



UMA CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE FUNDAÇÕES DE TORRES DE  
TURBINAS EÓLICAS

Alexandre Strongylis Matias

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores : Michèle Schubert Pfeil

Ronaldo Carvalho Battista

Rio de Janeiro

Março de 2018

UMA CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE FUNDAÇÕES DE TORRES DE  
TURBINAS EÓLICAS

Alexandre Strongylis Matias

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO  
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)  
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS  
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM  
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

---

Prof<sup>a</sup>. Michèle Schubert Pfeil, D.Sc.

---

Prof. Ronaldo Carvalho Battista, PhD.

---

Prof<sup>a</sup>. Eliane Maria Lopes Carvalho, D.Sc.

---

Prof. Marcus Peigas Pacheco, PhD.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 2018

Matias, Alexandre Strongylis

Uma contribuição ao projeto de fundações de torres de turbinas eólicas / Alexandre Strongylis Matias. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2018.

XVI, 79 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores : Michèle Schubert Pfeil

Ronaldo Carvalho Battista

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2018.

Referências Bibliográficas: p. 76-79.

1. Fundação. 2. Torre de turbina eólica. 3. Estacas Cavalete. 4. Microestacas. 5. Rigidez à rotação. I. Pfeil, Michèle *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço aos professores orientadores, Michèle Schubert Pfeil e Ronaldo Battista Carvalho, por toda dedicação, paciência, instrução e conhecimento dados ao longo das matérias cursadas e do presente projeto.

Agradeço aos meus pais Otávio Gil Matias e Maria Strongylis, pela vida e pelo apoio irrestrito, em todas as etapas de minha vida. Agradeço ao meu tio, Adolfo Gil Mathias, pelo grande apoio fornecido na primeira metade do mestrado, a parte mais difícil, que necessitou de enorme dedicação. Sem vocês, nada disso teria se tornado realidade.

Agradeço aos colegas e amigos da COPPE, por todos os momentos vividos, de festejo, alegria, companheirismo e tensão que o mestrado proporcionou. Tive o prazer de conhecer pessoas brilhantes, de elevado caráter, que tenho certeza que levarei para a vida toda.

Agradeço ao CNPq pela bolsa de estudos fornecida e espero ter contribuído para o avanço na ciência e tecnologia nacionais.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.).

## UMA CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE FUNDAÇÕES DE TORRES DE TURBINAS EÓLICAS

Alexandre Strongylis Matias

Março/2018

Orientadores : Michèle Schubert Pfeil

Ronaldo Carvalho Battista

Programa : Engenharia Civil

Este trabalho apresenta os principais aspectos e avalia os resultados mais relevantes de estudo realizado com o propósito de contribuir para melhor aproveitamento de um tipo existente, mas não usual de fundação em bloco sobre estacas cavalete de torres para suporte de turbinas eólicas. Apresentam-se os resultados mais relevantes desse estudo, explorando, em comparação com tipos usuais de fundações, a redução de volumes dos materiais e consequente custo de execução, atendendo plenamente os critérios de segurança estrutural e de funcionalidade em serviço prescritos em normas de projeto. Analisam-se os resultados obtidos do estudo paramétrico das dimensões geométricas do bloco de coroamento das estacas (raio e altura), geometria dos cavaletes de estacas (profundidade e inclinação), número de estacas, capacidade de carga no solo de fundação, resistência estrutural das estacas, além de rigidez transversal e rotacional da fundação em bloco sobre estacas e frequências de vibração por flexão lateral do sistema acoplado turbina-torre-fundação-solo. A modelagem estrutural 3D da torre e fundação e a análise paramétrica são feitas com o auxílio do programa de análise estrutural. O estudo paramétrico abrange três tipos de estacas : duas delas – hélice e raiz – mais comumente utilizadas nas fundações de torres de turbinas eólicas no Brasil, e microestacas, de aplicação ainda pouco usual no país.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.).

A CONTRIBUTION TO THE DESIGN OF FOUNDATIONS FOR WIND TURBINE  
TOWER

Alexandre Strongylis Matias

March/2018

Advisors : Michèle Schubert Pfeil

Ronaldo Carvalho Battista

Department : Civil Engineering

This work outlines the main aspects and evaluate the most relevant results from a study carried out with the proposal to contribute to the improvement of the design of conventional cap-piles foundations, intended particularly to wind turbine towers. The feasibility of the optimized foundation, which makes use of micropiles, is evaluated by means of comparisons – in terms of quantities of materials employed in construction and in terms of the rotational and transverse stiffnesses – with the most usual type of foundations for these towers, in which helix and root piles are used. The 3D modelling of the wind turbine tower and its foundation was done with the aid of a structural analysis software, along with a parametric analysis of the foundation models, which comprises 3 different types of piles employed in the cap-piles foundations : helix and root piles, which are the most employed in Brazil, and micropiles, yet very little employed in the country. Some of the variables used in the parametric analysis are the concrete pile cap diameter and height, the pile depth and its battering angle, the number of piles and their layout, the soil bearing capacity, the piles' strength, the transverse and rotational stiffnesses of the cap-pile foundation and consequent vibration frequencies associated to the lateral bending modes of the tower structure-turbine on its cap-pile foundation.

# SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 MOTIVAÇÃO, JUSTIFICATIVA E CONTEXTO .....	1
1.2 OBJETIVO E METODOLOGIA .....	2
1.3 ESCOPO DESTE TRABALHO .....	3
<b>2. CONCEITOS BÁSICOS SOBRE TURBINAS EÓLICAS E FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....</b>	<b>5</b>
2.1 INTRODUÇÃO ÀS MICROESTACAS .....	5
2.1.1 DEFINIÇÃO.....	5
2.1.2 MÉTODO EXECUTIVO .....	5
2.1.3 RESISTÊNCIA GEOTÉCNICA DAS MICROESTACAS .....	7
2.1.4 ASPECTOS DO DIMENSIONAMENTO DA MICROESTACA .....	8
2.1.5 INCLINAÇÃO DAS MICROESTACAS .....	9
2.1.6 CONEXÃO E ANCORAGEM DAS MICROESTACAS NO BLOCO ..	10
2.2 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE MICROESTACAS (TRECHO COM TUBO DE AÇO) .....	11
2.2.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL.....	11
2.2.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO AXIAL.....	13
2.2.3 RESISTÊNCIA AO MOMENTO FLETOR .....	13
2.2.4 ESFORÇOS COMBINADOS EM ELEMENTOS DE AÇO.....	14
2.2.5 RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE.....	14
2.3 TORRES DE TURBINAS EÓLICAS .....	14
2.3.1 TIPOS DE TORRES DE TURBINAS EÓLICAS .....	14
2.3.2 ESTRUTURAS DE TORRES DE SUPORTE DE TURBINAS EÓLICAS 16	
2.3.3 FAIXA DE FREQUÊNCIA OPERACIONAL .....	18
2.3.4 FUNDAÇÕES PARA TORRES DE TURBINAS EÓLICAS .....	19
2.4 AÇÕES E COMBINAÇÕES DE AÇÕES NO ESTADO LIMITE .....	20

2.5	MODELAGEM DA INTERAÇÃO SOLO-ESTACAS .....	22
2.5.1	TERRENO DE FUNDAÇÃO .....	22
2.5.2	COEFICIENTES DE RIGIDEZ LATERAL DO SOLO SOBRE A ESTACA .....	23
2.6	MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE GEOTÉCNICA DE CARGA NUMA ESTACA .....	24
2.6.1	MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE AOKI-VELLOSO .....	25
2.6.2	MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE DECOURT-QUARESMA .....	27
2.6.3	MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE COSTA VELLOSO .....	28
2.6.4	MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE BUSTAMANTE-DOIX .....	29
2.6.5	MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE ALBERTO HENRIQUES TEIXEIRA 31	
2.6.6	MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE URBANO RODRIGUES ALONSO .	32
<b>3.</b>	<b>CASO-EXEMPLO – FUNDAÇÃO EM ESTACAS HÉLICE.....</b>	<b>33</b>
3.1	MODELAGEM DA FUNDAÇÃO EM BLOCO DE CONCRETO ARMADO SOBRE ESTACAS HÉLICE.....	33
3.1.1	DESCRIÇÃO SUMÁRIA DA FUNDAÇÃO .....	33
3.1.2	RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO DE ESTACAS HÉLICE. .	34
3.1.3	ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DO MODELO DA FUNDAÇÃO EM ESTACAS HÉLICE.....	37
3.1.4	ALTERNATIVA DE FUNDAÇÃO EM BLOCO DE CONCRETO ARMADO SOBRE ESTACAS CAVALETE .....	37
<b>4.</b>	<b>CASO-EXEMPLO – FUNDAÇÃO EM ESTACAS RAIZ .....</b>	<b>39</b>
4.1	BREVE DESCRIÇÃO DOS MODELOS DE ESTACA RAIZ .....	39
4.2	MODELO 01 DA FUNDAÇÃO EM CAVALETES DE ESTACAS RAIZ... .	40
4.2.1	MODELO NUMÉRICO 01 .....	40
4.2.2	RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO 01 .....	41
4.2.3	ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DO MODELO 01 DA FUNDAÇÃO EM CAVALETES DE ESTACAS RAIZ.....	43

4.3	MODELO 02 DE FUNDAÇÃO EM CAVALETES DE ESTACAS RAIZ ...	44
4.3.1	MODELO NUMÉRICO 02.....	44
4.3.2	RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO 02 DA FUNDAÇÃO EM CAVALETES DE ESTACAS RAIZ .....	45
4.3.3	RESUMO E ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DO MODELO 01 E 02 DA FUNDAÇÃO EM CAVALETES DE ESTACAS RAIZ.....	47
<b>5.</b>	<b>CASO-EXEMPLO – FUNDAÇÃO EM MICROESTACAS .....</b>	<b>49</b>
5.1	BREVE DESCRIÇÃO DOS MODELOS DE MICROESTACAS .....	49
5.2	MODELO NUMÉRICO 01 DE MICROESTACAS .....	50
5.2.1	MODELO NUMÉRICO 01 .....	50
5.2.2	RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO 01 DE MICROESTACAS 52	
5.2.3	ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DO MODELO 01 DA FUNDAÇÃO EM CAVALETES DE MICROESTACAS .....	55
5.3	MODELO NUMÉRICO 04 DE MICROESTACAS .....	56
5.3.1	MODELO NUMÉRICO.....	56
5.3.2	RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO 04 DE MICROESTACAS 57	
5.3.3	ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DO MODELO 04 DA FUNDAÇÃO EM CAVALETES DE MICROESTACAS .....	59
5.3.4	RESUMO E ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DO MODELO 01 A 04 DA FUNDAÇÃO EM CAVALETES DE MICROESTACAS .....	60
<b>6.</b>	<b>RESUMO CONSOLIDADO DOS RESULTADOS OBTIDOS.....</b>	<b>62</b>
6.1	ESFORÇOS SOLICITANTES .....	62
6.2	RIGIDEZ DA FUNDAÇÃO.....	62
6.3	DEFORMAÇÃO DO BLOCO DE FUNDAÇÃO EM ESTACAS .....	64
6.4	DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DO BLOCO DE CONCRETO ARMADO.....	66
6.4.1	HIPÓTESES E PREMISSAS DE CÁLCULO.....	66

6.4.2	MODELO DE ESTACAS HÉLICE.....	67
6.4.3	MODELO 02 DE ESTACAS RAIZ.....	69
6.4.4	MODELO 04 DE MICROESTACAS.....	70
6.5	TABELA RESUMO DO CONSUMO DE MATERIAIS PARA OS MODELOS DE BLOCO SOBRE ESTACAS .....	72
<b>7.</b>	<b>COMENTÁRIOS FINAIS CONCLUSIVOS .....</b>	<b>74</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>76</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.1 : Matriz energética brasileira em 2017 (ANEEL).</i> .....	2
<i>Figura 2.1 : Esquema de uma microestaca em fase de execução e sua seção transversal.</i> .....	7
<i>Figura 2.2 : Conexão bloco-microestaca com chapa de aço soldada no topo da microestaca.</i> .....	10
<i>Figura 2.3 : Detalhe da ancoragem das microestacas no bloco de fundação.</i> .....	11
<i>Figura 2.4 : (a) Componentes principais de uma TEEH (MOURA, 2007).</i> <i>(b) Componentes principais de uma TEEV (AERO-MINI, 2009).</i> .....	15
<i>Figura 2.5 : Esquemática de uma nacelle (SANTANA, 2009).</i> .....	16
<i>Figura 2.6(a): Modelo unifilar 2D em elementos finitos da estrutura da torre. ....</i> (b) <i>Modelo tridimensional da torre em elementos finitos planos de casca. ....</i>	17
<i>Figura 2.7 : Espectro de frequência obtido da resposta aerodinâmica medida numa torre existente (BATTISTA, 2012).</i> .....	19
<i>Figura 2.8 : Conexão típica torre-bloco de fundação rasa em início de construção localizada no município de Araripina, Pernambuco (MACÊDO, 2016).</i> .....	20
<i>Figura 2.9 : Esquema de cargas aplicadas no topo do bloco de fundação.</i> .....	22
<i>Figura 2.10 : Boletim de sondagem SP-02 do local de implementação da torre do aerogerador (BATTISTA, 2012).</i> .....	23
<i>Figura 2.11 : Número de golpes do SPT vs resistência lateral “s” (VALENTINO, 2009)</i> .....	30
<i>Figura 3.1 : Vista em 3D do modelo numérico único de estacas hélice.</i> .....	34
<i>Figura 3.2 : Vista superior e corte radial do modelo numérico único de estacas hélice.</i> .....	34
<i>Figura 3.3 : Seção transversal das estacas hélice.</i> .....	34
<i>Figura 3.4 : Mapa de esforços axiais na cabeça das estacas hélice.</i> .....	36
<i>Figura 3.5 : Mapa de momento fletor na cabeça das estacas hélice.</i> .....	36
<i>Figura 4.1 : Vista em 3D do modelo numérico 01 de estacas raiz.</i> .....	41
<i>Figura 4.2 : Vista superior e radial do modelo numérico 01 de estacas raiz.</i> .....	41
<i>Figura 4.3 : Seção transversal das estacas raiz.</i> .....	41
<i>Figura 4.4 : Mapa de esforço normal na cabeça dos cavaletes de estacas raiz (modelo 01).</i> .....	42

<i>Figura 4.5 : Mapa de momento fletor na cabeça dos cavaletes de estacas raiz (modelo 01).</i>	42
<i>Figura 4.6 : Vista em 3D do modelo numérico 02 de estacas raiz.</i>	44
<i>Figura 4.7 : Vista superior e radial do modelo numérico 02 de estacas raiz.</i>	45
<i>Figura 4.8 : Mapa de esforço normal na cabeça dos cavaletes (modelo 02 de estacas raiz).</i>	45
<i>Figura 4.9 : Mapa de momento fletor na cabeça dos cavaletes (modelo 02 de estacas raiz).</i>	46
<i>Figura 5.1 : Vista em 3D do modelo numérico 1 de microestacas.</i>	51
<i>Figura 5.2 : Vista superior e radial do modelo numérico 1 de microestacas.</i>	52
<i>Figura 5.3 : Seção transversal das microestacas.</i>	52
<i>Figura 5.4 : Mapa de esforço normal na cabeça dos cavaletes (modelo 01 microestacas).</i>	54
<i>Figura 5.5 : Mapa de momento fletor na cabeça dos cavaletes (modelo 01 microestacas).</i>	54
<i>Figura 5.6 : Vista em 3D do modelo numérico 04 de microestacas.</i>	56
<i>Figura 5.7 : Vista superior e radial do modelo numérico 04 de microestacas.</i>	57
<i>Figura 5.8 : Mapa de esforço normal na cabeça dos cavaletes (modelo 4 microestacas).</i>	58
<i>Figura 5.9 : Mapa de momento fletor na cabeça dos cavaletes (modelo 4 microestacas).</i>	58
<i>Figura 6.1 : Deformada do bloco com 17m de diâmetro sobre estacas hélice.</i>	65
<i>Figura 6.2 : Deformada do bloco com 15,4m de diâmetro para o modelo 02 de estacas raiz (otimizado).</i>	65
<i>Figura 6.3 : Deformada do bloco com 12,6m de diâmetro para o modelo 04 de microestacas (otimizado).</i>	65
<i>Figura 6.4 : Faixa no bloco para dimensionamento à flexão (modelo de estacas hélice).</i>	69
<i>Figura 6.5 : Faixa no bloco para dimensionamento à flexão (modelo otimizado de estacas raiz).</i>	70
<i>Figura 6.6 : Faixa no bloco para dimensionamento à flexão (modelo de microestacas).</i>	72

## ÍNDICE DE TABELAS

<i>Tabela 2.1 : Frequências e modos de vibração da estrutura da torre com base engastada.....</i>	<i>18</i>
<i>Tabela 2.2 : Coeficientes empíricos <math>K</math> e <math>\alpha</math> (LOPES et al, 2010).....</i>	<i>26</i>
<i>Tabela 2.3 : Valores dos coeficientes <math>F_1</math> e <math>F_2</math> (LOPES et al, 2010).....</i>	<i>26</i>
<i>Tabela 2.4 : Coeficientes <math>\alpha</math> e <math>\beta</math> (AOKI et al, 2010). ....</i>	<i>27</i>
<i>Tabela 2.5 : Valores tabelados para <math>C</math> (AOKI et al, 2010).....</i>	<i>27</i>
<i>Tabela 2.6 : Valores aproximados de <math>a</math>, <math>b</math>, <math>a'</math> e <math>b'</math> (LOPES et al, 2010).....</i>	<i>28</i>
<i>Tabela 2.7 : Coeficiente <math>\alpha</math>, tipo de solo, tipo de execução da microestaca (VALENTINO, 2009).....</i>	<i>30</i>
<i>Tabela 2.8 : Valores de <math>\alpha</math> e <math>\beta</math> em função do tipo de solo e tipo de estaca (LOPES et al, 2010).....</i>	<i>31</i>
<i>Tabela 2.9 : Relação dos coeficientes do método (apud MAGALHÃES, 2010).....</i>	<i>32</i>
<i>Tabela 3.1 : Resistência geotécnica da estaca hélice, modelo original.....</i>	<i>35</i>
<i>Tabela 3.2 : Esforços e tensões solicitantes para o modelo original de estacas hélice.</i>	<i>35</i>
<i>Tabela 4.1 : Capacidade geotécnica de carga da estaca raiz com diâmetro de 410mm e profundidade de 18m.....</i>	<i>40</i>
<i>Tabela 4.2 : Esforços e tensões solicitantes para o modelo numérico 01 de estacas raiz.</i> .....	<i>43</i>
<i>Tabela 4.3 : Esforços e tensões solicitantes para o modelo numérico 02 de estacas raiz.</i> .....	<i>46</i>
<i>Tabela 4.4 : Resumo dos modelos de estaca raiz.....</i>	<i>48</i>
<i>Tabela 5.1 : Resistência geotécnica da microestaca.....</i>	<i>50</i>
<i>Tabela 5.2 : Esforços e tensões solicitantes para o modelo numérico 01 de microestacas.....</i>	<i>53</i>
<i>Tabela 5.3 : Microestacas mais solicitadas do modelo 01.....</i>	<i>55</i>
<i>Tabela 5.4 : Esforços e tensões solicitantes para o modelo numérico 04 de microestacas.....</i>	<i>59</i>
<i>Tabela 5.5 : Esforço solicitante em relação a posição da microestaca no corte A.....</i>	<i>59</i>
<i>Tabela 5.6 : Resumo das características da fundação em bloco de concreto armado sobre coroa de cavaletes de microestacas dos modelos 01 a 04.....</i>	<i>61</i>
<i>Tabela 6.1 : Esforços solicitantes máximos nas estacas obtidos com os modelos otimizados para a combinação de carregamento no ELS.....</i>	<i>62</i>

<i>Tabela 6.2 : Esforços solicitantes máximos nas estacas obtidos com os modelos otimizados para a combinação de carregamento no ELU. ....</i>	<i>62</i>
<i>Tabela 6.3 : Rigidez dos modelos de estacas hélice, estacas raiz e microestacas. ....</i>	<i>64</i>
<i>Tabela 6.4 : Frequências de vibração do sistema estrutural torre-fundação.....</i>	<i>64</i>
<i>Tabela 6.5 : Resultado para o dimensionamento à flexão do bloco sobre estacas raiz do modelo 02. ....</i>	<i>70</i>
<i>Tabela 6.6 : Resultado para o dimensionamento à flexão do bloco sobre microestacas do modelo 04. ....</i>	<i>71</i>
<i>Tabela 6.7 : Dimensionamento à cortante do bloco sobre microestacas do modelo 04.</i>	<i>72</i>
<i>Tabela 6.8 : Consumo de aço e concreto para as diferentes soluções de fundação. ....</i>	<i>73</i>

## ÍNDICE DE EQUAÇÕES

(2.1).....	12
(2.2).....	12
(2.3).....	12
(2.4).....	13
(2.5).....	13
(2.6).....	13
(2.7).....	14
(2.8).....	14
(2.9).....	14
(2.10).....	14
(2.11).....	21
(2.12).....	21
(2.13).....	21
(2.14).....	24
(2.15).....	25
(2.16).....	27
(2.17).....	28
(2.18).....	28
(2.19).....	28
(2.20).....	29
(2.21).....	29
(2.22).....	31
(2.23).....	32
(2.24).....	32
(2.25).....	32
(6.1).....	63
(6.2).....	63
(6.3).....	67
(6.4).....	67
(6.5).....	67
(6.6).....	67
(6.7).....	68

(6.8).....	68
(6.9).....	68
(6.10).....	68

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1 MOTIVAÇÃO, JUSTIFICATIVA E CONTEXTO

Segundo a Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL), a energia eólica responde por cerca de 7,5% da produção nacional, 3ª maior fonte de geração de energia no país, conforme Figura 1.1. Esta produção tende a aumentar com o vasto potencial eólico ao longo da costa brasileira, com a evolução da tecnologia das turbinas eólicas e com o aprimoramento dos projetos das torres e fundações para as turbinas eólicas.

A fundação é responsável por uma parcela importante do custo total do projeto para implantação de uma torre eólica (HAU, 2005). Portanto, avanços na concepção do projeto de fundação de turbinas eólicas agem como um vetor na redução do custo de execução e, consequentemente, do custo de geração da energia eólica. No Brasil, a fundação mais comumente usada para turbinas eólicas é um sistema bloco-estacas hélice. O sistema bloco-estacas hélice resulta em elevada resistência e rigidez ao conjunto, em geral maior que o necessário, tornando assim esta concepção antieconômica. Soma-se a isto o fato da logística construtiva ser mais complexa devido às grandes dimensões, ao peso do equipamento de execução das estacas hélice, ao transporte desses equipamentos desde os grandes centros até os sítios eólicos, por vezes situados em locais longínquos e de difícil acesso, além da necessidade de refrigeração constante devido ao atrito solo-perfuratriz, além dentre outras dificuldades executivas tal como o elevado consumo de aço e concreto.

Logo, a motivação deste trabalho é realizar um melhor aproveitamento das fundações de torres de turbinas eólicas, perante a solução convencional, oferecendo concepções alternativas que utilizam estacas raiz e microestacas em configuração cavalete, prática bastante empregada em fundações de píeres portuários e de pontes.

O custo de produção e execução de fundações para turbinas eólicas de pequeno porte tende a ser maior, proporcionalmente, em comparação com o custo de fundações para turbinas eólicas de maior porte; no entanto, é difícil estimar este custo. HAU (2005) mostra o caso de uma turbina eólica em que a torre e a fundação correspondem por aproximadamente 20% do custo total de implementação do projeto.

O Brasil possui enorme potencial para implantação de parques eólicos (onshore e offshore) ao longo de sua costa de pouco mais de 7000 km. A eventual redução nos custos de implantação de turbinas em parques eólicos vem a acrescentar a exploração deste

enorme potencial. Nas instalações onshore, a redução do custo de execução das fundações de torres de turbinas eólicas é bastante relevante.

Sob outro ponto de vista, do aspecto ambiental, as questões climáticas mostram-se mais pertinentes e urgentes, de forma que fontes alternativas estão sendo estudadas para ir gradativamente substituindo a matriz energética global, cuja fonte primária são combustíveis fósseis.

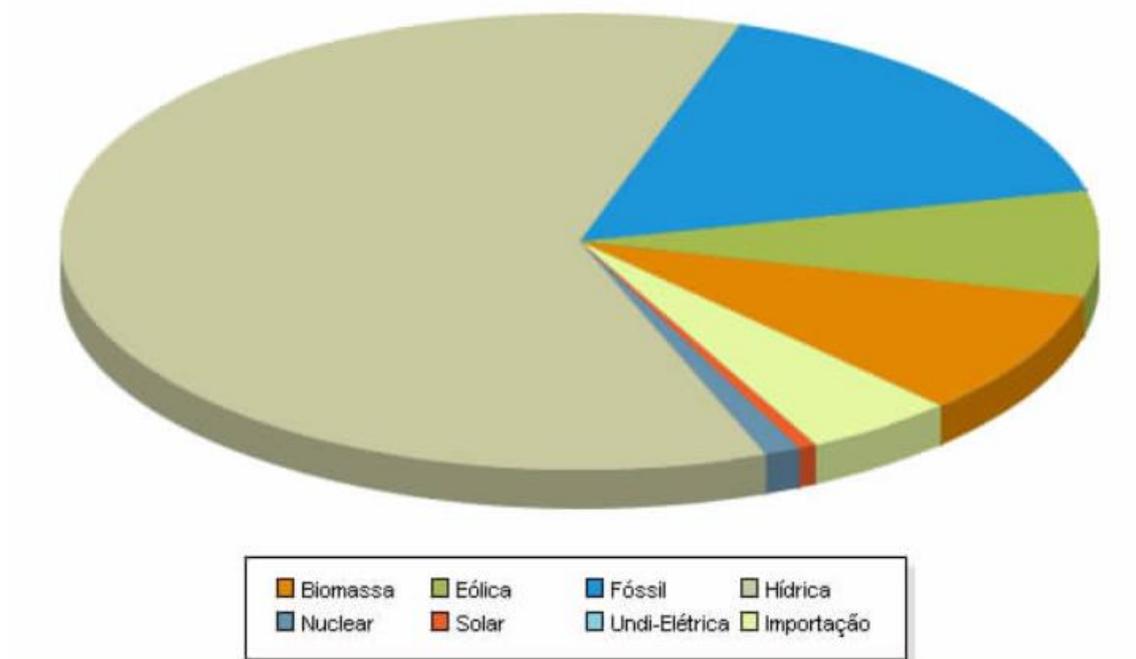


Figura 1.1 : Matriz energética brasileira em 2017 (ANEEL).

## 1.2 OBJETIVO E METODOLOGIA

A efetividade e viabilidade prática de concepções alternativas de fundação em bloco de concreto armado sobre estacas são investigadas por meio de estudo paramétrico e comparativo com concepções projetivas existentes e usuais.

O caso exemplo de unidade aerogeradora utilizada no presente trabalho para realização do estudo paramétrico e busca de uma concepção alternativa de estaqueamento para fundação de torres de turbinas eólicas foi extraído de uma unidade típica do Parque Eólico de Trairí, situado na costa do Ceará, a cerca de 120km de distância de Fortaleza. Concluído no final de 2013, tem capacidade para produzir até 25MW de potência, conta com 50 aerogeradores instalados no topo de torres de 80m de altura, com estrutura tubular

em virolas de concreto armado pré-fabricado. Os aerogeradores SIEMENS, SWT – 2.3 – 101, tem potência de 2,3MW e diâmetro do rotor de 101m (ENGIE ENERGIA, s.d.).

A fundação das torres de TE do Parque Eólico Trairí, é composta de um bloco tronco-cônico de concreto armado, de 17,0m de diâmetro e 22 estacas verticais do tipo hélice contínua com 70cm de diâmetro. O modelo numérico desta fundação foi analisado com o software SAP2000, de forma a realizar o estudo paramétrico e buscar concepções alternativas.

A análise paramétrica consistiu em modificar a geometria do sistema, notadamente alterando-se as estacas verticais por pares de estacas em cavalete, para viabilizar a redução do sistema estrutural da fundação em termos de volume de concreto e peso em aço do bloco e estacas. Desta forma, foram gerados mais dois grupos de modelos numéricos derivados do projeto original da fundação em bloco sobre estacas hélice verticais : (i) modelo bloco-cavaletes de estacas raiz; (ii) modelo bloco-cavalete de microestacas.

Portanto, três grupos de modelos numéricos de fundação em bloco de concreto armado sobre estacas (hélice, estacas raiz e microestacas) foram utilizados na análise paramétrica realizada tomando sempre como referência para análise comparativa a solução convencional em estacas hélice. No estudo paramétrico dessas concepções alternativas, buscou-se otimizar o sistema de fundação dos volumes dos materiais de construção, da viabilidade prática de execução (transporte e operação dos equipamentos) e consequente custos, além de atender de modo pleno os critérios normativos de segurança e de serviço, e também as faixas de valores de frequência fundamental de vibração do sistema turbina eólica-torre-fundação, além dos coeficientes de rigidez da fundação, particularmente de rigidez rotacional.

### **1.3 ESCOPO DESTE TRABALHO**

Além deste capítulo introdutório, este trabalho é composto por outros 7 capítulos.

O capítulo 2 apresenta os conceitos básicos sobre turbinas eólicas, fundações profundas, realiza uma revisão bibliográfica, descrevendo as teorias, hipóteses, conceitos, metodologias citadas, que serviram de base para este trabalho. Atenção particular é dada as microestacas, ainda pouco empregadas e de tecnologia pouco difundida no país. As informações relevantes para o projeto e métodos de dimensionamento estrutural,

geotécnico e de execução, bem como a instalação de fundações de torres de turbinas eólicas, são extraídas de referências bibliográficas e das normas técnicas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

O capítulo 3 descreve o sistema torre-fundação, em bloco sobre estacas hélice, existente e em operação no Parque Eólico Trairí, aqui utilizado como caso exemplo. A geometria do bloco, distribuição das estacas e o perfil típico do solo, extraído do boletim de sondagem, são ilustrados; e os coeficientes de reação lateral do solo na interação solo-estaca são fornecidos. Neste capítulo é também descrito o modelo em elementos finitos do sistema bloco-estacas hélice e os resultados mais representativos desta fundação sob a ação das forças resultantes das combinações dos carregamentos atuantes no aerogerador e na torre.

O capítulo 4 descreve e analisa modelos de fundação em bloco sobre cavaletes de estaca raiz, elaborados a partir do modelo de estacas hélice. Cada modelo de estaca raiz é analisado sob os critérios do Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS) prescrito nas normas da ABNT. A configuração do modelo tido como otimizado é aquela que resulta na maior redução possível do volume e peso dos materiais de construção do bloco e das estacas.

O capítulo 5 apresenta e analisa quatro modelos de fundação em bloco sobre cavaletes de microestacas, elaborados também a partir do modelo de estacas hélice. Aplicam-se os mesmos critérios de segurança e de funcionalidade em serviço do sistema torre-fundação até chegar-se à configuração otimizada da fundação com microestacas.

O capítulo 6 resume os resultados obtidos para os modelos analisados, em relação aos esforços solicitantes, a rigidez do sistema de fundação bloco-estacas, a deformação ocorrida no bloco de fundação e o dimensionamento à flexão do bloco de fundação.

O capítulo 7 contém comentários conclusivos sobre a viabilidade executiva e efetividade da concepção projetiva da fundação em bloco de concreto armado sobre cavaletes de estacas, particularmente de microestacas. Contém, também, sugestões de trabalhos futuros para o prosseguimento da investigação de novas concepções seguras, funcionais e econômicas para fundações de torres para suporte de turbinas eólicas.

## **2. CONCEITOS BÁSICOS SOBRE TURBINAS EÓLICAS E FUNDAÇÕES PROFUNDAS**

### **2.1 INTRODUÇÃO ÀS MICROESTACAS**

A instituição norte-americana FHWA – *Federal Highway Administration*, publicou um documento (SABATINI *et al.*, 2005) que tem por objetivo ser um manual “orientado para a prática da engenharia”, com diretrizes relativas ao dimensionamento, especificações de construção, inspeção, procedimentos de teste, informação sobre o custo e informações sobre contratos com executores dos projetos; tudo isto para disseminar o uso, mantendo a segurança do processo e aumentando o fator custo-benefício no emprego das microestacas.

O manual tem como público-alvo os engenheiros geotécnicos e estruturais dos órgãos públicos de transportes dos estados norte-americanos, bem como as empresas que prestam serviços de execução, seja para construção ou manutenção de rodovias, pontes, estabilização de encostas, obras de contenção, dentre outras aplicações. Porém, antes de tudo, é um documento público que serve de guia para profissionais, estudantes, e meio acadêmico, das áreas de engenharia geotécnica e de estruturas de obras de arte especiais – OAE’s. Este documento será usado como referência básica nesta seção. Por tratar-se de um manual, define as microestacas de forma generalizada, abrangendo diversos métodos executivos.

#### **2.1.1 DEFINIÇÃO**

A microestaca consiste em uma estaca de pequeno diâmetro, tipicamente menor do que 300mm, com a parte superior reforçada com um tubo de aço (também conhecido como camisa metálica) e barra de aço adicional (caso seja necessário); a parte inferior reforçada somente com a barra de aço, a qual será ancorada em rocha ou solo firme. Pelo fato de ter seção transversal reduzida, a limitação das microestacas normalmente se dá pelo aspecto estrutural.

#### **2.1.2 MÉTODO EXECUTIVO**

O processo construtivo das microestacas consiste em : perfuração; colocação da armadura; concretagem.

O dimensionamento da microestaca é sensível ao método executivo, portanto, este deve ser definido a priori, para posterior dimensionamento. Há diversos métodos para perfuração, mas em geral assemelham-se às técnicas de execução de estacas raiz, tirantes, solos grampeados. A escolha de um método em detrimento de outro normalmente se dá pelas limitações impostas e custos associados, como por exemplo, locais confinados e de difícil acesso a equipamentos mais pesados, vibração e ruído excessivo gerados em áreas urbanas.

A lubrificação do equipamento de perfuração é imprescindível, sem a qual a força de atrito desenvolvida entre o solo e o trado, coroa ou tricône, dentre outros, se torna excessiva e pode danificar o equipamento. Durante o processo de perfuração, a utilização de água em alta pressão como fluido lubrificante pode trazer eventuais problemas de colapso de solos não-coesivos ou carregamento de finos de areias pouco compactas, resultando em problemas como a criação de vazios e/ou furos maiores que os previstos em projeto. Pode ser necessário usar lama bentonítica para solos não-coesivos para evitar o colapso do furo, mas isto depende do projeto e dos boletins de sondagem locais. Ao atingir a cota de ponta da microestaca, o furo deve ser lavado com água para retirar o material solto e garantir que não haja recalques.

A próxima etapa envolve a colocação da camisa metálica, com o acréscimo de barras de aço para reforço, caso necessário em projeto. Nesta situação específica, as barras de aço são ancoradas em rocha, conforme cota definida segundo os dados contidos no boletim de sondagem SPT referente ao local de execução da microestaca.

A última etapa é a concretagem com graute e/ou argamassa. O manual menciona 2 métodos principais, concretagem por gravidade (tipo A) e concretagem por injeção pressurizada (tipo B). Do tipo B pode se desenvolver a “pós-concretagem”, visando aumentar a capacidade resistiva da microestaca por meio de sucessivas injeções de graute ou argamassa, em alta pressão, em diferentes fases, rompendo válvulas manchete previamente dispostas ao longo do comprimento do tubo. Neste caso especificamente, a injeção é feita através de um mangote e isto cria nódulos ao longo do comprimento da microestaca, conforme mostrado na Figura 2.1, e aumenta a área da interface solo-estaca, logo aumentando a capacidade resistiva (SABATINI *et al*, 2005).

GUIMARÃES (2014) desenvolveu e patenteou a primeira microestaca tubular autoperfurante. No processo executivo, a injeção de graute em alta pressão, é efetuada em fases repetidas. Segundo o autor, as microestacas são ideais para solos arenosos pois este

tipo oferece elevado atrito na interface solo-estaca. São também muito resistentes ao esforço de tração, oferecendo a mesma resistência que possuem ao esforço de compressão. Tem elevada resistência à flambagem e proteção contra a corrosão do tubo metálico que serve de armadura. Este tipo de microestaca difere do tipo definido por SABATINI *et al* (2005) nos seguintes aspectos :

- O fluido utilizado na perfuração é a calda de cimento, em comparação a outros métodos que utilizam água, ar e lama bentonítica como fluidos neste processo;
- A armação principal é constituída pelo próprio tubo utilizado na perfuração, em comparação com outros métodos que consistem na retirada da haste e tubo de perfuração para posterior colocação da armadura principal tubular;
- A armação principal é prolongada ao longo de todo o comprimento da microestaca, em comparação a métodos que utilizam a armação principal com comprimento menor do que o total.

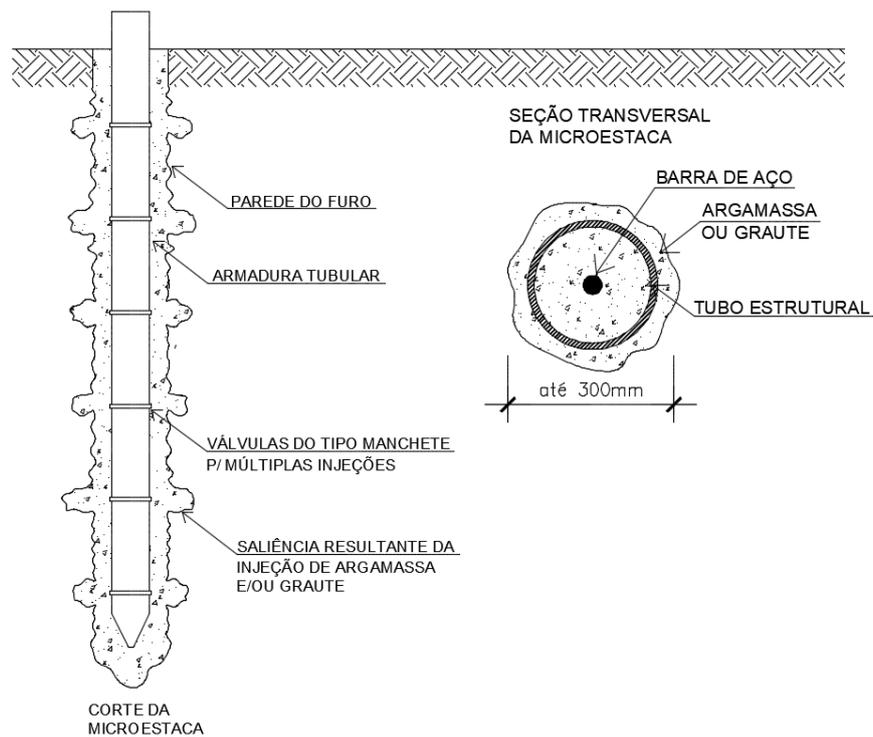


Figura 2.1 : Esquema de uma microestaca em fase de execução e sua seção transversal.

### 2.1.3 RESISTÊNCIA GEOTÉCNICA DAS MICROESTACAS

O método executivo da microestaca contribui para o elevado atrito lateral desenvolvido na interface solo-estaca e para mobilizar um cone de “solo armado”, impedindo ruptura do solo em alguns planos de corte, pois seria então necessário movimentar todo o conjunto

de microestacas executadas para que de fato ocorresse, segundo SABATINI *et al* (2005) e GUIMARÃES (2014).

GUIMARÃES (2014) apresenta o resultado de testes de carga com microestacas visando validar as hipóteses para dimensionamento. As provas de carga foram feitas em fundação de torres de geradores eólicos. O cálculo da capacidade de carga se dá por ábacos e métodos clássicos da literatura, como AOKI-VELLOSO (1975), DECOURT-QUARESMA (1978) e BUSTAMANTE-DOIX (1985), sendo considerada somente a parcela do atrito lateral. A resistência de ponta é desprezada, devido à (i) seção transversal reduzida das microestacas e (ii) somente pode ser considerada para os casos em que a ponta está ancorada em rocha sã. Neste trabalho considera-se que a resistência geotécnica total é composta somente pelo atrito lateral. Esta condição representa uma certa vantagem perante os outros tipos de estacas, pois as microestacas têm a mesma resistência à tração e à compressão.

#### 2.1.4 ASPECTOS DO DIMENSIONAMENTO DA MICROESTACA

Em relação ao aspecto estrutural, há uma certa semelhança entre as microestacas e as estacas raiz, quando submetidas a flexo-compressão. Nas estacas raiz, a armadura pode ser projetada com base no diagrama de momento fletor, ou seja, seu comprimento pode ser da ordem de até 1/3 do comprimento da estaca, combatendo o esforço de flexão somente onde este ocorre. Analogamente, as microestacas podem ter sua armadura disposta somente até determinada profundidade, também com base no diagrama de momento fletor.

No entanto, o dimensionamento da microestaca que inclui uma parte superior com armadura (camisa metálica) e uma parte inferior sem camisa metálica deve ser verificado por experimentos e medições em campo que avaliem a transferência de carga axial para o solo no comprimento encamisado. Por este motivo, esta configuração de armação não foi incorporada aos modelos de fundação em bloco sobre microestacas aqui analisados. Assim, optou-se pela aplicação de métodos de dimensionamento mais conservadores para as microestacas.

A barra de reforço adicional, centralizada na seção transversal da microestaca, se prolonga até a sua ponta, sendo ancorada em rocha ou solo muito firme. Em termos estruturais, esta barra oferece pouco acréscimo de resistência quando comparado ao tubo

metálico, porém em termos executivos, a ancoragem é muito importante e serve de “guia” (SABATINI *et al*, 2005).

Em termos gerais, para uma fundação em microestacas é preferível executar o menor número de microestacas de maior capacidade de carga ao invés de executar um maior número de microestacas de menor capacidade de carga (SABATINI *et al*, 2005). Isto se deve ao fato de haver menor mobilização de equipamento e mão-de-obra para executar as estacas, independente do comprimento, bem como do volume de material empregado, que tende a ser menor para um número menor de microestacas mais resistentes.

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), a distância entre os eixos de 2 microestacas adjacentes deve ser no mínimo igual a 3 diâmetros, ou a distância entre faces de 2 microestacas deve ser igual a 2 diâmetros. Esta prescrição se aplica a todos os tipos de estacas.

### 2.1.5 INCLINAÇÃO DAS MICROESTACAS

Microestacas, versáteis, podem ser inclinadas como forma de aumentar a resistência ao carregamento lateral sobre o bloco de fundação. Ao inclinar a microestaca, uma parcela do esforço lateral transforma-se em esforço normal e diminui o momento fletor, o que melhora a capacidade resistente da microestaca, pois, idealmente, ela deve estar submetida somente a esforços de tração e compressão. Momento fletor aplicado na cabeça da microestaca gera tensões de flexão altas, para as quais a resistência da microestaca (e dos outros tipos de estacas, em geral), costuma ser baixa.

A configuração de cavalete permite que as microestacas trabalhem majoritariamente ao esforço axial de tração e compressão. À medida que a inclinação do cavalete aumenta, o esforço de tração nas microestacas aumenta e o esforço de compressão diminui. Uma vantagem das microestacas é ter a mesma resistência a esforços de tração e compressão, ao passo que a maioria das estacas oferece pouca resistência à tração. No entanto, há que se respeitar o espaçamento entre as microestacas, definido como 3 diâmetros do centro de cada microestaca.

A armadura longitudinal das microestacas é constituída por um tubo estrutural de superfície lisa, o que não permite uma boa ancoragem. Para contornar este problema, pode-se adotar a seguinte solução : soldar uma placa de aço na cabeça do tubo da microestaca para garantir a ancoragem por meio da resistência ao arrancamento da microestaca do bloco de concreto. A Figura 2.2 mostra detalhes desta conexão, para as

microestacas inclinadas adotadas neste estudo, com uma chapa de aço ASTM-572, grau 50, raio de 100mm e espessura de 10mm, soldada na cabeça do tubo estrutural da microestaca.

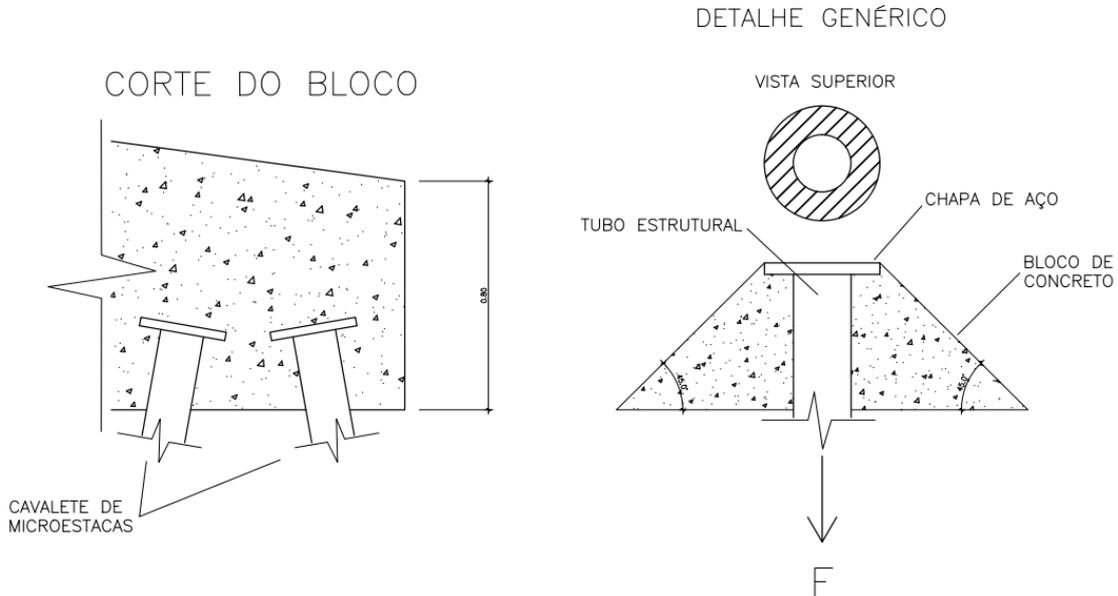


Figura 2.2 : Conexão bloco-microestaca com chapa de aço soldada no topo da microestaca.

### 2.1.6 CONEXÃO E ANCORAGEM DAS MICROESTACAS NO BLOCO

A conexão ou ancoragem das microestacas no bloco tem por objetivo garantir que a ligação seja resistente o suficiente para transmitir integralmente os esforços de compressão e de tração entre o bloco e as microestacas. Esta ancoragem pode variar em função da especificação da microestaca e da fundação. Há sete tipos de ancoragem à tração e conexão à compressão e momento descritos na literatura técnica (SABATINI *et al*, 2005). No presente trabalho, adotou-se a solução com chapa de aço soldada no tubo de aço com auxílio de enrijecedores, conforme Figura 2.3. A chapa de aço soldada é projetada para trabalhar tanto como ancoragem à tração quanto como flange para apoio/suporte à compressão.

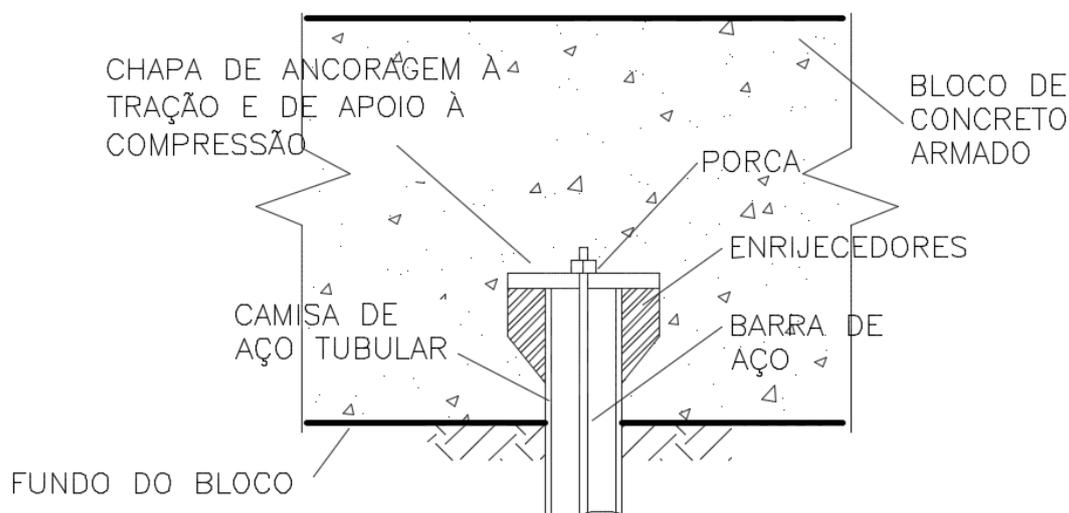


Figura 2.3 : Detalhe da ancoragem das microestacas no bloco de fundação

## 2.2 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE MICROESTACAS (TRECHO COM TUBO DE AÇO)

Sendo composta de um tubo de aço preenchido de concreto ou nata de cimento, a microestaca poderia ser tratada como um elemento misto aço-concreto desde que se pudesse garantir a transferência de esforços na interface entre os dois materiais. O atrito exerce esta função até certo nível de esforços mas são necessários os chamados conectores de cisalhamento para garantir uma ligação estrutural até a ruptura. De acordo com as normas de projeto para estruturas mistas aço-concreto, Eurocódigo 3 e NBR 6118 (ABNT, 2014), no caso de seções circulares mistas é necessário a aplicação de conectores de cisalhamento nas regiões de aplicação de cargas, e não ao longo de todo o elemento estrutural.

Sem a presença de mecanismos de transferência de esforços de interface, o dimensionamento deve ser efetuado conservadoramente, admitindo como seção resistente apenas a seção de aço. Entretanto, o manual da FHWA (SABATINI *et al*, 2005) propõe o uso do método de Richards & Rothbauer, que considera o concreto no interior do tubo de aço para resistir a esforços de compressão (sem flambagem) e apenas o tubo de aço para resistência à flexão.

### 2.2.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL

- a) Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008) – somente seção de aço

Como o tubo de aço está envolvido e preenchido de graute ou argamasse, não há possibilidade flambagem local. Admitindo-se ainda que não ocorra flambagem global tem-se a força resistente de projeto expressa em (2.1) :

$$N_{d,Res} = A_a \times \frac{f_y}{1,1} \quad (2.1)$$

sendo :

- $A_a$  a área da seção transversal do tubo;
- $f_y$  a tensão de escoamento característica do aço utilizado no tubo.

b) Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008) – seção mista aço-concreto

Na hipótese de funcionamento de seção mista, o esforço normal resistente de compressão, sem flambagem (com plastificação total) é dado por (2.2) :

$$N_d = A_c \times \alpha \times \frac{f_{ck}}{1,4} + A_a \times \frac{f_y}{1,1} + A_s \times \frac{f_s}{1,15} \quad (2.2)$$

sendo :

- $A_c$  a área da seção transversal de concreto interna ao tubo (a área de concreto externo ao tubo serve somente como proteção mecânica e cobrimento);
- $f_{ck}$  a tensão resistente à compressão característica do concreto;
- $A_s$  a área da seção transversal da barra de aço;
- $f_s$  a tensão de escoamento da barra de aço utilizada;
- $\alpha = 0,95$  para levar em conta o efeito favorável do confinamento do concreto em tubos circulares preenchidos de concreto.

c) Segundo GUIMARÃES *et al* (1986)

A equação (2.3) apresenta a carga de ruptura para microestacas com camisa metálica, nata de cimento e sem armadura complementar. É um valor médio, resultante de uma análise teórica e experimental em 33 segmentos de microestacas submetidos à compressão simples.

$$P_{ruptura} = 0,95 \times f_y \times A_a + 0,34 \times f_n \times A_n \quad (2.3)$$

sendo :

- $f_n$  a resistência à compressão da nata de cimento;

- $A_n$  a área transversal da nata de cimento.

A equação (2.4) apresenta a carga de ruptura para microestacas com camisa metálica, nata de cimento e com armadura complementar na forma de barras de aço. Novamente trata-se de um valor médio, para estimar a resistência a compressão simples.

$$P_{ruptura} = 0,95 \times f_y \times A_a + 0,82 \times f_s \times A_s + 0,54 \times f_n \times A_n \quad (2.4)$$

Os autores utilizam o coeficiente de segurança 2,0, aplicado às expressões (2.3) e (2.4) e, assim, obtêm o esforço admissível da microestaca.

Os autores observaram que a nata de cimento absorve parcela pequena do esforço solicitante, sendo a maior parcela resistida pela camisa metálica. Ainda, caso haja a inclusão de barras de aço para reforço adicional, estas absorvem parcela de esforço solicitante maior que a da nata de cimento. Em virtude destas observações e de medições experimentais realizadas, o autor estimou os coeficientes presentes nas expressões (2.3) e (2.4) (i.e., 0,93, 0,54, 0,54 e 0,32) que multiplica cada parcela referente ao material que compõe a seção transversal, para calcular o esforço resistente de compressão da seção transversal de uma microestaca.

### 2.2.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO AXIAL

O esforço resistente à tração de projeto é dado por :

$$N_{d,Res} = A_a \times \frac{f_y}{1,1} \quad (2.5)$$

### 2.2.3 RESISTÊNCIA AO MOMENTO FLETOR

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), considerando somente a seção de aço do tubo sem a ocorrência de flambagem local e lateral, o momento fletor resistente é dado pela plastificação total da seção de aço :

$$M_{d,Res} = Z \times \frac{f_y}{1,1} \quad (2.6)$$

$$Z = \frac{h^3}{6} \times \left[ 1 - \left( 1 - \frac{2t}{h} \right)^3 \right] \quad (2.7)$$

sendo Z o módulo plástico à flexão.

#### 2.2.4 ESFORÇOS COMBINADOS EM ELEMENTOS DE AÇO

A verificação de elementos estruturais em aço sujeitos a flexo-tração ou flexo-compressão retas é efetuada segundo as fórmulas de interação apresentadas a seguir :

$$\text{Para } \frac{N_d}{N_{d,Res}} \geq 0,2 \rightarrow \frac{N_d}{N_{d,Res}} + \frac{8}{9} \frac{M_d}{M_{d,Res}} \leq 1,0 \quad (2.8)$$

$$\text{Para } \frac{N_d}{N_{d,Res}} < 0,2 \rightarrow \frac{N_d}{2N_{d,Res}} + \frac{M_d}{M_{d,Res}} \leq 1,0 \quad (2.9)$$

sendo :

- $N_d$  e  $M_d$  os esforços solicitantes de projeto, esforço axial e momento fletor, respectivamente;
- $N_{d,Res}$  e  $M_{d,Res}$  os esforços resistentes axiais, de tração ou compressão, e momento fletor, respectivamente.

#### 2.2.5 RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE

O esforço cortante resistente de seção tubular circular, sem flambagem local, é dado por:

$$V_{d,Res} = 0,5 \times A_a \times \frac{f_y}{1,1} \quad (2.10)$$

### 2.3 TORRES DE TURBINAS EÓLICAS

#### 2.3.1 TIPOS DE TORRES DE TURBINAS EÓLICAS

A turbinas eólicas são classificadas em função da direção do eixo de rotação das pás : turbinas eólicas de eixo vertical (TEEV) e turbinas eólicas de eixo horizontal (TEEH), ilustradas na Figura 2.4(a) e (b).

TEEVs não tem um padrão específico de desenho para as pás, o fator que as caracteriza é somente sua rotação em torno de um eixo vertical. Possuem menor eficiência quando

comparadas às TEEHs (LOPEZ, 2012). O extremo inferior das pás é próximo da superfície e, portanto, não se beneficiam da maior velocidade e condições de escoamento do vento, que ocorre em elevações maiores. Sua modelagem aerodinâmica é complexa, o que dificulta a produção em larga escala e mantém o custo elevado.

TEEHs tem um desenho específico, composto pela torre, nacelle (mostrada na Figura 2.5), rotor e pás. Os modelos de aerogeradores mais eficientes e mais utilizados tem três pás. A geometria e o número de pás estão diretamente relacionados à eficiência aerodinâmica do aerogerador de energia elétrica, e isto costuma ser mantido em sigilo pelos fabricantes, visto que fazem investimentos volumosos neste campo de pesquisa (MAIOLINO, 2014).

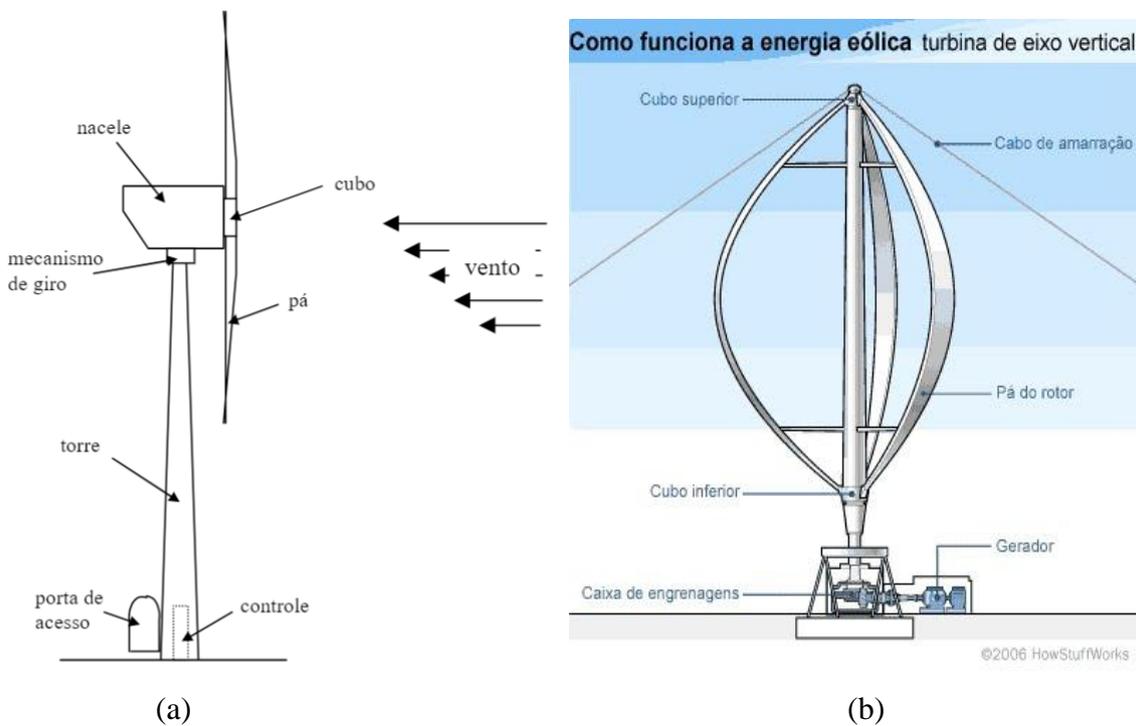


Figura 2.4 : (a) Componentes principais de uma TEEH (MOURA, 2007).

(b) Componentes principais de uma TEEV (AERO-MINI, 2009).



Figura 2.5 : Esquematização de uma nacelle (SANTANA, 2009).

### 2.3.2 ESTRUTURAS DE TORRES DE SUPORTE DE TURBINAS EÓLICAS

As estruturas das torres de turbinas eólicas podem ser de concreto armado, normalmente pré-moldado, com a opção de protensão, ou estrutura metálica. No Brasil, as estruturas construídas em módulos pré-fabricados de concreto armado têm, em geral, menor custo que as estruturas metálicas, já que os módulos podem ser pré-fabricados em locais próximos ao sítio eólico e são mais fáceis de montar e não sofrem tanto com a corrosão, fator imprescindível quando localizadas em zonas litorâneas.

A função primordial das torres é dar suporte ao aerogerador posicionado na altura desejável neste sítio, absorver e transmitir as cargas provenientes das pás, rotor e nacelle ao bloco de fundação. Entretanto, quanto mais alta, mais complexa se torna sob o ponto de vista estrutural.

A estrutura da torre está submetida a flexo-compressão sob ação das cargas de gravidade e das forças laterais produzidas pelo vento, particularmente a força de empuxo do rotor, além das cargas dinâmicas produzidas pelo giro das pás e pela turbulência do escoamento. A ação combinada dessas forças aerodinâmicas e da gravidade produzem cargas verticais, transversais e momentos fletores no bloco de fundação. O conjunto torre-fundação deve ser suficientemente rígido para impedir a ocorrência de grandes deslocamentos no topo da torre e garantir valores adequados de frequências de vibração por flexão lateral.

A estrutura da torre sofre com efeitos dinâmicos, e por isso, a avaliação das frequências naturais deve ser feita de modo a evitar ressonância com as frequências de rotação das pás do aerogerador.

A conexão torre-bloco deve ser bastante rígida e resistente para garantir a transferência integral dos esforços, atuantes na base da torre do bloco de fundação.

A Figura 2.6(a) mostra o modelo simplificado, em duas dimensões, da estrutura da torre, com elemento de barra e base perfeitamente engastada, considerando fundação rígida, ainda sem considerar interação solo-estrutura. São usados elementos planos de casca para o modelo 3D da estrutura da torre (Figura 2.6(b)). As cargas consideradas em projeto são o peso do aerogerador, o peso próprio da estrutura, a parcela da carga de vento distribuída ao longo da altura da torre e as forças de empuxo no rotor, estas últimas aplicadas no topo da torre. Para a análise modal de vibrações do sistema estrutural, deve-se considerar a massa do conjunto nacelle e pás, bem como a inércia rotacional desses elementos. Estas massas e momentos de inércia rotacionais aplicadas no topo da torre são fundamentais para a análise modal, pois influenciam diretamente o valor das frequências naturais do sistema estrutural torre (com aerogerador) – fundação. Nos projetos, o maior risco é que a 1ª frequência natural coincida com a frequência do rotor, ocorrendo neste caso o fenômeno de ressonância (HAU, 2005) (RIVERA, 2013) (MAIOLINO, 2014).

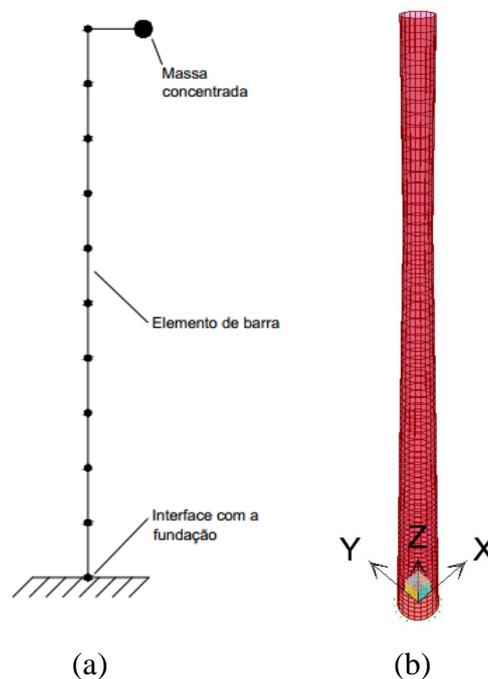


Figura 2.6(a): Modelo unifilar 2D em elementos finitos da estrutura da torre.

(b) Modelo tridimensional da torre em elementos finitos planos de casca.

### 2.3.3 FAIXA DE FREQUÊNCIA OPERACIONAL

A frequência fundamental de vibração por flexão lateral não pode em hipótese alguma coincidir com as frequências de vibração e de rotação das pás do aerogerador. As frequências de rotação das pás definidas pelo fabricante são conhecidas como 1P e 3P, respectivamente, para as rotações de uma e três pás. Na fase de projeto, é necessário calcular as três primeiras frequências de vibração da estrutura da torre com o aerogerador no seu topo e fundação.

Em geral, o primeiro modo de vibração é predominantemente excitado pelas forças aerodinâmicas, tendo o segundo modo pouca influência. A Figura 2.7 demonstra por meio de medições experimentais de torres existentes que somente o 1º modo é excitado pelas forças de vento (BATTISTA, 2012) e, portanto, relevante para a modelagem feita (HAU, 2005).

Logo, a frequência fundamental da estrutura da torre projetada precisa estar afastada, ao mesmo tempo, das frequências de rotação 1P e 3P das pás. Se a frequência fundamental da estrutura estiver próxima da frequência 1P ou próxima da frequência fundamental 3P, pode ocorrer ressonância de vibrações da estrutura e pás, resultando em deslocamentos excessivos, mau funcionamento e sérios danos estruturas nas pás do aerogerador.

Para o caso exemplo utilizado neste trabalho, o fabricante do aerogerador de 2,3 MW recomenda projetar a estrutura torre e fundação dentro da faixa de frequências de 0,29 Hz – 0,39 Hz, referente as rotações de uma (1P) e três (3P) pás. O modelo numérico da estrutura da torre visto na Figura 2.6(b) tem as quatro primeiras frequências mostradas na Tabela 2.1. Observa-se que a frequência do modo fundamental (1º modo) de vibração da estrutura tem valor não muito afastado da frequência 3P.

Tabela 2.1 : Frequências e modos de vibração da estrutura da torre com base engastada.

TIPO DE ANÁLISE	MODO DE VIBRAÇÃO	FREQUÊNCIA (Hz)	FORMA MODAL
Modal	1º	0,365	1º modo de flexão lateral no plano XZ
Modal	2º	0,371	1º modo de flexão lateral no plano YZ
Modal	3º	2,228	2º modo de flexão lateral no plano XZ
Modal	4º	2,308	2º modo de flexão lateral no plano YZ

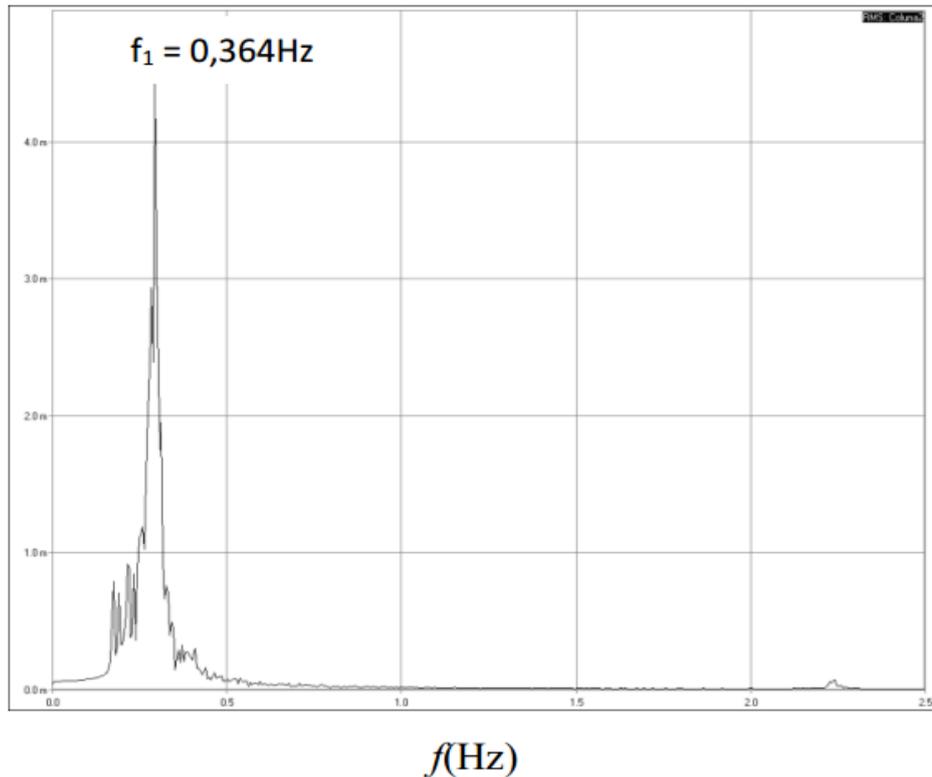


Figura 2.7 : Espectro de frequência obtido da resposta aerodinâmica medida numa torre existente (BATTISTA, 2012).

#### 2.3.4 FUNDAÇÕES PARA TORRES DE TURBINAS EÓLICAS

As fundações para as torres podem ser rasas ou profundas. Isto depende dos esforços solicitantes na fundação e das características e resistência dos extratos do solo.

As fundações rasas não são, em geral, aplicadas a torres altas quando a resistência do solo nas camadas superficiais é pequena. No que diz respeito ao equilíbrio global do sistema aerogerador-torre-fundação, para evitar o tombamento, as dimensões do bloco da fundação rasa precisam ser bastante grandes; em geral, na forma circular em planta.

As fundações profundas, em bloco sobre estacas, por sua vez, tiram proveito da maior resistência do solo nas camadas inferiores; permitindo estruturas de torres altas para suporte de aerogeradores com maior potencial para gerar energia.

A Figura 2.8 ilustra um tipo de conexão entre a base da torre e o bloco de fundação, em fase inicial de construção, para uma torre no Parque Eólico localizado no município de Araripina, estado de Pernambuco.



Figura 2.8 : Conexão típica torre-bloco de fundação rasa em início de construção localizada no município de Araripina, Pernambuco (MACÊDO, 2016).

## 2.4 AÇÕES E COMBINAÇÕES DE AÇÕES NO ESTADO LIMITE

As principais ações em uma turbina eólica onshore são as cargas gravitacionais e as ações devidas ao vento no rotor e na torre. Em termos de combinações de ações que podem levar a estados limites últimos ou de serviço, diversas situações devem ser consideradas, cada qual associada a uma faixa de velocidade de vento : produção de energia, falha durante a produção de energia, início de operação, desligamento manual, desligamento de emergência e inatividade. As normas de projeto específicas para turbinas eólicas, como a IEC e a DNV, estabelecem as correspondentes combinações de ações.

No presente trabalho são usadas apenas três combinações de carregamento : uma no Estado Limite de Serviço (ELS) e duas no Estado Limite Último (ELU), todas associadas à condição de vento em situação de produção de energia.

Consideram-se os seguintes carregamentos :

- “Permanente” provém do peso próprio da estrutura da torre que suporta o aerogerador;
- “Dead” refere-se ao peso próprio proveniente do bloco tronco-cônico e das estacas;

- “Thrust”, referente a força de empuxo do rotor;
- “Vtur” é a carga devido ao vento incidindo na torre que suporta o aerogerador.

A combinação de carregamentos no ELS atuando na fundação da turbina, é fornecida igual a :

$$\text{ELS} = \text{Permanente} + \text{Dead} + \text{Thrust} + \text{Vtur} \quad (2.11)$$

Os esforços solicitantes calculados no Estado Limite de Serviço (ELS) foram utilizados no dimensionamento e na verificação da capacidade geotécnica de carga das estacas. Os esforços obtidos no ELS são comparados com os esforços admissíveis obtidos no item 2.6.

Os esforços obtidos de combinações em Estados Limites Últimos são, por vezes, incorretamente adotados para verificação de capacidade geotécnica de acordo com os citados procedimentos concebidos segundo o método das tensões admissíveis. Os esforços solicitantes de cálculo referidos do Estado Limite Último (ELU) são utilizados no dimensionamento estrutural das estacas e do bloco de fundação em concreto armado. No modelo estrutural, as combinações de carregamento no ELU são, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014) :

$$\text{ELU (D)} = 1,4(\text{Permanente} + \text{Dead}) + 1,4(\text{Thrust} + \text{Vtur}) \quad (2.12)$$

$$\text{ELU (F)} = 1,0(\text{Permanente} + \text{Dead}) + 1,4(\text{Thrust} + \text{Vtur}) \quad (2.13)$$

sendo a primeira combinação (expressão (2.12)) referida aos esforços em que a ação gravitacional tem efeito desfavorável e a segunda expressão (2.13), efeito favorável. No caso de esforços axiais em estacas, a expressão (2.12) será usada para esforços de compressão e a segunda, (2.13), para esforços de tração.

Para fins de ilustração das cargas aplicadas no topo do bloco de fundação (vide Figura 2.9). Os carregamentos devidos ao vento são aplicados nas direções dos eixos X e Y da Figura 2.9, gerando esforços um pouco diferentes, em face da distribuição e posicionamento das estacas.

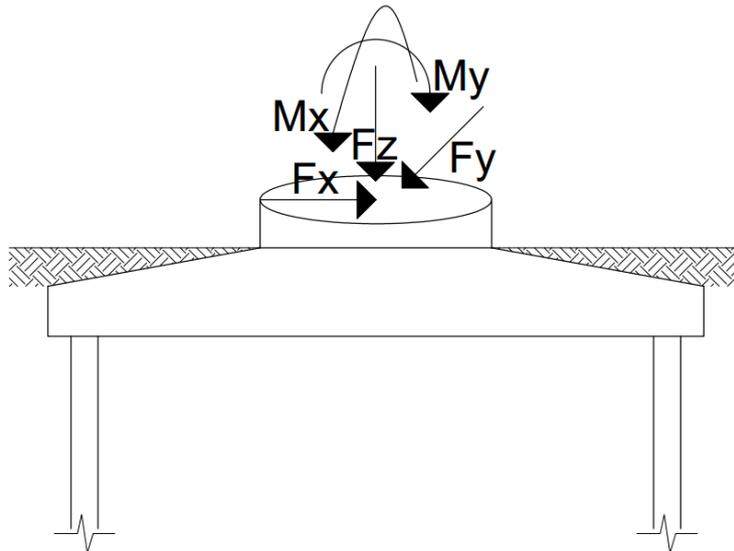


Figura 2.9 : Esquema de cargas aplicadas no topo do bloco de fundação.

## 2.5 MODELAGEM DA INTERAÇÃO SOLO-ESTACAS

### 2.5.1 TERRENO DE FUNDAÇÃO

A Figura 2.10 mostra um perfil típico de sondagem SPT do local de instalação da torre do aerogerador selecionado para o presente estudo. Os métodos semi-empíricos definidos na seção 2.6 são aplicados com as informações contidas neste perfil para o modelo de fundação em bloco de concreto armado sobre estacas. Observa-se no perfil mostrado na Figura 2.10 que:

- O solo é predominantemente arenoso nesta região litorânea;
- A camada dita como impenetrável está localizada a 15m de profundidade;
- Foi feito revestimento no furo de sondagem até a profundidade de 12m para evitar que houvesse colapso do solo arenoso.

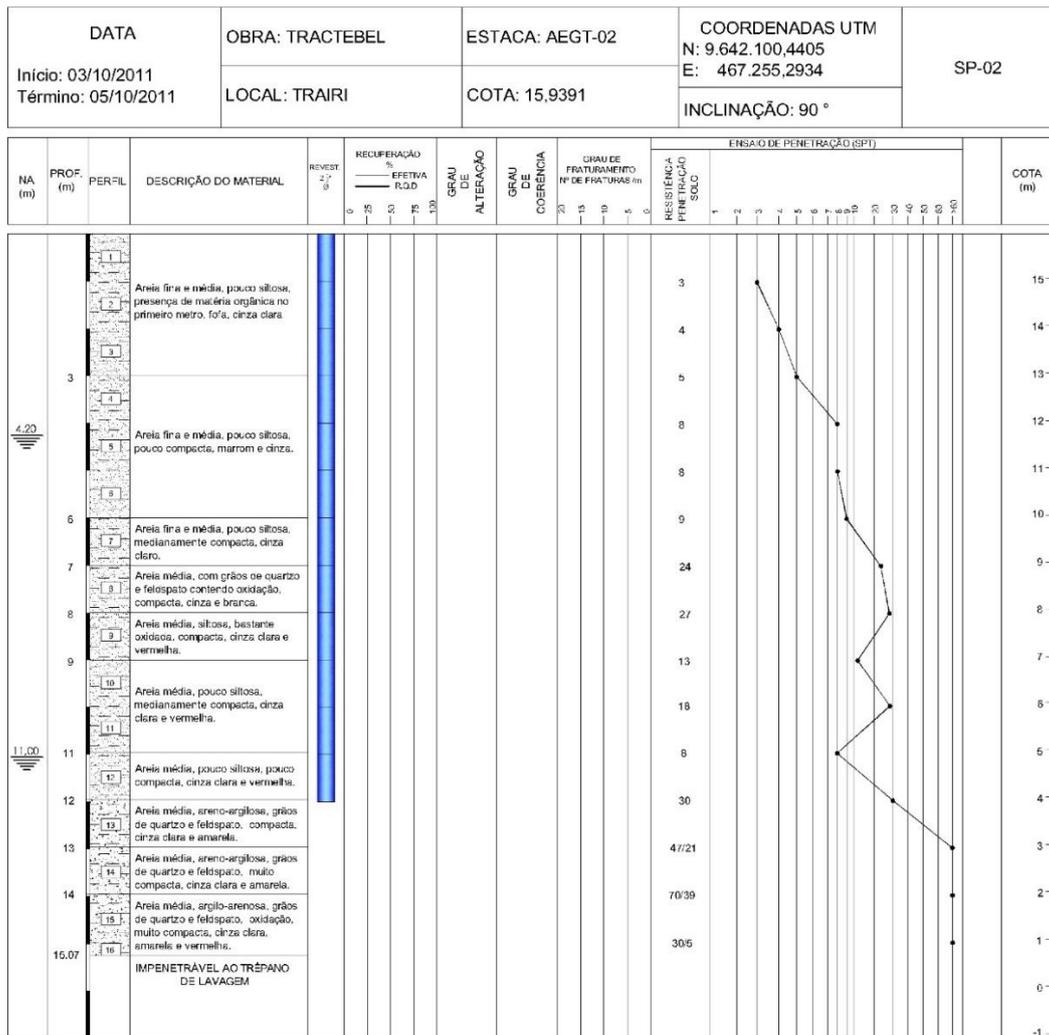


Figura 2.10 : Boletim de sondagem SP-02 do local de implementação da torre do aerogerador (BATTISTA, 2012).

### 2.5.2 COEFICIENTES DE RIGIDEZ LATERAL DO SOLO SOBRE A ESTACA

Os coeficientes de rigidez elástica lateral do solo sobre as estacas podem ser calculados com a expressão (2.14), segundo ROBINSON (1965). A reação lateral é modelada por meio de molas lineares elásticas, distribuídas ao longo do comprimento das estacas nos planos verticais XZ e YZ, sendo Z o eixo vertical do sistema coordenado XYZ.

Cada elemento de barra do modelo das estacas hélice tem 50cm de comprimento. Em cada nó da malha de elementos, foi aplicada uma mola que representa a rigidez lateral do solo na correspondente profundidade. Na ponta das estacas hélice foi aplicada ainda a condição de contorno de deslocamento vertical impedido, já que a ponta encontra-se na camada impenetrável ao trépano.

$$K(z) = k_h \times D \times z \times L \quad (2.14)$$

sendo :

- z a profundidade (m);
- D o diâmetro da estaca (m);
- L o comprimento de influência de cada elemento barra (m);
- $K(z)$  o coeficiente de rigidez (kN/m) lateral do solo numa profundidade z;
- $k_h$  o coeficiente volumétrico de reação lateral do solo (kN/m<sup>3</sup>).

## **2.6 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE GEOTÉCNICA DE CARGA NUMA ESTACA**

A capacidade geotécnica de carga numa estaca pode ser calculada com métodos semi-empíricos e envolve duas parcelas : resistência de ponta e resistência por atrito lateral da estaca.

A resistência por atrito lateral é dada pela soma das resistências por camadas de 1m de espessura do perfil de solo existente, do número de golpes do SPT em cada camada até a profundidade de sondagem e dos coeficientes empíricos, de acordo com o método utilizado.

A resistência de ponta é calculada considerando a área da seção transversal, o número de golpes do SPT naquela profundidade e coeficientes empíricos, de acordo com o método em questão.

AMANN (2010) analisou os métodos semi-empíricos e concluiu que pode ser feita uma generalização a partir das parcelas de resistência de ponta e da parcela de resistência por atrito lateral da estaca. Segundo o autor, para cada método utilizado, haverá diferentes coeficientes empíricos e considerações, mas a essência dos métodos é igual, tal como ele demonstra utilizando um coeficiente característico de resistência  $K_g$  generalizado e o número de golpes N da sondagem SPT, e o produto desses fatores.

No presente trabalho foram usados os seis métodos mais difundidos, tanto na literatura quanto no meio profissional. Visto que há diferenças entre os resultados obtidos com cada método, a capacidade geotécnica de carga numa estaca é considerada como a média dos resultados fornecidos pelos seis métodos :

- AOKI-VELLOSO (1975);
- DECOURT-QUARESMA (1978);
- VELLOSO (1981);
- BUSTAMANTE-DOIX (1985);
- TEIXEIRA (1996);
- ALONSO (1996).

### 2.6.1 MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE AOKI-VELLOSO

O método de AOKI-VELLOSO (1975) foi originalmente apresentado para usar resultados obtidos no ensaio CPT, porém os autores fizeram correlações que permitiram que fossem utilizados os resultados do SPT. A capacidade geotécnica de carga na estaca é dada pela soma da resistência de ponta com a atrito lateral, conforme a expressão (2.15).

A resistência de ponta, primeira parcela da expressão (2.15), é calculada considerando somente o SPT da camada de solo referente ao nível da ponta da estaca. A resistência por atrito lateral, segunda parcela da expressão (2.15), é calculada considerando todo o fuste, portanto, todos os golpes de SPT obtidos ao longo da altura da estaca. Os valores para  $K$  e  $\alpha$ , constam na Tabela 2.2. Os valores de  $F_1$  e  $F_2$  são uma contribuição feita por MONTEIRO (1997) (apud LOPES et al, 2010) e estão dispostos na Tabela 2.3. O  $N_{SPT}$  tem como limite superior o valor de 40.

$$Q_{ult} = A_P \times \frac{K \times N_{SPT}}{F_1} + U \times \sum_i^j \frac{(\alpha \times K \times N_{SPT})}{F_2} \times \Delta L \quad (2.15)$$

sendo :

- $Q_{ult}$  a resistência total da estaca (kN);
- $K$  o coeficiente empírico que depende do perfil de solo, para cada camada (kN/m<sup>2</sup>);
- $N_{SPT}$  o número de golpes no ensaio SPT na profundidade da estaca, obtido no boletim de sondagem;
- $A_P$  a área da seção transversal da estaca, em sua ponta (m<sup>2</sup>);
- $F_1$  e  $F_2$  os coeficientes empíricos que dependem do tipo de estaca utilizado;
- $\Delta L$  a projeção de área lateral da estaca para cada camada (faixas de 1m);
- $\alpha$  o coeficiente empírico que depende do perfil de solo.

Tabela 2.2 : Coeficientes empíricos K e  $\alpha$  (LOPES et al, 2010).

TIPO DO SOLO	AOKI e VELLOSO	
	K (kN/m <sup>2</sup> )	(%)
Areia	980	1,4
Areia Siltosa	784	2
Areia silto-argilosa	69	2,4
Areia argilo-siltosa	49	2,8
Areia argilosa	59	3
Silte arenoso	54	2,2
Silte areno-argiloso	44	2,8
Silte	39	3
Silte argilo-arenoso	25	3
Silte argiloso	23	3,4
Argila arenosa	34	2,4
Argila areno-siltosa	29	2,8
Argila silto-arenosa	32	3
Argila siltosa	22	4
Argila	20	6

Tabela 2.3 : Valores dos coeficientes F<sub>1</sub> e F<sub>2</sub> (LOPES et al, 2010).

TIPOS DE ESTACAS	F1	F2
Franki de fuste apilado	2,3	3,0
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada à percussão	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice Contínua	3,0	3,8

## 2.6.2 MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE DECOURT-QUARESMA

No método DECOURT-QUARESMA (1978) a capacidade geotécnica de carga na estaca é dada pela soma da resistência de ponta com a resistência por atrito lateral, conforme expressão (2.16). Em relação a resistência de ponta, considera-se a média dos três valores de SPT na ponta, ou seja, o valor na ponta, o valor imediatamente acima e abaixo. Sobre a parcela de resistência por atrito lateral, calcula-se a média dos golpes de SPT ao longo do fuste para chegar ao resultado. AOKI *et al* (2010) fornece os coeficientes listados na Tabela 2.4 e na Tabela 2.5.

$$R_{Adm} = \frac{\alpha \times C \times N_{Ponta} \times A_P}{1,3} + \frac{10 \times \beta \times \Delta L \times \left( \frac{N_{Médio}}{3} + 1 \right)}{4,0} \quad (2.16)$$

sendo :

- C o coeficiente empírico que depende do perfil de solo, para cada camada (kN/m<sup>2</sup>);
- $N_{Ponta}$  o número de golpes no ensaio SPT no nível da ponta da estaca;
- $\alpha$  e  $\beta$  os coeficientes empíricos que dependem do perfil de solo e tipo de estaca;
- $N_{Médio}$  a média do número de golpes do SPT ao longo da altura da estaca.

Tabela 2.4 : Coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  (AOKI et al, 2010).

SOLO	ESCAVADAS		ESCAVADAS COM LAMA		HÉLICE CONTÍNUA		RAIZ		INJETADAS	
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	B	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
Argilas	0,85	0,80	0,85	0,90	0,30	1	0,85	1,50	1	3
Intermediários	0,60	0,65	0,60	0,75	0,30	1	0,60	1,50	1	3
Areias	0,50	0,50	0,50	0,60	0,30	1	0,50	1,50	1	3

Tabela 2.5 : Valores tabelados para C (AOKI et al, 2010).

TIPO DE SOLO	C (kN/m <sup>2</sup> )
Argila	118
Silte Argiloso	196
Silte Arenoso	245
Areia	392

### 2.6.3 MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE COSTA VELLOSO

O método apresentado por VELLOSO (1981) estima a resistência de ponta e a resistência lateral ao longo do comprimento da estaca por meio das expressões (2.17) e (2.18). O coeficiente de segurança definido pelo autor é 2,5. O valor do limite superior para o número de golpes no ensaio SPT é 40.

$$Q_{L,ult} = U \times \lambda \times \alpha \times \sum \tau_{L,ult} \times \Delta L_i \quad (2.17)$$

$$Q_{P,ult} = A_p \times \alpha \times \beta \times q_{P,ult} \quad (2.18)$$

$$\beta = 1,016 - 0,016 \times \frac{B_b}{b} \quad (2.19)$$

sendo :

- U o perímetro da seção transversal do fuste;
- $\alpha$  o fator de execução da estaca ( $\alpha = 1$  para estacas cravadas e  $\alpha = 0,5$  para estacas escavadas);
- $\lambda$  o fator de carregamento ( $\lambda = 1$  para estacas comprimidas e  $\lambda = 0,7$  para estacas tracionadas);
- $\beta$  o fator de dimensão da base ( $\beta = 0$  para estacas tracionadas e  $\beta$  definido pela expressão (2.19) para estaca comprimidas);
- b o diâmetro da ponta do cone (3,6 cm no cone padrão);

A Tabela 2.6 fornecida por LOPES et al (2010), resume os tipos de estaca, tipos de carregamento e tipos de solo considerados no método de VELLOSO (1981).

Tabela 2.6 : Valores aproximados de a, b, a' e b' (LOPES et al, 2010).

TIPO DE SOLO	PONTA		ATRITO	
	a (kN/m <sup>2</sup> )	b	a' (kN/m <sup>2</sup> )	b'
Areias sedimentares submersas	588,6	9,81	4,905	9,81
Argilas sedimentares submersas	245,25	9,81	6,1803	9,81
Solos residuais arenossiltosos submersos	490,5	9,81	8,3385	9,81
Solos residuais siltoarenosos submersos	392,4	9,81	7,848	9,81

#### 2.6.4 MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE BUSTAMANTE-DOIX

BUSTAMANTE (1985) desenvolveu um método de cálculo para capacidade geotécnica de carga de bulbos de ancoragem para microestacas e tirantes injetados. Este método contempla somente o dimensionamento geotécnico de carga das microestacas, de forma que os demais métodos semi-empíricos serão utilizados para o cálculo da capacidade geotécnica de carga das estacas hélice e estacas raiz das fundações de torres de turbinas eólicas analisadas neste trabalho.

As microestacas utilizadas neste trabalho são projetadas para trabalhar somente por atrito lateral, desconsiderando-se a resistência por ponta. Isto ocorre devido ao seu processo executivo diferenciado, por meio de injeção de argamassa ou graute em alta pressão e com fases repetidas, processo descrito na subseção 2.1.2.

BUSTAMANTE (1985) desenvolveu ábacos que relacionam o atrito lateral “S” com resultados obtidos no ensaio SPT, como perfil de solo e o número de golpes. A expressão (2.20) estima a resistência admissível da microestaca e a expressão (2.21) estima a resistência por atrito lateral da microestaca.

$$R_{Adm} = \frac{R_L}{FS} \quad (2.20)$$

$$R_L = \sum (\pi \times d \times L \times s) \quad (2.21)$$

VALENTINO (2009) fornece a Tabela 2.7 e Figura 2.11, através das quais é possível obter os coeficientes e parâmetros para estimar a resistência por atrito lateral ao longo do comprimento da microestaca. O autor ainda faz uma consideração para estimar a resistência de ponta da microestaca, considerando-a como 15% do valor da resistência lateral. No entanto, esta consideração não foi adotada neste trabalho.

GUIMARÃES (2014) desenvolveu e patenteou um tipo de microestaca, e tem utilizado esta técnica para fundações de turbinas eólicas. O autor faz uso do método de BUSTAMANTE-DOIX (1985) para dimensionar as microestacas no aspecto geotécnico, e realizou provas de carga para verificar sua resistência estrutural.

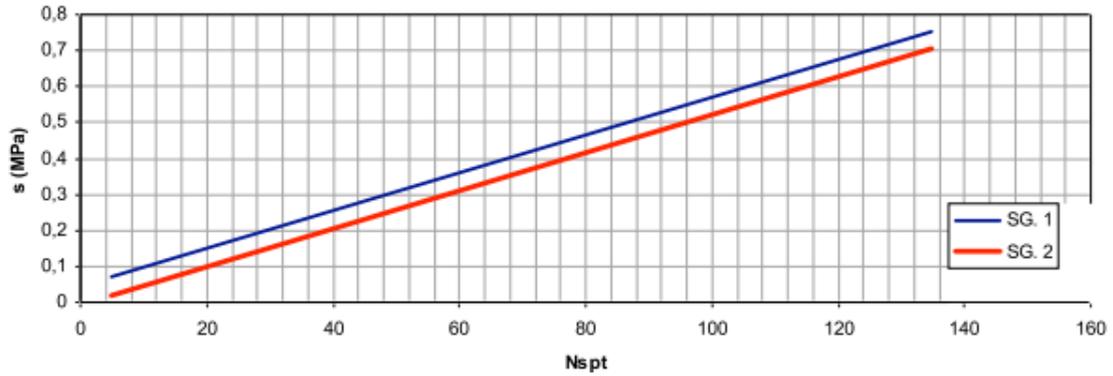


Figura 2.11 : Número de golpes do SPT vs resistência lateral “s” (VALENTINO, 2009)

Tabela 2.7 : Coeficiente  $\alpha$ , tipo de solo, tipo de execução da microestaca (VALENTINO, 2009).

TIPO DE SOLO	VALORES DE $\alpha$	
	IRS	IGU
Cascalho	1,8	1,3-1,4
Cascalho arenoso	1,6-1,8	1,2-1,4
Areia de seixo rolado	1,5-1,6	1,2-1,3
Areia grossa	1,4-1,5	1,1-1,2
Areia média	1,4-1,5	1,1-1,2
Areia fina	1,4-1,5	1,1-1,2
Areia siltosa	1,4-1,5	1,1-1,2
Silte	1,4-1,6	1,1-1,2
Argila	1,8-2,0	1,2
Rocha calcária	1,8	1,1-1,2
Calcário alterado ou fraturado	1,8	1,1-1,2
Rocha alterada ou alterada	1,2	1,1
TIPO DE SOLO	TIPO DE INJEÇÃO	
	IRS	IGU
De cascalho a areia siltosa	SG 1	SG 2
Silte e argila	AL 1	AL 2
Rocha calcária e calcário fraturado	MC 1	MC 2
Rocha alterada ou fraturada	> R 1	> R 2

### 2.6.5 MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE ALBERTO HENRIQUES TEIXEIRA

O método de TEIXEIRA (1996) estima a resistência de ponta e a resistência lateral da estaca com a expressão (2.22). Os valores dos coeficientes empíricos  $\alpha$  e  $\beta$ , em função do tipo de estaca e do tipo de solo, estão dispostos na Tabela 2.8. O autor recomenda utilizar coeficiente de segurança 2,0 para as estacas do tipo pré-moldada, Franki e raiz, e para estacas escavadas, recomenda utilizar o coeficiente de segurança 4,0 para resistência de ponta e 1,5 para resistência por atrito lateral. Para o número de golpes obtidos no ensaio SPT, recomenda trabalhar na faixa de 4 a 40, respectivamente limite inferior e superior.

$$Q_{Adm} = \frac{\alpha \times N_b \times A_b + U \times \beta \times N_L \times L}{FS} \quad (2.22)$$

sendo :

- $N_b$  o valor médio obtido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca;
- $N_L$  o valor médio ao longo do fuste da estaca;
- $\alpha$  e  $\beta$  coeficientes empíricos ensaiados pelo auto e tabelados.

Tabela 2.8 : Valores de  $\alpha$  e  $\beta$  em função do tipo de solo e tipo de estaca (LOPES et al, 2010).

		TIPOS DE ESTACA			
	TIPO DE SOLO	Pré-Moldada (aço ou concreto)	Franki	Escavadas	Raiz
VALORES DE $\alpha$ (kN/m <sup>2</sup> )	Argila Siltosa	107,9	98,1	98,1	98,1
	Silte Argiloso	157,0	117,7	107,9	107,9
	Argila Arenosa	206,0	157,0	127,5	137,3
	Silte Arenoso	255,1	206,0	157,0	157,0
	Areia Argilosa	294,3	235,4	196,2	186,4
	Areia Siltosa	353,2	294,3	235,4	215,8
	Areia	392,4	333,5	264,9	255,1
	Areia com Pedregulhos	431,6	372,8	304,1	284,5
VALORES DE $\beta$ (kN/m <sup>2</sup> )		3,9	4,9	3,9	5,9

### 2.6.6 MÉTODO SEMI-EMPÍRICO DE URBANO RODRIGUES ALONSO

O método de ALONSO (1996) estima a resistência de ponta e a resistência lateral da estaca através das expressões (2.23), (2.24) e (2.25). A expressão (2.23) é referente à soma da resistência de ponta com a resistência por atrito lateral; deve-se calcular ambas e adotar o menor valor de resistência obtidos com essas equações. A resistência por atrito lateral é dada pela expressão (2.24) e a resistência de ponta é dada pela equação (2.25). O valor do limite superior para o número de golpes obtidos no ensaio de SPT para este método é 40. Os coeficientes do método são encontrados na Tabela 2.9.

$$R_{Adm} = \frac{(R_L + R_P)}{2,0} \quad \text{ou} \quad R_{Adm} = \frac{(R_L)}{0,8} \quad (2.23)$$

$$R_L = 0,662 \times U \times \alpha \sum N \quad (2.24)$$

$$R_P = A_P \times 0,5 \times [(\beta \times N)_{acima} + (\beta \times N)_{abaixo}] \quad (2.25)$$

sendo  $(\beta * N)_{acima}$  e  $(\beta * N)_{abaixo}$  a média dos valores calculada num intervalo de 8 vezes e 3 vezes o diâmetro da estaca, acima e abaixo de sua ponta.

Tabela 2.9 : Relação dos coeficientes do método (apud MAGALHÃES, 2010).

TIPO DE ESTACAS	$\alpha$ (kN/m <sup>2</sup> )	TIPO DE SOLO						
		$\beta$ (kN/m <sup>2</sup> )						
		Argila Silto- sa	Argila Areno- sa	Silte Argilo- so	Silte Areno- so	Areia Argilo- sa	Areia Silto- sa	Areia c/ Pedregu- lhos
Pré-Moldada	6,6	98	98	147	147	196	196	196
Franki	6,6	98	98	147	147	196	196	196
Hélice Contínua	6,4	98	98	147	147	196	196	196
Escavada s/ revestimento	5,5	98	98	147	147	196	196	196
Escavada c/ revestimento	5,8	98	98	147	147	196	196	196
Raiz	8,5	98	98	147	147	196	196	196

## **3. CASO-EXEMPLO – FUNDAÇÃO EM ESTACAS HÉLICE**

### **3.1 MODELAGEM DA FUNDAÇÃO EM BLOCO DE CONCRETO ARMADO SOBRE ESTACAS HÉLICE**

#### **3.1.1 DESCRIÇÃO SUMÁRIA DA FUNDAÇÃO**

A fundação da torre da turbina eólica em operação selecionada para este estudo paramétrico, consiste num bloco tronco-cônico de concreto armado, com diâmetro da base igual a 17,0m, 1,30m de altura na borda externa e 2,30m de altura no núcleo central, totalizando um volume de 403,0 m<sup>3</sup> de concreto. O bloco coroa 22 estacas verticais do tipo hélice contínua, com fuste de 11,0m de profundidade, 70cm de diâmetro e armada com 8 barras de aço CA-50  $\phi=25\text{mm}$ . Estacas e bloco são modelados com módulo de elasticidade correspondente a um concreto com resistência a compressão  $f_{ck}$  20 MPa.

O modelo 3D em elementos finitos da estrutura da fundação é ilustrado na Figura 3.1 e Figura 3.2. As cargas aplicadas no modelo 3D da torre eólica (Figura 2.9) são: o peso próprio da estrutura, a carga vertical e momento devido ao conjunto nacelle-pás, o carregamento equivalente estático de vento distribuído ao longo da altura e as forças devidas ao vento proveniente das pás da turbina. As cargas provenientes da torre aplicadas no topo do bloco de fundação são simuladas por forças e momentos concentrados num nó fictício originado pelo cruzamento de elementos diametrais de barra muito rígidos (destacados em azul na Figura 3.1). A Figura 3.3 mostra a seção transversal da estaca hélice utilizada neste modelo.

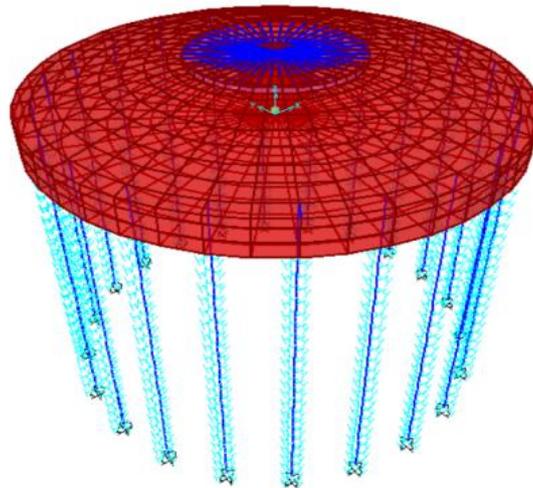


Figura 3.1 : Vista em 3D do modelo numérico único de estacas hélice.

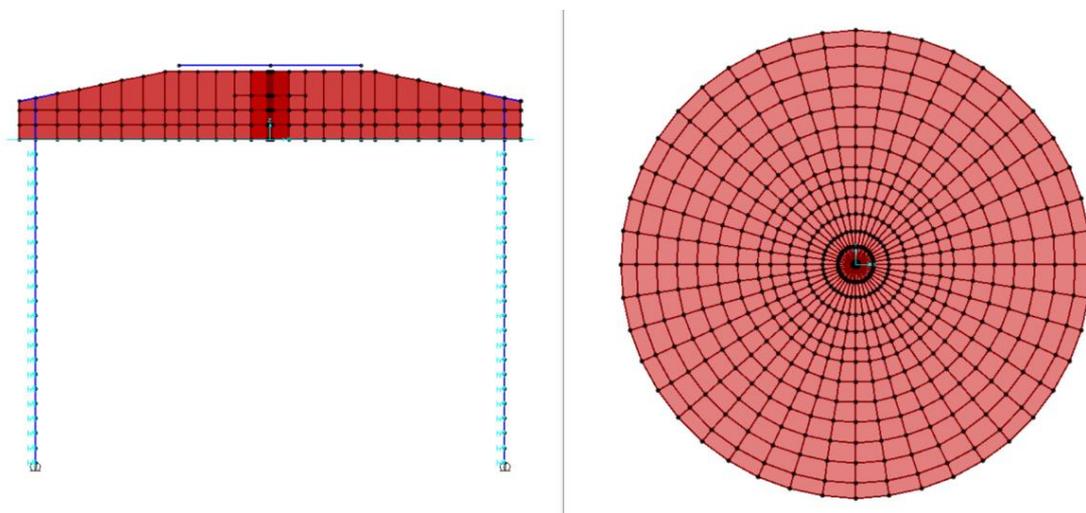


Figura 3.2 : Vista superior e corte radial do modelo numérico único de estacas hélice.

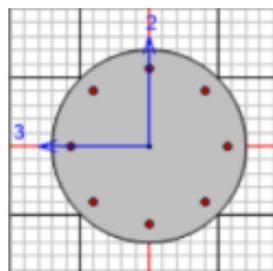


Figura 3.3 : Seção transversal das estacas hélice.

### 3.1.2 RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO DE ESTACAS HÉLICE

A Figura 3.4 e a Figura 3.5 mostram mapas de distribuição de cargas na cabeça das estacas hélice para a combinação de cargas do ELUx (D), a mais solicitante, para esforços axiais

e momento fletor. Estes mapas mostram a estaca mais solicitada e as demais com os esforços normalizados em relação a esta.

A Tabela 3.1 mostra os resultados obtidos segundo os vários métodos para a capacidade geotécnica de carga da estaca hélice com 11m de profundidade, 700mm de diâmetro e submetido a esforços de compressão somente. A média dos 5 métodos semi-empíricos descritos na subseção 2.6 foi utilizada para estimativa da capacidade geotécnica de carga das estacas hélice.

A Tabela 3.2 resume os resultados dos esforços solicitantes máximos que ocorrem nas cabeças das estacas hélice, as tensões solicitantes no bloco tronco-cônico.

Tabela 3.1 : Resistência geotécnica da estaca hélice, modelo original.

MÉTODO	Resistência por Atrito Lateral (kN)	Resistência de Ponta (kN)	Resistência Total da Estaca (kN)	Resistência Admissível da Estaca (kN)
Velloso	1164	1856	3020	1209
Aoki-Velloso	852	3775	4627	2314
Decourt-Quaresma	879	2192	2870	1173
Teixeira	1105	1944	3296	1284
Alonso	1179	1944	3124	1473
Média dos Processos	1036	2351	3387	1491

Tabela 3.2 : Esforços e tensões solicitantes para o modelo original de estacas hélice.

ESFORÇOS SOLICITANTES NAS ESTACAS HÉLICE		
TIPO DE COMBINAÇÃO	ELS	ELU
Máxima Compressão (kN)	1435	2148
Máxima Tração (kN)	7	62
Máximo Momento Fletor na Cabeça da Estaca (kN.m)	123	172
Máximo Esforço Cortante (kN)	176	207
TENSÕES SOLICITANTES NO BLOCO		
TIPO DE COMBINAÇÃO	ELS <sub>x</sub>	ELS <sub>y</sub>
Máxima Tensão de Tração (MPa)	3,15	3,17
Máxima Tensão de Compressão (MPa)	5,9	5,81
TENSÕES LIMITES NO BLOCO		
f <sub>ck</sub> (MPa)	20	
0,7 x f <sub>ck</sub> (MPa)	14	
f <sub>ctk</sub> (MPa)	1,55	

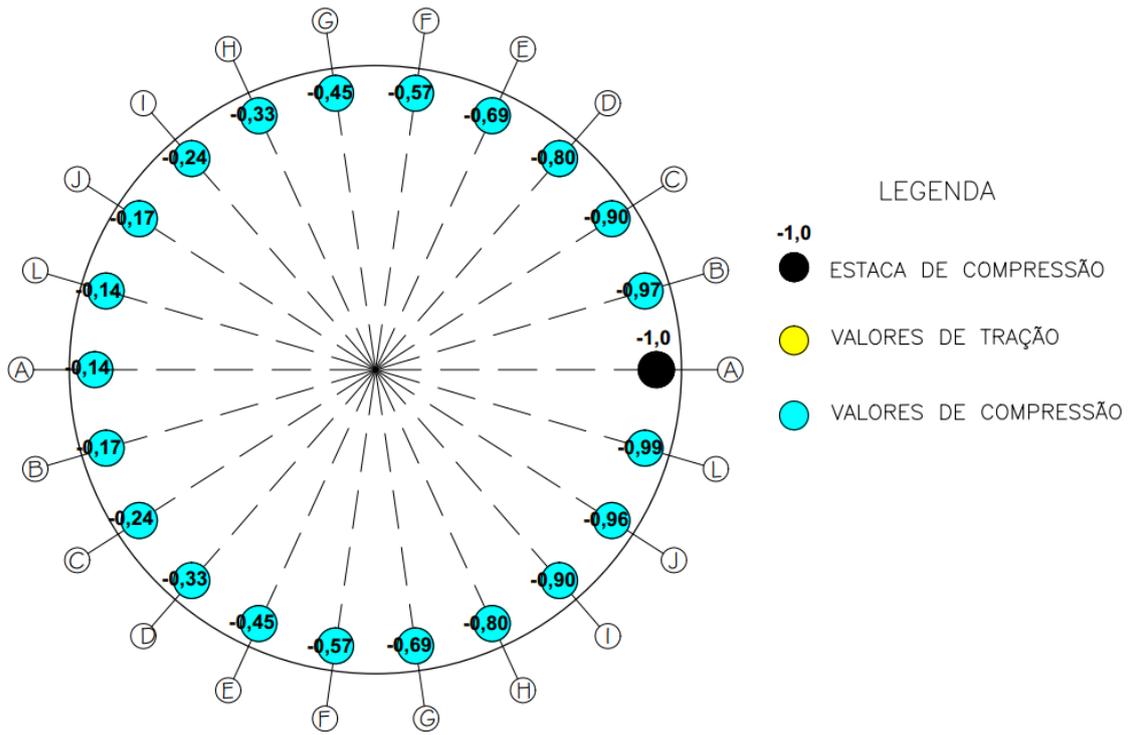


Figura 3.4 : Mapa de esforços axiais na cabeça das estacas hélice.

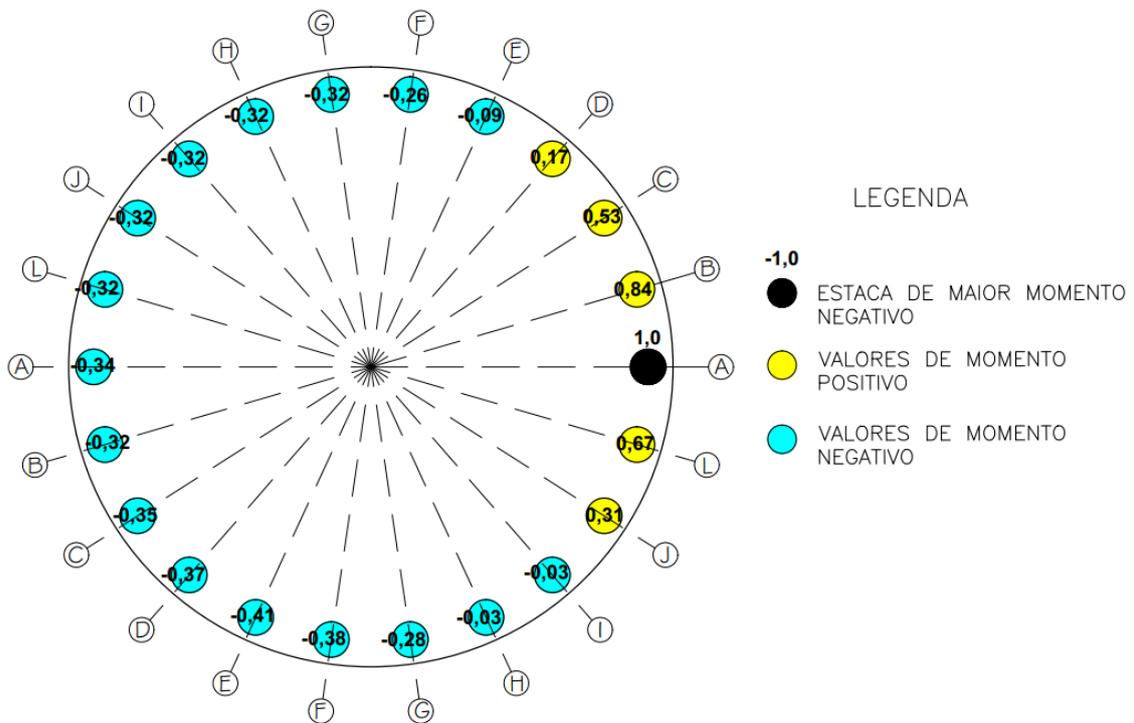


Figura 3.5 : Mapa de momento fletor na cabeça das estacas hélice.

### **3.1.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DO MODELO DA FUNDAÇÃO EM ESTACAS HÉLICE**

A análise dos resultados obtidos do modelo numérico da fundação em bloco de concreto armado sobre estacas hélice na subseção 3.1.2 permite os comentários que se seguem.

A capacidade geotécnica de carga da estaca hélice para esforços de compressão no terreno considerado é de aproximadamente 1491 kN. O valor máximo do esforço solicitante de compressão, na combinação ELS, é de 1435 kN. Embora seja maior, com base nos elevados coeficientes de segurança utilizados nos cálculos da capacidade geotécnica de carga, pode-se dizer que o solo e as estacas resistem aos esforços solicitantes de projeto.

Sobre o aspecto estrutural da estaca hélice, ALONSO (1989) fornece uma expressão analítica para calcular a carga resistente de compressão e ábacos para calcular a carga resistente à flexão composta. A capacidade de carga resistente à compressão para a estaca hélice aqui analisada é de cerca de 3190 kN, já considerado o coeficiente global de segurança mínimo exigido pela NBR 6122 (ABNT, 2010)

Em relação às tensões solicitantes no bloco de concreto armado sobre estacas hélice, é necessário realizar a verificação em flexo-compressão para concreto armado.

A Figura 3.5 mostra que o momento fletor na cabeça das estacas hélice (172 kN.m) é elevado devido ao grande diâmetro e flexibilidade do bloco tronco-cônico, à própria distribuição espacial e ao número de estacas. As estacas hélice de concreto armado precisam ser bem dimensionadas para resistir aos esforços combinados de compressão axial, flexão e cortante.

### **3.1.4 ALTERNATIVA DE FUNDAÇÃO EM BLOCO DE CONCRETO ARMADO SOBRE ESTACAS CAVALETE**

Para contornar o problema de dimensionamento das estacas verticais à grandes esforços de flexo-compressão e cortante observados com os resultados apresentados e analisados nas subseções anteriores, propõe-se o emprego de pares de estacas inclinadas na configuração cavalete.

Uma alternativa para fundações de turbinas eólicas para permitir redução das dimensões geométricas do bloco é o emprego de estacas cavaletes de menor diâmetro, pois trabalham à tração e à compressão de forma satisfatória. Ao reduzir as dimensões geométricas (diâmetro e altura) do bloco, tronco-cônico, espera-se que:

- Os esforços normais nas estacas – tração e compressão, aumentem, pois o bloco tem menor diâmetro e, portanto, um menor braço de alavanca entre a coroa de estacas e o núcleo central do bloco;
- Como consequência, as estacas precisam de maior profundidade para resistir à maiores esforços de compressão e de tração.

A configuração do estaqueamento em estacas cavalete duplica o número de estacas, mas redistribui os esforços de mais apropriada por garantir a estabilidade da torre. Esta configuração permite que as estacas fiquem submetidas majoritariamente a esforços axiais, de forma que o momento fletor na cabeça do par torna-se muito pequeno. A resistência estrutural das estacas à flexo-compressão e cortante é uma outra vantagem.

Observa-se que quanto maior o ângulo de abertura do cavalete, maiores serão os esforços de tração. GUIMARÃES (2014) executou fundações de torres de turbinas eólicas com microestacas em cavaletes, com ângulos de 20° a 30°. Segundo a NBR 6122, a distância mínima radial entre as faces de 2 estacas adjacentes deve ser de 2 diâmetros. Isto limita a abertura do cavalete nos projetos otimizados com o objetivo de reduzir as dimensões do bloco tronco-cônico de fundação de torres de turbinas eólicas.

No presente estudo utilizam-se estacas cavalete do tipo raiz e microestacas como alternativas às estacas hélice verticais. Isto é feito nas seções seguintes por meio de novos modelos numéricos, nos quais as estacas hélice verticais são substituídas por igual número de cavaletes de estacas raiz ou microestacas.

Adota-se nestes modelos a configuração de cavaletes de estacas raiz e microestacas com ângulo de inclinação igual a 10° e profundidade de 18m para garantir elevada capacidade de carga das estacas à compressão e tração no mesmo terreno de fundação considerado para as estacas hélice.

A cada novo modelo as dimensões do bloco são reduzidas, ajustando-se o número de cavaletes de estacas raiz ou microestacas de forma a obedecer ao espaçamento radial mínimo. O processo de otimizações cessa quando verificado que no passo seguinte os requisitos de segurança e critérios de projeto não serão mais atendidos. Dentre esses critérios, destacam-se : o espaçamento radial das estacas; os coeficientes de rigidez do sistema bloco-estacas, além da resistência estrutural das estacas e do bloco de concreto armado.

## **4. CASO-EXEMPLO – FUNDAÇÃO EM ESTACAS RAIZ**

### **4.1 BREVE DESCRIÇÃO DOS MODELOS DE ESTACA RAIZ**

Foram construídos dois modelos de sistema de fundação com estacas raiz até chegar-se ao modelo tido como otimizado, isto é, onde não é mais possível reduzir as dimensões geométricas do bloco ou diminuir o número de pares de estacas cavalete. Nesta seção apresentam-se os modelos com o intuito de mostrar a evolução do processo de otimização.

A seção transversal da estaca raiz é pré-dimensionado com 410mm, diâmetro comercial usual. Esta seção tem capacidade de carga à compressão de cerca de 130 tf (aproximadamente 1300 kN) e foi pré-dimensionada com 8 barras de aço CA-50  $\phi=20$ mm. Para cada modelo de fundação em bloco sobre cavaletes de estacas raiz, foi calculada a tensão normal solicitante e comparada à tensão normal resistente, para verificar a margem de segurança estrutural.

A capacidade geotécnica de carga da estaca raiz, de 18m de profundidade, diâmetro de 410mm, é dada pela Tabela 4.1, para cada um dos métodos semi-empíricos usados. A média dos resultados obtidos foi considerada como a capacidade de carga de referência. Os dados contidos no perfil de sondagem (Figura 2.10) são os mesmos previamente utilizados para avaliação da fundação em estacas hélice.

Vale ressaltar que a capacidade geotécnica de carga da estaca raiz adotada (1640 kN) é um pouco maior que a capacidade estrutural de carga da seção transversal, de aproximadamente 1350 kN, segundo ALONSO (1989). Vê-se, então, que essa estaca raiz não está superdimensionada em nenhum de seus aspectos, estrutural e geotécnico.

Em relação ao bloco tronco-cônico de concreto armado, para cada modelo numérico foram calculadas as tensões de flexão e tensões cisalhantes solicitantes, e comparadas às correspondentes tensões resistentes de flexão e cisalhante, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 4.1 : Capacidade geotécnica de carga da estaca raiz com diâmetro de 410mm e profundidade de 18m.

MÉTODO	Resistência por Atrito Lateral (kN)	Resistência de Ponta (kN)	Resistência Total da Estaca (kN)	Resistência Admissível da Estaca (kN)
Velloso	2729	931	3661	1465
Aoki-Velloso	2029	1036	3065	1532
Decourt-Quaresma	1950	906	2857	1727
Teixeira	2638	492	3130	1566
Alonso	2525	993	3518	1759
Média dos Processos	2374	872	3246	1610

## 4.2 MODELO 01 DA FUNDAÇÃO EM CAVALETES DE ESTACAS RAIZ

### 4.2.1 MODELO NUMÉRICO 01

O modelo 01 consiste em 20 pares de estacas cavalete e bloco tronco-cônico de 15,9m de diâmetro, altura no bordo inferior de 1,30m e altura no núcleo de 2,30m, totalizando um volume de 365m<sup>3</sup>. Em relação ao modelo de estacas hélice, descrito na subseção 3.1.1, houve uma redução no diâmetro de 1,1m.

Os 20 cavaletes de estacas raiz (ou 40 estacas) tem ângulo de abertura de 10°, seção transversal de 410mm e armadura composta por 8 barras de aço CA-50  $\phi=20$ mm. Vide Figura 4.1, Figura 4.2 e Figura 4.3.

As cargas no bloco são aplicadas no nó central e distribuídas no bloco por meio de elementos de barra muito rígidos. Elementos sólidos são usados para modelar o bloco de concreto; e elementos de barra de 50cm de comprimento para modelagem das estacas raiz. A ponta das estacas tem restrição ao deslocamento axial.

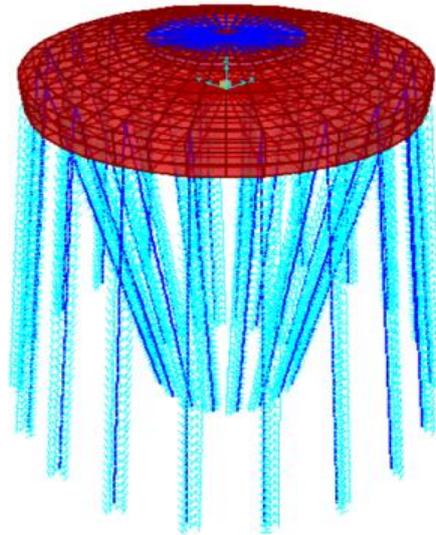


Figura 4.1 : Vista em 3D do modelo numérico 01 de estacas raiz.

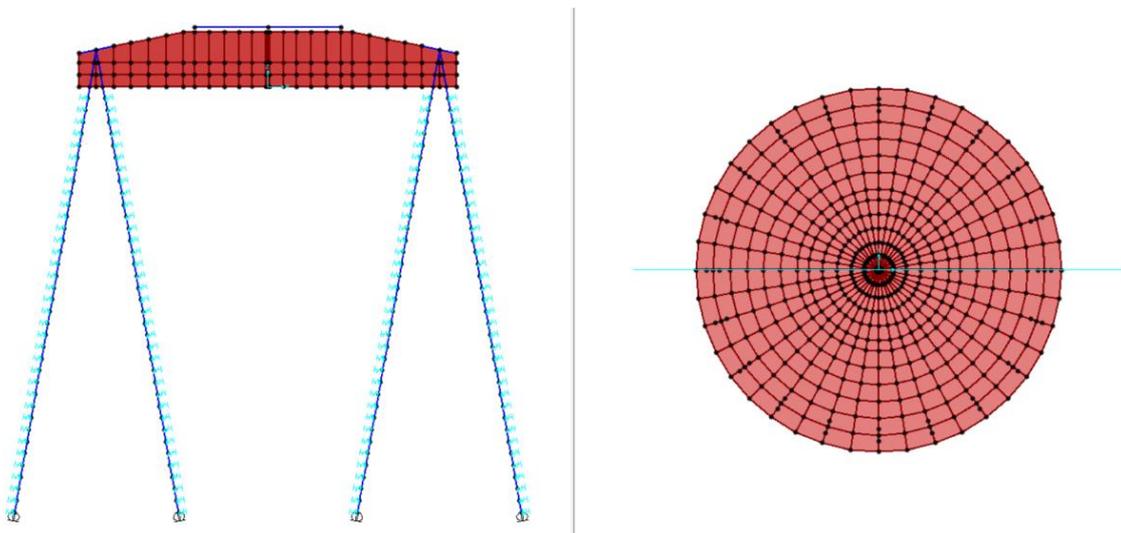


Figura 4.2 : Vista superior e radial do modelo numérico 01 de estacas raiz.

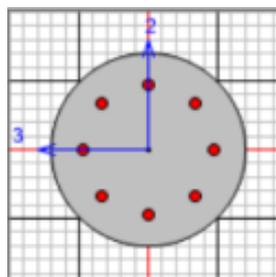


Figura 4.3 : Seção transversal das estacas raiz.

#### 4.2.2 RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO 01

A Tabela 4.2 resume os resultados obtidos para os esforços e tensões. A Figura 4.4 e a Figura 4.5 mostram os mapas da distribuição das cargas nas cabeças das estacas raiz, referindo-se respectivamente aos esforços axiais e aos momentos fletores obtidos para a

combinação de cargas do ELUx (D), que gera os maiores esforços solicitantes. Foi feita a normalização dos esforços em relação àqueles da estaca mais solicitada.

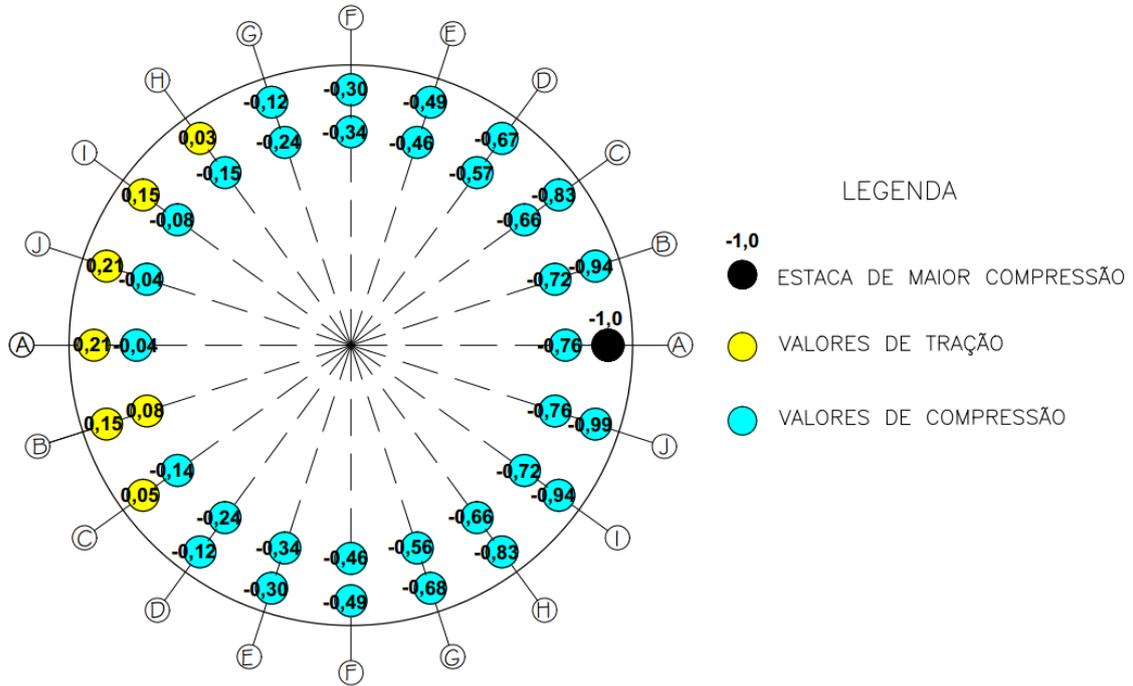


Figura 4.4 : Mapa de esforço normal na cabeça dos cavaletes de estacas raiz (modelo 01).

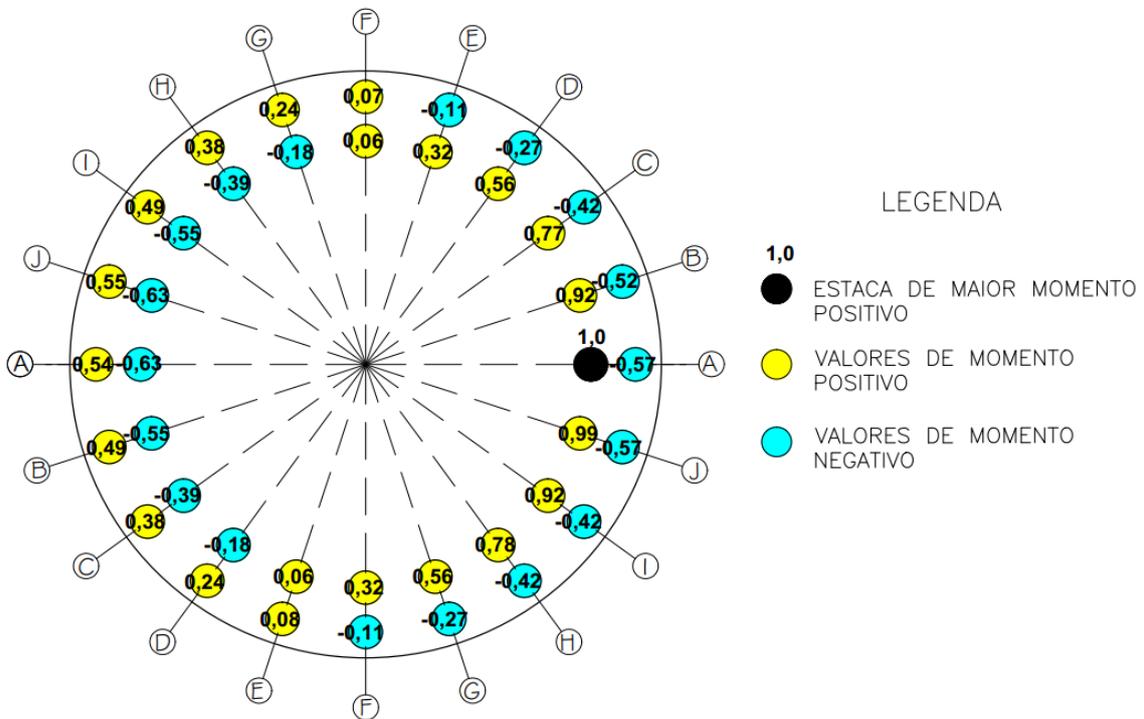


Figura 4.5 : Mapa de momento fletor na cabeça dos cavaletes de estacas raiz (modelo 01).

Tabela 4.2 : Esforços e tensões solicitantes para o modelo numérico 01 de estacas raiz.

ESFORÇOS SOLICITANTES NAS ESTACAS RAIZ		
TIPO DE COMBINAÇÃO	ELS	ELU
Máxima Compressão (kN)	879	1230
Máxima Tração (kN)	44	62
Máximo Momento Fletor na Cabeça da Estaca (kN.m)	17	25
Máximo Esforço Cortante (kN)	31	44
TENSÕES SOLICITANTES NO BLOCO		
TIPO DE COMBINAÇÃO	ELSx	ELSy
Máxima Tensão de Tração (MPa)	2,85	2,78
Máxima Tensão de Compressão (MPa)	5,46	5,26
TENSÕES LIMITES NO BLOCO		
fck (MPa)	20	
0,7 x fck (MPa)	14	
f <sub>ctk</sub> (MPa)	1,55	

#### 4.2.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DO MODELO 01 DA FUNDAÇÃO EM CAVALETES DE ESTACAS RAIZ

Observa-se que o valor máximo do momento fletor neste modelo 01 é bem menor que no modelo de estacas hélice : 25 kN.m vs 172 kN.m. Este resultado demonstra que as estacas trabalham majoritariamente a tração e compressão, e, portanto, as tensões de flexo-compressão são menores.

O valor máximo do esforço de compressão é bem menor que o correspondente no modelo de estacas hélice : 1230 kN vs 2148 kN. Quanto menor o esforço de compressão e momento fletor, menores são as tensões, possibilitando a utilização de estacas menos robustas.

O valor máximo do esforço de tração é igual ao esforço de tração no modelo de estacas hélice : 62 kN vs 62kN. Este é um aspecto positivo do cavalete de estaca raiz, cuja capacidade de carga à tração é muito maior que o esforço solicitante.

O sistema de fundação em bloco tronco-cônico de concreto armado sobre 20 cavaletes de estacas raiz com diâmetro de 410mm, representado no modelo 01, atendeu com folga aos

critérios de segurança e, portanto, pode ser continuado o processo de otimização com o objetivo principal da redução tanto das dimensões e volume do bloco de concreto armado, quanto do número de cavaletes de estacas raiz, respeitando o espaçamento entre cabeças de estacas permitido pela NBR 6122 (ABNT, 2010).

### **4.3 MODELO 02 DE FUNDAÇÃO EM CAVALETES DE ESTACAS RAIZ**

#### **4.3.1 MODELO NUMÉRICO 02**

O modelo numérico 02 de fundação consiste no bloco tronco-cônico com diâmetro de 15,4m, altura no bordo externo de 1,2m, altura no núcleo de 2,0m, sobre uma coroa de 18 pares de cavaletes de estacas raiz (diâmetro de 410mm) com ângulo de 10° de abertura. O volume de concreto do bloco é de aproximadamente 298m<sup>3</sup>, resultando numa redução de cerca de 25% em relação ao volume do bloco do modelo de estacas hélice.

A Figura 4.6 e Figura 4.7 ilustram a modelagem 02 da fundação em bloco tronco-cônico de concreto armado sobre uma coroa de 18 cavaletes de estacas raiz.

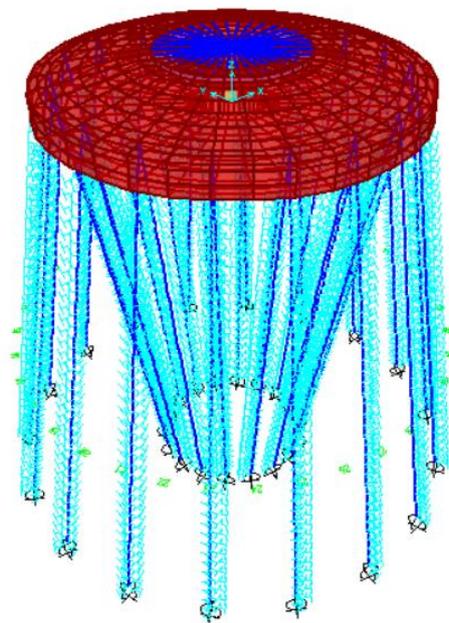


Figura 4.6 : Vista em 3D do modelo numérico 02 de estacas raiz.

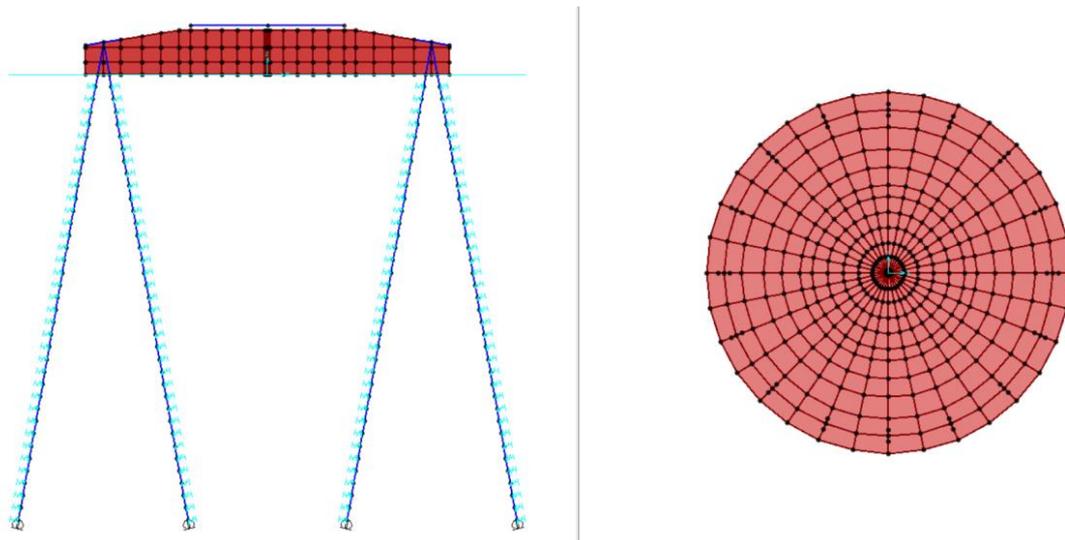


Figura 4.7 : Vista superior e radial do modelo numérico 02 de estacas raiz.

#### 4.3.2 RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO 02 DA FUNDAÇÃO EM CAVALETES DE ESTACAS RAIZ

A Tabela 4.3 resume os resultados dos esforços solicitantes máximos, tensões solicitantes, tensões resistentes e as dimensões físicas do bloco.

A Figura 4.8 e Figura 4.9 mostram os mapas de distribuição das cargas nas estacas, referindo-se aos esforços axiais e momentos fletores na cabeça das estacas em cavalete, para a combinação de carregamento do ELUx (D).

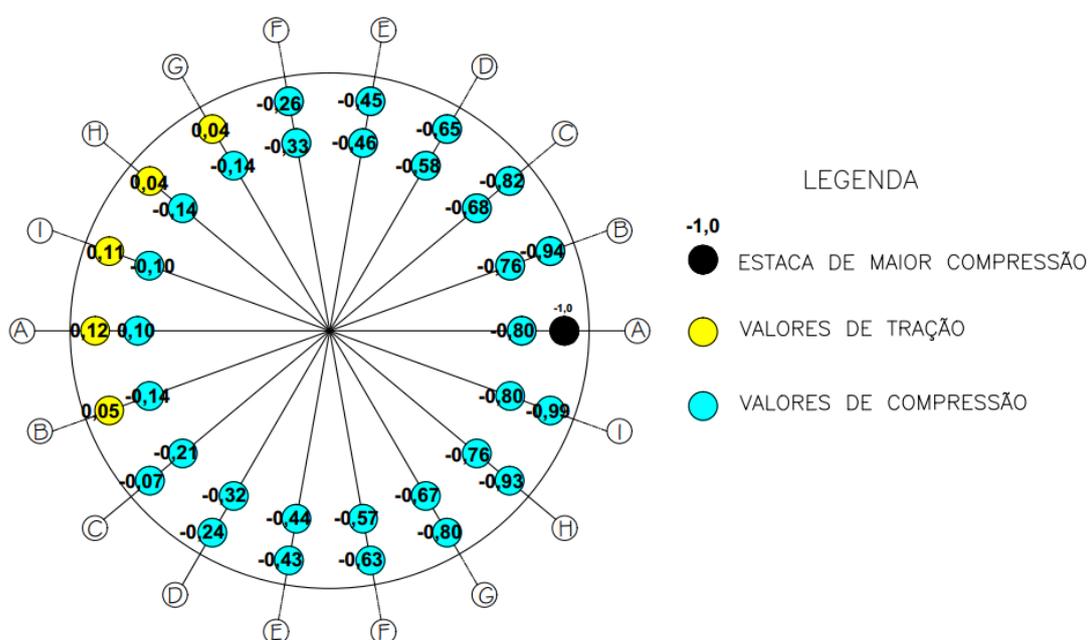


Figura 4.8 : Mapa de esforço normal na cabeça dos cavaletes (modelo 02 de estacas raiz).

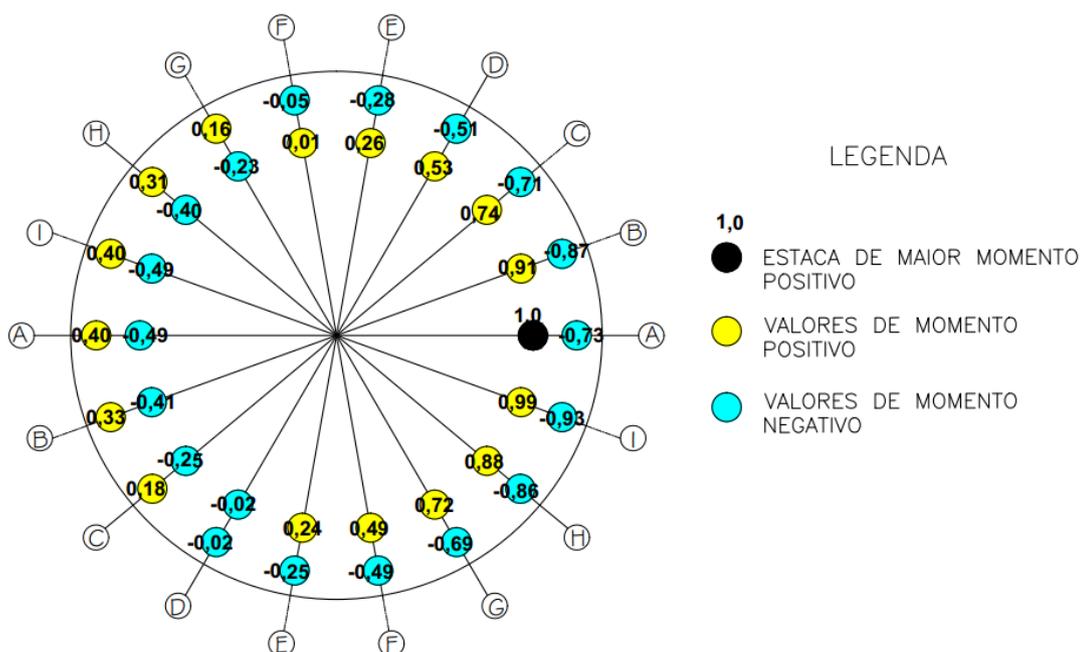


Figura 4.9 : Mapa de momento fletor na cabeça dos cavaletes (modelo 02 de estacas raiz).

Tabela 4.3 : Esforços e tensões solicitantes para o modelo numérico 02 de estacas raiz.

ESFORÇOS SOLICITANTES NAS ESTACAS RAIZ		
TIPO DE COMBINAÇÃO	ELS	ELU
Máxima Compressão (kN)	932	1305
Máxima Tração (kN)	115	325
Máximo Momento Fletor na Cabeça da Estaca (kN.m)	22	30,5
Máximo Esforço Cortante (kN)	34	48
TENSÕES SOLICITANTES NO BLOCO		
TIPO DE COMBINAÇÃO	ELSx	ELSy
Máxima Tensão de Tração (MPa)	3,58	3,58
Máxima Tensão de Compressão (MPa)	6,84	6,70
TENSÕES LIMITES NO BLOCO		
f <sub>ck</sub> (MPa)	20	
0,7 x f <sub>ck</sub> (MPa)	14	
f <sub>ctk</sub> (MPa)	1,55	

### 4.3.3 RESUMO E ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DO MODELO 01 E 02 DA FUNDAÇÃO EM CAVALETES DE ESTACAS RAIZ

A Tabela 4.4 resume os resultados obtidos para os modelos numéricos 01 e 02 de fundação em bloco tronco-cônico de concreto armado sobre coroa de cavaletes de estacas raiz com 410mm de diâmetro e fuste de 18m em extratos de terreno descritos no perfil de sondagem mostrado na Figura 2.10. Algumas observações podem ser feitas com base nos resultados resumidos na Tabela 4.4 :

- a) No modelo de estacas hélice, descrito na seção 0, o bloco tem volume de 403m<sup>3</sup>, enquanto no modelo 02 de cavaletes de estacas raiz o bloco tem volume de 298m<sup>3</sup>. A redução em volume de concreto é de 25%;
- b) É necessário realizar a verificação em flexo-compressão para concreto armado, em relação às tensões solicitantes no bloco de fundação;
- c) O esforço solicitante máximo de compressão na cabeça das estacas raiz, para os modelos analisados na Tabela 4.4, é menor do que o esforço resistente calculado;
- d) O máximo esforço solicitante na combinação ELS é menor que a capacidade geotécnica de carga da estaca raiz nos modelos 01 e 02;
- e) O espaçamento circunferencial de três diâmetros entre cavaletes de estacas adjacentes é atendido sem folga no modelo 02;
- f) O gargalo no processo de otimização com objetivo da redução do volume de concreto utilizado na fundação reside no baixo valor da resistência de compressão do concreto especificado no projeto original,  $f_{ck}=20$  MPa. O emprego de um concreto com  $f_{ck}=30$  MPa permitiria que as estacas raiz e o bloco de fundação suportassem maiores esforços e tensões. Vê-se então ser necessário um estudo do custo-benefício em face do potencial ganho de redução de volume de concreto, prazo de execução e mão-de-obra utilizados na construção do bloco de fundação.

Tabela 4.4 : Resumo dos modelos de estaca raiz.

RESUMO DOS MODELOS NUMÉRICOS DE ESTACA RAIZ		
PARÂMETROS	MODELO 01	MODELO 02
Diâmetro (m)	15,9	15,4
Altura (m)	1,3 x 2,3	1,2 x 2,0
Volume Bloco (m <sup>3</sup> )	365	298
Nº de Estacas (Pares)	40 (20 pares)	18 (pares)
ESFORÇOS SOLICITANTES NAS ESTACAS RAIZ		
TIPO DE COMBINAÇÃO	ELS	ELU
*Máxima Compressão (kN)	879	1305
*Máxima Tração (kN)	44	325
*Máximo Momento Fletor na Cabeça da Estaca (kN.m)	17	30,5
TENSÕES SOLICITANTES NO BLOCO		
TIPO DE COMBINAÇÃO	ELSx / ELSy	ELSx / ELSy
Máxima Tensão de Tração (MPa)	2,85 / 2,78	3,58 / 3,58
Máxima Tensão de Compressão (MPa)	5,46 / 5,26	6,84 / 6,70
VERIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DAS ESTACAS RAIZ		
Capacidade Geotécnica de Carga na Estaca (kN)	1610	
<p>Obs.: O valor do esforço de tração máximo é obtido na combinação ELUx (F).                      O valor do esforço de compressão máximo e momento fletor são obtidos na combinação ELUx (D).</p>		

## **5. CASO-EXEMPLO – FUNDAÇÃO EM MICROESTACAS**

### **5.1 BREVE DESCRIÇÃO DOS MODELOS DE MICROESTACAS**

Foram construídos quatro modelos de sistema de fundação com microestacas até chegar-se ao modelo tido como otimizado, onde não é mais possível reduzir as dimensões geométricas do bloco ou diminuir o número de pares de estacas cavalete. Apresentam-se nesta seção o primeiro e último modelos apenas com o objetivo de mostrar a evolução do processo de otimização.

A seção transversal para as microestacas é pré-dimensionada com 250mm, diâmetro comercial comum, dos quais o cobrimento nominal correspondente a 50mm, conforme definido pela NBR 6118 para concretos submetidos à ambientes agressivos. A armação utilizada é composta por um tubo estrutural com especificação AR350, de tensão de escoamento de 317 MPa, diâmetro externo de 193,7mm e espessura de 10,6mm (vide TUPER, 2014). Para cada modelo de fundação em bloco sobre cavaletes de microestacas, foi calculada a relação carga solicitante/carga resistente, para verificar a margem de segurança estrutural.

O pré-dimensionamento para esta armadura tubular se deve à dois fatores :

- a) Ser a maior bitola disponível para atender à especificação de 250mm de seção transversal, dos quais 50mm são somente para cobrimento;
- b) Fornecer elevada resistência aos esforços solicitantes axiais de tração e compressão, flexo-tração e flexo-compressão.

As microestacas são dispostas em configuração de cavalete, com 18m de comprimento e angulação de 10°, o que permite esforços de tração da ordem de 40% dos esforços de compressão.

Espera-se que as microestacas com a seção transversal adotada tenham maior resistência estrutural e rigidez quando comparadas à seção transversal dos modelos de estaca raiz. O tubo estrutural é prolongado até a cota de ponta da microestaca e não inclui barras de aço CA-50, longitudinais, que são usadas para reforço da seção transversal e devem ser ancoradas em substratos firmes ou em rocha.

O dimensionamento das microestacas é detalhado na subseção 2.2 e consiste na consideração do tubo estrutural de aço para resistir aos esforços solicitantes de flexo-tração e flexo-compressão, desprezando-se a resistência da argamassa interna ao tubo por não haver mecanismos de transmissão de carga do aço para a argamassa. Desta forma, são utilizadas as equações (2.1), (2.6) e (2.8), todas fornecidas pela NBR 8800 (ABNT, 2008).

O pré-dimensionamento do tubo estrutural especificado fornece o valor aproximado de 1900 kN para esforço axial resistente e 108 kN.m para momento fletor resistente.

A capacidade geotécnica de carga da microestaca, de 18m de profundidade, diâmetro 250mm, é dada pela Tabela 5.1, para os métodos semi-empíricos utilizados. O resultado da capacidade geotécnica de carga das microestacas será a média dos resultados dos métodos de AOKI-VELLOSO (1975), DECOURT-QUARESMA (1978) e BUSTAMANTE-DOIX (1985), utilizando-se os dados do perfil de sondagem da Figura 2.10.

Cabe observar que o resultado da capacidade geotécnica de carga – 1330 kN – é inferior ao resultado obtido para o modelo de bloco sobre cavaletes de estacas raiz – 1640 kN – devido à seção reduzida desta em comparação com aquela

Tabela 5.1 : Resistência geotécnica da microestaca.

MÉTODO	Resistência por Atrito Lateral (kN)	Resistência de Ponta (kN)	Resistência Total da Estaca (kN)	Resistência Admissível da Estaca (kN)
Aoki-Velloso	1721	0	1721	861
Decourt-Quaresma	3393	0	3393	1697
Bustamante-Doix	2880	0	2880	1440
Média dos Processos	2665	0	2665	1332

## 5.2 MODELO NUMÉRICO 01 DE MICROESTACAS

### 5.2.1 MODELO NUMÉRICO 01

O modelo 1 de microestacas consiste em 20 pares de cavaletes de microestacas e bloco tronco-cônico de 15,9m de diâmetro, altura no bordo inferior de 1,30m e altura no núcleo

de 2,30m, totalizando volume de 365m<sup>3</sup>. Possui as mesmas dimensões do modelo numérico 1 de estacas raiz, descrito na subseção 4.2.1.

Os 20 cavaletes de microestacas possuem ângulo de abertura de 10°, seção transversal de 250mm e armadura composta por tubo estrutural AR350, diâmetro 193,7mm e espessura 10,6mm, cuja tensão de escoamento é 350 MPa. Vide Figura 5.1, Figura 5.2 e Figura 5.3.

As cargas no bloco são aplicadas no nó central e distribuídas no bloco por meio de elementos de barra muito rígidos (em azul escuro na Figura 5.1). Elementos sólidos são usados para modelar o bloco de concreto, e elementos de barra de 50cm de comprimento para modelagem das microestacas. A ponta das microestacas tem restrição ao deslocamento axial.

O ângulo entre duas linhas de estacas resultou igual a 18°, conduzindo a um espaçamento circunferencial entre estacas igual a 1,18m, maior que a distância mínima necessária, de 0,75m.

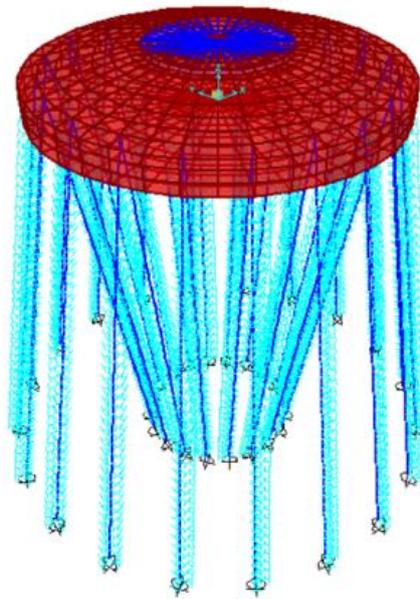


Figura 5.1 : Vista em 3D do modelo numérico 1 de microestacas.

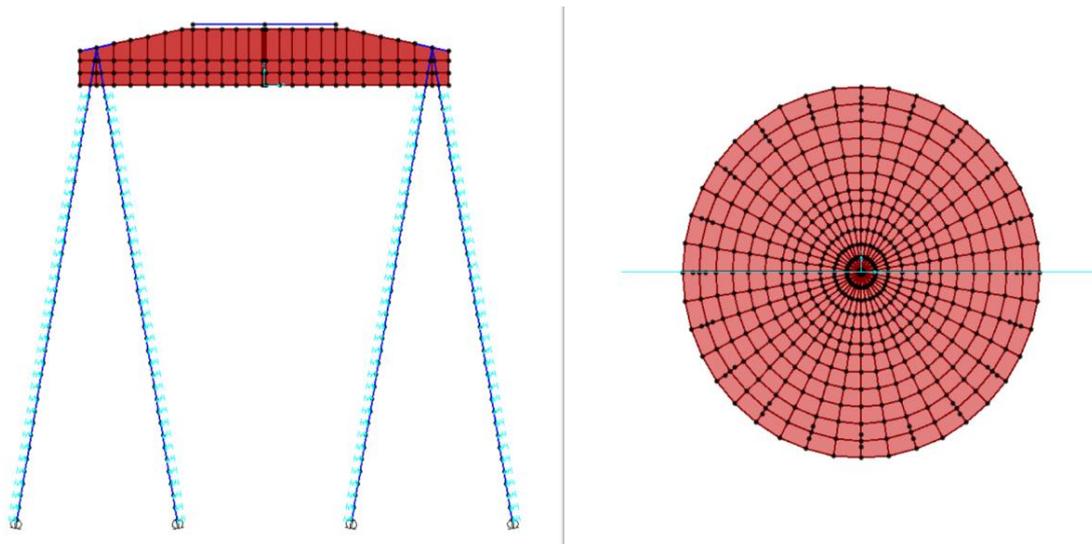


Figura 5.2 : Vista superior e radial do modelo numérico 1 de microestacas

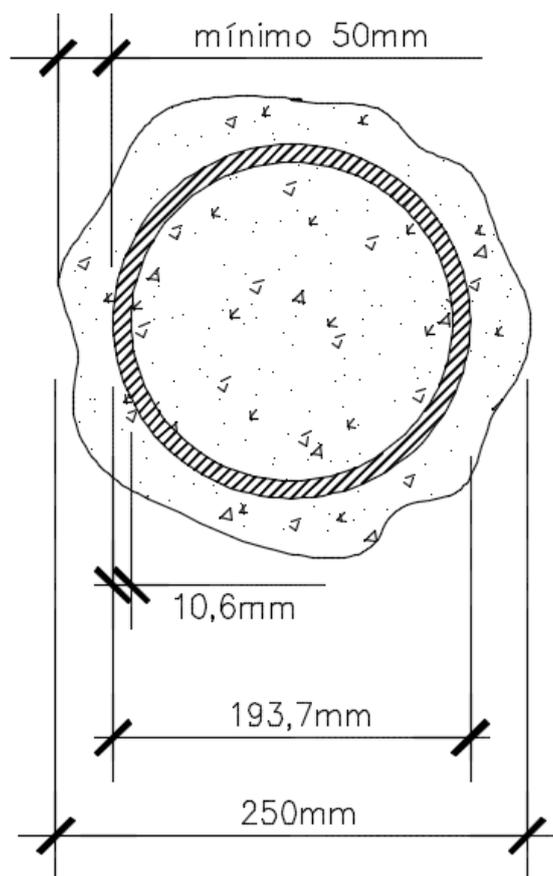


Figura 5.3 : Seção transversal das microestacas.

### 5.2.2 RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO 01 DE MICROESTACAS

A Tabela 5.2 resume os resultados obtidos para os esforços solicitantes máximos, tensões solicitantes, tensões resistentes, as dimensões geométricas do bloco e o espaçamento

radial previsto na NBR 6122 (ABNT, 2010) entre as faces de duas microestacas adjacentes.

A Figura 5.4 e Figura 5.5 mostram os mapas da distribuição das cargas nas cabeças das microestacas, referindo-se, respectivamente, aos esforços axiais e aos momentos fletores obtidos para a combinação de cargas do ELUx (D), que gera os maiores esforços solicitantes. Foi feita a normalização dos esforços em relação àqueles da microestaca mais solicitada.

A Tabela 5.3 mostra as microestacas mais solicitadas a partir dos mapas de distribuição das cargas nas cabeças das microestacas, conforme Figura 5.4 e Figura 5.5. Os valores de tração, compressão e momento fletor serão usados para verificar a integridade estrutural, i.e., se a seção transversal proposta resiste aos esforços solicitantes combinados, de tração e flexo-compressão.

Tabela 5.2 : Esforços e tensões solicitantes para o modelo numérico 01 de microestacas.

ESFORÇOS SOLICITANTES NAS MICROESTACAS		
TIPO DE COMBINAÇÃO	ELS	ELU
Máxima Compressão (kN)	885	1239
Máxima Tração (kN)	70	261
Máximo Momento Fletor na Cabeça da Estaca (kN.m)	14,50	20,30
Máximo Esforço Cortante (kN)	25	35
TENSÕES SOLICITANTES NO BLOCO		
TIPO DE COMBINAÇÃO	ELSx	ELSy
Máxima Tensão de Tração (MPa)	2,68	2,65
Máxima Tensão de Compressão (MPa)	5,46	5,20
TENSÕES LIMITES NO BLOCO		
fck (MPa)	20	
0,7 x fck (MPa)	14	
f_ctk (MPa)	1,55	

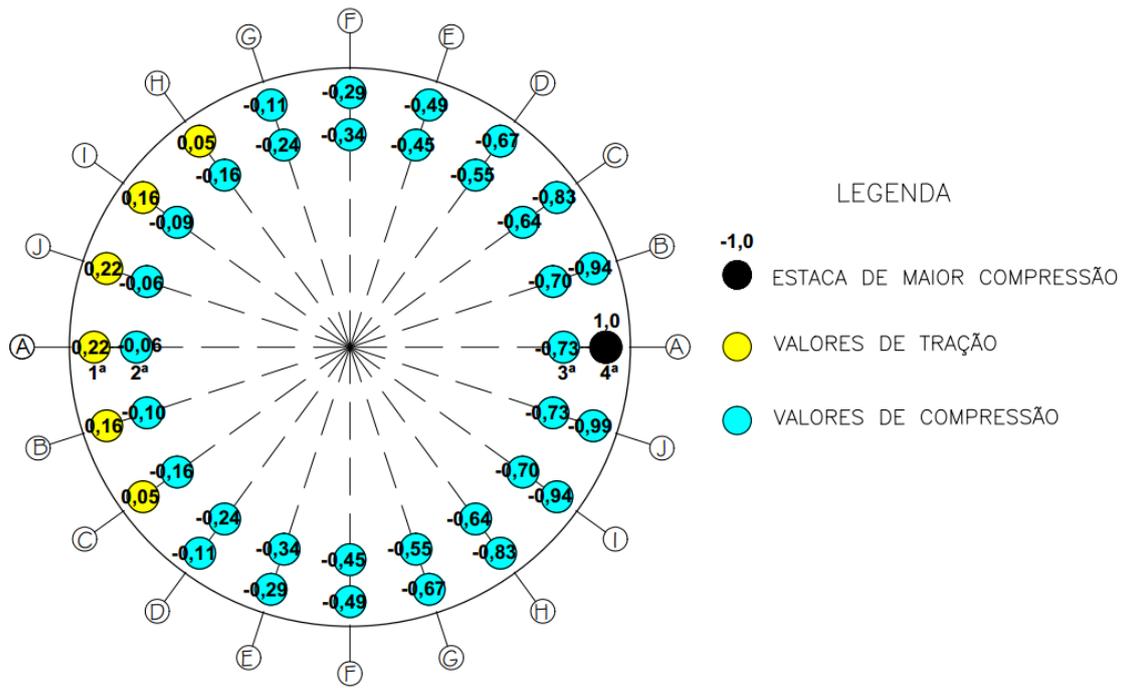


Figura 5.4 : Mapa de esforço normal na cabeça dos cavaletes (modelo 01 microestacas).

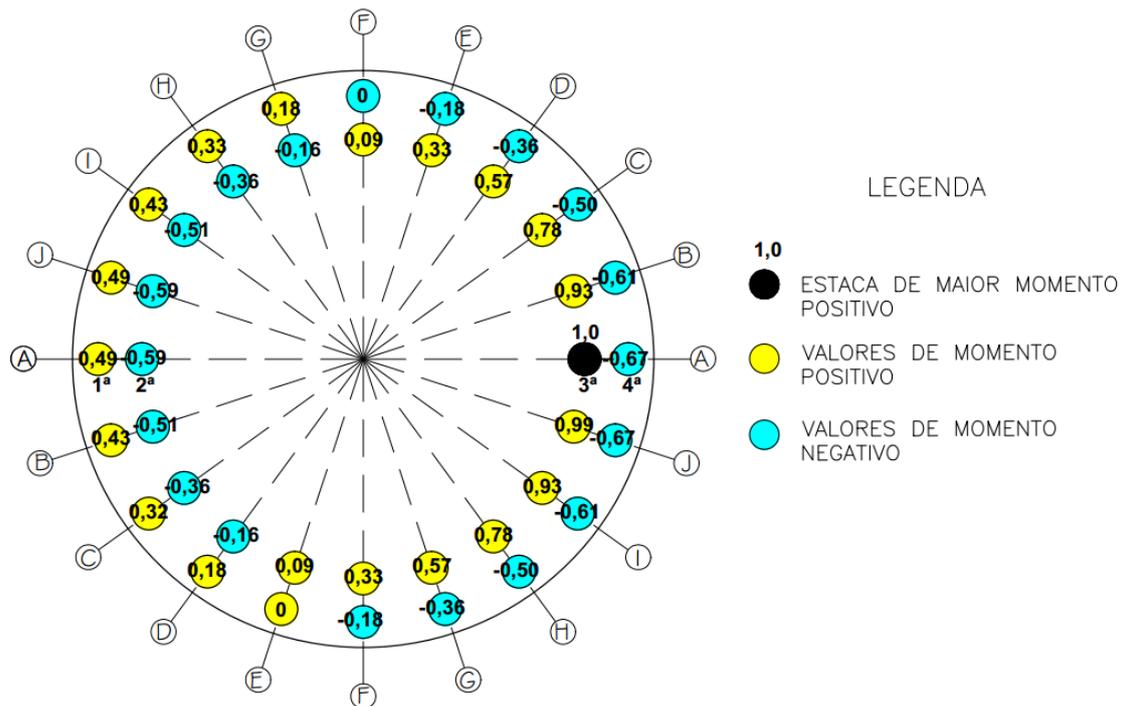


Figura 5.5 : Mapa de momento fletor na cabeça dos cavaletes (modelo 01 microestacas).

Tabela 5.3 : Microestacas mais solicitadas do modelo 01.

ESFORÇOS	POSIÇÃO DA MICROESTACA NO CORTE A			
	1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>	3 <sup>a</sup>	4 <sup>a</sup>
TRAÇÃO (kN)	261	--	--	--
COMPRESSÃO (kN)	--	218	939	1239
MOMENTO (kN.m)	14,60	15,20	31	20,30

### 5.2.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DO MODELO 01 DA FUNDAÇÃO EM CAVALETES DE MICROESTACAS

Observa-se que o valor máximo do momento fletor neste modelo 01 é bem menor que no modelo de estacas hélice : 20,3 kN.m vs 172 kN.m. Este valor, é, também, muito próximo ao valor máximo de momento fletor do modelo 01 de estacas raiz : 20,0 kN.m vs 25 kN.m. Isto ocorre devido à similaridade entre estes dois modelos.

Observa-se, desta forma, uma redução substancial do máximo momento fletor, corroborando o fato de as microestacas trabalharem majoritariamente a tração e a compressão, logo reduzindo as tensões de flexo-compressão.

O valor máximo do esforço de compressão é menor que o seu correspondente no modelo de estacas hélice : 1239 kN vs 2148 kN. Novamente, isto diminui a solicitação e permite que sejam utilizadas estacas menos robustas que as estacas hélice.

O valor máximo do esforço de tração é muito maior que o esforço de tração no modelo de estacas hélice : 261 kN vs 62 kN. Isto representa uma vantagem, pois a microestaca tem boa resistência à tração no aspecto estrutural e geotécnico.

Os esforços solicitantes axiais e momento fletor apresentados na Tabela 5.3 foram verificados pelos métodos descritos na seção 5.1, mostrando a integridade estrutural da microestaca.

O esforço axial solicitante de compressão, obtido na combinação de carregamento ELS, é menor do que a capacidade geotécnica de carga da microestaca : 885 kN vs 1330 kN.

Em relação ao bloco, a tensão solicitante de compressão está abaixo da tensão solicitante resistente.

Portanto, o sistema de fundação em bloco tronco-cônico de concreto armado sobre 20 cavaletes de microestacas com diâmetro de 250mm, representado no modelo 01, atendeu

com folga aos critérios de segurança e pode ser continuado o processo de otimização com o objetivo principal da redução tanto das dimensões e volume do bloco de concreto armado, quanto do número de cavaletes de estacas raiz, respeitando o espaçamento entre cabeças de estacas permitido pela NBR 6122 (ABNT, 2010).

### 5.3 MODELO NUMÉRICO 04 DE MICROESTACAS

#### 5.3.1 MODELO NUMÉRICO

O modelo 04 de microestacas consiste em 16 pares de cavaletes de microestacas e bloco tronco-cônico de 12,6m de diâmetro, altura no bordo inferior de 0,80m e altura no núcleo de 1,50m, totalizando volume de 154m<sup>3</sup>.

Os 16 cavaletes de microestacas possuem ângulo de abertura de 10°, seção transversal de 250mm e armadura definida na subseção 5.2.1.

A Figura 5.6 e Figura 5.7 ilustram o modelo 04 da fundação em bloco de concreto armado sobre uma coroa de 16 cavaletes de microestacas.

O ângulo entre duas linhas de estacas resultou igual a 22,5°, conduzindo a um espaçamento circunferencial entre estacas igual a 0,92m, maior que a distância mínima necessária, de 0,75m.

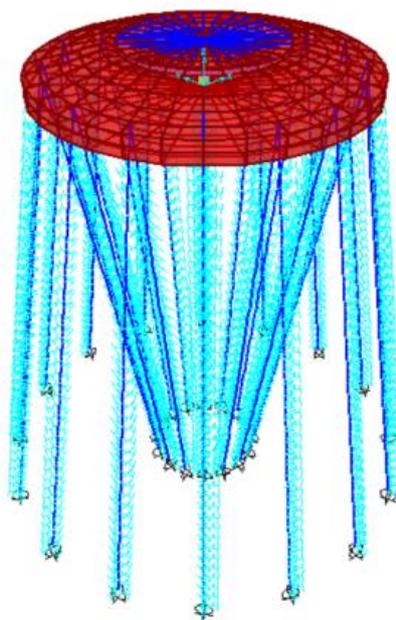


Figura 5.6 : Vista em 3D do modelo numérico 04 de microestacas.

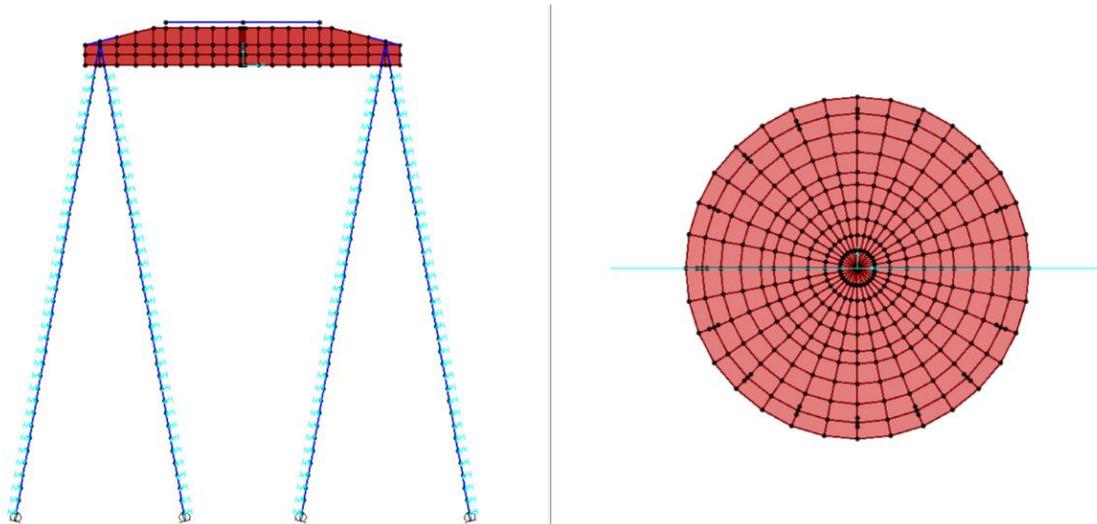


Figura 5.7 : Vista superior e radial do modelo numérico 04 de microestacas.

### 5.3.2 RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO 04 DE MICROESTACAS

A Tabela 5.4 resume os resultados obtidos para os esforços solicitantes máximos, tensões solicitantes, tensões resistentes, as dimensões geométricas do bloco e o espaçamento radial previsto na NBR 6122 (ABNT, 2010) entre as faces de duas microestacas adjacentes.

A Figura 5.8 e Figura 5.9 mostram os mapas da distribuição das cargas nas cabeças das microestacas, referindo-se, respectivamente, aos esforços axiais e aos momentos fletores obtidos para a combinação de cargas do ELUx (D), que gera os maiores esforços solicitantes. Foi feita a normalização dos esforços em relação àqueles da microestaca mais solicitada.

A Tabela 5.4 mostra as microestacas mais solicitadas a partir dos mapas de distribuição das cargas nas cabeças das microestacas, conforme Figura 5.8 e Figura 5.9. Os valores de tração, compressão e momento fletor serão usados para verificar a integridade estrutural, i.e., se a seção transversal proposta resiste aos esforços solicitantes combinados, de tração e flexo-compressão

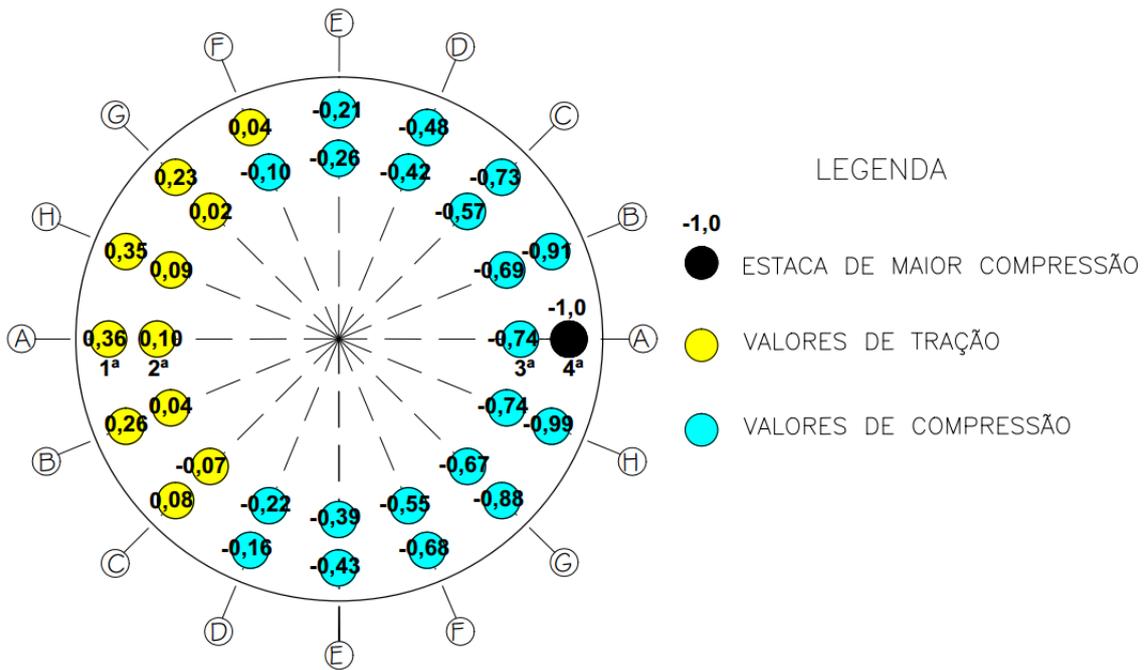


Figura 5.8 : Mapa de esforço normal na cabeça dos cavaletes (modelo 4 microestacas).

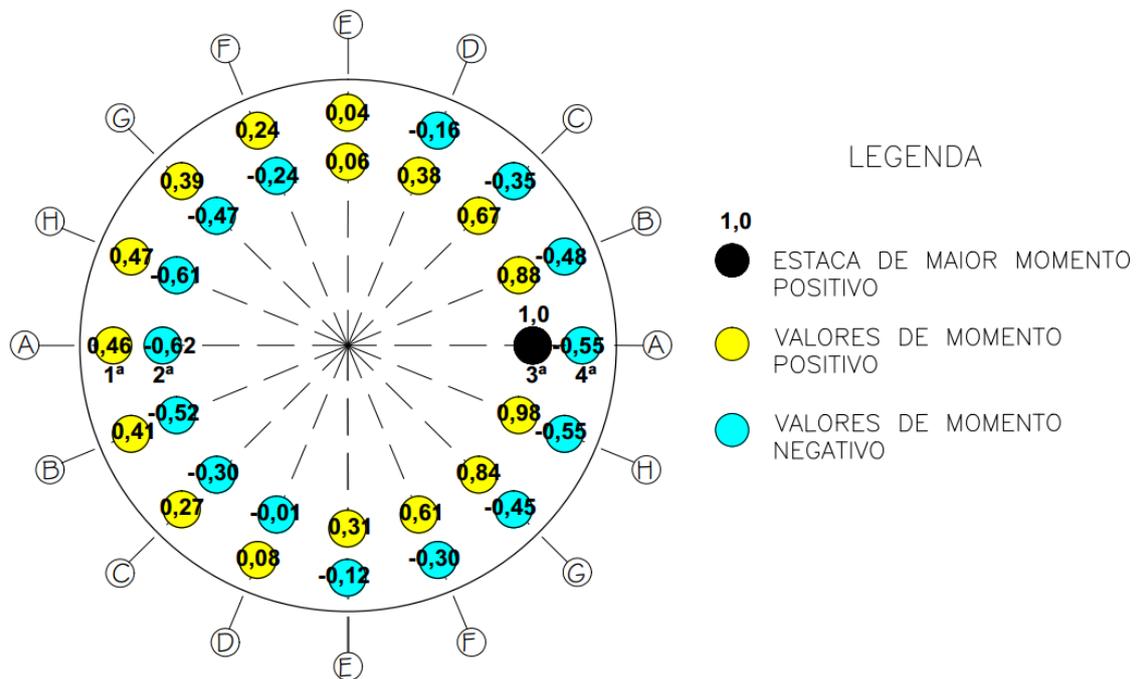


Figura 5.9 : Mapa de momento fletor na cabeça dos cavaletes (modelo 4 microestacas).

Tabela 5.4 : Esforços e tensões solicitantes para o modelo numérico 04 de microestacas.

ESFORÇOS SOLICITANTES NAS MICROESTACAS		
TIPO DE COMBINAÇÃO	ELS	ELU
Máxima Compressão (kN)	1054	1475
Máxima Tração (kN)	375	661
Máximo Momento Fletor na Cabeça da Estaca (kN.m)	11,8	17
Máximo Esforço Cortante (kN)	15	24
TENSÕES SOLICITANTES NO BLOCO		
TIPO DE COMBINAÇÃO	EL <sub>Sx</sub>	EL <sub>Sy</sub>
Máxima Tensão de Tração (MPa)	5,10	5,13
Máxima Tensão de Compressão (MPa)	9	8,84
TENSÕES LIMITES NO BLOCO		
f <sub>ck</sub> (MPa)	20	
0,7 x f <sub>ck</sub> (MPa)	14	
f <sub>ctk</sub> (MPa)	1,55	

Tabela 5.5 : Esforço solicitante em relação a posição da microestaca no corte A.

ESFORÇOS	POSIÇÃO DA MICROESTACA NO CORTE A			
	1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>	3 <sup>a</sup>	4 <sup>a</sup>
TRAÇÃO (kN)	661	280	--	--
COMPRESSÃO (kN)	--	--	1099	1475
MOMENTO (kN.m)	14,70	20,30	29,70	16,60

### 5.3.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DO MODELO 04 DA FUNDAÇÃO EM CAVALETES DE MICROESTACAS

Observa-se que o valor máximo do momento fletor é 29,70 kN.m, referente à combinação de carregamento ELU.

O valor máximo do esforço de compressão é 1475 kN, referente à combinação de ações ELU<sub>x</sub> (D), e o valor máximo do esforço de tração é 661 kN, referente à combinação de ações ELU<sub>x</sub> (F).

Os esforços solicitantes axiais e momento fletor foram verificados pelos métodos descritos na seção 5.1. Pode-se observar que a microestaca projetada resiste aos esforços de flexo-tração e flexo-compressão, para todas as combinações de carregamento no ELU.

O esforço axial solicitante de compressão, obtido na combinação de carregamento ELSx, é menor do que a capacidade geotécnica de carga da microestaca : 1054 kN vs 1330 kN.

Portanto, o sistema de fundação em bloco tronco-cônico de concreto armado sobre 16 cavaletes de microestacas com diâmetro de 250mm, representado no modelo 04, atendeu aos critérios de segurança, porém não pode ser continuado o processo de otimização, visto que as microestacas estão próximas a seu limite de integridade estrutural

#### **5.3.4 RESUMO E ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS DO MODELO 01 A 04 DA FUNDAÇÃO EM CAVALETES DE MICROESTACAS**

A Tabela 5.6 resume os resultados obtidos para os modelos numéricos 01 a 04 de fundação em bloco tronco-cônico de concreto armado sobre coroa de cavaletes de microestacas com 250mm de diâmetro e fuste de 18m em terreno descrito no perfil de sondagem mostrado na Figura 2.10.

Algumas observações podem ser feitas com base nos resultados resumidos na Tabela 5.6 e com respeito aos resultados obtidos para a fundação original em estacas hélice :

- a) No modelo de estacas hélice, descrito na seção 0, o bloco tem volume de 403m<sup>3</sup>, enquanto no modelo 04 de cavaletes de microestacas o bloco tem volume de 154m<sup>3</sup>. A redução em volume de concreto é de 62%;
- b) É necessário realizar a verificação em flexo-compressão para concreto armado, em relação às tensões solicitantes no bloco de fundação;
- c) A combinação de esforço solicitante de compressão e momento fletor na cabeça das microestaca é menor do que o esforço resistente calculado;
- d) O máximo esforço solicitante na combinação ELSx é menor que a capacidade geotécnica de carga da microestaca, em todos os quatro modelos, 01 a 04;
- e) O espaçamento circunferencial de três diâmetros entre cavaletes de microestacas adjacentes é atendido com alguma folga no modelo 04;
- f) O gargalo no processo de otimização com objetivo da redução do volume de concreto utilizado na fundação reside no aspecto estrutural das microestacas, em relação ao baixo valor da resistência de compressão do concreto especificado no projeto original,  $f_{ck}=20$  MPa. O emprego de um concreto com  $f_{ck}=30$  MPa

permitiria que as microestacas e o bloco de fundação suportassem maiores esforços e tensões. Vê-se então ser necessário um estudo do custo-benefício em face do potencial ganho de redução de volume de concreto, prazo de execução e mão-de-obra utilizados na construção do bloco de fundação

Tabela 5.6 : Resumo das características da fundação em bloco de concreto armado sobre coroa de cavaletes de microestacas dos modelos 01 a 04.

RESUMO DOS MODELOS DE MICROESTACAS				
PARÂMETROS	MODELO 1	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
Diâmetro (m)	15,9	14,4	13,0	12,6
Altura (m)	1,30 x 2,30	1,00 x 1,80	1,00 x 1,80	0,80 x 1,50
Volume Bloco (m <sup>3</sup> )	365	234	174	154
Nº de Estacas (Pares)	40 (20 pares)	36 (18 pares)	32 (16 pares)	32 (16 pares)
VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA MICROESTACA (expressão (2.8))				
MODELO 04	--	--	--	0,93
Obs.: O valor do esforço de tração máximo é obtido na combinação ELUx (F). O valor do esforço de compressão máximo e momento fletor são obtidos na combinação ELUx (D).				

## 6. RESUMO CONSOLIDADO DOS RESULTADOS OBTIDOS

### 6.1 ESFORÇOS SOLICITANTES

A Tabela 6.1 e Tabela 6.2 mostram os resultados dos esforços solicitantes máximos obtidos para as combinações de ações do ELS e do ELU, definidas no item 2.4, respectivamente para os modelos de bloco sobre estacas hélice, bloco sobre estacas raiz (otimizado) e bloco sobre microestacas (otimizado).

Tabela 6.1 : Esforços solicitantes máximos nas estacas obtidos com os modelos otimizados para a combinação de carregamento no ELS.

TIPO DE ESFORÇO	ESTACAS HÉLICE	ESTACAS RAIZ	MICROESTACAS
Compressão (kN)	1435	932	1054
Tração (kN)	7	115	375
Cortante (kN)	176	34	15
Momento Fletor (kNm)	123	22	11,8

Tabela 6.2 : Esforços solicitantes máximos nas estacas obtidos com os modelos otimizados para a combinação de carregamento no ELU.

TIPO DE ESFORÇO	ESTACAS HÉLICE	ESTACAS RAIZ	MICROESTACAS
Compressão (kN)	2148	1305	1475
Tração (kN)	62	325	661
Cortante (kN)	207	48	24
Momento Fletor (kNm)	172	30	17

### 6.2 RIGIDEZ DA FUNDAÇÃO

O sistema de fundação bloco-estacas para torres de turbinas eólicas deve ter grande rigidez à rotação diametral e à flexão.

As ordens de grandeza dos correspondentes coeficientes de rigidez devem ser tais que as frequências de vibração lateral do sistema estrutural torre (com turbinas)-fundação sejam

próximas daquelas obtidas para a condição de base perfeitamente engastada, i.e., fundação absolutamente rígida.

Para cada tipo de fundação em bloco tronco-cônico sobre estacas hélice, estacas raiz ou microestacas, as rigidezes à rotação e transversal, além da rigidez à flexão do bloco, foram obtidas por meio dos modelos numéricos 3D do sistema apresentados anteriormente.

Aplicando-se uma carga unitária (força transversal ou momento) na direção na qual se quer calcular a rigidez e dividindo-se a carga pelo respectivo deslocamento obtido, pode-se estimar os coeficientes de rigidez, conforme as expressões (6.1) e (6.2).

$$K_{transversal} = \frac{F_i}{U_i} \quad (6.1)$$

$$K_{rotacional} = \frac{M_i}{\theta_i} \quad (6.2)$$

Os valores dos coeficientes de rigidez, segundo o fabricante das turbinas eólicas, empregados no presente caso exemplo, devem ter ordem de grandeza :

- $6,0 \times 10^5$  kN/m para rigidez transversal;
- $1,03 \times 10^8$  kN/m para rigidez rotacional.

A Tabela 6.3 mostra os valores de rigidez transversal, rigidez rotacional e o valor máximo do bloco em torno de um eixo diametral para o modelo de estacas hélice, modelo 02 de estacas raiz e modelo 04 de microestacas. Observa-se que os modelos otimizados 02 da fundação em bloco sobre estacas raiz e microestacas têm valores de rigidez inferiores ao modelo em estacas hélice. Entretanto, tal como mostrado na Tabela 6.4, as frequências fundamentais de vibração por flexão lateral do sistema estrutural torre (com turbina)-fundação são iguais para todos os modelos e para os valores de rigidez de projeto especificados pelo fabricante das turbinas. Observa-se, também, que essas frequências são um pouco menores que a frequência correspondente a torre (com turbina) em base perfeitamente engastada.

Tabela 6.3 : Rigidez dos modelos de estacas hélice, estacas raiz e microestacas.

	MODELOS NUMÉRICOS		
	ESTACAS HÉLICE	MODELO 02 DE ESTACAS RAIZ	MODELO 04 DE MICROESTACAS
Rigidez Transversal (kN/m)	2,92E+05	2,30E+05	9,53E+04
Rigidez Rotacional (kN/m)	1,74E+08	1,00E+08	3,33E+07
Rotação do bloco em torno de um eixo diametral (rad)	0,00042	0,00087	0,00192

Tabela 6.4 : Frequências de vibração do sistema estrutural torre-fundação.

Condições de rigidez	MODELO BLOCO-ESTACAS				
	Rígido (Engaste perfeito)	Rigidez de Projeto	Estacas Hélice	Cavaletes de Estacas Raiz	Cavaletes de Microestacas
Frequência Fundamental (Hz)	0,365	0,359	0,359	0,359	0,359

### 6.3 DEFORMAÇÃO DO BLOCO DE FUNDAÇÃO EM ESTACAS

A Figura 6.1 mostra a deformada do bloco sobre estacas hélice, num corte diametral, com deslocamentos verticais da base do bloco normalizados pelo maior valor, 4,20mm, obtida para a combinação de carregamento ELUx (D). Pode-se observar a grande deformação por flexão do bloco de grande diâmetro, 17m, e altura de 2,30m.

A Figura 6.2 mostra a deformada por flexão do bloco referente ao modelo 02 de estacas raiz, normalizada pelo maior valor de deslocamento vertical, 8,2mm, na base do bloco. Observa-se com relação ao bloco sobre estacas hélice, uma menor deformada por flexão do bloco sobre cavaletes das estacas raiz, cujo diâmetro, 15,4m, e altura, 2,0m, são inferiores aos do bloco sobre estacas hélice.

A Figura 6.3 mostra a deformada por flexão do bloco referente ao modelo 04 de microestacas, normalizada pelo maior valor de deslocamento vertical, 14,40mm, na base do bloco. Observa-se que a deformada por flexão do bloco sobre cavaletes de microestacas é menor que do bloco sobre estacas raiz e ainda muito menor que do bloco

sobre estacas hélice, cujo diâmetro, altura e volume são muito maiores que o diâmetro e altura do bloco sobre microestacas (12,6m, 1,50m e 154m<sup>3</sup>, respectivamente).

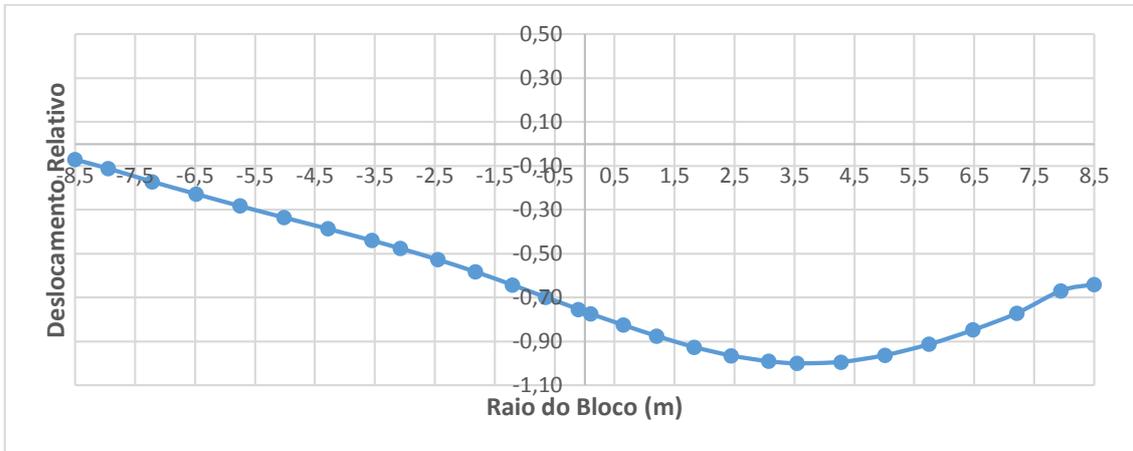


Figura 6.1 : Deformada do bloco com 17m de diâmetro sobre estacas hélice.

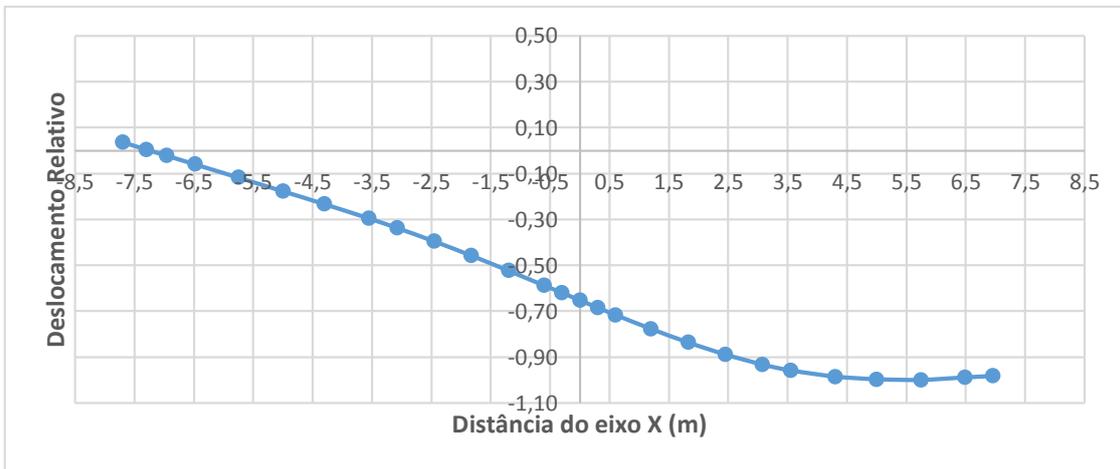


Figura 6.2 : Deformada do bloco com 15,4m de diâmetro para o modelo 02 de estacas raiz (otimizado).

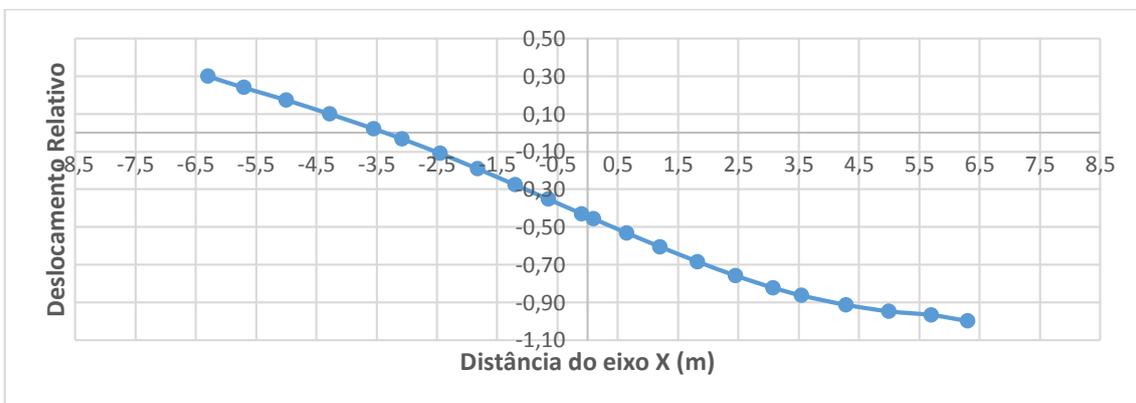


Figura 6.3 : Deformada do bloco com 12,6m de diâmetro para o modelo 04 de microestacas (otimizado).

Com base na observação dessas deformadas (Figura 6.1, Figura 6.2 e Figura 6.3), pode-se argumentar que a menor rigidez à rotação da fundação em bloco tronco-cônico sobre cavaletes de microestacas, em relação àqueles em estacas raiz e estacas hélice, não se deve a estrutura do bloco de concreto armado, mas sim a maior deformação axial das microestacas de pequeno diâmetro dispostas em coroa de cavaletes, com menor diâmetro que as coroas de estacas raiz e hélice; todas essas modeladas com ponta indeslocável.

Com este argumento, pode-se concluir que a rigidez à rotação do bloco de fundação sobre microestacas (e outras) depende da capacidade da estaca em combater recalques. Quanto menor o “recalque elástico instantâneo” imposto pelas combinações de cargas aplicadas, maior rigidez à rotação terá o conjunto bloco-cavaletes de microestacas.

## **6.4 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DO BLOCO DE CONCRETO ARMADO**

### **6.4.1 HIPÓTESES E PREMISSAS DE CÁLCULO**

O dimensionamento do bloco de coroamento à esforço de flexão segue a teoria convencional utilizada em elementos de concreto armado. As hipóteses assumidas são as previstas na NBR 6118 (ABNT, 2014), em seu capítulo 17.

Para os resultados de esforços máximos nas estacas hélice, estacas raiz e microestacas obtidos na combinação de carregamento no ELU, procede-se os seguintes passos para o dimensionamento da armadura à flexão do bloco.

1. Assumir uma faixa do bloco, referente à área setorial entre 2 planos radiais verticais consecutivos, passando entre estacas (ver Figura 6.4, Figura 6.5 e Figura 6.6);
2. Desenhar um diagrama de corpo-livre desta faixa, como sendo uma viga engastada na face da torre e submetida à força vertical concentrada da estaca, calcular as reações de apoio e esforços internos de cortante e flexão (vide Figura 6.4);
3. Verificar em qual domínio de deformação o concreto se enquadra, preferencialmente deve estar contido no domínio 2 ou no domínio 3 (NBR 6118);
4. Realizar o dimensionamento da armadura passiva a partir da formulação teórica clássica.

O dimensionamento do bloco ao esforço cortante seguirá a mesma analogia de viga engastada e apoiada, referente a uma faixa setorial do bloco. O modelo simplificado de cálculo é conservador e fornece resultados satisfatórios. O modelo de cálculo I é utilizado, por ser mais simples, e a armadura transversal será disposta como “estribos” perpendicular ao eixo da viga, servindo também para suporte da armadura de flexão.

O modelo de cálculo I da NBR 6118 é descrito dois passos :

1.Verificação da compressão diagonal, dado pela expressão (6.3).

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} \times b_w \times d \quad (6.3)$$

2.Cálculo da armadura transversal, dado pelas expressões (6.4), (6.5) e (6.6).

$$V_{Rd3} = V_C + V_{sw} \quad (6.4)$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (6.5)$$

$$V_C = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d \quad (6.6)$$

sendo :

- $b_w$  a menor largura da seção;
- $d$  a altura útil da seção;
- $s$  o espaçamento entre dois elementos de armadura transversal;
- $f_{ywd}$  a tensão de escoamento na armadura transversal;
- $\alpha$  o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal;
- $A_{sw}$  a área necessária de armadura transversal.

#### 6.4.2 MODELO DE ESTACAS HÉLICE

O modelo de estacas hélice, visto na Figura 6.4, mostra a faixa setorial determinada a partir da qual a armadura passiva para o bloco será dimensionada. Foi escolhido o plano radial onde ocorrem os maiores esforços solicitantes normais e de flexão.

Do centro do bloco até onde consta a armadura de ancoragem da torre, perfazendo raio de 3,0m, não ocorrem esforços e tensões significativos, portanto, o comprimento efetivo da viga, em termos práticos, é tal conforme a expressão (6.7).

A análise dos esforços resultantes deste modelo revelou que o momento máximo, que ocorre no engaste, tem valor aproximado de 10630 kN.m. A seção transversal correspondente neste local pode ser aproximada como um retângulo de dimensões base x altura 85 cm x 230 cm. A altura útil  $d$  é estimada em 215 cm, descontando-se o cobrimento de 5cm e 10cm adicionais para o centro de gravidade das barras de aço. De posse destes dados, é possível calcular a posição da linha neutra  $x$ , o domínio correspondente, e a área de aço necessária  $A_s$ .

A expressão (6.8) mostra o resultado do cálculo da linha neutra; a expressão (6.9) mostra que o concreto está trabalhando no domínio 2; e a expressão (6.10) mostra que a área de aço necessária para combater a flexão é de aproximadamente 130 cm<sup>2</sup>/setor, distribuídos de forma longitudinal e radial, neste último caso, em círculos concêntricos. A armadura de flexão deve ser distribuída nas faces inferior e superior do bloco para contemplar todas as combinações de carregamento possíveis no ELU.

$$L_{viga} = R_{bloco} - R_{torre} = 7,95 - 3,0 = 4,95 \text{ m} \quad (6.7)$$

$$x = 1,25 \times 2,15 \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{10630}{0,425 \times 0,85 \times 2,15^2 \times 14,28 \times 10^3}} \right] = 0,69 \text{ m} \quad (6.8)$$

$$x_{23} = d \times \frac{\varepsilon_c}{(\varepsilon_c + \varepsilon_s)} = 2,15 \times \frac{3,5}{(3,5 + 10)} = 0,56 \text{ m} \quad (6.9)$$

$$A_s = \frac{10630}{435 \times 10^3 \times (2,15 - 0,4 * 0,69)} \approx 130 \text{ cm}^2/\text{setor} \quad (6.10)$$

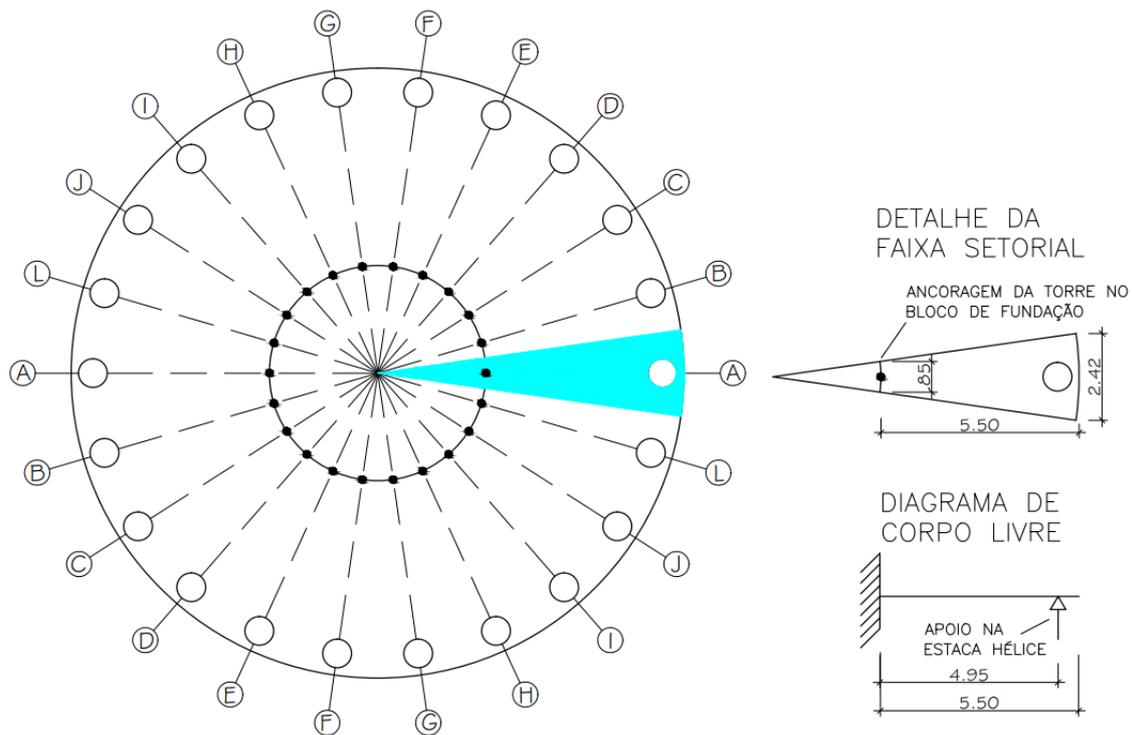


Figura 6.4 : Faixa no bloco para dimensionamento à flexão (modelo de estacas hélice).

### 6.4.3 MODELO 02 DE ESTACAS RAIZ

O modelo 02 de fundação em bloco sobre estacas raiz, é mostrado na Figura 6.5. A faixa setorial está referida ao plano radial onde ocorrem o maior esforço normal e momento fletor no ELU. A viga equivalente à faixa selecionada, de seção transversal variável, é engastada no núcleo do bloco e no extremo sujeita a carga concentrada igual a reação da estaca.

Aplicando o modelo de viga obtém-se o momento máximo que ocorre no engaste com valor de cerca de 9380 kN.m. A seção transversal no local do engaste teórico pode ser aproximada por um retângulo de dimensões base x altura 105 cm x 200 cm. A altura útil  $d$  é estimada em 185cm, ou seja, 15cm menor que a altura total  $h$  da seção transversal.

A linha neutra  $x$  está posicionada em 0,57m; com este valor, o concreto está no domínio 3 de deformação, as expressões (6.8), (6.9) e (6.10) são utilizadas nos cálculos, substituindo-se os dados referentes ao modelo de bloco sobre estacas hélice pelos dados referentes ao modelo 02 de bloco sobre estacas raiz. A área de aço necessária para combater a flexão é de aproximadamente 112 cm<sup>2</sup>/setor. Esta armadura próxima a face inferior é distribuída no sentido radial e circunferencial dentro da faixa setorial. A Tabela 6.5 resume os resultados obtidos para o dimensionamento à flexão do bloco sobre estacas raiz para o modelo 02. Deve-se dispor também de armadura de flexão próxima a face

superior do bloco para abranger todas as combinações possíveis de carregamento que causam tração nas estacas.

Tabela 6.5 : Resultado para o dimensionamento à flexão do bloco sobre estacas raiz do modelo 02.

VARIÁVEL CALCULADA	VALOR	UNIDADE
Comprimento Equivalente da Viga	4,0	m
Posição da Linha Neutra x	0,57	m
Domínio de Deformação	3	n/a
Área de Aço Calculada	112	cm <sup>2</sup> /setor

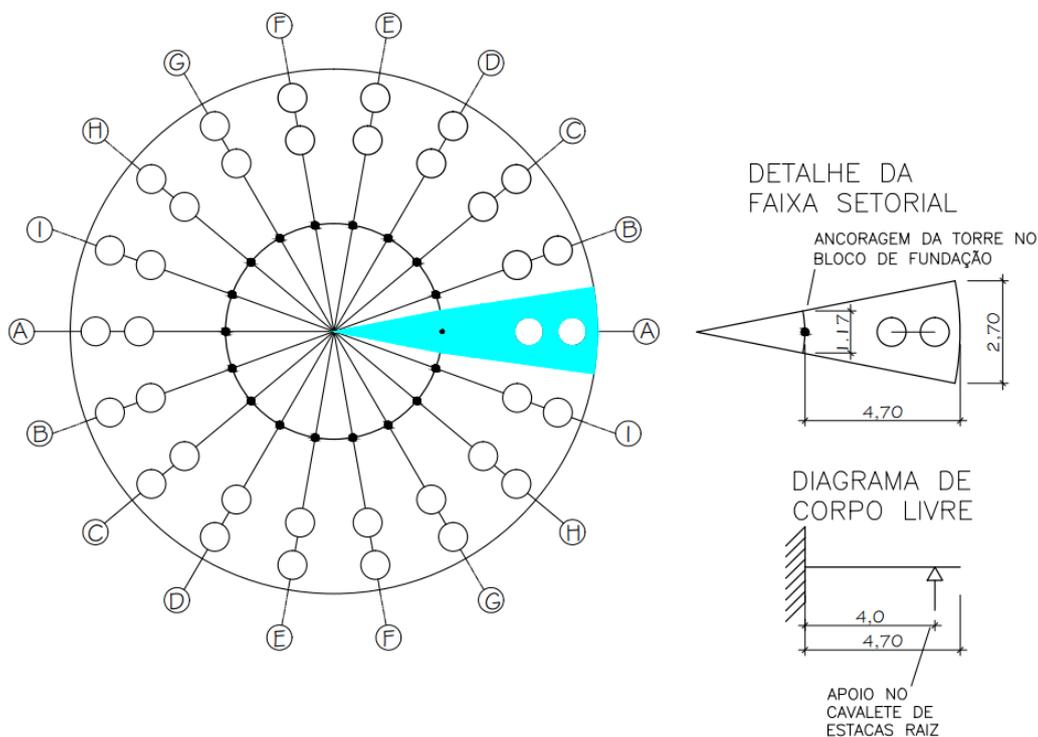


Figura 6.5 : Faixa no bloco para dimensionamento à flexão (modelo otimizado de estacas raiz).

#### 6.4.4 MODELO 04 DE MICROESTACAS

O modelo 04 de fundação em bloco sobre microestacas é apresentado na Figura 6.6. A faixa setorial selecionada é aquela onde ocorrem o maior esforço normal e momento fletor para a combinação de cargas no ELU. A viga equivalente tem seção transversal variável, é engastada no núcleo do bloco e sujeita a uma carga concentrada igual a reação da estaca mais solicitada.

Os resultados obtidos fornecem um momento máximo no engaste com valor aproximado de 6950 kN.m. A seção transversal no local do engaste é aproximadamente um retângulo de dimensões base x altura 118 cm x 150 cm. A altura útil  $d$  é estimada em 135 cm, 15cm menor que a altura total  $h$  da seção transversal.

A linha neutra  $x$  está posicionada em 0,53m; com este valor, o concreto está no domínio 3 de deformação e a formulação para cálculo é expressa pelas expressões (6.7), (6.8) e (6.9), feitas as substituições referentes para o modelo 04 de bloco sobre microestacas. A área de aço necessária para combater a flexão é de aproximadamente 140 cm<sup>2</sup>/setor. Esta armadura próxima a face inferior do bloco é distribuída no sentido radial e circunferencial dentro da faixa setorial. A Tabela 6.6 resume os resultados obtidos para o dimensionamento à flexão do bloco sobre microestacas para o modelo 04. Deve-se dispor também de armadura de flexão na face superior do bloco para abranger todas as combinações possíveis de carregamento que causem tração nas estacas.

Para o dimensionamento ao esforço cortante, utiliza-se a largura da faixa setorial na linha da coroa de cavaletes, igual a 2,46m. A largura da seção,  $b_w$ , para fins de cálculo, é 1,0m; e o valor da altura útil  $d$  é de 0,70 m. a armadura transversal adotada é composta por barras de aço CA-50  $\phi=20$ mm e espaçamento de 10 cm.

Os resultados obtidos com as expressões (6.3), (6.4), (6.5) e (6.6) estão mostrados na Tabela 6.7. Observa-se que o esforço solicitante no ELU é menor do que o esforço resistente da seção com a armadura adotada; o valor de  $V_{sd}$  é menor do que o valor de  $V_{rd3}$ .

Tabela 6.6 : Resultado para o dimensionamento à flexão do bloco sobre microestacas do modelo 04.

VARIÁVEL CALCULADA	VALOR	UNIDADE
Comprimento Equivalente da Viga	2,70	m
Posição da Linha Neutra x	0,44	m
Domínio de Deformação	3	n/a
Área de Aço Calculada	115	cm <sup>2</sup> /setor

Tabela 6.7 : Dimensionamento à cortante do bloco sobre microestacas do modelo 04.

TIPO DE ESFORÇO	VALOR	UNIDADE
Vsd	1045	kN/m
Vrd2	2483	kN/m
Vsw	861	kN/m
Vc	466	kN/m
Vrd3	1327	kN/m

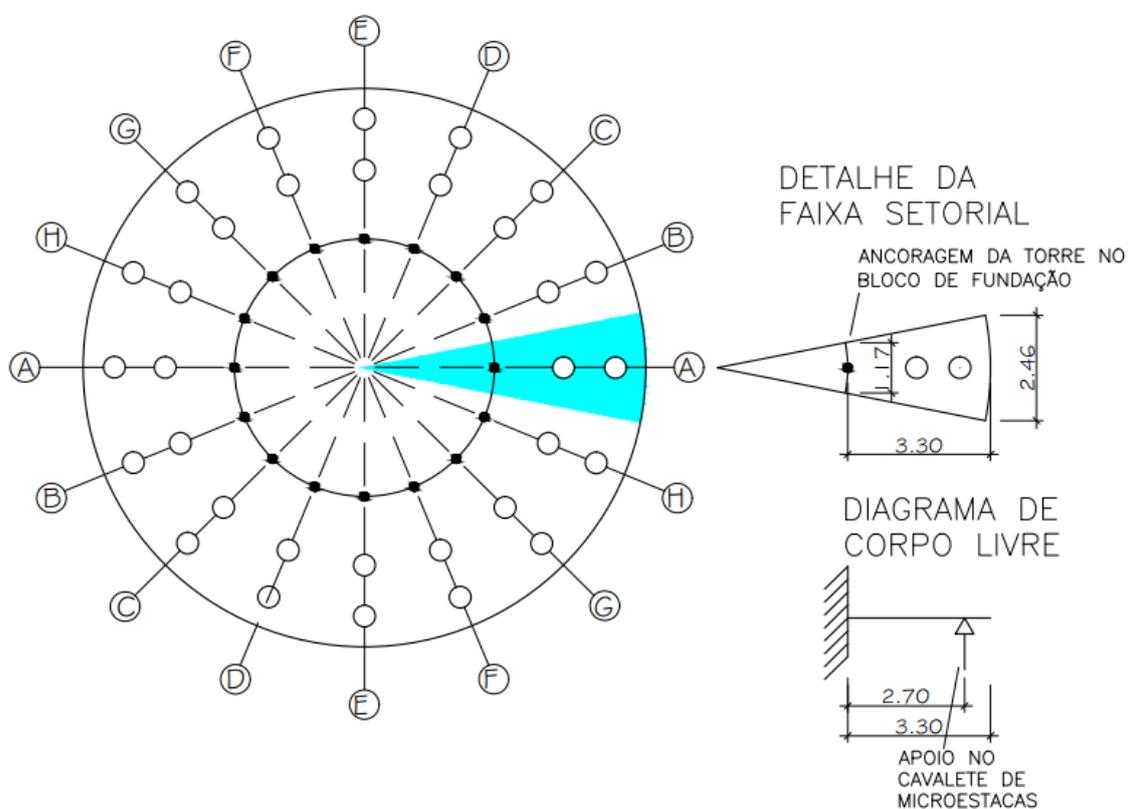


Figura 6.6 : Faixa no bloco para dimensionamento à flexão (modelo de microestacas).

## 6.5 TABELA RESUMO DO CONSUMO DE MATERIAIS PARA OS MODELOS DE BLOCO SOBRE ESTACAS

A Tabela 6.8 mostra o consumo dos materiais aço e concreto para os modelos analisados neste trabalho - de bloco sobre estacas hélice, bloco sobre estacas raiz e bloco sobre microestacas.

O modelo otimizado de bloco sobre microestacas apresentou a maior redução no consumo de concreto, para bloco e estacas, e aço para o bloco. No entanto, observa-se que há um aumento expressivo no consumo de aço para armadura longitudinal das microestacas, constituída por um tubo de aço estrutural.

Tabela 6.8 : Consumo de aço e concreto para as diferentes soluções de fundação.

RESULTADO DO DIMENSIONAMENTO	BLOCO SOBRE ESTACAS HÉLICE	BLOCO SOBRE ESTACAS RAIZ	BLOCO SOBRE MICROESTA- CAS
Número de estacas	22	36	32
Volume de concreto do bloco (m <sup>3</sup> )	403	298	154
Redução no consumo de concreto (%)	--	25%	62%
Volume de concreto das estacas (m <sup>3</sup> )	93,1	86,9	28,8
Área de aço por setor do bloco (cm <sup>2</sup> )	130	112	140
Armadura radial à flexão do bloco (t)	16,2	10,1	8,8
Armadura longitudinal das estacas (t)	7,3	12,2	29,6

## 7. COMENTÁRIOS FINAIS CONCLUSIVOS

Propõe-se neste trabalho o emprego de cavaletes de estacas de pequeno diâmetro como uma alternativa à prática usual do emprego de estacas verticais de grande diâmetro (como por exemplo estacas hélice) em fundações de torres de turbinas eólicas. Avalia-se a viabilidade técnica e econômica de cavaletes de estacas raiz e microestacas, buscando reduzir o volume de concreto armado utilizado no bloco e nas estacas, respeitando todas as premissas de projeto e as prescrições normativas.

As microestacas dispõem de algumas vantagens em comparação com as estacas raiz, que são : (i) sua elevada resistência por atrito lateral; (ii) possuir a mesma resistência a tração e a compressão, em termos de capacidade de carga estrutural e capacidade de carga geotécnica; (iii) execução mais controlada e de maior qualidade, devido ao equipamento utilizado e método executivo.

No caso-exemplo analisado, a concepção em microestacas resultou no menor volume de concreto e peso de aço para o bloco e menor consumo de concreto no estaqueamento, reduzindo custo de execução com a logística e mobilização dos equipamentos. Entretanto, o custo de execução de cada microestaca é maior que o da estaca raiz. Mas a redução de mão de obra e do volume de concreto armado do bloco e concreto das estacas pode, afinal, tornar vantajoso o emprego de cavaletes de microestacas.

Para trabalhos futuros, sugere-se :

- (i) Elaborar modelo 3D da microestaca, considerando a interface tubo-concreto, para estimar a capacidade de carga a tração, compressão e flexão, que deverá ser ratificada por meio de ensaios experimentais;
- (ii) Elaborar modelo 3D da microestaca considerando a interface com os extratos de terreno, também representado por modelagem 3D;
- (iii) Investigar por meio da correlação de resultados com o modelo (ii), a validade de modelos numéricos que representam a interação cisalhante estaca-solo por meio de elementos de conexão que simulam a resistência lateral do terreno ao deslocamento axial da estaca;
- (iv) Aumentar a resistência de cálculo a compressão do concreto,  $f_{ck}$ , do concreto utilizado no bloco e nas microestacas, em conjunto com as propostas acima, para potencializar a redução do volume de concreto no sistema bloco-microestacas.

- (v) Ensaios experimentais de campo para determinação da rigidez axial de microestacas do tipo utilizado no presente estudo. Nesses ensaios, deverão ser medidos os incrementos de carga e o deslocamento axial na cabeça da microestaca executada de acordo com a metodologia convencional. Essas medições de “recalque” servirão para avaliação correta da rigidez à rotação de fundações em bloco sobre cavaletes de microestacas destinados a torres altas para suporte de turbinas eólicas.

## REFERÊNCIAS

AERO-MINI, 2009, Disponível em : [http://aero-mini.blogspot.com.br/2009/11/funcionamento-de-um-aerogerador\\_27.html](http://aero-mini.blogspot.com.br/2009/11/funcionamento-de-um-aerogerador_27.html). Acesso em 13/04/2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*, 2014, Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. *NBR 6122 – Projeto e execução de fundações*, 2010, Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. *NBR 8800 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*, 2008, Rio de Janeiro.

ALONSO, U. R., 1996, “Estimativa da adesão em estacas a partir do atrito lateral medido com o torque no ensaio SPT-T”. *Revista Solos e rochas*, v. 20, p. 47-59.

ALONSO, U. R., 1989, *Dimensionamento de Fundações Profundas*. 1ª ed. São Paulo, Edgard Blucher LTDA.

AMANN, K.A.P., 2010, *Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas*. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, São Paulo.

ANEEL. (s.d.). ANEEL - Agência Nacional de Energia Elétrica. Disponível em : <http://www.aneel.gov.br>. Acesso em 26 de janeiro de 2018.

AOKI, N., CINTRA, J.C.A., 2010, *Fundações por estacas - projeto geotécnico*. 1ª ed. São Paulo, Oficina de Textos.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A., 1975, “Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity”. In: *Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, V, 1975, Buenos Aires, Anais, p.367-376.

BATTISTA, R.C.; CONCEIÇÃO, R.S., 2012, *Avaliação Estrutural de uma Torre de Concreto Armado com Altura de 78m para Suporte de Aerogeradores*. Relatório Técnico CL-811 e 829/13 – Queiroz Galvão Energias Renováveis, CONTROLLATO Ltda., Rio de Janeiro.

- BATTISTA, R. C., 1995, *Notas de aula da disciplina de M.Sc. Dinâmica Estrutural*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil: COPPE-UFRJ.
- BEER, F. P., JOHNSTON, E.R, DEWOLF, J.T., MAZUREK, D.F., 1992, *Mechanics of Materials*. 1ª ed. New York, McGraw-Hill, 1992.
- BENNETT, J. K., 2013, *State of practice : micropiles structural and geotechnical design*. Geotechnical Construction : Technical Training Series. 62 p. Notas de Aula. 2013. Disponível em : < <https://goo.gl/uuPJtH>>. Acesso em 18 de maio de 2017.
- BUSTAMANTE, M., DOIX, B., 1985, *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*. Bull Liaison Lab Ponts Chauss.
- CADDEN, A., CHESTER, W., 2008, *Micropile design 101*. Schnabel Engineering. 38p. Notas de Aula. Disponível em : < <https://goo.gl/n8L7v1> > . Acesso em 07 de junho de 2017.
- CLOUGH, R.W., PENZIEN, J., 1973, *Dynamics of structures*. 1ª ed. New York, McGraw-Hill.
- DAVISSON, M. T., ROBINSON, K. E., 1965, “Bending and buckling of partially embedded piles”. In: *Soil Mech & Foundation Engineering Conference Proceedings*.
- DÉCOURT, L., QUARESMA, A. R., 1978, “Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT”. *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações* (Vol. 6, pp. 45-53).
- EN, N.P. 1-1, 2010, *Eurocódigo 3 : Projeto de Estruturas de Aço*. Bruxelas : Comitê Europeu de Normalização.
- ENGIE ENERGIA (s.d.). Acesso em 26 de janeiro de 2018. Disponível em :<<http://www.engieenergia.com.br/wps/portal/internet/parque-gerador/usinas-complementares/central-eolica-trairi>>.
- GUIMARÃES, J.D.F.; ZIRLIS, A.C.; GOMES, N. S., 1986, “Contribuição ao estudo das microestacas tubulares injetadas”. In : *Congresso Brasileiro De Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, 8, Porto Alegre.
- GUIMARÃES, J.D.F., 2014, “Microestaca Tubular Injetada de Bulbo Contínuo (Alluvial Anker).” *Revista Fundações e Obras Geotécnicas*, Vol. 41. São Paulo.

HAU, E., 2003, *Wind turbines - Fundamentals, Technologies, Applications, Economics*. New York, Springer.

LOPES, F. R., VELLOSO, D. A., 2010, *Fundações : critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*. 1ª ed. São Paulo, Oficina de Textos.

LOPEZ, R. A., 2012, *Energia eólica*. São Paulo: Artliber.

MACÊDO, A., 2016, Disponível em : <<http://www.blogdoassismacedo.com.br/2016/11/a-casa-do-ventos-inicia-nessa-semana.html>> Acesso em 16/11/17.

MACHADO, R., 2010, *Micro-estacas* : Instituto Superior Técnico. 64 p. Notas de Aula. Disponível em : < <https://goo.gl/tdr9QN>>. Acesso em 19 de julho de 2017.

MAIOLINO, P., 2014, *Análise Dinâmica de Turbina Eólica Offshore do Tipo Monocoluna*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

MAGALHAES, C. M., 2010, *Estudo comparativo por análise computacional de fundações constituídas por diferentes elementos metálicos em aço*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte.

MARANGON, M., 2009, *Geotecnia de fundações* : Universidade Federal de Juiz de Fora. 146p. Notas de aula. Disponível em : < <http://www.ufjf.br/nugeo/pagina-do-aluno/notas-de-aula/geotecnia-de-fundacoes/>>. Acesso em 15 de junho de 2017.

MOTA, M. M. C., 2009, *Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo*. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, São Carlos.

MOURA, A. S., 2007, *Avaliação de metodologias de projeto de fundações superficiais de aerogeradores assentes em areia de Duna*. Tese de Doutorado. Universidade de Brasília. Brasília.

PAULA, R. L., 2012, *Modelo acoplado torre-aerogerador de eixo horizontal*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

PINHEIRO, L. M., MUZARDO, C. D., SANTOS, S. P., 2007, *Fundamentos do concreto e projeto de edifícios* : Universidade de São Paulo, São Carlos. 380p. Notas de aula.

RIVERA, J. S., 2013, *Aerodinâmica do sistema torre-turbina eólica de eixo horizontal*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

SABATINI, P. J., TANYU, B., ARMOUR, T., 2005, *et al. Micropile design and construction*. In : Report No. FHWA-NHI-05-039, US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C..

SANT'ANNA, E., 2009, Disponível em: < <http://g1.globo.com/Noticias/Ciencia/0,,MUL1367045-5603,00-leilao+em+dezembro+busca+impulsionar+geracao+de+energia+por+ventos+no+brasi.html> > Acesso em 16/11/2017.

SAP 2000. Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, CSI Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA.

SVENSSON, H., 2010, *Design of foundations for wind turbines*. Dissertação de Mestrado. Lund University. Lund, Suécia.

TUPER., 2014, *Tabela Técnica de Produtos*. Edição 2014. São Paulo, 110 p.

TEIXEIRA, A. H., GODOY, N. S., 1996, *Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas, Fundações: Teoria e Prática*. São Paulo, Pini.

VALENTINO, R.; STEVANONI, D., 2009, "Un metodo di calcolo della capacità portante di micropali realizzati con resina espandente in terreni superficiali." *Parco Scientifico e Tecnologico*, Parma, Itália.

VELLOSO, P. P. C., 1981, *Estacas em Solo – Dados para a Estimativa do Comprimento. Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas, Clube de Engenharia, Rio de Janeiro*.