

LUDMYLLA FARIA DE FREITAS

**Análise do Comportamento Estrutural e
Geotécnico de Estruturas em Casca Cônica
Empregadas como Fundação para
Aerogeradores *Onshore***

Dissertação de Mestrado

Departamento de Engenharia Civil

Belo Horizonte, setembro de 2021

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL E GEOTÉCNICO DE
ESTRUTURAS EM CASCA CÔNICA EMPREGADAS COMO FUNDAÇÃO
PARA AEROGERADORES *ONSHORE***

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Cláudio José Martins

BELO HORIZONTE

2021

Freitas, Ludmylla Faria de
F866a Análise do comportamento estrutural e geotécnico de estruturas em
casca cônica empregadas como fundação para aerogeradores onshore /
Ludmylla Faria de Freitas. – 2021.
107 f. : il., gráfs, tabs.

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia de Civil.
Orientador: Cláudio José Martins.
Bibliografia: f. 103-107.
Dissertação (mestrado) – Centro Federal de Educação Tecnológica de
Minas Gerais, Departamento de Engenharia Civil

1. Aerogeradores – Teses. 2. Análise estrutural (Engenharia) – Teses.
3. Método dos elementos finitos – Teses. 4. Engenharia geotécnica –
Teses. I. Martins, Cláudio José. II. Centro Federal de Educação
Tecnológica de Minas Gerais. Departamento de Engenharia Civil.
III. Título.

CDD 624.171

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais, Ivanda e Rildo, pela paciência e apoio nas horas difíceis, pela fé em mim depositada em todos os anos e, principalmente, pelo amor incondicional.

Ao meu orientador Prof. Dr. Cláudio por acreditar no meu potencial e por todo ensinamento compartilhado, incentivo e suporte no desenvolvimento e conclusão da pesquisa.

Ao meu namorado e amigo Yuri, pelo companheirismo, compreensão e apoio nos momentos mais difíceis.

Aos meus amigos, em especial Heloísa, Alex e Igor por estarem sempre dispostos a me ajudarem no desenvolvimento da pesquisa e me incentivarem, mesmo com os diversos obstáculos para conclusão da mesma.

Ao CEFET-MG, pelo suporte financeiro e acadêmico, e a todos os professores e funcionários do PPGEAC pela oportunidade de aprendizado.

À banca examinadora, Prof. Dr. Lineker e Prof. Dr. Walnório, por toda contribuição e sugestões para melhoria do presente estudo, além da compreensão e disponibilidade que sempre demonstraram.

Por fim, agradeço a todos que direta ou indiretamente contribuíram para minha formação como Mestre em Engenharia Civil pelo CEFET-MG.

RESUMO

A energia eólica vem ganhando cada vez mais relevância como uma das principais alternativas de energia renovável. Entretanto, um dos principais desafios na construção de aerogeradores é um projeto de fundação que, além de satisfazer as exigências estruturais e geotécnicas exigidas, seja economicamente viável. As estruturas em casca, pouco exploradas como fundações de aerogeradores, podem se apresentar como alternativa estrutural e economicamente mais eficiente que as estruturas planas. O presente estudo tem como objetivo analisar o comportamento estrutural e geotécnico de cascas cônicas empregadas como fundações em aerogeradores *onshore*, por meio de análises numéricas utilizando o *software* SAP2000, baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF). Para tal análise realizou-se um estudo de caso em um parque eólico localizado em Campo Formoso – BA e foram desenvolvidos 4 modelos numéricos: (i) sapata plana convencional, adotada no estudo de caso; (ii) fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$); (iii) radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$); e (iv) fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$). As fundações em casca cônica nervurada atenderam às verificações de capacidade de carga, tombamento, rigidez rotacional, deslizamento, deslocamentos e distorções, apresentando melhores resultados em comparação à sapata plana convencional adotada no estudo de caso. O radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) não atendeu às verificações de capacidade de carga, tombamento e recalque, indicando que a inclinação contribui no comportamento geotécnico das fundações em casca propostas. Quanto à análise de tensões, as fundações em casca apresentaram maiores tensões de tração e compressão em comparação à sapata plana convencional devido, principalmente, a implementação das nervuras. A fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) apresentou melhores resultados em relação às demais estrutura em casca analisadas no presente estudo, apresentando baixa variabilidade de tensões de tração e compressão em comparação à sapata plana convencional, além de uma redução do volume de concreto em até 30%, validando o potencial de economia das fundações em casca, bem como a usabilidade de fundações em casca para aerogeradores *onshore*.

Palavras-chave: Aerogeradores; fundação em casca; análise estrutural análise geotécnica; MEF.

ABSTRACT

Wind energy is becoming increasingly relevant in the energy landscape, as one of the main renewable energy alternatives to meet the growing global energy demand. One of the main challenges in the construction of wind turbines for energy production is the foundation project that must satisfy the economic and structural requirements of the project. Shell structures, little explored as foundations for wind turbines, can present themselves as a structural and economically more efficient alternative than flat structures. In this context, the present study aims to analyze the structural and geotechnical behavior of conical shells used as foundations in *onshore* wind turbines, through numerical analysis using the SAP2000 *software*, based on the Finite Element Method (FEM). For this analysis, a case study was carried out in a wind farm located in Campo Formoso, Bahia and 4 numerical models were developed: (i) conventional flat shoe, adopted in the case study; (ii) ribbed conical shell foundation ($h_{shell}=1.00m$); (iii) flat ribbed raft ($h_{shell}=0$); and (iv) ribbed conical shell foundation ($h_{shell}=2.00m$). The ribbed conical shell foundations met the verifications of soil bearing capacity, overturning, rotational stiffness, sliding, soil settlement, presenting better results than conventional flat shoe adopted in the case study. The flat ribbed raft ($h_{shell}=0$) did not meet the bearing capacity, overturning and soil settlement, indicating that the inclination contributes to the geotechnical behavior of the proposed shell foundations. As for the stress analysis, the flat ribbed raft ($h_{shell}=0$) and both ribbed conical shell foundations presented higher tensile and compression stresses compared to the conventional flat shoe, mainly due to the implementation of ribs. The ribbed conical shell foundation ($h_{shell}=1.00m$) showed better results than other shell structure analyzed in this study, presenting low variability of tensile and compression stresses, in addition to a reduction in volume up to 30% of concrete when compared to conventional flat footing, validating the savings potential of shell foundations. Thus, among the foundations analyzed, the ribbed conical shell foundation ($h_{shell}=1.00m$) presents the best results evaluating the structural, geotechnical and cost aspects, validating the usability of shell foundations for onshore wind turbines.

Keywords: Wind turbine; shell foundation; dynamic analysis; geotechnical analysis; FEM.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Classificação de aerogeradores.....	22
Figura 2 - Aerogeradores de sustentação: (a) eixo horizontal e (b) eixo vertical.....	23
Figura 3 - Aerogeradores de sustentação com eixo horizontal: (a) upwind e (b) downwind	23
Figura 4 - Elementos constituintes de um aerogerador de sustentação com eixo horizontal.....	24
Figura 5 - Componentes tridimensionais de força na torre: (a) topo e (b) base	25
Figura 6 - Forças bidimensionais resultantes na torre: (a) topo e (b) base	25
Figura 7 - Sistema de ações atuantes no aerogerador	27
Figura 8 - Diagrama de corpo livre da seção da torre	28
Figura 9 - Combinações de palavras chave Proknow-C	31
Figura 10 - Ações estruturais nas fundações: (a) sapata; (b) estaca e (c) em casca	38
Figura 11 - Fundação em casca cônica: (a) sapata para pilar e (b) radier para chaminé	39
Figura 12 - Combinações de palavras chave Proknow-C dos estudos em fundações em casca.....	40
Figura 13 – Método de procedimentos da pesquisa esquematizado	45
Figura 14 - Condições de solo/rocha no estudo de caso	46
Figura 15 - Chumbadores da fundação convencional: (a) detalhamento; (b) planta; (c) isométrica.....	47
Figura 16 - Geometria da sapata plana convencional	49
Figura 17 - Geometria do radier nervurado plano ($h_{casca}=0$).....	49
Figura 18 - Geometria da fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$)	51
Figura 19 - Geometria da fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$)	51
Figura 20 - Sistema de coordenadas	54
Figura 21 - Esquema para extremidades dos chumbadores: (a) superior; (b) inferior	56
Figura 22 - Modelagem 3D da sapata plana convencional no SAP2000	57
Figura 23 – Modelagem dos chumbadores: (a) conexão <i>grout</i> -chumbadores-anel superior; (b) mobilização das tensões de protensão nos chumbadores.....	58
Figura 24 - Modelagem 3D do radier nervurado plano ($h_{casca}=0$) no SAP2000	59

Figura 25 - Modelagem 3D da fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) no SAP2000	59
Figura 26 - Modelagem 3D da fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$) no SAP2000	60
Figura 27 - Deslocamentos verticais sapata plana convencional – $ksolo=55MN/m^3$ – C3.....	63
Figura 28 - Deslocamentos verticais sapata plana convencional – $ksolo=55MN/m^3$ – C4.....	63
Figura 29 - Deslocamentos verticais sapata plana convencional – $ksolo=1000MN/m^3$ (mm) – C3	63
Figura 30 - Deslocamentos verticais sapata plana convencional – $ksolo=1000MN/m^3$ (mm) – C4	63
Figura 31 - Deslocamentos horizontais sapata plana convencional – $ksolo=55MN/m^3$ – C3.....	65
Figura 32 - Deslocamentos horizontais sapata plana convencional – $ksolo=1000MN/m^3$ – C3	65
Figura 33 - Deslocamentos totais sapata plana convencional – $ksolo=55MN/m^3$ – C1	67
Figura 34 - Deslocamentos totais sapata plana convencional – $ksolo=1000MN/m^3$ – C1.....	67
Figura 35 -Tensões radiais (S11) e circunferenciais (S22) na sapata plana convencional para as ações extremas	68
Figura 36 - Tensões transversais (S13/S23) na sapata plana convencional para as ações extremas	68
Figura 37 - Deslocamentos verticais radier nervurado plano ($h_{casca}=0$) – $ksolo=55MN/m^3$ – C3	70
Figura 38 - Deslocamentos verticais radier nervurado plano ($h_{casca}=0$) – $ksolo=55MN/m^3$ – C4	70
Figura 39 - Deslocamentos verticais radier nervurado plano ($h_{casca}=0$) – $ksolo=1000MN/m^3$ – C3.....	70
Figura 40 - Deslocamentos verticais radier nervurado plano ($h_{casca}=0$) – $ksolo=1000MN/m^3$ – C4	70

Figura 41 - Deslocamentos horizontais radier nervurado plano ($h_{casca}=0$) – $ksolo=55MN/m^3$ – C3	72
Figura 42 - Deslocamentos horizontais radier nervurado plano ($h_{casca}=0$) – $ksolo=1000MN/m^3$ – C3	72
Figura 43 - Deslocamentos totais radier nervurado plano ($h_{casca}=0$) – $ksolo=55MN/m^3$ – C1.....	74
Figura 44 - Deslocamentos totais radier nervurado plano ($h_{casca}=0$) – $ksolo=1000MN/m^3$ – C1	74
Figura 45 -Tensões radiais (S11) e circunferenciais (S22) no radier nervurado plano ($h_{casca}=0$) para as ações extremas	75
Figura 46 - Tensões transversais (S13/S23) no radier nervurado plano ($h_{casca}=0$) para as ações extremas	75
Figura 47 - Deslocamentos verticais fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) – $ksolo=55MN/m^3$ – C3.....	77
Figura 48 - Deslocamentos verticais fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) – $ksolo=55MN/m^3$ – C4.....	77
Figura 49 - Deslocamentos verticais fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) – $ksolo=1000MN/m^3$ – C3	77
Figura 50 - Deslocamentos verticais fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) – $ksolo=1000MN/m^3$ – C4	77
Figura 51 - Deslocamentos horizontais fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) – $ksolo=55MN/m^3$ – C3.....	79
Figura 52 - Deslocamentos horizontais fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) – $ksolo=1000MN/m^3$ – C3.....	79
Figura 53 - Deslocamentos totais fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) – $ksolo=55MN/m^3$ – C1	81
Figura 54 - Deslocamentos totais fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) – $ksolo=1000MN/m^3$ – C1	81
Figura 55 -Tensões radiais (S11) e circunferenciais (S22) na fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) para as ações extremas	82
Figura 56 - Tensões transversais (S13/S23) na fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) para as ações extremas	82

Figura 57 - Deslocamentos verticais fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$) – $ksolo=55MN/m^3$ – C3.....	84
Figura 58 - Deslocamentos verticais fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$) – $ksolo=55MN/m^3$ – C4.....	84
Figura 59 - Deslocamentos verticais fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$) – $ksolo=1000MN/m^3$ – C3	84
Figura 60 - Deslocamentos verticais fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$) – $ksolo=1000MN/m^3$ – C4.....	84
Figura 61 - Deslocamentos horizontais fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$) – $ksolo=55MN/m^3$ – C3.....	86
Figura 62 - Deslocamentos horizontais fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$) – $ksolo=1000MN/m^3$ – C3.....	86
Figura 63 - Deslocamentos totais fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$) – $ksolo=55MN/m^3$ – C1	88
Figura 64 - Deslocamentos horizontais fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$) – $ksolo=1000MN/m^3$ – C1.....	88
Figura 65 -Tensões radiais (S11) e circunferenciais (S22) na fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$) para as ações extremas	89
Figura 66 - Tensões transversais (S13/S23) na fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$) para as ações extremas	89
Figura 67 - Tensões de compressão máximas do solo nas fundações para a combinação C3	91
Figura 68 - Tensões de compressão máximas do solo nas fundações para a combinação C4	91
Figura 69 – Tombamento nas fundações para a combinação C3.....	92
Figura 70 - Tombamento nas fundações para a combinação C4.....	93
Figura 71 - Rigidez rotacional nas fundações	94
Figura 72 - Tensões de compressão máximas na sapata, cascas e nervuras	96
Figura 73 - Tensões de compressão máximas no bloco de coroamento	96
Figura 74 - Tensões de compressão máximas no grout	96
Figura 75 - Tensões de tração máximas na sapata, cascas e nervuras	98
Figura 76 - Tensões de tração máximas no bloco de coroamento.....	98
Figura 77 - Tensões de tração máximas no grout.....	98

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Parâmetros aplicados à análise sistêmica	32
Continuação Quadro 2 - Parâmetros aplicados à análise sistêmica	33
Quadro 3 - Parâmetros aplicados à análise sistêmica dos estudos em fundações em casca	41

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros geotécnicos do estudo de caso	46
Tabela 2 - Parâmetros geotécnicos do aterro	46
Tabela 3 - Especificações dos materiais conforme ABNT NBR 6118:2014	53
Tabela 4 - Ações extremas do aerogerador G114-2.0MW T80M CIIIA.....	54
Tabela 5 - Ações de fadiga do aerogerador G114-2.0MW T80M CIIIA.....	54
Tabela 6 - Ações quase permanentes e características do aerogerador G114-2.0MW T80M CIIIA	55
Tabela 7 – Cálculo de tensão admissível do solo	62
Tabela 8 - Tensão de compressão máxima do solo (sapata plana convencional)	64
Tabela 9 - Fatores de segurança ao tombamento da sapata plana convencional	64
Tabela 10 - Verificação ao deslizamento da sapata plana convencional	65
Tabela 11 – Verificação da rigidez rotacional da sapata plana convencional	66
Tabela 12 - Tensões de compressão e tração das ações extremas na sapata plana convencional	69
Tabela 13 - Tensão de compressão máxima do solo (radier nervurado plano ($h_{casca}=0$))	71
Tabela 14 - Fatores de segurança ao tombamento para o radier nervurado plano ($h_{casca}=0$).....	71
Tabela 15 - Verificação ao deslizamento do radier nervurado plano ($h_{casca}=0$)	72
Tabela 16 – Verificação da rigidez rotacional do radier nervurado plano ($h_{casca}=0$) ..	73
Tabela 17 - Tensões de compressão e tração das ações extremas no radier nervurado plano ($h_{casca}=0$).....	76
Tabela 18 - Tensão de compressão máxima do solo (fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$))	78
Tabela 19 - Fatores de segurança ao tombamento para fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$).....	78
Tabela 20 - Verificação ao deslizamento da fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$).....	79
Tabela 21 – Verificação da rigidez rotacional da fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$).....	80
Tabela 22 - Tensões de compressão e tração das ações extremas na casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$).....	83

Tabela 23 - Tensão de compressão máxima do solo (fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$))	85
Tabela 24 - Fatores de segurança ao tombamento para fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$).....	85
Tabela 25 - Verificação ao deslizamento da fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$).....	86
Tabela 26 – Verificação da rigidez rotacional da fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$).....	87
Tabela 27 - Tensões de compressão e tração das ações extremas na fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$).....	90
Tabela 28 - Percentuais de variação da capacidade de carga nas fundações	92
Tabela 29 - Percentuais de variação do coeficiente de tombamento nas fundações	93
Tabela 30 – Coeficiente de deslizamento e percentuais de variação nas fundações	94
Tabela 31 - Percentuais de variação da rigidez rotacional nas fundações.....	95
Tabela 32 - Distorções máximas e percentuais de variação nas fundações	95
Tabela 33 - Percentuais de variação das tensões de compressão máximas nas fundações.....	97
Tabela 34 - Percentuais de variação das tensões de tração máximas nas fundações	99

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ANEEL – Agência Nacional de Energia Elétrica

ELS – Estado Limite de Serviço

ELU – Estado Limite Último

EPE – Empresa de Pesquisa Energética

GWEC – *Global Wind Energy Council*

IEA – *International Energy Agency*

IEC – *International Electrotechnical Commission*

LabMCDA – Laboratório de Metodologias Multicritério em Apoio à Decisão

MDOF – Sistemas de múltiplos graus de liberdade

MEF – Método dos Elementos Finitos

MME – Ministério de Minas e Energia

NBR – Norma Brasileira

REN21 – *Renewable Energy Policy Network for the 21st Century*

SDOF – Sistemas de um grau de liberdade

LISTA DE SÍMBOLOS

$A(z)$: área da seção transversal da altura z ;
 a/c : relação água/cimento;
 c' : coesão;
 c_f : coeficiente de força de arrasto;
DAF: fator de amplificação dinâmica;
 $d_e(z)$: diâmetro exterior na altura z ;
 E : módulo de elasticidade;
 E_o : Módulo de elasticidade inicial;
 E_{oed} : Módulo de elasticidade edométrico;
 E_{ur} : Módulo de elasticidade estático;
 f_{ck} : resistência característica à compressão;
 $f_{ctk, inf}$: resistência à tração direta inferior do concreto;
 $f_{ct,m}$: resistência média à tração do concreto;
 f_{yk} : resistência característica;
 G_o : módulo de elasticidade transversal;
 g : constante gravitacional;
 h : altura;
 I : momento de inércia da seção transversal na altura z ;
 k : constante de rigidez da mola;
 k_{solo} : constante de rigidez do solo;
 K_x, K_y : coeficiente de Winkler horizontal;
 K_z : coeficiente de Winkler vertical;
 m_f : massa da fundação;
 $M(z)$: momento fletor;
 $M(z)^{2^{a}ordem}$: momento fletor de 2ª ordem;
 $P(z)$: forças internas de compressão;
 q_{ult} : carga última de pressão;
 q_{vento} : pressão do vento na altura z ;
 $T(z)$: momento torçor;
 v_i : deflexão na i -ésima seção;
 v_{topo} : deflexão no topo da torre;
 $V(z)$: esforço cisalhante;

$V_{s \text{ ref}}$: velocidade da onda cisalhante;

W : limite de abertura de fissura;

w_{1F} : ações distribuídas devido aos equipamentos internos;

w_h : ações horizontais;

w_t : ação de peso próprio da fundação;

w_v : ações verticais;

γ : peso específico;

γ_c : coeficiente de ponderação da resistência do concreto

γ_{press} : fator de minoração da resistência última;

γ_{torre} : peso específico do material da torre;

$\gamma_{0,7}$: distorção limite de referência;

ν : coeficiente de Poisson;

σ_c : tensão à compressão do concreto;

σ_{ct} : tensão à tração do concreto;

σ_{adm} : tensão admissível do solo;

$\sigma_{\text{max, FEM}}$: tensão máxima na base obtida por modelagem numérica pelo método dos elementos finitos;

τ : tensão de cisalhamento;

ϕ' : ângulo de atrito interno;

Ψ : dilatância;

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO.....	17
1.2	PERGUNTA DE PESQUISA.....	19
1.3	OBJETIVOS	19
1.3.1	Objetivo Geral	19
1.3.2	Objetivos Específicos.....	19
1.4	JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA	19
1.5	RESTRIÇÕES E LIMITAÇÕES.....	21
1.6	ESTRUTURA DO TRABALHO	21
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	21
2.1	AEROGRADORES	22
2.1.1	Classificação de aerogeradores.....	22
2.1.1.1	Elementos constituintes de um aerogerador de sustentação de eixo horizontal.....	23
2.1.2	Esforços atuantes em aerogeradores	24
2.1.2.1	Documento de carga estrutural.....	25
2.1.2.2	Ações horizontais e verticais.....	27
2.1.2.3	Esforços internos	28
2.2	FUNDAÇÕES PARA AEROGERADORES <i>ONSHORE</i>	29
2.2.1	Estudos em fundações de aerogeradores <i>onshore</i>	30
2.2.1.1	Contribuição dos estudos em fundações de aerogeradores <i>onshore</i> para a pesquisa.....	36
2.3	FUNDAÇÃO EM CASCA	37
2.3.1	Cascas cônicas.....	38
2.3.2	Estudos em fundações em casca	39
2.3.2.1	Contribuição dos estudos em fundações em casca para a pesquisa	43
3	MATERIAIS E MÉTODOS	44
3.1	PARÂMETROS GEOTÉCNICOS.....	45
3.2	GEOMETRIA	47
3.2.1	Sapata plana convencional	48
3.2.2	Radier nervurado plano ($h_{casca}=0$)	50
3.2.3	Fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$).....	50

3.2.4	Fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$).....	52
3.3	MATERIAIS.....	52
3.4	CARREGAMENTOS E COMBINAÇÕES DE AÇÕES	53
3.4.1	Ações variáveis	53
3.4.2	Ações permanentes	55
3.4.3	Combinações de ações.....	56
3.5	MODELAGEM NUMÉRICA.....	56
3.5.1	Sapata plana convencional	57
3.5.2	Radier nervurado plano ($h_{casca}=0$)	58
3.5.3	Fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$).....	59
3.5.4	Fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$).....	60
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	61
4.1	SAPATA PLANA CONVENCIONAL.....	61
4.1.1	Capacidade de carga	61
4.1.2	Tombamento	64
4.1.3	Deslizamento	64
4.1.4	Rigidez Rotacional	66
4.1.5	Deslocamentos e distorções	66
4.1.6	Análise de tensões.....	67
4.2	RADIER NERVURADO PLANO ($H_{CASCA}=0$)	69
4.2.1	Capacidade de carga	69
4.2.2	Tombamento	71
4.2.3	Deslizamento	71
4.2.4	Rigidez Rotacional	72
4.2.5	Deslocamentos e distorções	73
4.2.6	Análise de tensões.....	74
4.3	FUNDAÇÃO EM CASCA CÔNICA NERVURADA ($HCASCA=1,00M$).....	76
4.3.1	Capacidade de carga	76
4.3.2	Tombamento	78
4.3.3	Deslizamento	78
4.3.4	Rigidez Rotacional	79
4.3.5	Deslocamentos e distorções	80
4.3.6	Análise de tensões.....	81

4.4	FUNDAÇÃO EM CASCA CÔNICA NERVURADA (HCASCA=2,00M).....	83
4.4.1	Capacidade de carga	83
4.4.2	Tombamento	85
4.4.3	Deslizamento	85
4.4.4	Rigidez Rotacional	86
4.4.5	Deslocamentos e distorções	87
4.4.6	Análise de tensões.....	88
4.5	ANÁLISE COMPARATIVA E DISCUSSÕES	90
4.5.1	Capacidade de carga	90
4.5.2	Tombamento	92
4.5.3	Deslizamento	93
4.5.4	Rigidez Rotacional	94
4.5.5	Deslocamentos e distorções	95
4.5.6	Análise de tensões.....	95
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	100
5.1	CONCLUSÃO	100
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	102
	REFERÊNCIAS.....	103

1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo apresenta uma breve contextualização do tema da pesquisa, objetivos geral e específicos, bem como a justificativa, relevância, limitações e a estrutura do trabalho.

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

A problemática dos impactos ambientais vem ganhando cada vez mais destaque em todo o mundo e a necessidade de estratégias que busquem amenizar tais impactos se torna cada vez mais eminente. Com isso, a utilização de combustíveis fósseis e outros recursos não renováveis como fonte de energia resulta em uma das principais preocupações da atualidade. Além da escassez desses recursos, energias não renováveis agravam as emissões de dióxido de carbono, mudanças climáticas, efeito estufa e inúmeros problemas ambientais (IEA, 2013; JEBLI; YOUSSEF; OZTURK, 2016).

O desenvolvimento de fontes de energia renováveis e sustentáveis pode atenuar os principais impactos ambientais agravados pela utilização de energias não renováveis, além de reduzir a dependência mundial de combustíveis fósseis. Entretanto, de todo consumo mundial de energia em 2017, apenas 18,1% foi advindo de fontes renováveis de energia, uma redução de 1% quando comparado ao ano de 2013. Em relação a produção de energia elétrica, o panorama mundial apresenta 76,5% resultante de fontes não renováveis. No Brasil o cenário se inverte, uma vez que mais de 80% da produção de energia elétrica nacional é proveniente de fontes renováveis (EPE, 2019; IEA, 2013; MURDOCK *et al.*, 2019; SAWIN *et al.*, 2015).

A energia eólica é uma das principais alternativas de energia renovável sendo, atualmente, a quarta maior na produção de energia elétrica no Brasil. Um dos empecilhos para disseminação da energia eólica no Brasil é o alto custo de implantação que, ainda que tenha apresentado queda desde 2008, pode apresentar custo superior às hidrelétricas. Nesse sentido, estratégias que busquem a redução no custo de implantação de novos parques eólicos são importantes para evolução de tal fonte energética (EPE, 2018, 2019).

Winser *et al.* (2016) destacam que mudanças no desenvolvimento, tecnologia, projeto, fabricação, construção e operação podem contribuir para reduzir o custo de projetos eólicos. Avanços no design, nos diâmetros dos rotores e o aumento na altura

da torre foram os aspectos mais observados como potenciais redutores de custos de implantação e operação dos aerogeradores. Ademais, pesquisas sobre avanço e padronização dos projetos das fundações e estruturas de suporte foram pontos importantes observados para redução do custo dos projetos eólicos.

A estrutura típica de aerogeradores exige uma fundação substancial para ancorar a turbina, fornecer estabilidade e rigidez à torre. O projeto precisa satisfazer às exigências de resistência estrutural e o comportamento à fadiga adequado. Os dimensionamentos estrutural e geotécnico devem levar em consideração, além dos esforços da operação normal de torres, as condições extremas de carregamento impostas pela turbina (LOUBSER, 2018).

A maioria dos aerogeradores *onshore*, em terra, são construídos em solos com boa capacidade de carga, utilizando fundações diretas para redução dos custos da estrutura de suporte, devido a rapidez e facilidade construtiva desse tipo de fundação. Entretanto, a construção de parques eólicos em condições de solo problemáticos, devido à atratividade do local, é uma realidade. Em tais tipos de solo, as fundações estacadas são as mais utilizadas, apesar do custo elevado. Nesse contexto, faz-se necessário estudos acerca de novas opções de fundações, ainda pouco exploradas em aerogeradores, que melhor se adequem à diferentes tipos de solo, tanto em características econômicas, estruturais e geotécnicas (ABDEL-RAHMAN, 1996; MILITITSKY, 2019).

As fundações em casca são tipos ainda pouco empregados em aerogeradores, sendo mais utilizadas como base para estruturas residenciais apoiadas em solos de baixa capacidade de carga. Nesse tipo de fundação os esforços solicitantes atuam, predominantemente, no próprio plano da superfície como esforço normal de compressão, otimizando o dimensionamento da fundação. A economia de material é evidente quando as fundações são executadas em concreto estrutural, devido ao elevado desempenho deste material sob esforços de compressão, o que acarreta em redução no consumo de material (KURIAN, 2006).

Nesse contexto, o objetivo do presente estudo é analisar o comportamento de uma fundação em casca cônica nervurada empregada em aerogeradores *onshore*, por meio de análises numéricas pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) em comparação à uma fundação rasa convencional, comumente empregada nessas estruturas.

1.2 PERGUNTA DE PESQUISA

Fundações em casca cônica podem ser empregadas como base para aerogeradores *onshore*?

1.3 OBJETIVOS

Os objetivos da pesquisa foram divididos em objetivo geral e específicos.

1.3.1 Objetivo Geral

O objetivo geral do presente estudo é analisar o comportamento de uma estrutura em casca cônica adotada como fundação para aerogeradores *onshore*, por meio de análises numéricas pelo Método dos Elementos Finitos (MEF).

1.3.2 Objetivos Específicos

Para atingir o objetivo geral da pesquisa foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Análise estrutural e geotécnica de fundações destinadas à um aerogerador *onshore*, abordando as seguintes tipologias de fundações: sapata plana convencional, radier nervurado plano e duas cascas cônicas nervurada, com inclinações distintas;
- Análise geotécnica comparativa (capacidade de carga, tombamento, deslizamento e rigidez) entre as fundações;
- Análise estrutural comparativa (deslocamentos, distorções e tensões) entre as fundações consideradas;
- Análise da influência da inclinação da casca no comportamento estrutural e geotécnico das fundações.

1.4 JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA

O desenvolvimento de fontes de energia renováveis e sustentáveis pode atenuar diversas preocupações da atualidade, como a crescente demanda energética mundial, redução de impactos ambientais, mudança climática e desenvolvimento sustentável, além de reduzir a dependência por combustíveis fósseis e, consequentemente, as emissões de dióxido de carbono (IEA, 2013).

A energia eólica é uma das principais alternativas à energia não renovável produzida pela queima de combustíveis fósseis. Entretanto, para que seu uso seja

mais amplamente empregado, a energia eólica deve se apresentar como uma alternativa economicamente viável, tanto no projeto de implantação e construção, quando na produtividade de energia, operação e manutenção (EPE, 2019; IEA, 2013).

Uma das formas para aumentar a produção de energética, mantendo o custo operacional, é a construção de torres mais altas, uma vez que, em altitudes mais elevadas há uma maior possibilidade de acesso à ventos com maior velocidade e estabilidade, podendo aumentar a produção de energia eólica das turbinas (LEWIN, 2010; SAWYER, STEVE; RAVE, 2016).

No entanto, o aumento da altura da torre acarreta desafios significativos em relação a engenharia geotécnica, uma vez que, as ações de projeto da fundação (ação vertical, ação horizontal, e momento fletor) aumentam com a elevação de tal dimensão. Ações maiores resultam não só na necessidade de fundações maiores, exigindo recursos significativos a serem alocados para a concepção e construção das fundações, mas também apresentam desafios na escolha do tipo adequado de fundação (SHRESTHA, 2015).

Cabe ressaltar que a escolha de uma fundação para aerogeradores depende, principalmente, de fatores como altura da torre, características do solo, material de suporte e de um projeto economicamente viável. Sendo assim, para a seleção de uma fundação para um determinado aerogerador, faz-se necessária, além de uma análise geotécnica e de suporte às ações estáticas e dinâmicas da estrutura, uma avaliação de custo e das características às quais o aerogerador será submetido (LOUBSER, 2018).

Matos *et al.* (2016); Mohamed; Austrell (2018); Mohamed; Austrell (2015) destacaram em seus estudos fundações pouco exploradas em aerogeradores que obtiveram melhores resultados, tanto em características de projetos estruturais e/ou geotécnicos, quanto em consumo de material para potencial redução dos custos. Neste contexto, as fundações em casca se apresentam como uma possível alternativa viável para aerogeradores *onshore*. Segundo Kurian (2006), apesar de apresentar um aumento na complexidade dos trabalhos de escavação, as fundações em casca podem apresentar vantagem econômica em relação às fundações convencionais, devido à redução no consumo de materiais. Cabe ressaltar que a mecanização e a repetitividade, mediante grande número de fundações executadas em parques

eólicos, podem reduzir o custo com mão de obra de escavação, que tende a ser um dos maiores problemas destas fundações.

1.5 RESTRIÇÕES E LIMITAÇÕES

Não é objetivo deste trabalho apresentar um estudo detalhado quanto aos métodos e processos do MEF utilizados no estudo, limitando-se apenas a apresentação dos resultados obtidos com o auxílio desta ferramenta.

Ademais, para a análise da influência da inclinação da casca no comportamento estrutural e geotécnico das fundações não foi realizada uma verificação estatística quanto à inclinação ótima, sendo verificada apenas a variação da altura da casca em ± 1 metro em relação à fundação em casca cônica inicialmente proposta, acarretando nas inclinações 0%, 16,13% e 32,36%.

1.6 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho está estruturado em cinco capítulos, sendo eles: introdução; fundamentação teórica; métodos; resultados e discussões e considerações finais. O capítulo 1 apresenta uma breve contextualização do tema de pesquisa, bem como a pergunta de pesquisa, objetivos geral e específicos, justificativa e relevância do tema abordado e as restrições e limitações da pesquisa.

O capítulo 2 apresenta a fundamentação teórica, apontando os principais conceitos e fundações relacionados a aerogeradores *onshore* e fundações em casca, a fim de proporcionar um melhor entendimento do tema de pesquisa.

O capítulo 3 descreve as etapas para realização do estudo e as características necessárias para elaboração dos modelos numéricos, como geometria, materiais, parâmetros geotécnicos, carregamentos e demais parâmetros requeridos pelo *software*.

O capítulo 4 apresenta os resultados da pesquisa e as discussões provenientes de tais resultados. Por fim, o capítulo 5 consiste na apresentação das conclusões obtidas por meio da realização do presente estudo, bem como sugestões para estudos futuros sobre o tema apresentado na pesquisa.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo será abordada a revisão bibliográfica do tema em estudo, que serviu como embasamento teórico para a pesquisa realizada.

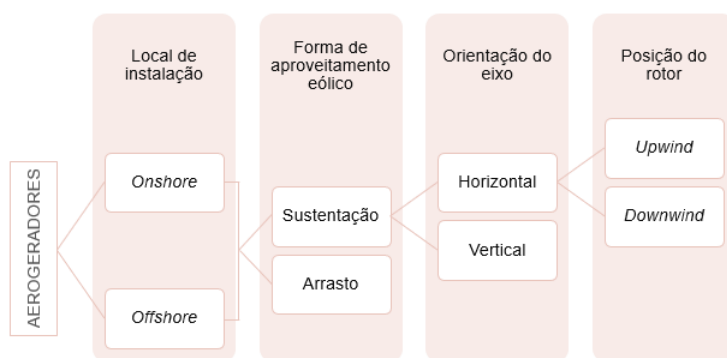
2.1 AEROGRADORES

Os aerogeradores fazem uso da energia cinética contida nas massas de ar em movimento (ventos), para conversão da energia cinética de translação em energia de rotação, gerando eletricidade. Embora existam diferentes tipos de aerogeradores, funcionando de maneiras diferentes, todos os eles tem em comum a utilização de energia eólica para produção de energia elétrica (ANEEL, 2005; SVENSSON, 2010).

2.1.1 Classificação de aerogeradores

Os aerogeradores podem ser classificados, como representado na Figura 1, quanto seu local de instalação, forma de aproveitamento eólico, orientação do eixo e posição do rotor em relação à torre (SPERA, 2009).

Figura 1 - Classificação de aerogeradores

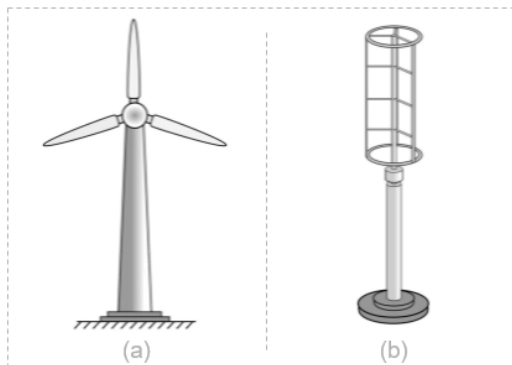


Fonte: Elaboração própria

Quanto ao local de instalação, os aerogeradores podem ser classificados entre *onshore*, instalados em terra, ou *offshore*, instalados sobre águas. Em relação à forma de aproveitamento eólico, os aerogeradores de arrasto apresentam pás em formato de concha, onde são empregadas diversas pás a fim de maximizar a área de arrasto. (SPERA, 2009).

Outra forma de aproveitamento eólico dos aerogeradores é a sustentação, onde o movimento se dá pela força de sustentação, resultante do diferencial de pressão entre as superfícies opostas das pás, que nesse caso, apresentam formato de hélices. No caso de aerogeradores de sustentação, a classificação ainda pode ser feita quando a orientação do eixo, sendo horizontal ou vertical, conforme Figura 2.

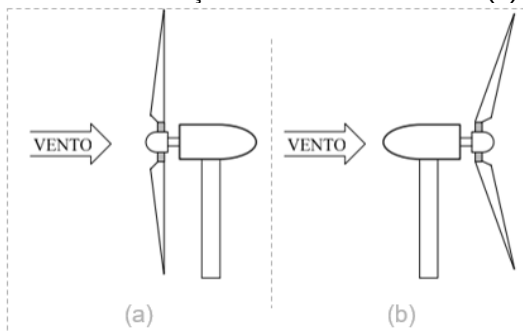
Figura 2 - Aerogeradores de sustentação: (a) eixo horizontal e (b) eixo vertical



Fonte: Equihua-Anguiano et al. (2017) p.2

Por fim, os aerogeradores de sustentação com eixo horizontal podem apresentar variação quanto a posição do rotor, apresentado na Figura 3.

Figura 3 - Aerogeradores de sustentação com eixo horizontal: (a) upwind e (b) downwind



Fonte: Adaptado de Marques (2004) p.46

Nos aerogeradores com rotor *upwind*, o vento incide no rotor pela parte frontal da estrutura, as pás são rígidas e o rotor é orientado segundo a direção do vento, por meio de um dispositivo motor. Já no caso *downwind*, o vento incide no rotor pela retaguarda do aerogerador, as pás são flexíveis e o rotor apresenta auto alinhamento. A opção *downwind* é mais empregada em aerogeradores de pequeno porte, uma vez que, em turbinas de grande porte as pás podem colidir com a torre devido sua flexibilidade. Por esse motivo, mesmo com a necessidade de mecanismo de orientação direcional, a maior parte dos aerogeradores, atualmente, são *upwind* (MARQUES, 2004; SPERA, 2009).

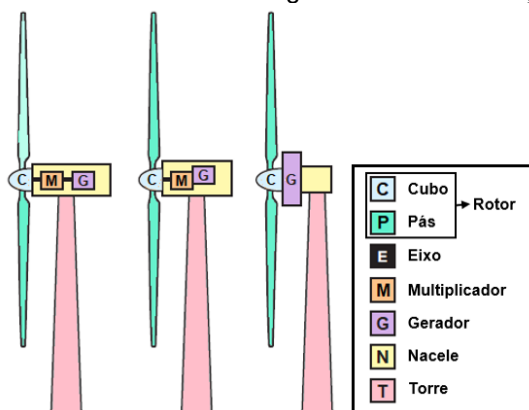
2.1.1.1 Elementos constituintes de um aerogerador de sustentação de eixo horizontal

Os aerogeradores que giram, predominantemente, sob o efeito de forças de sustentação possibilitam uma liberação muito maior de potência do que aqueles que giram sob efeito de forças de arrasto, para uma mesma velocidade de vento. Os aerogeradores de sustentação de eixo horizontal são movidos por forças de

sustentação e, por esse motivo, são os mais utilizados para geração de energia elétrica, sendo também, o objeto de estudo desta pesquisa (DUTRA, 2008).

A configuração principal dos aerogeradores de sustentação de eixo horizontal, apresentada na Figura 4, é essencialmente formada por três elementos: torre, nacele e rotor. Ademais, a configuração pode variar conforme tamanho e formato da nacele, a presença ou não de um multiplicador e pelo tipo de gerador utilizado.

Figura 4 - Elementos constituintes de um aerogerador de sustentação com eixo horizontal



Fonte: Adaptado de Dutra (2008) p.31

As torres podem ser feitas de aço tubular, treliças ou concreto e tem função de sustentar e posicionar o rotor à uma determinada altura conveniente para seu funcionamento. O nacele é uma caixa posicionada na parte superior da torre que protege a turbina, gerador, multiplicador, engrenagens e demais componentes do sistema de controle, variando de acordo com a configuração do aerogerador (DUTRA, 2008; MARQUES, 2004).

O rotor é composto pelas pás, cubo e eixo. As pás são perfis aerodinâmicos responsáveis pela interação com o vento. O cubo é uma peça composta por rolamentos para acoplamento das pás, além de acomodar os motores e mecanismos de ajuste do ângulo de ataque nas pás. O eixo, construído em aço ou metais de alta resistência, acopla o cubo ao nacele ou gerador, transferindo assim a energia mecânica do rotor. O multiplicador é responsável pela transferência da energia mecânica, recebida pelo eixo do rotor, até o gerador que converte a energia mecânica da rotação em energia elétrica (DUTRA, 2008; MARQUES, 2004).

2.1.2 Esforços atuantes em aerogeradores

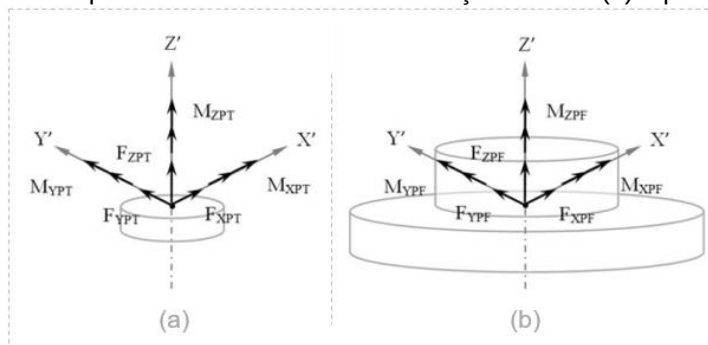
Os principais esforços atuantes em aerogeradores consistem em: ações do rotor, vento, peso próprio e esforços internos. As ações do rotor, que atuam no topo da torre,

são obtidas em documentos de carga estrutural, fornecidos pelo fabricante da turbina. Os esforços provenientes do vento, peso próprio e esforços internos são obtidos por meio de formulações. As ações na fundação são, além do peso próprio da mesma e do reaterro, as resultantes das ações da torre, desse modo, também são obtidas no documento de carga estrutural (NICHOLSON, 2011).

2.1.2.1 Documento de carga estrutural

Segundo Nicholson (2011), os documentos de carga estrutural, normalmente, fornecem as ações do topo e da base da torre (esta última utilizada no dimensionamento das fundações) em um conjunto tridimensional de componentes de força e momento, conforme apresentado na Figura 5.

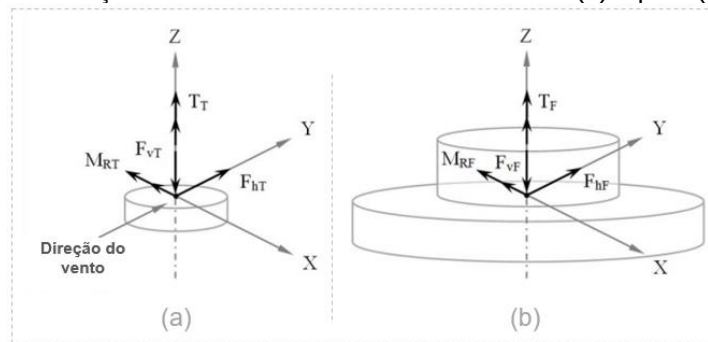
Figura 5 - Componentes tridimensionais de força na torre: (a) topo e (b) base



Fonte: Adaptado de Nicholson (2011) p.14

O momento torçor existente é pequeno e pode ser desconsiderado ou verificado a parte, assim a estrutura apresenta uma simetria. Para realizar uma análise aproveitando tal simetria, os conjuntos tridimensionais de componentes de forças e momentos fornecidos no documento de cargas estruturais são aplicados na direção dos eixos de simetria da estrutura, como indica a Figura 6 considerando eixo de simetria Y (NICHOLSON, 2011).

Figura 6 - Forças bidimensionais resultantes na torre: (a) topo e (b) base



Fonte: Adaptado de Nicholson (2011) p.15

As forças horizontais (F_{hT}), verticais (F_{vT}), momento fletor (M_{RT}) e momento torçor (T_T) bidimensionais resultantes no topo da torre podem ser calculadas por meio das Equações 2.1, 2.2, 2.3 e 2.4.

$$F_{hT} = \sqrt{F_{XPT}^2 + F_{YPT}^2} \quad (2.1)$$

$$F_{vT} = -F_{ZPT} \quad (2.2)$$

$$M_{RT} = \sqrt{M_{XPT}^2 + M_{YPT}^2} \quad (2.3)$$

$$T_T = M_{ZPT} \quad (2.4)$$

Onde: F_{XPT} : força atuante na direção de X' no topo da torre
 F_{YPT} : força atuante na direção de Y' no topo da torre
 F_{ZPT} : força atuante na direção de Z' no topo da torre
 M_{XPT} : momento atuante na direção de X' no topo da torre
 M_{YPT} : momento atuante na direção de Y' no topo da torre
 M_{ZPT} : momento atuante na direção de Z' no topo da torre

As forças horizontais (F_{hF}), verticais (F_{vF}), momento fletor (M_{RF}) e momento torçor (T_F) bidimensionais resultantes da base da torre, ou na fundação, podem ser calculadas pelas Equações 2.5, 2.6, 2.7 e 2.8, ou seja, estas forças e momentos correspondem às somas vetoriais das componentes ortogonais.

$$F_{hF} = \sqrt{F_{XPF}^2 + F_{YPF}^2} \quad (2.5)$$

$$F_{vF} = -F_{ZPF} \quad (2.6)$$

$$M_{RF} = \sqrt{M_{XPF}^2 + M_{YPF}^2} \quad (2.7)$$

$$T_F = M_{ZPF} \quad (2.8)$$

Onde: F_{XPF} : força atuante na direção de X' na base da torre
 F_{YPF} : força atuante na direção de Y' na base da torre
 F_{ZPF} : força atuante na direção de Z' na base da torre
 M_{XPF} : momento atuante na direção de X' na base da torre
 M_{YPF} : momento atuante na direção de Y' na base da torre

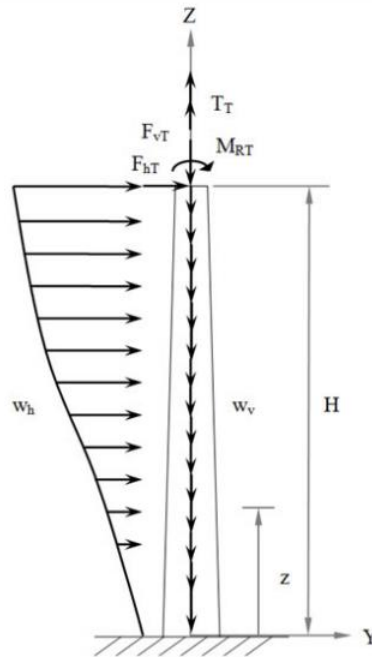
M_{ZPT} : momento atuante na direção de Z' na base da torre

2.1.2.2 Ações horizontais e verticais

Segundo Nicholson (2011), o vento influencia diretamente os esforços horizontais atuantes no sistema eólico, sendo o principal causador de grandes momentos na fundação. Já o peso próprio do reaterro e da torre e as esforços internos contribuem para as ações verticais atuantes no sistema. Além disso, peso próprio da fundação resulta uma ação vertical, devendo ser consideradas na análise da fundação.

As ações horizontais (w_h) e as ações verticais (w_v), apresentadas na Figura 7, são calculadas por meio das Equações 2.9 e 2.10, respectivamente. A ação devido ao peso próprio da fundação, atuante no centro de gravidade na direção Z negativa, pode ser calculado pela Equação 2.11.

Figura 7 - Sistema de ações atuantes no aerogerador



Fonte: Nicholson (2011) p.16

$$w_h = c_f \cdot q_{vento} \cdot DAF \cdot d_e(z) \quad (2.9)$$

$$w_v = w_{1F} \cdot A(z) \cdot DAF \cdot \gamma_{torre} \quad (2.10)$$

$$w_f = m_f g \quad (2.11)$$

Onde: c_f : coeficiente de força de arrasto;
 q_{vento} : pressão do vento na altura z;

DAF: fator de amplificação dinâmica;

$d_e(z)$: diâmetro exterior na altura z ;

w_{1F} : cargas distribuídas devido aos equipamentos internos

$A(z)$: área da seção transversal da altura z ;

γ_{torre} : peso específico do material da torre

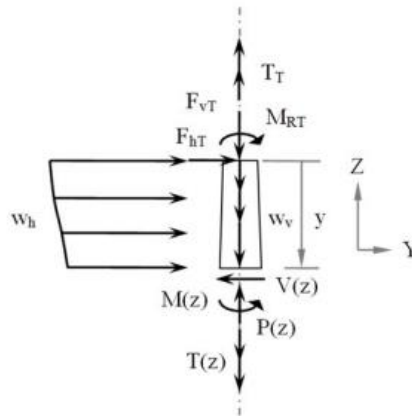
m_f : massa da fundação

g : constante gravitacional

2.1.2.3 Esforços internos

Segundo Nicholson (2011), para determinar as forças internas que atuam na torre, uma seção é cortada a uma distância y do topo da torre, resultando em um diagrama do corpo livre, conforme Figura 8, e calculando as forças internas de compressão, esforço cisalhante, momento torçor e momento fletor, pelas Equações 2.12, 2.13, 2.14 e 2.15, respectivamente.

Figura 8 - Diagrama de corpo livre da seção da torre



Fonte: Nicholson (2011) p.16

$$P(z) = F_{vT} + \int_0^{H-z} w_v dy \quad (2.12)$$

$$V(z) = F_{hT} + \int_0^{H-z} w_h dy \quad (2.13)$$

$$T(z) = T_T \quad (2.14)$$

$$M(z) = M_{RT} + F_{hT}(H - z) + \int_0^{H-z} w_h(H - z - y)dy + M(z)_{2^a\text{ordem}} \quad (2.15)$$

Cabe ressaltar que, devido ao alto grau de esbeltez da torre, faz-se necessário a consideração dos efeitos de segunda ordem, devido aos consideráveis deslocamentos que podem ocorrer no topo da torre. Desse modo, o momento de segunda ordem, empregado na equação do momento fletor, pode ser calculado pela Equação 2.16.

$$M(z)_{2^a\text{ordem}} = P(z).0,75.(v_{\text{topo}} - v_i) \quad (2.16)$$

Onde: v_{topo} : deflexão no topo da torre

v_i : deflexão na i-ésima seção

Segundo Nicholson (2011), as deflexões são determinadas pela implementação de um procedimento de integração numérica, que usa a regra trapezoidal duas vezes na equação diferencial da linha elástica, assumindo um comportamento linearmente elástico da estrutura, Equações 2.17, 2.18 e 2.19.

$$v_i'' = -\frac{M(z_i)}{EI(z_i)} \quad (2.17)$$

$$v_i' = v_{i-1}' + \frac{v_i'' + v_{i-1}''}{2}h \quad (2.18)$$

$$v_i = v_{i-1} + \frac{v_i' + v_{i-1}'}{2}h \quad (2.19)$$

Onde: E: módulo de elasticidade

I: momento de inercia da seção transversal na altura z

h: $z_i - z_{i-1}$

2.2 FUNDAÇÕES PARA AEROGERADORES *ONSHORE*

Segundo Milititsky (2019), para escolha do tipo de fundação a ser empregada em um aerogerador vários fatores devem ser levados em consideração, como: localização, tipo de torre, magnitude das ações, condições do solo, custo, acesso de equipamentos e materiais e práticas construtivas locais.

As fundações diretas são, normalmente, as primeiras a serem consideradas para aerogeradores, devido sua velocidade e facilidade construtiva, possibilidade de execução sem equipamentos especializados e possibilidade de inspeção. Quando o

solo apresenta condições adequadas de resistência e rigidez, sem características problemáticas, tal tipo de fundação pode ser a mais adequada, não só em relação às exigências estruturais e geotécnicas, mas também em relação ao custo (MILITITSKY, 2019).

Todavia, em um número significativo de projetos, as condições não são adequadas para uso de fundações diretas em aerogeradores, sendo necessário a opção de fundações profundas, sendo as mais comumente empregadas em aerogeradores as estacas hélice contínua monitorada, estacas pré-moldadas de concreto, estacas metálicas e estaca raiz (MILITITSKY, 2019).

Cabe ressaltar que, por se tratar de uma estrutura complexa submetida à carregamentos de natureza dinâmica, as fundações devem se adequar não somente às exigências de resistência, mas também ao comportamento à fadiga e frequência excitadora, sendo importante a consideração da rigidez da interação solo-estrutura na determinação das principais frequências naturais e modos de vibração (LOUBSER, 2018; VAN DER TEMPEL; MOLENAAR, 2002).

Ademais, diversos estudos apontam que, além das opções convencionais de fundações diretas e profundas, comumente empregadas em aerogeradores *onshore*, outros tipos de fundações pouco exploradas para esse tipo de estrutura, podem atender plenamente os critérios estruturais e geotécnicos exigidos, além de promover uma redução de custos significativa, quanto ao consumo de materiais.

2.2.1 Estudos em fundações de aerogeradores *onshore*

Com objetivo de identificar o comportamento estrutural e geotécnico de diferentes fundações em aerogeradores *onshore* e avaliar a viabilidade econômica de tais fundações, foi realizada uma revisão sistemática de literatura utilizando o método *Proknow-C*, desenvolvido pelo Laboratório de Metodologias Multicritério em Apoio à Decisão (LabMCDA), que estabelece procedimentos para seleção, análise bibliométrica e análise sistêmica do portfólio bibliográfico, conduzindo o pesquisador a seguir uma metodologia clara, objetiva e com rigor científico a fim de gerar informações relevantes e minimizar a seleção de conteúdos de forma aleatória (AFONSO *et al.*, 2011; ENSSLIN *et al.*, 2010).

Para desenvolvimento do *Proknow-C*, primeiramente definiu-se as palavras chaves utilizadas para a busca dos artigos sobre fundações em aerogeradores

onshore. Foram definidos três grupos de palavras chave que foram combinadas para realização da pesquisa, conforme apresentado na Figura 9.

Figura 9 - Combinações de palavras chave Proknow-C



Fonte: Elaboração própria

Com posse das palavras chave foram realizadas busca de artigos recentes, dos últimos 5 anos, nas bases de dados da área de Engenharia Civil que disponibilizam texto completo e/ou referenciais com resumo, conforme informado no Portal de Periódicos da Capes. Após obtenção dos artigos relacionados às palavras chave foram realizadas verificações dos artigos quanto ao alinhamento ao tema para seleção do portfólio bibliográfico, resultando nos artigos apresentados no **Erro! Fonte de referência não encontrada**. Quadro 1.

Para realização da análise sistêmica do portfólio bibliográfico foram definidos cinco parâmetros pertinentes para avaliação de uma fundação adotada em aerogeradores *onshore*, conforme Quadro 1, sendo eles: o método de estudo, o tipo de análise que foi realizada, o tipo de fundação adotada, o tipo de solo definido para estudo e a altura da torre.

Quadro 1 - Parâmetros aplicados à análise sistêmica

			Parâmetros de análise				
#	Artigo	Método	Análise	Fundação	Solo	Altura Torre	
ARTIGO	01	DENG, Zong-Wei et al. <i>Dynamic responses of the shallow foundation of an onshore wind turbine. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics</i> , p. 1-14, 2018.	Experimental: modelo físico	Dinâmica	Rasa – Sapata circular	Arenoso com presença de cascalho	80m
	02	GAO, Qian-Feng et al. <i>Wind-induced dynamic amplification effects on the shallow foundation of a horizontal-axis wind turbine. Computers and Geotechnics</i> , v. 88, p. 9-17, 2017.	Numérico: software ABAQUS	Dinâmica	Rasa – Sapata circular	Residual	80m
	03	MADASCHI, A. et al. <i>Characterization of the Dynamic Behavior of Shallow Foundations with Full-Scale Dynamic Tests. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering</i> , v. 142, n. 7, p. 04016026, 2016.	Experimental: modelo físico	Dinâmica	Rasa – Bloco quadrado	Granular com camada espessa de cascalho	18m
	04	MATOS, Rui P. et al. <i>Improved design of tubular wind tower foundations using steel micropiles. Structure and Infrastructure Engineering</i> , v. 12, n. 9, p. 1038-1050, 2016.	Numérico: software Autodesk Robot	Dinâmica; Geotécnica; Custo	Rasa – Sapata octogonal; Mista – Sapata octogonal com micro estacas de aço	Com propriedades boas/fortes	80m; 100m; 150m
	05	MICHEL, Philipp; BUTENWEG, Christoph; KLINKEL, Sven. <i>Pile-grid foundations of onshore wind turbines considering soil-structure-interaction under seismic loading. Soil Dynamics and Earthquake Engineering</i> , v. 109, p. 299-311, 2018.	Numérico: software ACS SASSI	Dinâmica; Geotécnica	Mista – Sapata circular estaqueada	Argiloso; Calcário	115m
	06	MOHAMED, Wael Mahmoud; AUSTRELL, Per-Erik. <i>New onshore wind turbine foundation system for poor soil. European Wind Energy Association Annual Conference and Exhibition 2015, EWEA 2015 - Scientific Proceedings</i> , 2015.	Numérico: software ABAQUS	Dinâmica; Custo	Mista – Radier circular estaqueado; Rasa – Radier circular rodeada por tanque de água	Com propriedades pobres/fracas	-
	07	MOHAMED, Wael; AUSTRELL, Per-Erik. <i>A comparative study of three onshore wind turbine foundation solutions. Computers and Geotechnics</i> , v. 94, p. 46-57, 2018.	Numérico: software ABAQUS	Geotécnica	Rasa – Radier circular; Rasa – Radier circular profundo; Rasa – Radier cônico	Argiloso médio	80m

Fonte: Elaboração própria

Continuação Quadro 2 - Parâmetros aplicados à análise sistêmica

			Parâmetros de análise				
	#	Artigo	Método	Análise	Fundação	Solo	Altura Torre
ARTIGO	08	RAVICHANDRAN, Nadarajah; SHRESTHA, Shweta. <i>Performance-and cost-based robust design optimization procedure for typical foundations for wind turbine. International Journal of Geotechnical Engineering</i> , p. 1-14, 2018.	Analítico: equações e frente de Pareto	Geotécnica; Custo	Rasa – Radier circular; Profunda – Grupo de estacas; Mista – Radier circular estaqueado	Argiloso; Arenoso	130m
	09	RAVICHANDRAN, Nadarajah; SHRESTHA, Shweta; PIRATLA, Kalyan. <i>Robust design and optimization procedure for piled-raft foundation to support tall wind turbine in clay and sand. Soils and foundations</i> , v. 58, n. 3, p. 744-755, 2018.	Analítico: equações e frente de Pareto	Geotécnica; Custo	Mista – Radier circular estaqueado	Argiloso; Arenoso	130m
	10	SHRESTHA, Shweta; RAVICHANDRAN, Nadarajah. <i>Design and Analysis of Foundations for Onshore Tall Wind Turbines</i> . In: GEO-CHICAGO 2016 2016, Reston, VA. <i>Anais...</i> Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2016.	Analítico: equações geotécnicas	Geotécnica; Custo	Rasa – Radier; Profunda – Grupo de estacas; Mista – Radier estaqueado	Arenoso	130m
	11	UNOBE, Ikwulono D.; SORENSEN, Andrew D. <i>Multi-hazard analysis of a wind turbine concrete foundation under wind fatigue and seismic loadings. Structural Safety</i> , v. 57, p. 26-34, 2015.	Numérico: software ANSYS; Analítico: equações	Dinâmica	Rasa – Sapata circular	-	240 - 300m
	12	ZHENG, Mingyan et al. <i>Modeling and mitigation of excessive dynamic responses of wind turbines founded in warm permafrost. Engineering Structures</i> , v. 148, p. 36-46, 2017.	Numérico: software ABAQUS Experimental: medição in loco	Dinâmica; Geotécnica	Profunda – Estacas	Permafrost quente	40m

Fonte: Elaboração própria

Deng *et al.* (2018) e Gao *et al.* (2017) analisaram uma fundação rasa, do tipo sapata circular. Ambos concluíram que esse tipo de fundação apresenta resultados razoáveis para suportar uma turbina de 80m em solo arenoso com presença de cascalho e solo residual em montanhas, respectivamente.

Deng *et al.* (2018) ressaltam que, para concepção e construção de uma fundação rasa em turbinas eólicas, avaliar adequadamente o valor e a forma do componente flutuante da ação média do vento é imprescindível. Gao *et al.* (2017) salientam que, o comportamento da fundação superficial e do subsolo de uma turbina de vento é altamente afetado por ações de vento aleatórios. Tal influência diminui acentuadamente com o aumento da profundidade de embutimento no solo, sendo a tensão no solo minimamente afetada por ações dinâmicas do vento.

Unobe; Sorensen (2015) também analisaram uma sapata circular, com a altura da torre variando entre 240m a 300m. Pôde-se observar uma queda considerável no desempenho da fundação quando várias ações que atuam sobre ela estão em estimativas com seus valores extremos, sendo mais propensa a falhas estruturais. Isso indica que a fundação está mais sujeita a falhas quando várias ações atuando sobre ela estão em suas estimativas de pico, uma situação não levada em consideração nos padrões de projeto atuais. De forma geral estas falhas não se referem a um colapso total da estrutura, mas à incapacidade de cumprir os seus critérios de projeto. Os autores salientam a vantagem de uma abordagem de múltiplos riscos para o projeto, uma vez que leva em consideração variáveis tipos e magnitudes de ações que uma estrutura pode sofrer durante sua vida de projeto e os funde em uma abordagem integrada voltada para avaliar a confiabilidade do sistema

Madachi *et al.* (2016) apresentaram um modelo físico de uma fundação rasa de bloco quadrado, utilizada em uma torre eólica de 18m de altura em solo granular. As análises mostraram que a rigidez rotacional do bloco na fundação foi 10 vezes maior que a da base da torre e, que já era superior à do topo da torre eólica. Além disso, medições de sismômetros realizados no solo ao redor do bloco registraram atenuação das vibrações.

Matos *et al.* (2016) avaliaram e compararam a performance de uma fundação rasa octogonal, reforçada com micro estacas de aço, e uma fundação mista em solo com elevada capacidade de carga e para alturas variadas de um aerogerador (80m, 100m e 150m). Os autores destacam que o aumento na altura da torre resulta em aumento

no diâmetro da sapata para que a fundação suporte os esforços dinâmicos e geotécnicos exigidos. Desse modo, o reforço micro estacas seria uma solução satisfatória em termos de consumo de material, uma vez que com menores dimensões suportariam os mesmos esforços.

Michel; Butenweg; Klinkel (2018) ressaltam a necessidade de análise dinâmica geral na avaliação da estabilidade dinâmica e do ajuste das frequências e modos de vibração das turbinas, uma vez que fundações diferentes em configurações variadas de solo apresentam grande variação nas respostas de vibração, tornando-se ainda mais essencial com o aumento das alturas das torres.

Ravichandran; Shrestha; Piratla (2018) avaliaram o comportamento de um radier circular estaqueado para uma torre com 130m de altura em solos argiloso e arenoso. O estudo paramétrico mostrou que, para ambos os tipos de solo, os requisitos de projeto são atendidos com o aumento do número ou do comprimento das estacas ou do raio do radier.

Mohamed; Austrell (2015) realizaram uma análise de dois tipos de fundações de aerogeradores em solo com baixas capacidade de carga. As fundações estudadas foram do tipo convencional mista (radier circular estaqueado) e um novo sistema de fundação rasa (radier circular rodeada por tanque de água). Os resultados mostraram que a utilização do novo sistema de fundação reduz o custo de fundação em 28%, além de evitar a ressonância por diminuir a frequência natural da estrutura. Entretanto, o deslocamento vertical aumenta 35% em comparação ao radier estaqueado, mas ainda se encontra dentro do valor permitido para uma fundação rasa.

Mohamed; Austrell (2018) compararam três soluções de fundações rasas para um aerogerador de 80m em solo argiloso mediantemente rígido. Foram estudados dois tipos de fundações convencionais, radier circular e radier circular profundo, e uma solução ainda pouco utilizada, o radier cônico. Os resultados mostraram que o radier cônico apresenta melhor capacidade de carga em relação às fundações tradicionais, melhorando a resistência da interface solo-estrutura. Ademais, apesar de apresentar volume de escavação, aproximadamente 11% maior do que um radier convencional, o radier cônico pode diminuir as dimensões da fundação, reduzindo o volume de aço e concreto, resultando em redução de custo.

Ravichandran; Shrestha (2018) e Shrestha; Ravichandran (2016) estudaram três tipos de fundação (rasa – radier circular; profunda – grupo de estacas; mista – radier

circular estaqueado) em um aerogerador de 130m em solos argilosos e arenosos. Ravichandran; Shrestha (2018) destacam que, para ambos os tipos de solo, o radier circular foi o mais econômico. Considerando o custo aliado a performance geotécnica, o radier circular estaqueado apresentou melhores resultados em solos argilosos. Ademais, o aumento no número de estacas teve contribuição na redução do assentamento em solos arenosos. Cabe ressaltar que, enquanto no grupo de estacas o bloco não tem contato com o solo e sua finalidade é de unir as estacas, sendo essas responsáveis pela capacidade de carga na fundação. No radier estaqueado, as estacas têm finalidade de reduzir o assentamento, sendo o radier o principal responsável pela capacidade de carga da fundação.

Zheng *et al.* (2017) estudaram o comportamento de uma fundação estaqueada para um aerogerador de 40m de altura em solo do tipo permafrost quente (tipo de solo congelado que nas épocas mais quentes do ano forma um terreno pantanoso e, posteriormente, com as quedas das temperaturas, volta a se congelar). Apesar da fundação atender aos parâmetros de projeto, pode ocorrer o efeito de ressonância quando a velocidade do rotor atinge a frequência fundamental estrutural, ou seja quando o rotor excita a estrutura com uma força que atinja a frequência fundamental, aumentando a ação de fadiga tanto na torre quanto na fundação, devido à mudança nas frequências naturais da estrutura devido alterações sazonais na rigidez do solo.

2.2.1.1 Contribuição dos estudos em fundações de aerogeradores *onshore* para a pesquisa

Poucos dos estudos acerca de fundações de aerogeradores *onshore* abordam análises completas sobre o comportamento das fundações abrangendo aspectos estruturais, econômicos e geotécnicos. Além disso, apesar da maior parte dos estudos envolverem a utilização de fundações rasas em aerogeradores, muitas vezes tal tipo de fundação não atende plenamente às necessidades estruturais, geotécnicas e/ou de custo exigidas. Desse modo, a utilização de reforços em fundações rasas, fundações mistas ou até mesmo fundações rasas pouco exploradas com propriedades geotécnicas e estruturais, mais adequadas à utilização em torres eólicas, pode ser uma solução viável.

O uso de micro estacas revelou ser uma solução adequada para melhorar as propriedades de fundações superficiais comuns, uma vez que permite a redução das dimensões da fundação e de custos significativos. Além disso, a utilização de um

tanque de água que envolve um radier circular elevou a massa do conjunto aumentando a estabilidade ao tombamento e deslizamento e redução das frequências naturais principais.

O emprego de um radier cônico, como alternativa ao radier circular comumente utilizado em aerogeradores, apresentou melhor performance geotécnica, além de evidenciar uma redução nos custos devido ao menor consumo de materiais.

Os resultados descritos na revisão sistemática de literatura, acerca de fundações de aerogeradores *onshore*, comprovam que as fundações convencionais, comumente utilizadas em aerogeradores *onshore*, muitas vezes não correspondem a melhor solução a ser adotada, expondo a necessidade da ampliação de estudos de novos reforços e fundações que, além de se adequarem às exigências básicas para suporte dos aerogeradores (espaço para ancoragem de chumbadores, requisitos executivos, dentre outros), atendam as demandas de desempenho estrutural e geotécnico, concomitante à melhores opções de consumo de material, custo e menores impactos ambientais. Ademais, lembrando que é comum os parques eólicos contarem com centenas de unidades, estudos que contemplem uma análise completa acerca do comportamento da fundação, mediante esforços dinâmicos impostos pelos aerogeradores, bem como a interação solo estrutura e viabilidade financeira, são desejáveis, a fim de reduzir as incertezas quanto a escolha mais adequada de fundação a ser adotada.

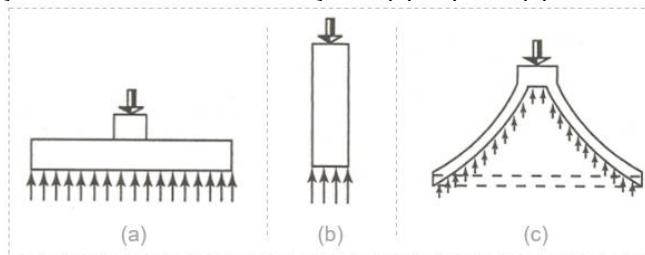
2.3 FUNDAÇÃO EM CASCA

Segundo Kurian (2006), o objetivo de uma fundação é transmitir as ações provenientes da superestrutura (ações horizontais, verticais e/ou momentos fletores) para o solo. As fundações são subdivididas em superficiais e profundas, com base na relação entre sua profundidade e dimensões laterais. As fundações superficiais ou rasas, como as sapatas e radiers, Figura 10a, resistem às ações aplicadas por flexão. Já as fundações profundas como estacas, Figura 10b, estão sob compressão direta ou tração.

Outro tipo de fundação superficial são as fundações em casca, Figura 10c, que se apresentam como uma solução adequada para a transferência de ações elevadas para solos fracos, onde uma fundação superficial convencional sofre assentamento excessivo. Os elementos de casca são estruturas essencialmente finas, que derivam

sua força de sua forma, em vez de sua massa, o que lhes permite colocar um mínimo de material com máxima vantagem estrutural. Desse modo, as estruturas em casca apresentam propriedades para adoção em fundações como uma alternativa estrutural e economicamente mais eficientes que as estruturas planas. Cabe ressaltar que, as fundações em casca se limitam a algumas geometrias, sendo as formas mais utilizadas a cônica, esférica e parabólica (RAMESH; JOY, 2015).

Figura 10 - Ações estruturais nas fundações: (a) sapata; (b) estaca e (c) em casca



Fonte: Adaptado de Kurian (2006) p.5

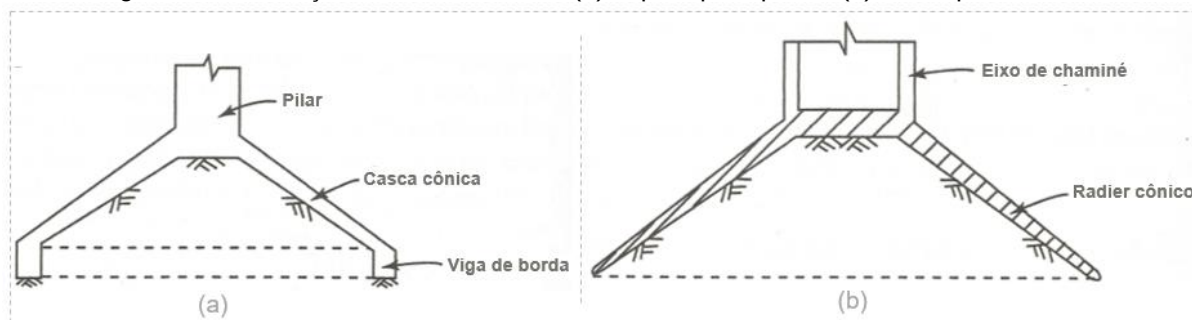
2.3.1 Cascas cônicas

As cascas cônicas, com simetria rotacional e base truncada, adotada nessa pesquisa, Figura 11a, se apresentam como o formato mais simples no qual uma casca pode ser empregada como fundação. A casca pode apresentar espessura uniforme ou variando ao longo da geratriz, apresentando provisão de reforço radial e circunferencial tão simples como de uma fundação circular plana, mas com construção mais complexa, devendo estar em perfeito contato com o solo em toda sua superfície. Devido ao seu plano circular, o uso da casca cônica está limitado a unidades individuais. Cabe destacar que, cones com dimensões substancialmente maiores, Figura 11b, podem ser utilizados como fundações para estruturas altas no lugar de bases convencionais circulares ou octogonais (KURIAN, 2006).

As cascas cônicas, com simetria rotacional e base truncada, adotada nessa pesquisa, Figura 11a, se apresentam como o formato mais simples no qual uma casca pode ser empregada como fundação. A casca pode apresentar espessura uniforme ou variando ao longo da geratriz, apresentando provisão de reforço radial e circunferencial tão simples como de uma fundação circular plana, mas com construção mais complexa, devendo estar em perfeito contato com o solo em toda sua superfície. Devido ao seu plano circular, o uso da casca cônica está limitado a unidades individuais. Cabe destacar que, cones com dimensões substancialmente maiores,

Figura 11b, podem ser utilizados como fundações para estruturas altas no lugar de bases convencionais circulares ou octogonais (KURIAN, 2006).

Figura 11 - Fundação em casca cônica: (a) sapata para pilar e (b) radier para chaminé



Fonte: Adaptado de Kurian (2006) p.7

Além da fundação em casca cônica, modelo adotado do presente estudo, Kurian (2006) descreve ainda outros formatos como opção de fundação em casca. A fundação em casca em formato de domo invertido se apresenta como alternativa mais econômica, em relação às fundações em radiers circulares ou anelares, para estruturas circulares ou elevadas, como reservatórios de água.

O parabolóide hiperbólico é, dentre as cascas utilizadas em fundações a que possui mais ampla aplicação. Como uma superfície translacional, é formada pela movimentação de uma parábola côncava sobre uma parábola convexa, resultando em uma superfície formada por dois conjuntos de parábolas em ângulos retos. Podem ser utilizadas como elementos únicos para base de pilares. Entretanto, essa fundação não se limita a bases individuais, podendo ser estendidas como bases combinadas para dois ou mais pilares (KURIAN, 2006).

As cascas em parabolóide elíptico são superfícies de translação, obtidas movendo uma parábola sobre outra, sendo ambas curvadas na mesma direção, com planos horizontais cruzando ao longo de elipses. Podem ser empregadas como bases para estruturas retangulares ou suportadas por pilares organizados em fileiras com formato retangular. Tal tipo de fundação não se limita a unidades únicas, podendo ser estendida à unidades múltiplas (KURIAN, 2006).

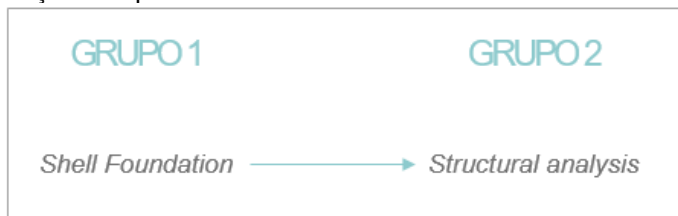
2.3.2 Estudos em fundações em casca

Com objetivo de identificar a utilização de fundações em casca nas estruturas e verificar o comportamento estrutural das mesmas, foi realizada uma revisão

sistemática de literatura utilizando o método Proknow-C, utilizando os procedimentos já descritos no item “1.1.1. Estudos em fundações de aerogeradores *onshore*”.

Foram definidas as palavras chaves utilizadas para a busca dos artigos sobre fundações em casca, conforme Figura 12

Figura 12 - Combinações de palavras chave Proknow-C dos estudos em fundações em casca



Fonte: Elaboração Própria

Com posse das palavras chave foram realizadas busca de artigos recentes, dos últimos 5 anos, nas bases de dados da área de Engenharia Civil que disponibilizam texto completo e/ou referenciais com resumo. Após obtenção dos artigos relacionados às palavras chave, foram realizadas verificações dos mesmos quanto ao alinhamento ao tema para seleção do portfólio bibliográfico, resultando nos artigos apresentados no Quadro 3.

Para realização da análise sistêmica do portfólio bibliográfico foram definidos cinco parâmetros pertinentes para avaliação da utilização de fundações em casca, conforme Quadro 3, sendo eles: o método de estudo, o tipo de solo, o formato da casca utilizada, as dimensões da fundação, as ações empregadas no estudo.

Quadro 3 - Parâmetros aplicados à análise sistêmica dos estudos em fundações em casca

		Parâmetros de análise					
#	Artigo	Método	Solo	Formato da casca	Dimensões	Carregamento	
ARTIGO	01	EBRAHIMI, Kamran; KHAZAEI, Jahangir. <i>Investigation of Bearing Capacity and Failure Pattern in Shell Foundations by FELA Method. Geotechnical and Geological Engineering</i> , v. 37, n. 4, p. 3523–3534, 2019.	Numérico: software OPTUM G2	Propriedades fracas	Piramidal	D<=32m (variável)	-
	02	HASSAN, Sawsan A.; AL-SOUD, Madhat S.; MOHAMMED, Shahad A. <i>Behavior of Pyramidal Shell Foundations on Reinforced Sandy Soil. Geotechnical and Geological Engineering</i> , v. 37, n. 4, p. 2437–2452, 2019.	Experimental: modelo reduzido; Numérico: software ABAQUS	Arenoso	Piramidal	20x20cm	-
	03	HE, Rui et al. <i>Vertical elastic dynamic impedance of a large diameter and thin-walled cylindrical shell type foundation. Soil Dynamics and Earthquake Engineering</i> , v. 95, p. 138–152, 2017.	Analítico: equações de Cauchy e Fredholm	Marinho arenoso	Cilíndrico	D<=10m (variável)	-
	04	JEYASHREE, T M; ARUNKUMAR, C; KUMAR, S Ashok. <i>Experimental and analytical study on funicular concrete shell foundation under ultimate loading. ASIAN JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING (BHRC)</i> , v. 18, n. 6, 2017.	Experimental: modelo reduzido; Numérico: SAP2000	Arenoso	Cônico	68x68cm	< 100kN
	05	MOHAMED, Wael Mahmoud; AUSTRELL, Per-Erik. <i>A comparative study of three onshore wind turbine foundation solutions. Computers and Geotechnics</i> , v. 94, p. 46–57, 2018.	Numérico: software ABAQUS	Argiloso médio	Cônico	D=20m	> 3000kN
	06	PRNOZIN, Yakov et al. <i>Thin-walled shell foundations. MATEC Web of Conferences</i> , 2019.	Analítico: SCAD; Experimental: modelo físico	Siltoso argiloso	Paraboloide elíptico múltiplo	Unitário aprox. 6,8x6,8m	>250kPa
	07	SHOUKATH, Shareena; RAJESH, A.K <i>Seismic performance of hyperbolic paraboloid and inverted spherical shell foundation. International Research Journal of Advanced Engineering and Science</i> , v. 2, n. 2, p. 148–151, 2017	Numérico: software ANSYS	Argiloso; Arenoso	Esfera invertida; Paraboloide hiperbólico	D=1200m 200x300cm	Entre 500 e 6000kN

Fonte: Elaboração própria

Ebrahimi; Khazaei (2019) avaliaram fundações em casca piramidal pelo método dos elementos finitos, utilizando o *software* OPTUM G2. Foi observado que as estruturas em casca podem proporcionar aumento da capacidade de carga, redução do recalque e economia de material, quando comparado às estruturas planas, avaliando superfícies de ruptura do solo sob fundações.

Hassan; Al-Soud; Mohammed (2019) também analisaram fundações em casca piramidal em solos arenosos soltos, por meio de análises experimental e numérica. Por meio de ensaios de carregamento nas fundações, com e sem reforço de geogrelha, verificou-se uma maior capacidade de carga final das fundações em casca, em comparação às fundações planas. Além disso, a eficiência das estruturas em casca foi corroborada pela modelagem numérica, verificando melhor desempenho em solos fracos.

HE *et al.*, (2017) estudaram a vibração vertical de uma fundação em casca cilíndrica de grande diâmetro e paredes finas embutida em solo marinho totalmente saturado por meio de um modelo analítico baseado nas equações de Cauchy e Fredholm, verificando a potencial utilização de cascas cilíndricas como fundação em ambientes *offshore*, em água, em características semelhantes do solo analisado.

Mohamed; Austrell (2018) compararam o comportamento de uma fundação em casca cônica com fundações maciças, submetidas às ações dinâmicas de um aerogerador, em solo argiloso mediantemente rígido, por meio de análise numérica utilizando o *software* ABAQUS. Os resultados mostraram que o radier cônico apresenta melhor capacidade de carga em relação às fundações maciças, melhorando a resistência da interação solo-estrutura. Além de um melhor comportamento estrutural, foi avaliado o custo das fundações. O radier cônico apresenta economia de aço e concreto em comparação às fundações maciças, validando a potencial economia desse tipo de fundação, especialmente em países que apresentam baixa proporção entre o custo do material e mão de obra.

Jeyashree; Arunkumar; Kumar (2017) também avaliaram o comportamento de uma fundação em casca cônica, utilizando tanto o método experimental como numérico por meio do *software* SAP2000. Por meio de uma análise comparativa entre uma fundação plana convencional e a fundação em casca, foi possível observar que a capacidade de carga final para a fundação em casca é 50% superior à fundação plana. Além disso,

verificou-se que o aumento da área de aço da armadura da viga de borda resulta em aumento da capacidade de carga final, bem como redução do recalque da fundação.

Pronozin *et al.* (2019) analisaram a interação de estruturas em casca múltipla parabolóide elíptica como fundação para um edifício residencial de 17 andares. O solo analisado consiste em camadas subjacentes superiores fortes e altamente compressíveis, no qual a utilização de fundações planas é pouco recomendada. Os resultados demonstraram a racionalidade em utilizar uma fundação de casca de parede fina, na qual o aumento da rigidez do solo sob a fundação proposta foi causado por uma redução lateral adicional do solo, devido às peculiaridades da forma da superfície de contato. Além disso, a utilização de fundações em casca em relação às fundações de planas resultou em até 45% de economia de custos.

Shoukath; Rajesh (2017) avaliaram o comportamento sísmico de uma fundação em casca tipo parabolóide hiperbólica e casca esférica invertida, por meio de análise dinâmica utilizando o *software* ANSYS. Apesar de explicitarem que as conclusões do trabalho não podem ser generalizadas, visto que são aceitáveis apenas aos dados específicos usados na análise, as fundações analisadas apresentaram resultados satisfatórios, tanto em solos argilosos quanto arenosos, em termos de deslocamento e tensões, evidenciando a aplicabilidade de fundações em casca.

2.3.2.1 Contribuição dos estudos em fundações em casca para a pesquisa

Os resultados descritos na revisão sistemática de literatura, acerca de fundações em casca, comprovam que as fundações em casca têm sido apontadas como uma das melhores opções de fundação rasa quanto à transferência de ações para solos fracos.

Foi possível verificar, também, que as fundações em cascas podem suportar ações elevadas, em diferentes tipologias de solos, além de apresentar uma variabilidade em relação a forma da qual pode ser adotada.

Ademais, devido ao seu formato, ao padrão de falha sob a fundação e capacidade de carga superior em relação às suas contrapartes planas, as fundações em casca reduzem significativamente o volume de materiais, como concreto e aço, tornando-as, assim, mais econômicas que as fundações convencionais.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

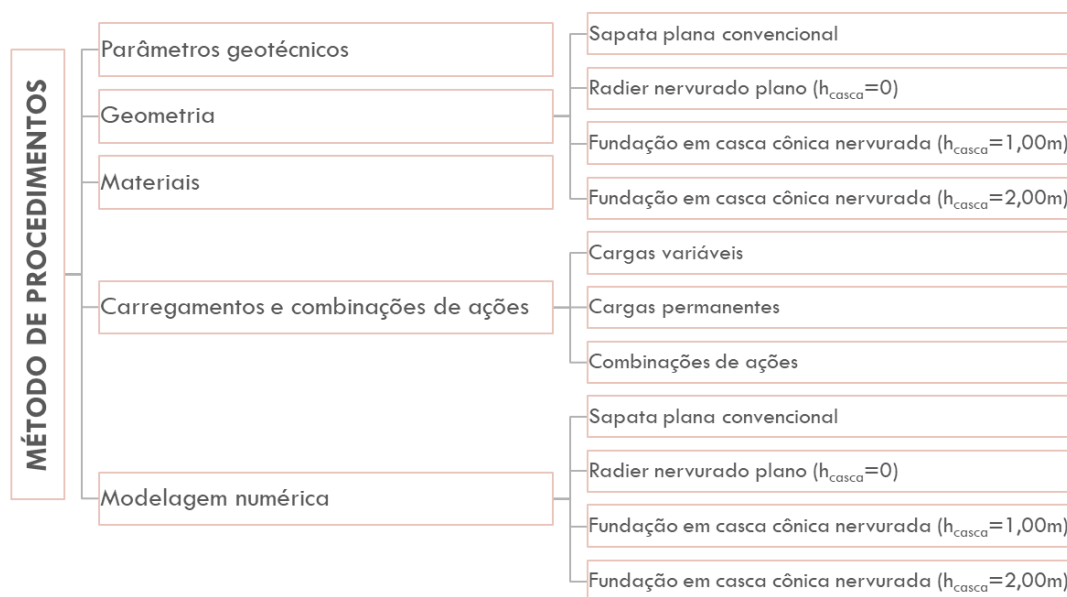
O objetivo do presente estudo é avaliar, por meio de análises numéricas, o comportamento estrutural e geotécnico de fundações em casca empregadas em aerogeradores *onshore*. Para esta análise realizou-se um estudo de caso em aerogeradores pertencentes a um parque eólico localizado no município de Campo Formoso, no interior da Bahia.

O parque eólico em questão é composto por 15 torres de aerogeradores de sustentação, com eixo horizontal *upwind*, modelo G114-2.0MW T80M CIIIA, com rotor de 110m de diâmetro e torre de 80m de altura, e potência aproximada de 2MW. A fundação utilizada para sustentação das torres foi uma sapata maciça de base circular e altura variável, apoiada diretamente sobre a camada de suporte, tipo de fundação comumente empregada em aerogeradores *onshore*.

As análises numéricas foram desenvolvidas mediante criação de modelos computacionais, utilizando o *software* SAP2000 versão 22.1.0, baseado no MEF. Após obtenção dos resultados dos modelos numéricos, foram realizadas verificações acerca da capacidade de carga, tombamento, deslizamento, rigidez rotacional, recalque, deslocamentos, distorções e tensões. As verificações foram analisadas individual e comparativamente, a fim de avaliar o comportamento estrutural e geotécnico das fundações planas e em casca empregadas em aerogeradores *onshore*, analisadas no presente estudo.

O método de procedimentos segue esquematizado na Figura 13 e os parâmetros geotécnicos, materiais e carregamentos do estudo de caso, bem como geometria e modelo numérico das fundações analisadas seguem detalhados nos itens a seguir.

Figura 13 – Método de procedimentos da pesquisa esquematizado



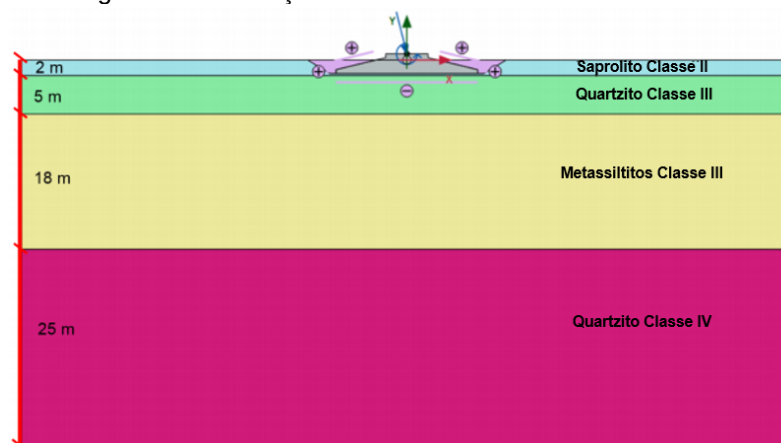
Fonte: Elaboração própria

3.1 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

As condições do solo no parque eólico no município de Campo Formoso, Bahia, são, principalmente, formações de quartzitos e metassiltitos, recentemente cobertas por sedimentos, resultantes de um processo de intemperismo da rocha. Esses sedimentos são principalmente areias siltsas e materiais que variam de cascalho a pequenas pedras (SILVA *et al.*, 2019).

Por meio de perfilagens geofísicas e análise multicanal de ondas de superfície (MASW), Silva *et al.*(2019) definiram as classes típicas do solo para a definição do perfil geotécnico do local, apresentadas na Figura 14. As classes I, II, III e IV são referentes, respectivamente, à sedimentos resultantes da decomposição de quartzitos e metassiltitos, solos resultantes do intemperismo das rochas, rochas extremamente intemperizadas e rochas leve a moderadamente resistidas e muito fraturadas.

Figura 14 - Condições de solo/rocha no estudo de caso



Fonte: Adaptado de Silva *et al.*(2019)

Silva *et al.*(2019) definiram os parâmetros geotécnicos das classes do solo analisadas na localização do estudo de caso, apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Parâmetros geotécnicos do estudo de caso

Material	G_0	ν	E_0	E_{oed}	E_{ur}	$\gamma_{0,7}$	c'	ϕ'	Ψ
	MPa	-	MPa	MPa	MPa	-	kPa	graus	graus
Sapolito Classe II	73	0,32	194	31	77	1,50E-04	3	33	3
Quartzito Classe III	183	0,29	473	76	189	1,50E-04	1768	27	5
Metassiltitos Classe III	413	0,29	1064	170	426	1,50E-04	1768	27	5
Quartzito Classe IV	2243	0,28	5737	918	2295	1,50E-04	2612	33	5
Definição das variáveis	G_0 - Módulo de elasticidade transversal					$\gamma_{0,7}$ - distorção limite de referência			
	ν - coeficiente de Poisson					c' - coesão			
	E_0 - Módulo de elasticidade inicial					ϕ' - ângulo de atrito			
	E_{oed} - Módulo de elasticidade edométrico					Ψ - dilatância			
	E_{ur} - Módulo de elasticidade estático								

Fonte: Adaptado de Silva *et al.*(2019)

Com base nos resultados dos ensaios de compactação do material superficial, utilizado para o reaterro sob a fundação dos aerogeradores, foi possível obter os parâmetros geotécnicos do aterro, conforme Tabela 2. Dentre os parâmetros geotécnicos já apresentados, a velocidade da onda cisalhante (V_s ref) e o peso específico (γ) foram obtidos adicionalmente para o aterro.

Tabela 2 - Parâmetros geotécnicos do aterro

$V_{s\text{ ref}}$	γ	G_0	ν	E_0	E_{oed}	E_{ur}	$\gamma_{0,7}$	c'	ϕ'	Ψ
m/s	kN/m ³	MPa	-	MPa	MPa	MPa	-	kPa	graus	graus
130	18	31,01	0,32	81,82	20,46	40,91	1,50E-04	3	28	0

Fonte: "Relatório de fundações fornecido pela empresa" (2018)

Foram obtidos ainda dados acerca do solo local por meio de uma modelagem realizada anteriormente ao desenvolvimento do presente estudo, empregando o *software* de elementos finitos PLAXIS 3D utilizando o modelo constitutivo *Hardening*

soil small strain model para solos e rochas (“Relatório de fundações fornecido pela empresa”, 2018).

Por meio da avaliação geotécnica do solo local foram obtidos, também, os coeficientes de mola extremos representativos do solo. Os coeficientes de Winkler mínimos, coeficiente de mola para verificação dos deslocamentos, são:

- Coeficiente de Winkler mínimo vertical: $K_z = 55\text{MN/m}^3$;
- Coeficiente de Winkler mínimo horizontal: $K_x = K_y = 55\text{MN/m}^3$.

Os coeficientes de Winkler máximos, coeficientes de mola para verificação das distorções e tensões, são:

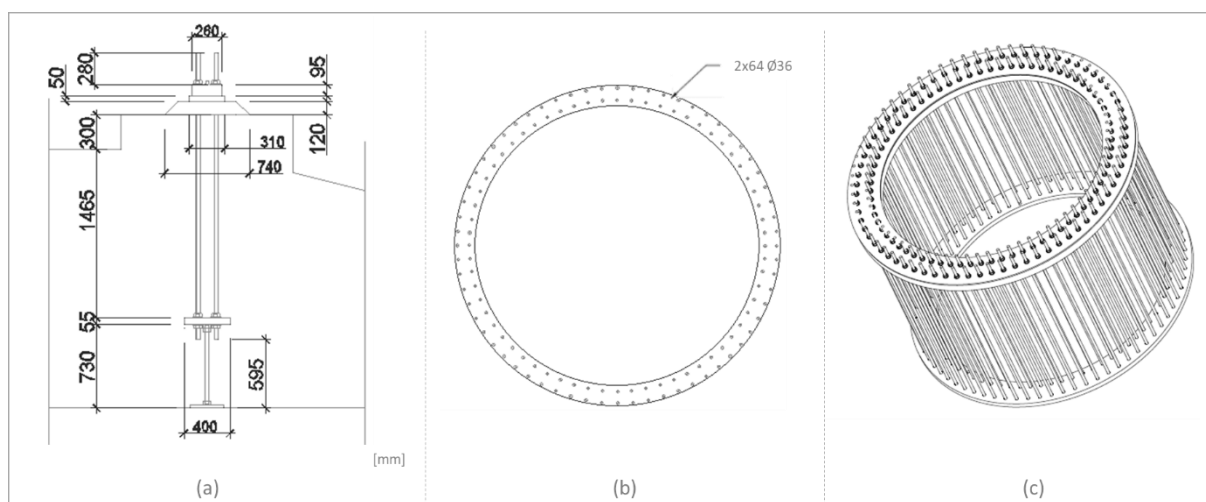
- Coeficiente de Winkler máximo vertical: $K_z = 1000\text{MN/m}^3$;
- Coeficiente de Winkler máximo horizontal: $K_x = K_y = 1000\text{MN/m}^3$.

3.2 GEOMETRIA

Para elaboração dos modelos numéricos das fundações foram consideradas as geometrias a seguir, utilizando o *software* SAP2000, versão 22.1.0, baseado no MEF.

O sistema de acoplamento do aerogerador à base é feito por meio de chumbadores foi conforme disponibilizado pelo fabricante e detalhado na Figura 15, para a sapata plana convencional, para o radier nervurado plano e para ambas as fundações em casca analisadas no presente estudo.

Figura 15 - Chumbadores da fundação convencional: (a) detalhamento; (b) planta; (c) isométrica



Fonte: Adaptado de “Relatório de fundações fornecido pela empresa” (2018)

São 128 barras, com 36mm de diâmetro e 2,50m de comprimento, com extremidades rosqueadas em anéis na parte superior e inferior. O anel superior está sobre uma base grouteada, com 0,12m de altura, apoiada no bloco de coroamento da fundação. O anel inferior está conectado à base da fundação por meio de um sistema de nivelamento de 730mm de comprimento.

Cabe ressaltar que a definição da estrutura a ser utilizada como fundação em casca no estudo se deu mediante análise dos resultados de deslocamentos, esforços e tensões obtidos por meio de modelagens numéricas preliminares, resultando na fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$). Entretanto, ao longo do desenvolvimento da pesquisa, foi verificada a necessidade de avaliar a influência da inclinação da casca no comportamento da fundação proposta, uma vez que tal inclinação apresenta uma maior complexidade construtiva, quando comparada às fundações de base plana. Dessa forma, foram desenvolvidos dois modelos numéricos complementares variando a altura da casca (h_{casca}), sendo radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0,00\text{m}$) e fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$).

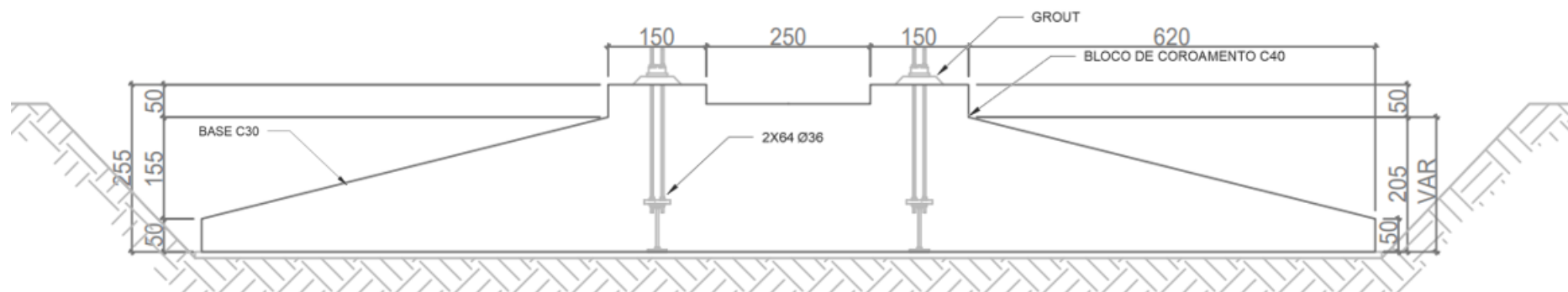
3.2.1 Sapata plana convencional

A fundação utilizada no estudo de caso é composta por uma sapata maciça de base circular com diâmetro de 17,90m, e altura variável entre 0,50m e 2,05m, apoiado diretamente sobre a camada de suporte.

A fundação ainda apresenta um bloco de coroamento na parte superior, com 0,50m de altura, para realizar a ligação dos chumbadores com a estrutura da torre eólica, resultando em uma profundidade total de 2,55m para cota de assentamento. A Figura 16 apresenta um croqui com as principais dimensões da sapata.

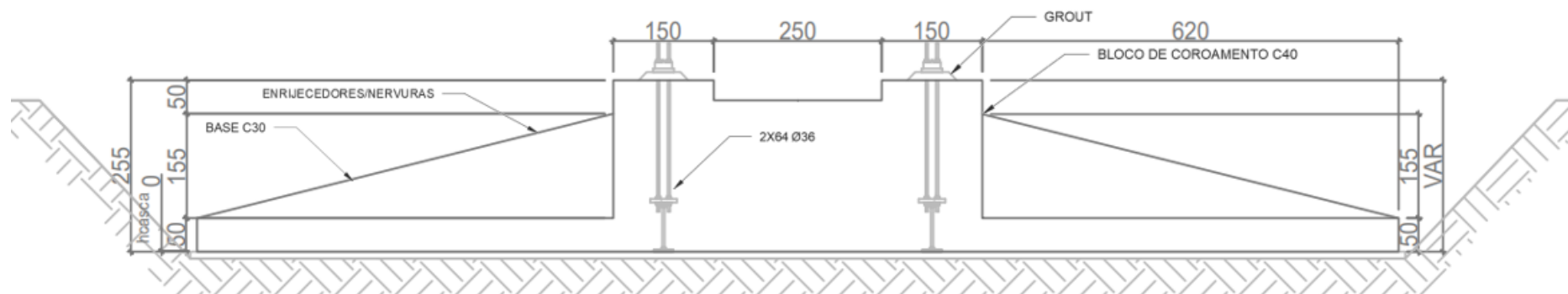
O volume de concreto na sapata plana convencional do estudo de caso é $319,41\text{m}^3$ e volume do reaterro sobre a fundação foi 253m^3 . Conforme peso específico do aterro igual a 18kN/m^3 , apresentado no item 3.4, a ação de carregamento referente ao peso da terra na sapata plana convencional foi 4554kN .

Figura 16 - Geometria da sapata plana convencional



Fonte: Adaptado de “Relatório de fundações fornecido pela empresa” (2018)

Figura 17 - Geometria do radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$)



Fonte: Elaboração própria

3.2.2 Radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$)

O radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$), com inclinação de 0%, apresentado na Figura 17, foi elaborado com diâmetro de 17,90m e altura total de 2,55m.

O radier foi desenvolvido com base plana, eliminando a inclinação da casca, e casca com espessura variável entre 0,50m e 2,05m e com 16 nervuras distribuídas igualmente espaçadas em 360° ao longo da casca, em torno do bloco central da fundação, a fim de reduzir o peso próprio da estrutura e contribuir para melhor comportamento geotécnico da fundação.

O volume de concreto no radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) é 212,43m³, o volume do reaterro sobre a fundação é 429m³ e a ação de carregamento referente ao peso da terra foi 7726kN. Vale destacar que radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) apresenta uma diminuição de 33% no volume total de concreto em comparação à fundação adotada no estudo de caso.

3.2.3 Fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$)

A fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) com inclinação de 16,13%, apresentada na Figura 18, foi desenvolvida com diâmetro de 17,90m de diâmetro e altura total de 3,05m, sendo a casca com espessura variável de 2,05m à 0,50m e altura de 1,00m. Ademais, a fundação apresenta 16 nervuras distribuídas igualmente espaçadas em 360° ao longo da casca, em torno do bloco central da fundação.

O volume de concreto na fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) é 224,71m³, o volume do reaterro sobre a fundação é 483m³ e a ação de carregamento referente ao peso da terra foi 8708kN. Vale destacar que a fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) apresenta uma diminuição de 30% no volume total de concreto em comparação à fundação adotada no estudo de caso.

3.2.4 Fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$)

A fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) com inclinação de 32,26%, apresentada na Figura 19, foi desenvolvida com diâmetro de 17,90m de diâmetro e altura total de 4,05m, sendo a casca com espessura variável de 2,05m à 0,50m e altura de 2,00m. Ademais, a fundação apresenta 16 nervuras distribuídas igualmente espaçadas em 360° ao longo da casca, em torno do bloco central da fundação.

O volume de concreto na fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) é 273,99m³, o volume do reaterro sobre a fundação é 685m³ e a ação de carregamento referente ao peso da terra foi 12330kN. Vale destacar que a fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) apresenta uma diminuição de 14% no volume total de concreto em comparação à fundação adotada no estudo de caso.

3.3 MATERIAIS

Conforme especificado no estudo de caso, a estrutura da fundação foi construída em concreto armado, sendo utilizado concreto C40 para o bloco de coroamento e C30 para o restante da estrutura. Para camada de regularização sob a fundação utilizou-se concreto C12. Em relação às estruturas para acoplamento do aerogerador, foi utilizado uma base de *grout* com $f_{ck} \geq 130\text{MPa}$ e anéis e chumbadores de aço estrutural com $f_{yk} \geq 950\text{MPa}$.

Em relação aos materiais das demais fundações, foram utilizados materiais semelhantes à sapata plana convencional, para garantir o caráter comparativo na análise dos resultados.

As especificações dos materiais utilizados foram conforme norma ABNT NBR 6118:2014 e seguem na Tabela 3 (ABNT, 2014).

Tabela 3 - Especificações dos materiais conforme ABNT NBR 6118:2014

Estrutura	Material		Especificações
Base de regularização	Concreto	C12	$f_{ck} \geq 12\text{MPa}$ $\gamma = 25\text{kN/m}^3$
Sapata, cascas e nervuras		C30	$f_{ck} \geq 30\text{MPa}$ $E_0 = 30672\text{MPa}$ $\gamma = 25\text{kN/m}^3$ $a/c \leq 0,55$ $w \leq 0,30\text{mm}$
Bloco de coroamento		C40	$f_{ck} \geq 40\text{MPa}$ $E_0 = 35417\text{MPa}$ $\gamma = 25\text{kN/m}^3$ $a/c \leq 0,50$ $w \leq 0,30\text{mm}$
Base grouteada	Grout		$f_{ck} \geq 130\text{MPa}$ $\gamma = 25\text{kN/m}^3$
Anéis e chumbadores	Aço estrutural		$f_{yk} \geq 950\text{MPa}$ $E = 210\text{GPa}$ $\gamma = 76\text{kN/m}^3$
Definição das variáveis	f_{ck} – Resistência característica à compressão		
	E_0 – Módulo de elasticidade inicial		
	γ – Peso específico		
	a/c – Relação água cimento		
	w – Limite de abertura de fissura		
	f_{yk} – Resistência característica		
	E – Módulo de elasticidade		

Fonte: Adaptado de “Relatório de fundações fornecido pela empresa” (2018)

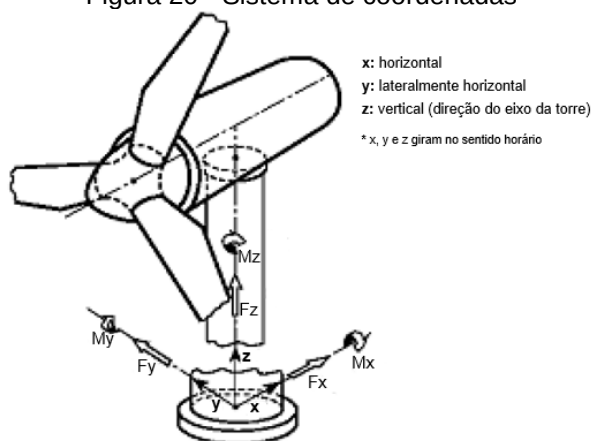
3.4 CARREGAMENTOS E COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As ações necessárias para o projeto de fundação para aerogeradores G114-2.0MW T80M CIIIA foram subdivididos em variáveis e permanentes. As ações variáveis compreendem às ações fornecidas pelo fabricante do aerogerador, que englobam as ações do vento, peso própria da torre, nacelle, pás e equipamentos e força de protensão nos chumbadores. Os carregamentos permanentes adicionais compreendem o peso próprio da fundação e do aterro.

3.4.1 Ações variáveis

Os carregamentos necessários para o projeto de fundação, provenientes do aerogerador, foram obtidos por meio do documento de carga fornecido pela fabricante. Tal documento fornece as ações referentes ao modelo G114-2.0MW T80M CIIIA, com torre de 80m de altura e rotor de 110m de diâmetro. A Figura 20 mostra o sistema de coordenadas utilizado para apresentar as ações.

Figura 20 - Sistema de coordenadas



Fonte: Adaptado de “Documento de carga fornecido pelo fabricante” (2015)

As combinações de ações, bem como seus respectivos fatores de segurança, foram calculadas de acordo com a norma internacional IEC 61400: *Wind turbines*. As ações extremas apresentam as ações estáticas máximas do aerogerador e incluem o comportamento dinâmico da estrutura, correspondendo ao caso mais desfavorável na base do aerogerador. As ações extremas, disponibilizadas pelo fornecedor, para o projeto de fundações são apresentadas na Tabela 4. Essas combinações de ações foram adotadas por serem mais severas que as combinações previstas pela norma ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 4 - Ações extremas do aerogerador G114-2.0MW T80M CIIIA

Ação	Fator de segurança	F_x	F_y	F_z	M_x	M_y	M_z	M_{xy}
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kNm
CE ₁	1,00	-643,03	-13,34	-2899,23	1610,39	-55407,30	-1533,22	55430,70
CE ₂	1,35	803,78	-27,94	-3973,92	5052,92	61628,79	-385,12	61835,59
CE ₃	0,90	803,78	-27,94	-2649,28	5052,92	61628,79	-385,12	61835,59

Fonte: Documento de carga fornecido pelo fabricante (2015)

As ações de fadiga, apresentadas na Tabela 5, foram calculadas considerando ciclo igual a 10^7 . Os coeficientes “m” correspondem ao gradiente de Wöhler, que apresenta um valor igual a 4 para aço embutido e 7 para reforço em concreto armado.

Tabela 5 - Ações de fadiga do aerogerador G114-2.0MW T80M CIIIA

Ação	m	Fator de segurança	F_x	F_y	F_z	M_x	M_y	M_z
			kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
FD ₁	4	1,00	260,33	98,33	96,10	5817,03	16190,49	3845,22
FD ₂	7	1,00	274,64	107,29	95,83	7289,14	19553,76	3927,06
FD _M	-	1,00	-	-3,18	-2964,05	1199,15	12878,97	87,82

Fonte: “Documento de carga fornecido pelo fabricante” (2015)

As ações quase permanentes (CQP) e características (CC) estão apresentadas na Tabela 6. Cabe destacar que estas ações são usadas na verificação dos estados limites de serviço.

Tabela 6 - Ações quase permanentes e características do aerogerador G114-2.0MW T80M CIIIA

Ação	Fator de segurança	F_x	F_y	F_z	M_x	M_y	M_z
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
CQP	1,00	423,87	423,87	-2926,18	32110,93	32110,93	1867,68
CC	1,00	664,16	664,16	-2926,21	46713,20	46713,20	237,52

Fonte: "Documento de carga fornecido pelo fabricante" (2015)

As ações apresentadas são válidas desde que não haja requisitos sísmicos. Ademais, a fundação deve atender aos requisitos de rigidez rotacional especificados pelo fornecedor para cada aerogerador, para que vibrações e amplificações elevadas relacionadas a ressonância não ocorram. A rigidez rotacional mínima especificada para o aerogerador G114-2.0MW T80M CIIIA foi de $8,00E+10$ Nm/rad.

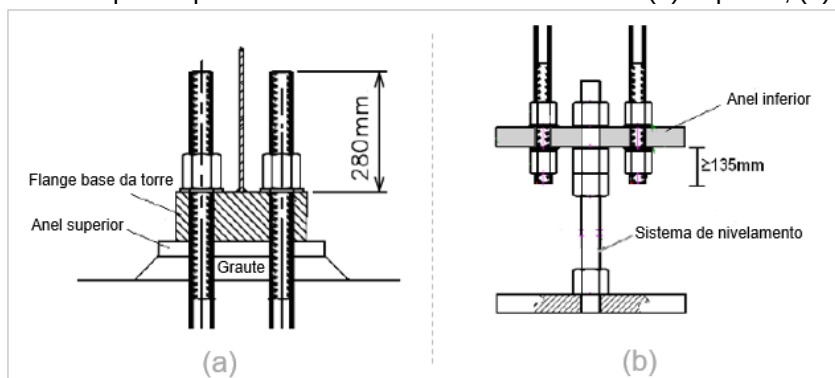
3.4.2 Ações permanentes

As ações permanentes consideradas foram o peso próprio, o peso do reaterro sobre a fundação e a força de protensão dos chumbadores, utilizados para ligação do aerogerador à fundação. Quanto ao peso próprio (DEAD), as ações gravitacionais dos elementos estruturais são calculadas automaticamente pelo SAP2000, considerando os pesos específicos dos materiais utilizados.

O peso de terra sobre a fundação (ATERRO) foi calculado considerando-se o peso específico do aterro igual a 18kN/m^3 , valor estimado com base nos resultados dos ensaios de compactação do material superficial utilizado para o reaterro.

Para cálculo da força de protensão (PR) dos chumbadores, o fornecedor especifica a necessidade de 128 (64x2) barras com extremidades rosqueadas, para acoplamento da torre à fundação, nas quais o comprimento superior exposto deve ser de 280mm e o comprimento mínimo da barra exposta sob o gabarito inferior é de 135mm, conforme Figura 21.

Figura 21 - Esquema para extremidades dos chumbadores: (a) superior; (b) inferior



Fonte: “Documento de carga fornecido pelo fabricante” (2015)

A força de protensão nos chumbadores é auto equilibrada pelos anéis superior e inferior. Esta força é aplicada considerando alongamento linear de 4,56mm, que corresponde a uma força de protensão de 480kN em cada barra, a fim de evitar descompressão das mesmas sob combinação de ações quase permanentes.

3.4.3 Combinações de ações

As ações peso próprio, peso de terra sobre a fundação e protensão apresentadas como DEAD, ATERRO e PR, respectivamente, são permanentes, logo o coeficiente de majoração será 1,40/0,90 (desfavorável/favorável) ou 1,00 para outras combinações de estados limites últimos e de serviço. Os coeficientes de minoração da resistência são 1,40 e 1,15 para o concreto e aço, respectivamente.

As ações extremas, quase permanentes e características estão apresentadas, respectivamente, como CE, CQP e CC.

As seguintes combinações de ações foram consideradas:

- C1: 1,00(DEAD+ATERRO+PR) + 1,00(CE1)
- C2: 1,40(DEAD+ATERRO) + 1,00(PR) + 1,00(CE2)
- C3: 0,90(DEAD+ATERRO) + 1,00(PR) + 1,00(CE3)
- C4: 1,00(DEAD+ATERRO+PR) + 1,00(CQP)
- C5: 1,00(DEAD+ATERRO+PR) + 1,00(CC)

3.5 MODELAGEM NUMÉRICA

Os modelos numéricos utilizados na pesquisa foram desenvolvidos com auxílio do software SAP2000, versão 22.1.0, baseado no MEF.

Cabe ressaltar que conforme a norma ABNT NBR 6118:2014, uma análise estrutural deve ser realizada por meio de um modelo realista, permitindo a representação das ações e apoios estruturais, bem como a resposta não linear dos materiais (ABNT, 2014). Dessa forma, os modelos numéricos elaborados no presente estudo foram elaborados considerando a não linearidade geométrica e dos materiais.

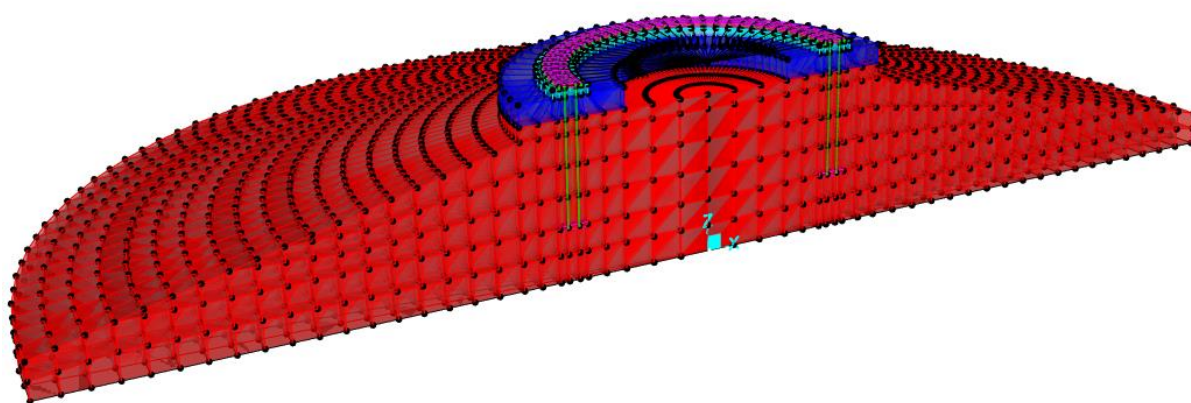
O *software* SAP2000 não disponibiliza a norma NBR 6118:2014 em sua biblioteca, entretanto apresenta uma vasta biblioteca de normas estrangeiras para dimensionamento estrutural, das quais o Eurocode 2-2004 que se assemelha à norma brasileira NBR 6118:2014, sendo a normatização adotada na modelagem numérica.

3.5.1 Sapata plana convencional

O modelo numérico tridimensional da sapata plana convencional, apresentado na Figura 22, foi desenvolvido conforme geometria apresentada no item 3.2.1.

Devido a simetria da análise, apenas metade das fundações foram modeladas em relação ao eixo X. As estruturas de concreto armado e *grout* foram modelados por 9152 elementos sólidos de 8 nós, com três graus de liberdade. Os anéis metálicos foram modelados por 2176 elementos de placa espessa de quatro nós, com seis graus de liberdade. Os chumbadores foram modelados por 128 elementos de pórtico espacial de dois nós, com seis graus de liberdade.

Figura 22 - Modelagem 3D da sapata plana convencional no SAP2000



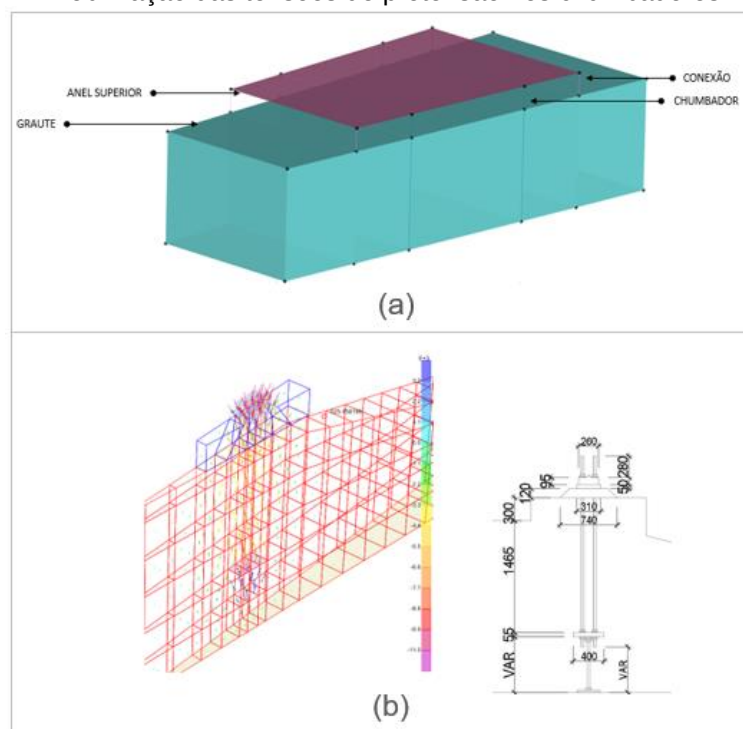
Fonte: Elaboração própria

A camada de suporte foi simulada por molas não-lineares sem rigidez à tração, utilizando a teoria das molas sem peso de Winkler, considerando os parâmetros geotécnicos apresentados no item 3.1.

Cabe ressaltar que os carregamentos, já apresentados no item 3.4, foram aplicados na face dos elementos e, a partir das áreas de influência, foram transmitidos automaticamente aos nós da face inferior do modelo. A ligação do ponto de aplicação do carregamento (centro da torre) ao topo dos chumbadores foi realizada por 128 elementos tipo *link* rígido, sendo um *link* para cada elemento de barra.

Os chumbadores foram modelados considerando comportamento não-linear, não absorvendo os esforços de compressão. Os esforços de compressão são absorvidos pelo *grout*, que recebe as ações do anel metálico. Desta forma, foi considerada uma conexão entre o anel e *grout* por elementos unidimensionais não-lineares de elevada rigidez e que absorvem somente esforço de compressão, conforme Figura 23.

Figura 23 – Modelagem dos chumbadores: (a) conexão *grout*-chumbadores-anel superior; (b) mobilização das tensões de protensão nos chumbadores

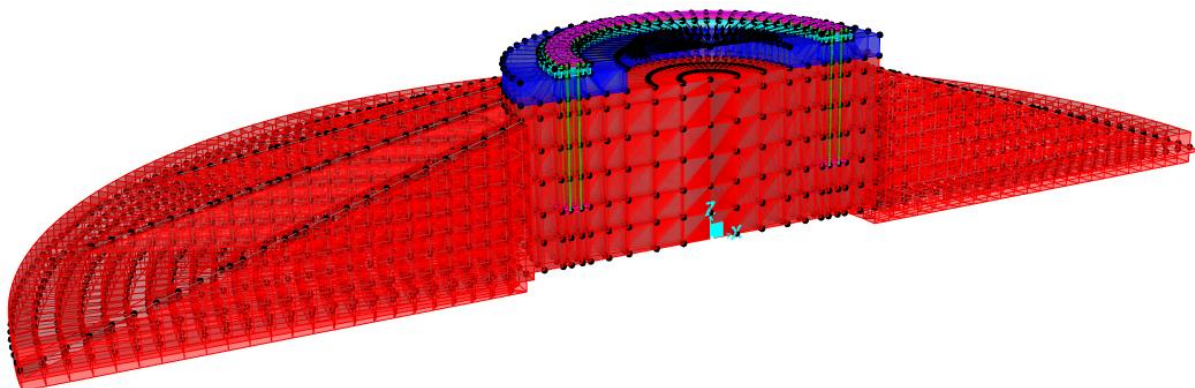


Fonte: Elaboração própria

3.5.2 Radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$)

O modelo numérico tridimensional do radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$), apresentado na Figura 24, foi desenvolvido conforme geometria apresentada no item 3.2.2 e, assim como no modelo da sapata plana convencional, devido a simetria da análise, apenas metade da fundação foi modelada.

Figura 24 - Modelagem 3D do radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) no SAP2000



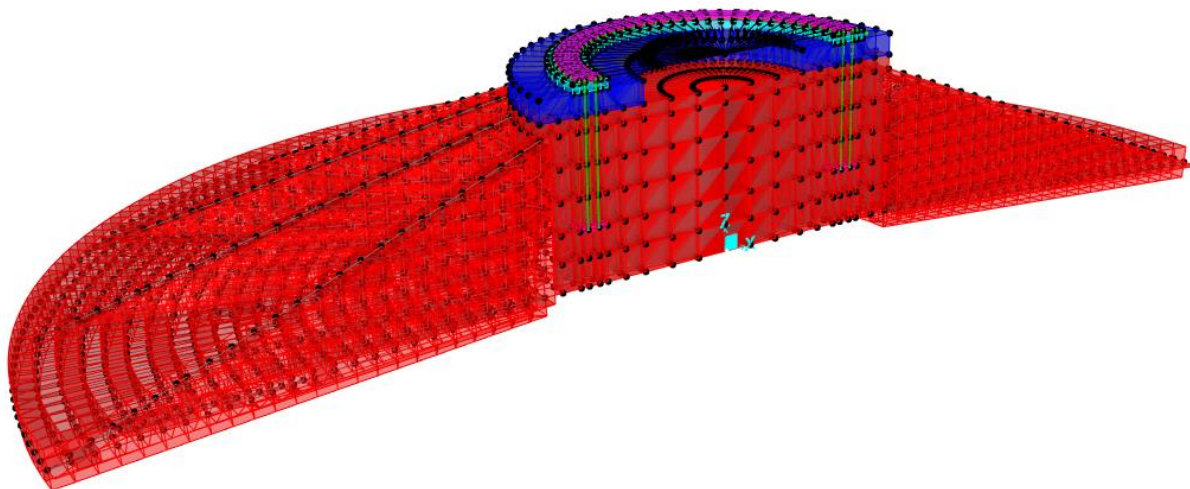
Fonte: Elaboração própria

A camada de suporte, assim como no modelo numérico da sapata plana convencional, foi simulada por molas não-lineares, utilizando a teoria das molas sem peso de Winkler, considerando os parâmetros geotécnicos apresentados no item 3.1. Além disso, a modelagem dos carregamentos e chumbadores também foi semelhante à empregada na modelo numérica da sapata plana convencional.

3.5.3 Fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$)

O modelo numérico tridimensional da fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$), apresentado na Figura 25, foi desenvolvido conforme geometria apresentada no item 3.2.3 e, assim como no modelo da sapata plana convencional, devido a simetria da análise, apenas metade da fundação foi modelada.

Figura 25 - Modelagem 3D da fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) no SAP2000



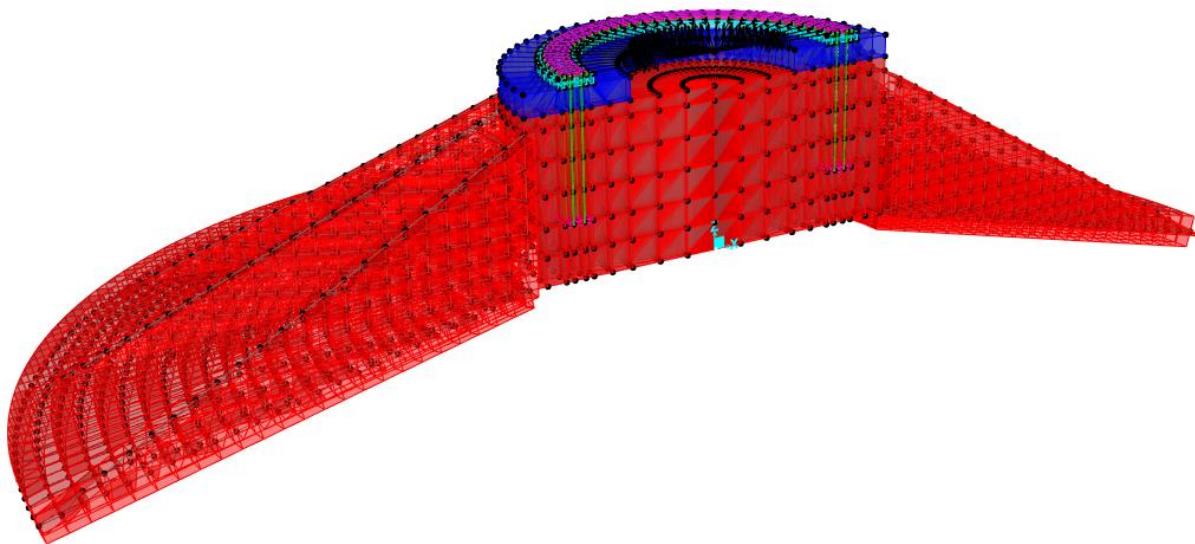
Fonte: Elaboração própria

A camada de suporte, assim como no modelo numérico da sapata plana convencional, foi simulada por molas não-lineares, utilizando a teoria das molas sem peso de Winkler, considerando os parâmetros geotécnicos apresentados no item 3.1. Além disso, a modelagem dos carregamentos e chumbadores também foi semelhante à empregada na modelo numérica da sapata plana convencional.

3.5.4 Fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$)

O modelo numérico tridimensional da fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$), apresentado na Figura 26, foi desenvolvido conforme geometria apresentada no item 3.2.3 e, assim como no modelo da sapata plana convencional, devido a simetria da análise, apenas metade da fundação foi modelada.

Figura 26 - Modelagem 3D da fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) no SAP2000



Fonte: Elaboração própria

A camada de suporte, assim como no modelo numérico da sapata plana convencional, foi simulada por molas não-lineares, utilizando a teoria das molas sem peso de Winkler, considerando os parâmetros geotécnicos apresentados no item 3.1. Além disso, a modelagem dos carregamentos e chumbadores também foi semelhante à empregada na modelo numérica da sapata plana convencional.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

No presente capítulo serão abordados os resultados obtidos por meio dos modelos numéricos da sapata plana convencional, radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$), fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) e fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$), conforme características específicas de parâmetros geotécnicos, carregamentos e materiais do estudo de caso, acerca das verificações de capacidade de carga, tombamento, rigidez rotacional, deslizamento, deslocamentos, distorções e tensões.

4.1 SAPATA PLANA CONVENCIONAL

Neste item seguem as verificações de capacidade de carga, tombamento, rigidez rotacional, deslizamento, deslocamentos, distorções para a sapata plana convencional.

4.1.1 Capacidade de carga

A especificação da fabricante do aerogerador modelo G114-2.0MW T80M CIIIA apresenta 3 diretrizes no que tange a capacidade de carga de fundações diretas, sendo elas:

- O fator de segurança para obtenção da tensão admissível (γ_{press}) deve ser de no mínimo 2,0;
- A margem de segurança para o caso das cargas extremas majoradas deve ser de no mínimo 1,0;
- A tensão máxima atuante ($\sigma_{\text{max, FEM}}$) deve ser obtida por um modelo de elementos finitos.

Tais diretrizes podem ser expressas, matematicamente, pela Equação 4.1:

$$\sigma_{\text{adm}} > \sigma_{\text{max, FEM}} \quad (4.1)$$

Onde: σ_{adm} : tensão admissível do solo = ($q_{\text{ult}} * \gamma_{\text{press}}$);

$\sigma_{\text{max, FEM}}$: tensão máxima na base obtida por modelagem numérica pelo método dos elementos finitos;

γ_{press} : fator de minoração da resistência última;

q_{ult} : ação última de pressão.

A norma brasileira de projeto e elaboração de fundações, ABNT NBR 6122/2010, de adota um fator de segurança global mínimo de 3 para ações não majoradas (ABNT, 2010). Pelo exposto, as verificações foram realizadas de forma a atender tanto a norma brasileira quanto a especificação da fabricante.

Assim, adotou-se um fator de minoração para a resistência última de 2,15 para a verificação das ações extremas majoradas (CEM), e 3,0 para as ações extremas não majoradas (CE), conforme Tabela 7. Ademais, as tensões máximas foram obtidas pela modelagem do solo no *software* de elementos finitos PLAXIS 3D, conforme apresentada no item 3.2.

Tabela 7 – Cálculo de tensão admissível do solo

Combinação	Tensão máxima (kPa)	Fator de minoração da resistência última	Tensão admissível (kPa)	Fator de Segurança
CEM	387	2,15	421	1,09
CE	289	3,00	302	1,04

Fonte: Elaboração própria

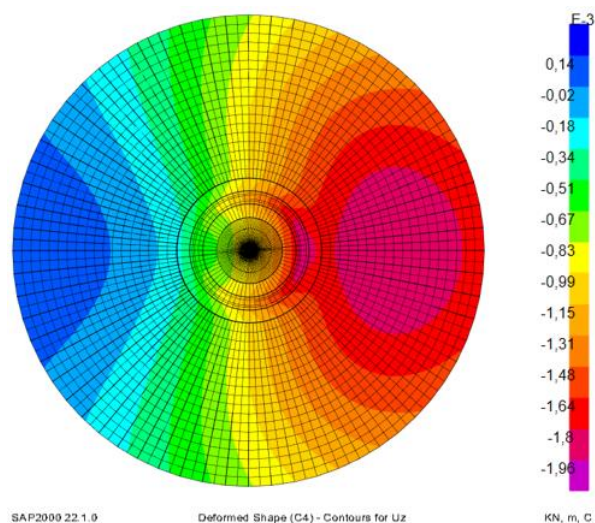
Por meio da modelagem numérica da sapata plana convencional, no *software* SAP2000, foram obtidos os deslocamentos verticais na sapata plana convencional considerando as combinações de ações C3 (ações últimas) e C4 (ações quase estáticas), considerando os coeficientes de mola referentes às características geotécnicas do estudo de caso. Os deslocamentos para a rigidez 55MN/m^3 estão apresentados na Figura 27 e Figura 28 e os deslocamentos referentes à rigidez de 1000MN/m^3 na Figura 29 e Figura 30.

Figura 27 - Deslocamentos verticais sapata plana convencional – $k_{\text{solo}}=55\text{MN/m}^3$ – C3



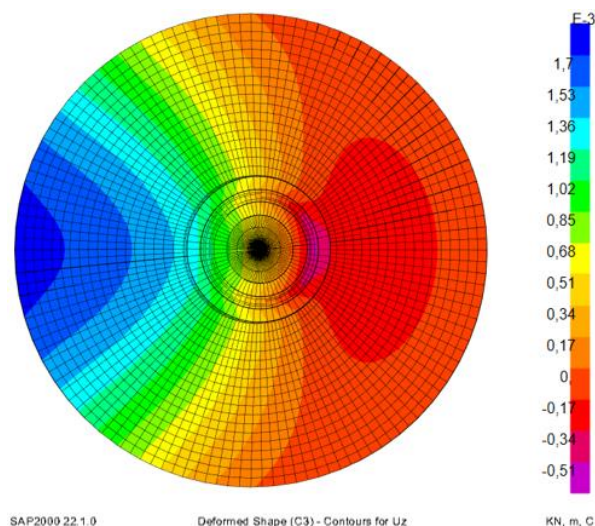
Fonte: Elaboração própria

Figura 28 - Deslocamentos verticais sapata plana convencional – $k_{\text{solo}}=55\text{MN/m}^3$ – C4



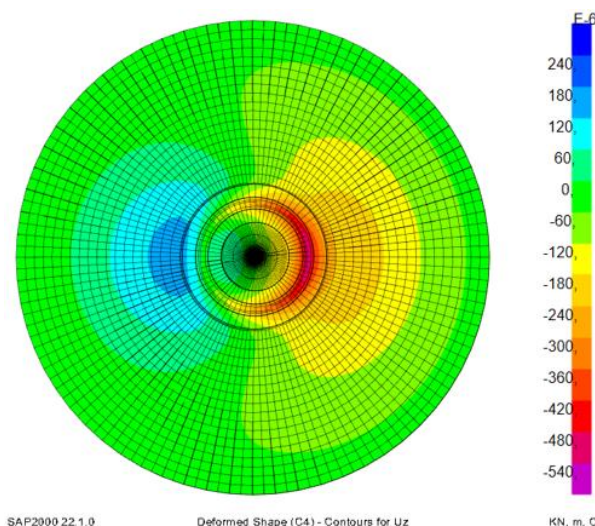
Fonte: Elaboração própria

Figura 29 - Deslocamentos verticais sapata plana convencional – $k_{\text{solo}}=1000\text{MN/m}^3$ (mm) – C3



Fonte: Elaboração própria

Figura 30 - Deslocamentos verticais sapata plana convencional – $k_{\text{solo}}=1000\text{MN/m}^3$ (mm) – C4



Fonte: Elaboração própria

Os valores de tensão máxima do solo, obtidas multiplicando os deslocamentos verticais de compressão pelos respectivos coeficientes de Winkler, estão conforme Tabela 8.

Tabela 8 - Tensão de compressão máxima do solo (sapata plana convencional)

k_{solo} (MN/m ³)	Combinação	Deslocamento (mm)	Tensão no solo (KPa)	Tensão admissível (KPa)
55	C3	3,145	173	≥421
	C4	1,994	110	≥302
1000	C3	0,324	324	≥421
	C4	0,227	227	≥302

Fonte: Elaboração própria

A verificação quanto à tensão máxima de compressão do solo para a sapata plana convencional é atendida para ambas as condições de camada de suporte do solo e combinações de ações, uma vez que as tensões aplicadas no solo foram inferiores às tensões máximas admissíveis.

4.1.2 Tombamento

A verificação da estabilidade da estrutura contra o tombamento consiste na obtenção da razão entre os momentos resistentes e os momentos atuantes. O fabricante do aerogerador modelo G114-2.0MW T80M CIIIA admite em sua especificação técnica um fator de segurança mínimo de 1,20 sob os carregamentos extremos majorados.

O coeficiente de segurança ao tombamento é dado pela razão entre momentos fletores resistentes e atuantes. Indiretamente estes podem ser verificados de forma aproximada pela relação entre a tensão atuante no solo dividida pela capacidade de carga do solo. A Tabela 9 apresenta os coeficientes de segurança ao tombamento, na qual é possível observar que a sapata plana convencional atende a esse critério.

Tabela 9 - Fatores de segurança ao tombamento da sapata plana convencional

Combinação	Tombamento		Tombamento admissível
	$k_{\text{solo}}=55\text{MN/m}^3$	$k_{\text{solo}}=1000\text{MN/m}^3$	
C3	2,43	1,30	≥ 1,20
C4	2,75	1,33	≥ 1,20

Fonte: Elaboração própria

4.1.3 Deslizamento

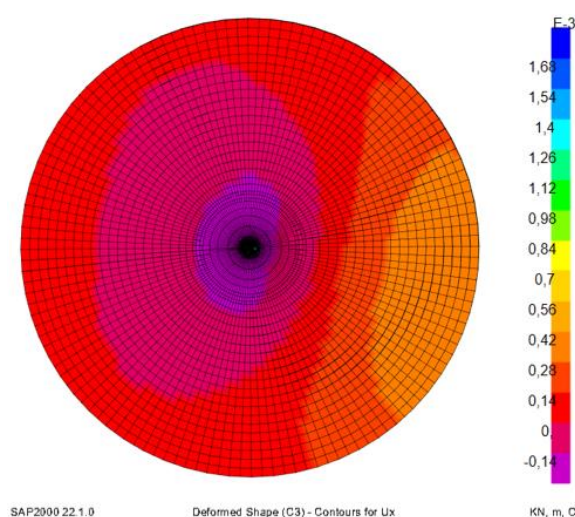
A Figura 31 e Figura 32 apresentam os deslocamentos horizontais na sapata plana convencional para a combinação de ações C3 a partir dos coeficientes de Winkler 55MN/m³ e 1000MN/m³, respectivamente.

O método consiste na comparação direta do somatório das forças horizontais com a resistência ao cisalhamento do contato entre a fundação e o solo. O fabricante admite em sua especificação técnica do aerogerador modelo G114-2.0MW T80M

CIIIA um fator de segurança mínimo de 1,10 sob os carregamentos extremos majorados (CEM).

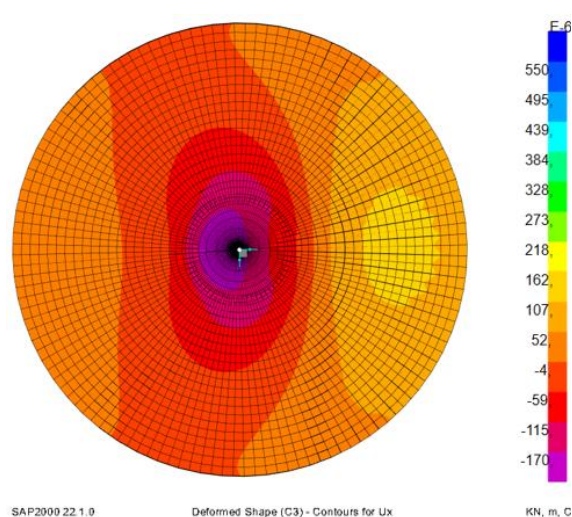
O coeficiente de segurança ao deslizamento foi obtido comparando os valores horizontais no centro da base da fundação com os valores máximos (força de desestabilização majorada pelo coeficiente de segurança $F_h = 804,27\text{kN}$) para que o coeficiente de segurança (CS) seja igual ou maior que 1,10, conforme especificação técnica fabricante do aerogerador modelo G114-2.0MW T80M CIIIA.

Figura 31 - Deslocamentos horizontais sapata plana convencional – $k_{\text{solo}}=55\text{MN/m}^3$ – C3



Fonte: Elaboração própria

Figura 32 - Deslocamentos horizontais sapata plana convencional – $k_{\text{solo}}=1000\text{MN/m}^3$ – C3



Fonte: Elaboração própria

A base possui uma área de $251,65\text{m}^2$ e a fundação atende aos critérios de segurança, conforme verificação apresentada na Tabela 10.

Tabela 10 - Verificação ao deslizamento da sapata plana convencional

Coeficiente de Winkler volumétrico (MN/m^3)	55,00	1000,00
Coeficiente de Winkler linear ($KI=k*\text{Área}$)	13.840,72	251.659,43
Deslocamento máximo permitido $CS*F_h/KI$	16,09	0,88
Deslocamento horizontal no centro da base	0,21	0,18
Coeficiente de segurança ao deslizamento	75,59	4,80

Fonte: Elaboração própria

4.1.4 Rigidez Rotacional

A fundação deve atender aos requisitos de rigidez rotacional mínima, especificados pelo fabricante. A rigidez rotacional mínima especificada para o aerogerador G114-2.0MW T80M CIIIA foi de $8,00E+10$ Nm/rad.

O cálculo da rigidez rotacional se deu por meio da obtenção das rotações no centro da fundação para as combinações de ações C3 e C4, pelo modelo numérico e, em seguida, dividindo os momentos fletores resultantes pelas respectivas rotações.

Os resultados para verificação da rigidez rotacional seguem na Tabela 11 e a sapata plana convencional atende às condições mínimas de rigidez.

Tabela 11 – Verificação da rigidez rotacional da sapata plana convencional

Combinação	Md (kNm)	Rotação 10^{-3} radianos	kf 10^{10} Nm/radianos
C3	63886,48	0,75	8,52
C4	33191,80	0,23	14,43

Fonte: Elaboração própria

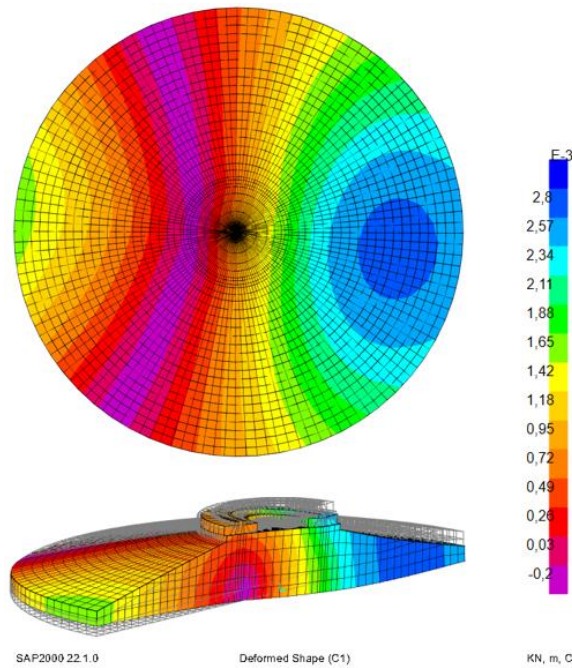
4.1.5 Deslocamentos e distorções

As deformadas da sapata plana convencional para as camadas de suporte com 55MN/m^3 e 1000MN/m^3 estão apresentadas, respectivamente, na Figura 33 e Figura 34.

A distorção máxima do concreto foi obtida por meio da diferença dos deslocamentos máximos e mínimos dividida pela distância entre eles, desse modo, a distorção máxima encontrada nos modelos para a rigidezes de 55MN/m^3 e 1000MN/m^3 foram de $2,84\text{mm/m}$ e $2,57\text{mm/m}$, respectivamente.

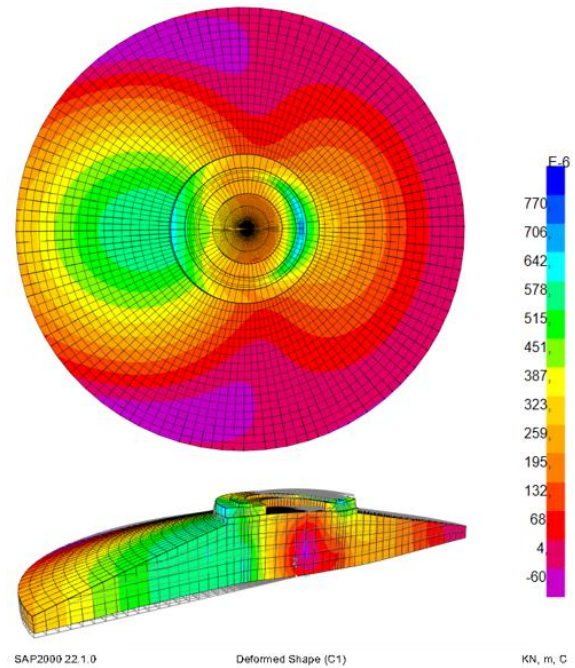
A distorção angular máxima aceitável para estruturas em geral gira em torno de $1/2000$ a $1/300$. A especificação da fabricante do aerogerador modelo G114-2.0MW T80M CIIIA determina que a distorção máxima do concreto de $3,00\text{mm/m}$ para a combinação de ação C1. Assim, a sapata plana convencional atende ao estado limite de deformações excessivas.

Figura 33 - Deslocamentos totais sapata plana convencional – $k_{solo}=55\text{MN/m}^3$ – C1



Fonte: Elaboração própria

Figura 34 - Deslocamentos totais sapata plana convencional – $k_{solo}=1000\text{MN/m}^3$ – C1



Fonte: Elaboração própria

4.1.6 Análise de tensões

As tensões máximas admissíveis de compressão e tração para o concreto seguiram as premissas da norma ABNT NBR 6118:2014, conforme apresentadas nas Equações 4.2 e 4.3, respectivamente.

$$\sigma_c \leq 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.2)$$

Onde: σ_c : tensão à compressão no concreto;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto

γ_c : coeficiente de ponderação da resistência do concreto = 1,4.

$$\sigma_{ct} \leq \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (4.3)$$

Onde: σ_{ct} : tensão à tração no concreto;

$f_{ctk,inf}$: resistência à tração direta inferior do concreto = $0,7f_{ct,m}$

$f_{ct,m}$: resistência média à tração do concreto = $0,3(f_{ck}^{2/3})$

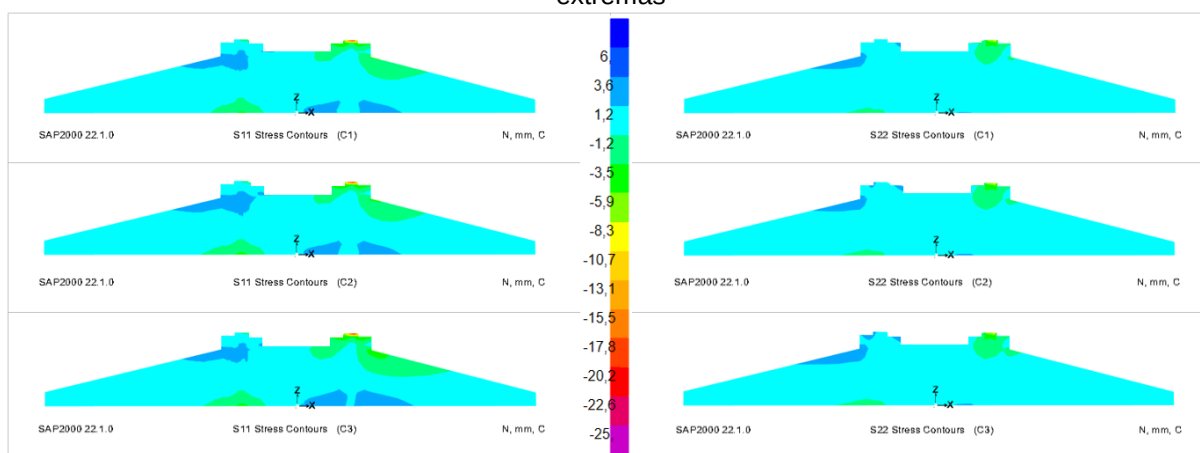
Devido a simetria da estrutura e aplicação das ações no sentido positivo do eixo X esforços internos positivos e negativos de maior magnitude ocorrem na seção que

corta o eixo X, assim, para a verificação estrutural foram consideradas seções representativas da fundação sobre tal eixo.

As tensões radiais ao longo do eixo X (S11) e circunferenciais (S22) da sapata plana convencional estão apresentadas na Figura 35.

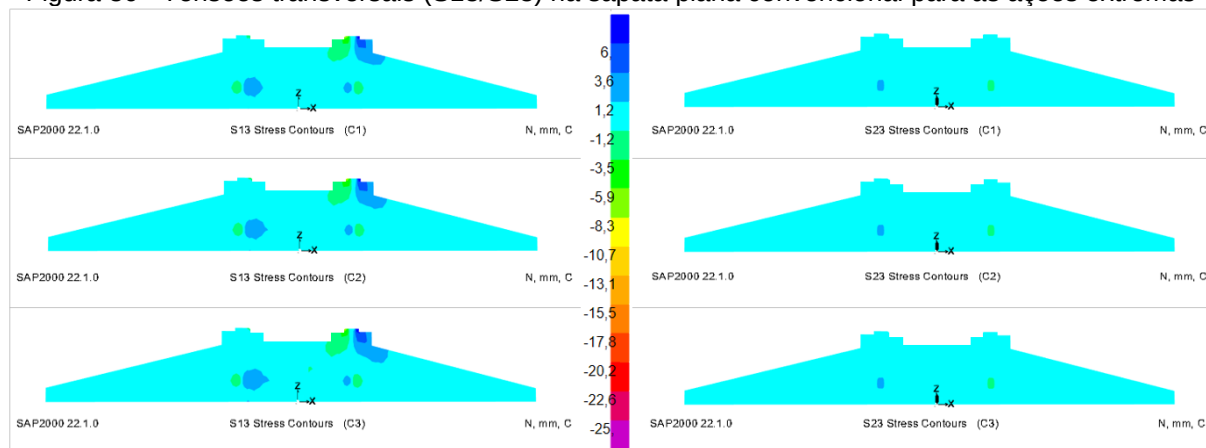
A Figura 36 apresenta as tensões transversais (S13/S23) na sapata plana convencional, atuando perpendicular aos eixos radial e circunferencial.

Figura 35 -Tensões radiais (S11) e circunferenciais (S22) na sapata plana convencional para as ações extremas



Fonte: Elaboração própria

Figura 36 - Tensões transversais (S13/S23) na sapata plana convencional para as ações extremas



Fonte: Elaboração própria

A Tabela 12 apresenta as tensões de compressão máxima (σ_c máxima) e de referência (σ_c referência), bem como as tensões de tração máxima (σ_{ct} máxima) e de referência (σ_{ct} referência) para as ações extremas da sapata plana convencional.

Tabela 12 - Tensões de compressão e tração das ações extremas na sapata plana convencional

Estrutura	Combinação	σ_c máxima	σ_c referência	σ_{ct} máxima	σ_{ct} referência
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Sapata, cascas e nervuras ($f_{ck}=30\text{MPa}$)	C1	10,31	18,21	8,20	1,45
	C2	10,46		8,26	
	C3	10,30		8,24	
Bloco de coroamento ($f_{ck}=40\text{MPa}$)	C1	13,29	24,29	11,71	1,75
	C2	13,39		11,77	
	C3	13,36		11,79	
Grout ($f_{ck}=130\text{MPa}$)	C1	24,82	78,93	10,68	3,85
	C2	26,06		11,53	
	C3	27,46		12,05	

Fonte: Elaboração própria

As tensões de compressão máximas avaliadas na sapata plana convencional não ultrapassam os limites da tensão de compressão admissível do concreto utilizado em cada estrutura da fundação. Já as tensões máximas de tração ultrapassam os limites admissíveis para o concreto, uma vez que o material apresenta baixa resistência à tração, sendo necessário o dimensionamento de armações na fundação.

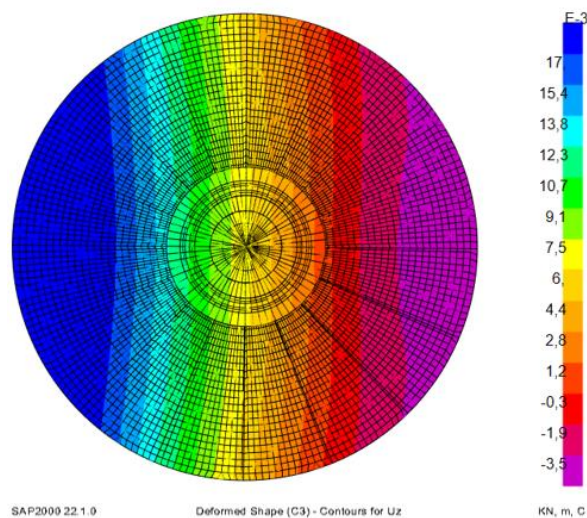
4.2 RADIER NERVURADO PLANO ($H_{casca}=0$)

Neste item seguem as verificações de capacidade de carga, tombamento, rigidez rotacional, deslizamento, deslocamentos, distorções e tensões para o radier nervurado plano ($h_{casca}=0$)

4.2.1 Capacidade de carga

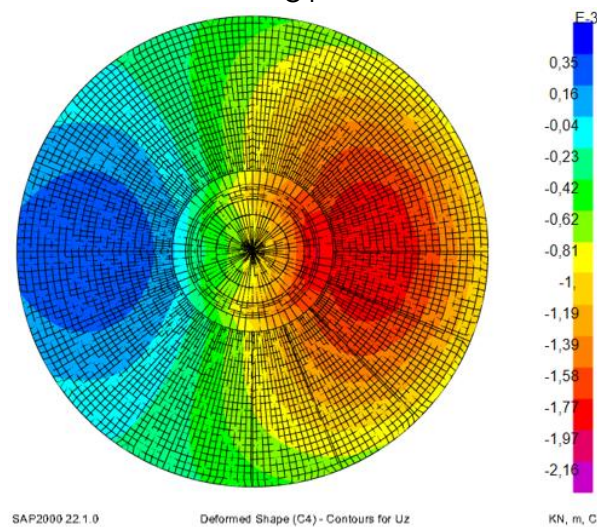
Foram obtidos os deslocamentos verticais no radier nervurado plano ($h_{casca}=0$) considerando as combinações de ações C3 (ações últimas) e C4 (ações quase estáticas), considerando os coeficientes de mola referentes às características geotécnicas do estudo de caso. Os deslocamentos para a rigidez 55MN/m^3 estão apresentados na Figura 37 e Figura 38 e os deslocamentos referentes à rigidez de 1000MN/m^3 na Figura 39 e Figura 40.

Figura 37 - Deslocamentos verticais radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) – $k_{\text{solo}}=55\text{MN/m}^3$ – C3



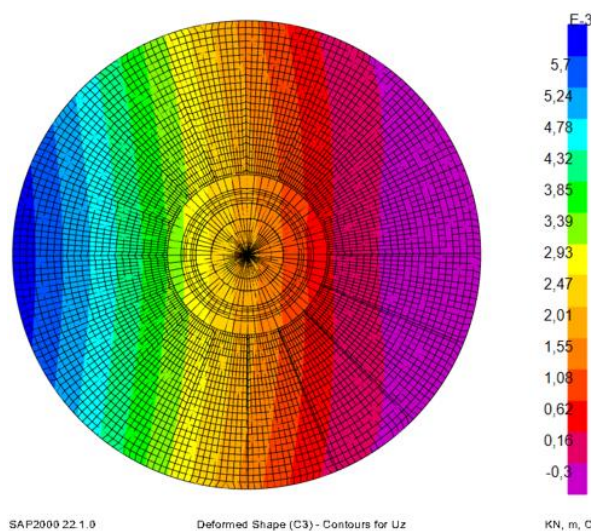
Fonte: Elaboração própria

Figura 38 - Deslocamentos verticais radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) – $k_{\text{solo}}=55\text{MN/m}^3$ – C4



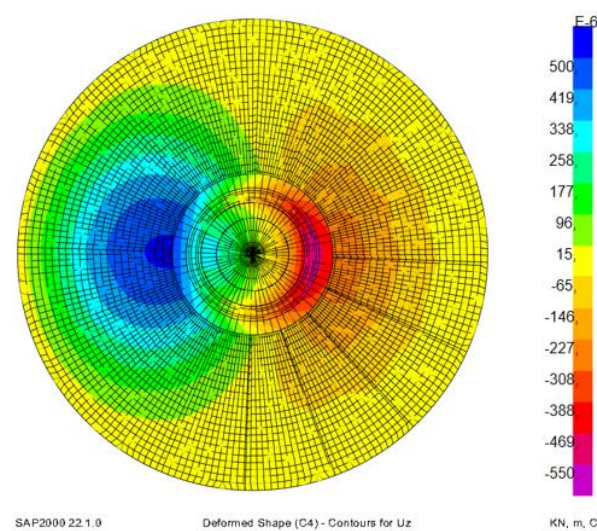
Fonte: Elaboração própria

Figura 39 - Deslocamentos verticais radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) – $k_{\text{solo}}=1000\text{MN/m}^3$ – C3



Fonte: Elaboração própria

Figura 40 - Deslocamentos verticais radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) – $k_{\text{solo}}=1000\text{MN/m}^3$ – C4



Fonte: Elaboração própria

Os valores de tensão máxima do solo, obtidas multiplicando os deslocamentos verticais de compressão pelos respectivos coeficientes de Winkler, estão conforme Tabela 13.

Tabela 13 - Tensão de compressão máxima do solo (radier nervurado plano ($h_{casca}=0$))

k_{solo} (MN/m ³)	Combinação	Deslocamento (mm)	Tensão no solo (KPa)	Tensão admissível (KPa)
55	C3	3,946	217	≥ 421
	C4	2,445	134	≥ 302
1000	C3	0,417	417	≥ 421
	C4	0,312	312	≥ 302

Fonte: Elaboração própria

A verificação quanto à tensão máxima de compressão do solo para o radier nervurado plano ($h_{casca}=0$) é atendida para a verificação pelo coeficiente de Winkler mínimo, uma vez que as tensões no solo foram inferiores às tensões máximas admissíveis. Para verificação pelo coeficiente de Winkler máximo, o radier nervurado plano ($h_{casca}=0$) atende aos requisitos para a combinação de ação C3, entretanto, para a combinação C4 a tensão no solo apresentada foi superior à tensão máxima admissível.

Assim, o radier nervurado plano ($h_{casca}=0$) não atende plenamente às verificações de capacidade de carga para ambas as condições de camada de suporte do solo e combinações de ações.

4.2.2 Tombamento

O coeficiente de segurança ao tombamento é dado pela razão entre momentos fletores resistentes e atuantes. Indiretamente estes podem ser verificados de forma aproximada pela relação entre a tensão atuante no solo dividida pela capacidade de carga do solo. A Tabela 14 apresenta os coeficientes de segurança ao tombamento, na qual é possível observar que o radier nervurado plano ($h_{casca}=0$) não atende às verificações de tombamento, uma vez que os fatores de segurança obtidos para o coeficiente de mola igual à 1000MN/m³ foi inferior ao fator de segurança ao tombamento admissível.

Tabela 14 - Fatores de segurança ao tombamento para o radier nervurado plano ($h_{casca}=0$)

Combinação	Tombamento		Tombamento admissível
	$k_{solo}=55\text{MN/m}^3$	$k_{solo}=1000\text{MN/m}^3$	
C3	1,94	1,01	$\geq 1,20$
C4	2,25	0,97	$\geq 1,20$

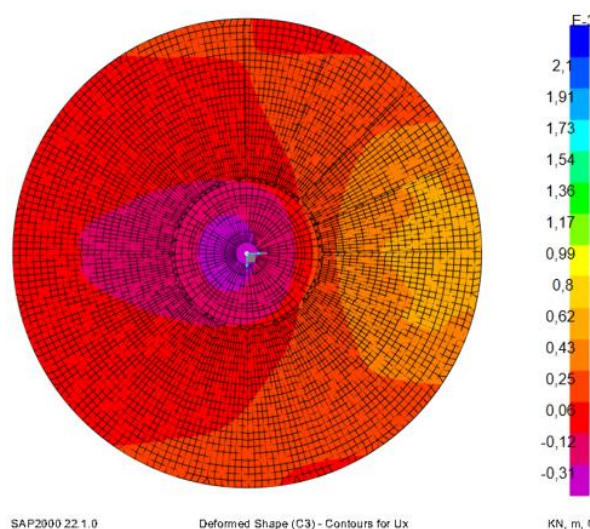
Fonte: Elaboração própria

4.2.3 Deslizamento

A Figura 41 e Figura 42 apresentam os deslocamentos horizontais no radier nervurado plano ($h_{casca}=0$) para a combinação de ações C3 a partir dos coeficientes de Winkler 55MN/m³ e 1000MN/m³, respectivamente. O coeficiente de segurança ao

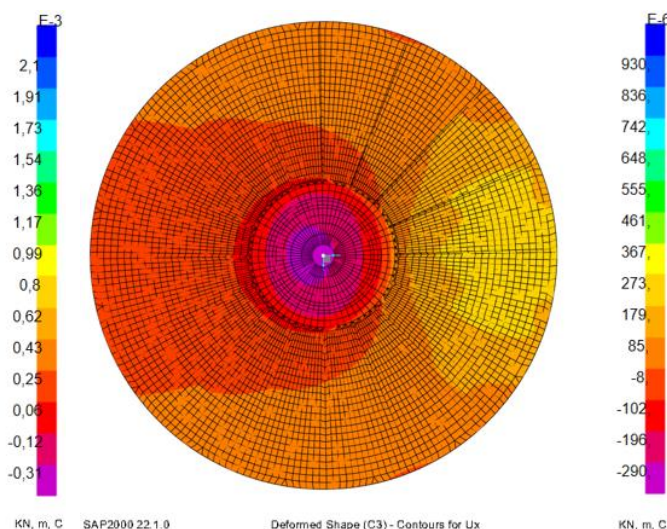
deslizamento foi obtido comparando os valores horizontais no centro da base da fundação com os valores máximos (força de desestabilização $F_h = 804,27\text{kN}$, majorada pelo coeficiente de segurança) para que o coeficiente de segurança (CS) seja igual ou maior que 1,10.

Figura 41 - Deslocamentos horizontais radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) – $k_{\text{solo}}=55\text{MN/m}^3$ – C3



Fonte: Elaboração própria

Figura 42 - Deslocamentos horizontais radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) – $k_{\text{solo}}=1000\text{MN/m}^3$ – C3



Fonte: Elaboração própria

A base possui uma área de $251,65\text{m}^2$ e a fundação atende aos critérios de segurança, conforme verificação apresentada na Tabela 15.

Tabela 15 - Verificação ao deslizamento do radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$)

Coeficiente de Winkler volumétrico (MN/m^3)	55,00	1000,00
Coeficiente de Winkler linear ($KI=k*\text{Área}$)	13.840,72	251.659,43
Deslocamento máximo permitido $CS*F_h/KI$	16,09	0,88
Deslocamento horizontal no centro da base	0,34	0,31
Coeficiente de segurança ao deslizamento	57,31	2,87

Fonte: Elaboração própria

4.2.4 Rigidez Rotacional

A fundação deve atender aos requisitos de rigidez rotacional mínima, especificados pelo fabricante. A rigidez rotacional mínima especificada para o aerogerador G114-2.0MW T80M CIIIA foi de $8,00\text{E}+10 \text{ Nm/rad}$.

O cálculo da rigidez rotacional se deu por meio da obtenção das rotações no centro da fundação para as combinações de ações C3 e C4, pelo modelo numérico e, em seguida, dividindo os momentos fletores resultantes pelas respectivas rotações.

Os resultados para verificação da rigidez rotacional seguem na Tabela 16 e o radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) atende às condições mínimas de rigidez do estudo de caso.

Tabela 16 – Verificação da rigidez rotacional do radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$)

Combinação	Md (kNm)	Rotação 10^{-3} radianos	kf 10^{10} Nm/radianos
C3	64155,54	0,79	8,12
C4	33239,75	0,36	9,23

Fonte: Elaboração própria

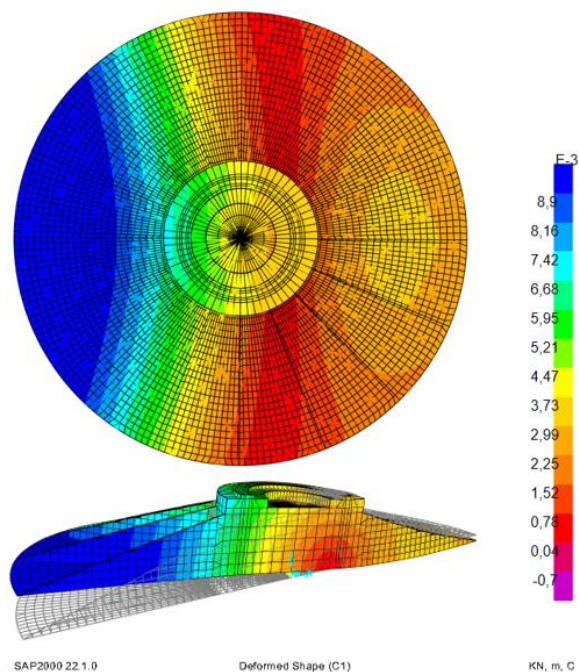
4.2.5 Deslocamentos e distorções

As deformadas do radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) para as camadas de suporte com 55MN/m^3 e 1000MN/m^3 estão apresentadas, respectivamente, na Figura 43 e Figura 44.

A distorção máxima do concreto foi obtida por meio da diferença dos deslocamentos máximos e mínimos dividida pela distância entre eles, desse modo, a distorção máxima encontrada nos modelos para a rigidezes de 55MN/m^3 e 1000MN/m^3 foram de $3,84\text{mm/m}$ e $2,98\text{mm/m}$, respectivamente.

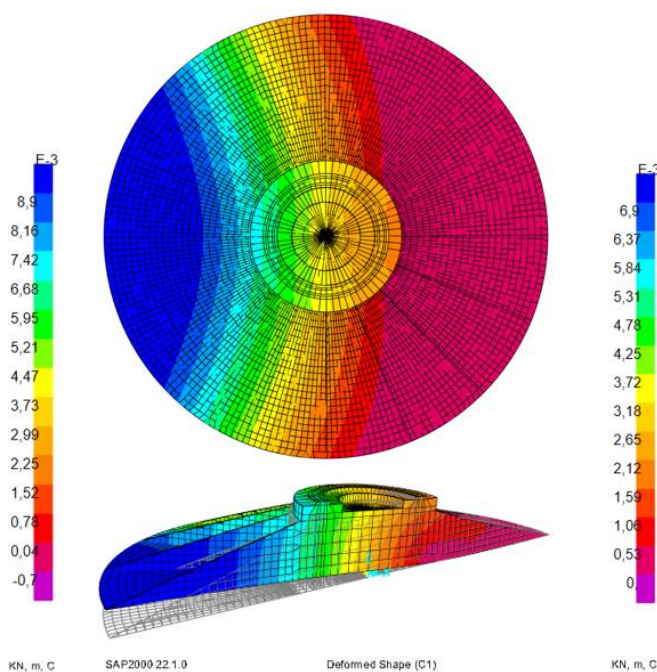
O valor máximo admissível de distorções estipulado pelo documento de carga fornecido pela fabricante, que é $3,00\text{mm/m}$ para a combinação de ação C1. Desta forma, o radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) não atende ao estado limite de deformações excessivas para a condição de rigidez do solo de 55MN/m^3 .

Figura 43 - Deslocamentos totais radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) – $k_{\text{solo}}=55\text{MN/m}^3$ – C1



Fonte: Elaboração própria

Figura 44 - Deslocamentos totais radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) – $k_{\text{solo}}=1000\text{MN/m}^3$ – C1



Fonte: Elaboração própria

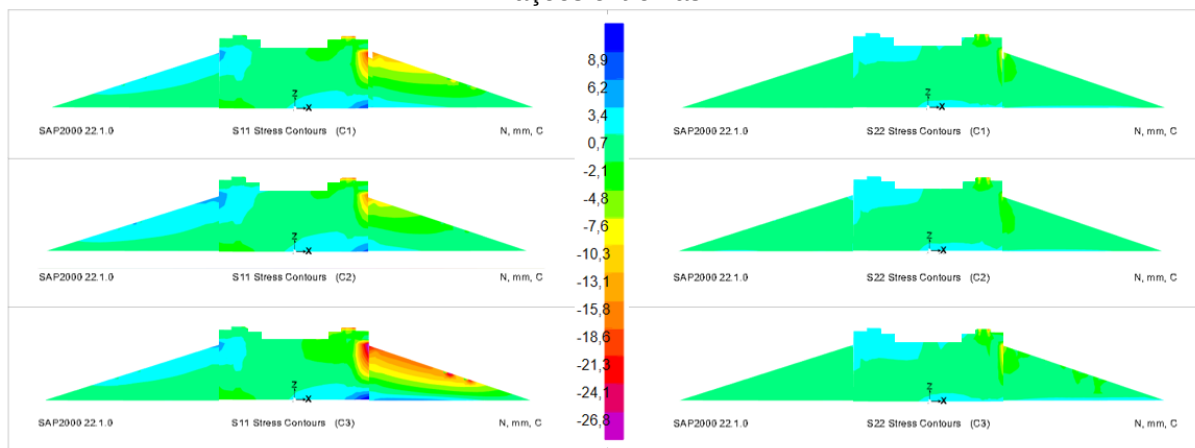
4.2.6 Análise de tensões

Devido a simetria do radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) e aplicação das ações no sentido positivo do eixo X esforços internos positivos e negativos de maior magnitude ocorrem na seção que corta o eixo X, assim, para a verificação estrutural foram consideradas seções representativas da fundação sobre tal eixo.

As tensões radiais ao longo do eixo X (S11) e circunferenciais (S22) do radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) estão apresentadas na Figura 45.

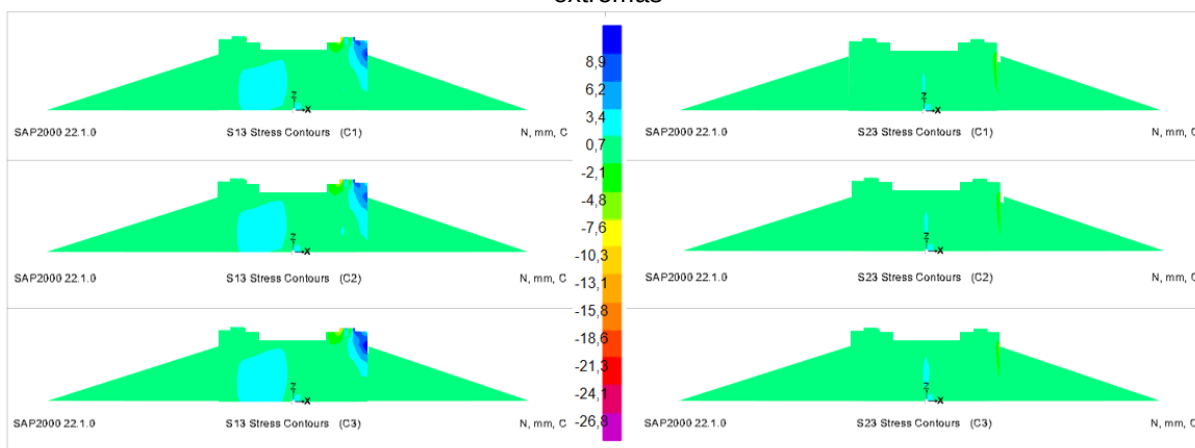
A Figura 46 apresenta as tensões transversais (S13/S23) no radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$), atuando perpendicular aos eixos radial e circunferencial.

Figura 45 - Tensões radiais (S11) e circunferenciais (S22) no radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) para as ações extremas



Fonte: Elaboração própria

Figura 46 - Tensões transversais (S13/S23) no radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) para as ações extremas



Fonte: Elaboração própria

A Tabela 17 apresenta as tensões de compressão máxima (σ_c máxima) e de referência (σ_c referência), bem como as tensões de tração máxima (σ_{ct} máxima) e de referência (σ_{ct} referência) para as ações extremas no radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$).

Tabela 17 - Tensões de compressão e tração das ações extremas no radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$)

Estrutura	Combinação	σ_c máxima	σ_c referência	σ_{ct} máxima	σ_{ct} referência
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Sapata, cascas e nervuras ($f_{ck}=30\text{MPa}$)	C1	19,60	18,21	10,49	1,45
	C2	14,30		8,17	
	C3	19,82		11,92	
Bloco de coroamento ($f_{ck}=40\text{MPa}$)	C1	20,71	24,29	13,98	1,75
	C2	18,31		12,86	
	C3	27,21		17,67	
Grout ($f_{ck}=130\text{MPa}$)	C1	24,02	78,93	16,69	3,85
	C2	24,90		17,24	
	C3	26,15		18,28	

Fonte: Elaboração própria

As tensões de compressão máximas avaliadas no radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) não ultrapassam os limites da tensão de compressão admissível do concreto utilizado em cada estrutura da fundação. Já as tensões máximas de tração ultrapassam os limites admissíveis para o concreto, uma vez que o material apresenta baixa resistência à tração, sendo necessário o dimensionamento de armações na fundação.

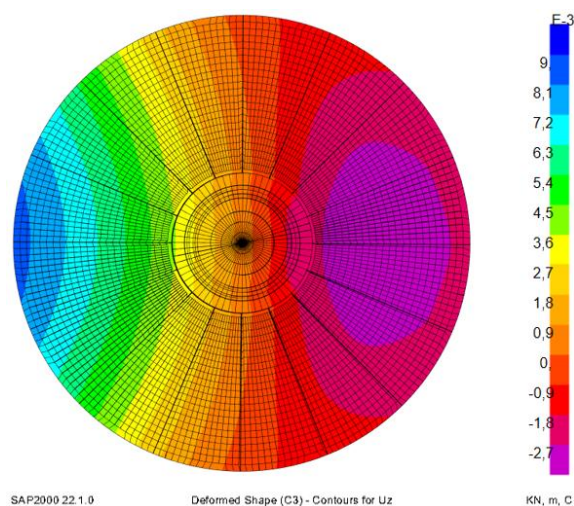
4.3 FUNDAÇÃO EM CASCA CÔNICA NERVURADA ($h_{\text{casca}}=1,00\text{M}$)

Neste item seguem as verificações de capacidade de carga, tombamento, rigidez rotacional, deslizamento, deslocamentos e distorções e tensões para a fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$).

4.3.1 Capacidade de carga

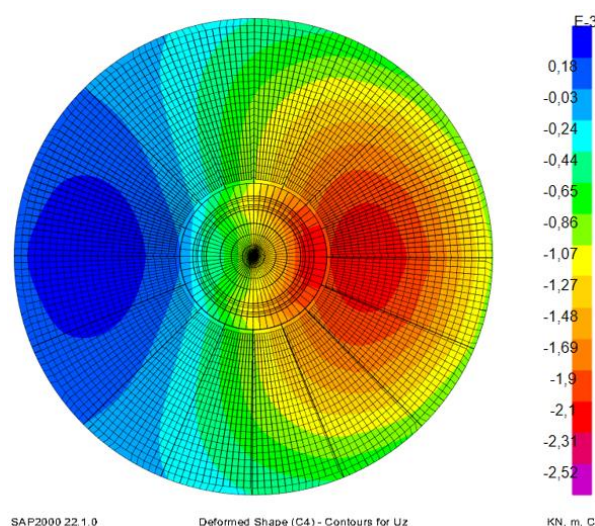
Foram obtidos os deslocamentos verticais na fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) considerando as combinações de ações C3 (ações últimas) e C4 (ações quase estáticas), considerando os coeficientes de mola referentes às características geotécnicas do estudo de caso. Os deslocamentos para a rigidez 55MN/m^3 estão apresentados na Figura 47 e Figura 48 e os deslocamentos referentes à rigidez de 1000MN/m^3 na Figura 49 e Figura 50.

Figura 47 - Deslocamentos verticais fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) – $k_{\text{solo}}=55\text{MN/m}^3$ – C3



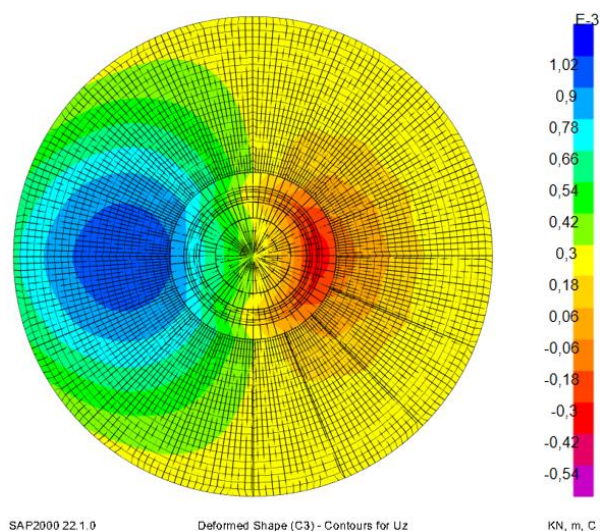
Fonte: Elaboração própria

Figura 48 - Deslocamentos verticais fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) – $k_{\text{solo}}=55\text{MN/m}^3$ – C4



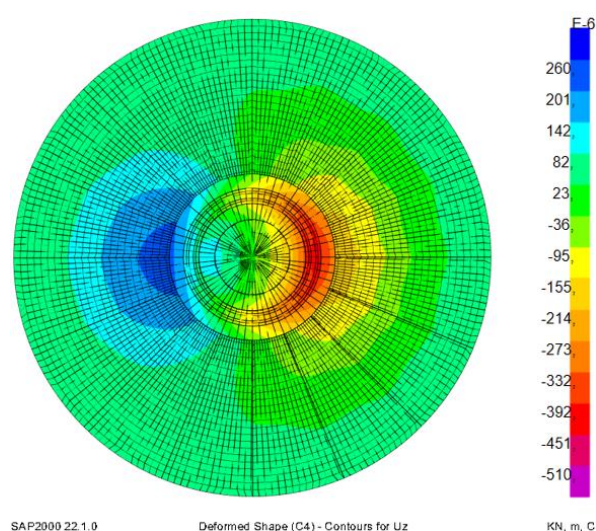
Fonte: Elaboração própria

Figura 49 - Deslocamentos verticais fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) – $k_{\text{solo}}=1000\text{MN/m}^3$ – C3



Fonte: Elaboração própria

Figura 50 - Deslocamentos verticais fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) – $k_{\text{solo}}=1000\text{MN/m}^3$ – C4



Fonte: Elaboração própria

Os valores de tensão máxima do solo, obtidas multiplicando os deslocamentos verticais de compressão pelos respectivos coeficientes de Winkler, estão conforme Tabela 18.

Tabela 18 - Tensão de compressão máxima do solo (fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$))

k_{solo} (MN/m ³)	Combinação	Deslocamento (mm)	Tensão no solo (KPa)	Tensão admissível (KPa)
55	C3	3,091	170	≥421
	C4	2,114	116	≥302
1000	C3	0,319	319	≥421
	C4	0,228	228	≥302

Fonte: Elaboração própria

A verificação quanto à tensão máxima de compressão do solo para a fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) proposta é atendida para ambas as condições de camada de suporte do solo e combinações de ações, uma vez que as tensões no solo foram inferiores às tensões máximas admissíveis.

4.3.2 Tombamento

O coeficiente de segurança ao tombamento é dado pela razão entre momentos fletores resistentes e atuantes. Indiretamente estes podem ser verificados de forma aproximada pela relação entre a tensão atuante no solo dividida pela capacidade de carga do solo. A Tabela 19 apresenta os coeficientes de segurança ao tombamento, na qual é possível observar que a fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) atende a esse critério para as características específicas do estudo de caso.

Tabela 19 - Fatores de segurança ao tombamento para fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$)

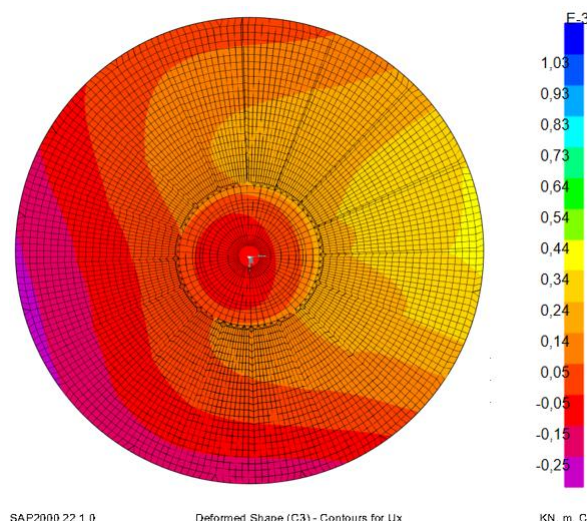
Combinação	Tombamento		Tombamento admissível
	$k_{solo}=55MN/m^3$	$k_{solo}=1000MN/m^3$	
C3	2,48	1,32	≥ 1,20
C4	2,60	1,31	≥ 1,20

Fonte: Elaboração própria

4.3.3 Deslizamento

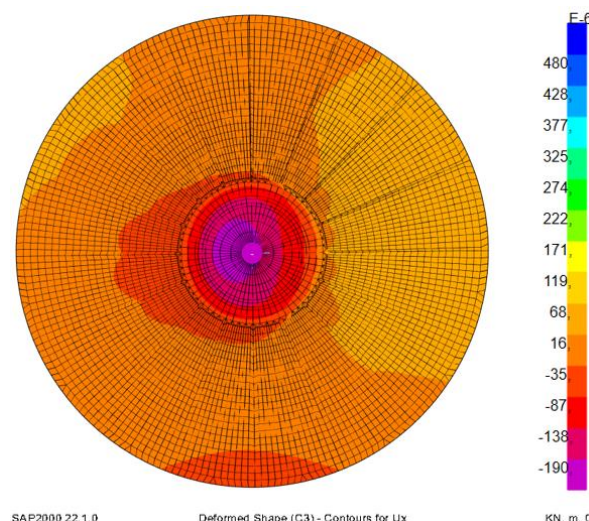
A Figura 51 e Figura 52 apresentam os deslocamentos horizontais na fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) para a combinação de ações C3 a partir dos coeficientes de Winkler $55MN/m^3$ e $1000MN/m^3$, respectivamente. O coeficiente de segurança ao deslizamento foi obtido comparando os valores horizontais no centro da base da fundação com os valores máximos (força de desestabilização $F_h = 804,27kN$, majorada pelo coeficiente de segurança) para que o coeficiente de segurança (CS) seja igual ou maior que 1,10.

Figura 51 - Deslocamentos horizontais fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) – $k_{\text{solo}}=55\text{MN/m}^3$ – C3



Fonte: Elaboração própria

Figura 52 - Deslocamentos horizontais fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) – $k_{\text{solo}}=1000\text{MN/m}^3$ – C3



Fonte: Elaboração própria

A base possui uma área de $235,69\text{m}^2$ e a fundação atende aos critérios de segurança, conforme verificação apresentada na Tabela 20.

Tabela 20 - Verificação ao deslizamento da fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$)

Coeficiente de Winkler volumétrico (MN/m^3)	55,00	1000,00
Coeficiente de Winkler linear ($\text{KI}=\text{k} \cdot \text{Área}$)	12.962,95	235.690,00
Deslocamento máximo permitido $\text{CS} \cdot \text{Fh} / \text{KI}$	16,09	0,88
Deslocamento horizontal no centro da base	0,13	0,20
Coeficiente de segurança ao deslizamento	123,73	4,42

Fonte: Elaboração própria

4.3.4 Rigidez Rotacional

A fundação deve atender aos requisitos de rigidez rotacional mínima, especificados pelo fabricante. A rigidez rotacional mínima especificada para o aerogerador G114-2.0MW T80M CIIIA foi de $8,00\text{E}+10 \text{ Nm/rad}$.

O cálculo da rigidez rotacional se deu por meio da obtenção das rotações no centro da fundação para as combinações de ações C3 e C4, pelo modelo numérico e, em seguida, dividindo os momentos fletores resultantes pelas respectivas rotações.

Os resultados para verificação da rigidez rotacional seguem na Tabela 21 e a fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) atende às condições mínimas de rigidez do estudo de caso.

Tabela 21 – Verificação da rigidez rotacional da fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$)

Combinação	Md (kNm)	Rotação 10^{-3} radianos	kf 10^{10} Nm/radianos
C3	63990,58	0,69	9,27
C4	33526,24	0,21	15,96

Fonte: Elaboração própria

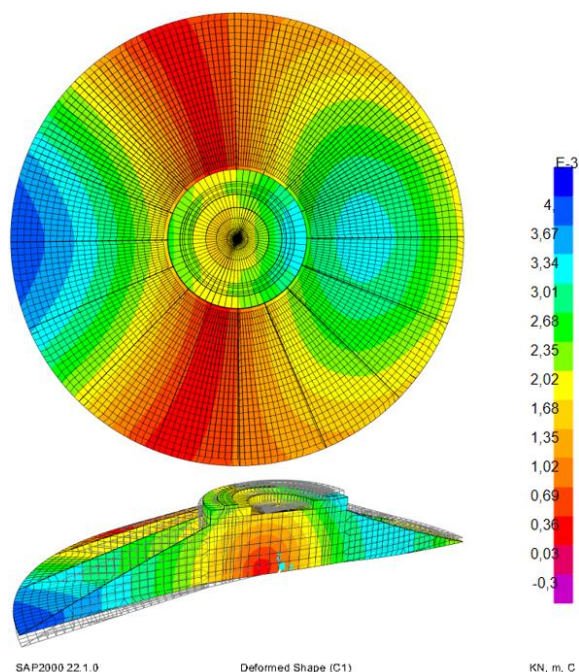
4.3.5 Deslocamentos e distorções

As deformadas da fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) para as camadas de suporte com $55MN/m^3$ e $1000MN/m^3$ estão apresentadas, respectivamente, na Figura 53 e Figura 54.

A distorção máxima do concreto foi obtida por meio da diferença dos deslocamentos máximos e mínimos dividida pela distância entre eles, desse modo, a distorção máxima encontrada nos modelos para a rigidezes de $55MN/m^3$ e $1000MN/m^3$ foram de 2,70mm/m e 2,55mm/m, respectivamente.

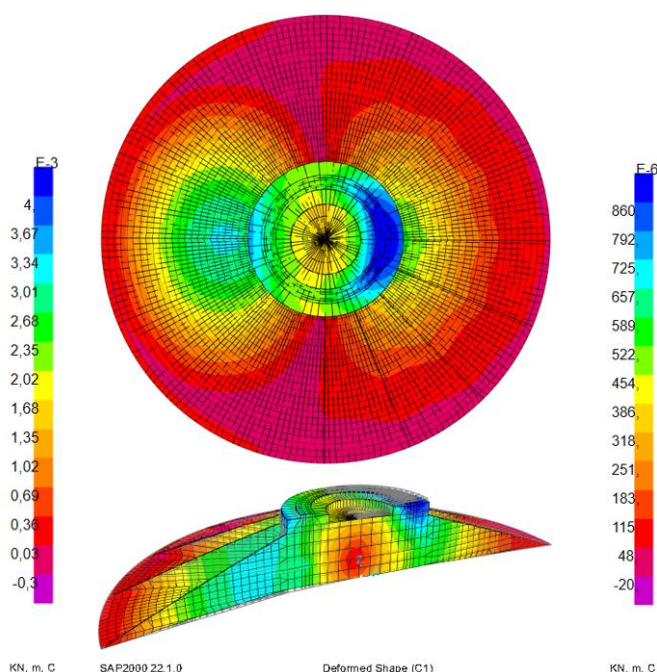
O valor máximo admissível de distorções estipulado pelo documento de carga fornecido pela fabricante, que é 3,00mm/m para a combinação de ação C1. Desta forma, a fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) atende ao estado limite de deformações excessivas.

Figura 53 - Deslocamentos totais fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) – $k_{\text{solo}}=55\text{MN/m}^3$ – C1



Fonte: Elaboração própria

Figura 54 - Deslocamentos totais fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) – $k_{\text{solo}}=1000\text{MN/m}^3$ – C1



Fonte: Elaboração própria

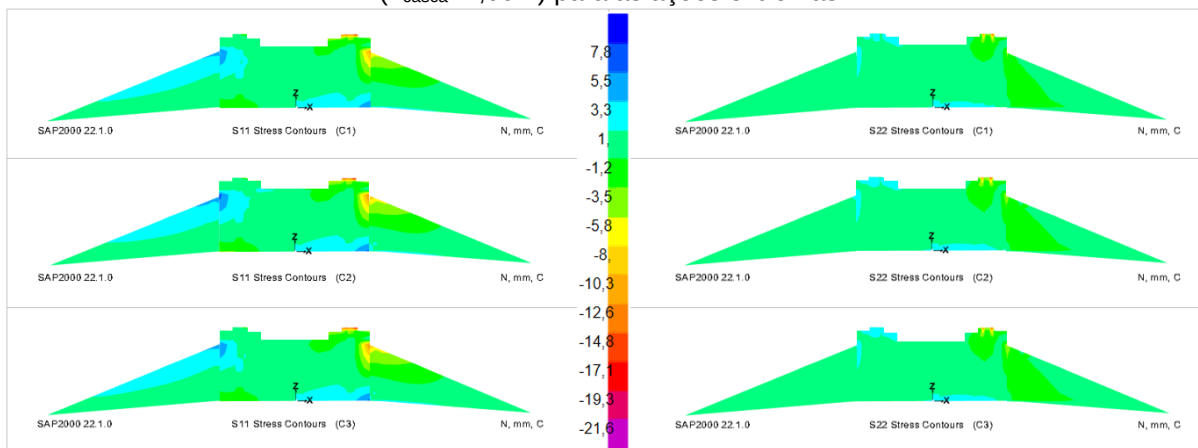
4.3.6 Análise de tensões

Devido a simetria da fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) e aplicação das ações no sentido positivo do eixo X esforços internos positivos e negativos de maior magnitude ocorrem na seção que corta o eixo X, assim, para a verificação estrutural foram consideradas seções representativas da fundação sobre tal eixo.

As tensões radiais ao longo do eixo X (S11) e circunferenciais (S22) da fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) estão apresentadas na Figura 55.

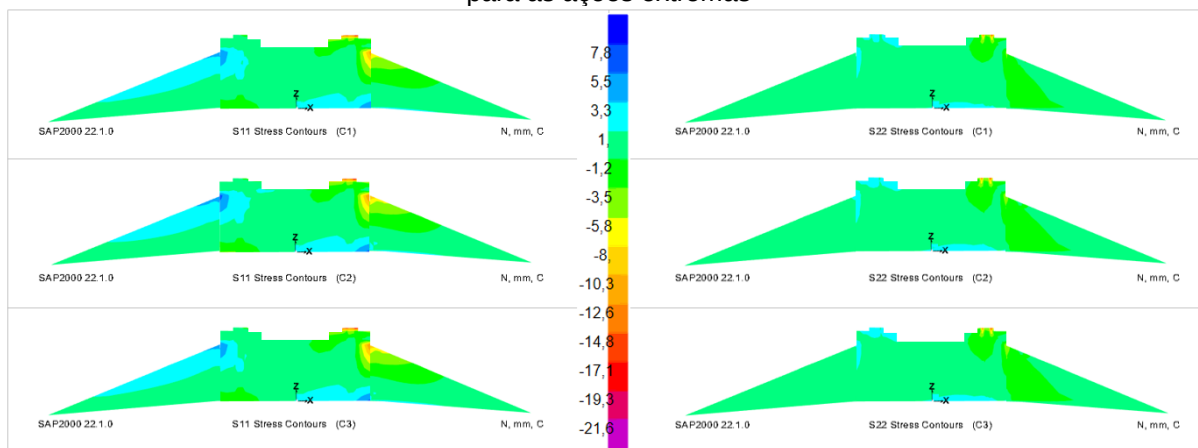
A Figura 56 apresenta as tensões transversais (S13/S23) na fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$), atuando perpendicular aos eixos radial e circunferencial.

Figura 55 -Tensões radiais (S11) e circunferenciais (S22) na fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) para as ações extremas



Fonte: Elaboração própria

Figura 56 - Tensões transversais (S13/S23) na fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) para as ações extremas



Fonte: Elaboração própria

A Tabela 22 apresenta as tensões de compressão máxima (σ_c máxima) e de referência (σ_c referência), bem como as tensões de tração máxima (σ_{ct} máxima) e de referência (σ_{ct} referência) para as ações extremas da casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$).

Tabela 22 - Tensões de compressão e tração das ações extremas na casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$)

Estrutura	Combinação	σ_c máxima	σ_c referência	σ_{ct} máxima	σ_{ct} referência
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Sapata, cascas e nervuras ($f_{ck}=30MPa$)	C1	12,21	18,21	9,28	1,45
	C2	13,57		10,22	
	C3	13,75		10,32	
Bloco de coroamento ($f_{ck}=40MPa$)	C1	13,04	24,29	9,86	1,75
	C2	14,48		10,86	
	C3	14,73		11,00	
Grout ($f_{ck}=130MPa$)	C1	21,94	78,93	15,13	3,85
	C2	23,33		16,10	
	C3	23,35		16,11	

Fonte: Elaboração própria

As tensões de compressão máximas avaliadas na fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) não ultrapassam os limites da tensão de compressão admissível do concreto utilizado em cada estrutura da fundação. Já as tensões máximas de tração ultrapassam os limites admissíveis para o concreto, uma vez que o material apresenta baixa resistência à tração, sendo necessário o dimensionamento de armações na fundação.

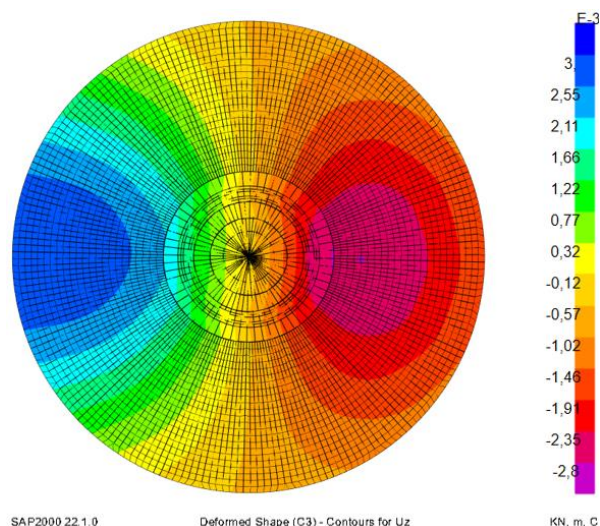
4.4 FUNDAÇÃO EM CASCA CÔNICA NERVURADA ($h_{casca}=2,00m$)

Neste item seguem as verificações de capacidade de carga, tombamento, rigidez rotacional, deslizamento, deslocamentos, distorções e tensões para a fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$).

4.4.1 Capacidade de carga

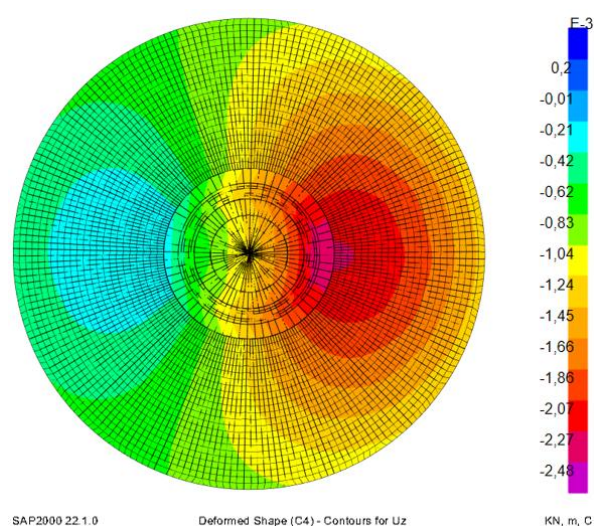
Foram obtidos os deslocamentos verticais na fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$), considerando as combinações de ações C3 (ações últimas) e C4 (ações quase estáticas), considerando os coeficientes de mola referentes às características geotécnicas do estudo de caso. Os deslocamentos para a rigidez $55MN/m^3$ estão apresentados na Figura 57 e Figura 58 e os deslocamentos referentes à rigidez de $1000MN/m^3$ na Figura 59 e Figura 60.

Figura 57 - Deslocamentos verticais fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) – $k_{\text{solo}}=55\text{MN/m}^3$ – C3



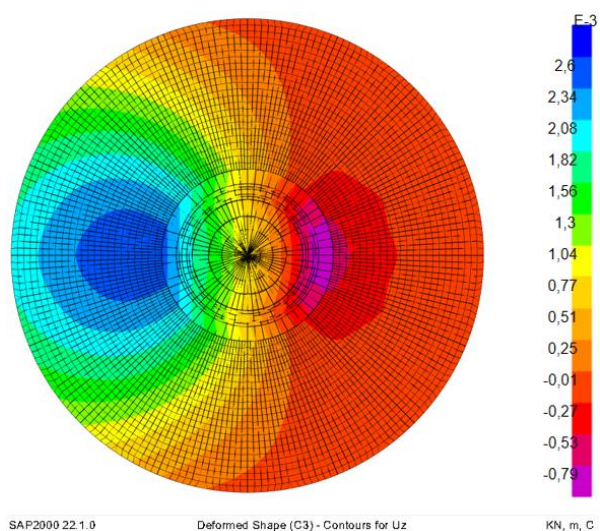
Fonte: Elaboração própria

Figura 58 - Deslocamentos verticais fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) – $k_{\text{solo}}=55\text{MN/m}^3$ – C4



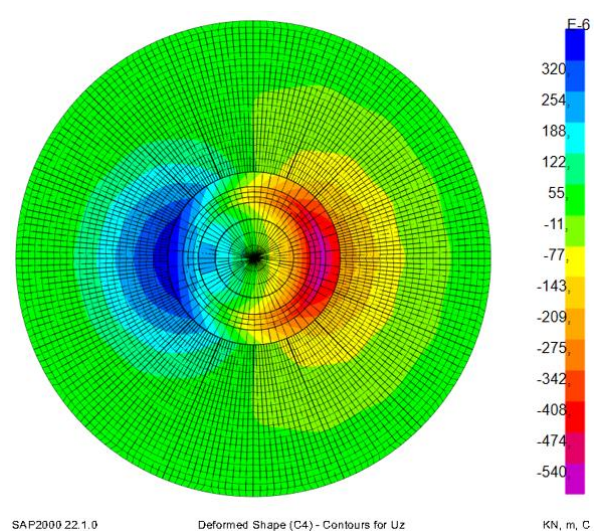
Fonte: Elaboração própria

Figura 59 - Deslocamentos verticais fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) – $k_{\text{solo}}=1000\text{MN/m}^3$ – C3



Fonte: Elaboração própria

Figura 60 - Deslocamentos verticais fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) – $k_{\text{solo}}=1000\text{MN/m}^3$ – C4



Fonte: Elaboração própria

Os valores de tensão máxima do solo, obtidas multiplicando os deslocamentos verticais de compressão pelos respectivos coeficientes de Winkler, estão conforme Tabela 23.

Tabela 23 - Tensão de compressão máxima do solo (fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$))

k_{solo} (MN/m ³)	Combinação	Deslocamento (mm)	Tensão no solo (KPa)	Tensão admissível (KPa)
55	C3	3,054	168	≥ 421
	C4	1,978	109	≥ 302
1000	C3	0,315	315	≥ 421
	C4	0,225	225	≥ 302

Fonte: Elaboração própria

A verificação quanto à tensão máxima de compressão do solo para a fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$) é atendida para ambas as condições de camada de suporte do solo e combinações de ações, uma vez que as tensões no solo foram inferiores às tensões máximas admissíveis.

4.4.2 Tombamento

O coeficiente de segurança ao tombamento é dado pela razão entre momentos fletores resistentes e atuantes. Indiretamente estes podem ser verificados de forma aproximada pela relação entre a tensão atuante no solo dividida pela capacidade de carga do solo. A Tabela 24 apresenta os coeficientes de segurança ao tombamento, na qual é possível observar que a fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$) atende a esse critério para as características específicas do estudo de caso.

Tabela 24 - Fatores de segurança ao tombamento para fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$)

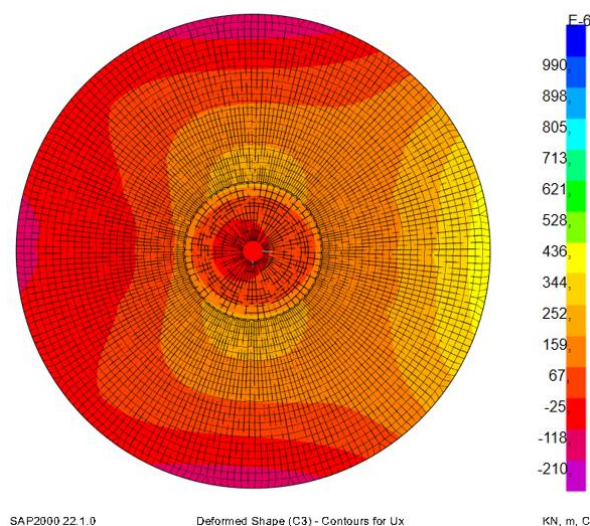
Combinação	Tombamento		Tombamento admissível
	$k_{solo}=55MN/m^3$	$k_{solo}=1000MN/m^3$	
C3	2,51	1,35	$\geq 1,20$
C4	2,78	1,34	$\geq 1,20$

Fonte: Elaboração própria

4.4.3 Deslizamento

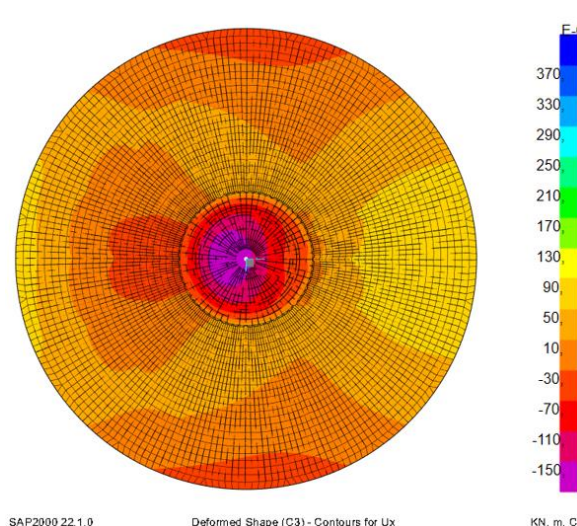
A Figura 61 e Figura 62 apresentam os deslocamentos horizontais na fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$), para a combinação de ações C3 a partir dos coeficientes de Winkler $55MN/m^3$ e $1000MN/m^3$, respectivamente. O coeficiente de segurança ao deslizamento foi obtido comparando os valores horizontais no centro da base da fundação com os valores máximos (força de desestabilização $F_h = 804,27kN$, majorada pelo coeficiente de segurança) para que o coeficiente de segurança (CS) seja igual ou maior que 1,10.

Figura 61 - Deslocamentos horizontais fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) – $k_{\text{solo}}=55\text{MN/m}^3$ – C3



Fonte: Elaboração própria

Figura 62 - Deslocamentos horizontais fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) – $k_{\text{solo}}=1000\text{MN/m}^3$ – C3



Fonte: Elaboração própria

A base possui uma área de $235,69\text{m}^2$ e a fundação atende aos critérios de segurança, conforme verificação apresentada na Tabela 25.

Tabela 25 - Verificação ao deslizamento da fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$)

Coeficiente de Winkler volumétrico (MN/m^3)	55,00	1000,00
Coeficiente de Winkler linear ($\text{KI}=\text{k} \cdot \text{Área}$)	12.962,95	235.690,00
Deslocamento máximo permitido $\text{CS} \cdot \text{Fh} / \text{KI}$	16,09	0,88
Deslocamento horizontal no centro da base	0,09	0,16
Coeficiente de segurança ao deslizamento	178,72	5,53

Fonte: Elaboração própria

4.4.4 Rigidez Rotacional

A fundação deve atender aos requisitos de rigidez rotacional mínima, especificados pelo fabricante. A rigidez rotacional mínima especificada para o aerogerador G114-2.0MW T80M CIIIA foi de $8,00\text{E}+10 \text{ Nm/rad} \cdot \Delta$

O cálculo da rigidez rotacional se deu por meio da obtenção das rotações no centro da fundação para as combinações de ações C3 e C4, pelo modelo numérico e, em seguida, dividindo os momentos fletores resultantes pelas respectivas rotações.

Os resultados para verificação da rigidez rotacional seguem na Tabela 26 e a fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) atende às condições mínimas de rigidez do estudo de caso.

Tabela 26 – Verificação da rigidez rotacional da fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$)

Combinação	Md (kNm)	Rotação 10^{-3} radianos	kf 10^{10} Nm/radianos
C3	64155,54	0,66	9,72
C4	33239,75	0,22	15,11

Fonte: Elaboração própria

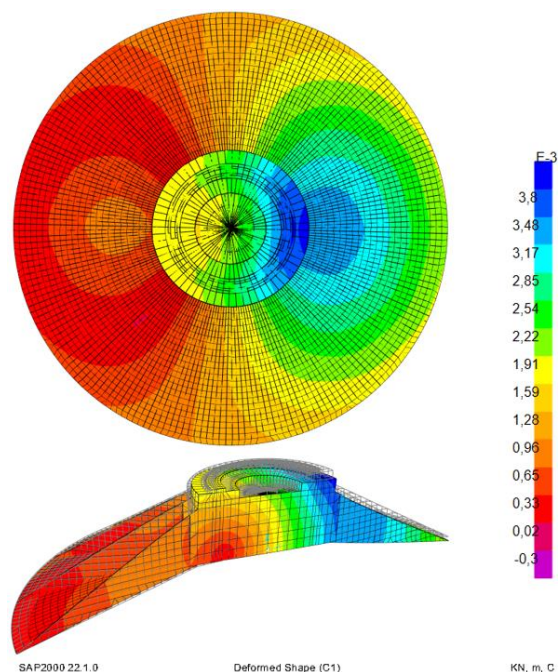
4.4.5 Deslocamentos e distorções

As deformadas da fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) para as camadas de suporte com 55MN/m^3 e 1000MN/m^3 estão apresentadas, respectivamente, na Figura 63 e Figura 64.

A distorção máxima do concreto foi obtida por meio da diferença dos deslocamentos máximos e mínimos dividida pela distância entre eles, desse modo, a distorção máxima encontrada nos modelos para a rigidezes de 55MN/m^3 e 1000MN/m^3 foram de $2,89\text{mm/m}$ e $2,59\text{mm/m}$, respectivamente.

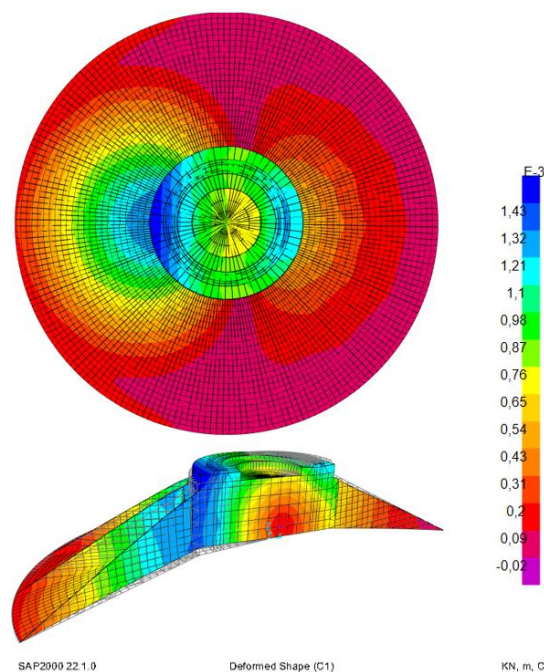
O valor máximo admissível de distorções estipulado pelo documento de carga fornecido pela fabricante, que é $3,00\text{mm/m}$ para a combinação de ação C1. Desta forma, a fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) atende ao estado limite de deformações excessivas para a condição de rigidez do solo de 55MN/m^3 .

Figura 63 - Deslocamentos totais fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) – $k_{\text{solo}}=55\text{MN/m}^3$ – C1



Fonte: Elaboração própria

Figura 64 - Deslocamentos horizontais fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) – $k_{\text{solo}}=1000\text{MN/m}^3$ – C1



Fonte: Elaboração própria

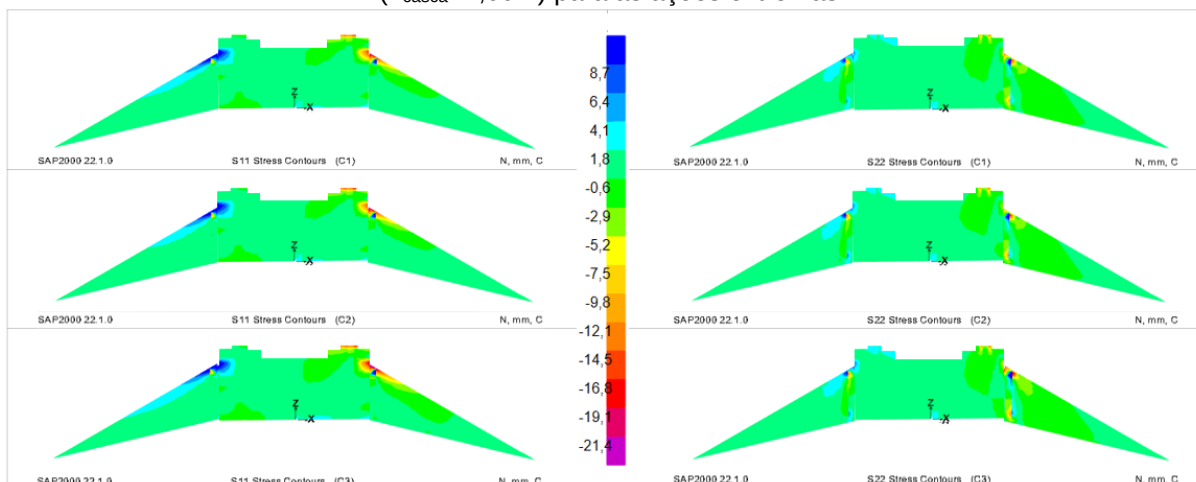
4.4.6 Análise de tensões

Devido a simetria da fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) e aplicação das ações no sentido positivo do eixo X esforços internos positivos e negativos de maior magnitude ocorrem na seção que corta o eixo X, assim, para a verificação estrutural foram consideradas seções representativas da fundação sobre tal eixo.

As tensões radiais ao longo do eixo X (S11) e circunferenciais (S22) da fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) estão apresentadas na Figura 65.

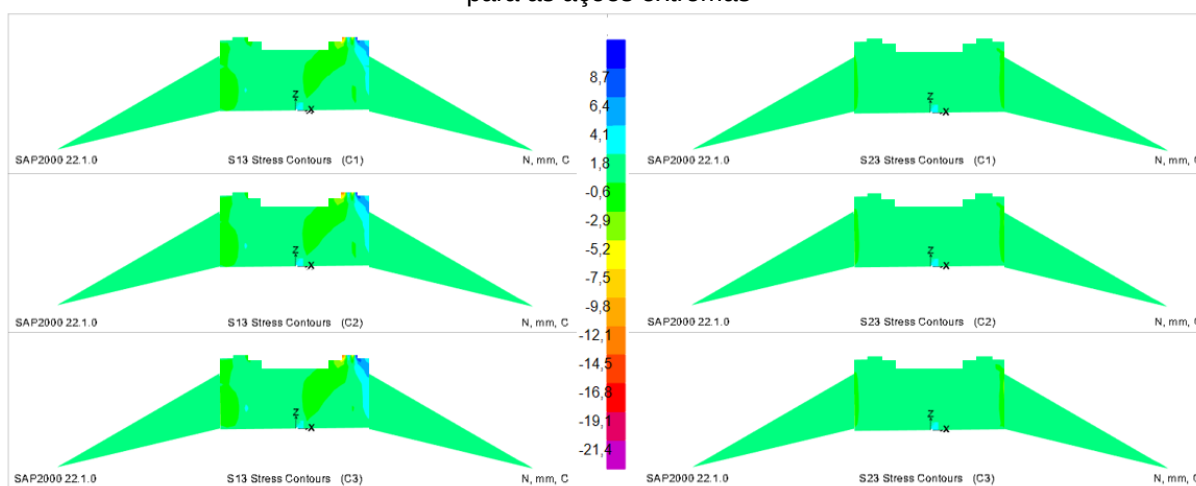
A Figura 66 apresenta as tensões transversais (S13/S23) na fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$), atuando perpendicular aos eixos radial e circunferencial.

Figura 65 -Tensões radiais (S11) e circunferenciais (S22) na fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) para as ações extremas



Fonte: Elaboração própria

Figura 66 - Tensões transversais (S13/S23) na fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) para as ações extremas



Fonte: Elaboração própria

A Tabela 27 apresenta as tensões de compressão máxima (σ_c máxima) e de referência (σ_c referência), bem como as tensões de tração máxima (σ_{ct} máxima) e de referência (σ_{ct} referência) para as ações extremas da na fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$).

Tabela 27 - Tensões de compressão e tração das ações extremas na fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$)

Estrutura	Combinação	σ_c máxima	σ_c referência	σ_{ct} máxima	σ_{ct} referência
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Sapata, cascas e nervuras ($f_{ck}=30\text{MPa}$)	C1	12,05	18,21	9,97	1,45
	C2	12,92		10,21	
	C3	14,61		11,42	
Bloco de coroamento ($f_{ck}=40\text{MPa}$)	C1	15,93	24,29	12,69	1,75
	C2	16,72		13,99	
	C3	20,55		13,95	
Grout ($f_{ck}=130\text{MPa}$)	C1	22,13	78,93	15,26	3,85
	C2	23,42		16,15	
	C3	23,81		16,46	

Fonte: Elaboração própria

As tensões de compressão máximas avaliadas na fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) não ultrapassam os limites da tensão de compressão admissível do concreto utilizado em cada estrutura da fundação. Já as tensões máximas de tração ultrapassam os limites admissíveis para o concreto, uma vez que o material apresenta baixa resistência à tração, sendo necessário o dimensionamento de armações na fundação.

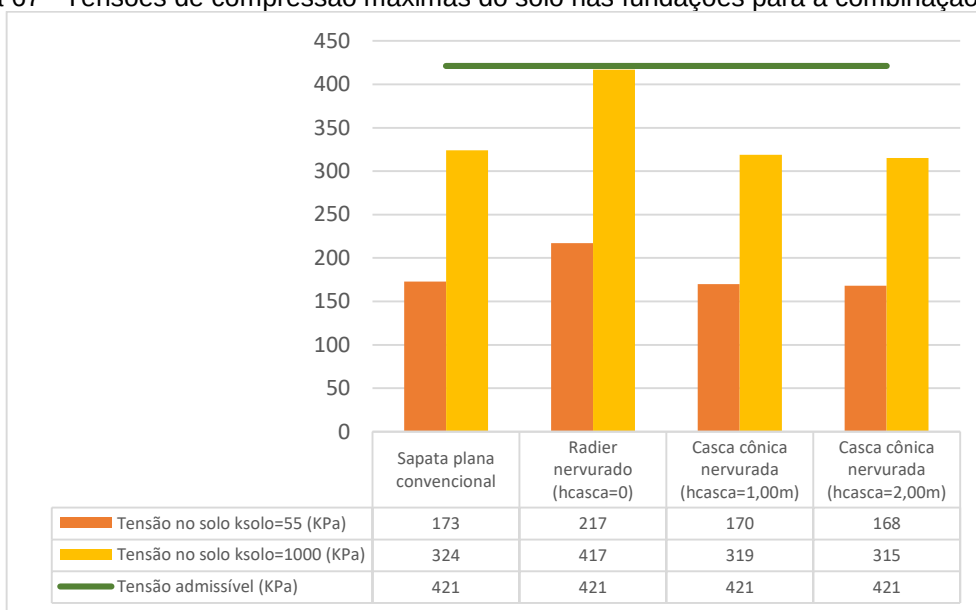
4.5 ANÁLISE COMPARATIVA E DISCUSSÕES

Neste item seguem as verificações de capacidade de carga, tombamento, rigidez rotacional, deslizamento, deslocamentos, distorções e tensões, analisados em caráter comparativo entre as fundações apresentadas. A fundação utilizada como referência para comparabilidade foi a sapata plana convencional, uma vez que se trata de uma fundação já dimensionada e construída para as características específicas do estudo de caso.

4.5.1 Capacidade de carga

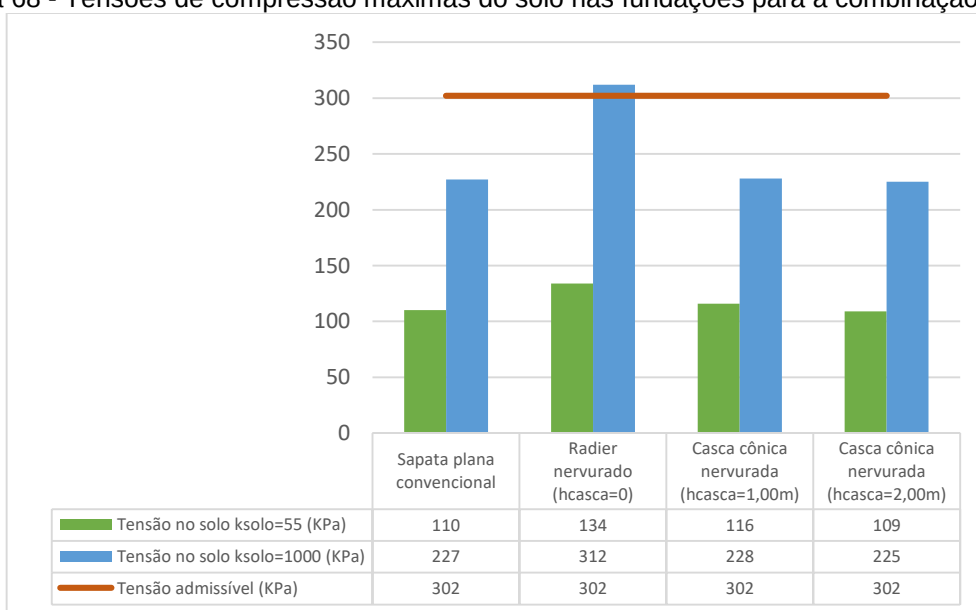
A Figura 67 e Figura 68 apresenta as tensões de compressão máximas do solo nas fundações para as combinações de ações C3 e C4, respectivamente. O radier nervurado ($h_{\text{casca}}=0$) não atende à verificação de capacidade de cargas, uma vez que apresentou tensão de compressão máxima no solo superior à tensão máxima admissível. As demais fundações atendem aos requisitos de capacidade de carga.

Figura 67 - Tensões de compressão máximas do solo nas fundações para a combinação C3



Fonte: Elaboração própria

Figura 68 - Tensões de compressão máximas do solo nas fundações para a combinação C4



Fonte: Elaboração própria

A Tabela 28 apresenta os percentuais de variação de capacidade de carga das fundações em casca em comparação à sapata plana convencional adotada no estudo de caso. A fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$) apresentou tensões de compressão no solo inferiores à sapata plana convencional, obtendo assim melhores desempenhos em relação a capacidade de carga. A fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) apresentou resultados próximos à sapata plana convencional, com pequenas variações percentuais.

Tabela 28 - Percentuais de variação da capacidade de carga nas fundações

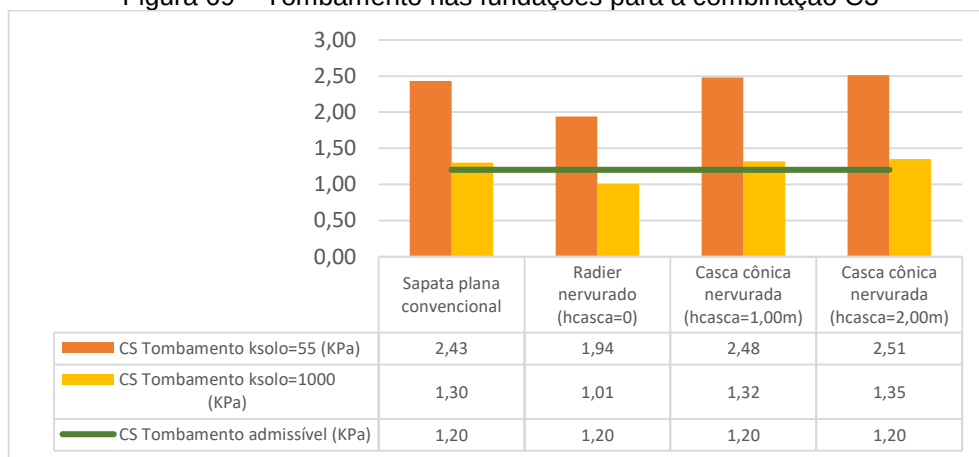
Combinação	Fundação	Δ Tensão no solo $k_{solo}=55$	Δ Tensão no solo $k_{solo}=1000$
C3	Sapata plana convencional	-	-
	Radier nervurado ($h_{casca}=0$)	25,43%	28,70%
	Casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$)	-1,73%	-1,54%
	Casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$)	-2,89%	-2,78%
C4	Sapata plana convencional	-	-
	Radier nervurado ($h_{casca}=0$)	21,82%	37,44%
	Casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$)	5,45%	0,44%
	Casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$)	-0,91%	-0,88%

Fonte: Elaboração própria

4.5.2 Tombamento

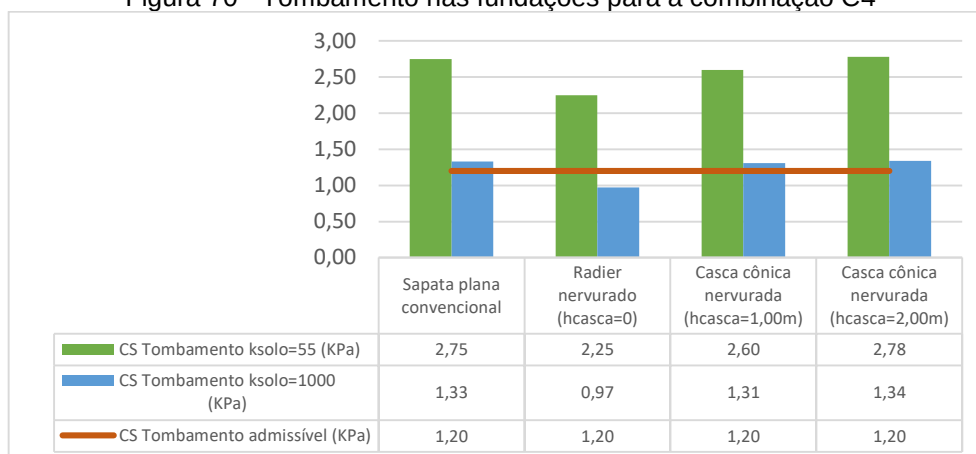
A Figura 69 e Figura 70 apresentam os coeficientes de segurança ao tombamento nas fundações para as combinações de ações C3 e C4, respectivamente. A sapata plana convencional e ambas as fundações em casca cônica nervurada atendem aos critérios de tombamento. O radier nervurado ($h_{casca}=0$) apresentou coeficiente de segurança ao tombamento inferior ao coeficiente mínimo admissível não atendendo, assim, às verificações de tombamento.

Figura 69 – Tombamento nas fundações para a combinação C3



Fonte: Elaboração própria

Figura 70 - Tombamento nas fundações para a combinação C4



Fonte: Elaboração própria

A Tabela 29 apresenta os percentuais de variação do coeficiente de tombamento das fundações em casca em comparação à sapata plana convencional adotada no estudo de caso. A fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$) melhor desempenho ao tombamento entre as fundações analisadas. A fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) apesar de atender aos critérios de tombamento, apresentou desempenho inferior à sapata plana convencional nos resultados obtidos para a combinação de ação C4.

Tabela 29 - Percentuais de variação do coeficiente de tombamento nas fundações

Combinação	Fundação	Δ CS Tombamento ksolo=55 (KPa)	Δ CS Tombamento ksolo=1000 (KPa)
C3	Sapata plana convencional	-	-
	Radier nervurado ($h_{casca}=0$)	-20,16%	-22,31%
	Casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$)	2,06%	1,54%
	Casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$)	3,29%	3,85%
C4	Sapata plana convencional	-	-
	Radier nervurado ($h_{casca}=0$)	-18,18%	-27,07%
	Casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$)	-5,45%	-1,50%
	Casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$)	1,09%	0,75%

Fonte: Elaboração própria

4.5.3 Deslizamento

O coeficiente de segurança ao deslizamento foi obtido comparando os valores horizontais no centro da base da fundação com os valores máximos para que o coeficiente de segurança (CS) seja igual ou maior que 1,10. Todas as fundações atenderam aos critérios de deslizamento, conforme Tabela 30. A fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$) apresentou melhor desempenho quanto ao

deslizamento que as demais fundações. A fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) apresentou melhor resultado, em relação à sapata plana convencional, para a solo com rigidez de 55MN/m^3 , enquanto o radier nervurado apresentou os menores desempenhos quanto ao critério de deslizamento.

Tabela 30 – Coeficiente de deslizamento e percentuais de variação nas fundações

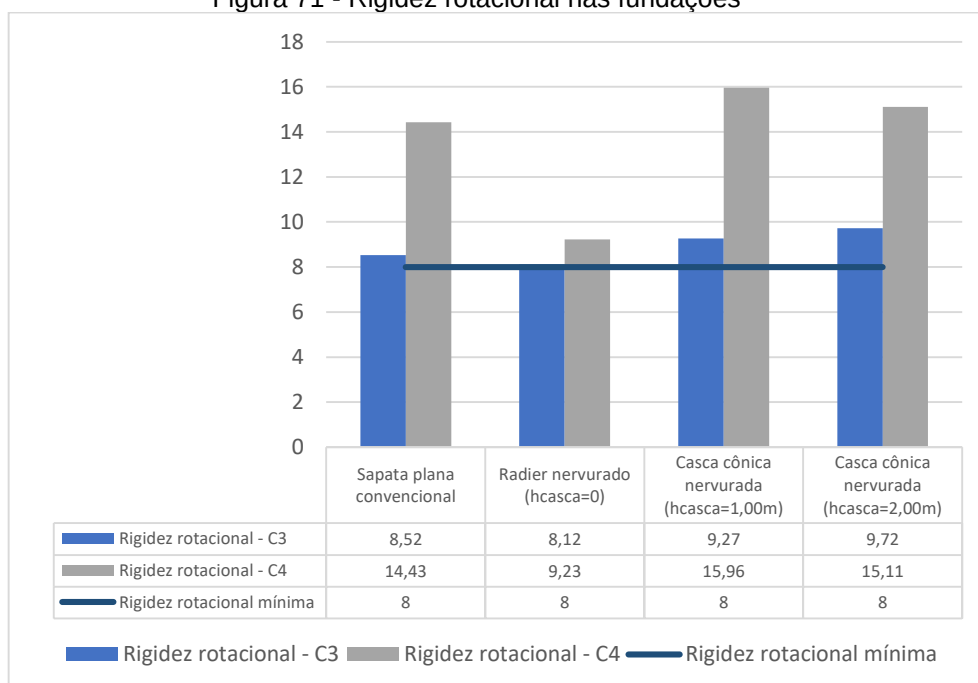
ksolo (MN/m^3)	Deslizamento	Sapata plana convencional	Radier nervurado ($h_{\text{casca}}=0$)	Casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$)	Casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$)
		ksolo=55	ksolo=55	ksolo=55	ksolo=55
55	CS deslizamento	75,59	57,31	123,73	178,73
	Δ CS deslizamento	-	-24,18%	63,69%	136,44%
1000	CS deslizamento	4,8	2,87	4,42	5,53
	Δ CS deslizamento	-	-40,21%	-7,92%	15,21%

Fonte: Elaboração própria

4.5.4 Rigidez Rotacional

A rigidez rotacional mínima especificada para o aerogerador G114-2.0MW T80M CIIIA foi de $8.000\text{E}+10 \text{ Nm/rad}$, assim, todas as fundações atenderam aos critérios de rigidez rotacional, conforme Figura 71.

Figura 71 - Rigidez rotacional nas fundações



Fonte: Elaboração própria

A Tabela 31 apresenta os percentuais de variação da rigidez rotacional das fundações em casca em comparação à sapata plana convencional adotada no estudo

de caso. O radier nervurado ($h_{\text{casca}}=0$), apesar de atender às verificações, apresentou diminuição da rigidez rotacional. Ambas as fundações em casca cônica nervurada apresentaram melhora na rigidez rotacional da estrutura, em comparação à sapata plana convencional.

Tabela 31 - Percentuais de variação da rigidez rotacional nas fundações

Fundação	Δ Rigidez rotacional C3	Δ Rigidez rotacional C4
Sapata plana convencional	-	-
Radier nervurado ($h_{\text{casca}}=0$)	-4,69%	-36,04%
Casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$)	8,80%	10,60%
Casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$)	14,08%	4,71%

Fonte: Elaboração própria

4.5.5 Deslocamentos e distorções

O valor máximo admissível de distorções é 3,00mm/m para a combinação de ação C1, conforme documento de carga fornecido pela fabricante. A sapata plana convencional e ambas as fundações em casca cônica nervurada atendem a esse critério. O radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) apresentou distorções superiores à 3,00mm/m, não atendendo ao estado limite de deformações excessivas. Conforme apresentado na Tabela 32, a fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) teve distorções inferiores às verificadas na sapata plana convencional. A fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$), apresentou resultados similares à fundação convencional adotada no estudo de caso.

Tabela 32 - Distorções máximas e percentuais de variação nas fundações

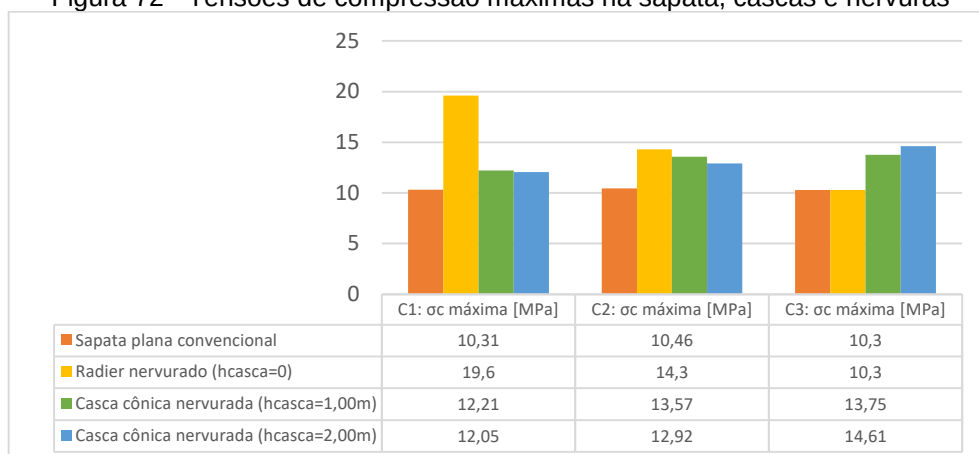
ksolo (MN/m ³)	Distorções máximas [mm/m]	Sapata plana convencional	Radier nervurado ($h_{\text{casca}}=0$)	Casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$)	Casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$)
55	Distorções máximas [mm/m]	2,84	3,84	2,7	2,89
	Δ Distorções	-	35,21%	-4,93%	1,76%
1000	Distorções máximas [mm/m]	2,57	2,98	2,55	2,59
	Δ Distorções	-	15,95%	-0,78%	0,78%

Fonte: Elaboração própria

4.5.6 Análise de tensões

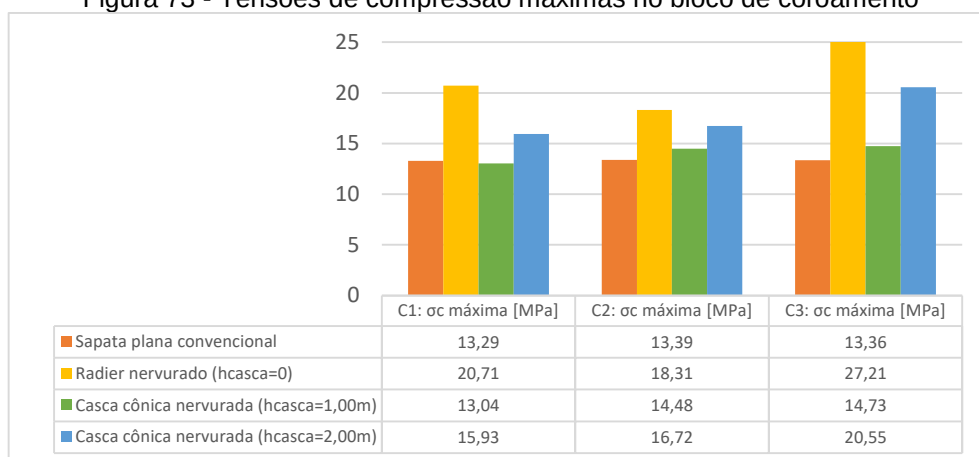
A Figura 72, Figura 73 e Figura 74 apresentam, comparativamente, as tensões de compressão máxima (σ_c máxima) das fundações analisadas para a base, bloco de coroamento e grout, respectivamente

Figura 72 - Tensões de compressão máximas na sapata, cascas e nervuras



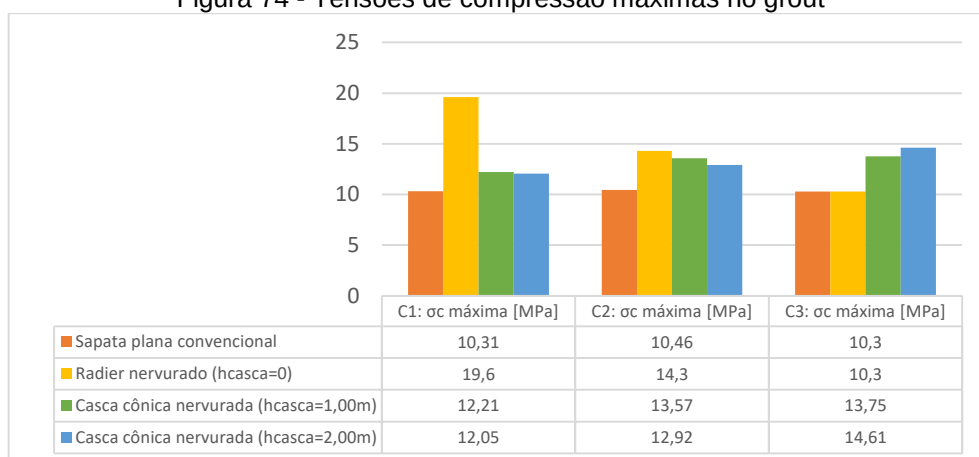
Fonte: Elaboração própria

Figura 73 - Tensões de compressão máximas no bloco de coroamento



Fonte: Elaboração própria

Figura 74 - Tensões de compressão máximas no grout



Fonte: Elaboração própria

As tensões de compressão máximas avaliadas, tanto na sapata plana convencional, fundação adotada no estudo de caso, quanto as demais fundações

avaliadas no presente estudo não ultrapassam os limites da tensão de compressão admissível do concreto utilizado em cada estrutura da fundação, entretanto, foi possível verificar variações no valor das tensões obtidas, sobretudo no radier nervurado ($h_{\text{casca}}=0$), conforme apresentado na Tabela 33.

Tabela 33 - Percentuais de variação das tensões de compressão máximas nas fundações

Estrutura	Combinação	Sapata plana convencional	Radier nervurado ($h_{\text{casca}}=0$)	Casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$)	Casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$)
Sapata, cascas e nervuras ($f_{ck}=30\text{MPa}$)	C1	-	90,11%	18,43%	16,88%
	C2	-	36,71%	29,73%	23,52%
	C3	-	92,43%	33,50%	41,84%
Bloco de coroamento ($f_{ck}=40\text{MPa}$)	C1	-	55,83%	-1,88%	19,86%
	C2	-	36,74%	8,14%	24,87%
	C3	-	103,67%	10,25%	53,82%
Grout ($f_{ck}=130\text{MPa}$)	C1	-	-3,22%	-11,60%	-10,84%
	C2	-	-4,45%	-10,48%	-10,13%
	C3	-	-4,77%	-14,97%	-13,29%

Fonte: Elaboração própria

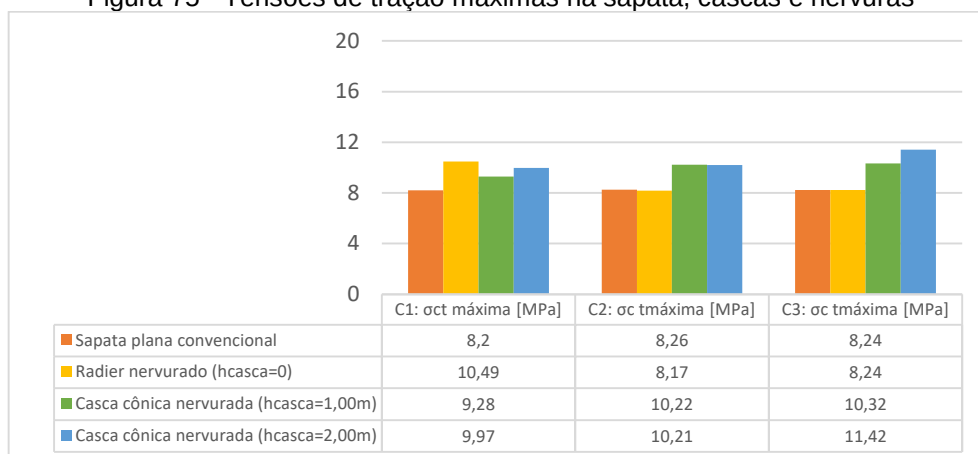
O radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$) teve os maiores percentuais de variação de tensões de compressão em relação à sapata plana convencional, resultando em um aumento médio de 44,78% nas tensões de compressão. Cabe ressaltar que, as maiores variações das tensões apresentadas foram na base e no bloco de coroamento, dos quais apresentaram um aumento de até 103,67% em comparação as tensões verificadas na sapata plana convencional.

A fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) apresentou um aumento médio de 6,79% nas tensões de compressão, tendo os maiores aumentos verificados na base, principalmente devido à implementação das nervuras e consequente retirada de material estrutural, entretanto, foi possível verificar uma redução nas tensões de compressão aplicadas ao grout.

A fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) teve aumento médio de 16,28% nas tensões de compressão. Os maiores acréscimos de tensões de compressão foram no bloco de coroamento, sobretudo na transição entre as nervuras e o bloco central da fundação.

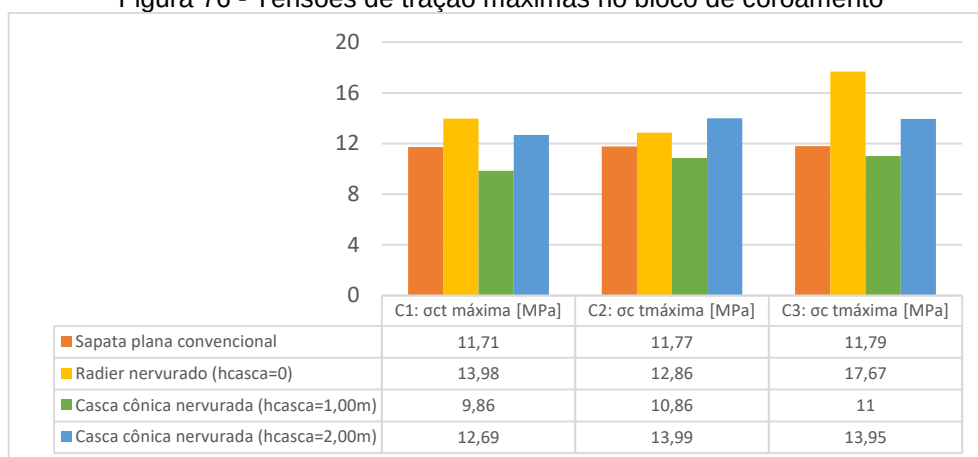
A Figura 75, Figura 76 e Figura 77 apresentam, comparativamente, as tensões de tração máxima ($\sigma_{ct \text{ máxima}}$) das fundações analisadas para a base, bloco de coroamento e grout, respectivamente

Figura 75 - Tensões de tração máximas na sapata, cascas e nervuras



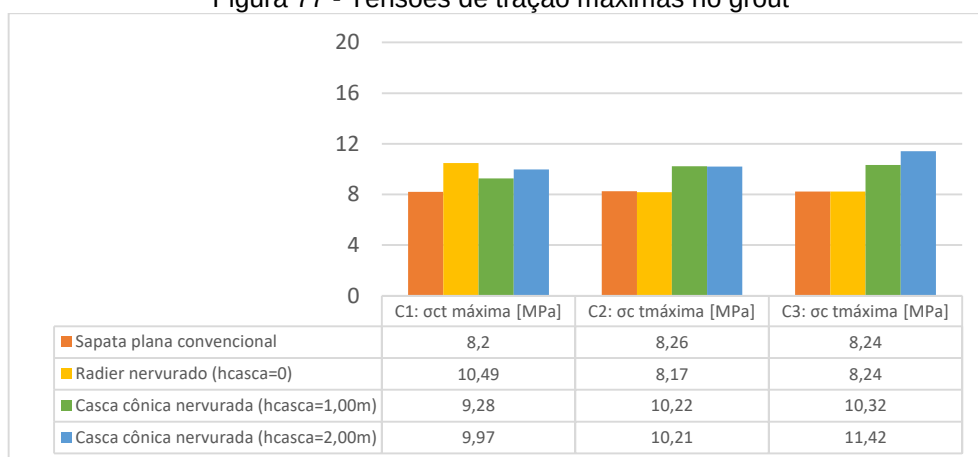
Fonte: Elaboração própria

Figura 76 - Tensões de tração máximas no bloco de coroamento



Fonte: Elaboração própria

Figura 77 - Tensões de tração máximas no grout



Fonte: Elaboração própria

As tensões máximas de tração em todas as fundações analisadas ultrapassam os limites de referência para o concreto, uma vez que o material apresenta baixa

resistência à tração, sendo necessário o dimensionamento de armações nas fundações. Foi possível verificar grandes variações no valor das tensões obtidas conforme apresentado na Tabela 34.

Tabela 34 - Percentuais de variação das tensões de tração máximas nas fundações

Estrutura	Combinação	Sapata plana convencional	Radier nervurado ($h_{casca}=0$)	Casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$)	Casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$)
Sapata, cascas e nervuras ($f_{ck}=30MPa$)	C1	-	27,93%	13,17%	21,59%
	C2	-	-1,09%	23,73%	23,61%
	C3	-	44,66%	25,24%	38,59%
Bloco de coroamento ($f_{ck}=40MPa$)	C1	-	19,39%	-15,80%	8,37%
	C2	-	9,26%	-7,73%	18,86%
	C3	-	49,87%	-6,70%	18,32%
Grout ($f_{ck}=130MPa$)	C1	-	56,27%	41,67%	42,88%
	C2	-	49,52%	39,64%	40,07%
	C3	-	51,70%	33,69%	36,60%

Fonte: Elaboração própria

Assim como nas tensões de compressão, o radier nervurado plano ($h_{casca}=0$) teve os maiores percentuais de variação de tensões de tração em relação à sapata plana convencional, resultando em um aumento médio de 34,16% nas tensões de tração. A fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) apresentou um aumento médio de 16,32% nas tensões de tração em comparação à fundação convencional. A fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$) teve aumento médio de 27,65% nas tensões de tração.

O radier nervurado plano e ambas as fundações em casca cônica nervurada tiveram o maior aumento percentual das tensões de tração verificados no grout. Cabe ressaltar que os aumentos das tensões de trações implicam em um possível aumento na quantidade de aço para que as estruturas possam suportar aos esforços de tração em que são submetidas.

A fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$) apresentou melhores resultados em relação às demais estrutura em casca analisadas no presente estudo, apresentando baixa variabilidade de tensões de tração e compressão em comparação à sapata plana convencional adotada no estudo de caso e, apesar de um possível aumento na quantidade de aço para a estrutura, os 30% de redução no volume de concreto da fundação mantêm um equilíbrio econômico em relação ao consumo de materiais.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo apresenta as conclusões obtidas por meio dos resultados e discussões, bem como sugestões para trabalhos futuros acerca do tema abordado no presente estudo.

5.1 CONCLUSÃO

O presente estudo teve como objetivo geral analisar o comportamento de uma estrutura em casca cônica adotada como fundação para aerogeradores *onshore*, por meio de análises numéricas MEF, com auxílio do *software* SAP2000.

Para isso, foi realizado um estudo de caso em um parque eólico, localizado no município de Campo Formoso-BA, que faz uso de aerogeradores *onshore* de sustentação, com eixo horizontal *upwind*, com rotor de 110m de diâmetro e torre de 80m de altura, apoiados em uma sapata plana convencional de base circular e altura variável.

Com base nas características de carregamentos, parâmetros geotécnicos e matérias adotados no estudo de caso, foi analisada a proposição de uma estrutura em casca a ser utilizada como fundação para aerogeradores *onshore*. Para isso, foram avaliados os resultados preliminares de deslocamentos e tensões, concomitantemente ao percentual de economia de concreto em comparação à fundação convencional, resultando inicialmente na fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=1,00m$). Entretanto, foi verificada a necessidade de avaliar a influência da inclinação da casca no comportamento da fundação proposta, uma vez que tal inclinação apresenta uma maior complexidade construtiva em relação às fundações de base plana. Assim, foram desenvolvidos dois modelos numéricos complementares, considerando a diminuição (radier nervurado plano ($h_{casca}=0$)) e o aumento (fundação em casca cônica nervurada ($h_{casca}=2,00m$)) na inclinação da casca.

Por meio da análise dos resultados obtidos pelos modelos numéricos, foi possível observar que ambas as fundações em casca cônica nervurada fundação em casca proposta atenderam às verificações de capacidade de carga, tombamento, rigidez rotacional, deslizamento, deslocamentos e distorções, apresentando melhores resultados em comparação à sapata plana convencional adotada no estudo de caso. O radier nervurado plano ($h_{casca}=0$) não atendeu às verificações de capacidade de

carga, tombamento e recalque. Assim, foi possível perceber que, apesar de apresentar maior complexidade construtiva, a inclinação da casca influenciou positivamente no comportamento geotécnico das fundações em casca propostas.

Cabe ressaltar que a camada de suporte avaliada foi um solo areno siltoso, o que corrobora a adequação de fundações em casca para a transferência de carregamentos elevados, onde uma fundação superficial convencional pode sofrer assentamento excessivo.

Foram realizadas também verificações de análise de tensões, na qual foi possível observar que o radier nervurado plano ($h_{\text{casca}}=0$), bem como ambas as fundações em casca cônica nervuradas, apresentam maiores tensões de tração e compressão em comparação à sapata plana convencional adotada no estudo de caso, sobretudo devido à implementação de nervuras para diminuição do peso próprio o que reduz, também, o material estrutural da fundação. Vale destacar que os aumentos das tensões de tração implicam em um possível aumento na quantidade de aço para que as estruturas possam suportar aos esforços de tração em que são submetidas.

Cabe ressaltar ainda que a fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) apresentou melhor resultados em relação às demais estrutura em casca analisadas no presente estudo, apresentando baixa variabilidade de tensões de tração e compressão em comparação à sapata plana convencional, resultando em um percentual reduzido de aumento da quantidade de aço em comparação à fundação adotada no estudo de caso.

Além disso, a fundação em casca proposta proporcionou uma redução do volume de concreto em até 30%, quando comparado à sapata plana convencional, essa economia de material valida o potencial de economia das fundações em casca, especialmente em países que apresentam baixa proporção entre o custo do material e mão de obra, uma vez que o consumo de material é responsável por grande parcela do custo de implantação de fundações para aerogeradores.

Por fim, salienta-se que, apesar da fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=2,00\text{m}$) apresentar melhores resultados geotécnicos em relação às demais fundações analisadas no presente estudo, o aumento das tensões resultantes bem como aumento do volume de escavação e maior complexidade construtiva faz com que tal fundação apresente um alto custo com mão de obra e aço, não sendo a opção mais eficiente entre as fundações em casca propostas. Dessa forma, é importante

ressaltar que a avaliação da inclinação adequada para a casca deve ser levar em consideração o comportamento estrutural e geotécnico da mesma, concomitante ao potencial econômico no dimensionamento e construção da fundação.

Dessa forma, dentre as fundações analisadas, a fundação em casca cônica nervurada ($h_{\text{casca}}=1,00\text{m}$) apresenta os melhores resultados avaliando os aspectos estruturais, geotécnicos e de custo, validando a usabilidade de fundações em casca para aerogeradores *onshore*.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Baseado na elaboração, resultados e conclusões da pesquisa, são sugeridas as seguintes abordagens para elaboração de trabalhos futuros acerca do tema abordado na presente pesquisa:

- Avaliação da aplicabilidade das fundações analisadas em aerogeradores com propriedades distintas das adotadas no estudo como, variação na altura da torre, diâmetro do rotor e tipo de aerogerador analisada;
- Modelagem numérica considerando o solo como um maciço, utilizando conceitos de meio contínuo, a fim de avaliar a influência da modelagem do solo nos resultados obtidos;
- Análise do comportamento da fundação em casca cônica nervurada apresentada no presente estudo em solos com diferentes rigidezes, a fim de avaliar o comportamento de tal fundação em solos mais e menos resistentes;
- Dimensionamento das armaduras nas fundações analisadas para verificação dos resultados das estruturas em casca no dimensionamento estrutural das fundações, em comparação à estrutura plana adotada no estudo de caso.

REFERÊNCIAS

- ABDEL-RAHMAN, Mohamed. **Geotechnical behavior of shell foundations**. 1996. 297 f. Concordia University, 1996.
- ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. , 2014. Disponível em: <www.abnt.org.br>. Acesso em: 9 maio 2021.
- _____. NBR 6122 - Projeto e execução de fundações. , 2010.
- AFONSO, Michele Hartmann Feye; SOUZA, Juliane Vieira; ENSSLIN, Sandra Rolim; ENSSLIN, Leonardo. Como construir conhecimento sobre o tema de pesquisa? Aplicação do processo Proknow-C na busca de literatura sobre avaliação do desenvolvimento sustentável. **Revista de Gestão Social e Ambiental**, v. 5, n. 2, p. 47–62, 2011.
- ANEEL, Agência Nacional de Energia Elétrica. **Atlas de Energia Elétrica do Brasil**. 2. ed. Brasília: ANEEL, 2005. Disponível em: <www.cresesb.cepel.br/atlas_eoli->.
- DENG, Zong-Wei; GAO, Qian-Feng; DONG, Hui; LI, Liu-Xi. Dynamic responses of the shallow foundation of an onshore wind turbine. **International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, p. 1–57, 2018.
- Documento de carga fornecido pelo fabricante**. . [S.l: s.n.]. , 2015
- DUTRA, Ricardo. **Energia Eólica: Princípios e Tecnologias**. Rio de Janeiro: CRESESB, 2008.
- EBRAHIMI, Kamran; KHAZAEI, Jahangir. Investigation of Bearing Capacity and Failure Pattern in Shell Foundations by FELA Method. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 37, n. 4, p. 3523–3534, 2019.
- ENSSLIN, Leonardo; ENSSLIN, Sandra Rolim; LACERDA, Rogério Tadeu; TASCA, Jorge Eduardo. ProKnow-C, knowledge development process-constructivist. **Processo técnico com patente de registro pendente junto ao INPI**, v. 10, n. 4, p. 2015, 2010.
- EPE, Empresa de Pesquisa Energética. **Balanço Energético Nacional 2019: Ano base 2018**. . Rio de Janeiro: MME, 2019. Disponível em: <<http://epe.gov.br>>.
- _____. **Nota Técnica PR 07/18: Premissas e Custos da Oferta de Energia Elétrica no Horizonte 2050**. . Rio de Janeiro: MME, 2018. Disponível em: <<http://epe.gov.br>>.

EQUIHUA-ANGUIANO, Luisa N.; OROZCO-CALDERÓN, Marcos; CHÁVEZ-NEGRETTE, Carlos; ARREYGUE-ROCHA, Eleazar; PÉREZ-CRUZ, José Roberto. Yield envelopes and spectrum response from foundations applied to wind turbines in marine soils. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 31, n. 3, 2017.

GAO, Qian-Feng; DONG, Hui; DENG, Zong-Wei; MA, Yi-Yue. Wind-Induced Dynamic Amplification Effects on the Shallow Foundation of a Horizontal-Axis Wind Turbine. **Computers and Geotechnics**, v. 88, p. 9, 2017.

HASSAN, Sawsan A.; AL-SOUD, Madhat S.; MOHAMMED, Shahad A. Behavior of Pyramidal Shell Foundations on Reinforced Sandy Soil. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 37, n. 4, p. 2437–2452, 2019.

HE, Rui; WANG, Lizhong; PAK, Ronald Y.S.; GUO, Zhen; ZHENG, Jinhai. Vertical elastic dynamic impedance of a large diameter and thin-walled cylindrical shell type foundation. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 95, p. 138–152, 2017.

IEA, International Energy Agency. **Technology Roadmap: Wind Power 2013**. . Paris, France: IEA, 2013. Disponível em: <<https://community.ieawind.org>>.

JEBLI, Mehdi Ben; YOUSSEF, Slim Ben; OZTURK, Ilhan. Testing environmental Kuznets curve hypothesis: The role of renewable and non-renewable energy consumption and trade in OECD countries. **Ecological Indicators**, v. 60, p. 824–831, 1 jan. 2016.

JEYASHREE, T M; ARUNKUMAR, C; KUMAR, S Ashok. Experimental and analytical study on funicular concrete shell foundation under ultimate loading. **ASIAN JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING (BHRC)**, v. 18, n. 6, p. 863–878, 2017.

KURIAN, Nainan P. **Shell Foundations: Geometry, Analysis, Design And Construction**. Harrow: Alpha Science International , 2006.

LEWIN, Thomas James. **An investigation of design alternatives for 328-ft (100-m) tall wind turbine towers**. 2010. 192 f. Iowa State University, 2010.

LOUBSER, Peter. Considerations in the Optimised Design and Construction of Wind Turbine Gravity Foundations. **Civil Engineering: Magazine of the South African Institution of Civil Engineering**, v. 26, n. 2, p. 40–48, 2018.

MADASCHI, A.; GAJO, A.; MOLINARI, M.; ZONTA, D. Characterization of the Dynamic Behavior of Shallow Foundations with Full-Scale Dynamic Tests. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 142, n. 7, p. 04016026, 2016.

MARQUES, Jeferson. **Turbinas eólicas: Modelo, análise e controle do gerador**

de indução com dupla alimentação. 2004. 158 f. Universidade Federal de Santa Maria, 2004.

MATOS, Rui P.; PINTO, Paulo L.; REBELO, Carlos S.; GERVÁSIO, Helena S.; VELJKOVIC, Milan. Improved design of tubular wind tower foundations using steel micropiles. **Structure and Infrastructure Engineering**, v. 12, n. 9, p. 1038–1050, 2016.

MICHEL, Philipp; BUTENWEG, Christoph; KLINKEL, Sven. Pile-grid foundations of onshore wind turbines considering soil-structure-interaction under seismic loading. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 109, p. 299–311, 2018.

MILITITSKY, Jarbas. **Fundações de Torres: Aerogeradores, Linhas de Transmissão e Telecomunicações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2019.

MOHAMED, Wael Mahmoud; AUSTRELL, Per-Erik. A comparative study of three onshore wind turbine foundation solutions. **Computers and Geotechnics**, v. 94, p. 46–57, 2018.

_____. New onshore wind turbine foundation system for poor soil. 2015, [S.l.]: European Wind Energy Association, 2015.

MURDOCK, Hannah E.; GIBB, Duncan; ANDRÉ, Thomas; SAWIN, Janet L; ADIB, Rana; BROWN, Adam; LUCAS, Hugo; SVERRISSON, Freyr; APPAVOU, Fabiani; EPP, Bärbel; KONDEV, Bozhil; MC CRONE, Angus; MUSOLINO, Evan; RANALDER, Lea; SEYBOTH, Kristin; SKEEN, Jonathan. **Renewables 2019 Global Status Report.** . Paris, France: REN21, 2019. Disponível em: <<https://www.ren21.net>>.

NICHOLSON, John Corbett. **Design of wind turbine tower and foundation systems: optimization approach.** 2011. 71 f. University of Iowa, 2011.

PRONOZIN, Yakov; MALTSEVA, Tatyana; POROSHIN, Oleg; MEDVEDEVA, Anna. Thin-walled shell foundations. **MATEC Web of Conferences**, v. 265, 2019.

RAMESH, M; JOY, Blessy M. Experimental Study on Conical Shell Footing. **International Journal of Engineering Research & Technology**, v. 4, n. 06, p. 167–171, 2015.

RAVICHANDRAN, Nadarajah; SHRESTHA, Shweta. Performance- and cost-based robust design optimization procedure for typical foundations for wind turbine. **International Journal of Geotechnical Engineering**, p. 1–14, 2018.

RAVICHANDRAN, Nadarajah; SHRESTHA, Shweta; PIRATLA, Kalyan. Robust design and optimization procedure for piled-raft foundation to support tall wind turbine

in clay and sand. **Soils and Foundations**, v. 58, n. 3, p. 744–755, 2018.

Relatório de fundações fornecido pela empresa. . [S.l: s.n.]. , 2018

SAWIN, Janet L.; SVERRISSON, Freyr; RICKERSON, Wilson; LINS, Christine; WILLIAMSON, Laura E.; ADIB, Rana; MURDOCK, Hannah E.; MUSOLINO, Evan; HULLIN, Martin; REITH, Ayla; VALERO, Alana; MASTNY, Lisa; PETRICHENKO, Ksenia; SEYBOTH, Kristin; SKEEN, Jonathan; SOVACOOOL, Benjamin; WOUTERS, Frank; MARTINOT, Eric. **Renewables 2015 Global Status Report.** . Paris, France: REN21, 2015. Disponível em: <<https://www.ren21.net>>.

SAWYER, STEVE; RAVE, Klaus. **Global Wind Report 2015: Annual Market Update.** . Brussels, Belgium: GWEC, 2016. Disponível em: <www.gwec.net>.

SHOUKATH, Shareena; RAJESH, A. K. Seismic performance of hyperbolic paraboloid and inverted spherical shell foundation. **International Research Journal of Advanced Engineering and Science**, v. 2, n. 2, p. 148–151, 2017.

SHRESTHA, Shweta. **Design and Analysis of Foundation for Onshore Tall Wind Turbines.** 2015. 237 f. Clemson University, 2015.

SHRESTHA, Shweta; RAVICHANDRAN, Nadarajah. Design and Analysis of Foundations for Onshore Tall Wind Turbines. 2016, Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2016. p. 217–226.

SILVA, Fabio; SCHULER, Alexandre; ORTIGÃO, Alberto; REPSOLD, Lucas; FERREIRA, Breno. Foundation Design of Wind Turbines With 3D FEM Modelling. 2019, São Paulo: 9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 2019.

SPERA, David A. **Wind Turbine Technol. Fundam. Concepts Wind Turbine Eng. Second Ed.** 2. ed. New York, USA: ASME Press, 2009.

SVENSSON, Henrik. **Design of Foundation for Wind Turbines.** 2010. 161 f. Lund University, 2010.

UNOBE, Ikwulono D.; SORENSEN, Andrew D. Multi-hazard analysis of a wind turbine concrete foundation under wind fatigue and seismic loadings. **Structural Safety**, v. 57, p. 26–34, 2015.

VAN DER TEMPEL, Jan; MOLENAAR, David-Pieter. Wind Turbine Structural Dynamics – A Review of the Principles for Modern Power Generation, Onshore and Offshore. **Wind Engineering**, v. 26, n. 4, p. 211–222, 2002.

WISER, Ryan; JENNI, Karen; SEEL, Joachim; BAKER, Erin; HAND, Maureen;

LANTZ, Eric; SMITH, Aaron; BERKHOUT, Volker; DUFFY, Aidan; CLEARLY, Brendan; LACAL-ARÁNTGUI, Roberto; HUSABØ, Leif; LEMMING, Jørgen; LÜERS, Silke; MAST, Arjan; MUSIAL, Walt; PRINSEN, Bob; SKYTTE, Klaus; SMART, Gavin; SMITH, Brian; SPERSTAD, Bakken; VEERS, Paul; VITINA, Aisma; WEIR, David.

Forecasting Wind Energy Costs and Cost Drivers: The Views of the World's Leading Experts. . California, USA: IEA, 2016. Disponível em: <<https://community.ieawind.org/>>.

ZHENG, Mingyan; YANG, Zhaohui (Joey); YANG, Shihao; STILL, Benjamin. Modeling and mitigation of excessive dynamic responses of wind turbines founded in warm permafrost. **Engineering Structures**, v. 148, p. 36–46, 2017.