerogerador é menos sensível a variação nos modelos de interação solo-estrutura que os parâmetros de rigidez em si.

Além disso, comparando as cargas amplificadas do modelo engastado em relação ao modelo INT-C, ver-se um aumento de 5,47% do momento fletor e 7,07% da carga horizontal, o que, a princípio, não seria uma diferença tão relevante, dada a variabilidade dos demais parâmetros envolvidos na análise. Entretanto, é imprescindível se ter em mente que há aspectos importantes em relação especificamente ao caso estudado que condicionaram a esse resultado. O principal fator talvez seja a distância da frequência 1P média considerada no modelo numérico (0,158 Hz) e a frequência de vibração do primeiro modo (0,193 Hz para a torre engastada no solo). Apesar disso, ressalte-se que a velocidade de operação do aerogerador – e, conseqüentemente, sua frequência operacional 1P – é variável (0,115 Hz a 0,202 Hz) de forma que uma análise mais rigorosa (talvez sendo feita no domínio da frequência) poderia revelar impactos ainda mais significativos da interação solo-estrutura no comportamento dinâmico do sistema.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Considerando a importância do tema em questão, recomenda-se alguns estudos futuros, partindo-se das conclusões extraídas da presente dissertação:

- Avaliar modelos não lineares de interação solo-estrutura com a possibilidade de considerar a perda de rigidez devido a carga cíclicas (modelos com degradação cíclica do solo);
- Analisar a aplicação de modelos não lineares com curvas de transferência de carga do API (2003) em solos argilosos e outros tipos de solos arenosos, sempre utilizando provas de carga estática para calibrar o modelo numérico;
- Utilizar modelos não lineares para a fundação que sejam capazes de considerar a fissuração do concreto e perda de rigidez em cargas operacionais e extremas a fim de verificar qual o impacto nas rigidezes globais;
- Avaliar modelos analíticos e numéricos não lineares para fundações diretas e atirantadas.

REFERÊNCIAS

- ADHIKARI, S. BHATTACHARYA, S. Dynamic analysis of wind turbine towers on flexible foundations. **Shock and Vibrations**, Bristol, v.19, p. 37-56, 2012;
- American Petroleum Institute. **Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms—Working Stress Design**. API Publishing Services. Washington, D. C, 2003;
- ANDERSEN, L. V., VAHDATIRAD, M. J., SICHANI, M. T., SØRENSEN, J.D. Natural frequencies of wind turbines on monopile foundation in clayey soil – A probabilistic approach. **Computers and Geotechnics**, Aalborg, v. 43, p. 1-11, 2012;
- ARANY, L., BHATTACHARYA, S., ADHIKARI, S., HOGAN, S. J., MACDONALD, J, H. G. Design of monopiles for offshore wind turbine in 10 steps. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering** 92, p126-152, 2017;
- ARANY, L., BHATTACHARYA, S., ADHIKARI, S., HOGAN, S. J., MACDONALD, J, H. G. Closed form solution of eigen frequency of monopile supported offshore wind turbines in deeper waters incorporation stiffness of substructure and SSI. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering** 83, p18-32, 2016;
- ARAÚJO, A.G.D. **Provas de carga estática com carregamento lateral em estacas escavadas hélice contínua e cravadas metálicas em areia**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte, RN, 2013;
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto** - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014;
- AUSTIN, S., JERATH, S. Effect of soil-foundation-structure interaction on the seismic response of wind turbines. **Ain Shams Engineering Journal**. Grand Forks, v. 8, p. 323-331, 2017;
- BALLARIN, R. de C. **Análise estática de estacas carregadas lateralmente**. Universidade de Brasília. Monografia (graduação em Engenharia Civil). Brasília, 2016;
- BAI, X., MA, R., HE, M. HUANG, D. Structural condition monitoring of wind turbine foundation. **Institution of Civil Engineering**, 2016;
- BAI, X., MA, R., HE, M. HUANG, D, CHEN, J. Modelling fatigue degradation of the compressive zone of concrete in onshore wind turbine foundations. **Construction and Building Materials** 132 (2017) 425-437;
- BHATTACHARYA, S. **Design of Foundations for Offshore Wind Turbines**. 1ª ed. Wet Sussex: John Wiley and Sons Ltd., 2019.

- BHATTACHARYA, S., ADHIKARI, S. Experimental validation of soil-structure interaction of offshore wind turbines. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering** 31, p 805-816, 2011;
- BISOI, S. M., HALDAR, S. Dynamic analysis of offshore wind turbine in clay considering soil-monopile-tower interaction. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, Bhubaneswar, v. 63, p. 19-35, .2014;
- BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. 5^a ed. New York: McGraw Hill, 1996;
- BROTHERSTON, A., MCCALLUM, D. Field Demonstration of Real-Time Wind Turbine Foundation Strain Monitoring. **Sensors** 2018, 18, 97;
- CAMPOS, J. C. de. **Elementos de fundação em concreto**. 1^a ed. São Paulo: Oficina de Texto, 2015;
- CHEN, C., LI, J., HU, L. The Structural Analysis of the Different Forms of the Wind Turbine Spread Foundation under Extreme Loads. **Applied Mechanics and Materials** Vols. 446-447 (2014) 448-451;
- CURRIE, M., TACHTATZIS, C., SAAFI, M., QUAIL, F. Structural health monitoring for wind turbine foundations. **Institution of Civil Engineering**. Vol. 166. 2013;
- CURRIE, M., TACHTATZIS, C., SAAFI, M., QUAIL, F. Structural integrity monitoring of onshore wind turbine concrete foundations. **Renewable Energy** 83 (2015) 1131-1138;
- 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**. 2^a ed.. Standford: CENGAGE Learning, 2011;
- DNV/Risø. **Guidelines for design of wind turbines**, 2nd Edition. DNV/Risø Publication. 2002, Copenhagen, Dinamarca.
- ENOS, C., YILMAR, M., WU, Z., TINJUM, J., FRATTA, D. Field and Laboratory Characterization of the Operational Response of Wind Turbine Generator Foundation Soil. **IFCEE** 2018 GSP 298;
- FREITAS, A. P. S. de. **Comportamento de radiers estaqueados como fundações de aerogeradores de energia eólica**. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Dissertação de mestrado (Mestrado em Engenharia Civil). Natal, 2018;
- GONZÁLEZ, J. de la R. **Estudo numérico do comportamento de estacas carregadas lateralmente**. Universidade de Brasília. Dissertação de mestrado (Mestrado em Geotecnia). Brasília, 2014;

- HAN, J. **Principles and Practice of Ground Improvement**. 1^a ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 2015;
- HE, M., BAI, X., MA, R., HUANG, D., LIU, H. Field experimental study on the retrofit of cracked onshore wind turbine foundations using externally prestressed anchor bolts. **Structural Concrete**. 2017;1-12;
- 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
- HUSSAIN, S., ALHAMAYDEH, M. Optimized frequency-based foundation design for wind turbine towers utilizing soil–structure interaction. **Journal of The Franklin Institute** 348, 1470,1487. 2011;
- IEC 61400-1, **Wind Turbines – Part 1: Design Requirements**. International Standard, Genebra, Suíça, 2005.
- ISAKSSON, J., TENENBAUM, D. **The effect of soil-structure interaction on the behaviour of onshore wind turbine with a gravity-base foundation**. 2018. Dissertação (Master in Structural Engineering and Building Technology; Master in Sound and Vibration) – Chalmers University of Technology. Gothenburg, 2018;
- JOHNSON, K. **Load-deformation behaviour of foundations under vertical and oblique loads**. James Cook University. PhD thesis (Doctor of Philosophy in Civil Engineering). Douglas, 2005;
- KAMESWARA RAO, N. S. V. **Foundation design – Theory and Practice**. Singapore: John Wiley & Sons (Asia), 2011;
- KIM, Y., JEONG, S. Analysis of soil resistance on laterally loaded piles based on 3D soil-pile interaction. **Computes and Geotechnics**. Seoul, v. 38, p. 248-257, 2011;
- KIM, W., JEOUNG, C., LEE, K., LEE, J. H. Seismic Analysis Concrete Conical Foundation for 5 MW WindTurbine. **Advanced Materials Research**. v. 831 (2014) p. 133-136;
- KNAPPETT, J. A., CRAIG, R. F. **Craig’s Soil Mechanics**. 8^a ed. Oxon: Spon Press, 2012;
- LOUBSER, P. B., JACOBS, A. R. Optimised design of wind turbine gravity foundations. **Insights and Innovations in Structural Engineering, Mechanics and Computation**. London, 2016;
- LUO, Q., ZHANG, D., TIAN, J. Study on Effect of Step Height and Load for Large Wind Turbine Spreading Foundation. **Applied Mechanics and Materials** Vols. 438-439 (2013) pp 619-623;

- MACEDO, J. W. N. de. **Modelagem numérica de radier estaqueado em solo arenoso**. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Monografia (Graduação em Engenharia Civil). Natal, 2017;
- MATOS, R., P., PINTO, P. L., REBELO, C. S., GERVÁSIO, H. S., VELJKOVIC, M. Improved design of tubular wind tower foundations using steel micropiles. **Structure and Infrastructure Engineering**, 2015;
- MCALORUM, J., PERRY, M., FUSIEK, G., NIEWCZAS, P., MCKEEMAN, I. Deterioration of cracks in onshore wind turbine foundations. **Engineering Structures** 167 (2018) 121–131;
- MCALORUM, J., PERRY, M., FUSIEK, G., NIEWCZAS, P., MCKEEMAN, I. Crack Monitoring of Operational Wind Turbine Foundations. **Sensors** 2017, 17, 1925;
- MCALORUM, J., PERRY, M., FUSIEK, G., NIEWCZAS, P., MCKEEMAN, I. Wireless Concrete Strength Monitoring of Wind Turbine Foundations. **Sensors** 2017, 17, 2928;
- MICHEL, KLEIN, BUTENWEG, KLINKEL. The Influence of Soil-Structure-Interaction on the Fatigue Analysis in the Foundation Design of Onshore Wind Turbines. X International Conference on Structural Dynamics, EURO DYN 2017. *Procedia Engineering* 199 (2017) 3218–3223;
- 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.
- OH, K., NAM, W., RYU, M. S., KIM, J., EPUREANU, B. I. **A review of foundations of offshore wind energy convertors: Current status and future perspectives**. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, Belfast, v. 88, p. 16-36, 2018;
- POULOS, H. G., DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. 1^a ed. Sydney: Rainbow-Bridge Book Co., 1980;
- REDDY, D. V., SWAMIDAS, A. S. J. **Essentials of Offshore Structures**. New York: CRC Press, 2014;
- REESE, L. C., ISENHOWER, W. M., WANG, S. **Analysis and design of shallow and deep foundations**. New Jersey: John Wiley & Sons, 2006;
- RIBEIRO, R. **Análise estática e dinâmica de diferentes geometrias de fundações superficiais de aerogeradores**. 2017. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017;
- RUBERT, T., MCALORUM, J., PERRY, M., FUSIEK, G., NIEWCZAS, P.,;

- (2018), **Renewable capacity statistics 2018**, International Renewable Energy Agency (IRENA), Abu Dhabi.
- (2012), **Renewable energy technologies: cost analysis series**, Volume 1: Power sector, Issue 5/5. International Renewable Energy Agency (IRENA), Abu Dhabi;
- SCHNAID, F., ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2ª ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2012;
- SHANG, L., WU, C., YIN, X. Discussion on Mass Concrete Construction of Wind Turbine Generator Foundation. **Advances in Materials, Machinery, Electronics II**, 2018;
- SORIANO, H. L. **Introdução à dinâmica das estruturas**. 1ª ed. Rio de Janeiro: Editora Elsevier, 2014.
- STRAUSS, A. Numerical and monitoring based Markov Chain approaches for the fatigue life prediction of concrete structures. **Engineering Structures** 112 (2016) 265–273;
- TINOTENDASHE, M., GIDEON, V. Z., PETER, D. Computational modeling of soil-structure interaction towards reduced concrete foundation volume for tall wind turbine towers. 2016;
- TOPOLNICKI, M., SOLTYS, G., Novel Application of Wet Deep Soil Mixing for Foundation of Modern Wind Turbines. **Grouting and Deep Mixing** 2012;
- UNOBE, I. D., SORENSEN, A. D. Multi-hazard analysis of a wind turbine concrete foundation under wind fatigue and seismic loadings. **Structural Safety** 57 (2015) 26–34;
- VELLOSO D. A. e LOPES F. R., **Fundações - Volume 1**. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2011;
- XU, X., WANG, J., JIANG, L., LIU, X., ZHANG, D. Numerical simulation of The Foundation of Wind Turbines about different reinforcement types. **Advanced Materials Research** Vols 243-249 (2011) pp 4535-4538;
- XUE, Z., JU, Y. Study on Hydrated Heat Temperature Field of Thick Raft Concrete Foundation using FEM Analysis. **Advanced Materials Research** Vols 838-841 (2014) pp 65-68;
- WANG, J., XU, X., ZHANG, D., TIAN, J. Finite Element Method Mechanical Characteristics Analysis of Tower Foundation for Wind Turbine Generator System. **Advanced Materials Research** Vol. 499 (2012) pp 327-330;
- WANG, C., LV, W., LUO, W. Contact Nonlinear Numerical Simulation of Steel and Concrete in Wind Turbine Foundation. **Applied Mechanics and Materials** Vols. 204-208 (2012) pp 1194-1199;

- WANG, Y. F., LI, SONG, X. L., DOU, D. Y., SHEN, M, GONG, J. M. Failure analysis of pre-stressed high strength steel bars used in a wind turbine foundation: Experimental and FE simulation. **Materials and Corrosion** 2016;
- 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, 1967.
- YAN, S., WANG, H., YAN, H., DENG, D. Optimization Design and Elastic Analysis on Shell Type Foundation for Wind Turbo-generator. **Applied Mechanics and Materials** Vols. 578-579 (2014) p. 517-522;
- YETER, B., GARBATOV, Y., SOARES, G. Uncertainty analysis of soil-pile interactions of monopile offshore wind turbine support structures. **Applied Ocean Research**, Lisbon, v. 82, p. 74-88, 2019;
- YILMAZ, M., SCHUBERT, S., TINJUM, J. M., FRATTA, D. Foundation Soil Response to Wind Turbine Generator Loading. Geo-Congress 2014 Technical Papers. 2014;
- ZHOU, X., KONG, H., DOW, J. S. Failure case study of reinforced concrete foundations of wind turbine towers. **Forensic Engineering** 168 November 2015 Issue FE4;
- ZUO, H., BI, K., HAO, H. Dynamic analysis of operating offshore wind turbine including soil-structure interaction. **Engineering Structures**, Bentley, v. 157, p. 42-62, 2018.

APÊNDICE A – CÁLCULO ESTIMADO DAS CARGAS PROVENIENTES DO AEROGERADOR

Nesta seção será apresentado o cálculo estimado das cargas atuantes na fundação do aerogerador devido à ação dos ventos e da atuação do gerador. Todos os preceitos teóricos e aplicação dos cálculos que se seguem foram feitos conforme é apresentado em Bhattacharya (2019) & Arany *et al.* (2017), os quais fazem referência à norma IEC 61400-1 (IEC, 2005) e aos documentos normativos da *Det Norske Veritas* (DNV, 2002, 2018).

Há que se ressaltar que se trata de um cálculo preliminar das cargas, que apesar de suficiente para a utilização em estudos científicos, é aplicável somente em etapas de pré-projeto e outras avaliações preliminares. O cálculo correto que deve ser utilizado no dimensionamento desse tipo de estrutura envolve o uso de modelagens aeroelásticas capazes de levar em conta os efeitos do sistema de controle do aerogerador nas variadas situações de projeto prescritas em normas e manuais.

Carga de vento

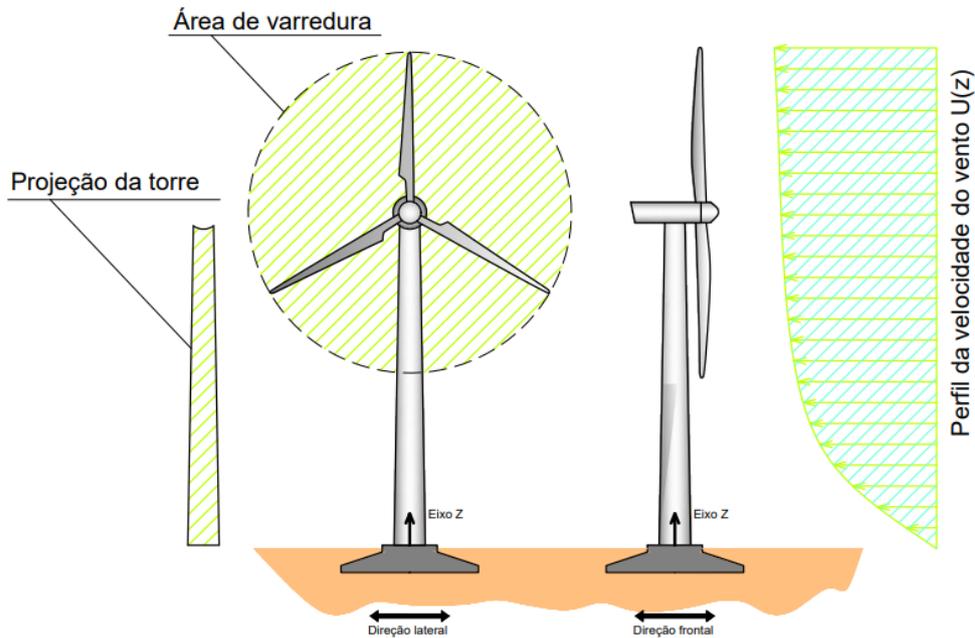
A carga de vento pode ser traduzida em termos de força de arrasto. Essa força consiste na integração das pressões de vento atuando em uma determinada área, sendo seu valor proporcional ao quadrado da velocidade do vento. A equação A.1 apresenta a fórmula da força de arrasto.

$$Th = \frac{1}{2} \rho_a A_R C_T U^2 \quad (\text{A.1})$$

Onde Th é a força de arrasto, ρ_a é a densidade do ar, A_R é a área de incidência do vento, C_T é o coeficiente de arrasto e U é a velocidade do vento.

Essa força de arrasto atua tanto no rotor quanto na torre do aerogerador. Para o primeiro, a área de incidência é a área de varredura do rotor, ao passo que no segundo o vento atua na região de projeção da torre (ver Figura A.1).

Figura A 1 – Atuação da pressão de vento.



Fonte: elaborado pelo autor (2020).

É importante notar que a incidência do vento na torre e no rotor se dá de maneira distinta, uma vez que existe o movimento de rotação das pás do aerogerador. Para a força de arrasto na torre basta integrar a pressão de vento variável ao longo da altura. Já para o rotor é possível assumir um método de cálculo quase-estático em que a velocidade do vento se divide em uma parcela referente a velocidade média (\bar{U}) e outra relativa a componente de turbulência do vento (u). Dessa forma, tem-se:

$$U = \bar{U} + u \quad (\text{A.2})$$

Da Equação A.2 em A.1, resulta:

$$Th = \frac{1}{2} \rho_a A_R C_T (\bar{U} + u)^2 \quad (\text{A.2})$$

$$Th = \frac{1}{2} \rho_a A_R C_T (\bar{U}^2 + 2\bar{U}u + u^2) \quad (\text{A.3})$$

Onde a Equação A.3 pode ser separada em duas parcelas de força de arrasto: uma estática e outra dinâmica.

$$Th = \frac{1}{2} \rho_a A_R C_T (\bar{U}^2) + \frac{1}{2} \rho_a A_R C_T (2\bar{U}u + u^2) \quad (\text{A.4})$$

$$Th = Th_{est} + Th_{din} \quad (\text{A.5})$$

O coeficiente de arrasto irá depender da velocidade do vento. Entre a velocidade de corte (U_{in}) e a velocidade nominal (U_R), é recomendável o uso do modelo de Frohboese e Schmuck (2010) (ARANY *et al.*, 2017), em que o coeficiente de arrasto é dado por:

$$C_T = \frac{3,5 \left[\frac{m}{s} \right] (2U_R + 3,5 \left[\frac{m}{s} \right])}{U_R^2} \approx \frac{7 \left[\frac{m}{s} \right]}{U_R} \quad (\text{A.6})$$

Depois da velocidade nominal, considera-se ativo o controle de arfagem (*pitch control*) do aerogerador. Dessa forma, o coeficiente de arrasto passa a ser:

$$C_T = \frac{3,5 \left[\frac{m}{s} \right] U_R (2U_R + 3,5 \left[\frac{m}{s} \right])}{U_R^3} \approx 7 \left[\frac{m}{s} \right] \frac{U_R^2}{U^3} \quad (\text{A.7})$$

Sendo U a velocidade do vento na altura de cubo.

Outro ponto importante diz respeito à maneira como a parcela de turbulência do vento é modelada. O grau de turbulência I é dado pela razão entre o desvio padrão (σ_u) da velocidade do vento em torno da velocidade média (\bar{U}). A análise da turbulência se dá, geralmente, no domínio da frequência por meio de uma função de densidade espectral, a qual traduz a participação de cada frequência na variação da velocidade do vento. Uma das funções que melhor se adequa às condições de contorno atmosféricas na aplicação em aerogeradores é o espectro de Kaimal (BHATTACHARYA, 2019), cuja densidade espectral é dada por:

$$S_{uu}(f) = \frac{\sigma_u^2 \left(\frac{4L_k}{\bar{U}} \right)}{\left(1 + \frac{6fL_k}{\bar{U}} \right)^{5/3}} \quad (\text{A.8})$$

Onde L_k é um parâmetro de escala cuja fórmula é trazida no IEC 61400-1 (IEC, 2005).

Essa função será utilizada para determinar a contribuição na componente de turbulência da velocidade do vento de frequências maiores do que a frequência máxima de operação do aerogerador (acima da frequência 1P máxima). Isso deve ser feito devido ao fato

de que para frequências menores o controle de arfagem da máquina é capaz de acompanhar as mudanças na velocidade do vento.

Os códigos normativos trazem diversas situações de cálculo para serem analisadas visando garantir uma vida útil de projeto de 20 a 30 anos. Essas várias condições são relativas a situações críticas aplicáveis em verificações de Estado Limite Último, Estado Limite de Serviço e Estado Limite de Fadiga para os mais diversos componentes do sistema que compõe o aerogerador (sistemas estruturais, mecânicos, eletro-mecânicos e fundações). Entretanto, para cálculos simplificados das fundações existem quatro casos de cargas que são mais relevantes, os quais são descritos a seguir:

– **Caso de turbulência normal com velocidade nominal (U-1)**

Essa situação condiz com o cenário de operação normal do aerogerador, onde a velocidade na altura de cubo é a velocidade nominal da máquina (U_R) e a componente de turbulência do vento é modelada pelo Modelo Normal de Turbulência (NTM, em inglês *Normal Turbulence Model*). O desvio padrão no modelo de turbulência normal é dado por:

$$\sigma_{u,NTM} = I_{ref}(0,75U + b) \quad (A.9)$$

Onde I_{ref} é a intensidade da turbulência com valores definidos pela IEC 61400-1 (IEC, 2005), e $b=5,6$ [m/s].

Considerando o sistema de controle do gerador, é preciso determinar o desvio padrão da velocidade do vento com contribuição de frequências maiores que $f_{1P,máx}$. Assim sendo, tem-se:

$$\sigma_{U,NTM,f>f_{1P}} = \sqrt{\int_{f_{1P,máx}}^{\infty} S_{uu}(f)df} = \sigma_{U,NTM} \sqrt{\int_{f_{1P,máx}}^{\infty} \frac{\sigma_u^{2\left(\frac{4L_k}{U}\right)}}{\left(1 + \frac{6fL_k}{U}\right)^{\frac{5}{3}}} df} \quad (A.10)$$

$$\sigma_{U,NTM,f>f_{1P}} = \sigma_{U,NTM} \sqrt{\frac{1}{\left(\frac{6fL_k}{U_R} f_{1P,máx} + 1\right)^{\frac{2}{3}}}} \quad (A.11)$$

Assumindo uma distribuição normal para a componente de turbulência com um nível de confiança de 90%, tem-se:

$$u_{NTM} = 1,28\sigma_{U,NTM,f>f_{1P}} \quad (\text{A.12})$$

$$F_{wind,NTM} = \frac{1}{2}\rho_a A_R C_T (U_R + u_{NTM})^2 \quad (\text{A.13})$$

$$M_{wind,NTM} = F_{wind,NTM} z_{hub} \quad (\text{A.14})$$

Onde $F_{wind,NTM}$ é a força resultante da atuação do vento aplicada no centro geométrico da área de varredura, $M_{wind,NTM}$ é o momento resultante da carga de vento e z_{hub} é a altura de cubo do aerogerador.

– Caso de turbulência extrema com velocidade nominal (U-2)

Nesse cenário o aerogerador também está operando na velocidade nominal, entretanto sua turbulência é bem maior, o que leva a utilização do Modelo de Turbulência Extrema (ETM, em inglês *Extreme Turbulence Model*). Para esse modelo de variação da velocidade do vento o desvio padrão é dado por:

$$\sigma_{u,ETM} = cI_{ref} \left[0,072 \left(\frac{U_{avg}}{c} + 3 \right) \left(\frac{U_R}{c} - 4 \right) + 10 \right] \quad (\text{A.15})$$

Onde U_{avg} é a média a longo prazo da velocidade do vento no local e $c=2$ m/s.

$$\sigma_{U,ETM,f>f_{1P}} = \sigma_{U,ETM} \sqrt{\frac{1}{\left(\frac{6fL_k}{U_R} f_{1P,máx} + 1 \right)^{\frac{2}{3}}}} \quad (\text{A.16})$$

Assumindo uma distribuição normal para a componente de turbulência com um nível de confiança de 95%, tem-se:

$$u_{ETM} = 2\sigma_{U,ETM,f>f_{1P}} \quad (\text{A.17})$$

$$F_{wind,ETM} = \frac{1}{2} \rho_a A_R C_T (U_R + u_{ETM})^2 \quad (A.18)$$

$$M_{wind,ETM} = F_{wind,ETM} Z_{hub} \quad (A.19)$$

– **Caso de rajada extrema operacional com velocidade nominal (U-3)**

Para a situação U-3 considera-se a atuação de uma rajada de vento com período de retorno de 50 anos (*Extreme Operational Gust*, EOG). Devido a essa rajada de vento repentina, supõe-se que a velocidade do vento muda tão rapidamente que o sistema de controle do aerogerador não é capaz de ajustar os ângulos de arfagem das pás do rotor (BHATTACHARYA, 2019).

Em DNV (2002, 2014) é descrita uma metodologia para o cálculo da raja extrema operacional baseada na distribuição de Weibull para a modelagem probabilística da velocidade do vento. De acordo com a referida norma, ter-se-ia uma parcela de turbulência da velocidade do vento dada por:

$$u_{EOG} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,35(U_{10,1-year} - U_R) \\ \frac{3,3\sigma_{U,c}}{1 + \frac{0,1D}{\Lambda_1}} \end{array} \right. \quad (A.20)$$

Onde D é o diâmetro do rotor, $\Lambda_1 = L_k/8$, $U_{10,1-year}$ é a velocidade média em 10 minutos para um período de retorno de 1 ano, e:

$$\sigma_{U,c} = 0,11U_{10,1-year} \quad (A.21)$$

$$U_{10,1-year} = 0,8U_{10,50-year} \quad (A.22)$$

$$U_{10,50-year} = K[-\ln(1 - 0,98^{1/52596})]^{1/s} \quad (A.23)$$

Sendo K e s os dois parâmetros da distribuição de Weibull obtidos por meio de medições locais.

Dessa forma, tem-se que a carga de vento pode ser estimada em:

$$F_{wind,EOG} = \frac{1}{2} \rho_a A_R C_T (U_R + u_{EOG})^2 \quad (A.24)$$

$$M_{wind,EOG} = F_{wind,EOG} Z_{hub} \quad (A.25)$$

– **Caso de rajada extrema operacional com velocidade de corte (U-4)**

Por fim, no caso de carga de vento U-4 tem-se uma situação em que uma rajada operacional extrema incide sobre o aerogerador com sua velocidade de corte (isto é, a velocidade máxima de rotação antes do sistema de controle “travar” o gerador). As expressões utilizadas são as mesmas no caso U-3 para a parcela de turbulência da velocidade do vento, com o detalhe de que ao invés de considerar a velocidade nominal (U_R) considera-se a velocidade de corte (U_{out}). Além disso, o coeficiente de arrasto utilizado é o trazido na expressão A.6.

Uma observação de extrema relevância, trazida em Bhattacharya (2019), diz respeito ao coeficiente de arrasto utilizado. Intuitivamente, é comum pensar que o caso em que o aerogerador está operando numa velocidade próxima da de corte quando atingido pela rajada operacional extrema é a situação mais desfavorável e que, portanto, levará a maior carga. Entretanto, isso não é verdade devido ao fato de que para essa velocidade do vento o coeficiente de arrasto de Frohboese e Schmuck (2010) não é mais válido. A fórmula do coeficiente de arrasto trazida em A.6 mostra que, diferente do valor constante do coeficiente de arrasto adotado até então, para velocidades próximas do desligamento do aerogerador (e maiores que a velocidade nominal) a força de arrasto diminui com o aumento da velocidade do vento.

Dessa forma, a carga de vento na situação U-4 é de:

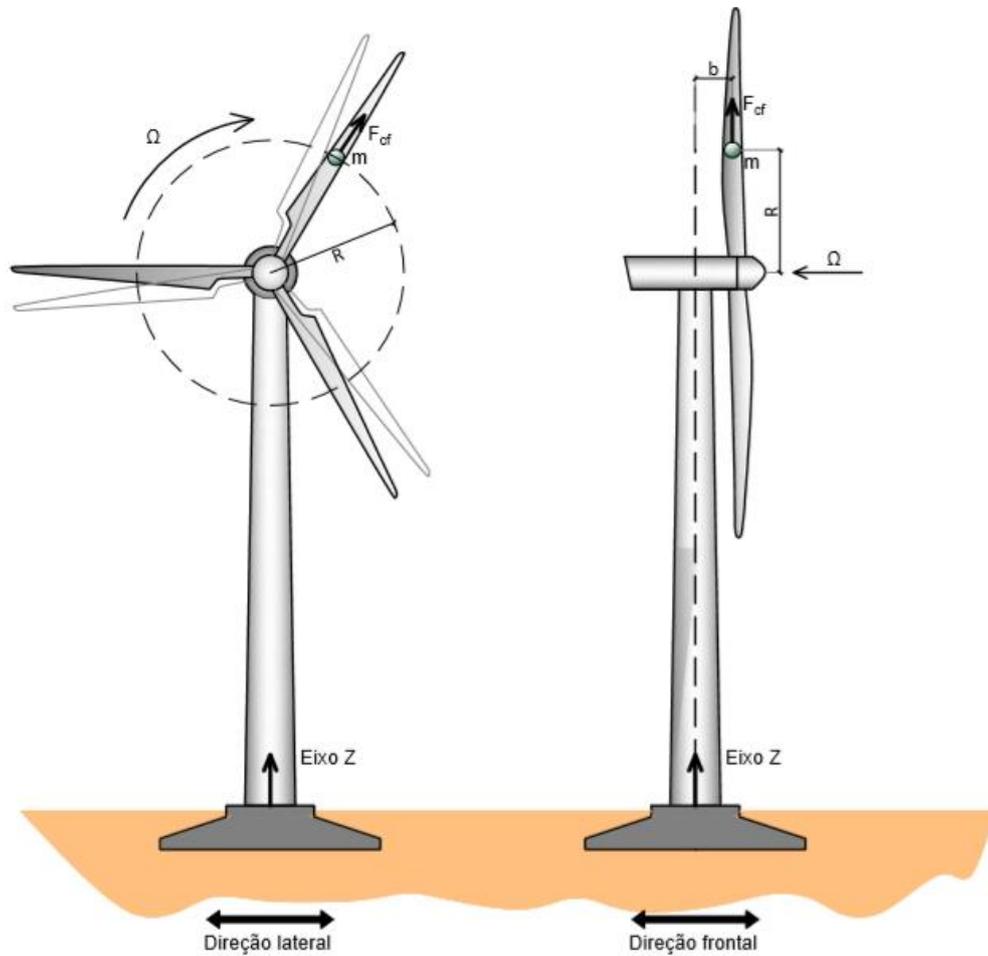
$$F_{wind,U_{out}} = \frac{1}{2} \rho_a A_R C_T (U_{out} + u_{EOG})^2 \quad (A.26)$$

$$M_{wind,U_{out}} = F_{wind,U_{out}} Z_{hub} \quad (A.27)$$

Carga 1P

A carga 1P advém da rotação do rotor do gerador. Para o seu cálculo é considerado a atuação de uma força F_{cf} centrífuga na massa de uma das pás considerando-a concentrada toda em um ponto a uma distância R do centro do rotor. Dessa forma é gerado um momento de tombamento M_{1P} que se soma ao momento proveniente da atuação do vento na estrutura do aerogerador. A Figura A.2 esquematiza a atuação da carga 1P.

Figura A 2 - Atuação da carga 1P.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

$$F_{cf} = ma = mR\Omega^2 = mR(2\pi f)^2 \quad (\text{A.28})$$

$$M_{1P} = bmR(2\pi f)^2 = 4\pi mRbf^2 \quad (\text{A.29})$$

Carga 3P

A carga 3P é resultado do efeito de sombra que as pás do rotor geram no vento atuando na torre, ou seja, a carga 3P é, na realidade, uma parte da carga de vento que atua diretamente na torre e que, devido a passagem das pás do rotor, acaba por assumir uma natureza periódica. Portanto, uma vez que se calcule a integridade da carga de vento na torre não faz sentido acrescentar a carga 3P, pois, nesse caso, ter-se-ia uma consideração duplicada da referida carga.

Memória de cálculo

Dados gerais

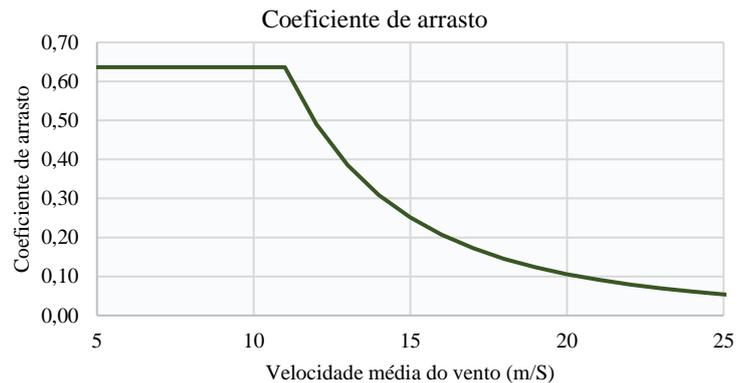
D_{rotor}	126 m	H_{hub}	90 m
$A_{var,r}$	12469 m ²	$\omega_{mín}$	6,90 rpm
$D_{t,inf}$	6,00 m	$\omega_{máx}$	12,10 rpm
$D_{t,sup}$	3,87 m		
H_t	90 m		
$A_{var,t}$	444 m ²		

Parâmetros do vento

I_{ref}	0,16	U_{in}	3 m/s
$f_{IP,máx}$	0,20 Hz	U_R	11 m/s
ρ_{ar}	1,225 kg/m ³	U_{out}	25 m/s
L_k	340,2 m		

Coefficiente de arrasto (C_T)

U (m/s)	C_T	U (m/s)	C_T
5	0,61	16	0,22
6	0,61	17	0,19
7	0,61	18	0,16
8	0,61	19	0,13
9	0,61	20	0,11
10	0,61	21	0,10
11	0,61	22	0,09
12	0,53	23	0,07
13	0,41	24	0,07
14	0,33	25	0,06
15	0,27	26	0,05



Cenários de ação do vento

U-1 Modelo de turbulência normal (NTM)

U-1 Velocidade nominal do vento (U_R)

Descrição: Típica situação de funcionamento normal do aerogerador

U_R	11,4 m/s	$\sigma_{U,NTM,f>f_{IP}}$	0,68 m/s
$\sigma_{U,NTM}$	2,26 m/s	u_{NTM}	0,87 m/s
b	5,60 m/s	C_T	0,61

$F_{wind,NTM}$ 705,9 kN

$M_{wind,NTM}$ 63529,9 kN.m

U-2 Modelo de turbulência extremo (ETM)

U-2 Velocidade nominal do vento (U_R)

Descrição: Condições normais de operação do gerador em casos extremos de vento

U_R	11,4 m/s	$\sigma_{U,ETM,f>f_{IP}}$	1,04 m/s
U_{avg}	7,5 m/s	u_{ETM}	2,08 m/s
$\sigma_{U,ETM}$	3,46 m/s	C_T	0,61

c	2 m/s		
$F_{wind, ETM}$	851,8 kN		
$M_{wind, ETM}$	76661,6 kN.m		
U-3	Modelo de rajada extrema operacional (EOG)		
	Velocidade nominal do vento (U_R)		
Descrição:	Condições normais de operação em casos de rajada extrema		
U_R	11,4 m/s	$\sigma_{U,c}$	1,85 m/s
K	7,8136 m/s	u_{EOG}	4,71 m/s
s	2,7221	Λ_1	42,525 m
$U_{10,50-year}$	21,0 m/s	C_T	0,61
$F_{wind, EOG}$	1216,7 kN		
$M_{wind, EOG}$	109498,8 kN.m		
U-4	Modelo de rajada extrema operacional (EOG)		
	Velocidade máxima operacional do vento (U_{out})		
Descrição:	Condições normais de operação em casos de rajada extrema		
U_{out}	25 m/s	$\sigma_{U,c}$	1,85 m/s
K	7,8136 m/s	u_{EOG}	4,71 m/s
s	2,7221	Λ_1	42,525 m
$U_{10,50-year}$	21,0 m/s	C_T	0,06
$F_{wind, EOG}$	392,4 kN		
$M_{wind, EOG}$	35317,4 kN.m		

Obs.: Os parâmetros da distribuição de Weibull (K e s) foram retirados de Aredes e Aredes (2016), um estudo feito especificamente para a caracterização da velocidade do vento nas áreas do litoral do Rio Grande do Norte (incluindo a região do Parque Eólico Miassaba 3).

Carga de vento na torre

U-1/2/3	Modelo de perfil de vento normal (NWP)				$M_{w,torre}$	558,55 kN.m
	Velocidade nominal do vento (U_R)					
U_{hub}	11,4	m/s				
Z (m)	U(z)	b ₁ (m)	b ₂ (m)	A(m ²)	F _{w,i} (kN)	M _{w,i} (kN.m)
0	0,0	6,000	5,988	3,00	0,00	0,00
1	6,0	5,988	5,965	5,98	0,07	0,07
2	6,6	5,965	5,941	5,95	0,08	0,16
3	7,0	5,941	5,917	5,93	0,09	0,27
4	7,3	5,917	5,894	5,91	0,10	0,39
5	7,5	5,894	5,870	5,88	0,10	0,51
6	7,7	5,870	5,846	5,86	0,11	0,65
7	7,9	5,846	5,823	5,83	0,11	0,78
8	8,1	5,823	5,799	5,81	0,12	0,93
9	8,2	5,799	5,775	5,79	0,12	1,07
10	8,3	5,775	5,752	5,76	0,12	1,22
11	8,4	5,752	5,728	5,74	0,13	1,38
12	8,5	5,728	5,704	5,72	0,13	1,54
13	8,6	5,704	5,681	5,69	0,13	1,69
14	8,7	5,681	5,657	5,67	0,13	1,86
15	8,8	5,657	5,633	5,65	0,13	2,02
16	8,9	5,633	5,610	5,62	0,14	2,19
17	9,0	5,610	5,586	5,60	0,14	2,35
18	9,1	5,586	5,562	5,57	0,14	2,52
19	9,1	5,562	5,539	5,55	0,14	2,69
20	9,2	5,539	5,515	5,53	0,14	2,86
21	9,3	5,515	5,491	5,50	0,14	3,03
22	9,3	5,491	5,468	5,48	0,15	3,21
23	9,4	5,468	5,444	5,46	0,15	3,38
24	9,4	5,444	5,420	5,43	0,15	3,56
25	9,5	5,420	5,397	5,41	0,15	3,73
26	9,5	5,397	5,373	5,38	0,15	3,91
27	9,6	5,373	5,349	5,36	0,15	4,08
28	9,6	5,349	5,326	5,34	0,15	4,26
29	9,7	5,326	5,302	5,31	0,15	4,44
30	9,7	5,302	5,278	5,29	0,15	4,61
31	9,8	5,278	5,255	5,27	0,15	4,79
32	9,8	5,255	5,231	5,24	0,16	4,97
33	9,9	5,231	5,207	5,22	0,16	5,15
34	9,9	5,207	5,184	5,20	0,16	5,32
35	10,0	5,184	5,160	5,17	0,16	5,50
36	10,0	5,160	5,136	5,15	0,16	5,68
37	10,0	5,136	5,113	5,12	0,16	5,85
38	10,1	5,113	5,089	5,10	0,16	6,03
39	10,1	5,089	5,065	5,08	0,16	6,21
40	10,2	5,065	5,042	5,05	0,16	6,38

Z (m)	U(z)	b₁ (m)	b₂ (m)	A(m²)	F_{w,i} (kN)	M_{w,i} (kN.m)
41	10,2	5,042	5,018	5,03	0,16	6,56
42	10,2	5,018	4,994	5,01	0,16	6,73
43	10,3	4,994	4,971	4,98	0,16	6,90
44	10,3	4,971	4,947	4,96	0,16	7,08
45	10,3	4,947	4,923	4,94	0,16	7,25
46	10,4	4,923	4,900	4,91	0,16	7,42
47	10,4	4,900	4,876	4,89	0,16	7,59
48	10,4	4,876	4,852	4,86	0,16	7,76
49	10,5	4,852	4,829	4,84	0,16	7,93
50	10,5	4,829	4,805	4,82	0,16	8,10
51	10,5	4,805	4,781	4,79	0,16	8,27
52	10,5	4,781	4,758	4,77	0,16	8,44
53	10,6	4,758	4,734	4,75	0,16	8,61
54	10,6	4,734	4,710	4,72	0,16	8,77
55	10,6	4,710	4,687	4,70	0,16	8,93
56	10,7	4,687	4,663	4,67	0,16	9,10
57	10,7	4,663	4,639	4,65	0,16	9,26
58	10,7	4,639	4,616	4,63	0,16	9,42
59	10,7	4,616	4,592	4,60	0,16	9,58
60	10,8	4,592	4,568	4,58	0,16	9,74
61	10,8	4,568	4,545	4,56	0,16	9,90
62	10,8	4,545	4,521	4,53	0,16	10,06
63	10,8	4,521	4,497	4,51	0,16	10,21
64	10,9	4,497	4,474	4,49	0,16	10,36
65	10,9	4,474	4,450	4,46	0,16	10,52
66	10,9	4,450	4,426	4,44	0,16	10,67
67	10,9	4,426	4,403	4,41	0,16	10,82
68	11,0	4,403	4,379	4,39	0,16	10,97
69	11,0	4,379	4,355	4,37	0,16	11,12
70	11,0	4,355	4,332	4,34	0,16	11,26
71	11,0	4,332	4,308	4,32	0,16	11,41
72	11,0	4,308	4,284	4,30	0,16	11,55
73	11,1	4,284	4,261	4,27	0,16	11,69
74	11,1	4,261	4,237	4,25	0,16	11,83
75	11,1	4,237	4,213	4,23	0,16	11,97
76	11,1	4,213	4,190	4,20	0,16	12,11
77	11,1	4,190	4,166	4,18	0,16	12,24
78	11,2	4,166	4,142	2,08	0,08	6,17
79	11,2	4,142	4,119	2,07	0,08	6,24
80	11,2	4,119	4,095	2,05	0,08	6,30
81	11,2	4,095	4,071	2,04	0,08	6,37
82	11,2	4,071	4,048	2,03	0,08	6,43
83	11,3	4,048	4,024	2,02	0,08	6,49
84	11,3	4,024	4,000	2,01	0,08	6,56
85	11,3	4,000	3,977	1,99	0,08	6,62
86	11,3	3,977	3,953	1,98	0,08	6,68

Z (m)	U(z)	b ₁ (m)	b ₂ (m)	A(m ²)	F _{w,i} (kN)	M _{w,i} (kN.m)
87	11,3	3,953	3,929	1,97	0,08	6,74
88	11,4	3,929	3,906	1,96	0,08	6,80
89	11,4	3,906	3,882	1,95	0,08	6,85
90	11,4	3,882	3,870	1,94	0,08	6,92

U-4	Modelo de perfil de vento normal (NWP)	M_{w,torre}	2686,18 kN.m
	Velocidade máxima operacional do vento (U _{out})		

U_{hub} 25 m/s

Z (m)	U(z)	b ₁ (m)	b ₂ (m)	A(m ²)	F _{w,i} (kN)	M _{w,i} (kN.m)
0	0,0	6,000	5,988	3,00	0,00	0,00
1	13,1	5,988	5,965	5,98	0,32	0,32
2	14,5	5,965	5,941	5,95	0,38	0,77
3	15,4	5,941	5,917	5,93	0,43	1,29
4	16,0	5,917	5,894	5,91	0,46	1,86
5	16,5	5,894	5,870	5,88	0,49	2,46
6	17,0	5,870	5,846	5,86	0,52	3,10
7	17,4	5,846	5,823	5,83	0,54	3,77
8	17,7	5,823	5,799	5,81	0,56	4,46
9	18,0	5,799	5,775	5,79	0,57	5,16
10	18,3	5,775	5,752	5,76	0,59	5,89
11	18,5	5,752	5,728	5,74	0,60	6,63
12	18,7	5,728	5,704	5,72	0,62	7,38
13	19,0	5,704	5,681	5,69	0,63	8,15
14	19,2	5,681	5,657	5,67	0,64	8,93
15	19,4	5,657	5,633	5,65	0,65	9,71
16	19,5	5,633	5,610	5,62	0,66	10,51
17	19,7	5,610	5,586	5,60	0,67	11,31
18	19,9	5,586	5,562	5,57	0,67	12,13
19	20,0	5,562	5,539	5,55	0,68	12,94
20	20,2	5,539	5,515	5,53	0,69	13,77
21	20,3	5,515	5,491	5,50	0,69	14,59
22	20,4	5,491	5,468	5,48	0,70	15,43
23	20,6	5,468	5,444	5,46	0,71	16,26
24	20,7	5,444	5,420	5,43	0,71	17,10
25	20,8	5,420	5,397	5,41	0,72	17,95
26	20,9	5,397	5,373	5,38	0,72	18,79
27	21,0	5,373	5,349	5,36	0,73	19,64
28	21,2	5,349	5,326	5,34	0,73	20,49
29	21,3	5,326	5,302	5,31	0,74	21,34
30	21,4	5,302	5,278	5,29	0,74	22,19
31	21,5	5,278	5,255	5,27	0,74	23,04
32	21,6	5,255	5,231	5,24	0,75	23,90

Z (m)	U(z)	b₁ (m)	b₂ (m)	A(m²)	F_{w,i} (kN)	M_{w,i} (kN.m)
33	21,7	5,231	5,207	5,22	0,75	24,75
34	21,8	5,207	5,184	5,20	0,75	25,60
35	21,8	5,184	5,160	5,17	0,76	26,45
36	21,9	5,160	5,136	5,15	0,76	27,30
37	22,0	5,136	5,113	5,12	0,76	28,15
38	22,1	5,113	5,089	5,10	0,76	29,00
39	22,2	5,089	5,065	5,08	0,77	29,84
40	22,3	5,065	5,042	5,05	0,77	30,69
41	22,3	5,042	5,018	5,03	0,77	31,53
42	22,4	5,018	4,994	5,01	0,77	32,37
43	22,5	4,994	4,971	4,98	0,77	33,21
44	22,6	4,971	4,947	4,96	0,77	34,04
45	22,6	4,947	4,923	4,94	0,77	34,87
46	22,7	4,923	4,900	4,91	0,78	35,70
47	22,8	4,900	4,876	4,89	0,78	36,52
48	22,9	4,876	4,852	4,86	0,78	37,34
49	22,9	4,852	4,829	4,84	0,78	38,16
50	23,0	4,829	4,805	4,82	0,78	38,97
51	23,1	4,805	4,781	4,79	0,78	39,78
52	23,1	4,781	4,758	4,77	0,78	40,58
53	23,2	4,758	4,734	4,75	0,78	41,38
54	23,2	4,734	4,710	4,72	0,78	42,18
55	23,3	4,710	4,687	4,70	0,78	42,97
56	23,4	4,687	4,663	4,67	0,78	43,75
57	23,4	4,663	4,639	4,65	0,78	44,53
58	23,5	4,639	4,616	4,63	0,78	45,31
59	23,5	4,616	4,592	4,60	0,78	46,08
60	23,6	4,592	4,568	4,58	0,78	46,84
61	23,6	4,568	4,545	4,56	0,78	47,60
62	23,7	4,545	4,521	4,53	0,78	48,36
63	23,8	4,521	4,497	4,51	0,78	49,10
64	23,8	4,497	4,474	4,49	0,78	49,85
65	23,9	4,474	4,450	4,46	0,78	50,58
66	23,9	4,450	4,426	4,44	0,78	51,31
67	24,0	4,426	4,403	4,41	0,78	52,03
68	24,0	4,403	4,379	4,39	0,78	52,75
69	24,1	4,379	4,355	4,37	0,77	53,46
70	24,1	4,355	4,332	4,34	0,77	54,16
71	24,2	4,332	4,308	4,32	0,77	54,86
72	24,2	4,308	4,284	4,30	0,77	55,55
73	24,3	4,284	4,261	4,27	0,77	56,23
74	24,3	4,261	4,237	4,25	0,77	56,91
75	24,4	4,237	4,213	4,23	0,77	57,57
76	24,4	4,213	4,190	4,20	0,77	58,23
77	24,4	4,190	4,166	4,18	0,76	58,89

Z (m)	U(z)	b ₁ (m)	b ₂ (m)	A(m ²)	F _{w,i} (kN)	M _{w,i} (kN.m)
78	24,5	4,166	4,142	2,08	0,38	29,67
79	24,5	4,142	4,119	2,07	0,38	29,99
80	24,6	4,119	4,095	2,05	0,38	30,31
81	24,6	4,095	4,071	2,04	0,38	30,62
82	24,7	4,071	4,048	2,03	0,38	30,93
83	24,7	4,048	4,024	2,02	0,38	31,23
84	24,8	4,024	4,000	2,01	0,38	31,53
85	24,8	4,000	3,977	1,99	0,38	31,82
86	24,8	3,977	3,953	1,98	0,37	32,12
87	24,9	3,953	3,929	1,97	0,37	32,40
88	24,9	3,929	3,906	1,96	0,37	32,69
89	25,0	3,906	3,882	1,95	0,37	32,97
90	25,0	3,882	3,870	1,94	0,37	33,29

Cálculo da carga 1P

D _{rotor}	126 m	ω _{mín}	6,90 rpm	f _{1P,máx}	0,20 Hz
A _{var,r}	12469 m ²	ω _{máx}	12,10 rpm	M _{1P}	4275,8 kN.m
D _{t,inf}	6,00 m	m _{pás}	16844 kg		
D _{t,sup}	3,87 m	R	31,50 m		
H _t	90 m	b	5,02 m		

Tabela A. 1 - Cargas de vento.

Carga de vento								
Rotor						Torre		
Cenário	Caso de carga	Modelo de turbulência	U (m/s)	F _{wind, rotor} (kN)	M _{wind, rotor} (kN.m)	Perfil	F _{wind, torre} (kN)	M _{wind, torre} (kN.m)
U-1	DLC 1.2	NTM	U _R	706	63530	NWP	12	559
U-2	DLC 1.3	ETM	U _R	852	76662	NWP	12	559
U-3	DLC 2.3	EOG	U _R	1217	109499	NWP	12	559
U-4	DLC 4.2	EOG	U _{out}	392	35317	NWP	60	2686

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Tabela A. 2 - Cargas 1P e gravitacionais.

Caso de carga	Carga 1P	Cargas gravitacionais		
	M _{1P} (kN.m)	W _{torre} (kN)	W _{rotor} (kN)	W _{nacelle} (kN)
DLC 1.2	4276	3475	1100	2400
DLC 1.3	4276	3475	1100	2400
DLC 2.3	4276	3475	1100	2400
DLC 4.2	4276	3475	1100	2400

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Tabela A. 3 - Cargas totais atuantes na fundação.

Caso de carga	F_z (kN)	F_{xy} (kN)	M_{xy} (kN)
DLC 1.2	6975	718	68364
DLC 1.3	6975	864	81496
DLC 2.3	6975	1229	114333
DLC 4.2	6975	452	42279

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

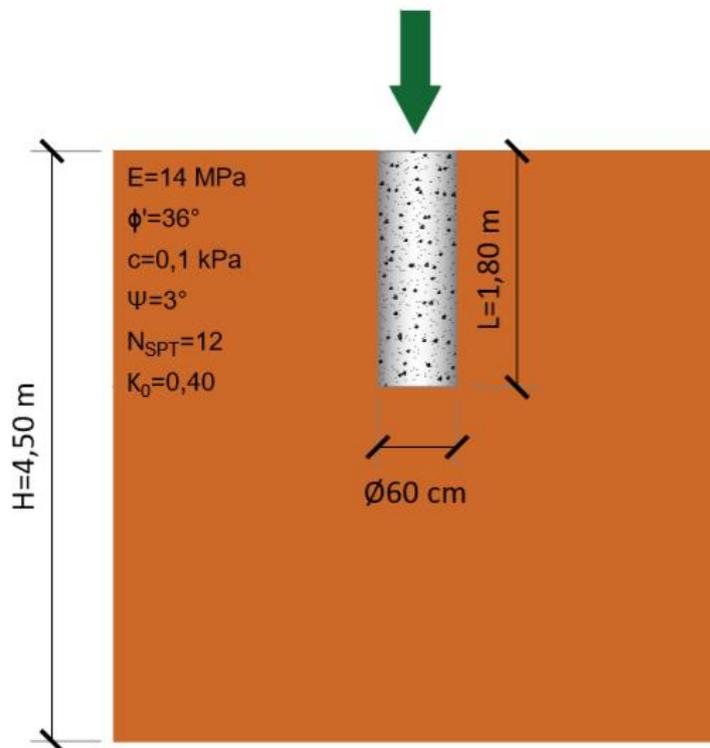
APÊNDICE B – ESTUDOS DE VERIFICAÇÃO DO PROGRAMA ABAQUS

A fim de verificar se o software escolhido para a pesquisa estava sendo usado de maneira correta em relação aos parâmetros de entrada e outras configurações do programa, foram reproduzidos modelos já estudados em pesquisas passadas. A partir do comportamento numérico já conhecido presente nos referidos trabalhos foi possível a correção de vários erros de procedimento e uso do software ABAQUS ao longo da pesquisa. A seguir serão apresentados os modelos utilizados como estudos de verificação, bem como os resultados obtidos.

ESTACA ISOLADA SOB CARREGAMENTO VERTICAL (KATE, 2005)

Em Jonhson (2005) é feito extenso estudo a respeito da modelagem de estacas isoladas submetidas a diversos tipos de carregamento utilizando o método dos elementos finitos utilizando o modelo constitutivo elasto-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Figura B. 1 - Modelo de estaca isolada com carga vertical.

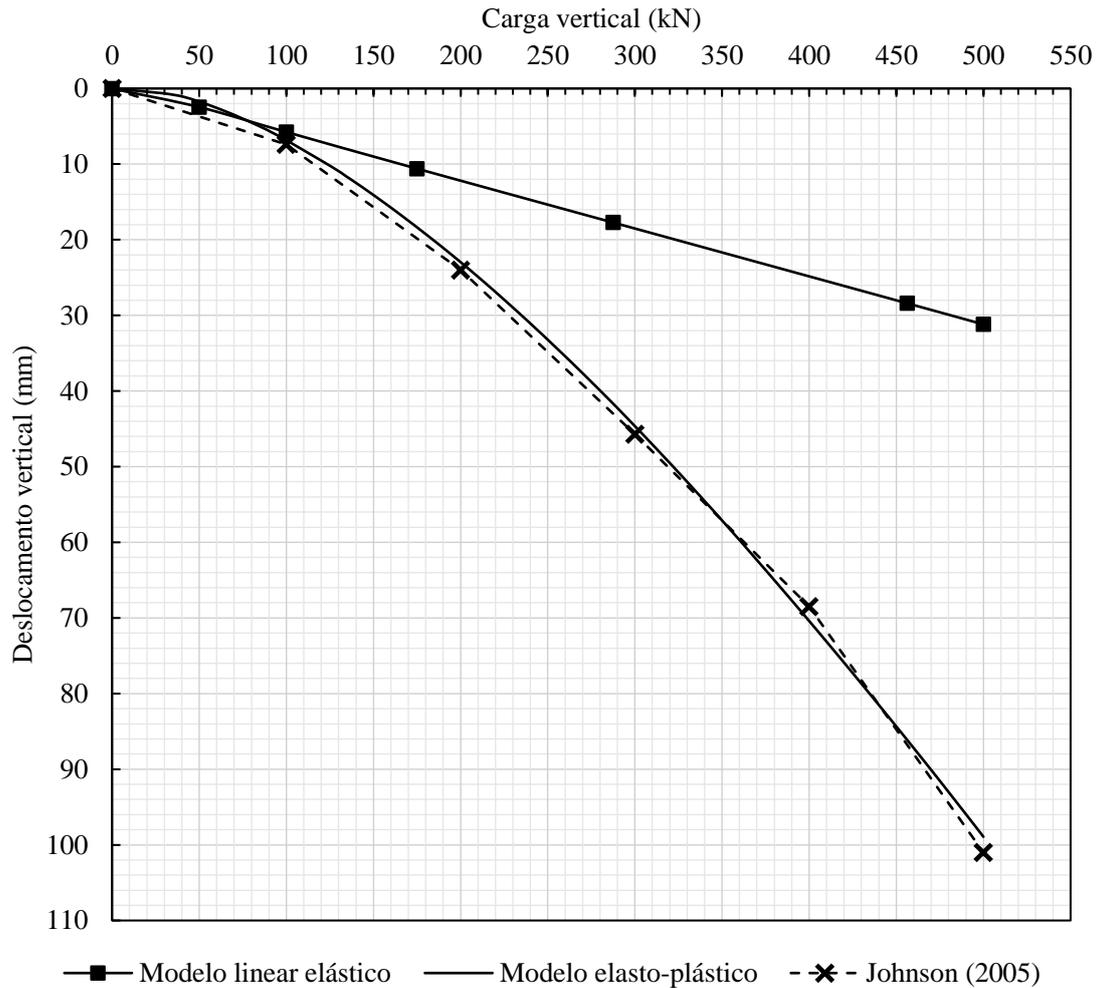


Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

O caso reproduzido a título de estudo de verificação é de uma estaca com 1,80 m de comprimento e 0,60 m de diâmetro embutida em uma camada homogênea de solo com as

propriedades trazidas pela Figura B.1. O modelo constitutivo do concreto da estaca foi linear elástico ($E=30$ GPa e $\nu=0,2$) ao passo que o solo foi modelado como sendo elasto-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Gráfico B. 1 – Curva carga deslocamento para o modelo de estaca isolada submetida à carga vertical de Johnson (2005)



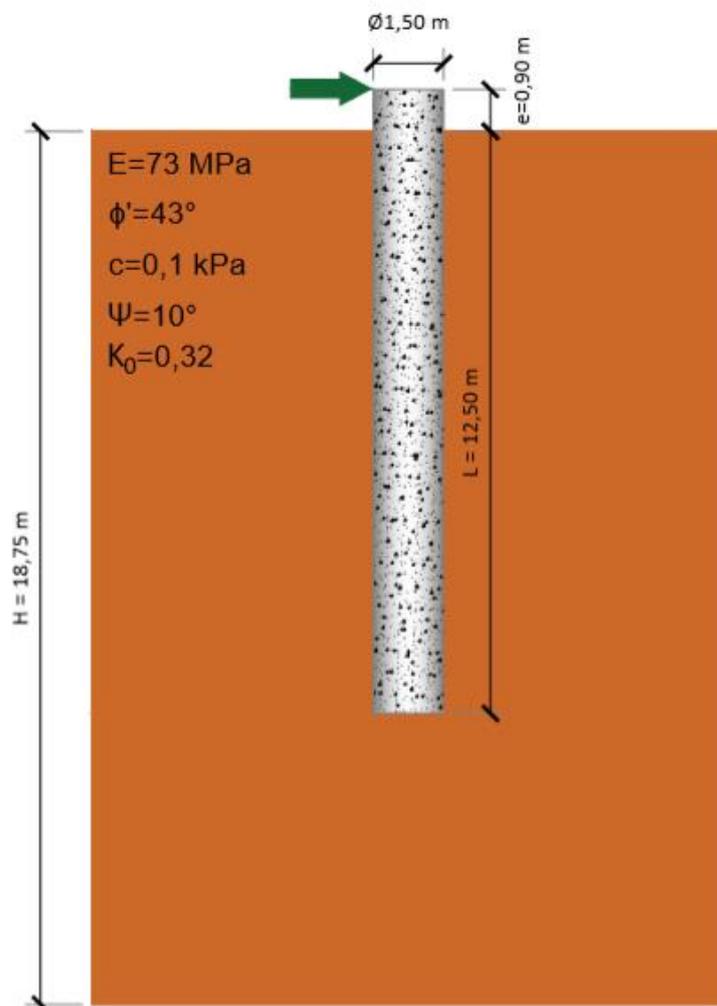
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

O Gráfico B.1 mostra uma ótima concordância entre o resultado apresentando por Johnson (2005) e a curva obtida no modelo de verificação. O modelo com comportamento elástico linear foi feito apenas para a verificação da rigidez inicial do modelo.

ESTACA ISOLADA SOB CARREGAMENTO VERTICAL (GONZÁLEZ, 2014)

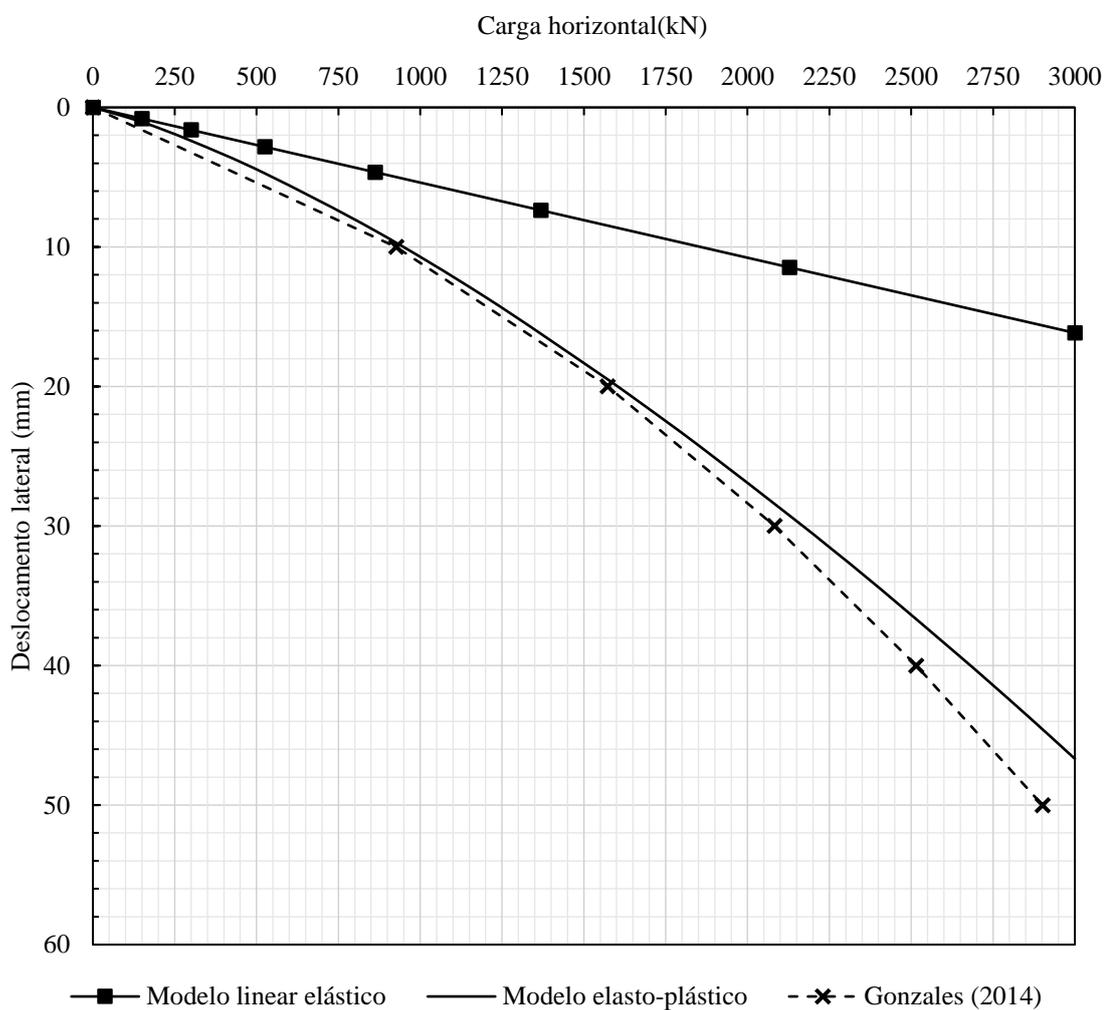
Para a verificação do modelo de estaca isolada carregada lateralmente foi utilizado como base o trabalho de González (2014), onde é feito um estudo completo de modelos numéricos de estacas carregadas lateralmente considerando, inclusive, os efeitos da fissuração do concreto na curva carga-deslocamento, procedimento não considerado na pesquisa. A Figura B.2, a seguir, apresenta a geometria do problema, bem como os parâmetros do modelo constitutivo do solo (elasto-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb). O concreto foi considerado com um comportamento elástico-linear com módulo de elasticidade de 31 GPa e coeficiente de Poisson de 0,2.

Figura B. 2 - Modelo de estaca isolada com carga vertical.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Gráfico B. 2 - Curva carga deslocamento para o modelo de estaca isolada submetida à carga horizontal de González (2014).



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A curva carga-deslocamento presente no Gráfico B.2 mostra uma boa concordância entre os resultados obtidos no modelo de González (2014) e os valores fornecidos no modelo ora desenvolvido. A curva do modelo elástico-linear foi obtida a fim de se verificar a rigidez inicial do modelo.

RADIER SUBMETIDO À CARGA VERTICAL (MACEDO 2017)

Para verificar as configurações do software em relação à interação radier-solo foi utilizado o estudo de Macedo (2017). Nesse estudo, os modelos numéricos feitos no programa Plaxis 3D buscam simular provas de carga do estudo experimental de Soares (2011), onde foram ensaiadas fundações em radier isolado, radiers estaqueados e grupos de estacas com 1, 2 e 4.

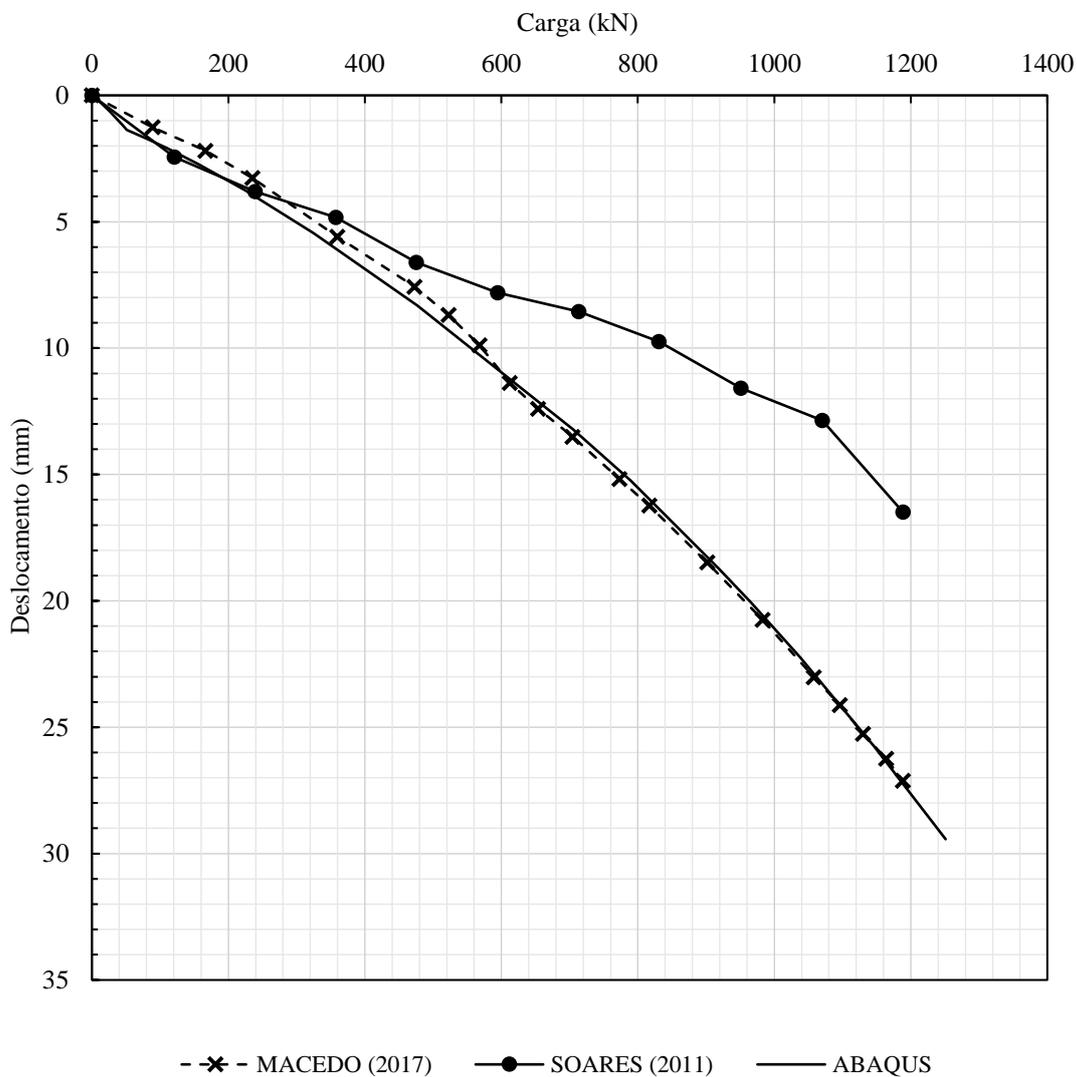
A fundação em radier isolado consiste em uma placa quadrada de concreto armado com 1,55 m de lado e 0,85 m de espessura. Foi considerado um módulo de elasticidade para o concreto de 21,5 GPa com um modelo constitutivo linear elástico. A Tabela B.1 mostra o perfil do solo e seus parâmetros geotécnicos. O modelo constitutivo adotado para o solo foi o elasto-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Tabela B. 1 – Perfil do solo e parâmetros geotécnicos utilizados na análise.

Cota	Peso específico		Peso específico médio		E	ϕ	v	Ψ
	Seco	Saturado	Seco	Saturado				
m								
1	17	20						
2	17	20	17,00	20,00	58,37	35,79	0,3	0
3	17	20						
4	17	20						
5	18	21	17,67	20,67	112,41	43,34	0,4	8,38
6	18	21						
7	18	21						
8	17	20	16,75	19,75	37,91	31,45	0,3	0,17
9	16	19						
10	16	19						
11	16	19	16,50	19,50	17,45	26,16	0,3	0
12	17	20						
13	17	20						
14	17	20	17,25	20,25	41,06	32,12	0,3	2,61
15	17	20						
16	18	21						
17	17	20						
18	17	20	17,50	20,50	24,76	34,75	0,3	4,75
19	18	21						
20	18	21						

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Gráfico B. 3 – Curva carga deslocamento para o modelo de radier isolado submetido à carga vertical de Macedo (2017) e Soares (2011).



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

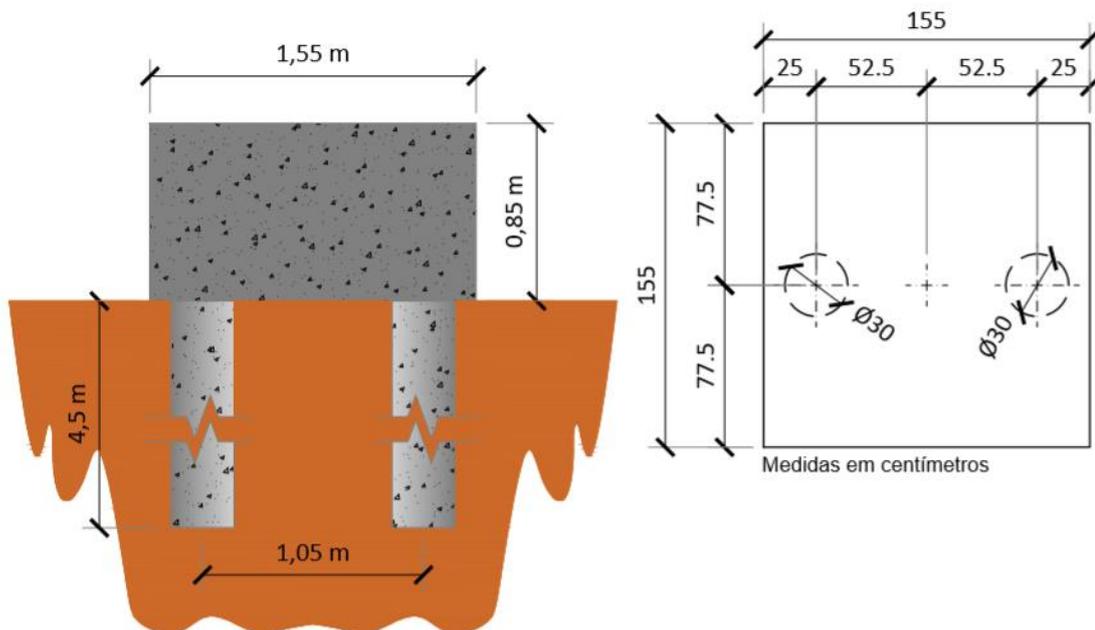
O Gráfico B.3 mostra uma excelente concordância entre o modelo de Macedo (2017) e o resultado obtido no software ABAQUS, comprovando, assim, o correto uso da ferramenta. Entretanto, os modelos numéricos não se aproximaram do experimento de Soares (2011), que teve um significativo aumento de rigidez após, aproximadamente, 4 mm de recalque. Os motivos de tal divergência fogem ao escopo desta pesquisa, uma vez que a análise é de verificação do programa numérico.

RADIER ESTAQUEADO COM DUAS ESTACAS SUBMETIDO À CARGA VERTICAL (MACEDO, 2017)

Para verificar aplicação da modelagem de um radier estaqueado foi utilizado também o estudo de Macedo (2017) baseado em um dos experimentos de Soares (2011). Nesse caso, tem-se uma placa radier quadrada de 1,55 m de lado e 0,85 m de altura sobre duas estacas do tipo Hollow Auger com 0,30 m de diâmetro de 4,50 m de comprimento. A distância entre os eixos das estacas é de 3 vezes o diâmetro, isto é, 1,05 m.

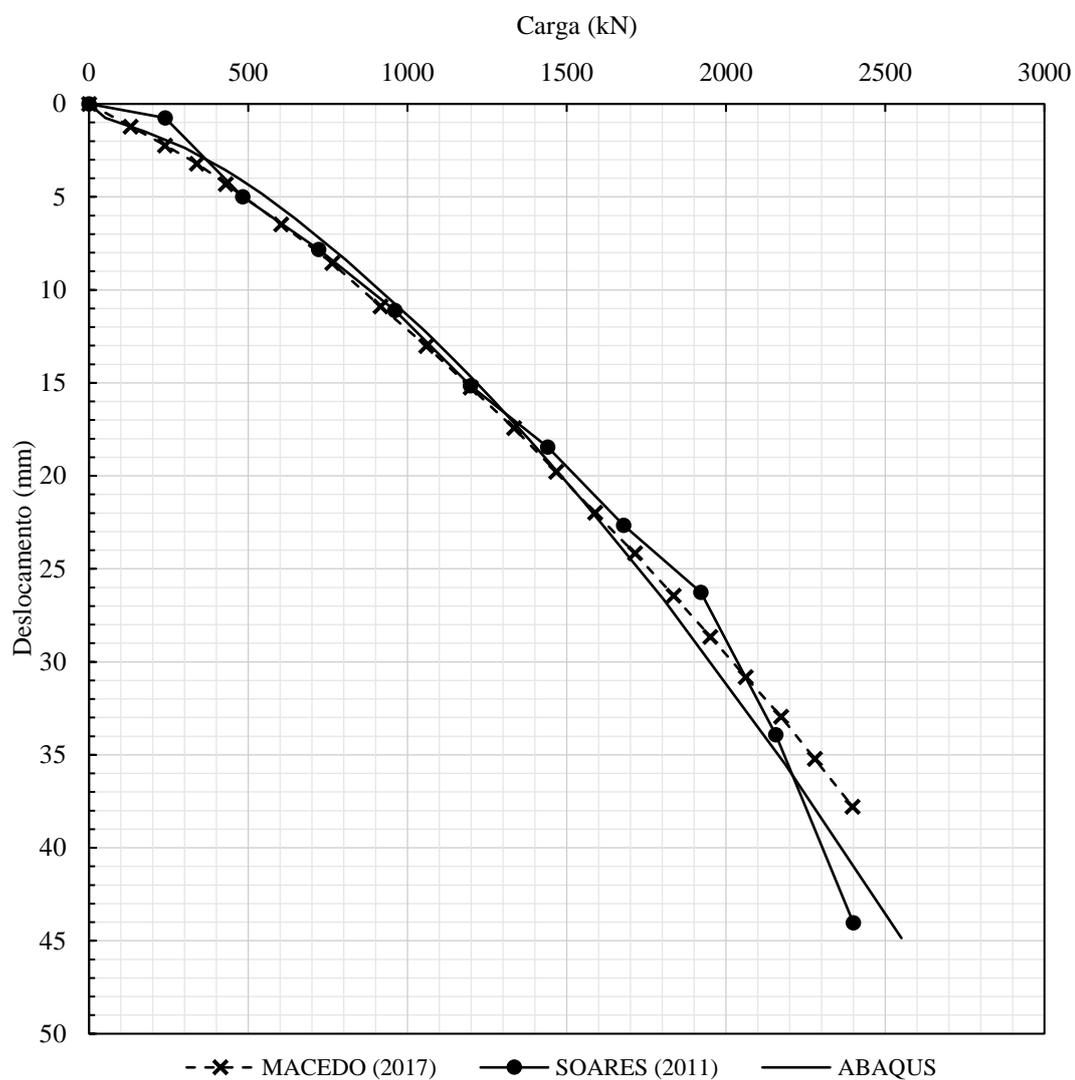
O perfil do solo é o mesmo apresentado na Tabela B.1, sendo o solo também modelado com comportamento elasto-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. A exemplo do que foi feito no modelo do radier isolado, o concreto foi considerado linear elástico com módulo de elasticidade de 21,5 GPa. A Figura B.3 ilustra a fundação em questão.

Figura B. 3 – Modelo de radier estaqueado com duas estacas



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Gráfico B. 4 – Curva carga deslocamento para o modelo de radier estaqueado com duas estacas submetido à carga vertical de Macedo (2017) e Soares (2011).



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A partir do Gráfico B.4 constata-se uma boa correlação entre os modelos numéricos e mesmo com relação ao resultado experimental de Soares (2011).

APÊNDICE C – DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS E DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO

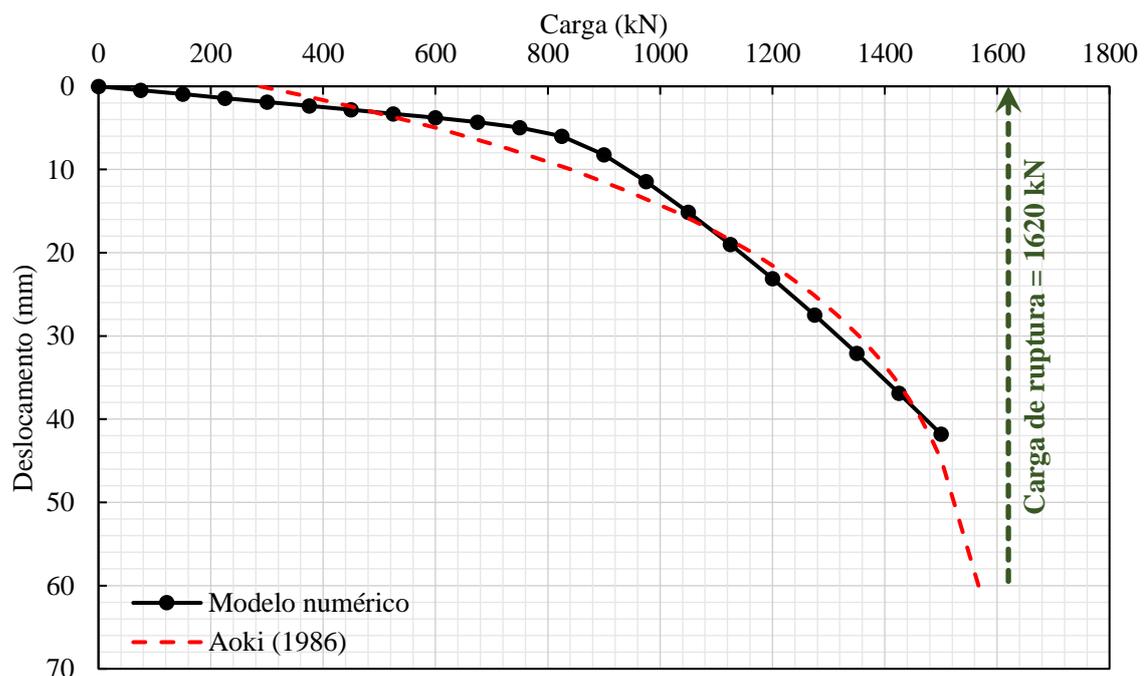
DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

A capacidade de carga das estacas foi obtida fazendo uso do modelo numérico da estaca isolada feito no ABAQUS e utilizando o método de Cabral (1986), específico para estaca do tipo raiz. A seguir será mostrado como foram feitos tais procedimentos.

– Método numérico

O Gráfico C. 1 apresenta a curva carga-deslocamento para o modelo de estaca isolada feito no ABAQUS utilizando o perfil calibrado do solo. Para determinar a carga de ruptura partindo desse modelo, faz-se necessário o uso da expressão proposta por Van der Veen (1953) modificada por Aoki (1976), em que o comportamento carga-deslocamento da estaca é representado por meio de uma função exponencial (curva em vermelho mostrada no Gráfico C. 1). A carga de ruptura nesse caso é o valor da assíntota vertical, sendo o valor para o qual o deslocamento tende a um valor infinito.

Gráfico C. 1 - Curva carga-deslocamento para a estaca isolada.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

– **Método de Cabral (1986) para estacas raízes**

Segundo Cabral (1986) apud Velloso e Lopes (2010) a capacidade de carga de uma estaca do tipo raiz, sendo seu diâmetro inferior a 45 cm e desde que tenha sido executada com uma pressão de injeção inferior a 4 kgf/cm², pode ser estimada pela seguinte expressão:

$$Q_{ult} = (\beta_0\beta_2N_b) + U \sum (\beta_0\beta_1N)\Delta L \quad (C.1)$$

Onde U é a circunferência da estaca e ΔL é o segmento da estaca para o qual se considera um dado N_{SPT} constante para efeito do cálculo da resistência lateral, N_b e N são, respectivamente o número de golpes do ensaio SPT para a profundidade da base da estaca e do fuste, respectivamente. O coeficiente β_0 tem relação com o diâmetro da estaca e sua pressão de injeção, ao passo que os coeficientes β_1 e β_2 variam conforme o tipo de solo.

Para o caso em questão, a estaca possui 35 cm de diâmetro, 7 m de comprimento e foi considerada uma pressão de injeção de 4 kgf/cm². Para esses parâmetros o coeficiente β_0 vale 1,09. A Tabela C.1, a seguir, resume o cálculo da resistência lateral da estaca.

Tabela C. 1 - Cálculo da resistência lateral da estaca.

Profundidade Z (m)	N_{SPT}	β₁ (%)	β₂	q_L kN
0	0	7	3	0,00
1	0	7	3	0,00
2	13	7	3	0,00
3	17	7	3	0,00
4	31	7	3	219,91
5	31	7	3	219,91
6	30	7	3	219,91
7	38	7	3	219,91
8	47	7	3	219,91
9	55	7	3	219,91
10	48	7	3	219,91
11	73	7	3	0,00
12	78	7	3	0,00
13	142	7	3	0,00
14	66	7	3	0,00
15	240	7	3	0,00
16	Limite da sondagem			

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Analisando a Tabela C.1 é possível notar que, apesar do N_{SPT} ao longo da profundidade variar, a resistência permanece como mesmo valor. Isso acontece por que o autor do método sugeriu limitação para o atrito lateral e para a resistência de ponta.

Tabela C. 2 - Carga de ruptura da estaca segundo o Método de Cabral (1986).

Resistência lateral	1539 kN
Resistência de ponta	481 kN
Carga de ruptura	2020 kN

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO

O dimensionamento da fundação foi feito considerando a como um grupo de estacas, isto é, ignorando a transferência direta de carga do fundo do bloco de coroamento para o solo na composição da capacidade de carga. Para efeito da distribuição da carga para as estacas considerou-se com rígido o bloco de coroamento, dessa forma, a carga em cada estaca é dada por:

$$R_i = \frac{V}{n} \pm \frac{x_i M}{\sum x_i^2} \quad (C.2)$$

Onde R_i é a carga da i -ésima estaca, x_i é a distância do centro da estaca ao eixo de atuação do momento, V é a carga vertical total (soma da carga vertical da torre, peso próprio da fundação e peso do aterro), M é o momento total (momento aplicado pela torre e momento resultante da carga horizontal aplicada no topo da fundação) e n é o número de estacas.

Os dois casos de cargas utilizados no dimensionamento são trazidos na Tabela C.3, a seguir.

Tabela C. 3 - Cargas aplicadas na fundação.

Cenário	Situação	Verificação	F_z (kN)	F_{xy} (kN)	M_{xy} (kN.m)
U-2	ELU	Capacidade de carga das estacas	6975	864	81496
U-3	ELS	Sem tração nas estacas	6975	1229	114333

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Para a verificação do ELU foi utilizada a carga resistência de projeto e para o ELS, a carga admissível. A Tabela C.4 mostra os valores dessas cargas considerando os coeficientes

de minoração da resistência e de segurança adotados segundo o prevê a NBR 6122: 2010 (ABNT, 2010) para métodos semi-empíricos e cuja carga de ruptura tenha sido obtida por prova de carga.

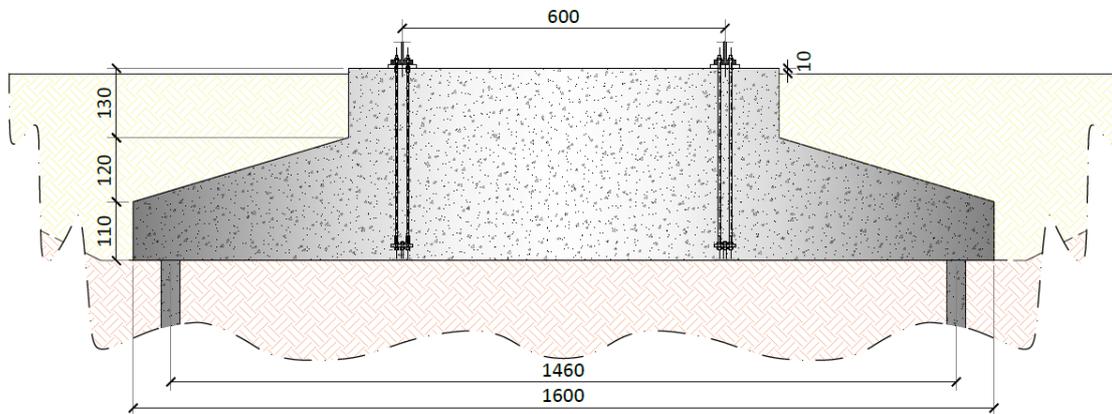
Tabela C. 4 - Determinação da carga admissível e da carga resistente de projeto.

	Prova de carga	Cabral (1986)
Carga de ruptura	1620 kN	2020 kN
Fator de segurança	1,60	2,00
Carga admissível	1012,5 kN	1010,0 kN
Fator de minoração da resistência	1,14	1,40
Carga resistente de projeto	1421,1 kN	1442,9 kN

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A Figura C.1 mostra a geometria adotada para a fundação. Para essa configuração tem-se um peso próprio (considerando 25 kN/m³ como peso específico do concreto) de 10.681 kN e um peso de aterro (peso específico do solo de 18 kN/m³) de 5.066,8 kN.

Figura C. 1 - Corte transversal mostrando a geometria da fundação.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

As Tabelas C.5 e C.6 mostram, respectivamente, as cargas nas estacas para o ELU e ELS considerando a configuração adotada com 45 estacas.

Tabela C. 5 - Cargas nas estacas para o ELU

ESTACA	X(m)	Y (m)	R (kN)	ESTACA	X(m)	Y (m)	R (kN)
1	7,30	0,00	1350,79	24	-7,28	-0,51	-237,94
2	7,23	1,02	1343,05	25	-7,14	-1,52	-222,50
3	7,02	2,01	1319,98	26	-6,86	-2,50	-191,91
4	6,67	2,97	1282,03	27	-6,45	-3,43	-146,78
5	6,19	3,87	1229,93	28	-5,91	-4,29	-87,98
6	5,59	4,69	1164,71	29	-5,25	-5,07	-16,66
7	4,88	5,42	1087,64	30	-4,49	-5,75	65,80
8	4,08	6,05	1000,20	31	-3,65	-6,32	157,79
9	3,20	6,56	904,11	32	-2,73	-6,77	257,52
10	2,26	6,94	801,23	33	-1,77	-7,08	363,05
11	1,27	7,19	693,56	34	-0,76	-7,26	472,32
12	0,25	7,30	583,21	35	0,25	-7,30	583,21
13	-0,76	7,26	472,32	36	1,27	-7,19	693,56
14	-1,77	7,08	363,05	37	2,26	-6,94	801,23
15	-2,73	6,77	257,52	38	3,20	-6,56	904,11
16	-3,65	6,32	157,79	39	4,08	-6,05	1000,20
17	-4,49	5,75	65,80	40	4,88	-5,42	1087,64
18	-5,25	5,07	-16,66	41	5,59	-4,69	1164,71
19	-5,91	4,29	-87,98	42	6,19	-3,87	1229,93
20	-6,45	3,43	-146,78	43	6,67	-2,97	1282,03
21	-6,86	2,50	-191,91	44	7,02	-2,01	1319,98
22	-7,14	1,52	-222,50	45	7,23	-1,02	1343,05
23	-7,28	0,51	-237,94				

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Tabela C. 6 - Carga nas estacas para o ELS (sem tração nas estacas).

ESTACA	X(m)	Y (m)	R (kN)	ESTACA	X(m)	Y (m)	R (kN)
1	7,30	0,00	1020,07	24	-7,28	-0,51	-8,89
2	7,23	1,02	1015,05	25	-7,14	-1,52	1,11
3	7,02	2,01	1000,11	26	-6,86	-2,50	20,92
4	6,67	2,97	975,53	27	-6,45	-3,43	50,15
5	6,19	3,87	941,80	28	-5,91	-4,29	88,23
6	5,59	4,69	899,55	29	-5,25	-5,07	134,42
7	4,88	5,42	849,63	30	-4,49	-5,75	187,83
8	4,08	6,05	793,00	31	-3,65	-6,32	247,41
9	3,20	6,56	730,77	32	-2,73	-6,77	312,00
10	2,26	6,94	664,14	33	-1,77	-7,08	380,34
11	1,27	7,19	594,41	34	-0,76	-7,26	451,12
12	0,25	7,30	522,94	35	0,25	-7,30	522,94
13	-0,76	7,26	451,12	36	1,27	-7,19	594,41
14	-1,77	7,08	380,34	37	2,26	-6,94	664,14
15	-2,73	6,77	312,00	38	3,20	-6,56	730,77
16	-3,65	6,32	247,41	39	4,08	-6,05	793,00
17	-4,49	5,75	187,83	40	4,88	-5,42	849,63
18	-5,25	5,07	134,42	41	5,59	-4,69	899,55
19	-5,91	4,29	88,23	42	6,19	-3,87	941,80
20	-6,45	3,43	50,15	43	6,67	-2,97	975,53
21	-6,86	2,50	20,92	44	7,02	-2,01	1000,11
22	-7,14	1,52	1,11	45	7,23	-1,02	1015,05
23	-7,28	0,51	-8,89				

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

APÊNDICE D – REVISÃO SISTEMÁTICA E DEFINIÇÃO DO TEMA

A definição do tema da dissertação foi feita com base em uma lacuna de pesquisa identificada a partir de uma revisão sistemática. No presente item serão apresentados, resumidamente, os critérios, bases de dados e resultados encontrados na revisão sistemática.

Critérios PICO e questões de pesquisa

Os critérios PICO são parte da metodologia comumente adotada em revisões sistemáticas e tem como função evidenciar de forma clara qual o encaminhamento tomado pelo autor. Esses critérios são compostos por: POPULAÇÃO, INTERVENÇÃO, COMPARAÇÃO e *OUTCOMES*. No presente estudo foram adotados os seguintes critérios:

- População: fundações de concreto para aerogeradores *onshore*;
- Intervenção: verificar as abordagens adotadas nos estudos realizados sobre o tema;
- Comparação: comparar as abordagens utilizadas;
- *Outcomes*: identificar quais são as lacunas de estudo.

A extração de dados dos artigos foi feita de tal forma que fossem esclarecidas as seguintes questões de pesquisa:

- [1]. Qual o tipo de estudo mais realizado (analítico, numérico ou experimental)?
- [2]. Qual o tipo de fundação mais estudado?
- [3]. Quais os tipos de análises mais feitas?
- [4]. Quais aspectos da interação solo-estrutura foram levados em consideração?
- [5]. Caso sejam estudos numéricos, quais os *softwares* de análises foram utilizados?
- [6]. Caso seja utilizado o método dos elementos finitos, qual o tipo de elemento foi utilizado?

Metodologia – processo de revisão

String de busca

Em pesquisas preliminares foi possível perceber que o assunto das fundações para aerogeradores *onshore* não vem sendo tão extensamente estudado quanto fundações *offshore*. Por isso, a *string* de busca foi desenvolvida de forma bem simples e sem buscar restringir muito o assunto. Dessa forma, foi utilizada a seguinte string de busca:

WIND TURBINE <AND> CONCRETE <AND> FOUNDATION

Quando se limitou a busca a fundações de concreto, se limita, basicamente, aos estudos de fundações *onshore*, isso por que grande parte das soluções de fundação adotadas para aerogeradores *offshore* não são de concreto, como é o caso, por exemplo, dos *monopiles*, que são grandes tubos metálicos utilizados para fundações em águas mais rasas. A aderência dessa *string* foi relativamente boa nas bases de artigos utilizadas.

Bases pesquisadas

Foram utilizadas três bases de dados, sendo elas: *Science Direct*, *Web of Science e Compendex*. A escolha dessas bases se deu devido ao seu indexamento na plataforma do Periódico CAPES, sendo essa uma plataforma criada pelo governo brasileiro para auxiliar no desenvolvimento das pesquisas de diversas universidades possibilitando o acesso a diversas bases de artigo. Para a engenharia civil, sobretudo na área de pesquisa especificamente ora abordada, tem-se uma maior gama de artigos nessas três bases. Ao inserir a *string* de busca nas bases citadas, se obteve ao todo 244 artigos, sendo 16 da *Science Direct*, 51 da *Web of Science* e 177 da *Compendex*. A Tabela D.1 apresenta a distribuição percentual de cada base.

Tabela D. 1 – Percentual de artigos encontrados em cada base pesquisada

Base	Percentual de artigos
Science Direct	7%
Web of Science	21%
Compendex	72%

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Seleção de artigos

Os 244 artigos obtidos com a utilização da *string* de busca nas bases de dados foram submetidos a dois critérios de exclusão, sendo eles:

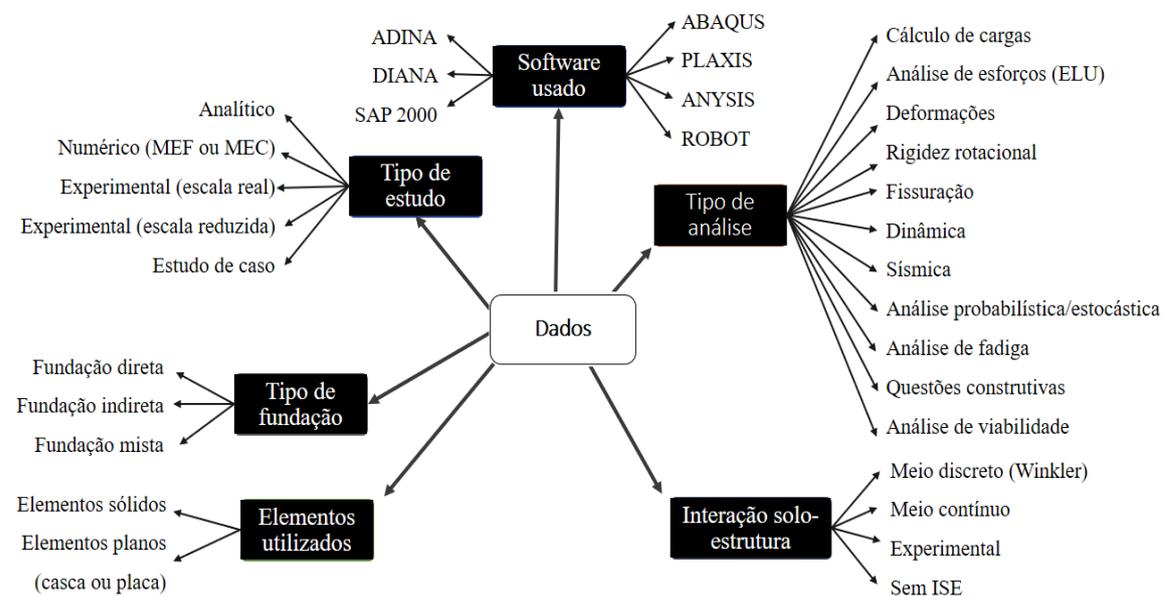
- O artigo trata de fundações *OFFSHORE*;
- O artigo não trata de fundações de concreto;

Esses critérios foram aplicados com base no título, *abstract* e palavras chaves dos artigos. Feito esse procedimento, restaram 54 artigos sendo que desse montante apenas 27 foram obtidos na íntegra compondo, então, a população de artigos integralmente analisados.

Extração de dados

A fim de caracterizar os estudos a partir de parâmetros relevantes para o desenvolvimento de novos estudos e entendimento do cenário atual de pesquisas, os artigos foram analisados segundo 7 critérios. Tais critérios são mostrados na Figura D.1, a seguir.

Figura D. 1 – Critérios utilizados na extração de dados.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

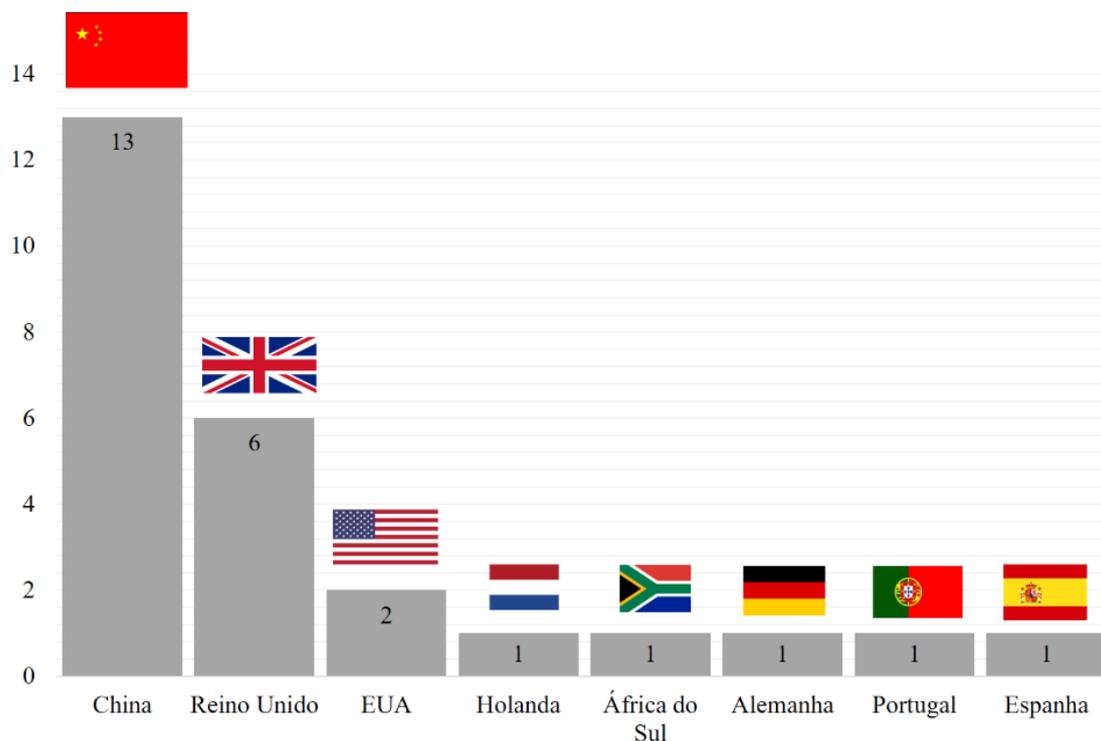
Resultados

País de estudo

O investimento no desenvolvimento de energias renováveis, sobretudo a energia eólica, é uma tendência mundial. Entretanto, alguns países tomaram a dianteira nesse quesito, investindo um grande montante de capital financeiro e científico. Segundo o relatório de estatísticas anual publicado pela Associação Brasileira de Energia Eólica (ABEEólica), em 2017 os 3 países com maior capacidade instalada durante o ano foram a China, Estados Unidos e Alemanha.

Uma questão interessante de ser levada em consideração é se esse investimento reflete na produção acadêmica. Por isso, o estudo realizado se ateve a identificar os países de origem dos artigos analisados. O Gráfico D.1 **Erro! Fonte de referência não encontrada.** mostra a distribuição dos artigos por país da pesquisa. Desse gráfico é possível ver que, países como China, Estados Unidos e Reino Unido possuem uma boa representatividade (em termos percentuais) nas publicações acadêmicas, tendo, portanto, alguma relação entre investimento financeiro e produção científica.

Gráfico D. 1 – Distribuição dos artigos por país de origem.



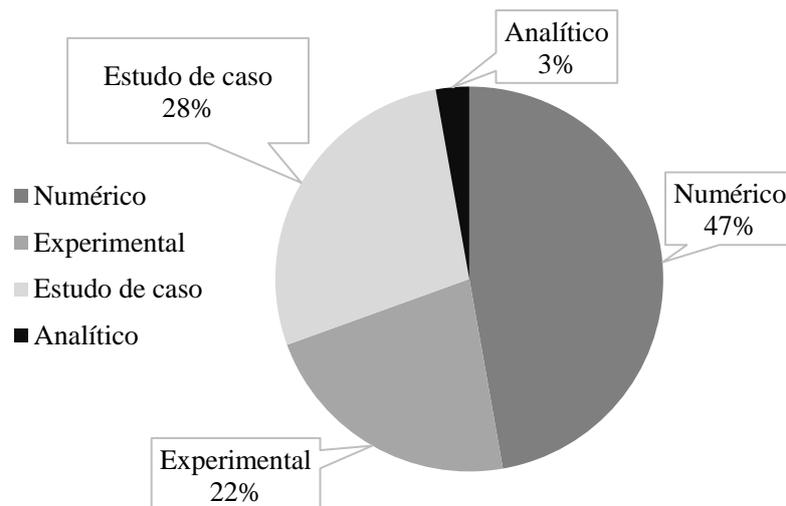
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Tipo de estudo

O tipo de estudo diz respeito à forma como a pesquisa foi desenvolvida em função do modelo de análise, podendo ser analítico, numérico ou experimental. Além disso, o estudo pode ter sido feito considerando uma situação real, ou seja, um estudo de caso.

Do universo de artigos analisados, boa parte deles (cerca 47%) foram estudos com modelos numéricos e apenas 3% foram analíticos. Isso revela a natureza complexa do problema, que impossibilita, muitas vezes, a adoção métodos analíticos simplificados. Além disso, houve um número considerável de estudos experimentais (22%). O que revela que boa parte desses estudos necessitaram de uma quantidade considerável de investimentos. O Gráfico D.2 mostra a proporção do tipo de estudo para os artigos analisados.

Gráfico D. 2 – Distribuição percentual dos tipos de estudos realizados.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Importante ressaltar que todos os artigos experimentais ou de estudo de caso também apresentaram modelos numéricos. Esse tipo de abordagem é interessante, pois ajuda a calibrar os modelos numéricos com dados reais, trazendo mais confiabilidade para diversas análises.

Tipo de fundação

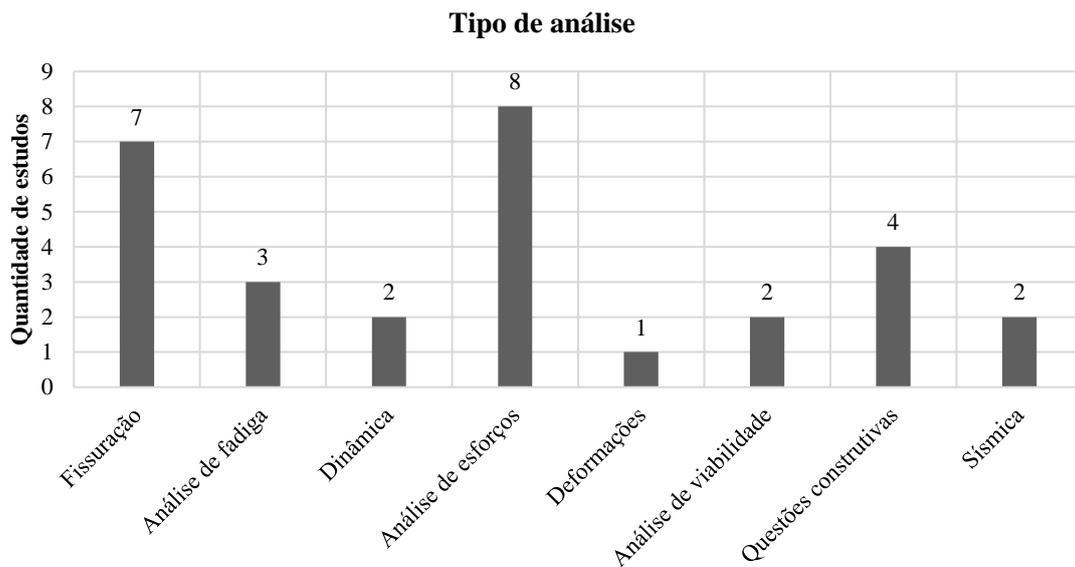
Fundações para aerogeradores *onshore* geralmente são feitas de concreto, podendo ser, a depender das características geotécnicas do solo, diretas, indiretas (estaqueadas) ou mistas

(com transmissão de carga de maneira direta e indireta). A maioria dos estudos (cerca de 90%) foram feitos considerando fundações diretas.

Tipo de análise

O tipo de análise diz respeito a abordagem dos estudos realizados, levando em consideração os parâmetros medidos em cada pesquisa. É possível ver, a partir dos números obtidos, que existe uma grande preocupação com Estado Limite de Serviço (ELS) das fundações, uma vez que muitos artigos tratam da questão da fissuração das bases. Além disso, a análise da distribuição dos esforços ao longo dos blocos de fundação e, sobretudo, na região de ancoragem da torre com o núcleo, foi um tópico recorrente.

Gráfico D. 3 – Quantificação dos tipos de trabalhos realizados.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Interação solo-estrutura

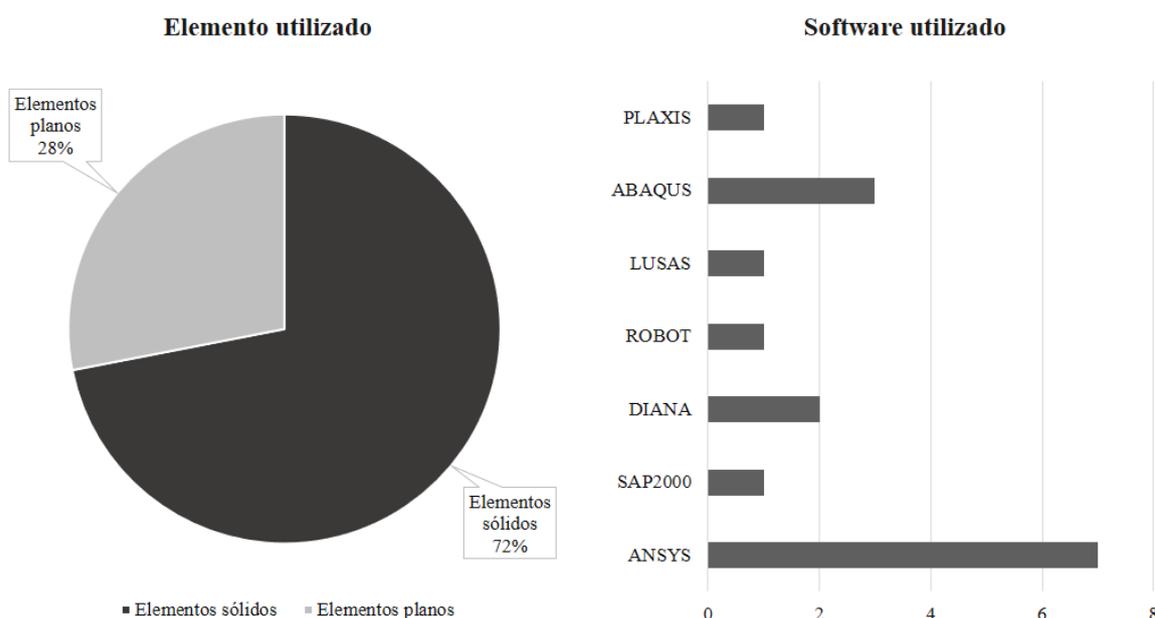
Um fator crucial na análise de fundações de aerogeradores é a consideração da interação solo-estrutura. Essa consideração pode ser feita levando em conta o modelo de molas discretas de Winkler (1897), onde não é considerada a interação entre elementos do solo devido à transmissão de esforços de cisalhamento, ou modelando o solo como um meio contínuo, seja pela utilização de elementos finitos ou mesmo formulações da teoria da elasticidade.

Dos artigos analisados, cerca 67% deles não apresentou qualquer forma de consideração da interação solo-estrutura (ISE). Isso ocorre devido ao fato de que alguns dos estudos apresentaram análises localizadas de efeitos da ancoragem da torre na fundação. Nesse tipo de análise, de fato, prescinde de uma consideração geral da interação do solo com a fundação. Entretanto, faz-se necessário frisar a importância da consideração da deformação do solo para análises de Estado Limite Último e de Serviço (ELU e ELS) desse tipo de estrutura.

Softwares e tipos de elementos utilizados

Dos artigos que apresentaram análises numéricas, boa parte deles fizeram uso de elementos sólidos para análise das fundações. Isso se deve ao fato de que esse tipo de elemento possibilita uma análise mais completa das tensões na fundação. O software mais utilizado foi o ANSYS.

Gráfico D. 4 - Tipos de elementos (à esquerda) e softwares utilizados (à direita).



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Lacunas de pesquisa

Tendo em vista os resultados obtidos na revisão sistemática tem-se como uma lacuna de estudo a análise modal e dinâmica de fundações em radier estaqueado, isto é, uma fundação mista, considerando modelos não lineares de interação solo-estrutura (ISE). Outro ponto que não foi abordado em nenhum dos estudos avaliados é a comparação entre modelos de ISE considerando formulações analíticas mais simples e os modelos em elementos finitos tridimensionais com propriedades constitutivas elasto-plásticas.

A presente pesquisa busca, então, endereçar essas e outras questões pertinentes se atendo, principalmente, aos efeitos da ISE no comportamento dinâmico do aerogerador. Os itens que se seguem trazem o arcabouço teórico que embasa o trabalho remetendo a vários estudos, indo bem além dos artigos avaliados na revisão sistemática. Isso por que os principais trabalhos no meio acadêmico referentes à análise dinâmica de fundações para aerogeradores são feitos para estruturas *offshore*.