



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

**Kaique Yuri Marcio Araújo**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BLOCOS DE  
CONCRETO ARMADO SOBRE ESTACAS COMO FUNDAÇÃO PARA  
AEROGERADOR ONSHORE**

**Natal  
2018**

**Kaique Yuri Marcio Araújo**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BLOCOS DE  
CONCRETO ARMADO SOBRE ESTACAS COMO FUNDAÇÃO PARA  
AEROGERADOR ONSHORE**

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

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Barros  
Coorientador: Prof. Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto

Natal  
2018

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

Araujo, Kaique Yuri Marcio.

Análise do comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre estacas como fundação para aerogerador onshore / Kaique Yuri Marcio Araujo. - 2018.

143 f.: il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. Natal, RN, 2018.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Barros.

Coorientador: Prof. Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto.

1. Análise estrutural - Dissertação. 2. Bloco sobre estacas - Dissertação. 3. Fundação de aerogerador - Dissertação. 4. Método dos elementos finitos - Dissertação. I. Barros, Rodrigo. II. Nascimento Neto, Joel Araújo do. III. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624.04(043.3)

KAIQUE YURI MARCIO ARAÚJO

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BLOCOS DE  
CONCRETO ARMADO SOBRE ESTACAS COMO FUNDAÇÃO PARA  
AEROGERADOR ONSHORE**

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

**BANCA EXAMINADORA**

---

Prof. Dr. Rodrigo Barros - Orientador

---

Prof. Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto - Coorientador

---

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

---

Prof. Dr. Leonardo Melo Bezerra - Examinador Externo (UFC)

**Natal, 18 de junho de 2018.**

# **ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BLOCOS DE CONCRETO ARMADO SOBRE ESTACAS COMO FUNDAÇÃO PARA AEROGERADOR ONSHORE**

**Kaique Yuri Marcio Araújo**

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Barros

Coorientador: Prof. Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto

## **RESUMO**

O crescimento da indústria de energia eólica no Brasil tem demandado projetos de fundações de grande porte, que em grande parte das vezes se tratam de blocos sobre estacas. Esses elementos estruturais chegam a demandar mais de 300 metros cúbicos de concreto e 20 toneladas de aço na sua construção. Nesse contexto, uma análise mais robusta dessas estruturas de concreto armado pode colaborar com o aperfeiçoamento desses projetos vultosos que são de grande relevância para o desenvolvimento da matriz energética brasileira. Dessa forma, este trabalho se propôs analisar o comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre estacas, mais especificamente na sua utilização como fundações de aerogeradores *onshore* (em terra), através de modelos numéricos. Para tanto, foram construídos oito modelos em elementos finitos, com o auxílio dos programas computacionais ANSYS V17 e SAP2000 V17, que serviram como base para a análise estrutural proposta. Nos modelos desenvolvidos foram adotadas como variáveis: o tipo de elemento finito utilizado para modelagem do bloco e estacas (sólido ou casca); o tipo de representação do solo (mola ou maciço semi-infinito); e, a consideração ou não do solo sob a base do bloco. Para as análises numéricas os materiais foram tratados com modelos constitutivos de comportamento elástico linear. Os resultados de interesse foram: reações nas estacas; divisão do carregamento entre o solo e estaca; deslocamento do bloco; tensões normais radiais e momentos fletores no bloco; e, acréscimo de tensões verticais no solo. Na comparação entre os modelos concebidos em elementos sólidos e elementos de placa foi observado que houve boa compatibilidade entre os valores encontrados. Em alguns modelos, as análises

numéricas revelaram resultados contra a segurança estrutural da fundação quando não se considera a presença do solo sob a base do bloco.

**Palavras-chave:** bloco sobre estacas; fundação de aerogerador; análise estrutural; método dos elementos finitos.

# ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE PILE CAP STRUCTURAL BEHAVIOR AS ONSHORE WIND TURBINE FOUNDATION

Kaique Yuri Marcio Araújo

Adviser: Prof. Dr. Rodrigo Barros

Co-adviser: Prof. Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto

## ABSTRACT

The growth of the wind energy industry in Brazil has demanded projects of big size foundations, which in most cases are pile caps. These structural elements spend close to 300 cubic meters of concrete and 20 tons of steel in its construction. In this context, a deepest structural analysis about this kind of wind turbine foundations should contribute to improvement of projects in this sector, that are of great relevance for the development of the Brazilian energy matrix. In that way, this work proposes to analyze the structural behavior of reinforced concrete pile caps, as onshore wind turbine foundations, using numerical models. In order to do, eight finite elements models were constructed, with the aid of the ANSYS V17 and SAP2000 V17 softwares. It was adopted as variables: the finite element type used for modeling the pile cap and piles (solid or shell); the soil representation (spring or semi-infinite space); and, the consideration or not of the soil under the pile cap base. All the materials constitutive models were considered as with linear elastic behavior. The interest results were: pile's reaction; division of loading between soil and piles; pile cap's displacement; radial normal stress and bending moments in the pile cap; and, the increase of vertical stresses in the soil. The models designed in solid elements and plate elements demonstrated good compatibility between the found values. In some models, the numerical analysis showed results against the structural safety of the foundation when the soil under the pile cap is not considered.

**Key-words:** Pile Cap; Wind Turbine Foundation; Structural Analysis; Finite Element Method.

**Dedico este trabalho a  
ELISANDRO MARCIO, SORAYA HELENA,  
CAIO VITOR e VIVIANA MARIA.**

## AGRADECIMENTOS

Agradeço:

A Deus, a quem são devidas todas as ações de graças, que esteve presente comigo em todos os momentos, que me proporciona força e coragem para persistir no enfrentamento dos problemas diários, equilíbrio e paciência para tomar decisões mais sábias.

À minha família, pelo apoio incondicional, em especial aos meus pais, meus confidentes, amigos para todas as horas e exemplos de seres humano.

À Viviana Maria, que tem me apoiado bastante nessa reta final da pesquisa.

Aos meus amigos, sem os quais a jornada da vida seria insípida.

Aos meus professores orientadores Rodrigo Barros e Joel Araújo, pela prontidão e disponibilidade em me orientar nesta dissertação.

Muito obrigado.

***Kaique Yuri Marcio Araújo***

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	x
LISTA DE TABELAS .....	xv
LISTA DE EQUAÇÕES .....	xvii
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS .....	xviii
1. Introdução.....	1
1.1. Objetivos .....	7
1.2. Justificativa.....	8
1.3. Metodologia.....	8
1.4. Estrutura da Dissertação.....	9
2. Revisão bibliográfica.....	10
2.1. Desenvolvimento da indústria da energia eólica no século XX.....	10
2.2. Tecnologia dos aerogeradores atuais .....	11
2.3.1. Aerogerador.....	11
2.3.2. Classificação dos aerogeradores.....	11
2.3.3. Componentes de um aerogerador de eixo horizontal .....	14
2.3.4. Fundações para aerogeradores.....	17
2.3. Projeto estrutural de aerogeradores.....	21
2.3.1. Ações e combinações.....	21
2.3.2. Escolha do tipo de fundação .....	24
2.4. Pesquisas acerca de aerogeradores.....	26
2.4.1. Pesquisas realizadas no Brasil.....	26
2.4.2. Pesquisas internacionais.....	40
3. Modelagem numérica .....	49
3.1. Considerações iniciais.....	49
3.2. Geometria padrão .....	51
3.3. Modelos adotados.....	54
3.4. Elementos finitos utilizados .....	55
3.4.1. Modelos ANS.....	55
3.4.2. Modelos SAP2000 .....	57
3.5. Malha de elementos finitos.....	59

3.6. Vinculações e restrições de apoios.....	60
3.7. Propriedades mecânicas dos materiais.....	61
3.7.1. Bloco e Estacas.....	61
3.7.2. Solo.....	62
3.8. Carregamento e combinações utilizadas.....	64
3.9. Transmissão das cargas para a fundação.....	67
4. Resultados e discussões.....	70
4.1. Considerações iniciais.....	70
4.2. Reações verticais nas estacas.....	71
4.3. Divisão do carregamento entre solo e estacas.....	77
4.4. Deslocamento vertical do bloco.....	80
4.5. Deslocamento da estaca 1 dos modelos ANS.....	84
4.6. Tensões normais radiais no bloco.....	86
4.7. Momentos fletores.....	92
4.8. Tensões verticais no solo sob a base do bloco ( $S_{33}$ ).....	96
4.9. Profundidade do bulbo de tensões verticais no solo.....	99
5. Conclusões.....	102
5.1. Comentários finais.....	102
5.2. Principais conclusões.....	102
5.3. Sugestões para trabalhos futuros.....	104
REFERÊNCIAS.....	106
APÊNDICE A - Tensões normais radiais na base do bloco dos modelos ANS e SAP.....	111
APÊNDICE B - Tensões normais radiais na seção sobre o plano de simetria do bloco dos modelos ANS.....	114
APÊNDICE C - Vetores de tensões principais radiais na seção sobre o plano de simetria do bloco dos modelos ANS.....	115
APÊNDICE D - Comparação entre os diagramas de tensões normais.....	116
ANEXO A – Parâmetros referentes as propriedades elásticas do solo.....	119

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Moinho de vento na cidade de Nashtifan, Irã. ....	1
Figura 1.2 – Esquema dos moinhos de vento Persas. ....	2
Figura 1.3 – Esquema dos moinhos de vento chineses. ....	3
Figura 1.4 – imagem de um moinho de vento encontrado em um livro de oração inglês em 1270. ....	3
Figura 1.5 – Moinho de vento do tipo <i>post mill</i> . ....	4
Figura 1.6 – Moinho de vento do tipo <i>Dutch tower</i> . ....	5
Figura 1.7 – Cata-vento ou moinho vento americano. ....	5
Figura 1.8 – Fundação do tipo bloco sobre estacas para aerogeradores: (1) Bloco de coroamento; (2) Estacas; e, (3) Torre do aerogerador. ....	6
Figura 2.1 – Classificação dos aerogeradores. ....	12
Figura 2.2 – Aerogeradores de sustentação: (a) de eixo horizontal; e, (b) de eixo vertical. ....	12
Figura 2.3 – Aerogerador de sustentação de eixo horizontal: (a) <i>upwind</i> ; e, (b) <i>downwind</i> . ....	13
Figura 2.4 – Aerogerador de arrasto. ....	13
Figura 2.5 – Visão geral dos componentes de um aerogerador de eixo horizontal com rotor do tipo hélice. ....	14
Figura 2.6 – Componentes de um aerogerador de eixo horizontal com rotor do tipo hélice. ....	15
Figura 2.7 – Diagrama esquemático de um aerogerador de eixo horizontal. ....	17
Figura 2.8 – Fundação do tipo monoestaca em aerogerador <i>offshore</i> . ....	19
Figura 2.9 – Sapata pré-fabricada. ....	20
Figura 2.10 – Sapata moldada <i>in loco</i> . ....	20
Figura 2.11 – Fundação do tipo bloco sobre estacas. ....	21
Figura 2.12 – Esquema de instrumentação utilizado no monitoramento. ....	26
Figura 2.13 – Detalhe da planta e corte, em centímetros, do modelo de bloco sobre estacas. ....	29
Figura 2.14 – Modelo em elementos finitos do bloco sobre estacas analisado Ribeiro (2014). A esquerda: modelo convencional; A direita: modelo extrudado. ....	29

Figura 2.15 - Tensões radiais (em MPa) nos modelos: (a) 1A – casca; e, (b) 2A – sólido.....	34
Figura 2.16 - Tensões radiais (em MPa) nos modelos: (a) 1B – casca; e, (b) 2B – sólido.....	34
Figura 2.17 – Tensões radiais $S_{11}$ , em MPa, no modelo 2A.....	35
Figura 2.18 – Tensões radiais $S_{11}$ (em MPa) no modelo 2B. ....	35
Figura 2.19 – Tensões circunferenciais $S_{22}$ (em MPa) no modelo 2A.....	35
Figura 2.20 – Tensões circunferenciais $S_{22}$ (em MPa) no modelo 2B.....	35
Figura 2.21 – Desenho em planta das sapatas analisadas.....	37
Figura 2.22 – Corte esquemático das sapatas analisadas.....	38
Figura 2.23 – Direções para o momento solicitante. ....	39
Figura 3.1 - Representação do solo pela hipótese de Winkler. ....	50
Figura 3.7 - Representação do solo por um modelo de meio contínuo elástico .....	50
Figura 3.1 – Geometria de referência para os modelos numéricos de bloco sobre estacas.....	51
Figura 3.2 – Parâmetros geométricos do bloco sobre estacas.....	51
Figura 3.3 – Detalhe da seção da estaca com seção poligonal dos modelos desenvolvidos no ANSYS.....	52
Figura 3.4 – Modelo, com presença do maciço semi-infinito de solo, desenvolvido no ANSYS.....	53
Figura 3.5 - Isóbaras do acréscimo de tensão vertical no solo induzida por um carregamento uniformemente distribuído em área circular de intensidade $p$ (unidade tensão). ....	53
Figura 3.8 - Convenção de nós, faces e eixos locais utilizada pelo ANSYS para elementos sólidos de seis e oitos nós. ....	55
Figura 3.9 – Modelo ANS-S0.....	56
Figura 3.10 - Convenção de nós, faces e eixos locais utilizada pelo SAP2000 para elementos de casca quadriláteros.....	58
Figura 3.11 - Convenção de nós, faces e eixos locais utilizada pelo SAP2000 para elementos de casca triangulares.....	58
Figura 3.12 – Modelo SAP-S0.....	59
Figura 3.13 – Discretização dos modelos ANS: a) detalhe do maciço de solo semi-infinito; e, (b) detalhe do bloco sobre estacas. ....	59

Figura 3.14 – Discretização do bloco dos modelos SAP: (a) visualização padrão; e, (b) visualização extrudada. ....	60
Figura 3.15 – Vinculações internas ( <i>constrains</i> ) do tipo “rígido” ( <i>rigid</i> ) nos nós da região do anel de carregamento dos modelos SAP. ....	61
Figura 3.16 – Solicitações transmitidas pela base da torre do aerogerador no encontro com a fundação. ....	65
Figura 3.17 – Representação simplificada das cargas transmitidas da torre para o bloco. ....	66
Figura 3.18 – Transmissão das cargas da torre para o bloco nos modelos ANS: (a) força axial; e, (b) momento total de tombamento. ....	67
Figura 3.19 - Transmissão das cargas da torre para o bloco nos modelos SAP. ....	68
Figura 3.20 - Carregamento referente ao aterro, distribuído uniformemente sobre as saias do bloco, nos modelos: (a) ANS, em vermelho; e, (b) SAP, em azul. ....	69
Figura 4.1 - Numeração das estacas, sistema de eixos locais (em vermelho) e plano de simetria dos carregamentos. ....	70
Figura 4.2 – Convenção da direção dos momentos $M_x$ e $M_y$ e do sistema de coordenadas cartesianas para determinação da reação em cada estaca. ....	71
Figura 4.3 – Reações nas estacas: analítico <i>versus</i> modelos ANS. ....	73
Figura 4.4 - Reações nas estacas: analítico <i>versus</i> modelos SAP. ....	73
Figura 4.5 - Reações nas estacas: analítico <i>versus</i> modelos S0. ....	74
Figura 4.6 - Reações nas estacas: analítico <i>versus</i> modelos S1. ....	75
Figura 4.7 - Reações nas estacas: analítico <i>versus</i> modelos S2. ....	75
Figura 4.8 - Reações nas estacas: analítico <i>versus</i> modelos S3. ....	76
Figura 4.9 - Carga vertical total nas estacas. ....	78
Figura 4.10 - Carga vertical total nas estacas: valores normalizados pelo modelo analítico. ....	78
Figura 4.11 – Divisão do carregamento vertical entre o solo e as estacas nos modelos ANS. ....	79
Figura 4.12 – Divisão do carregamento vertical entre o solo e as estacas nos modelos SAP. ....	79
Figura 4.13 – Comparação entre o deslocamento vertical da base do bloco dos modelos ANS. ....	80
Figura 4.14 - Comparação entre o deslocamento vertical da base do bloco dos modelos SAP. ....	81

Figura 4.15 - Comparação entre o deslocamento vertical da base do bloco dos modelos ANS-S0 e SAP-S0.....	82
Figura 4.16 - Comparação entre o deslocamento vertical da base do bloco dos modelos ANS-S1 e SAP-S1.....	82
Figura 4.17 - Comparação entre o deslocamento vertical da base do bloco dos modelos ANS-S2 e SAP-S2.....	83
Figura 4.18 - Comparação entre o deslocamento vertical da base do bloco dos modelos ANS-S3 e SAP-S3.....	83
Figura 4.19 - Comparação entre o deslocamento vertical da estaca 1 dos modelos ANS.....	84
Figura 4.20 – Comparação entre o deslocamento horizontal da estaca 1 dos modelos ANS.....	85
Figura 4.21 – Tensões normais radiais ( $S_{11}$ ), em MPa, na superfície da base do bloco do modelo ANS-S0.....	86
Figura 4.22 – Tensões normais radiais ( $S_{11}$ ), em MPa, na superfície da base do bloco do modelo SAP-S0.....	87
Figura 4.23 – Tensões normais radiais ( $S_{11}$ ), em MPa, na seção sobre o plano de simetria do bloco do modelo ANS-S0.....	87
Figura 4.24 - Vetores de tensões principais radiais na seção sobre o plano de simetria do bloco do modelo ANS-S0.....	88
Figura 4.25 – Comparação entre os diagramas de tensões normais sobre a linha LE (lado esquerdo) dos modelos ANS.....	88
Figura 4.26 - Comparação entre os diagramas de tensões normais sobre a linha LD (lado direito) dos modelos ANS.....	89
Figura 4.27 – Comparação entre os diagramas de tensões normais sobre a linha LE (lado esquerdo) dos modelos SAP.....	90
Figura 4.28 – Comparação entre os diagramas de tensões normais sobre a linha LD (lado direito) dos modelos SAP.....	90
Figura 4.29 – Comparação entre os diagramas de tensões normais sobre a linha LE (lado esquerdo) dos modelos ANS-S0 e SAP-S0.....	91
Figura 4.30 - Comparação entre os diagramas de tensões normais sobre a linha LD (lado direito) dos modelos ANS-S0 e SAP-S0.....	91
Figura 4.31 – Diagrama de momento fletor da seção sobre o plano de simetria dos modelos SAP.....	93

Figura 4.32 - Isovalores de tensões verticais ( $S_{33}$ ), em Pa, no solo sob a base do bloco do modelo ANS-S1.....	96
Figura 4.33 – Isovalores de tensões verticais ( $S_{33}$ ), em Pa, no solo sob a base do bloco do modelo ANS-S2.....	96
Figura 4.34 – Isovalores de tensões verticais ( $S_{33}$ ), em Pa, no solo sob a base do bloco do modelo ANS-S3.....	97
Figura 4.35 - Isovalores de tensões verticais ( $S_{33}$ ), em Pa, no solo sob a base do bloco do modelo SAP-S1.....	97
Figura 4.36 - Isovalores de tensões verticais ( $S_{33}$ ), em Pa, no solo sob a base do bloco do modelo SAP-S2.....	98
Figura 4.37 - Isovalores de tensões verticais ( $S_{33}$ ), em Pa, no solo sob a base do bloco do modelo SAP-S3.....	98
Figura 4.38 - Bulbo de tensões verticais do modelo ANS-S1.....	99
Figura 4.39 – Bulbo de tensões verticais do modelo ANS-S2.....	100
Figura 4.40 - Bulbo de tensões verticais do modelo ANS-S3.....	100
Figura 4.41 – Comparação entre os bulbos de tensões verticais dos modelos: (a) ANS-S1; (b) ANS-S2; e, (c) ANS-S3.....	101

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Situações de projeto de acordo com o IEC 61400-1: 2005 .....	23
Tabela 2.2 – Situações de projeto de acordo com o DNV/Risø (2002). .....	24
Tabela 2.3 – Soluções típicas de fundação para aerogeradores para diferentes condições do solo.....	25
Tabela 2.4 – Pesos indicados, em toneladas, dos principais componentes de aerogeradores com fundação do tipo bloco sobre estaca. ....	25
Tabela 2.5 – Comparação entre os momentos obtidos através do monitoramento, do túnel de vento e calculados pela NBR 6123: 1987.....	27
Tabela 2.6 – Comparação entre os momentos atuantes na fundação do aerogerador para a velocidade máxima de operação de 25 m/s. ....	28
Tabela 2.7 – Coeficiente de mola, por metro, por estaca.....	30
Tabela 2.8 – Cargas Extremas.....	31
Tabela 2.9 – Cargas de serviço.....	31
Tabela 2.10 – Resumo da geometria dos modelos.....	32
Tabela 2.11 – Resumo dos materiais.....	33
Tabela 2.12 – Carregamentos do aerogerador. ....	33
Tabela 2.13 – Hipóteses nos vários cenários analisados.....	36
Tabela 2.14 – Valores da frequência para os seis primeiros modos de vibração.....	37
Tabela 2.15 – Valores da Rigidez Rotacional ( $k_{\theta}$ ) para os modelos.....	37
Tabela 2.16 – Parâmetros geométricos das sapatas. ....	38
Tabela 2.17 – Módulos de reação vertical do solo, em $\text{tf/m}^3$ . ....	39
Tabela 2.16 – Coletânea de vários tipos de solos para fundações diretas. ....	46
Tabela 2.17 – Coletânea de vários tipos de solos para fundações indiretas.....	47
Tabela 3.1 – Nomenclatura dos modelos numéricos .....	54
Tabela 3.2 – Características dos tipos de comportamentos para contato entre superfícies, disponível no ANSYS.....	56
Tabela 3.3 – Tipos de comportamentos definidos para o contato entre superfícies nos modelos ANS. ....	57
Tabela 3.4 – Parâmetros geotécnicos adotados para o solo dos modelos S1, S2 e S3. ....	62

Tabela 3.5 – Valores empíricos de $D_r$ , $\phi$ e $\gamma_s$ para solos granulares normalmente consolidados com base no $N_{SPT}$ a cerca de 6 m de profundidade. ....	63
Tabela 3.14 – Valores adotados para as cargas transmitidas ao bloco de fundação devido a estrutura do aerogerador e as ações que atuam sobre ele na situação de produção de energia com vento com velocidade extrema, com período de recorrência de 50 anos.....	65
Tabela 4.1 - Reações verticais nas estacas resultantes dos modelos numéricos e obtidas pelo procedimento analítico. ....	72
Tabela 4.2 - Carga total nas estacas: somatório e valor percentual em relação ao procedimento analítico. ....	77
Tabela 4.3 – Comparação entre as tensões normais radiais, em MPa, dos modelos ANS e SAP, nas extremidades inferior (Cota: 0 m) e superior (Cota: 1,80 m) do bloco, sobre as linhas LE e LD. ....	92
Tabela 4.4 – Valores máximos (em módulo) dos momentos fletores, em torno do eixo local 2 ( $M_2$ ), da seção sobre o plano de simetria do bloco dos modelos SAP.....	93
Tabela 4.5 - Valores dos momentos fletores, em torno do eixo local 2 ( $M_2$ ), dos pontos de coordenadas 4,25 e 10,25 m da seção sobre o plano de simetria do bloco dos modelos SAP.....	94
Tabela 4.6 - Valores dos momentos fletores, em torno do eixo local 2 ( $M_2$ ), sobre as linhas LE e LD da seção sobre o plano de simetria do bloco dos modelos ANS. ....	95
Tabela 4.7 – Comparação entre os momentos fletores, em torno do eixo local 2 ( $M_2$ ), dos modelos ANS e SAP.....	95
Tabela E.1 – Valores típicos para o coeficiente de Poisson sugeridos por Poulos (1967).....	119
Tabela E.2 – Valores típicos para o coeficiente de Poisson sugeridos por Teixeira e Godoy (1998). ....	119
Tabela E.3 – Valores de $\alpha$ propostos por Teixeira & Godoy (1998). ....	120
Tabela E.4 – Valores de K propostos por Teixeira & Godoy (1998).....	120
Tabela E.5 – Valores típicos para o módulo de elasticidade do solo. ....	121
Tabela E.6 – Equações para o cálculo do coeficiente de reação vertical.....	122
Tabela E.7 – Comparação entre os coeficientes de reação vertical.....	123
Tabela E.8 – Faixa de valores para o coeficiente de reação vertical. ....	123

**LISTA DE EQUAÇÕES**

Equação 3.1.....61

Equação 3.2.....61

Equação 3.3.....66

Equação 3.4.....68

Equação 4.1.....72

## LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas;
- ASTM - American Society for Testing and Materials;
- CSI - Computer and Structures;
- DNV - Det Norske Veritas;
- DTU - Danmarks Tekniske Universitet;
- DWIA - Danish Wind Industry Association;
- IEC - International Electrotechnical Commission;
- MEF - Método dos Elementos Finitos;
- NBR - Norma Brasileira;
- RVO - Rijksdienst voor Ondernemend Nederland;
- SPT - Standard Penetration Test;
- UCL - University College London;
- $\alpha_E$  - Coeficiente que leva em conta o material do agregado graúdo do concreto;
- $\alpha_i$  - Coeficiente de ponderação do módulo de elasticidade secante do concreto;
- $E_{cs}$  - Módulo de elasticidade secante do concreto;
- $E_s$  - Módulo de elasticidade do solo;
- $f_{ck}$  - Resistência característica à compressão do concreto;
- $k_v$  - Coeficiente de reação vertical do solo;
- $\nu$  - Coeficiente de Poisson.

## CAPÍTULO 1

### 1. Introdução

Com o advento e desenvolvimento da agricultura, o homem necessitava progressivamente de ferramentas e equipamentos para o ajudar nas diversas etapas do trabalho do campo. Tarefas tais como a moagem dos grãos e o bombeamento de água para irrigação exigiam cada vez mais esforço humano e animal, tornando-se, portanto, fundamental o desenvolvimento de uma forma primitiva de moinho de vento.

De acordo com Golding (1976) as primeiras máquinas que utilizaram a energia eólica como força motriz foram operadas no oriente. Em 1700 a.C., menciona-se que Hammurabi usou moinhos de vento para irrigação nas planícies da Mesopotâmia. Há provas escritas da utilização da energia eólica na região do Afeganistão e Irã em documentos de 700 d.C. A Figura 1.1 mostra um moinho de vento localizado na cidade de Nashtifan, Irã.



Figura 1.1 – Moinho de vento na cidade de Nashtifan, Irã.

Fonte: Azimi (2015).

Shepherd (2009) afirma que os moinhos de vento mais antigos do mundo tinham um eixo de rotação vertical. Na Persia (atual Irã), entre os anos de 500-900

a.C., um canal de vento foi criado projetando-se uma parede inclinada a frente da metade do rotor. Deste modo, a força do vento poderia ser direcionada para acionar o rotor, como mostra a Figura 1.2. Figura 1.2.

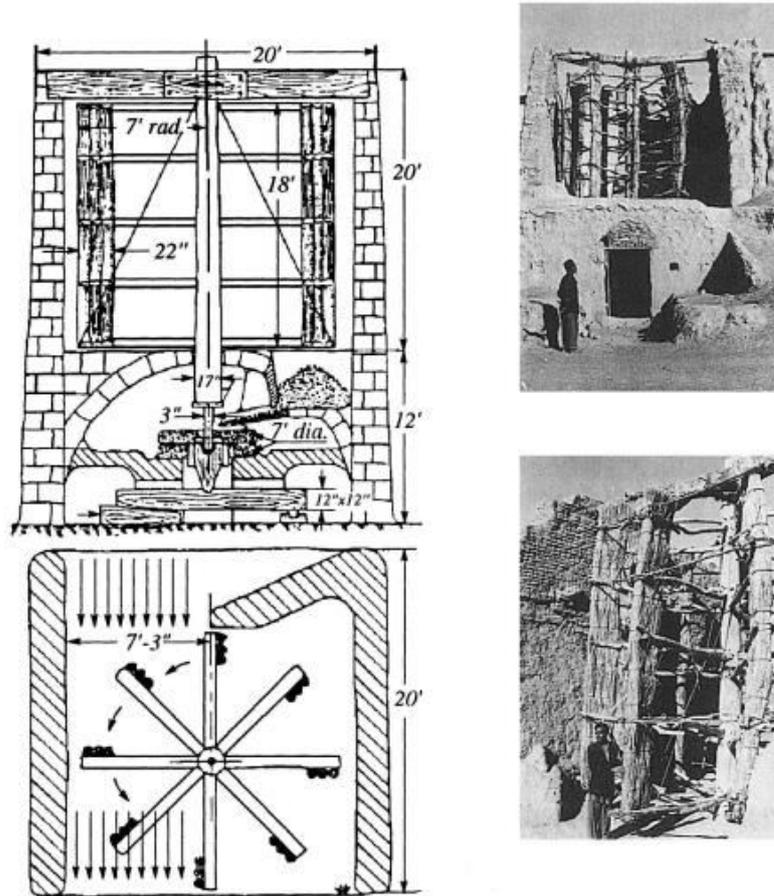


Figura 1.2 – Esquema dos moinhos de vento Persas.

Fonte: Adaptado de Shepherd (2009).

Segundo Gasch e Twele (2012), por volta de 1000 d.C., os chineses utilizavam moinhos de vento com o emprego de pás de tecidos (velas) fixadas a um rotor de eixo vertical, como mostra a Figura 1.3. Eles apresentavam uma vantagem de poder ser utilizado independente da direção dos ventos, quando comparados aos moinhos persas.

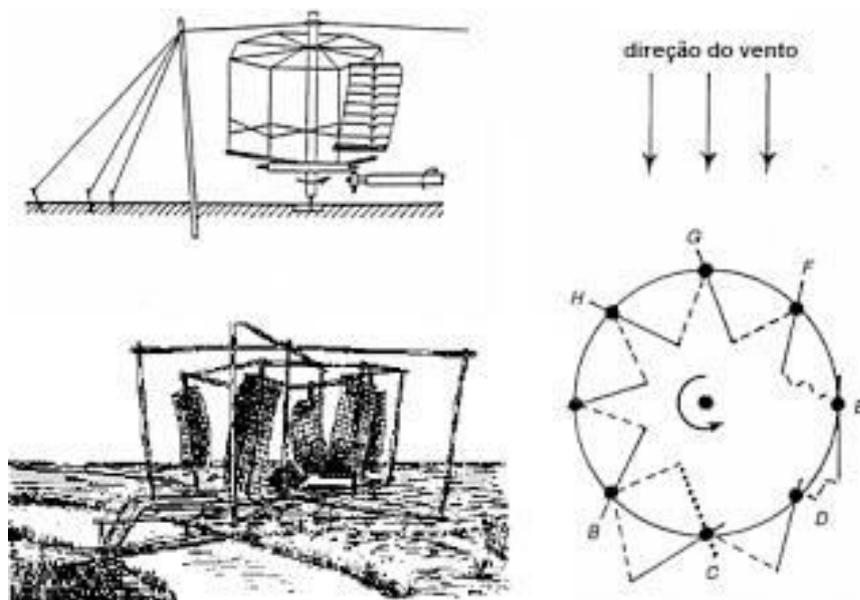


Figura 1.3 – Esquema dos moinhos de vento chineses.

Fonte: Adaptado de Gasch e Twele (2012) e Shepherd (2009).

De acordo com Gasch e Twele (2012), os primeiros moinhos de vento só apareceram pela Europa no final do século XIII. A Figura 1.4 mostra uma imagem de um moinho encontrada em um livro de oração inglês datado de 1270.

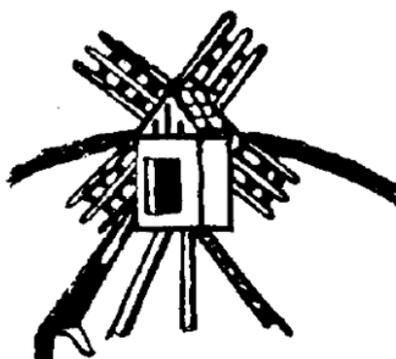


Figura 1.4 – imagem de um moinho de vento encontrado em um livro de oração inglês em 1270.

Fonte: Gasch e Twele (2012).

Estes primeiros modelos de moinhos de vento europeus apresentavam quatro pás de madeira ligadas a um sistema de eixo horizontal suportado por um poste central e foram denominados de “*Post Mill*” (Moinho de Poste), como ilustrado na Figura 1.5.

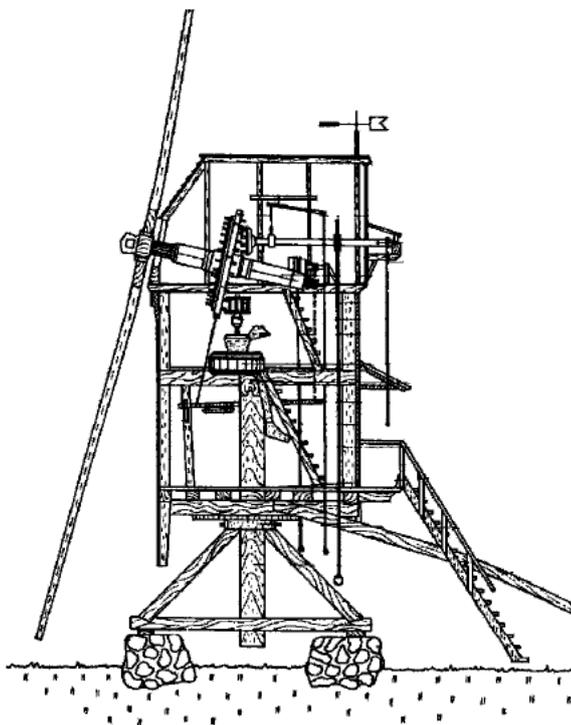


Figura 1.5 – Moinho de vento do tipo *post mill*.

Fonte: Gasch e Twele (2012).

Essa configuração mostrava um enorme avanço tecnológico em relação àqueles moinhos persas e chineses, pois empregava um sistema de transmissão por engrenagens de madeira para transferir o torque do eixo horizontal para um eixo vertical que girava uma pedra para moer grãos, denominada “*millstone*”.

No século XV a Holanda viu uma possibilidade de aumentar sua área territorial drenando a suas terras baixas, denominadas “*Polders*”. Para este propósito, surgiram então os moinhos de vento do tipo “*Dutch Tower Mill*”, ou Moinho de Torre Holandês, como mostra a Figura 1.6, que foi um desenvolvimento dos moinhos do tipo *post mill*. Segundo Shepherd (2009), essa configuração foi muito utilizada na região dos Países Baixos para drenagem de terras, enquanto que no resto da Europa ela foi utilizada para moer grãos.



Figura 1.6 – Moinho de vento do tipo *Dutch tower*.

Fonte: Serrano.

O último modelo relevante da série histórica de moinhos de vento é o do tipo “*American Windmill*” (moinho de vento americano), também denominado por Cata-vento, como mostra a Figura 1.7, que foi desenvolvido em meados do século XIX.



Figura 1.7 – Cata-vento ou moinho vento americano.

De acordo com Gasch e Twele (2012), o moinho de vento americano foi usado principalmente para fornecer água para a população e para o rebanho de gado nos Estados Unidos. Além disso, garantiu o abastecimento de água para as locomotivas a vapor das novas ferrovias que se expandiam para o lado oeste americano.

No tocante as atuações do engenheiro civil, a problemática envolvendo a geração de energia através da força dos ventos é centrada, sobretudo, no projeto e execução das fundações para os aerogeradores. A escolha do tipo de fundação é feita após estudos técnicos dos condicionantes que interferem neste elemento de suporte. Conhecidos os parâmetros geotécnicos do solo, a intensidade das ações e solicitações advindas da torre do aerogerador, a disponibilidade de materiais e recursos tecnológicos no mercado local da obra, o projetista de fundações poderá definir qual a solução que melhor atende o caso em questão, prezando pela técnica e economicidade.

De acordo com Milititsky (2014), são frequentes os casos em que o solo não apresenta comportamento adequado em profundidade conveniente, ou a implantação do parque eólico prevê aterros na posição dos aerogeradores, assim são projetadas fundações do tipo bloco sobre estacas, como mostra as Figura 1.8.

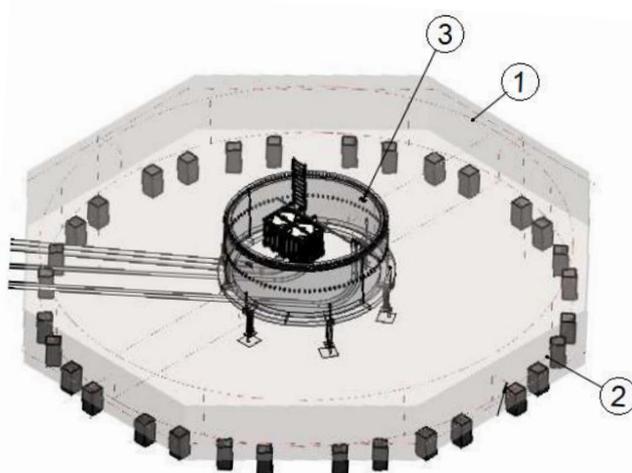


Figura 1.8 – Fundação do tipo bloco sobre estacas para aerogeradores: (1) Bloco de coroamento; (2) Estacas; e, (3) Torre do aerogerador.

Fonte: Adaptado de RVO.

Mendizabal (2014) afirma que as fundações do tipo bloco sobre estacas são necessárias para os aerogeradores que utilizam torres de aço.

Costumeiramente no cálculo de fundação do tipo bloco sobre estacas, os projetistas convêm em desconsiderar a contribuição da base do bloco em contato com solo, pois, esta parcela de reação representa, para os casos convencionais de edifícios comerciais e residenciais, cifras de pouca relevância. Por outro lado, quando se tem blocos de grandes dimensões, a exemplo das fundações de aerogeradores, bem como um solo com resistência considerável a pouca profundidade, de modo que a transmissão do carregamento pelo elemento de fundação superficial passa a ser relevante, temos uma fundação híbrida, que transmite as cargas ao solo tanto pela base do bloco quanto pela lateral e ponta das estacas.

Um grande problema no projeto desse sistema de fundação na consideração como híbrida, ou seja, levando em conta a contribuição do solo sob a base do bloco, se dá em avaliar seu mecanismo de funcionamento real, pois é difícil representar fidedignamente com modelos numéricos e matemáticos o comportamento complexo desse sistema estrutural, do mesmo modo que a sua configuração física na ruptura. São muitas variáveis envolvidas e os modelos existentes levam a cálculos complicados e nem sempre precisos.

## 1.1. Objetivos

Esta pesquisa tem como objetivo principal analisar o comportamento estrutural de blocos circulares de concreto armado sobre estacas, como fundação de aerogeradores *onshore*, considerando a contribuição do solo sob a base do bloco, através de análises numéricas pelo Método dos Elementos Finitos (MEF).

Este trabalho também contempla alguns objetivos específicos, dentre eles:

- Realizar uma análise comparativa entre modelos numéricos construídos em elementos finitos sólidos e de casca, desenvolvidos em dois programas computacionais distintos (ANSYS e SAP200), visando observar a divergência entre eles quando considerada a presença do solo sob a base do bloco nos modelos numéricos;

- Verificar a influência da consideração do solo no modelo numérico, realizando uma análise comparativa entre a modelagem do bloco sobre estacas numa abordagem tradicional e como fundação híbrida, considerando a interação no contato entre o solo e a base do bloco;

## **1.2. Justificativa**

O crescimento da indústria de energia eólica no Brasil tem demandado projetos de fundações de grande porte, que em grande parte das vezes se tratam de blocos sobre estacas. Esses elementos estruturais chegam a demandar mais de 300 metros cúbicos de concreto e 20 toneladas de aço na sua construção. Dessa forma, uma análise mais refinada dessas estruturas de concreto armado, com o auxílio de software baseado no MEF, pode colaborar com o aperfeiçoamento desses projetos vultosos que são de grande relevância para o desenvolvimento da matriz energética brasileira.

## **1.3. Metodologia**

Foram realizadas análises numéricas com o auxílio dos programas computacionais, baseados no MEF, ANSYS versão 17.0 e SAP2000 versão 17.0. Para a simulação numérica foram construídos 8 (oito) modelos em elementos finitos, sendo 4 (quatro) confeccionados em cada um dos programas utilizados.

Nos modelos em elementos finitos desenvolvidos foram adotadas como variáveis: o tipo de elemento finito utilizado para modelagem do bloco e estacas (casca e sólido); a consideração ou não do solo sob a base do bloco; e, o tipo de representação do solo (mola e maciço semi-infinito).

Para as análises numéricas os materiais foram tratados com modelos constitutivos de comportamento elástico linear.

Os resultados de interesse foram: reações nas estacas; divisão do carregamento entre o solo e estaca (para os modelos em que foi considerado o solo

sob a base do bloco); deslocamento do bloco; tensões normais radiais e momentos fletores no bloco; e, acréscimo de tensões verticais no solo.

#### **1.4. Estrutura da Dissertação**

Esta dissertação encontra-se dividida em 6 (seis) capítulos, incluindo este primeiro que apresenta as considerações iniciais, os objetivos e as justificativas para a realização desta pesquisa.

O segundo capítulo traz uma revisão sobre os aspectos gerais dos aerogeradores. Esta parte se inicia com uma apresentação do desenvolvimento da indústria da energia eólica. Ainda neste mesmo capítulo, introduz-se à tecnologia dos aerogeradores atuais e é feita uma abordagem sobre o projeto estrutural de aerogeradores sob a ótica de algumas normas. Por fim, são elencadas algumas pesquisas sobre aerogeradores no âmbito do Brasil e do mundo.

O terceiro capítulo descreve os aspectos da modelagem em elementos finitos proposta nesta pesquisa. Para tanto, são apresentados os 8 (oito) modelos de blocos circulares sobre estacas que foram estudados, bem como os parâmetros pertinentes, tais como: geometria do bloco e das estacas, distribuição do estaqueamento, resistência característica do concreto, taxa de armadura e parâmetros do solo.

No capítulo quatro são apresentados e discutidos os resultados obtidos pela modelagem numérica computacional.

No quinto e último capítulo são feitas as considerações finais e conclusões do estudo realizado, bem como as sugestões para trabalhos futuros nesta linha de pesquisa.

## CAPÍTULO 2

# 2. Revisão bibliográfica

### 2.1. Desenvolvimento da indústria da energia eólica no século XX

Por séculos os moinhos de vento foram utilizados, principalmente, para promover a moagem de grãos e o bombeamento de água.

Segundo os autores Gasch e Twele (2012), o cata-vento americano foi o primeiro tipo de moinho de vento a receber um sistema de controle automatizado.

De acordo com Shepherd (2009), a turbina eólica de Brush, um modelo de cata-vento americano que funcionou entre 1888 e 1908 em Cleveland, Ohio, é considerada o primeiro aerogerador do mundo. Este equipamento alimentou a residência e o laboratório de Charles F. Brush, inventor e fabricante de equipamentos elétricos. Brush integrou com sucesso a tecnologia dos moinhos de vento do século XIX com as tecnologias emergentes de energia elétrica e automação.

Segundo Dutra (2010), o invento de Brush foi um marco na utilização dos moinhos de ventos para geração de energia elétrica, sobretudo devido ao desenvolvimento de um mecanismo de multiplicação da rotação das pás (50:1), possibilitando um máximo aproveitamento do dínamo cujo funcionamento estava em 500 rpm.

Divone (2009) afirma que entre 1920 e 1970 surgiram diversos projetos de grande escala para geração de eletricidade que incorporaram os princípios aerodinâmicos na sua concepção, porém, a maioria deles não obtiveram êxito no aproveitamento da energia eólica em larga escala.

Somente após a primeira crise do petróleo em 1973 é que começou o desenvolvimento dos aerogeradores modernos (Divone, 2009). Após o impacto da década de 70 se intensificaram os programas de pesquisa e os subsídios para o

desenvolvimento da energia eólica em vários países, tais como Alemanha, Estados Unidos, Suíça, Austrália, França e Canadá.

## **2.2. Tecnologia dos aerogeradores atuais**

### **2.3.1. Aerogerador**

Um Aerogerador, ou turbina eólica, é um gerador elétrico que converte a energia eólica captada por um dispositivo cata-vento, em energia elétrica. Este tipo de equipamento vem sendo cada dia mais utilizado, em função de ser uma fonte de energia renovável, mas com as desvantagens de poluição sonora e visual.

### **2.3.2. Classificação dos aerogeradores**

Segundo Shepherd (2009), os aerogeradores podem ser classificados quanto a:

- A forma de aproveitamento eólico: de sustentação ou de arrasto.
- A orientação do eixo: de eixo vertical ou de eixo horizontal;
- A posição do rotor em relação à torre: “*Upwind*” ou “*Downwind*”;
- O local de instalação: “*Onshore*” ou “*Offshore*”.

A Figura 2.1 esquematiza os diversos tipos de classificação para aerogeradores atuais.

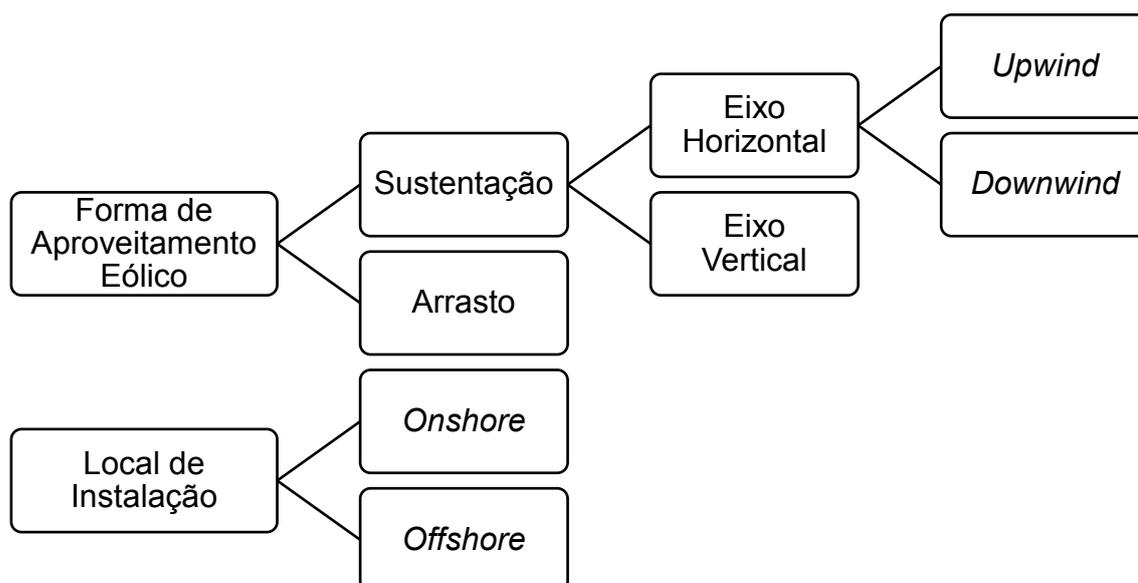


Figura 2.1 – Classificação dos aerogeradores.

Os aerogeradores de sustentação utilizam pás em formato de hélices. O movimento se dá pela força de sustentação, gerada pelo diferencial de pressão entre as superfícies opostas das pás. A Figura 2.2 mostra dois tipos de aerogeradores de sustentação.

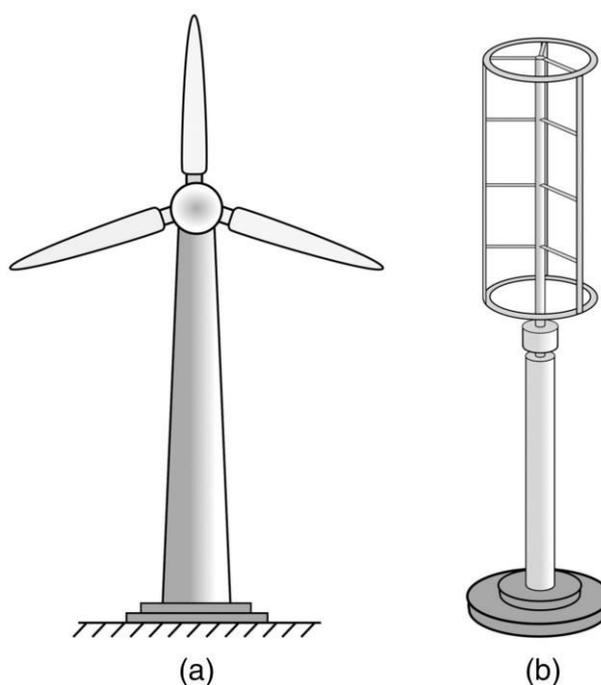


Figura 2.2 – Aerogeradores de sustentação: (a) de eixo horizontal; e, (b) de eixo vertical.

Fonte: Anguiano *et al.* (2017)

A Figura 2.3 apresenta a subclassificação dos aerogeradores de sustentação de eixo horizontal.

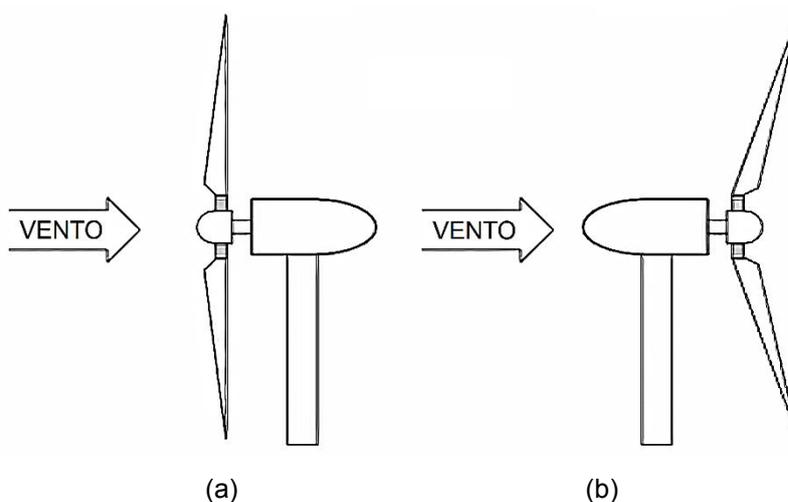


Figura 2.3 – Aerogerador de sustentação de eixo horizontal: (a) *upwind*; e, (b) *downwind*.

De acordo com Shepherd (2009), os termos *upwind* e *downwind* denotam a localização do rotor com relação a torre. Assim, o vento incide no rotor pelo lado do cubo nos aerogeradores do tipo *upwind*, e do lado oposto nos modelos *downwind*.

Nos aerogeradores de arrasto as pás têm um formato de “concha”, como mostra a Figura 2.4, e a velocidade de rotação não pode ser superior à velocidade do vento. São utilizadas diversas pás para maximizar a área arrastada.

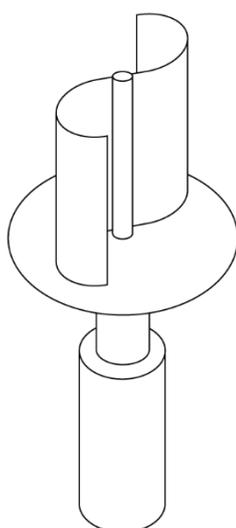


Figura 2.4 – Aerogerador de arrasto.

Quanto ao local de instalação os aerogeradores podem ser classificados em “*onshore*” (terrestre) ou “*offshore*” (sobre águas).

### 2.3.3. Componentes de um aerogerador de eixo horizontal

Dutra (2010) afirma que os rotores mais utilizados para geração de energia elétrica são os de eixo horizontal do tipo hélice de três pás. A Figura 2.5 apresenta de maneira esquemática os principais componentes de um aerogerador de eixo horizontal com rotor do tipo hélice.

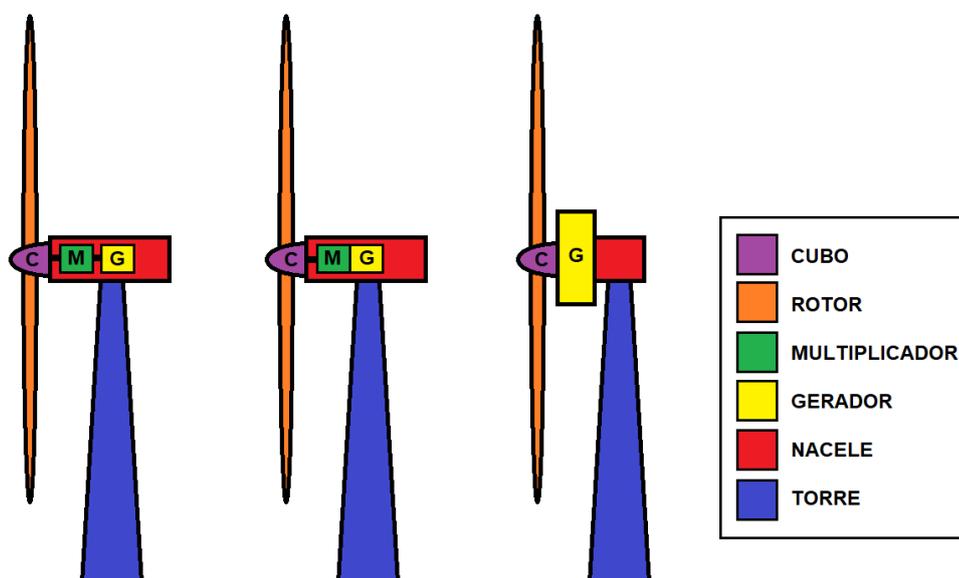


Figura 2.5 – Visão geral dos componentes de um aerogerador de eixo horizontal com rotor do tipo hélice.

Fonte: Adaptado de Dutra (2010).

A Figura 2.6 apresenta de uma forma mais detalhada os componentes de um aerogerador de eixo horizontal com rotor do tipo hélice.

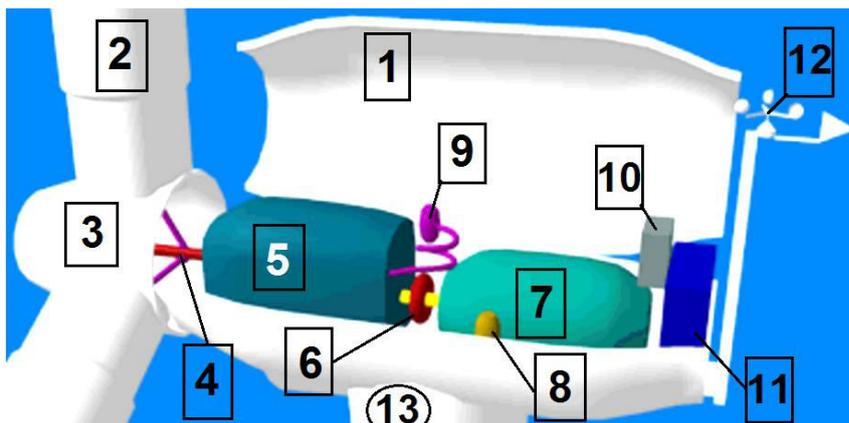


Figura 2.6 – Componentes de um aerogerador de eixo horizontal com rotor do tipo hélice.

Fonte: Adaptado de DWIA.

A seguir são descritos cada um dos componentes de um aerogerador de eixo horizontal com rotor do tipo hélice, de acordo com a enumeração da Figura 2.6.

- 1) “Nacelle”: contém os principais componentes do aerogerador, incluindo o multiplicador (5) e gerador elétrico (7). Os técnicos da manutenção podem entrar na nacelle a partir da torre (13). No lado esquerdo da Figura 2.13 está o rotor do aerogerador, formado pelo conjunto das pás (2) e o cubo (3). A “nacelle” pode ter ou não um multiplicador (5).
- 2) Pás ou Lâminas: as pás do rotor captam a energia do vento e a transmite ao cubo (3) como energia rotacional. Em um aerogerador moderno de 2-3 MW cada pá mede entre 40 e 60 metros de comprimento e seu design é muito semelhante à asa de um avião.
- 3) Cubo: é o componente que recebe as pás (2) e, junto com estas, formam o rotor. Transmitem a energia captada pelas pás ao eixo de baixa velocidade (4) do aerogerador;
- 4) Eixo de baixa velocidade: liga o cubo (3) do rotor ao multiplicador (5), no caso de aerogeradores convencionais, ou diretamente ao gerador elétrico (7), no caso de aerogeradores multipolos. Em um aerogerador moderno de 2-3 MW de energia eólica o rotor gira lentamente, cerca de 10 a 20 rotações por minuto (rpm).
- 5) Multiplicador ou caixa de engrenagens: multiplica a velocidade de rotação do eixo de baixa velocidade (4), através de um conjunto de engrenagens, e transmite para o eixo de alta velocidade (6) numa rotação cerca de 50 a 100

vezes maior. Este componente é dispensado no caso de geradores multipolos.

- 6) Eixo de alta velocidade: gira a cerca de 1500 rpm, permitindo a operação do gerador elétrico (7). É equipado com um freio a disco mecânico de emergência, que é acionado no caso de falha do sistema ou durante a manutenção do aerogerador;
- 7) Gerador elétrico: também conhecido por gerador assíncrono ou de indução. Pode ser convencional (com multiplicador) ou multipolos (sem multiplicador). Nos aerogeradores modernos as potências estão geralmente entre 500 e 3.000 quilowatts (kW), podendo chegar em alguns modelos a 8000 kW.
- 8) Controlador de orientação: é ativado pelo controlador eletrônico (10) e move o rotor para alinhá-lo com a direção do vento;
- 9) Sistema hidráulico: é utilizado para acionar os freios aerodinâmicos do aerogerador.
- 10) Controlador eletrônico: monitora as condições gerais do sistema, desliga o aerogerador em caso de mau funcionamento e controla o mecanismo de ajuste para alinhamento do rotor com o vento;
- 11) Unidade de arrefecimento: contém um ventilador elétrico usado para resfriar o gerador (7). Ele também contém uma unidade de arrefecimento utilizada para resfriar o óleo do multiplicador;
- 12) Anemômetro e veleta: unidade de medição de velocidade e direção do vento;
- 13) Torre: Sustenta a “nacelle” (1) e o rotor (2 e 3). Em geral, é uma vantagem ter uma torre alta, porque a velocidade do vento aumenta com o afastamento do nível do solo. Um aerogerador de 2 MW geralmente utiliza torres com altura entre 80 e 100 metros (edifício de 27 a 30 andares).

A Figura 2.7 apresenta um diagrama esquemático de um aerogerador de eixo horizontal *onshore*.

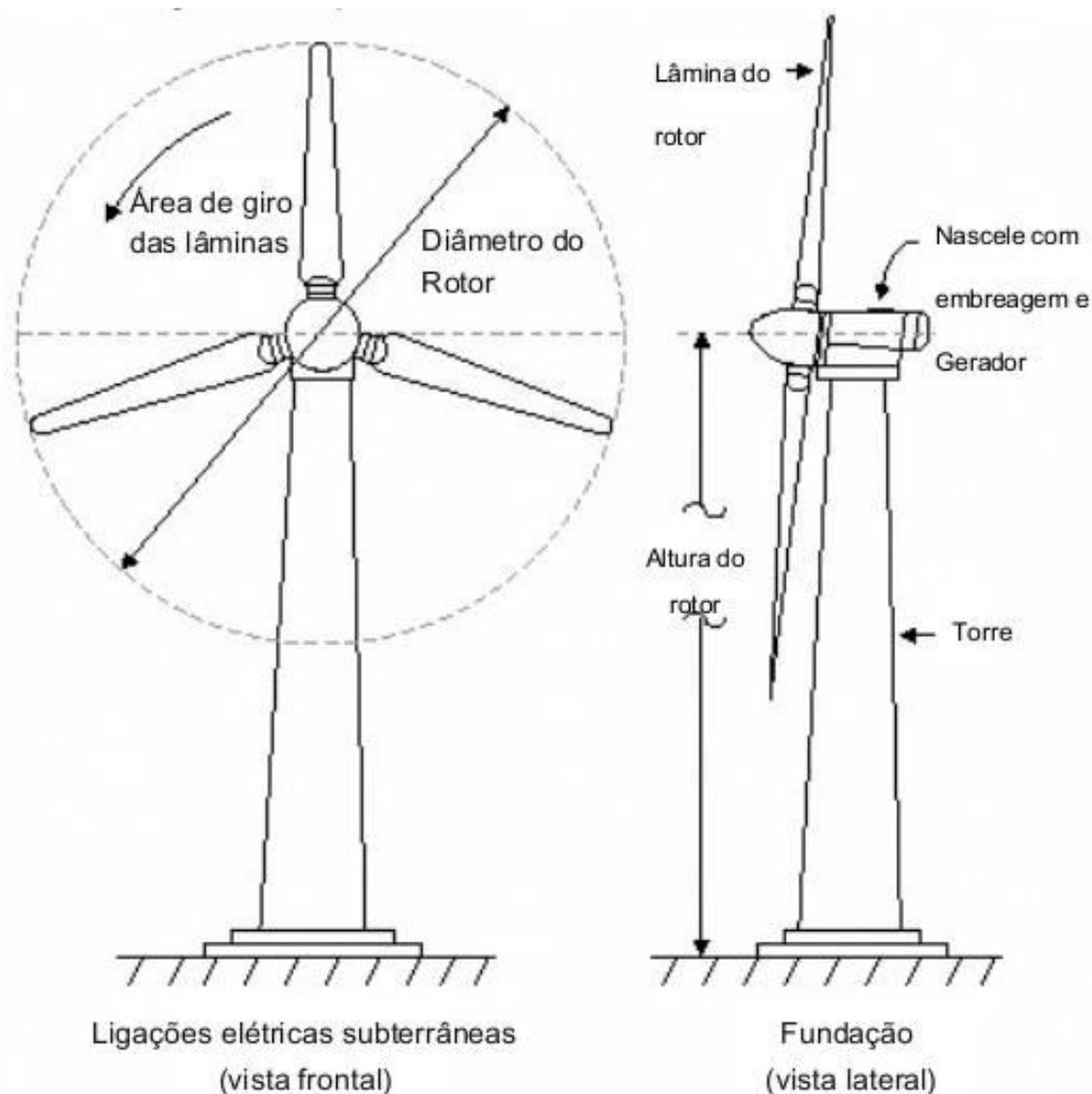


Figura 2.7 – Diagrama esquemático de um aerogerador de eixo horizontal.

Fonte: Retscreen International.

### 2.3.4. Fundações para aerogeradores

A fundação de um aerogerador funciona como um elemento de transição entre a torre, feita com materiais de elevada resistência, como aço ou concreto, e o solo com resistência relativa bem inferior. Dessa forma, as elevadas ações vindas da torre devem transpor esse elemento e serem distribuídas ao solo em uma grande área, não excedendo a tensão admissível do mesmo.

Uma vez que o contato entre o solo e a fundação não admite tensões de tração, pois a interface solo-fundação não oferece resistência à separação, a tendência de afastamento entre ambos deve ser rigorosamente controlada desde a etapa de projeto. De acordo com Milititsky (2014), no estado limite de serviço, alguns fornecedores não admitem tração nas estacas, bem como regiões não comprimidas no caso de solução em fundações diretas.

Um projeto da fundação de um aerogerador tem requisitos específicos e muitos rigorosos, tais como: o caráter dinâmico acentuado, a necessidade de fornecer um desempenho adequado contra fenômenos de fadiga, os níveis reduzidos de tensão transmitidas ao solo, entre outros. Assim, um projetista de fundações deve levar em consideração todas essas características que envolvem os aspectos geotécnicos e estrutural.

A seguir são apresentadas algumas das soluções mais frequentes de fundações para aerogeradores.

#### **2.3.4.1. Monoestaca**

De acordo com Silva (2014) a fundação do tipo monoestaca, apresentada na Figura 2.8, é mais comum em torres eólicas *offshore*, porém, também tem sido utilizada em torres *onshore* de menor porte. De acordo com o mesmo autor, as monoestacas são indicadas para solos com características geotécnicas pobres.

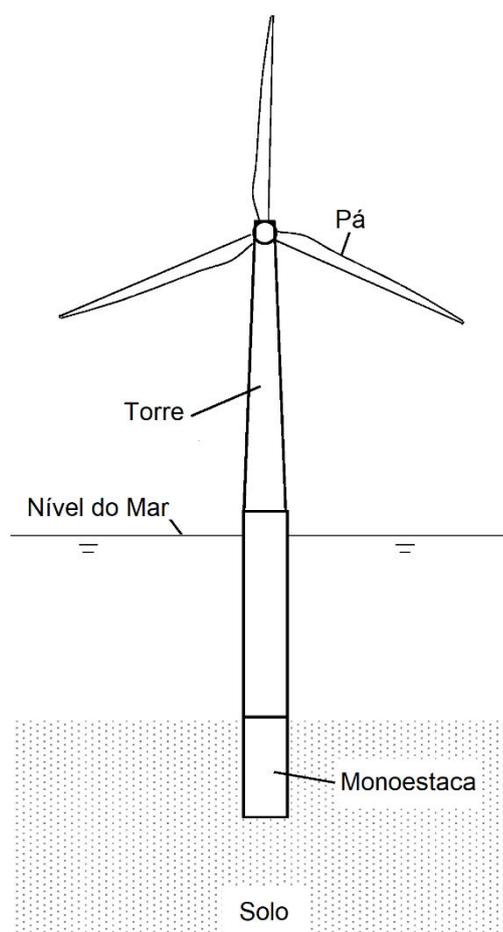


Figura 2.8 – Fundação do tipo monoestaca em aerogerador *offshore*.

Fonte: Autor.

#### 2.3.4.2. Sapata Pré-fabricada

Por apresentar dimensões reduzidas em relação ao convencional, é uma fundação superficial indicada para ser utilizada sobre rocha ou solos com características resistentes elevadas. É formada por uma laje inferior (de forma circular ou poligonal), formada por segmentos pré-fabricados, e na região superior são instaladas nervuras pré-moldadas (de seção retangular ou trapezoidal). De acordo com Silva (2014) este tipo de fundações tem como principal vantagem a economia de tempo e material na sua construção. A Figura 2.9 mostra uma sapata pré-fabricada.



Figura 2.9 – Sapata pré-fabricada.

Fonte: Miceli (2013).

#### 2.3.4.3. Sapata Moldada *in loco*

É uma fundação utilizada em solos com resistência elevada a pouca profundidade da superfície do terreno. Silva (2014) afirma que estas fundações possuem normalmente um diâmetro elevado para garantir a estabilidade da torre. Podem apresentar seção retangular, circular ou poligonal. A Figura 2.10 mostra um exemplo de sapata de base octogonal moldada *in loco* utilizada como fundação de aerogerador.



Figura 2.10 – Sapata moldada *in loco*.

Fonte: ENGIE (2017).

#### 2.3.4.4. Bloco sobre estacas

É uma solução de fundação recomendada em situações que o solo não possui resistência compatível com o nível de carregamento proveniente da estrutura a pouca profundidade da superfície do terreno. É formada por um maciço (bloco de coroamento) de concreto armado executado, a pouca profundidade, sobre estacas cravadas ou escavadas, como mostra a Figura 2.11. Alternativamente podem ser utilizados tirantes ao invés de estacas.



Figura 2.11 – Fundação do tipo bloco sobre estacas.

Fonte: CTE-WIND (2016).

### 2.3. Projeto estrutural de aerogeradores

#### 2.3.1. Ações e combinações

De acordo com o *DNV/Risø* (2002), um manual de projeto de estruturas de aerogeradores desenvolvido pela DNV (*Det Norske Veritas*), fundação autônoma dinamarquesa especializada no ramo de produção de energia, em parceria com o *Risø*, laboratório de energia sustentável da *Technical University of Denmark* (DTU),

as seguintes situações de projeto devem ser consideradas no dimensionamento dos elementos estruturais de um aerogerador, inclusive nas suas fundações, sendo os dois primeiros tópicos relativos a situações operacionais e demais referentes às condições temporárias:

- Funcionamento normal do aerogerador na produção de energia;
- Situações dos limites mínimo e máximo da velocidade do vento para produção de energia (*cut-in* e *cut-out*, respectivamente), além das situações em que o rotor se encontra em marcha lenta e parado;
- Transporte das estruturas;
- Instalação e montagem dos equipamentos do aerogerador;
- Falhas do sistema de controle do aerogerador;
- Manutenção e reparos;
- Situação de testes.

A norma internacional IEC 61400–1: 2005 (*Wind turbines – Part 1: Design requirements*) prescreve que as estruturas de aerogeradores devem ser projetadas para cargas devido à ação do vento nas condições normais, que ocorrerão frequentemente durante a operação de uma turbina eólica, e para as condições extremas de vento, que são definidas como tendo um período de retorno de 50 anos.

Além das cargas devido à ação do vento (força de arrasto agindo nas pás do rotor, nacelle e na torre) outras cargas também devem ser levadas em consideração no projeto de fundação de um aerogerador, tais como: o peso do conjunto nacelle-torre e o peso próprio da fundação; a ação das marés, para o caso de aerogeradores *offshore*; e, as cargas dinâmicas oriundas da movimentação do rotor.

A Tabela 2.1 apresenta uma lista das situações de projetos que devem ser consideradas no dimensionamento estrutural dos elementos de um aerogerador de acordo com a IEC 61400–1: 2005.

Tabela 2.1 – Situações de projeto de acordo com o IEC 61400-1: 2005

Situação de Projeto	Condições do Vento	Outras Condições	Tipo de Análise
Produção de Energia	Turbulência normal		Última
	Turbulência normal		Fadiga
	Rajada extrema com mudança de direção		Última
	Perfil de vento normal	Falha elétrica externa	Última
	Rajada extrema, com período de recorrência de um ano	Perda de conexão elétrica	Última
	Rajada extrema, com período de recorrência de cinquenta anos		Última
	Cisalhamento extremo do vento		Última
	Mudança extrema de direção, com período de recorrência de cinquenta anos		Última
	Rajada extrema		Última
Produção de energia mais ocorrência de falha	Perfil de vento normal	Falha do sistema de controle	Última
	Perfil de vento normal	Falha do sistema de proteção ou falha elétrica interna	Última
	Turbulência normal	Falha no sistema de controle ou proteção	Fadiga
Início de produção (Start-up)	Perfil de vento normal		Fadiga
	Rajada extrema, com período de recorrência de um ano		Última
	Mudança extrema de direção, com período de recorrência de um ano		Última
Desligamento normal	Perfil de vento normal		Fadiga
	Rajada extrema, com período de recorrência de um ano		Última
Desligamento de emergência	Perfil de vento normal		Última
Estacionado (parado ou em marcha lenta)	Velocidade extrema do vento, com período de recorrência de cinquenta anos	Possível queda da rede de energia elétrica	Última
	Turbulência normal		Fadiga
Estacionado e condições de falhas	Velocidade extrema do vento, com período de recorrência de um ano		Última
Transporte, montagem, manutenção e reparo	Recomendações do fabricante		Última

Fonte: Adaptado de IEC 61400-1: 2005.

A Tabela 2.2, extraída do DNV/Risø (2002), que segue as recomendações da norma dinamarquesa de projeto de estruturas de aerogeradores DS472: 1992, apresenta uma lista semelhante a apresentada na Tabela 2.1.

Tabela 2.2 – Situações de projeto de acordo com o DNV/Risø (2002).

Combinação das Ações	Situação de Projeto	Condições do Vento	Estado Limite		
			Fadiga	Último	Acidental
Normal	Produção de energia	Normal	x	x	
	Início de produção ( <i>start-up</i> ) e mudança de direção	Normal	x	x	
	Paralisação e transição para marcha lenta	Normal	x	x	
	Estacionado e marcha lenta	Normal	x		
Extraordinária	Produção de energia	Velocidade extrema, com período de recorrência de cinquenta anos	x	x	
	Produção de energia	Mudança de direção de 0 a 90° e mudança de velocidade de 10 a 25 m/s em 30 s	x	x	
	Transporte, montagem e içamento	Maior velocidade permitida pelo fabricante		x	
	Operação manual da turbina eólica	A ser definido de acordo com a relevância	x	x	
	Parada de emergência	1,3 vezes a velocidade máxima de operação do vento	x	x	
	Ativação dos freios a ar	1,3 vezes a velocidade máxima de operação do vento	x	x	
	Marcha lenta	50% da velocidade extrema, com período de recorrência de cinquenta anos	x	x	
	Condições de falha	Normal	x	x	
Acidental	Falhas grave	Velocidade máxima de operação do vento	x		x

Fonte: Adaptado de DNV/Risø (2002).

### 2.3.2. Escolha do tipo de fundação

De acordo com Tricklebank *et al.* (2007), as fundações de aerogeradores *onshore* geralmente envolvem o uso de uma quantidade significativa de concreto armado. A Tabela 2.3 apresenta soluções típicas de fundação para aerogeradores para diferentes condições do solo.

Tabela 2.3 – Soluções típicas de fundação para aerogeradores para diferentes condições do solo.

Condições do solo	Tipo de Fundação
Rocha próxima à superfície do solo	Bloco de concreto armado, atirantado ou parafusado na rocha
Camada de solo firme em profundidade intermediária	Bloco gravitacional de concreto armado atuando como sapata; ou bloco de concreto armado sobre estacas ou atirantado
Camada espessa de solo de baixa compactidade e/ou resistência	Bloco de concreto armado sobre estacas

Fonte: Tricklebank *et al.*, 2007.

Tricklebank *et al.* (2007) afirma que os blocos de concreto armado utilizados como fundação de aerogeradores *onshore*, são geralmente circulares ou poligonais (hexagonais / octogonais) no plano horizontal. As estacas podem ser de aço ou concreto. A rigidez e o comportamento dinâmico do sistema de fundação provavelmente são os motivos de maior preocupação, particularmente em solos de baixa compactidade e/ou resistência.

Alguns pesos indicativos dos componentes de aerogeradores com fundação do tipo bloco sobre estacas são mostrados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Pesos indicados, em toneladas, dos principais componentes de aerogeradores com fundação do tipo bloco sobre estaca.

Componente	Torre de concreto		Torre de aço	
	70m de altura (2MW)	100m de altura (4,5MW)	70m de altura (2MW)	100m de altura (4,5MW)
Rotor + nacelle	105	220	105	220
Torre	450	1050	135	240
Fundação	1400	3000	1500	3100
<b>Peso Total</b>	<b>1955</b>	<b>4270</b>	<b>1740</b>	<b>3560</b>

Fonte: Tricklebank *et al.*, 2007.

Como pode ser observado na tabela apresentada, é provável que o peso próprio adicional de uma torre de concreto, em comparação com uma torre semelhante de aço, seja benéfico para o desenho da fundação, pois contrabalança o momento de tombamento devido a ação do vento.

## 2.4. Pesquisas acerca de aerogeradores

### 2.4.1. Pesquisas realizadas no Brasil

Moura (2007) comparou algumas metodologias de projeto de fundações superficiais para aerogeradores assentes em areia de duna, a partir do estudo de caso de um aerogerador da usina eólica de Taíba-CE com o objetivo de descrever o comportamento da fundação do aerogerador estudado. Para tanto, o autor monitorou a estrutura do aerogerador por cerca de uma semana, através de instrumentação com o uso de acelerômetros, extensômetros elétricos e um anemômetro, para a determinação das solicitações nas fundações, para a condição particular de vento atuante na semana dos ensaios. A Figura 2.12 mostra o esquema da instrumentação utilizada no monitoramento realizado.

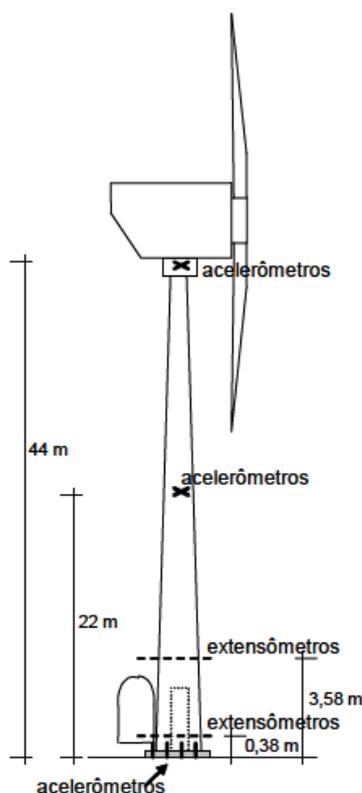


Figura 2.12 – Esquema de instrumentação utilizado no monitoramento.

Fonte: Moura (2007).

Além do monitoramento, foram realizados ensaios de túnel de vento com um modelo reduzido do aerogerador para determinação do coeficiente de arrasto, do ponto de aplicação da força de arrasto e dos esforços atuantes.

A Tabela 2.5, retirada da pesquisa de Moura (2007), mostra que para a faixa de velocidade de vento analisada, de 1 a 9 m/s, em quase todos os casos os momentos estimados pela ABNT NBR 6123: 1987 são superiores aos medidos no monitoramento, com exceção para as velocidades de 2, 2,3 e 3,7 m/s. Por sua vez, o túnel de vento apresentou momento inferior tão somente para a velocidade de 2 m/s.

Tabela 2.5 – Comparação entre os momentos obtidos através do monitoramento, do túnel de vento e calculados pela NBR 6123: 1987.

v (m/s)	Momento (kNm)		
	Monitoramento	Túnel de vento	NBR 6123/87 modificada
1	30	51	41
2	220	204	164
2,3	240	270	217
3,2	170	523	421
3,7	660	700	563
4,8	900	1177	947
7	1500	2504	2014
7,2	1830	2649	2131
8	1780	3270	2631
9	2330	4139	3329

Fonte: Moura (2007).

Além dos valores apresentados na Tabela 2.5, o autor realizou uma extrapolação linear dos momentos obtidos por Ferreira (2003), que realizou uma simulação numérica com um auxílio do programa computacional SAP2000.

A pesquisa também contemplou uma comparação entre os momentos atuantes na fundação do aerogerador, obtidos para uma velocidade de 25 m/s, através: de uma extrapolação das medidas de campo; do ensaio de túnel de vento; da extrapolação linear da simulação numérica de Ferreira (2003); e, de maneira analítica seguindo as recomendações da ABNT NBR 6123: 1987. A Tabela 2.6, mostra os resultados da comparação realizada por Moura (2007).

Tabela 2.6 – Comparação entre os momentos atuantes na fundação do aerogerador para a velocidade máxima de operação de 25 m/s.

Método	Tipo de Esforço	
	Força de Arrasto (kN)	Momento (kNm)
Média das extrapolações por medidas de campo	456,9	21108,8
Simulação numérica	655	28804
NBR 6123/87 modificada	556	25687
Túnel de vento	691	31924

Fonte: Moura (2007).

Moura (2007) fez ainda uma caracterização geológica e geotécnica do solo do local estudado a partir de ensaios de laboratório e de campo, entre eles: ensaios de caracterização física (granulometria e índices físicos); ensaios de cisalhamento direto; ensaios endométricos; ensaios de sondagem a percussão com medição de torque e de energia (SPT-T acoplado com o equipamento SPT ANALYZER); e, ensaios pressiométricos.

Com base nos resultados de momentos solicitantes e nos parâmetros geotécnicos encontrados através dos ensaios realizados, o autor revisou as dimensões das fundações do aerogerador estudado, mostrando que seria possível haver uma redução de 39,4 m<sup>3</sup> do volume de concreto utilizado, ou seja, de 32 % com relação ao volume de concreto da fundação do aerogerador existente.

Ribeiro (2014) analisou o fenômeno da fadiga em estruturas de fundação de aerogeradores do tipo profunda e superficial com o auxílio do programa computacional SAP2000, sendo o primeiro um bloco (octogonal) sobre estacas e o segundo uma sapata quadrada.

A fundação profunda foi composta por um bloco octogonal de 2,0 m de altura, sobre 24 estacas, com um anel metálico rígido para receber a torre, conforme mostram as Figuras 2.13 e 2.14.

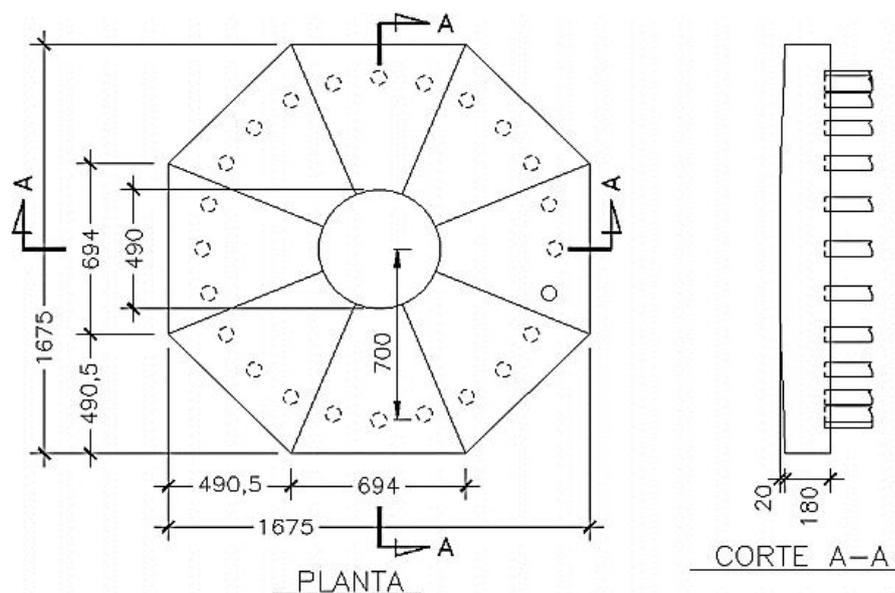


Figura 2.13 – Detalhe da planta e corte, em centímetros, do modelo de bloco sobre estacas.

Fonte: Ribeiro (2014)

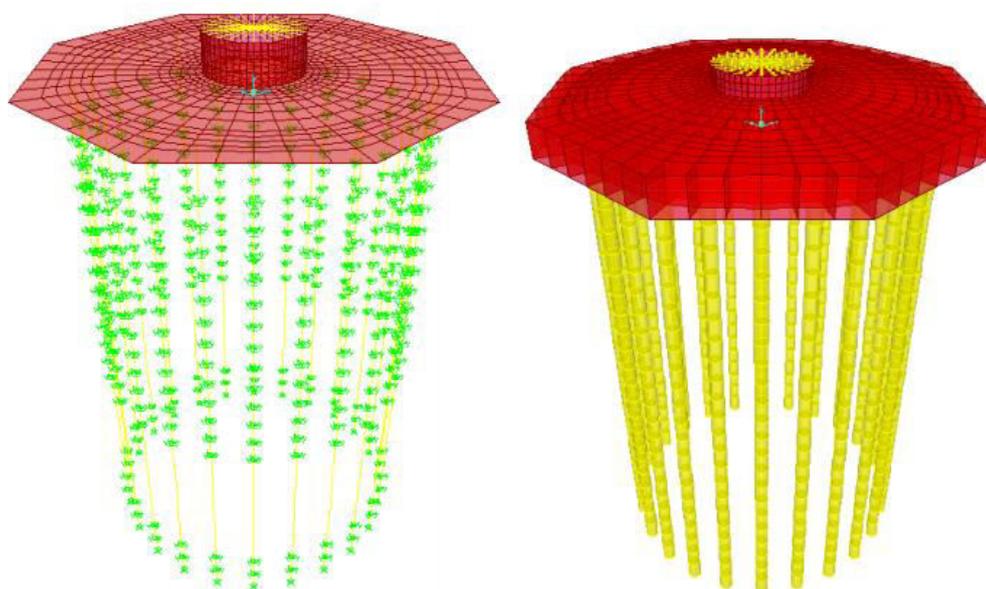


Figura 2.14 – Modelo em elementos finitos do bloco sobre estacas analisado Ribeiro (2014). A esquerda: modelo convencional; A direita: modelo extrudado.

Fonte: Ribeiro (2014)

O anel de ligação entre a torre e o bloco foi modelado em aço ASTM A992 com 2,5 cm de espessura. Para simular a transição das cargas nodais advindas da base da torre, foram considerados elementos de barra de grande rigidez, para transferir uniformemente as cargas para o anel.

O bloco foi modelado como elemento de casca espessa (“*plate-thick*”), com espessura de 200 cm e em concreto com  $f_{ck} = 25$  MPa.

Foram consideradas 24 estacas de 60 cm de diâmetro, com 23 m de comprimento, de concreto  $f_{ck} = 15$  MPa, em solo arenoso. Para se considerar a rigidez do solo, foram adotadas molas de translação por metro de acordo com a Tabela 2.7. Os eixos locais de barra 1, 2 e 3, correspondem aos eixos globais X, Y e Z consecutivamente.

Tabela 2.7 – Coeficiente de mola, por metro, por estaca.

<b>TABLE: Joint Spring Assignments 1 - Uncoupled</b>							
<b>Joint</b>	<b>CoordSys</b>	<b>U1</b>	<b>U2</b>	<b>U3</b>	<b>R1</b>	<b>R2</b>	<b>R3</b>
<b>Text</b>	<b>Text</b>	<b>kN/m</b>	<b>kN/m</b>	<b>kN/m</b>	<b>kN-m/rad</b>	<b>kN-m/rad</b>	<b>kN-m/rad</b>
285	GLOBAL	0	0	0	0	0	0
543	GLOBAL	0	0	0	0	0	0
544	GLOBAL	194380	194380	115280	0	0	0
545	GLOBAL	194380	194380	115280	0	0	0
546	GLOBAL	194380	194380	115280	0	0	0
547	GLOBAL	583130	583130	345850	0	0	0
548	GLOBAL	583130	583130	345850	0	0	0
549	GLOBAL	583130	583130	345850	0	0	0
550	GLOBAL	583130	583130	345850	0	0	0
551	GLOBAL	583130	583130	345850	0	0	0
552	GLOBAL	592850	592850	351620	0	0	0
553	GLOBAL	592850	592850	351620	0	0	0
554	GLOBAL	592850	592850	351620	0	0	0
555	GLOBAL	592850	592850	351620	0	0	0
556	GLOBAL	592850	592850	351620	0	0	0
557	GLOBAL	0	0	0	0	0	0
558	GLOBAL	0	0	0	0	0	0
559	GLOBAL	0	0	0	0	0	0
560	GLOBAL	0	0	0	0	0	0
561	GLOBAL	0	0	0	0	0	0
562	GLOBAL	0	0	0	0	0	0
405	GLOBAL	583130	583130	345850	0	0	0
406	GLOBAL	583130	583130	345850	0	0	0

Fonte: Ribeiro (2014)

O autor considerou cargas extremas, que incluem os coeficientes de ponderação das ações, bem como cargas de serviço, que não incluem majoração, conforme as Tabelas 2.8 e 2.9, respectivamente.

Tabela 2.8 – Cargas Extremas.

Combinações			Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)
Mx	Máx	dlc6.2j	58584,0	4713,9	843,5	157,2	-771,1	-3729,2
	Mín	dlc6.2b	-51652,0	5046,0	-892,2	154,3	668,9	-3750,3
My	Máx	dlc1.5d_90	303,7	48896,0	267,0	554,6	10,9	-3799,2
	Mín	dlc1.5d_00	2249,7	-59252,0	-666,4	-606,2	-12,5	-3770,0
Mxy	Máx	dlc1.5d_00	2249,7	-59252,0	-666,4	-606,2	-12,5	3770,0
	Mín	dlc3.2a	2,7	3,0	5,4	23,4	0,2	-3787,6
Mz	Máx	dlc2.2da	9744,3	10474,0	2893,0	143,3	-99,2	-3826,1
	Mín	dlc2.2db	-2851,0	-6636,4	-2676,3	-22,0	47,3	-3729,2
Fx	Máx	dlc6.1b	2475,1	35579,0	-429,1	632,8	-8,0	-3653,7
	Mín	dlc1.5e_00	3140,2	-59167,0	-746,2	-610,1	-55,0	-3773,1
Fy	Máx	dlc6.2d	-49341,0	-18271,0	-682,7	-253,7	685,5	-3765,5
	Mín	dlc6.2j	58458,0	6094,2	844,7	174,9	-771,3	-3728,9
Fxy	Máx	dlc6.2j	58173,0	7342,9	867,3	189,7	-768,9	-3729,4
	Mín	dlc3.2a	30,2	-2271,3	1,4	0,0	-0,1	-3785,3
Fz	Máx	dlc7.1c_60	156,2	14886,0	-549,6	272,1	17,4	-3636,4
	Mín	dlc8.1a0d	1479,9	21957,0	46,0	291,4	-1,9	-4316,0

Fonte: Ribeiro (2014)

Tabela 2.9 – Cargas de serviço.

Combinações			Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)
Fxy	Máx	dlc1.0d	3058,3	25356,0	111,0	278,8	-23,1	-3450,0
Mxy	Mín	dlc3.1b	2262,2	25340,0	148,9	191,0	-14,3	-3460,4

Fonte: Ribeiro (2014)

A sapata foi modelada como elemento de placa espesso (“*plate-thick*”), com dimensões em planta de 18 x 18 m, espessura de 200 cm e em concreto com  $f_{ck} = 25$  MPa.

Na análise da fundação do tipo sapata as molas, que representaram o solo, foram calculadas com o objetivo de simular a rigidez do conjunto solo-estrutura. Dessa forma, Ribeiro (2014) considerou um modelo de distribuição não uniforme, de acordo com a rigidez do solo condensada na superfície, proposto por Santos (1990).

O autor concluiu que as considerações de fadiga utilizadas em projeto de pontes podem ser estendidas ao projeto de fundações de aerogeradores, considerando os aspectos específicos destas estruturas.

Na pesquisa foi constatado que a hipótese de Palmgren-Miner, que estabelece que o dano  $D$  por fadiga seja acumulado linearmente, pode ser de aplicada de maneira fácil e viável.

Nos dois modelos analisados por Ribeiro (2014), o acúmulo de danos devidos à flexão se mostrou pontual, visto que somente em torno de 5% da área da fundação obteve dano ( $D$ ) maior do que 0,01, e que apenas 1% chega ao dano de 0,37 e 0,43, para fundação do tipo bloco sobre estacas e do tipo sapata, respectivamente.

Quanto ao acúmulo de danos devido ao cisalhamento, aproximadamente 10% da área apresentou dano ( $D$ ) entre 0,37 e 0,34, para fundação do tipo bloco sobre estacas e do tipo sapata, respectivamente.

Araújo *et al.* (2014) realizaram uma análise numérica de alguns casos de fundações diretas de aerogeradores, comparando modelos construídos no programa computacional SAP2000, baseado no MEF, com elementos de casca e sólidos.

Foram modeladas duas sapatas circulares com alturas diferentes (A e B) e, para cada uma, foram desenvolvidos dois modelos em elementos finitos, um com elementos de casca e outro com elementos sólidos. Foi adotada a geometria de fundação circular com altura variável.

Os parâmetros adotados pelos pesquisadores para cada modelo são apresentados na Tabela 2.10, sendo  $h$  a menor altura,  $H$  a maior altura e  $D$  o diâmetro da fundação.

Tabela 2.10 – Resumo da geometria dos modelos.

<b>Modelo</b>	<b>Elemento</b>	<b>h (m)</b>	<b>H (m)</b>	<b>D (m)</b>
1A	Casca	0,60	1,85	15,00
1B	Casca	1,50	2,75	15,00
2A	Sólido	0,60	1,85	15,00
2B	Sólido	1,50	2,75	15,00

Fonte: Araújo *et al.* (2014).

A Tabela 2.11 apresenta as propriedades adotadas para cada material presente na fundação.

Tabela 2.11 – Resumo dos materiais.

Concreto	Aço CA-50	Aço AISI 4140	Reaterro
$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	$f_{yk} = 420 \text{ MPa}$	$\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$
$E_{cs} = 26.071 \text{ MPa}$	$E_s = 200.000 \text{ MPa}$	$E_s = 200.000 \text{ MPa}$	$K_v = 13.500 \text{ kN/m}^3$
$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$	

Fonte: Araújo *et al.* (2014).

A Tabela 2.12 apresenta os carregamentos provenientes da torre de aerogerador que foram utilizados.

Tabela 2.12 – Carregamentos do aerogerador.

$\gamma_f$ (-)	$F_{horizontal}$ (kN)	$F_{vertical}$ (kN)	$M_{tombamento}$ (kN.m)	$M_{torsor}$ (kN.m)
1,4	500	2600	45000	1000

Fonte: Araújo *et al.* (2014).

Nos modelos com elementos de casca a aplicação do carregamento foi realizada através de um elemento de barra, inserido no centro da sapata. Como condição de contorno, foram adicionadas molas não-lineares em toda a base da sapata para representar o contato com o solo, sendo que esses elementos de contato somente são solicitados quando estão submetidos à compressão. A rigidez de mola adotada foi de  $13.500 \text{ kN/m}^3$ . Para manter um comportamento de corpo rígido, foram utilizadas vinculações internas (“*constrains*”) nos nós centrais da placa e da barra. Com esse procedimento foi possível reduzir as concentrações de tensões na ligação entre a barra e a casca.

Assim como nos modelos de placa, foram adicionadas molas não-lineares em toda a base da sapata para representar o contato com o solo nos modelos com elementos sólido.

Nos modelos 2A e 2B, o carregamento foi inserido através de uma barra rígida acoplada a uma placa de elementos de casca (*shell*) rígidos. Para uniformizar os deslocamentos dessa placa rígida, foram utilizados *Constrains* nos nós da placa.

A placa rígida foi unida a um anel de parafusos protendidos que foram inseridos no interior da sapata. No contato entre a placa rígida e o pedestal da sapata foram utilizados elementos finitos do tipo “*gap*”, que somente são solicitados à compressão, ou seja, toda tração provocada pelos carregamentos da torre foi transmitida diretamente aos parafusos protendidos e a compressão tanto para os elementos sólidos quanto para os parafusos protendidos.

As Figuras 2.15 e 2.16 apresentam os resultados das tensões radiais obtidos no estudo realizado por Araújo *et al.* (2014) para os modelos propostos.

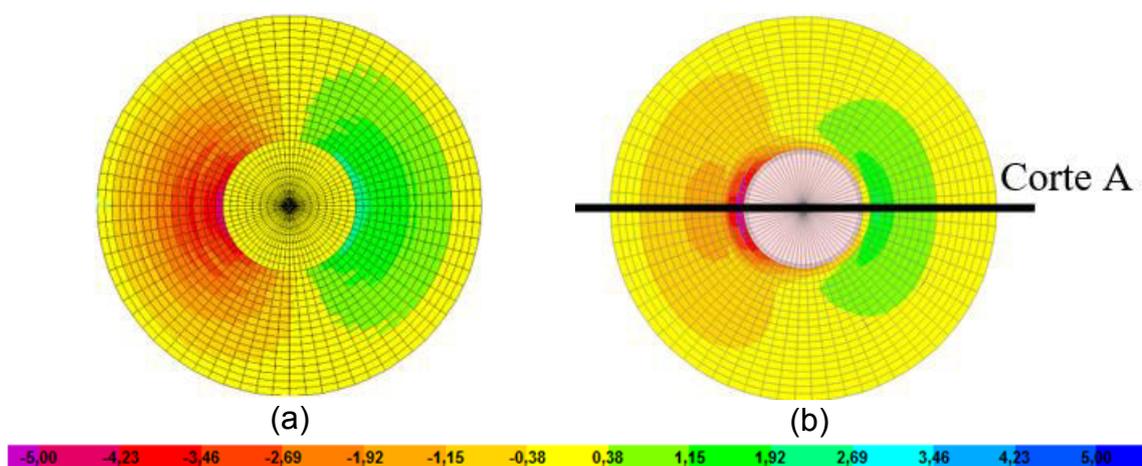


Figura 2.15 - Tensões radiais (em MPa) nos modelos: (a) 1A – casca; e, (b) 2A – sólido.

Fonte: Araujo *et al.* (2014).

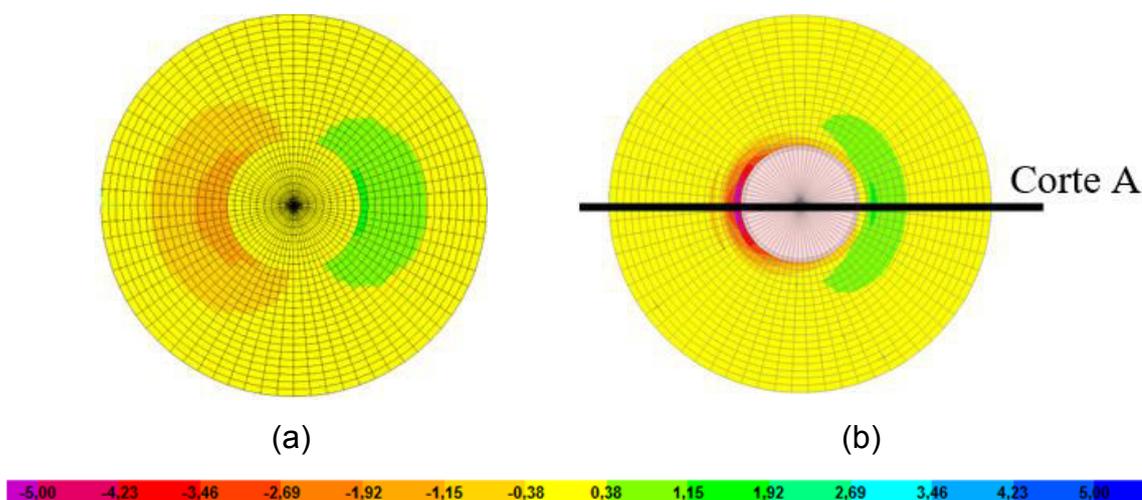


Figura 2.16 - Tensões radiais (em MPa) nos modelos: (a) 1B – casca; e, (b) 2B – sólido.

Fonte: Araujo *et al.* (2014).

As Figuras 2.17 a 2.20 apresentam os resultados das tensões radiais e circunferenciais vistas na seção do corte A (apresentado nas figuras 2.15 e 2.16) obtidos no estudo para os modelos 2A e 2B.

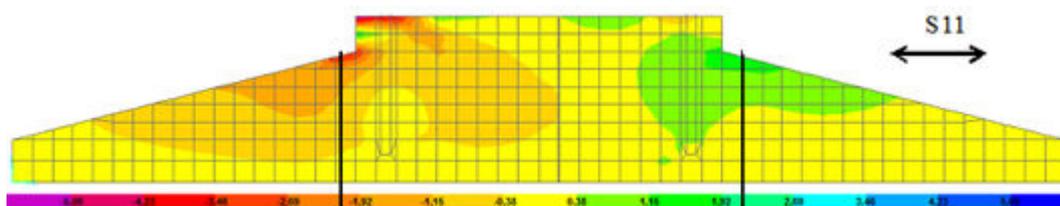


Figura 2.17 – Tensões radiais  $S_{11}$ , em MPa, no modelo 2A.

Fonte: Araujo *et al.* (2014).

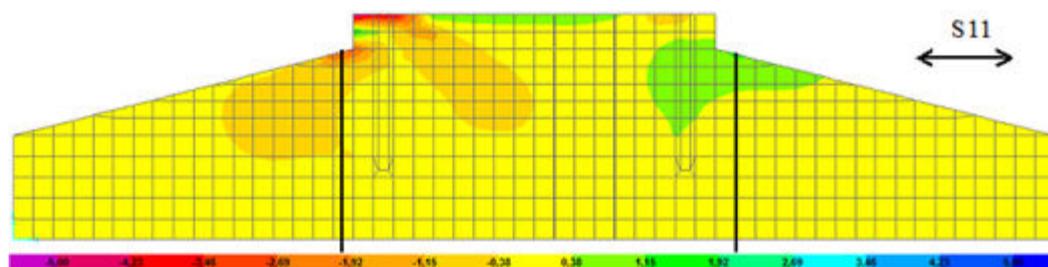


Figura 2.18 – Tensões radiais  $S_{11}$  (em MPa) no modelo 2B.

Fonte: Araujo *et al.* (2014).

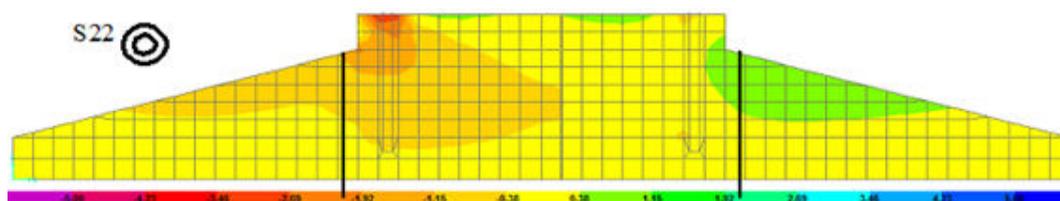


Figura 2.19 – Tensões circunferenciais  $S_{22}$  (em MPa) no modelo 2A.

Fonte: Araujo *et al.* (2014).

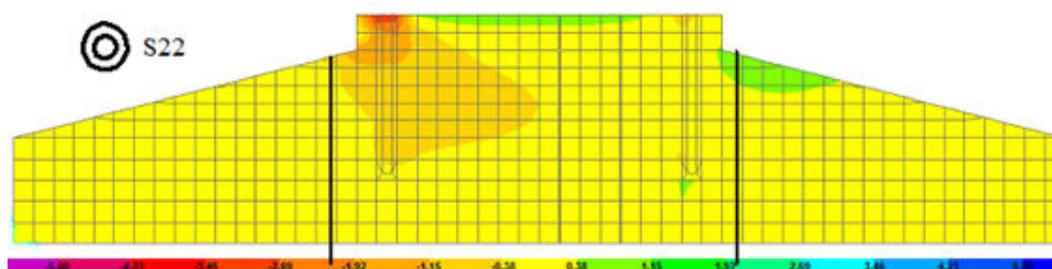


Figura 2.20 – Tensões circunferenciais  $S_{22}$  (em MPa) no modelo 2B.

Fonte: Araujo *et al.* (2014).

Através dos modelos em elementos finitos sólidos 2A e 2B os autores observaram que as trajetórias de tensões indicaram que as sapatas analisadas apresentaram comportamento rígido, distribuindo as tensões de compressão com ângulo de propagação próximo a 45°.

Maranhão (2016) analisou a rigidez rotacional de uma fundação do tipo bloco sobre estacas como suporte de uma torre eólica com o objetivo de definir a importância da rigidez do bloco dentro da avaliação da rigidez rotacional da fundação. O autor levou em consideração o solo, a rigidez das estacas e a rigidez do bloco de fundação (elemento de transição entre a torre e as estacas).

O autor analisou a estrutura com o auxílio do programa computacional SAP2000, baseado no MEF. Foram utilizados elementos de três e quatro nós do tipo casca (*shell*) para modelar o bloco e elementos de barra (*frame*) para modelar a torre. O diâmetro do bloco foi de 16,99m, com o centro das estacas distribuídas em um círculo de diâmetro de 15,54m. Foi adotado um pedestal de 2,50m de altura e 9,44m de diâmetro. A parte inclinada (saias) teve uma variação de altura de 0,70m a 2,00m. O bloco ficou apoiado sobre 36 estacas. A torre, com altura de 100m, foi fixada no pedestal, com diâmetro externo variando de 7,70m na cota 0m a 3,70m na cota 100m, com paredes de espessura de 18,5cm.

Foram definidos os seguintes modelos, apresentados na Tabela 2.13.

Tabela 2.13 – Hipóteses nos vários cenários analisados.

Modelo	Interação solo-estrutura	Rigidez do bloco
A1	Rigidez da mola: 3000 kN/cm	Elemento <i>constrains</i> na torre <sup>(1)</sup>
A2 <sup>(2)</sup>	Rigidez da mola: 3000 kN/cm	Elemento <i>constrains</i> na torre <sup>(1)</sup>
B	Rigidez da mola: 3000 kN/cm	Elemento <i>constrains</i> em todo o bloco <sup>(3)</sup>
C	Rigidez da mola: 3E10 kN/cm <sup>(4)</sup>	Elemento <i>constrains</i> em todo o bloco <sup>(3)</sup>
D <sup>(5)</sup>	Retirada do bloco no modelo, sendo adotada a condição de contorno de engaste perfeito para a torre.	

Fonte: Maranhão (2016)

Os resultados da pesquisa de Maranhão (2016) são apresentados nas Tabelas 2.14 e 2.15.

Tabela 2.14 – Valores da frequência para os seis primeiros modos de vibração.

Modo	Modelo A1	Modelo A2	Modelo B	Modelo C	Modelo D
1	0,3711 Hz	0,3670 Hz	0,3754 Hz	0,3893 Hz	0,3893 Hz
2	0,3711 Hz	0,3670 Hz	0,3754 Hz	0,3893 Hz	0,3893 Hz
3	2,0045 Hz	1,9800 Hz	2,0310Hz	2,1292 Hz	2,1300 Hz
4	2,0045 Hz	1,9800 Hz	2,0310Hz	2,1292 Hz	2,1300 Hz
5	5,4180 Hz	5,3575 Hz	5,4748 Hz	5,7384 Hz	5,7453 Hz
6	5,4180 Hz	5,3575 Hz	5,4748 Hz	5,7384 Hz	5,7453 Hz

Fonte: Maranhão (2016)

Tabela 2.15 – Valores da Rigidez Rotacional ( $k_{\theta}$ ) para os modelos.

	Modelo A1	Modelo A2	Modelo B	Modelo C	Modelo D
$k_{\theta}^{(1)}$	246 GN.m/rad	197 GN.m/rad	327 GN.m/rad	$\infty$	$\infty$

Fonte: Maranhão (2016)

O autor concluiu que para a fundação estudada, foram obtidos um  $k_{est} = 3000$  kN/m,  $r = 7,77$ m e  $n=36$ , resultando numa rigidez rotacional  $K_{\theta} = 326$  GN.m/rad, valor muito próximo do MODELO B, situação onde foi idealizado o bloco como corpo rígido.

Ribeiro (2017-a) realizou uma análise comparativa entre três diferentes geometrias de sapata como fundação de aerogeradores com torre de concreto com altura de cubo de 120 m e diâmetro do rotor de 110 m, sendo elas de formato: circular, quadrada e octogonal. As Figuras 2.21 e 2.22 apresentam os desenhos em planta e um corte esquemático, respectivamente, das três sapatas avaliadas.

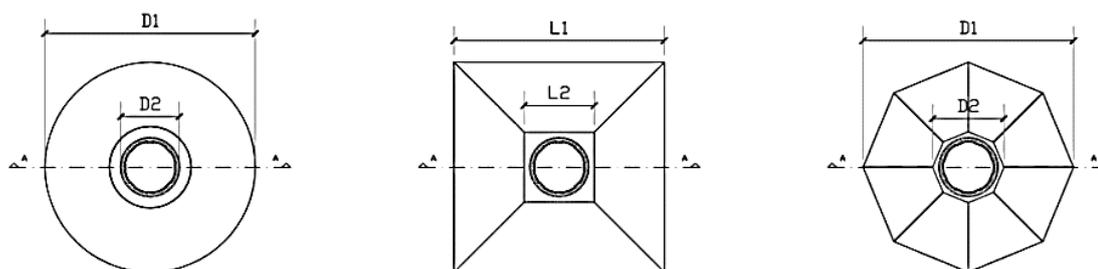


Figura 2.21 – Desenho em planta das sapatas analisadas.

Fonte: Ribeiro (2017-a)

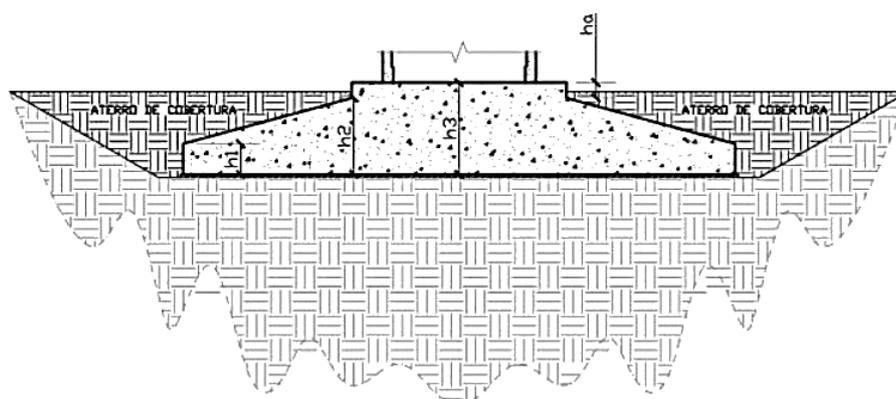


Figura 2.22 – Corte esquemático das sapatas analisadas.

Fonte: Ribeiro (2017-a)

A Tabela 2.16 apresenta as dimensões e volume total de concreto para cada uma das sapatas analisadas pelo autor.

As análises foram realizadas com o auxílio do programa computacional SAP2000, baseado no MEF, com a utilização do elemento finito de placa do tipo “thin plate” na modelagem das fundações.

Tabela 2.16 – Parâmetros geométricos das sapatas.

Sapata Circular		Sapata Quadrada		Sapata Octogonal	
D1	20,00 m	L1	20,00 m	D1	20,00 m
D2	9,50 m	L2	9,50 m	D2	9,50 m
h1	1,00 m	h1	1,00 m	h1	1,00 m
h2	1,50 m	h2	1,50 m	h2	1,50 m
h3	2,00 m	h3	2,00 m	h3	2,00 m
VOLUME	438,64 m <sup>3</sup>	VOLUME	438,69 m <sup>3</sup>	VOLUME	438,72 m <sup>3</sup>

Fonte: Ribeiro (2017-a)

A Figura 2.23 apresenta as direções para o momento solicitante consideradas nas análises do autor.

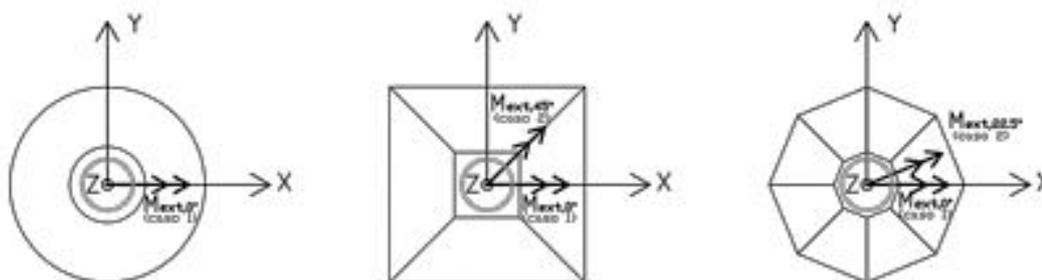


Figura 2.23 – Direções para o momento solicitante.

Fonte: Ribeiro (2017-a)

Foi constatado que a sapata circular apresentou o maior momento fletor máximo, no valor de 427,75 tf.m/m, enquanto que o menor momento fletor máximo foi observado na sapata quadrada, no valor de 365,10 tf.m/m, ocorrendo na situação de momento solicitante atuando na direção  $0^\circ$ , representando uma redução de 14,64% da segunda em relação a primeira.

A variação do momento fletor máximo nas faixas de módulo de reação vertical do solo adotados (apresentados na Tabela 2.17) foi de 22,86% para a sapata circular, 24,16% para a sapata e 17,86% para a sapata octogonal. Estes módulos de reação vertical do solo adotados pelo autor foram calculados através da equação proposta por Vesic (1961). Os resultados de Ribeiro (2017-a) indicaram que a sapata octogonal sofreu menos influência em relação aos esforços internos devido a variação da rigidez do solo.

Tabela 2.17 – Módulos de reação vertical do solo, em tf/m<sup>3</sup>.

	<b>Sapata Circular</b>	<b>Sapata Quadrada</b>	<b>Sapata Octogonal</b>
kv,1	300	338	305
kv,2	750	844	763
kv,3	1500	1689	1526
kv,4	2250	2533	2289
kv,5	3000	3377	3052
kv,6	3750	4221	3815
kv,7	4500	5066	4578
kv,8	5250	5910	5341
kv,9	6000	6754	6104
kv,10	12000	13508	12209

Fonte: Ribeiro (2017-a)

Na comparação da rigidez rotacional, a sapata quadrada apresentou o melhor desempenho, tendo uma rigidez de  $16,0 \times 10^6$  tf.m/rad, sendo esse valor 3,79% e 7,69% maior do que as rigidezes apresentadas pela sapata circular e octogonal, respectivamente.

#### **2.4.2. Pesquisas internacionais**

Os engenheiros Sinclair e Clayton (1989) realizaram um programa de pesquisa na *University College London* (UCL), entre 1986 e 1989, para analisar as características do movimento aerodinâmico de aerogeradores com ênfase nos efeitos dinâmicos de amortecimento e excitação.

Inicialmente foram realizados ensaios experimentais a partir de navios equipados com aerofólios marinhos para avaliar os aspectos teóricos dos movimentos aerodinâmicos de rolagem e arfagem como funções de alguns parâmetros. Essa teoria foi estendida às turbinas eólicas, através de calibração das curvas de sustentação e de arrasto apropriadas. A pesquisa também abordou instalações *offshore* sujeitas a carregamentos de ondas.

Os autores calibraram as curvas teóricas de sustentação e arrasto com base nos dados experimentais e mostraram que os resultados dos experimentos seguiram a teoria, embora os coeficientes fossem ligeiramente diferentes, devido a efeitos dinâmicos de amortecimento e excitação.

Kuhn (2001) avaliou como uma análise dinâmica estrutural e uma abordagem de projeto específico pode otimizar os custos e a segurança de aerogeradores *offshore*. Para responder este questionamento o autor desenvolveu e demonstrou uma nova metodologia de projeto para parques eólicos *offshore*. Os resultados mostraram que uma abordagem de projeto que integre os diversos aspectos estruturais, bem como os procedimentos de instalação, operação e manutenção favorece uma economia de escala e de tempo.

O autor sintetizou alguns métodos para a análise dinâmica estrutural, recomendando a adoção de modelos dinâmicos não lineares que levem em consideração a aerodinâmica do aerogerador, reduzindo tanto quanto possível o

número de casos de carregamento modelados, para diminuir o esforço computacional que uma análise não linear naturalmente conduz.

Foi constatado que a dinâmica das estruturas de fundações é fortemente afetada por parâmetros tais como a primeira frequência natural, a rigidez, a magnitude da taxa de amortecimento aerodinâmico e os parâmetros geotécnicos e ambientais específicos do local. Com relação à rigidez, o autor observou que a associação de uma fundação relativamente rígida com uma torre flexível reduziu a sensibilidade frente as condições do solo. A rigidez da fundação também atenuou os efeitos de fadiga induzidos pelo aerogerador. No tocante aos tipos de fundação, foi verificado que a monoestaca só é viável economicamente em baixas profundidades e que as fundações em tripé são competitivas para profundidades maiores.

Tempel e Molennar (2002) analisaram os fundamentos teóricos da dinâmica estrutural de aerogeradores e os aplicaram a situações reais, incluindo aerogeradores *offshore* sob ação de ondas, dando continuidade as abordagens de projeto iniciadas nos estudos de Ferguson *et al.* (1998) e de Kühn (2001), avaliando-as a através de modelos computacionais.

Foram analisaram o comportamento de três tipos de aerogeradores para três faixas de variação de flexibilidade: um sistema flexível-flexível, um flexível-rígido e um rígido-rígido. A expectativa era a de que, graças à precisão proporcionada pelo uso de computadores, as análises conduzissem a fundações mais flexíveis e, por conseguinte, mais leves e mais baratas. No entanto, os pesquisadores constataram que esse tipo de estrutura apresenta maior risco de sofrer ressonância e que, portanto, o termo “flexível-flexível” deveria ser substituído por “flexível-rígido-flexível-flexível”, provavelmente mais acurado, embora, talvez, inadequado ao uso prático.

Os autores concluíram ainda que, embora os modelos teóricos utilizados tenham se mostrado importantes para delinear os princípios de análise, eles se mostraram insuficientes para descrever a totalidade e a complexidade do comportamento dos sistemas de aerogeradores *offshore*.

Tempel (2006) realizou um estudo com o objetivo de criar uma base para o projeto de estruturas de fundações para aerogeradores *offshore*. O autor focou na tipologia de fundação do tipo monoestaca. Sua metodologia consistiu em analisar

projetos reais de parques eólicos offshore e compará-los com um projeto de plataforma de petróleo *offshore*.

Foram avaliadas também o efeito da fadiga através de análises no domínio da frequência e no domínio do tempo. Houve uma redução significativa do esforço computacional e do tempo de processamento nas análises no domínio do tempo. O autor ainda analisou o efeito do amortecimento aerodinâmico do aerogerador em operação na dinâmica da fundação, obtendo resultados satisfatórios.

Maunu (2008) analisou, em um primeiro momento, o comportamento estrutural de fundações de aerogeradores do tipo sapata através de modelos numéricos e analíticos. Foram analisadas duas situações de carregamento: carga centrada; e, carga axial combinada com momento. Os métodos de análise estrutural avaliados incluíram: métodos analíticos para cálculos manuais (teoria da flexão e biela-tirante); MEF, com elementos de placa apoiados sobre molas; e, modelos numéricos com elementos finitos sólidos, considerando o elemento estrutural de fundação e o solo. Foram analisados os resultados dos esforços internos de momento fletor e esforço cortante.

A análise pelo método das bielas e tirantes indicou que, na situação de carga centrada, uma parte significativa do carregamento é transferido através de bielas diagonais de compressão, resultando assim em menos flexão do que foi encontrado com os modelos com elementos finitos de placa.

Na situação de carga axial combinada com momento foi observado que um ponto importante ao projetar elementos estruturais com base em análises não-lineares é a escolha adequada dos parâmetros do material. Os resultados da análise com elementos finitos de placa não-linear confirmaram a hipótese de que uma parte significativa da redistribuição dos esforços internos ocorre devido a fissuração do concreto por flexão. No entanto, devido à grande quantidade de simplificações do modelo de elementos de placa, não houve nenhuma conclusão importante do comportamento estrutural da sapata.

Na segunda parte da pesquisa, o autor realizou uma análise da sapata com elementos finitos sólido considerando um anel de chumbadores metálicos na ligação com a torre do aerogerador. Foram considerados modelos com comportamento

elástico linear e não-linear, incluindo a fissuração do concreto e a complexidade da transferência de carga da torre para a fundação através dos chumbadores.

O modelo elástico linear mostrou que o comportamento global da estrutura pode ser representado de maneira satisfatória por modelos simplificados. Este modelo, no entanto, produziu tensões máximas e mínimas com valores absolutos menores que o modelo não-linear, e isso tem que ser considerado quando são feitas simplificações.

O autor conclui que as altas concentrações de tensões e o movimento relativo do anel de chumbadores metálicos devem ser levados em consideração no dimensionamento das armaduras. A análise não linear, com elementos finitos sólidos, da sapata indicou que a ancoragem dos chumbadores na fundação é a parte mais crítica da estrutura.

Svensson (2010) estudou o comportamento das fundações de aerogeradores *onshore* a partir de métodos convencionais de cálculo e de análises numéricas. Os tipos de fundações analisadas foram as sapatas e blocos sobre estacas, assentes sobre três tipos de solo. Variando os tipos de fundação e de solo, o autor definiu três casos de estudo: 1 – sapata apoiada sobre um solo glacial rígido e resistente; 2 – Bloco sobre estacas pré-moldadas de concreto cravadas em uma camada de solo argiloso com ponta apoiada em rocha sã, funcionando como estacas de ponta; e, 3 - Bloco sobre estacas pré-moldadas de concreto, funcionando como estacas flutuantes, considerando a contribuição do solo sob a base do bloco, o que o autor denominou de sistema de fundação do tipo radier estaqueado.

Foram utilizados elementos finitos bidimensionais para modelar os componentes geotécnico e estrutural dos modelos com o auxílio do programa computacional sueco Strusoft (Structural Design Software in Europe AB). Todas as verificações foram realizadas com base no Eurocode 2 e 7. As fundações foram analisadas em termos de economicidade, eficiência e facilidade execução.

O autor concluiu que todos os três casos analisados se mostraram praticáveis. O Caso 1 mostrou-se o de menor custo por não utilizar estacas, sendo preferível quando as condições de solo são boas em camadas superficiais. Além disso, este caso apresenta facilidades de execução e de cálculo, que pode ser realizado manualmente. O caso 2 apresentou bons resultados, se mostrando como uma boa solução para as

situações em que o leito rochoso se encontra a pouca profundidade. No caso 3, os grandes recalques diferenciais produziram um maior deslocamento horizontal da torre. Além disso, este modelo resultou em um comprimento total das estacas muito elevado, o que tornou este caso mais caro, devendo, portanto, ser evitado. O autor também observou que na modelagem de blocos sobre estacas são preferíveis os modelos tridimensionais aos bidimensionais, pois aqueles simulam o comportamento dos elementos de forma mais realística.

Adhikari e Bhattacharya (2012) realizaram procedimentos analíticos e experimentais com modelos reduzidos a fim de caracterizar o comportamento dinâmico de aerogeradores *offshore* sobre fundações flexíveis. Os autores estudaram o efeito da vibração na fundação por meio de uma análise simplificada, e propuseram uma abordagem analítico-experimental para determinar os parâmetros da fundação. Os modelos lineares utilizados consistiam em torres flexíveis sobre vigas de Euler-Bernoulli com apoios elásticos, para modelar a natureza flexível da interação entre o sistema torre-fundação. Essa consideração mostrou-se bastante eficaz para descrever o comportamento da interação.

Foi constatado que os parâmetros adimensionais mais importantes para a análise dinâmica foram: força axial adimensional; as rigidezes rotacional e lateral da fundação (parâmetros de interação solo-estrutura sugeridos pelos autores a partir de métodos e experimentais); a razão de massa entre o conjunto rotor-pá e a torre; e, o raio de giração da torre.

Os autores concluíram que as frequências naturais previstas pelos modelos numéricos tiveram valores bem próximos quando comparados aos valores obtidos em medições de campo, e que a frequência natural da torre diminui com a diminuição da rigidez da fundação.

Warren-Codrington (2013) teceu algumas considerações sobre projetos geotécnicos de fundações para aerogeradores *onshore*, adaptando conhecimentos e experiências de trabalhos anteriores para a realidade da África do Sul. O estudo limitou-se a analisar aerogeradores com rotor do tipo hélice de três pás, com torres tubulares cônicas de aço sobre fundações superficiais.

O autor estruturou seu trabalho em quatro partes principais. A primeira versou sobre o comportamento mecânico e dinâmico das fundações, avaliando a resposta

estrutural da fundação para diferentes regimes de carga, bem como a importância da fundação para a redução da frequência natural do sistema torre-fundação-solo.

A segunda parte abordou o projeto geotécnico de fundações superficiais para aerogeradores em termos de resistência, estabilidade, recalque e rigidez, enquanto a terceira ocupou-se em analisar outros aspectos dinâmicos da fundação, sobretudo os impactos da vibração a longo prazo, que provocam tensões de cisalhamento no subleito, e do ciclo de esforços respectivos. Os parâmetros do solo analisados foram, para solos granulares, a tensão de confinamento e o índice de vazios e, para solos coesivos, a tensão de consolidação e o tempo de confinamento.

A quarta parte do trabalho Warren-Codrington (2013) consistiu em aplicar os conceitos e teorias das partes anteriores às condições predominantes da geologia sul-africana, especificamente ao solo denominado *pedocrete*, cujas propriedades mecânicas e geotécnicas foram caracterizadas.

O autor observou que os métodos geofísicos *in situ* foram os mais apropriados para avaliar a rigidez do solo, pois foram capazes de mensurar a variabilidade do solo, bem como suas condições de tensão e de drenagem. A rigidez e da taxa de amortecimento do solo também podem ser avaliadas em laboratório, mas requerem amostras não deformadas de alta qualidade e uma estrutura laboratorial avançada. Ao fim de sua pesquisa, o autor atestou a importância da integração dos campos da engenharia estrutural e da geofísica para a otimização dos projetos de fundações para aerogeradores.

Silva (2014) analisou a resposta de diversos tipos de solo, em função de suas características geológicas e geotécnicas, às ações do vento e do peso próprios provocadas pelos aerogeradores. Além disso, o comportamento das fundações também foi estudado.

O autor reuniu uma coletânea de trinta tipos de solo com características diferentes, associando-os a fundações superficiais, do tipo sapata, ou profundas, do tipo bloco sobre estacas, a depender da resistência do solo. Foram realizadas simulações numéricas com a utilização do programa computacional SAP2000, baseado no MEF. O autor compilou as informações obtidas nas Tabelas 2.16 e 2.17, permitindo consultar de forma expedita os resultados relacionados com os esforços nas fundações resultantes da ação do vento, do peso da estrutura e peso dos

equipamentos, ao mesmo tempo que são observadas as características físicas de cada tipo de solo.

Tabela 2.18 – Coletânea de vários tipos de solos para fundações diretas.

Caso	Descrição	Tipo de solo	E (MPa)	$\phi'$ (°)	c' (kPa)	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	k <sub>w</sub>	k (estaca)
1	Saibro bem graduado / saibro arenoso	Granular	192	37	-	20	16082	-
2	Areia bem graduada / areia saibrosa, com poucos ou ausência de finos	Granular	224	38	-	19,5	18762	-
3	Areia densa	Granular	256	38,5	-	20,5	21442	-
4	Areia densa bem graduada	Granular	288	45	-	22,5	24122	-
5	Saibro arenoso denso	Granular	320	50	-	22	26803	-
6	Rocha basáltica	Rochoso	62763	49	400	27	5,26x10 <sup>6</sup>	-
7	Rocha calcária	Rochoso	52466	45	225	23	4,39x10 <sup>6</sup>	-
8	Rocha granítica	Rochoso	46091	57	325	26	3,86x10 <sup>6</sup>	-
9	Rocha grauváquica	Rochoso	63743	47,5	80	25	5,34x10 <sup>6</sup>	-
10	Rocha diorítica	Rochoso	33833	54	150	28	2,83x10 <sup>6</sup>	-

Fonte: Silva (2014).

Os resultados de Silva (2014) mostraram que as análises realizadas no SAP2000 indicaram taxas de armaduras com valores bem semelhantes aos obtidos analiticamente, permitindo concluir que a modelagem utilizada se aproximou dos métodos de cálculo analíticos utilizados. Foram constatadas algumas limitações nos modelos, sobretudo em relação à geometria da torre e à direção das forças atuantes, particularmente a ação do vento.

Tabela 2.19 – Coletânea de vários tipos de solos para fundações indiretas.

Caso	Descrição	Tipo de solo	E (MPa)	$\phi'$ (°)	c' (kPa)	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$k_w$	k (estaca)
1	Areia pouco graduada / saibro arenoso com poucos ou nenhuns finos	Granular	35	34,5	-	18	3350	10892
2	Areia densa uniformemente graduada, de grãos arredondados	Granular	65	34	-	21	6222	21300
3	Areia média (entre solta e densa)	Granular	40	33	-	19,5	3829	12588
4	Areia densa	Granular	80	38,5	-	21,5	7658	26672
5	Areia solta uniformemente graduada, de grãos arredondados	Granular	30	27	-	20	2872	9217
6	Areia solta	Granular	20	30	-	17,5	1915	5941
7	Areia compacta, pouco graduada	Granular	50	37	-	19	4786	16030
8	Argila siltosa	Coesivo	38	34	50	22	3637	11907
9	Areia siltosa densa	Coesivo	45	32	22	23	4308	14301
10	Areia siltosa solta	Coesivo	29	30	20	20,5	2776	885
11	Areia argilosa	Coesivo	52	35	5	19	4978	16726
12	Silte inorgânico / areia com silte ou argila (de plasticidade média)	Coesivo	15	39	7	18,5	1436	4350
13	Argila inorgânica / argila siltosa / argila com areia (de plasticidade baixa)	Coesivo	20	31	4	18,5	1914	5941
14	Argila inorgânica de baixa plasticidade	Coesivo	10	28	86	21	957	2804
15	Argila inorgânica de elevada plasticidade	Coesivo	32	24	25	19	3063	9885
16	Saibro pouco graduado / saibro arenoso, com poucos ou nenhuns finos	Granular	55	38	-	20,5	5265	17774
17	Saibro siltoso / saibro silto-arenoso	Granular	25	35	-	21,5	2393	7565
18	Saibro argiloso / saibro argilo-arenoso	Coesivo	27	31,5	20	19,5	2585	8223
19	Marga siltosa saturada	Coesivo	42	28,5	15	22	4020	13271
20	Marga argilosa / marga silto-arenosa saturada	Coesivo	26	25	15	20	2489	7893

Fonte: Silva (2014).

Jung *et al.* (2015) analisaram o efeito das fundações do tipo monoestaca no comportamento estrutural de aerogeradores *offshore* de 5 MW. Os autores comparam três modelos de representação da fundação, sendo eles: 1 – Modelo com base engastada; 2- Modelo de molas baseados nas curvas p-y; e, 3 - Modelo baseados no MEF. Foi realizada uma integração entre os modelos e uma simulação aerodinâmica dos aerogeradores. Foram consideradas duas estratigrafias de solo nas análises. A modelagem foi realizada no programa computacional FAST.

Os pesquisadores observaram que o momento máximo pouco variou entre os modelos 2 e 3, porém, houve um aumento de 14% no ângulo máximo de rotação da torre-monoestaca nos modelos baseados no MEF. Os autores concluíram que a modelagem via MEF é recomendada para projetos mais conservadores, ou seja,

quando se quer limitar grandes rotações na torre dos aerogeradores para evitar problemas de utilização.

Jung *et al.* (2015) concluíram que flexibilidade da fundação deve ser considerada, a exemplo, o modelo 1 superestimou a frequência natural do primeiro modo de vibração em 15%. Além disso, este modelo não possibilitou a avaliação da rotação da estrutura torre-monoestaca.

## CAPÍTULO 3

### 3. Modelagem numérica

#### 3.1. Considerações iniciais

Foram modeladas e analisadas fundações de aerogeradores do tipo blocos circulares de concreto armado sobre 24 (vinte e quatro) estacas distribuídas radialmente na periferia do bloco com a utilização dos programas computacionais ANSYS e SAP2000, baseados no MEF, através de análises numéricas do tipo estática e considerando um comportamento elástico linear para os modelos constitutivos dos materiais. Foram desenvolvidos modelos com e sem a presença do maciço de solo sob a base do bloco.

Para a modelagem numérica foram adotadas características físicas e geométricas semelhantes para os modelos construídos em ambos os programas computacionais, tais como: geometria, carregamento e parâmetros físicos do concreto. A exceção se deu nos tipos de elementos finitos utilizados na construção dos modelos, em cada um dos programas, onde no ANSYS foram utilizados elementos sólidos, enquanto que no SAP2000 elementos de casca. A justificativa para a adoção desses modelos se deve ao interesse em estudar a influência da escolha do tipo de elemento finito nos resultados de: reações nas estacas; momento fletor, tensão e deslocamento do bloco; e, tensão no solo sob a base do bloco; bem como, realizar uma análise comparativa da influência da modelagem do solo como um conjunto de molas discretas frente a um modelo que o simule como meio contínuo.

Foi adotado como referência para esta pesquisa um aerogerador com diâmetro do rotor de 86 m e torre tubular de aço de 80 m de altura fixada ao pedestal da fundação, com diâmetro externo variando de 4,50 m (na cota 0 m) a 3,70 m (na cota 80 m) e com paredes de aço de espessura variando de 35 mm a 15 mm, respectivamente.

Nos modelos desenvolvidos no ANSYS o solo foi representado por um Meio Contínuo Elástico, enquanto que nos modelos elaborados no SAP2000, o mesmo foi modelado segundo a hipótese de Winkler.

De acordo com Velloso e Lopes (2011), pela hipótese de Winkler se estabelece que as pressões ( $q$ ) sejam proporcionais ao recalque ( $w$ ), em uma relação direta. O que define a magnitude desta relação é o denominado “Coeficiente de Reação Vertical”, representado por ( $k_v$ ). A Figura 3.1 apresenta uma representação esquemática da hipótese de Winkler.

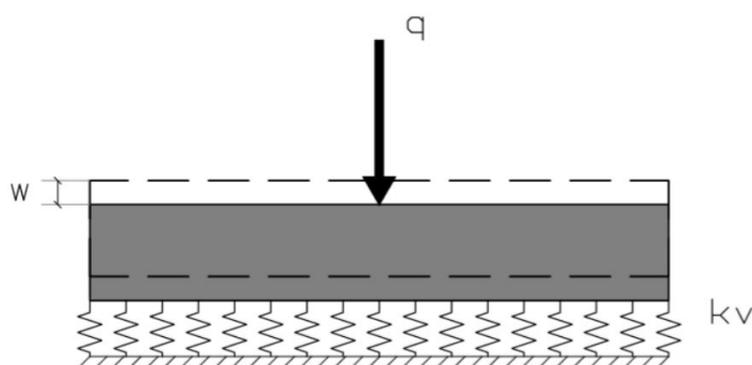


Figura 3.1 - Representação do solo pela hipótese de Winkler.

Fonte: Adaptado de Ribeiro (2017-b)

A outra forma de tratar a interação solo-estrutura de maneira simplificada é através de um Modelo de Meio Contínuo Elástico, onde o solo é considerado como sendo um maciço semi-infinito de comportamento elástico linear, como mostra a Figura 3.2.

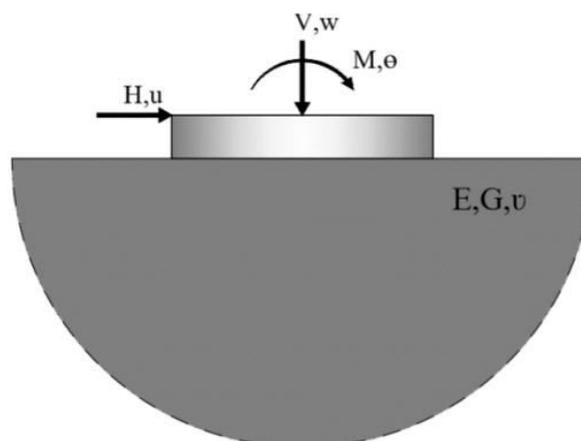


Figura 3.2 - Representação do solo por um modelo de meio contínuo elástico

Fonte: Adaptado de Ribeiro (2017-b)

### 3.2. Geometria padrão

Foi considerada uma geometria única como referência para a construção de todos os modelos numéricos criados nos programas computacionais ANSYS e no SAP2000, como mostra a Figura 3.1.

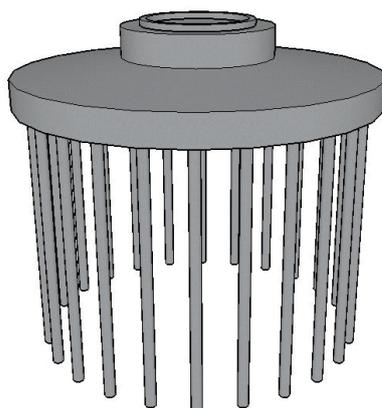


Figura 3.3 – Geometria de referência para os modelos numéricos de bloco sobre estacas.

O bloco sobre estaca de referência possui diâmetro externo de 14,50 m, com o centro das 24 (vinte e quatro) estacas distribuídas em um círculo de diâmetro ( $D_{est}$ ) de 13,00 m. O pedestal, parte central do bloco, possui altura ( $H$ ) de 3,00 m e diâmetro de 6,00 m. A parte inclinada do bloco (saia) tem uma variação de altura de ( $h_0$ ) 1,20 m a ( $h_1$ ) 1,80 m, como mostra a Figura 3.2. O bloco está apoiado sobre 24 estacas de diâmetro igual a 41 cm e comprimento de 10,00 m.

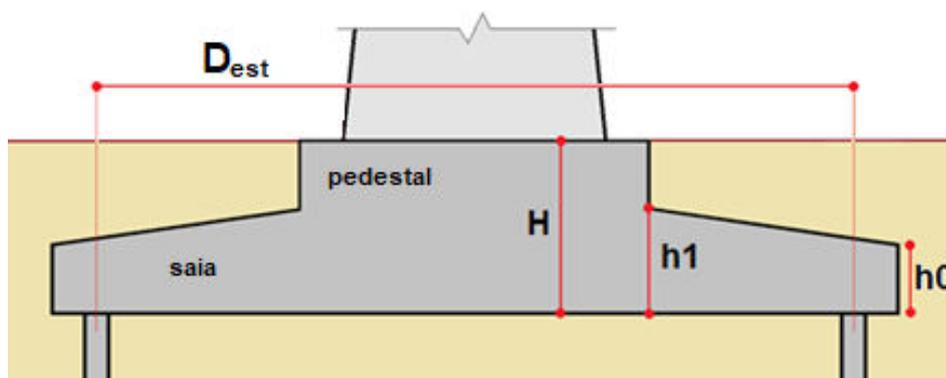


Figura 3.4 – Parâmetros geométricos do bloco sobre estacas

Para a modelagem numérica dos blocos sobre estacas desenvolvidos no ANSYS, foram adotadas estacas com seção poligonal conforme a Figura 3.3 para facilitar a integração das malhas dos elementos finitos dos diferentes componentes do modelo.

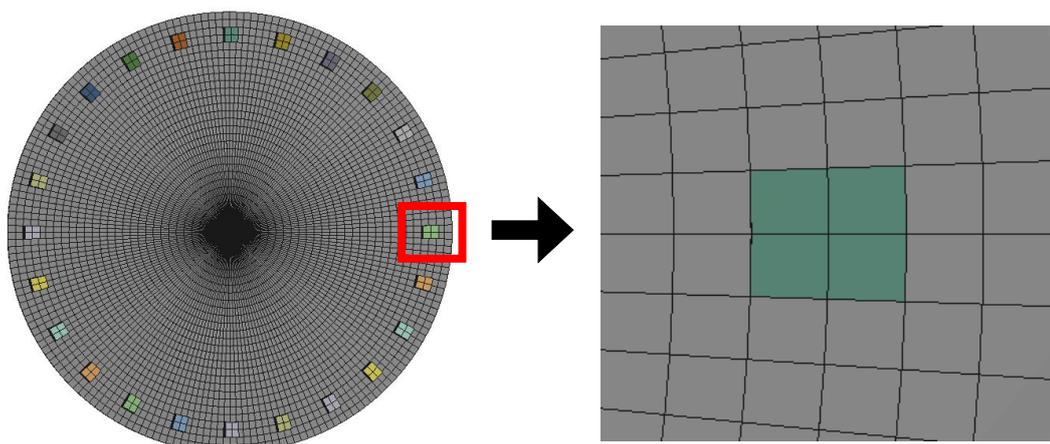


Figura 3.5 – Detalhe da seção da estaca com seção poligonal dos modelos desenvolvidos no ANSYS.

Houve um acréscimo de área na seção da estaca, de  $1.320 \text{ cm}^2$  (circular) para  $2.126,5 \text{ cm}^2$  (poligonal), devido à necessidade de se compatibilizar esta seção com a malha de elementos finitos definida para o bloco. Em virtude deste incremento de área, o módulo de elasticidade da estaca ( $E_{cs,estaca}$ ) foi reduzido em 1,61 vezes, razão entre as áreas mencionadas no início do parágrafo ( $2.126,5 / 1320,25$ ), de maneira a igualar as deformações axiais para os dois casos.

A Figura 3.4 mostra o modelo tipo construído no ANSYS com presença de solo, que foi desenvolvido com um maciço semi-infinito de formato cilíndrico.

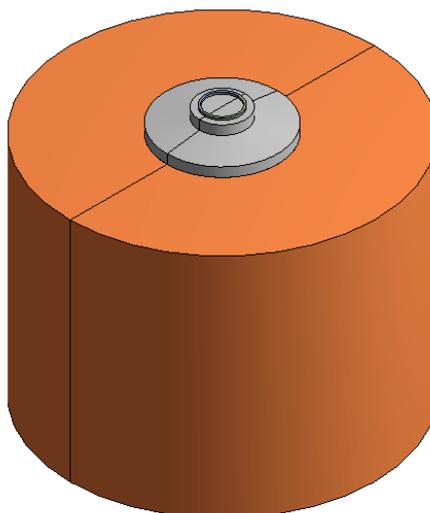


Figura 3.6 – Modelo, com presença do maciço semi-infinito de solo, desenvolvido no ANSYS.

Foram adotadas as dimensões de 30 m de diâmetro e 30 m de altura para o maciço com base no traçado do ábaco do acréscimo de tensões verticais no solo induzidas por carga uniformemente distribuída em área circular, resultado da solução de Love (1944) para a equação de Boussinesq (1885), que indica que a uma profundidade de  $2D$  este incremento é da ordem de 10%, como mostra a Figura 3.5.

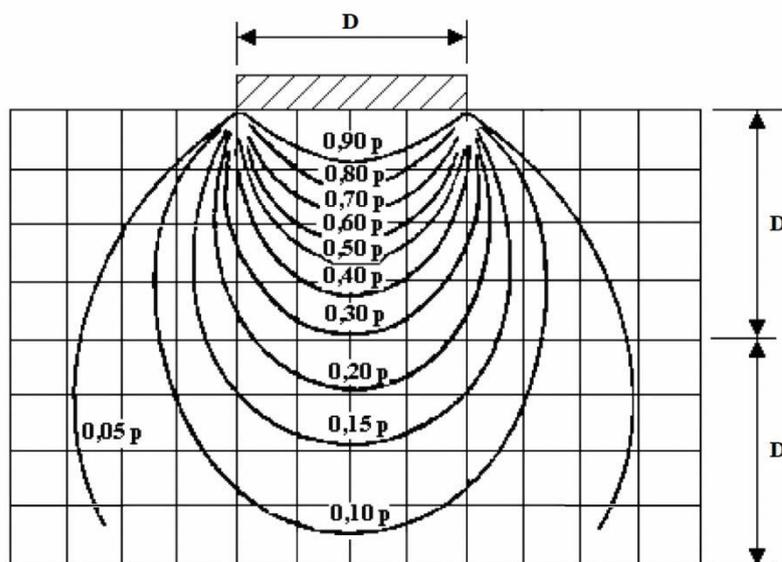


Figura 3.7 - Isóbaras do acréscimo de tensão vertical no solo induzida por um carregamento uniformemente distribuído em área circular de intensidade  $p$  (unidade tensão).

Fonte: Adaptado de Love (1944).

Em todos os modelos confeccionados foi definido um anel de comportamento rígido, onde seria o encontro bloco-torre, denominado neste trabalho como anel de carregamento, para minimizar a concentração de tensões devido a aplicação dos carregamentos advindos do aerogerador, bem como para representar a elevada rigidez da parede da torre. Este anel possui diâmetro interno de 4,25 m e externo de 4,50 m.

### 3.3. Modelos adotados

Para a simulação numérica foram construídos 8 (oito) modelos de bloco sobre estacas em elementos finitos, todos com base na mesma geometria de referência apresentada anteriormente, sendo 4 (quatro) confeccionados no ANSYS e 4 (quatro) no SAP2000. A Tabela 3.1 resume as características básicas dos modelos supracitados.

Tabela 3.1 – Nomenclatura dos modelos numéricos

Modelo	Programa	Elementos finitos utilizados		
		Bloco	Estacas	Solo
ANS-S0	ANSYS	Sólido	Sólido	-
ANS-S1	ANSYS	Sólido	Sólido	Sólido: $E_{\text{solo},1}$
ANS-S2	ANSYS	Sólido	Sólido	Sólido: $E_{\text{solo},2}$
ANS-S3	ANSYS	Sólido	Sólido	Sólido: $E_{\text{solo},3}$
SAP-S0	SAP2000	Casca	Apoio Elástico	-
SAP-S1	SAP2000	Casca	Apoio Elástico	Base Elástica: $k_{v1}$
SAP-S2	SAP2000	Casca	Apoio Elástico	Base Elástica: $k_{v2}$
SAP-S3	SAP2000	Casca	Apoio Elástico	Base Elástica: $k_{v3}$

As siglas definidas na Tabela 3.1, adotadas para representar o nome dos modelos, apresentam o padrão “XXX-SY”, que significa: XXX - representa as três primeiras letras do programa computacional utilizado para construção do modelo; S - remete a palavra “solo”; e, Y - se refere a ausência (0) ou presença (1, 2 e 3) de solo, sendo 1, 2 e 3 as variações da rigidez do solo.

### 3.4. Elementos finitos utilizados

#### 3.4.1. Modelos ANS

Foram utilizados elementos finitos sólidos de seis e/ou oito nós para a modelagem de todos os componentes (bloco, estaca e solo) dos modelos ANS.

A Figura 3.8 apresenta o elemento finito sólido de seis ou oito nós utilizado nos modelos ANS. Este elemento apresenta três graus de liberdade em cada nó, referente as translações nas direções x, y e z.

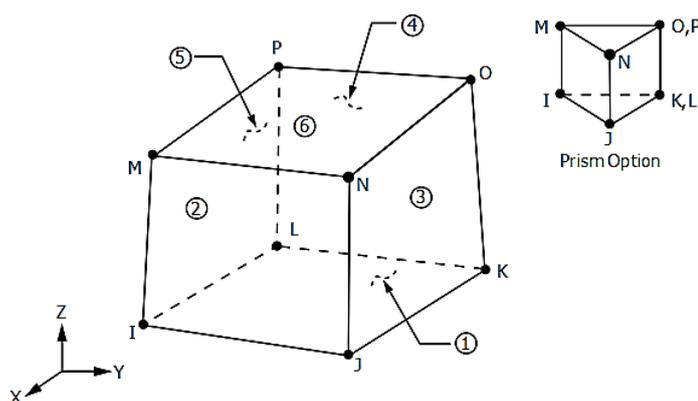


Figura 3.8 - Convenção de nós, faces e eixos locais utilizada pelo ANSYS para elementos sólidos de seis e oitos nós.

Fonte: ANSYS (2016).

No modelo ANS-S0 foi desconsiderado o solo sob a base do bloco, como mostra a Figura 3.9. Nos modelos ANS-S1, ANS-S2 e ANS-S3, o solo foi representado como um maciço semi-infinito elástico linear e homogêneo (como ilustrado na Figura 3.4), constituído por elementos finitos sólidos. Em todos os modelos ANS o elemento estrutural de fundação (bloco + estacas) foi modelado com elementos finitos sólidos.

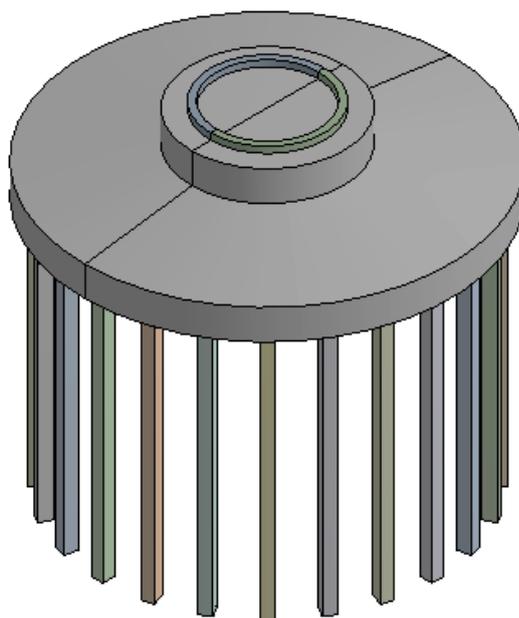


Figura 3.9 – Modelo ANS-S0

No ANSYS, o contato entre os diferentes componentes do modelo – bloco, anel de carregamento, estacas e solo - é gerado por pares. Dessa forma, é necessário especificar qual o comportamento para cada contato entre superfícies de dois elementos distintos.

O programa disponibiliza cinco tipos de comportamentos para contato entre duas superfícies, são eles: “*Bonded*”; “*No Separation*”; “*Rough*”; “*Frictionless*”; e, “*Frictional*”. A Tabela 3.2 apresenta um resumo das características de cada um deles.

Tabela 3.2 – Características dos tipos de comportamentos para contato entre superfícies, disponível no ANSYS.

Tipo de contato	Comportamento entre superfícies	
	Permite descolamento	Permite deslizamento
<i>Bonded</i>	Não	Não
<i>No Separation</i>	Não	Sim – sem atrito ( $\mu=0$ )
<i>Rough</i>	Sim	Não
<i>Frictionless</i>	Sim	Sim – sem atrito ( $\mu=0$ )
<i>Frictional</i>	Sim	Sim – com atrito ( $\mu>0$ )

$\mu$ : coeficiente de atrito (adimensional).

Fonte: ANSYS (2016).

A Tabela 3.3 mostra os tipos de comportamentos definidos para cada um dos contatos entre superfícies dos distintos componentes existentes nos modelos ANS.

Tabela 3.3 – Tipos de comportamentos definidos para o contato entre superfícies nos modelos ANS.

<b>Superfícies de Contato</b>	<b>Tipo de Contato</b>
Bloco – Estaca	<i>Bonded</i>
Bloco – Anel de Carregamento	<i>Bonded</i>
Bloco – Solo	<i>Frictionless</i>
Estaca – Solo	<i>Frictionless</i>

Para simplificação dos modelos ANS com solo, a força total de reação das estacas, composta pelo somatório da força de atrito lateral e força de ponta, foi tomada como sendo uma única parcela de reação concentrada na ponta da estaca. Dessa forma, foi desconsiderado o atrito lateral no contato entre a estaca e o solo (*frictionless*) com o objetivo de reduzir o tempo computacional de processamento desses modelos numéricos, em virtude da quantidade elevada de elementos finitos resultado da discretização do maciço de solo.

### 3.4.2. Modelos SAP2000

Foram utilizados elementos finitos de casca do tipo placa fina (*thin-plate*) de três e quatro nós para a modelagem do bloco de concreto dos modelos desenvolvidos no SAP2000.

As Figuras 3.10 e 3.11 mostram a convenção de nós, faces e eixos locais utilizada pelo SAP2000 para elementos de casca quadriláteros e triangulares, respectivamente.

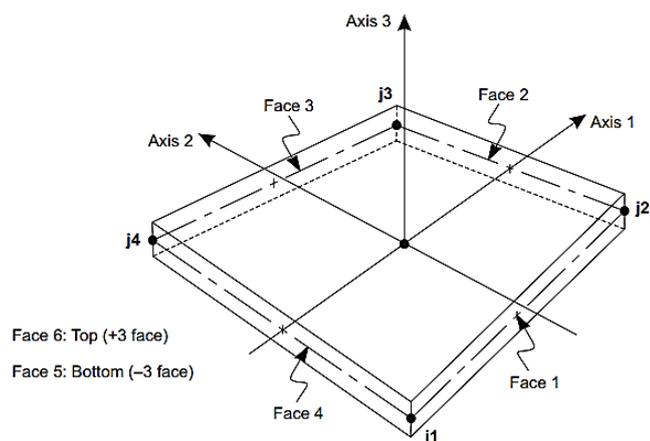


Figura 3.10 - Convenção de nós, faces e eixos locais utilizada pelo SAP2000 para elementos de casca quadriláteros.

Fonte: CSI (2016).

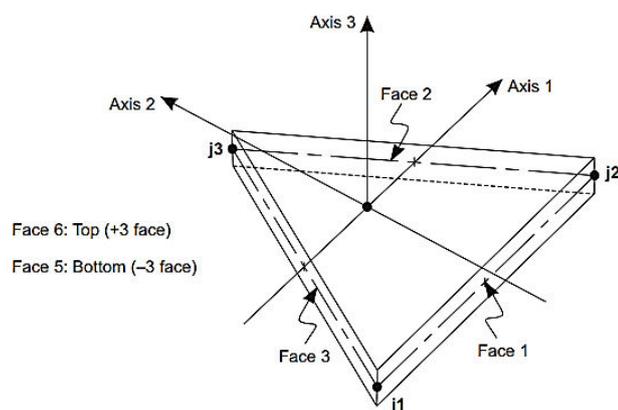


Figura 3.11 - Convenção de nós, faces e eixos locais utilizada pelo SAP2000 para elementos de casca triangulares.

Fonte: CSI (2016).

No modelo SAP-S0, ilustrado na Figura 3.12, as estacas foram modeladas como apoios elásticos discretos e o solo sob a base do bloco foi desconsiderado. Nos modelos SAP-S1 e SAP-S2, as estacas foram representadas de maneira idêntica ao modelo SAP-S0 e o solo foi representado por uma base elástica com comportamento do tipo *gap* – elemento de contato solicitado somente quando submetido à compressão.

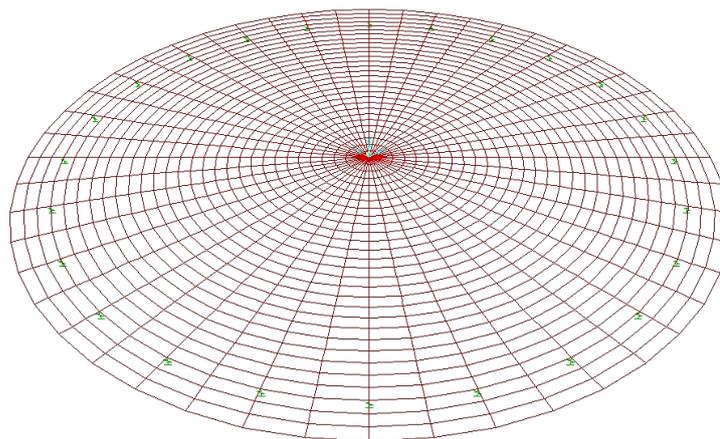


Figura 3.12 – Modelo SAP-S0

### 3.5. Malha de elementos finitos

Foi adotada uma malha com espaçamento médio entre nós de aproximadamente 25 cm na discretização do bloco, das estacas (no plano da seção) e de parte do maciço de solo (região sob a base do bloco). A Figura 3.13 mostra os detalhes da discretização dos modelos ANS.

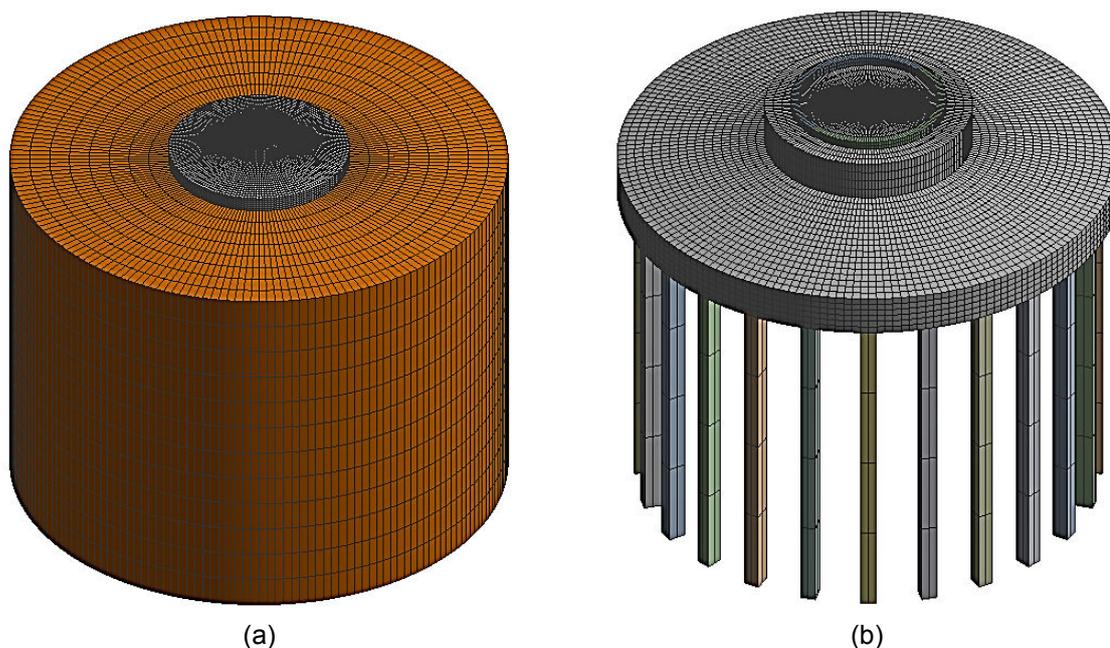


Figura 3.13 – Discretização dos modelos ANS: a) detalhe do maciço de solo semi-infinito; e, (b) detalhe do bloco sobre estacas.

Ainda sobre os modelos ANS, foi definida uma malha com espaçamento vertical entre nós de 250 cm para as estacas e o maciço de solo, e horizontal de 100 cm para a parte do maciço de solo na região externa ao bloco.

Nos modelos SAP foi adotada uma malha com espaçamento entre nós de 25 cm no sentido radial, e variável de 0 a 95 cm no sentido circunferencial. A Figura 3.14 mostra o detalhe da discretização dos modelos SAP.

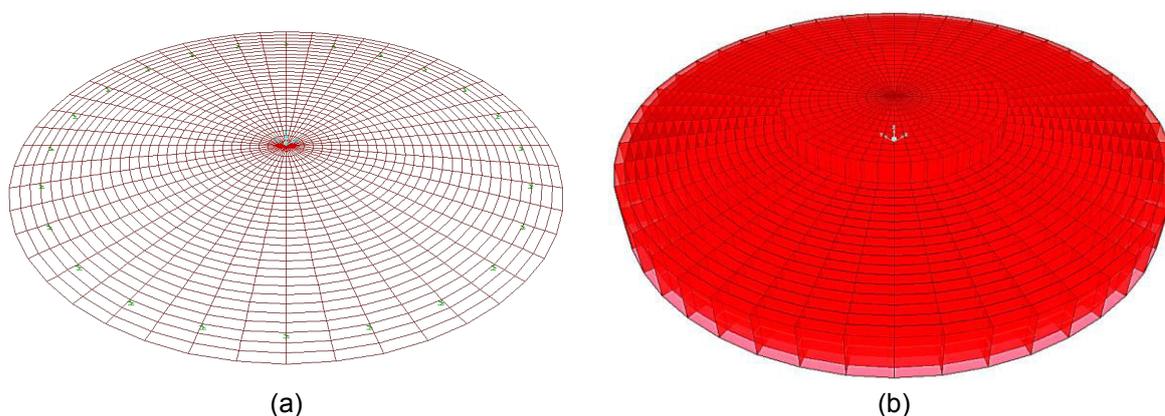


Figura 3.14 – Discretização do bloco dos modelos SAP: (a) visualização padrão; e, (b) visualização extrudada.

### 3.6. Vinculações e restrições de apoios

Nos modelos ANS, foram definidas superfícies indeslocáveis na base do maciço de solo semi-infinito, bem como na base de todas as 24 estacas, restringindo os deslocamentos e rotações. Em todos os modelos ANS foi atribuído um comportamento de corpo rígido ao anel de carregamento.

Nos modelos SAP, as estacas foram modeladas como molas discretas com comportamento linear elástico na direção vertical e restrição de deslocamentos no plano horizontal. Nos modelos SAP-S1, SAP-S2 e SAP-S3 o solo foi modelado com molas distribuídas (base elástica) do tipo *gap*, ou seja, com comportamento linear elástico quando comprimidas axialmente e não oferecendo resistência à tração e/ou deslocamentos no plano horizontal. Em todos os modelos SAP foram utilizadas vinculações internas (*constrains*) do tipo “rígido” (*rigid*) nos nós da região do anel de carregamento, como mostra a Figura 3.15.

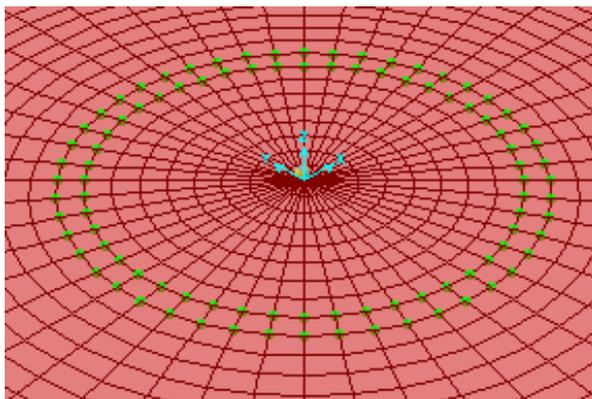


Figura 3.15 – Vinculações internas (*constrains*) do tipo “rígido” (*rigid*) nos nós da região do anel de carregamento dos modelos SAP.

## 3.7. Propriedades mecânicas dos materiais

### 3.7.1. Bloco e Estacas

As propriedades físicas dos elementos de concreto armado foram adotadas conforme as recomendações da ABNT NBR 6118: 2014, sendo o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) de 0,2 e módulo de elasticidade secante do concreto ( $E_{cs}$ ) dado conforme a Equação 3.1, para concretos de classe até C50.

$$E_{cs} = \alpha_i \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (3.1)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (3.2)$$

Onde:

$E_{cs}$  - Módulo de elasticidade secante do concreto, em MPa, para  $f_{ck} \leq 50$ MPa;

$\alpha_E$  - Coeficiente que leva em conta o tipo de agregado:

1,2 – Para agregados de basalto e diabásio;

1,0 – Para agregados de granito e gnaisse;

0,9 – Para agregados de calcário;

0,7 – Para agregados de arenito;

$f_{ck}$  - Resistência característica a compressão do concreto.

Aplicando a Equação 3.1 para o bloco, com concreto C30, e para as estacas, com concreto C20 (para estaca raiz), e considerando a utilização de agregados de granito, foram obtidos os seguintes módulos de elasticidade secante, para o bloco e para as estacas, respectivamente:

$$E_{cs,bl} = 27.000 \text{ MPa}$$

$$E_{cs,est} = 21.000 \text{ MPa}$$

Corrigindo o módulo elasticidade para as estacas dos modelos ANS, considerando que as mesmas foram representadas com seção poligonal temos que:

$$E_{cs,est'} = 21.000/1,61$$

$$E_{cs,est'} = 13.043,48 \text{ MPa}$$

Nos modelos SAP, as estacas foram modeladas como apoios elásticos, com coeficiente de mola  $k_{est}$  de 277.253,41 kN/m, equivalente a rigidez de uma estaca de 41 cm de diâmetro, com 10 m de comprimento e módulo de elasticidade secante do concreto  $E_{cs} = 21.000 \text{ MPa}$ .

### 3.7.2. Solo

A Tabela 3.4 apresenta as características consideradas para os solos nos modelos “S1, S2 e S3”.

Tabela 3.4 – Parâmetros geotécnicos adotados para o solo dos modelos S1, S2 e S3.

Modelos	Tipos de Solo	Compacidade	$N_{spt}$	Ângulo de Atrito (graus)	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )
		ABNT NBR 6484:2001		Bowles (1996)	
SAP-S1 ANS-S1	Areia Média	Pouco Compacta	8	30-32	14-18
SAP-S2 ANS-S2	Areia Média	Medianamente Compacta	18	32-36	17-20
SAP-S3 ANS-S3	Areia Média	Compacta	36	36-42	17-22

Os parâmetros geotécnicos adotados para os solos, apresentados na Tabela 3.4, seguiram as recomendações da ANBT NBR 6484: 2001 e os valores empíricos sugeridos por Bowles (1996), de acordo com a Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Valores empíricos de  $D_r$ ,  $\phi$  e  $\gamma_s$  para solos granulares normalmente consolidados com base no  $N_{SPT}$  a cerca de 6 m de profundidade.

Compacidade		Muito fofa	Fofa	Medianamente Compacta	Compacta	Muito Compacta
Densidade Relativa - $D_r$		0	0.15	0.35	0.65	0.85
$N_{SPT}$	Fina	1-2	3-6	7-15	16-30	?
	Média	2-3	4-7	8-20	21-40	> 40
	Grossa	3-6	5-9	10-25	26-45	> 45
$\phi$	Fina	26-28	28-30	30-34	33-38	< 50
	Média	27-28	30-32	32-36	36-42	
	Grossa	28-30	30-34	33-40	40-50	
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )		11-16*	14-18	17-20	17-22	20-23

\* Solo escavado ou aterro não compactado tem um peso específico de 11 a 14 kN/m<sup>3</sup>.

Fonte: Bowles (1996).

De acordo com Bowles (1996), o módulo de elasticidade do solo ( $E_s$ ), o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), e o coeficiente de reação vertical ( $k_v$ ), são as propriedades elásticas do solo de maior interesse. Esses parâmetros são normalmente utilizados para estimar os recalques das fundações. Por sua vez, o módulo de elasticidade transversal do solo ( $G$ ) é utilizado geralmente para problemas de vibração.

Nesta pesquisa foi considerado o coeficiente de Poisson para o solo de  $\nu=0,3$  em todos os modelos.

Nas análises dos modelos ANS-S1, ANS-S2 e ANS-S3 foram adotados os seguintes módulos de elasticidade para o solo:

- ANS-S1:  $E_{s1} = 20$  MPa;
- ANS-S2:  $E_{s2} = 50$  MPa;
- ANS-S3:  $E_{s3} = 100$  MPa.

Esses módulos foram definidos com base nos valores sugeridos por Poulos (1967), Poulos & Davis (1974) e Teixeira & Godoy (1998), apresentados no Anexo A.

Como descrito anteriormente, nas análises dos modelos SAP-01, SAP-02 e SAP-S3, os solos foram modelados segundo a hipótese de Winkler, sendo estes representados por uma base elástica de coeficientes de reação vertical  $k_{v1}$ ,  $k_{v2}$  e  $k_{v3}$ , respectivamente, e com comportamento do tipo gap – elemento de contato solicitado somente quando submetido à compressão.

Para correlacionar as propriedades dos solos dos modelos ANS com aquelas dos modelos SAP, foi realizada uma análise da equivalência entre os valores dos módulos de elasticidade ( $E_{s1}$ ,  $E_{s2}$  e  $E_{s3}$ ) e dos coeficientes de reação vertical ( $k_{v1}$ ,  $k_{v2}$  e  $k_{v3}$ ) do solo. Para tratar dessa equivalência, foram avaliadas as equações de Biot (1937), Vesic (1961), Meyerhof e Baize (1965), Selvadurai (1984), Boussinesq (1885) e Rausch (1959), apresentadas no Anexo A.

Nas análises dos modelos SAP-S1, SAP-S2 e SAP-S3 foram adotados os seguintes coeficientes de reação vertical para o solo:

- SAP-S1:  $k_{v1} = 2.000 \text{ kN/m}^3$ ;
- SAP-S2:  $k_{v2} = 5.000 \text{ kN/m}^3$ .
- SAP-S3:  $k_{v3} = 10.000 \text{ kN/m}^3$ .

### **3.8. Carregamento e combinações utilizadas**

No presente trabalho foram adotados dados de carregamentos típicos para um aerogerador com altura de cubo de 80 m (torre de aço) e diâmetro do rotor de 86 m. As solicitações resultantes transmitidas à fundação são: força horizontal  $F_{xy}$  (referente à resultante das forças horizontais atuando no plano XY); momento  $M_{xy}$  (resultante dos momentos agindo entorno dos eixos X e Y) e força vertical  $F_z$  devido às cargas gravitacionais, como mostra a Figura 3.16.

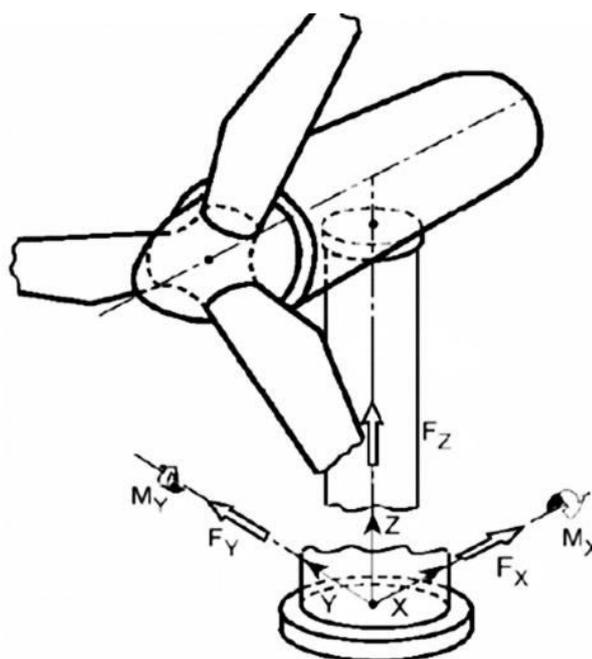


Figura 3.16 – Solicitações transmitidas pela base da torre do aerogerador no encontro com a fundação.

A Tabela 3.14 apresenta os valores característicos adotados para as cargas transmitidas ao bloco de fundação devido à estrutura de um aerogerador com diâmetro do rotor de 86 m e torre de aço de 80 m de altura e as ações que atuam sobre ele, na situação de produção de energia son vento com velocidade extrema, com período de recorrência de 50 anos.

Tabela 3.6 – Valores adotados para as cargas transmitidas ao bloco de fundação devido a estrutura do aerogerador e as ações que atuam sobre ele na situação de produção de energia com vento com velocidade extrema, com período de recorrência de 50 anos.

Solicitações	Cargas extremas
Força Axial - $F_z$ (kN)	2478
Momento - $M_{xy}$ (kN.m)	45066
Força Cortante - $F_{xy}$ (kN)	622

Nota: O peso próprio do bloco e o peso do aterro sobre ele não estão contabilizados no quadro acima.

Todas as análises realizadas nesta pesquisa foram feitas com a utilização dos valores de cargas apresentados na Tabela 3.14. Além dessas solicitações, foi

considerado um peso específico de  $24 \text{ kN/m}^3$  para o concreto do bloco e de  $16 \text{ kN/m}^3$  para o aterro sobre o bloco. Dessa forma, o peso próprio do bloco analisado resultou em  $6.826 \text{ kN}$  e o aterro sobre o bloco em  $1.957 \text{ kN}$ .

Para simplificação das análises, sem causar prejuízos aos objetivos da pesquisa, todas as ações consideradas (força axial e cortante, momento, peso próprio e aterro) foram combinadas com seus valores característicos, ou seja, com coeficientes de ponderação das ações com valor unitário ( $\gamma_{fi} = 1,00$ ).

O momento considerado no encontro da base da torre com o bloco foi o momento total de tombamento ( $M_{total}$ ), que é composto pelo somatório do momento  $M_{xy}$  e do momento adicional causado pela força cortante  $F_{xy}$  em relação ao eixo de tombamento da base, tomado como sendo o centro da face inferior do bloco (O), como mostra a Figura 3.17. Dessa forma, o momento total é dado pela Equação 3.3.

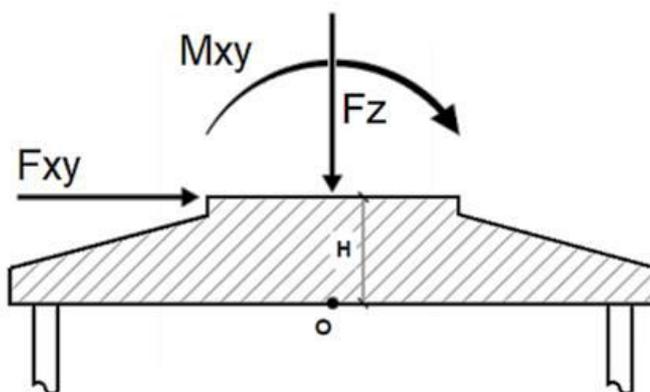


Figura 3.17 – Representação simplificada das cargas transmitidas da torre para o bloco.

$$M_{total} = M_{xy} + F_{xy} \cdot H \quad (3.3)$$

Aplicando os valores devidos na Equação 3.3, o momento total de tombamento resulta em:  $M_{total} = 46.932 \text{ kN}\cdot\text{m}$ .

O efeito translacional devido a força cortante ( $F_{xy}$ ) foi desconsiderado em todos os modelos, sendo contabilizado somente o seu efeito de tombamento devido ao momento adicional ( $F_{xy}\cdot H$ ). Essa consideração se deu devido ao fato de que, por limitações dos modelos numéricos construídos no SAP, não foram contabilizados o

empuxo passivo na lateral do bloco bem como a força de atrito entre o solo e a base do bloco, dessa forma a aplicação da força cortante levaria a reações horizontais nas estacas não compatíveis com a realidade. Além disso, os modelos ANS e SAP apresentam deslocabilidade lateral do conjunto bloco-estacas muito diferentes entre si, devido aos aspectos da modelagem particulares de cada um desses. Isto posto, a força cortante foi desprezada para que se tivesse uma melhor análise comparativa entre todos os modelos.

### 3.9. Transmissão das cargas para a fundação

As Figuras 3.18.a e 3.18.b mostram como foram realizadas a transmissão das cargas de força axial e momento, respectivamente, da torre para o bloco nos modelos ANS.

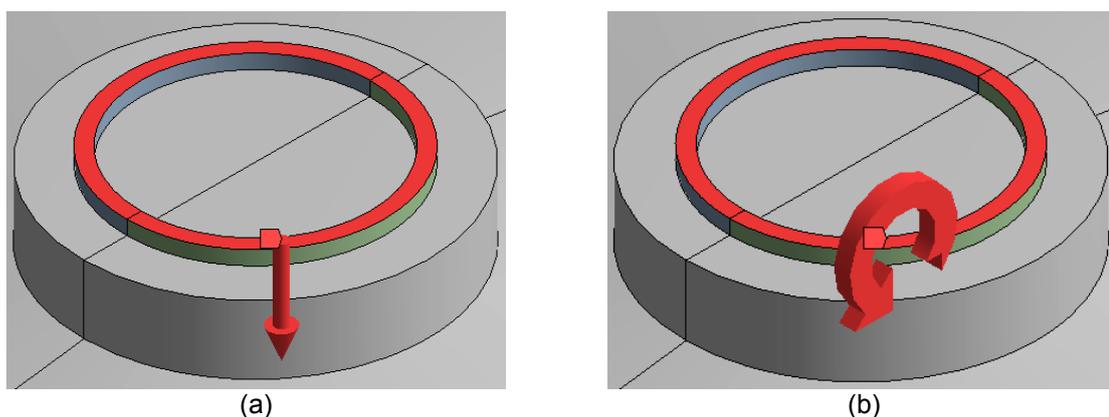


Figura 3.18 – Transmissão das cargas da torre para o bloco nos modelos ANS: (a) força axial; e, (b) momento total de tombamento.

Nos modelos SAP a transmissão das cargas da torre para o bloco foi realizada através de 24 pontos, distribuídos radialmente nos nós situados no anel de carregamento, como mostra a Figura 3.19.

Dessa forma, foi aplicada uma força vertical em cada um dos 24 nós, proporcional a superposição dos efeitos de força axial e momento transmitidos da torre para o bloco, calculada de acordo com a Equação 3.4, adaptada de Schiel (1957).

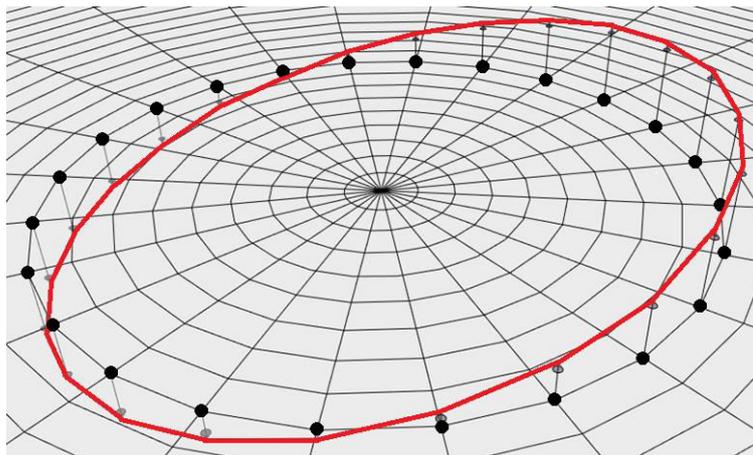


Figura 3.19 - Transmissão das cargas da torre para o bloco nos modelos SAP.

$$F_{nó,i} = \frac{F_z}{n} \pm \frac{M_{total} \cdot x_i}{\sum x_i^2} \quad (3.4)$$

Onde:

$F_{nó,i}$  – Força vertical aplicada ao nó “i” de coordenadas globais  $x_i$  e  $y_i$ ;

$F_z$  – Força axial transmitida da torre para o bloco;

$n$  – Número de nós;

$M_{total}$  – Momento total de tombamento, em torno do eixo  $y$  global;

A carga referente ao aterro foi aplicada como um carregamento uniforme, distribuído sobre as saias do bloco, no valor de 14,30 kN/m<sup>2</sup>. As Figuras 3.20.a e 3.20.b ilustram a aplicação deste carregamento nos modelos ANS e SAP, respectivamente.

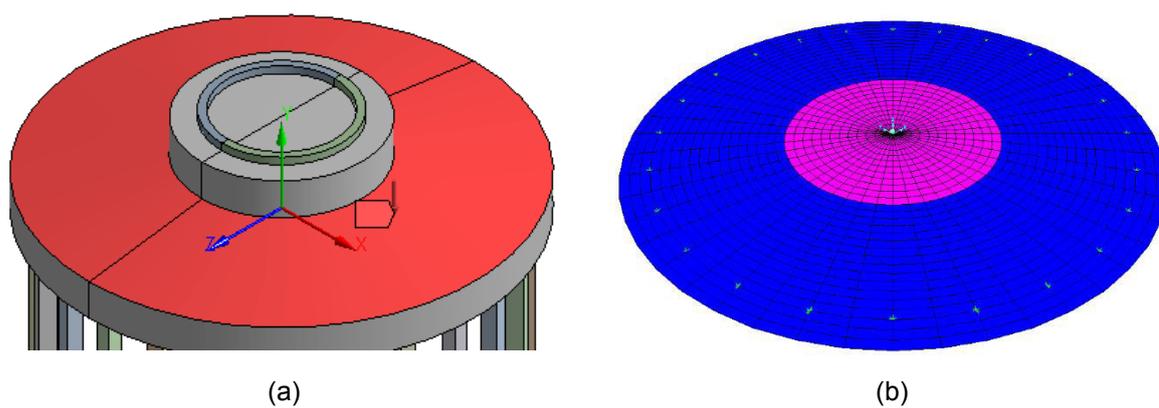


Figura 3.20 - Carregamento referente ao aterro, distribuído uniformemente sobre as saias do bloco, nos modelos: (a) ANS, em vermelho; e, (b) SAP, em azul.

## CAPÍTULO 4

# 4. Resultados e discussões

### 4.1. Considerações iniciais

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados de: reações nas estacas; divisão do carregamento entre solo e estaca; deslocamento do bloco; tensões normais radiais e momentos fletores no bloco; e, acréscimo de tensões verticais no solo. A Figura 4.1 mostra, em vista superior do bloco, a numeração definida para as 24 (vinte e quatro) estacas, utilizada como referência em todas as análises realizadas nesta pesquisa. Foi adotado o sistema de eixo local em coordenadas cilíndricas, como apresentado na Figura 4.1, para as análises de tensões e deslocamentos. O eixo 3 se encontra na direção perpendicular ao plano formado pelos eixos 1 e 2, no sentido saindo da figura. Na mesma figura ainda é exibido o plano de simetria dos carregamentos aplicados.

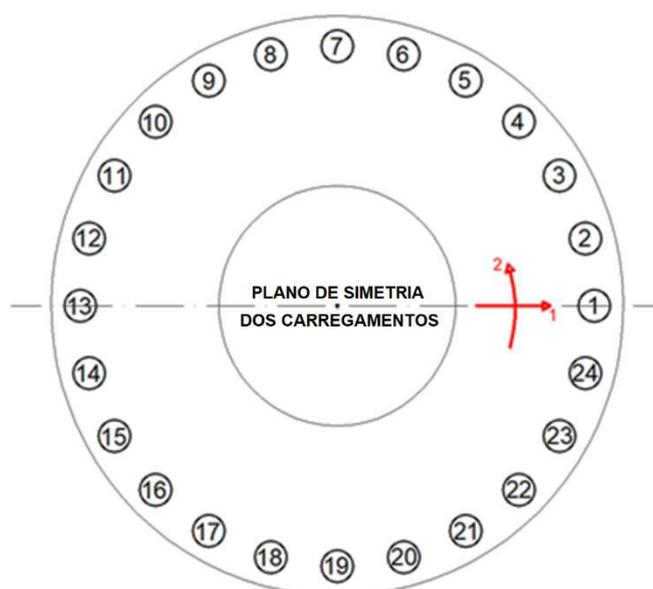


Figura 4.1 - Numeração das estacas, sistema de eixos locais (em vermelho) e plano de simetria dos carregamentos.

Vale destacar que o plano de simetria dos carregamentos, mencionado anteriormente, não faz referência à utilização do recurso de simetria na construção do modelo numérico em elementos finitos.

## 4.2. Reações verticais nas estacas

A Tabela 4.1 apresenta os resultados de reações nas estacas, obtidos para cada um dos modelos numéricos analisados. Foi acrescentada uma coluna de reações nas estacas, denominada “ANALÍTICO”, que se refere ao procedimento analítico de obtenção das reações nas estacas pela superposição dos efeitos de força centrada e momento aplicados ao bloco de fundação. Para a utilização deste procedimento admite-se que o bloco seja infinitamente rígido e que as estacas sejam todas idênticas, e então aplica-se a Equação 4.1, proposta inicialmente por Schiel (1957), que se fundamenta na compatibilidade de deslocamentos. Dessa forma, o problema é análogo ao da determinação das tensões normais em uma seção submetida a flexão composta.

A Figura 4.2 indica a convenção da direção dos momentos  $M_x$  e  $M_y$  e do sistema de coordenadas cartesianas considerados para a utilização da Equação 4.1.

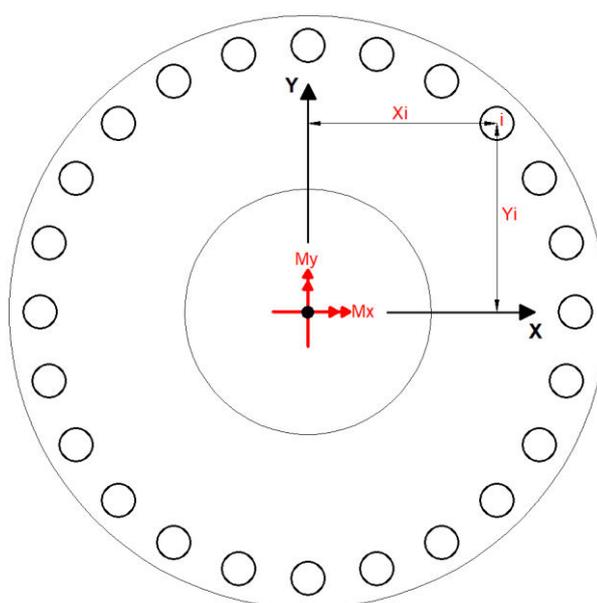


Figura 4.2 – Convenção da direção dos momentos  $M_x$  e  $M_y$  e do sistema de coordenadas cartesianas para determinação da reação em cada estaca.

$$R_{est,i} = \frac{F_z}{n} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} \quad (4.1)$$

Onde:

- $R_{est,i}$  – Reação vertical na estaca “i” de coordenadas  $x_i$  e  $y_i$ ;  
 $F_z$  – Força vertical resultante (incluindo peso próprio do bloco e o solo de reaterro);  
 $n$  – Número de estacas;  
 $M_x$  – Momento em torno do eixo x;  
 $M_y$  – Momento em torno do eixo y.

A Tabela 4.1 mostra que há um incremento na reação de tração da estaca 13 dos modelos S0 para os modelos S1, e assim sucessivamente até os modelos S4. Esta constatação pôde ser melhor observada nos modelos SAP.

Tabela 4.1 - Reações verticais nas estacas resultantes dos modelos numéricos e obtidas pelo procedimento analítico.

ESTACA	Reações nas Estacas (kN)								
	ANALÍT.	ANS-S0	ANS-S1	ANS-S2	ANS-S3	SAP-S0	SAP-S1	SAP-S2	SAP-S3
1	1074,70	1070,80	1014,40	936,74	830,68	1063,41	1018,30	950,56	857,46
2	1054,19	1050,30	995,04	918,95	814,98	1042,90	998,50	931,73	840,02
3	994,11	990,32	938,41	866,75	768,85	982,79	940,45	876,49	788,87
4	898,57	894,85	848,28	783,63	695,33	887,17	848,11	788,62	707,50
5	774,03	770,43	730,66	675,04	599,11	762,56	727,75	674,09	601,45
6	629,00	625,54	593,45	548,12	486,32	617,44	587,60	540,72	477,93
7	473,38	470,05	445,81	411,12	363,97	461,71	437,18	397,57	345,32
8	317,76	314,57	297,60	272,93	239,55	305,98	286,74	254,35	212,58
9	172,73	169,67	158,83	142,68	120,98	160,86	146,52	120,78	88,61
10	48,19	45,25	39,15	29,63	17,02	36,24	26,04	5,90	-18,09
11	-47,35	-50,22	-52,96	-57,81	-64,01	-59,38	-66,38	-82,13	-99,84
12	-107,43	-110,23	-110,98	-113,06	-115,46	-119,49	-124,50	-137,56	-151,45
13	-127,94	-130,70	-130,78	-131,94	-133,10	-139,99	-144,34	-156,50	-169,10

As Figuras 4.3 e 4.4 apresentam, de maneira gráfica, os resultados expostos na Tabela 4.1.

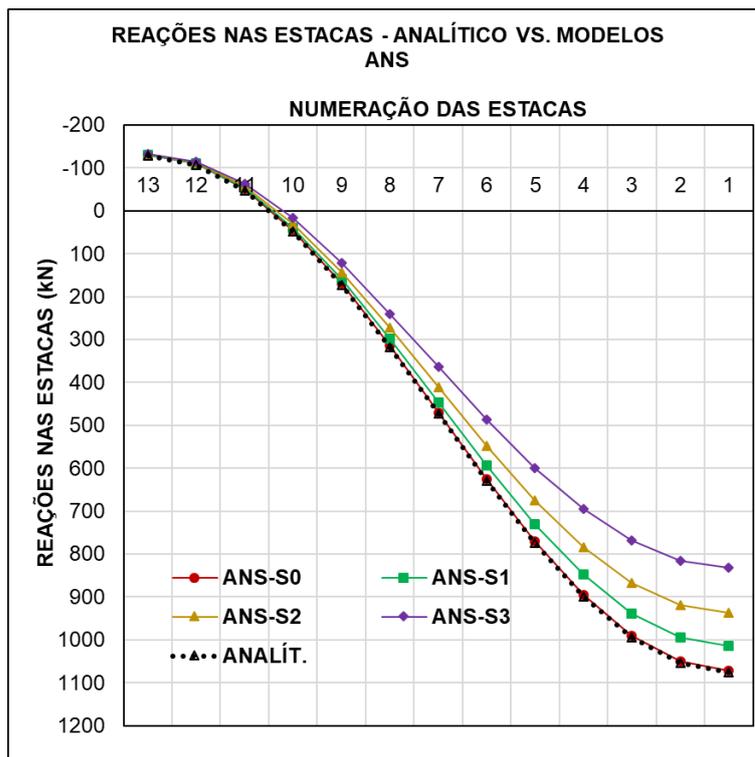


Figura 4.3 – Reações nas estacas: analítico *versus* modelos ANS.

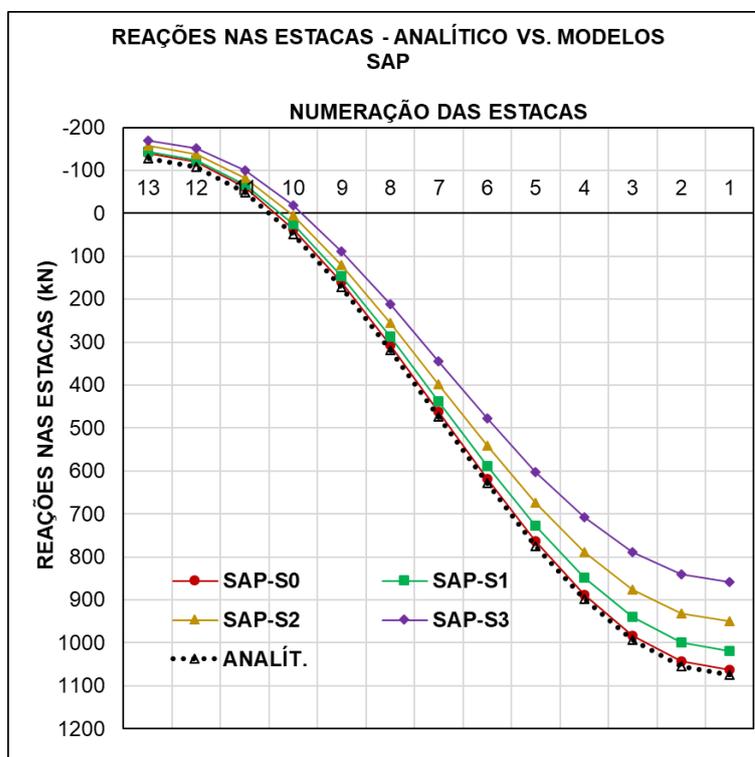


Figura 4.4 - Reações nas estacas: analítico *versus* modelos SAP.

Analisando a Figura 4.4, é possível observar uma tendência clara de aumento da reação de tração, nas estacas 11, 12 e 13, com o aumento da rigidez do solo. Na Figura 4.3, equivalente, também é possível perceber este mesmo comportamento, porém, de maneira menos acentuada. Isso acontece devido a diminuição da parcela de carga vertical (peso próprio do bloco, solo de reaterro e carga vertical da torre) que se encaminharia diretamente para as estacas, face à presença do solo. Dessa forma, a reação de tração causada pelo momento, nas estacas mencionadas, é incrementada.

As Figuras 4.5 a 4.8 apresentam uma comparação entre as reações verticais dos modelos correspondentes desenvolvidos no ANSYS e no SAP2000, caso a caso. Nestas figuras também é apresentada, a título de referência, a curva de reações nas estacas obtida através do procedimento de cálculo analítico.

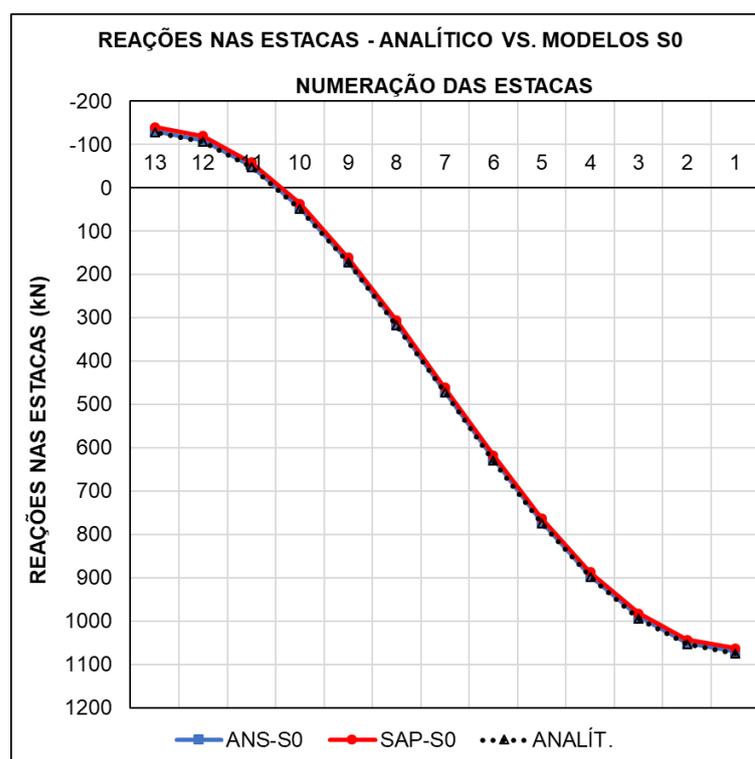


Figura 4.5 - Reações nas estacas: analítico *versus* modelos S0

A Figura 4.5 mostra que as reações nas estacas nos modelos ANS-S0 e SAP-S0 apresentaram valores muito próximo entre si, bem como com aqueles calculados pelo procedimento analítico proposto por Schiel (1957).

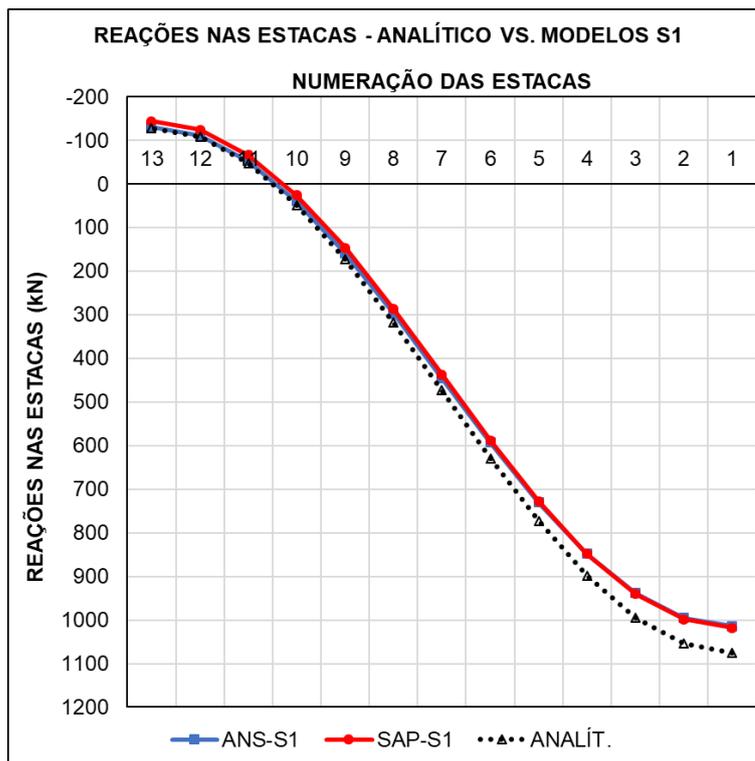


Figura 4.6 - Reações nas estacas: analítico *versus* modelos S1

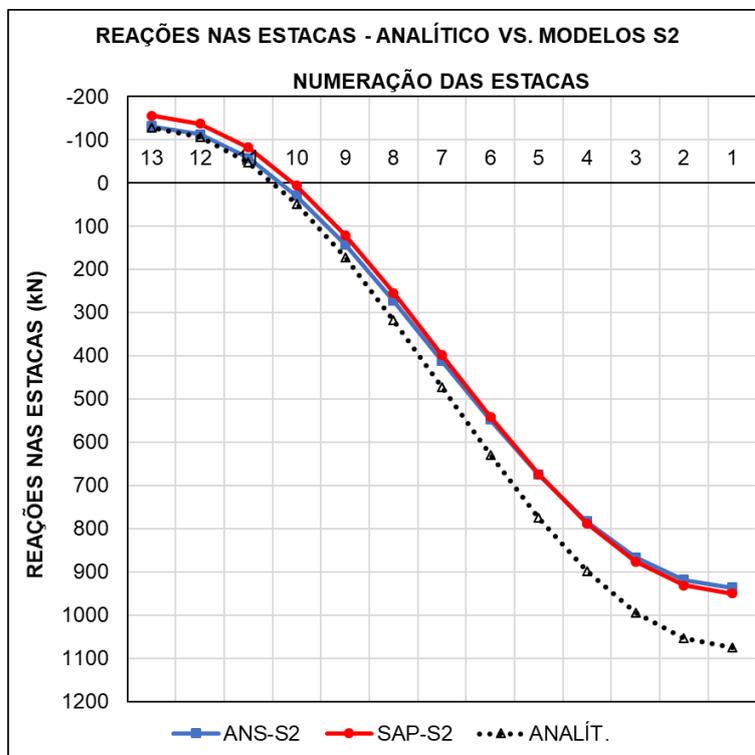


Figura 4.7 - Reações nas estacas: analítico *versus* modelos S2

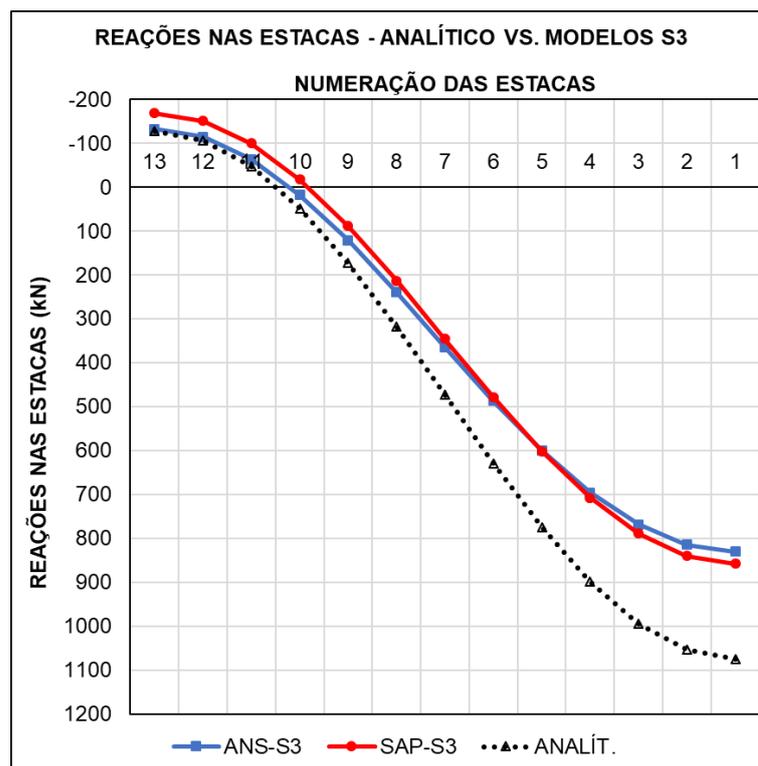


Figura 4.8 - Reações nas estacas: analítico *versus* modelos S3

Com base nas Figuras 4.5 a 4.8, é possível constatar que os modelos S0 e S1 apresentaram curvas de reações nas estacas quase coincidentes, ao passo que os modelos S2 e S3 apontam para uma divergência plausível entre os modelos ANS e SAP, sobretudo para as estacas mais tracionadas e mais comprimidas. Comparando os modelos SAP-S2 e ANS-S2, o primeiro apresentou reações: máxima de tração 18,61% maior; e, máxima de compressão 1,48% maior (em módulo). Na comparação entre os modelos SAP-S3 e ANS-S3, o primeiro apresentou reações: máxima de tração 27,05% maior; e, máxima de compressão 3,22% maior (em módulo).

As análises numéricas apresentadas neste item revelaram resultados contra a segurança estrutural da fundação quando não se considera a presença do solo sob a base do bloco. Isso porque a presença do solo no modelo numérico causa uma redução na parcela de carga vertical destinada as estacas (peso próprio do bloco, solo de reaterro e carga vertical da torre) que, ao ser superposta com a parcela devida a ação do momento, provoca uma resultante de tração nas estacas maior do que as que se obteriam quando da consideração do modelo sem solo.

### 4.3. Divisão do carregamento entre solo e estacas

A Tabela 4.2 apresenta os somatórios das reações verticais nas estacas, em “Soma (kN)”, para cada um dos casos apresentados na Tabela 4.1. Ademais, são apresentadas as relações (em termos percentuais) do somatório das reações verticais nas estacas de cada modelo numérico com o valor obtido pelo procedimento analítico, em “% Analítico”.

Tabela 4.2 - Carga total nas estacas: somatório e valor percentual em relação ao procedimento analítico.

<b>Resultado</b>	<b>ANALÍT.</b>	<b>ANS-S0</b>	<b>ANS-S1</b>	<b>ANS-S2</b>	<b>ANS-S3</b>	<b>SAP-S0</b>	<b>SAP-S1</b>	<b>SAP-S2</b>	<b>SAP-S3</b>
Soma (kN)	11361,12	11281,16	10650,20	9760,76	8550,86	11080,98	10489,98	9535,18	8274,16
% Analítico	100,00%	99,30%	93,74%	85,91%	75,26%	97,53%	92,33%	83,93%	72,83%

É possível observar que a carga vertical total “absorvida” pelas estacas é reduzida com o incremento da rigidez do solo, decrescendo de 11.281,16 kN, no modelo ANS-S0, para 8.550,86 kN, no modelo ANS-S3. Da mesma forma, de 11.080,98 kN, no modelo SAP-S0, para 8.274,16 kN, no modelo SAP-S3. Essa redução se dá em virtude de que uma parcela maior do carregamento vertical aplicado ao bloco se encaminha diretamente para o solo com o aumento da sua rigidez, reduzindo a fração destinada às estacas.

As Figuras 4.9 e 4.10 apresentam, de forma gráfica, os resultados expostos na Tabela 4.2.

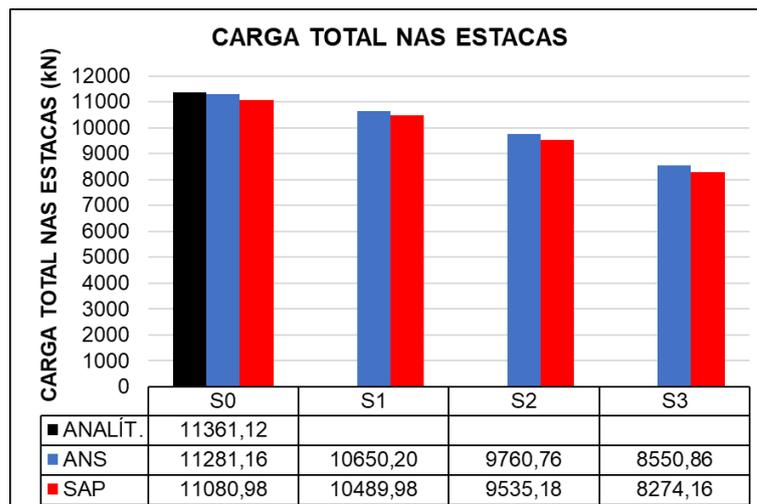


Figura 4.9 - Carga vertical total nas estacas.

As Figuras 4.11 e 4.12 mostram graficamente os valores percentuais desta parcela, apresentando a divisão do carregamento entre o solo e as estacas para cada um dos modelos numéricos.

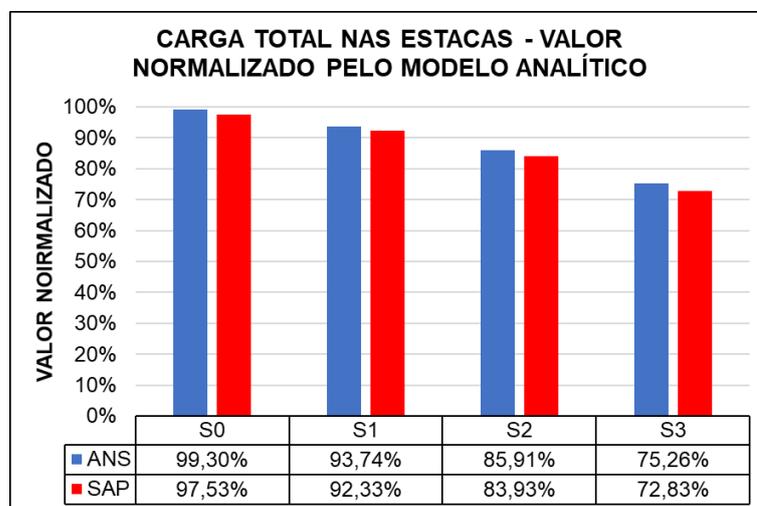


Figura 4.10 - Carga vertical total nas estacas: valores normalizados pelo modelo analítico.

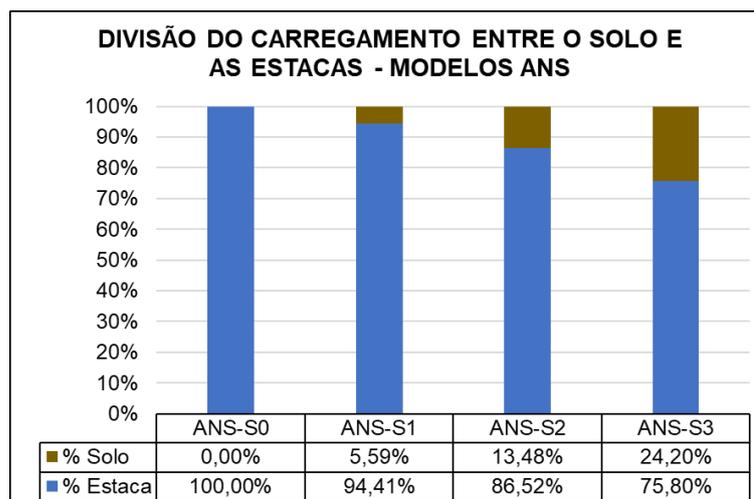


Figura 4.11 – Divisão do carregamento vertical entre o solo e as estacas nos modelos ANS.

É possível constatar, através das Figuras 4.11 e 4.12, que os modelos equivalentes ANS e SAP apresentaram valores relativos (percentuais), para a parcela do carregamento destinada ao solo, da mesma ordem de grandeza, sendo: 5,59%, 13,48% e 24,20%, para os modelos ANS-S1, ANS-S2 e ANS-S3, respectivamente; e, 5,33%, 13,95% e 25,33%, para os modelos SAP-S1, SAP-S2 e SAP-S3, respectivamente.

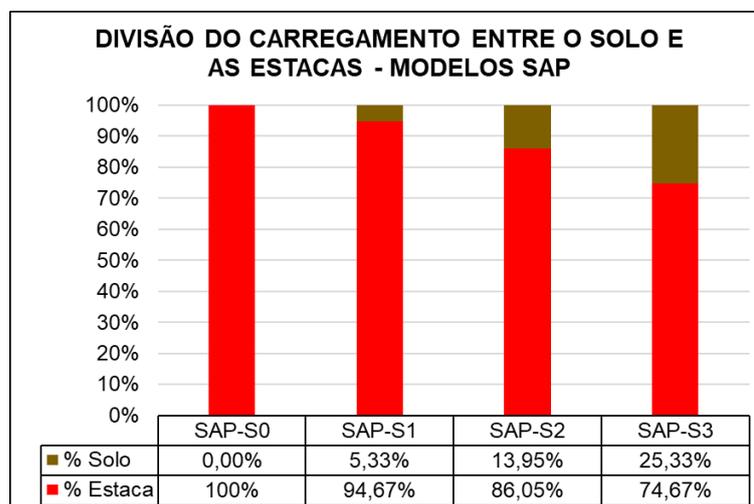


Figura 4.12 – Divisão do carregamento vertical entre o solo e as estacas nos modelos SAP.

#### 4.4. Deslocamento vertical do bloco

A Figura 4.13 apresenta uma comparação entre o deslocamento vertical da base do bloco ao longo do alinhamento do plano de simetria, para os modelos ANS-S0, ANS-S1, ANS-S2 e ANS-S3.

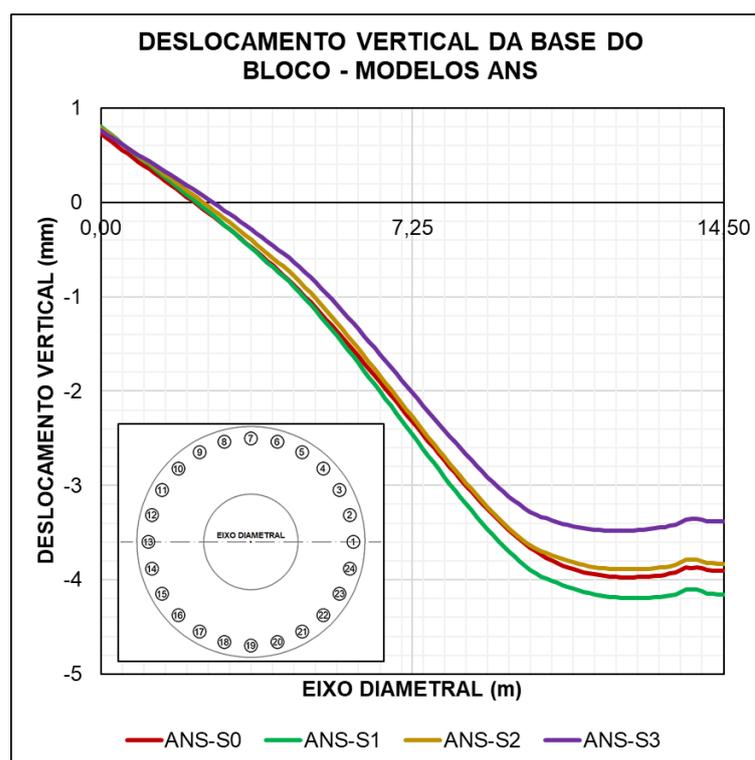


Figura 4.13 – Comparação entre o deslocamento vertical da base do bloco dos modelos ANS.

Nota-se que o deslocamento vertical da base do bloco decresce, em módulo, com o aumento da rigidez do solo, de maneira que a curva de deslocamentos do modelo ANS-S1 apresenta valores maiores do que a do modelo ANS-S2, que por sua vez, aponta valores maiores do que a do modelo ANS-S3. A exceção se dá com o modelo ANS-S0, que exibe sua curva de deslocamentos numa região intermediária a dos modelos ANS-S1 e ANS-S2. A explicação para este comportamento do modelo ANS-S0 será apresentada Item 4.5, que trata da análise dos deslocamentos da estaca 1 dos modelos ANS.

A Figura 4.14 apresenta uma comparação do deslocamento vertical da base do bloco ao longo do alinhamento do plano de simetria, para os modelos SAP-S0, SAP-S1, SAP-S2 e SAP-S3.

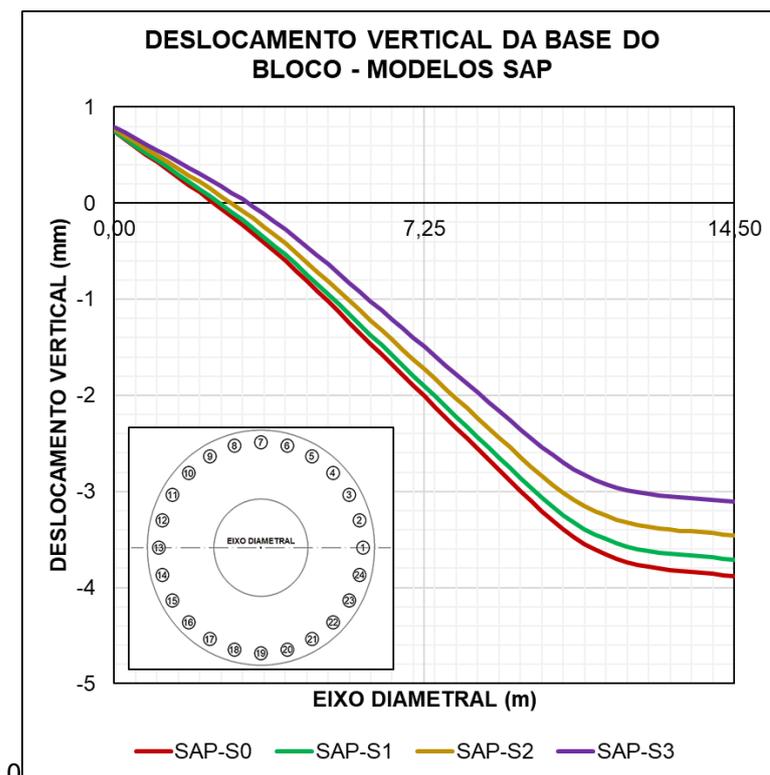


Figura 4.14 - Comparação entre o deslocamento vertical da base do bloco dos modelos SAP.

De maneira análoga ao que se percebeu nos modelos ANS, nota-se que, o deslocamento vertical da base do bloco dos modelos SAP decresce, em módulo, com o aumento da rigidez do solo, de maneira que a curva de deslocamentos do modelo SAP-S1 apresenta valores maiores do que a do modelo SAP-S2, que por sua vez, aponta valores maiores do que a do modelo SAP-S3. Neste caso, o modelo SAP-S0 mostrou comportamento compatível com o esperado, indicando um maior deslocamento vertical da base do bloco do que os modelos com solo.

As Figuras 4.15 a 4.18 apresentam uma comparação entre o deslocamento vertical da base do bloco dos modelos correspondentes ANS e SAP, caso a caso.

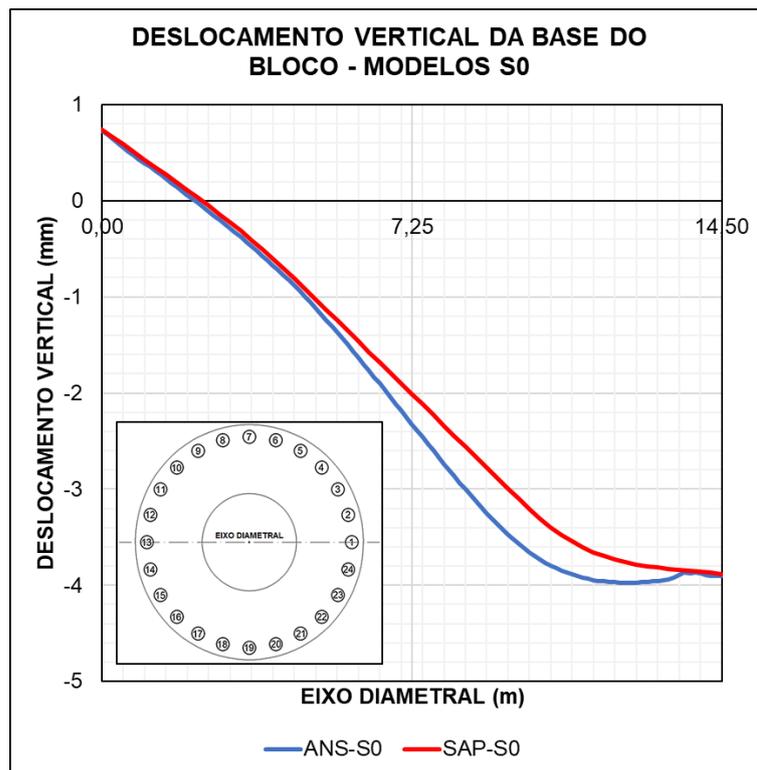


Figura 4.15 - Comparação entre o deslocamento vertical da base do bloco dos modelos ANS-S0 e SAP-S0.

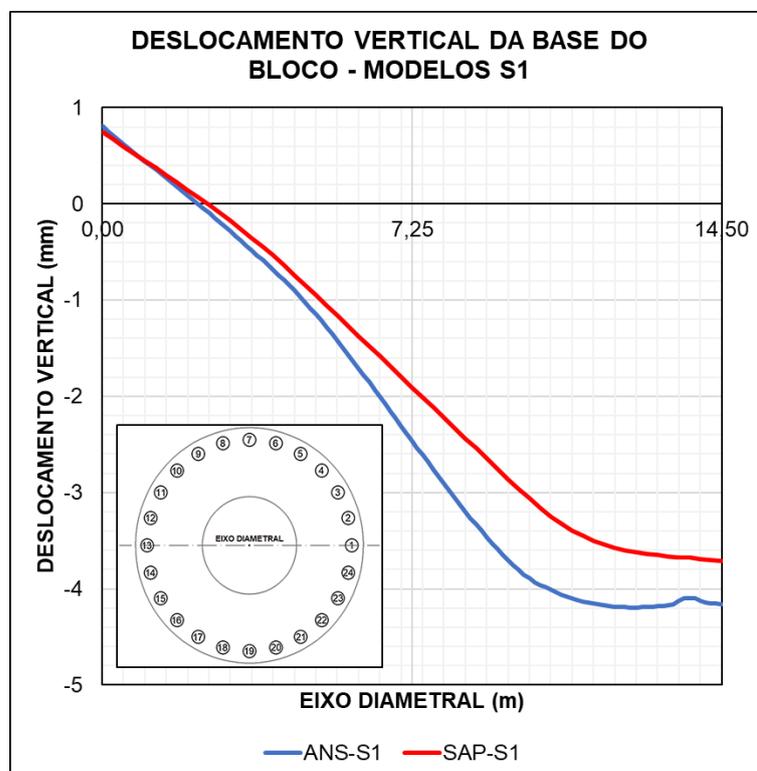


Figura 4.16 - Comparação entre o deslocamento vertical da base do bloco dos modelos ANS-S1 e SAP-S1.

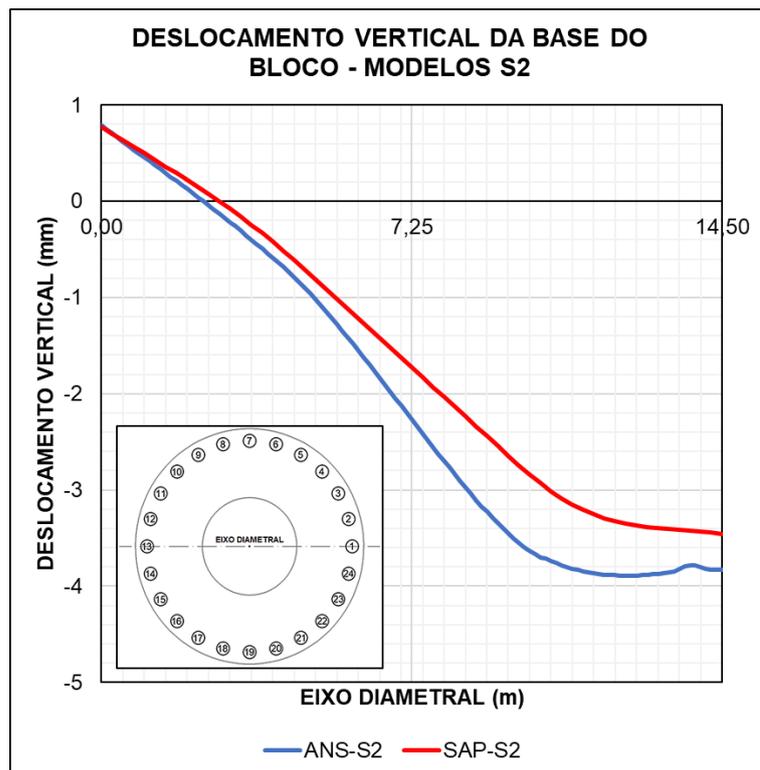


Figura 4.17 - Comparação entre o deslocamento vertical da base do bloco dos modelos ANS-S2 e SAP-S2.

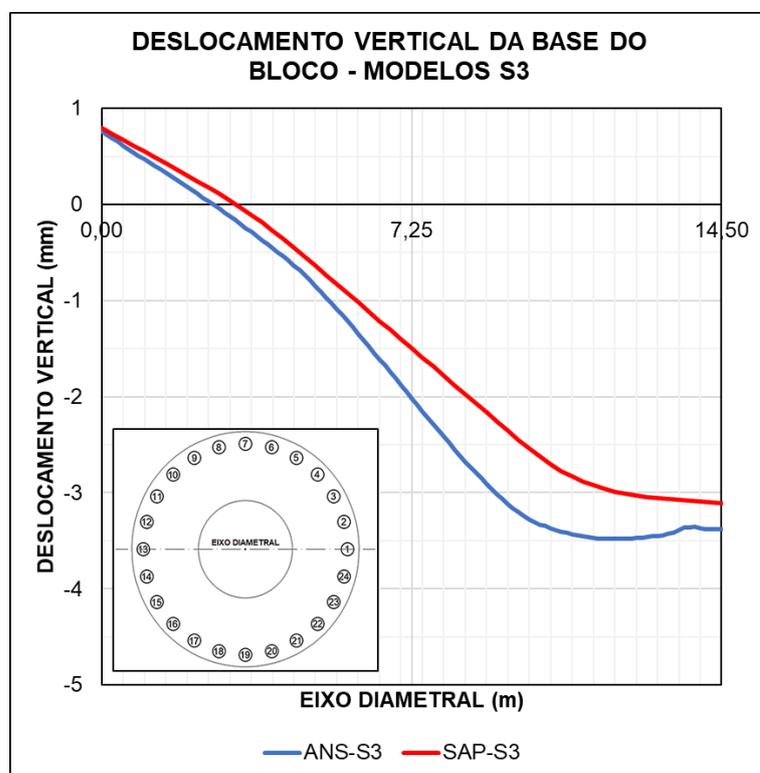


Figura 4.18 - Comparação entre o deslocamento vertical da base do bloco dos modelos ANS-S3 e SAP-S3.

Analisando as Figuras 4.15 a 4.18, é possível constatar que os deslocamentos na extremidade esquerda do bloco (0,00 m) apresentaram valores compatíveis nos modelos ANS e SAP. Na extremidade oposta (14,50 m), os modelos ANS-S0 e SAP-S0 mostraram deslocamentos verticais quase coincidentes, enquanto que nos demais casos, os modelos ANS indicaram valores de deslocamento vertical da ordem de 10% maiores (em módulo) do que os modelos SAP equivalentes.

#### 4.5. Deslocamento da estaca 1 dos modelos ANS

A Figura 4.19 mostra o deslocamento vertical da estaca 1 (mais comprimida) ao longo da profundidade, enquanto que a Figura 4.20 apresenta o deslocamento horizontal da mesma estaca.

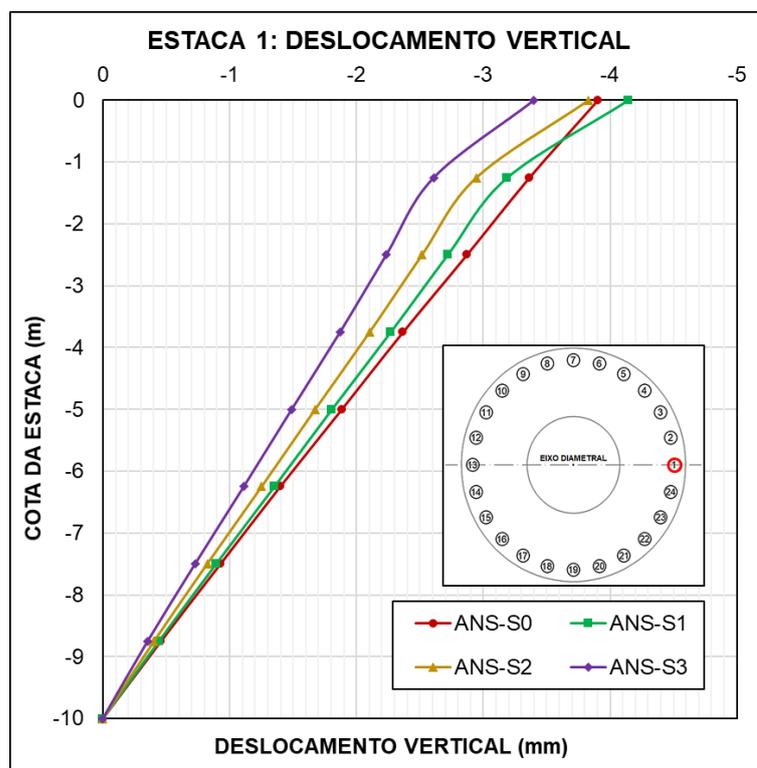


Figura 4.19 - Comparação entre o deslocamento vertical da estaca 1 dos modelos ANS.

A Figura 4.19 expressa que a curva de deslocamento vertical da estaca apresenta valores maiores (em módulo) com a redução da rigidez do solo ou ausência

de solo, ou seja, do modelo ANS-S3 para ANS-S0. A exceção acontece tão somente na cota “0” (zero) do modelo ANS-S0.

Analisando a Figura 4.20, nota-se que a estaca 1 do modelo ANS-S0 apresenta um deslocamento horizontal discrepante, quando comparamos com as curvas dos demais modelos. Dessa forma, conclui-se que a ausência do maciço de solo ao redor das estacas contribui para o aumento deslocabilidade horizontal deste modelo, que destoa dos demais em ordem de grandeza.

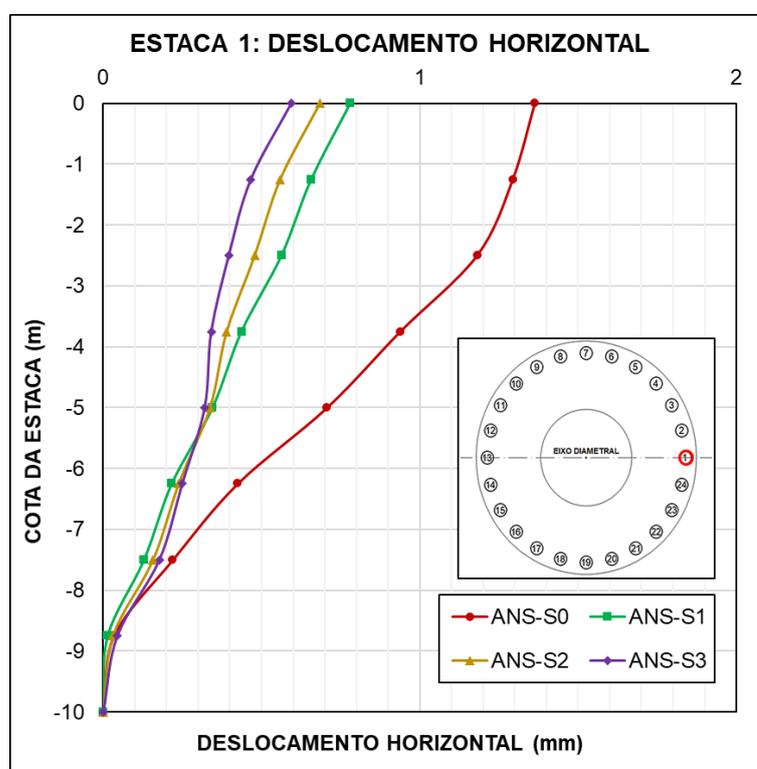


Figura 4.20 – Comparação entre o deslocamento horizontal da estaca 1 dos modelos ANS.

Com base nas Figuras 4.13 e 4.19, verifica-se que nos modelos ANS, com a presença do maciço de solo (ANS-S1, ANS-S2 e ANS-S3), o momento aplicado provoca uma rotação maior do bloco ao redor do eixo de referência de momento consoante a diminuição da rigidez do solo. Ademais, devido à ausência do maciço de solo o modelo ANS-S0 apresenta um comportamento divergente dos demais (manifestado na Figura 4.13), pois neste o momento aplicado produz um maior deslocamento lateral da estrutura em lugar da rotação do bloco.

#### 4.6. Tensões normais radiais no bloco

As Figuras 4.21 e 4.22 mostram as tensões normais radiais ( $S_{11}$ ) na base do bloco nos modelos ANS-S0 e SAP-S0. A Figura 4.23 apresenta as tensões normais radiais na seção sobre o plano de simetria do bloco do modelo ANS-S0.

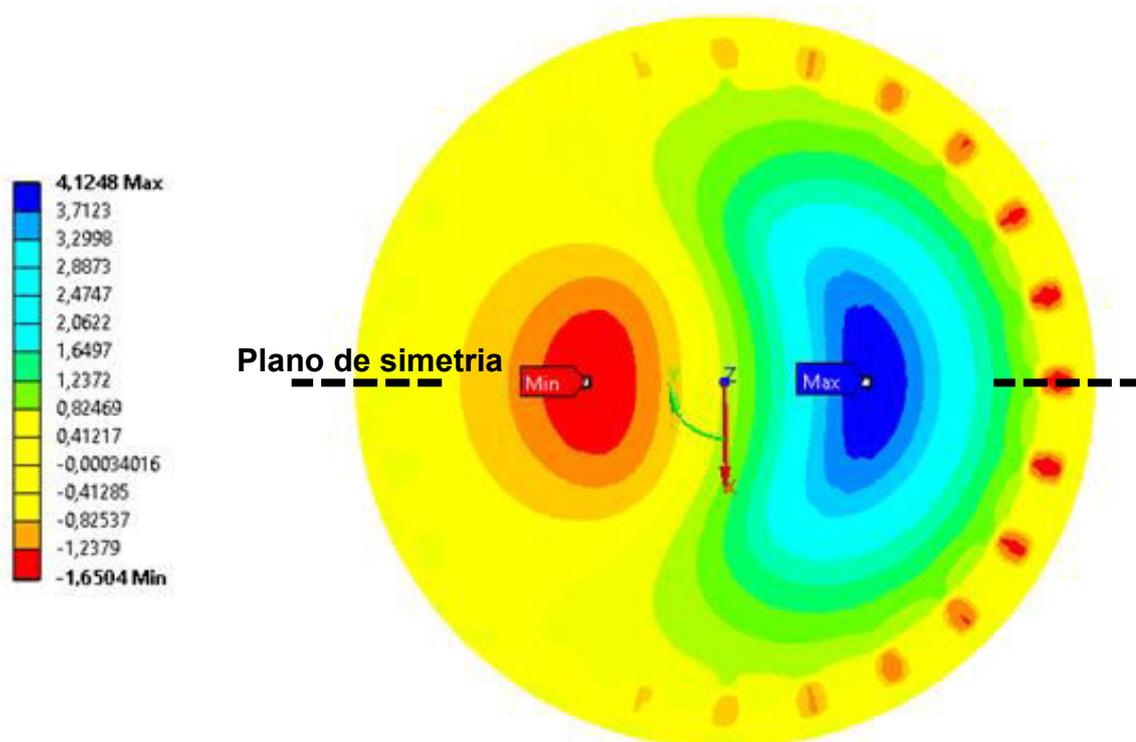


Figura 4.21 – Tensões normais radiais ( $S_{11}$ ), em MPa, na superfície da base do bloco do modelo ANS-S0.

Observando as Figuras 4.21 a 4.23, é possível perceber que os pontos de tensões normais máximas de tração (Max) e compressão (Min) estão sobre a linha do plano de simetria, mais precisamente na região de transição entre o pedestal e as saias do bloco, onde a sua altura tem uma redução brusca, indicados na Figura 4.23 pelas linhas tracejadas LE e LD.

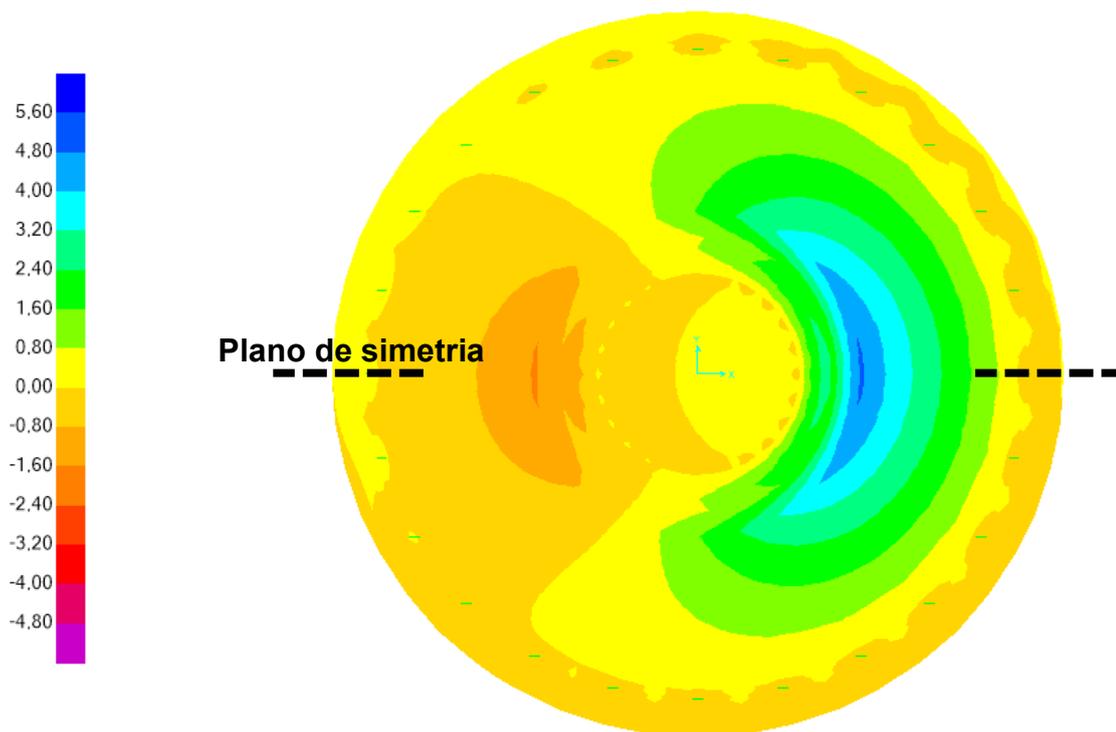


Figura 4.22 – Tensões normais radiais ( $S_{11}$ ), em MPa, na superfície da base do bloco do modelo SAP-S0.

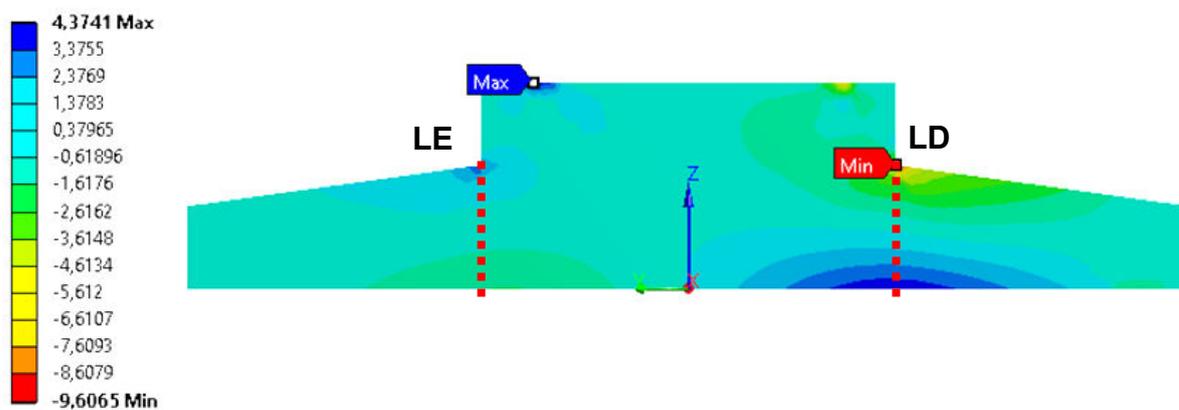


Figura 4.23 – Tensões normais radiais ( $S_{11}$ ), em MPa, na seção sobre o plano de simetria do bloco do modelo ANS-S0.

A Figura 4.24 complementa o entendimento sobre os pontos de tensões normais máximas (em módulo), de tração (Max) e compressão (Min), apresentado os vetores de tensões principais no sentido radial do bloco do modelo ANS-S0.

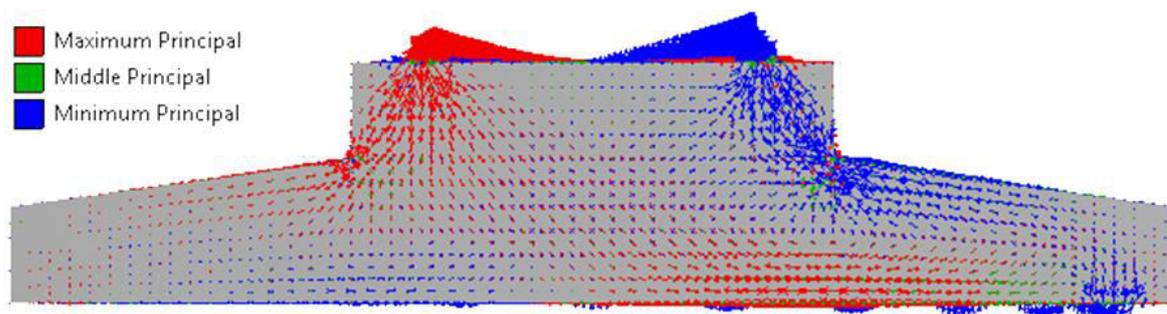


Figura 4.24 - Vetores de tensões principais radiais na seção sobre o plano de simetria do bloco do modelo ANS-S0.

No apêndice A, B e C estão postas figuras análogas as apresentadas nesta sessão para os demais modelos estudados neste trabalho.

As Figuras 4.25 e 4.26 apresentam os diagramas de tensões normais sobre as linhas LE e LD, indicadas na Figura 4.23, dos modelos ANS. Estas linhas possuem altura de 1,80 m, que vai desde a base do bloco (cota: 0 m) até a altura máxima da saia (cota: 1,80 m) no encontro desta com o pedestal do bloco.

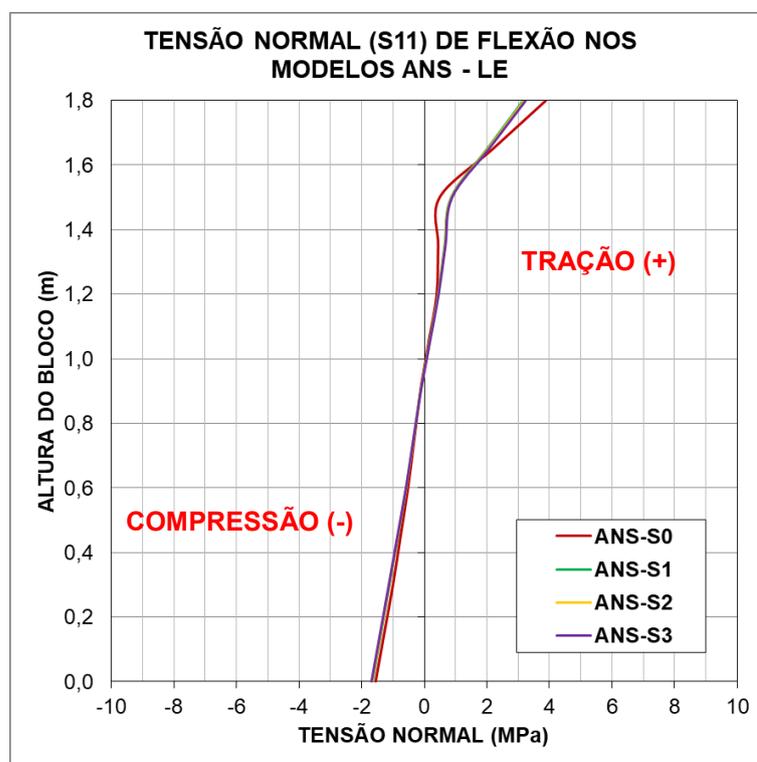


Figura 4.25 – Comparação entre os diagramas de tensões normais sobre a linha LE (lado esquerdo) dos modelos ANS.

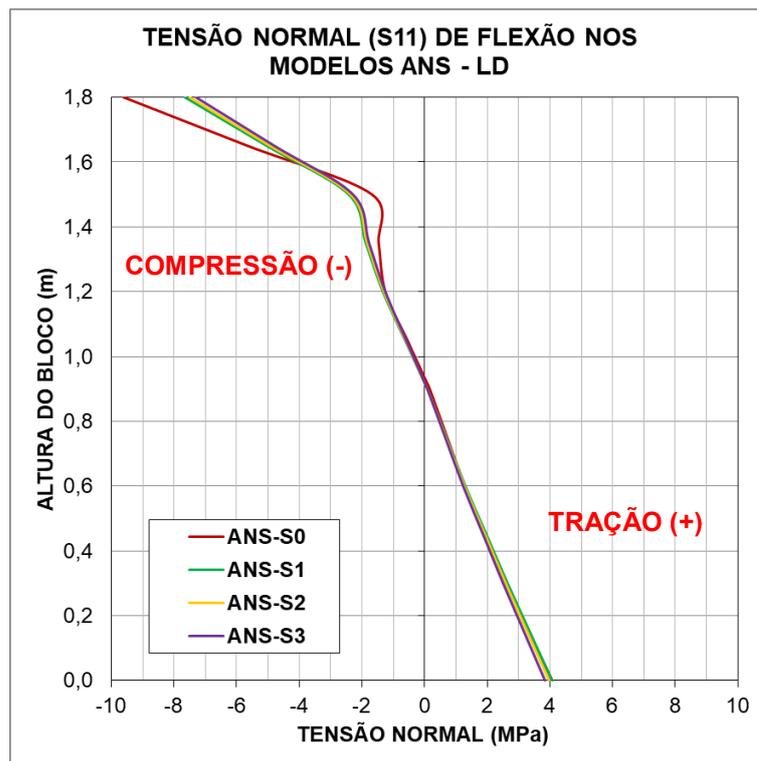


Figura 4.26 - Comparação entre os diagramas de tensões normais sobre a linha LD (lado direito) dos modelos ANS.

Os diagramas de tensões dos modelos ANS, apresentados nas Figuras 4.25 e 4.26, foram utilizados para o cálculo da força resultante de tração e de compressão, comprimento do braço de alavanca, e momento fletor resultante, que serão apresentados no item 4.7 deste capítulo.

De maneira semelhante, as Figuras 4.27 e 4.28 mostram diagramas equivalentes para os modelos SAP.

As Figuras 4.29 e 4.30 faz uma comparação entre os modelos ANS-S0 e SAP-S0. As demais figuras com a comparação entre os diagramas de tensões normais dos modelos ANS e SAP - casos S1, S2 e S3 – encontram-se no apêndice D, sendo semelhantes às Figuras 4.29 e 4.30.

Analisando as Figuras 4.25 a 4.30, nota-se que os diagramas de tensões normais dos modelos ANS apresentam um comportamento diferente dos modelos SAP equivalentes, sobretudo na região acima da cota 1,20 m, exibindo um campo de tensões não linear.

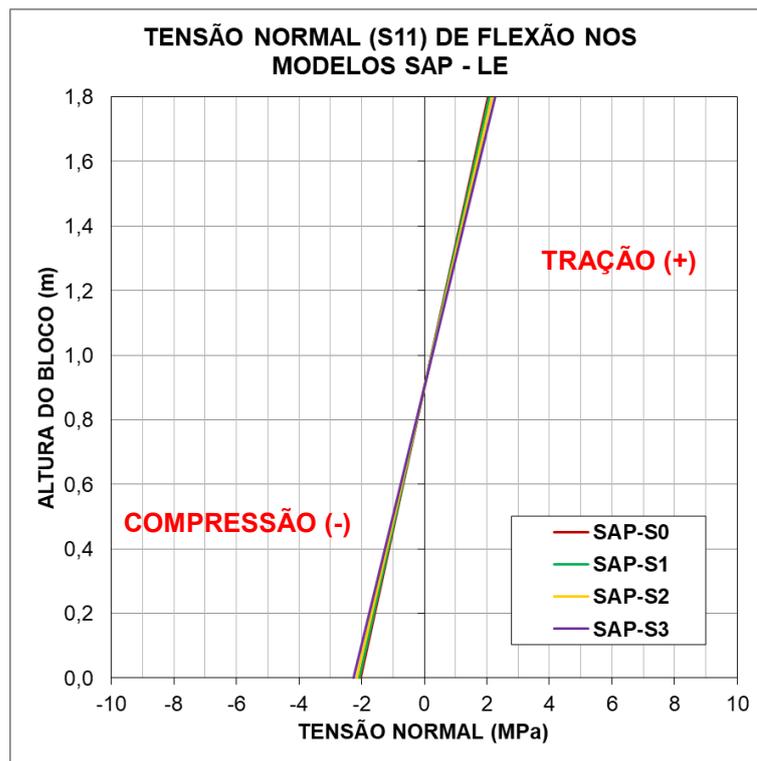


Figura 4.27 – Comparação entre os diagramas de tensões normais sobre a linha LE (lado esquerdo) dos modelos SAP.

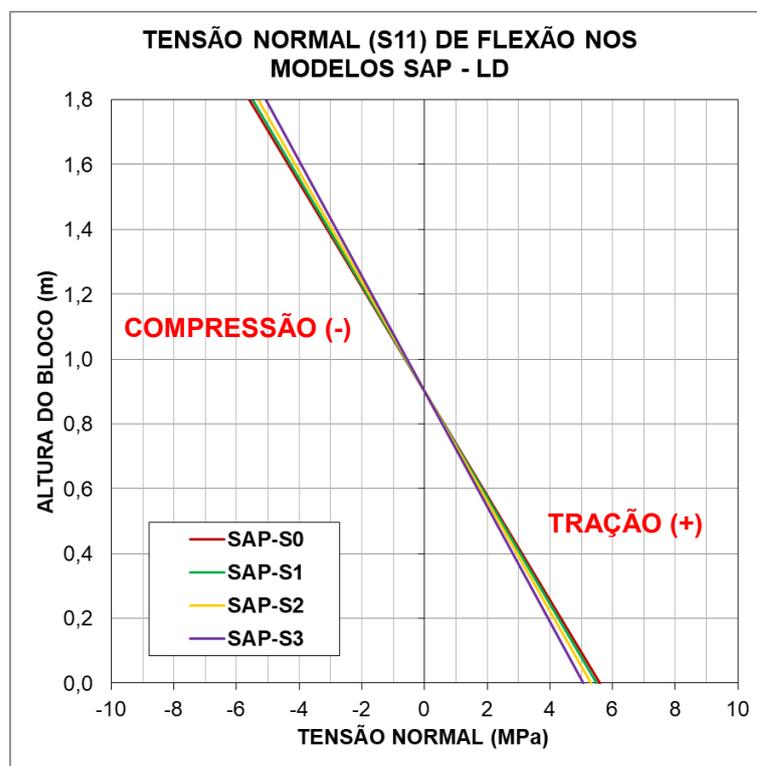


Figura 4.28 – Comparação entre os diagramas de tensões normais sobre a linha LD (lado direito) dos modelos SAP.

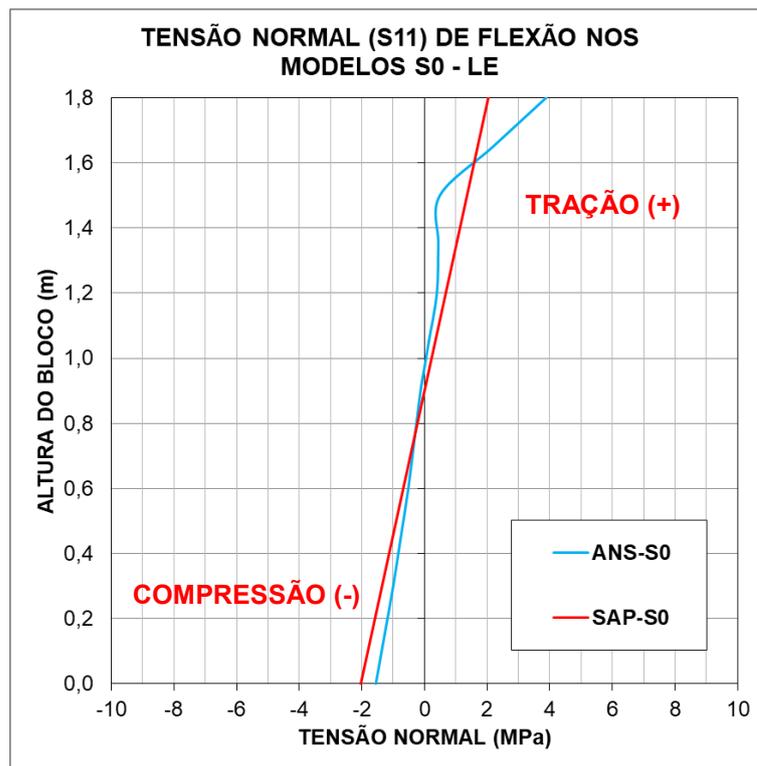


Figura 4.29 – Comparação entre os diagramas de tensões normais sobre a linha LE (lado esquerdo) dos modelos ANS-S0 e SAP-S0.

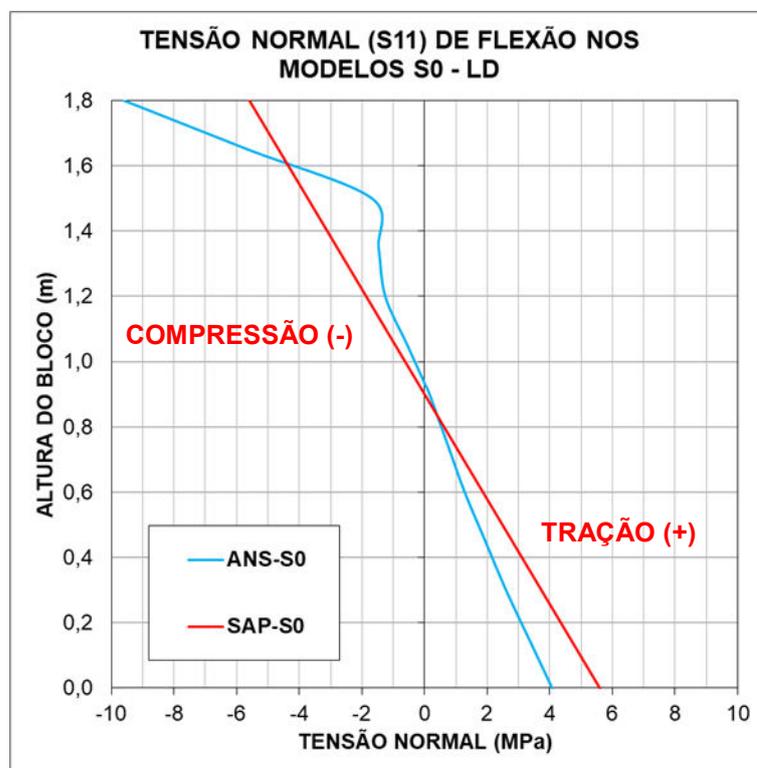


Figura 4.30 - Comparação entre os diagramas de tensões normais sobre a linha LD (lado direito) dos modelos ANS-S0 e SAP-S0.

A Figura 4.30 mostra que, acima da cota de 1,60 m, o modelo ANS-S0 aponta para uma maior concentração de tensões normais de compressão, concordando com os vetores de tensões principais radiais mínimas, em azul (apresentados na Figura 4.24), que remetem aos vetores de compressão. A observação descrita neste parágrafo pode ser extrapolada para os demais modelos, ANS-S1, ANS-S2 e ANS-S3.

Nas cotas próximas a base do bloco, abaixo de 0,60 m, o modelo SAP-S0 apresenta tensões de compressão (Figura 4.29) e de tração (Figura 4.30) com valores superiores (em módulo) aos do modelo ANS-S0. A Tabela 4.3 mostra um resumo dos valores, de todos os modelos, das tensões normais radiais nas extremidades inferior (cota: 0 m) e superior (cota: 1,80 m) do bloco, sobre as linhas LE e LD.

Tabela 4.3 – Comparação entre as tensões normais radiais, em MPa, dos modelos ANS e SAP, nas extremidades inferior (Cota: 0 m) e superior (Cota: 1,80 m) do bloco, sobre as linhas LE e LD.

Cota (m)	TENSÕES NORMAIS RADIAIS (MPa)							
	LE	LD	LE	LD	LE	LD	LE	LD
	<b>ANS-S0</b>		<b>ANS-S1</b>		<b>ANS-S2</b>		<b>ANS-S3</b>	
1,80	3,885	-9,607	3,158	-7,649	3,194	-7,499	3,239	-7,297
0,00	-1,556	4,074	-1,651	4,068	-1,668	3,971	-1,687	3,841
	<b>SAP-S0</b>		<b>SAP-S1</b>		<b>SAP-S2</b>		<b>SAP-S3</b>	
1,80	2,037	-5,596	2,075	-5,491	2,162	-5,310	2,262	-5,067
0,00	-2,037	5,596	-2,075	5,491	-2,162	5,310	-2,262	5,067

#### 4.7. Momentos fletores

A Figura 4.31 mostra o diagrama de momento fletor, em torno do eixo local 2 ( $M_2$ ), da seção sobre o plano de simetria do bloco de todos os modelos SAP. A Tabela 4.4 apresenta os valores máximos (em módulo) destes momentos.

Tabela 4.4 – Valores máximos (em módulo) dos momentos fletores, em torno do eixo local 2 ( $M_2$ ), da seção sobre o plano de simetria do bloco dos modelos SAP.

X (m)	$M_2$ (kN.m/m)			
	SAP-S0	SAP-S1	SAP-S2	SAP-S3
4,25	-2064,44	-2077,92	-2142,52	-2218,90
10,25	4758,71	4692,17	4578,55	4427,87

Fazendo uma comparação entre os modelos da Tabela 4.4, observa-se que houve uma redução do momento fletor máximo positivo, em relação ao modelo SAP-S0: de 1,39% para o modelo SAP-S1; de 3,77% para o modelo SAP-S2; e, de 6,94% para o modelo SAP-S3. Por outro lado, houve um aumento do momento fletor máximo negativo, em relação ao modelo SAP-S0: de 1,54%; 4,69%; e, 8,43%, respectivamente aos modelos já mencionados.

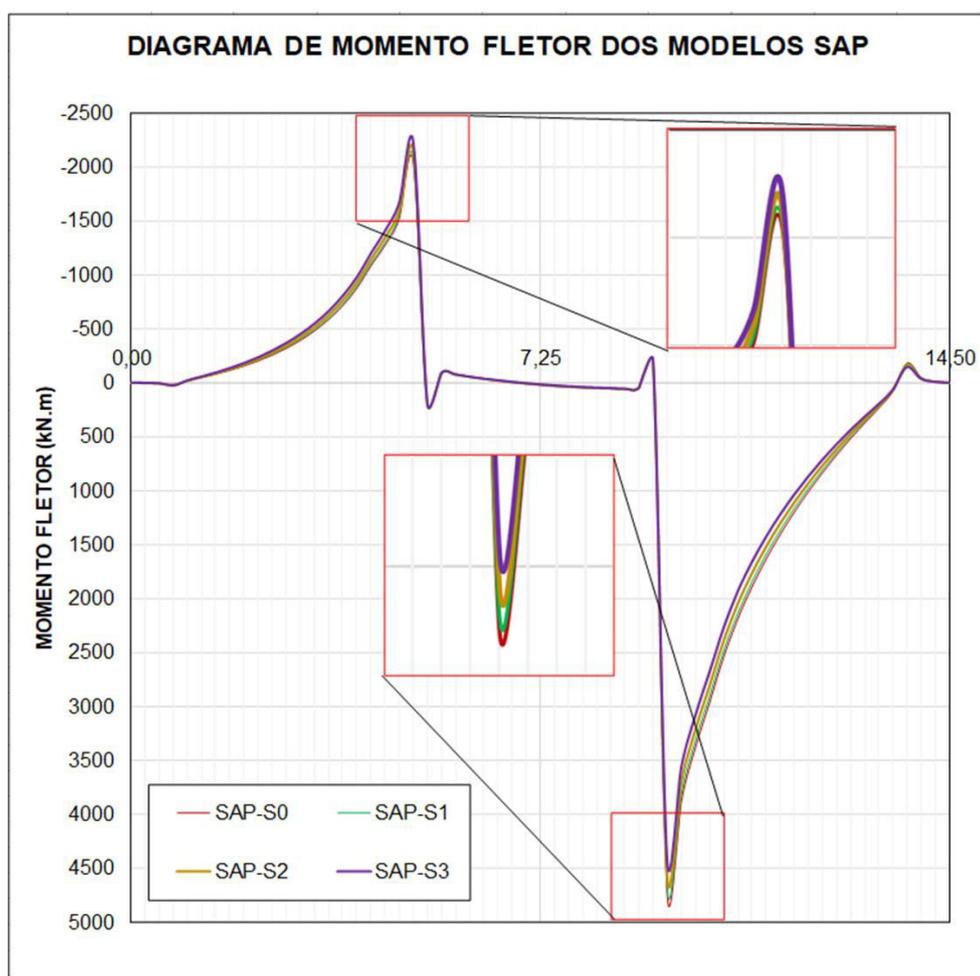


Figura 4.31 – Diagrama de momento fletor da seção sobre o plano de simetria dos modelos SAP.

Nos modelos SAP, os máximos momentos fletores apareceram no encontro da do anel de aplicação do carregamento, que representa a parede da torre, com o plano de simetria do bloco.

A Tabela 4.5 apresenta os valores dos momentos fletores dos modelos SAP nas coordenadas 4,25 e 10,25 m, pontos equivalentes às linhas LE e LD, respectivamente, dos modelos ANS.

Tabela 4.5 - Valores dos momentos fletores, em torno do eixo local 2 ( $M_2$ ), dos pontos de coordenadas 4,25 e 10,25 m da seção sobre o plano de simetria do bloco dos modelos SAP.

X (m)	$M_2$ (kN.m/m)			
	SAP-S0	SAP-S1	SAP-S2	SAP-S3
4,25 - LE	-1078,78	-1098,77	-1144,51	-1197,65
10,25 - LD	2962,97	2907,38	2811,47	2682,79

A Tabela 4.6 mostra os resultados dos momentos fletores dos modelos ANS, que foram obtidos através da integração dos diagramas de tensões, sobre as linhas LE e LD, de cada um dos modelos ANS. O cálculo destes momentos seguiu o seguinte procedimento:

1. Foram calculadas as forças resultantes de tração, por faixa de largura (em MN/m), a partir da integração do lado positivo dos diagramas de tensões;
2. De maneira análoga, foram obtidas as forças resultantes de compressão, por faixa de largura (em kN/m), a partir da integração do lado negativo dos diagramas de tensões;
3. Em seguida, foram determinadas as cotas dos pontos de aplicação das forças resultantes de tração e compressão e foram calculados os braços de alavanca através da diferença entre essas cotas;
4. Por fim, foram calculados os momentos fletores por faixa de largura (em kN.m/m), para cada um dos modelos ANS, através da multiplicação da força resultante de compressão pelo comprimento do braço de alavanca.

Vale destacar que esse procedimento de obtenção dos momentos fletores através de integração dos diagramas de tensões só se faz necessário para modelos

em elementos finitos sólidos (modelos ANS desta pesquisa), visto que os resultados numéricos são apresentados em forma de tensão.

Tabela 4.6 - Valores dos momentos fletores, em torno do eixo local 2 ( $M_2$ ), sobre as linhas LE e LD da seção sobre o plano de simetria do bloco dos modelos ANS.

X (m)	$M_2$ (kN.m/m)			
	ANS-S0	ANS-S1	ANS-S2	ANS-S3
4,25 - LE	-994,45	-1054,27	-1062,70	-1072,53
10,25 - LD	2500,09	2455,51	2399,57	2324,46

Fazendo uma comparação entre os modelos da Tabela 4.6, observa-se que houve uma redução do momento fletor máximo positivo, em relação ao modelo ANS-S0: de 1,78% para o modelo ANS-S1; de 4,02% para o modelo ANS-S2; e, de 7,03% para o modelo ANS-S3. Por outro lado, houve um aumento do momento fletor máximo negativo, em relação ao modelo ANS-S0: de 6,02%; 6,86%; e, 7,85%, respectivamente aos modelos já mencionados.

A Tabela 4.7 apresenta a relação entre os momentos fletores dos modelos ANS e dos modelos SAP, para os valores apresentados nas Tabelas 4.5 e 4.6.

Tabela 4.7 – Comparação entre os momentos fletores, em torno do eixo local 2 ( $M_2$ ), dos modelos ANS e SAP.

X (m)	ANS-S0/ SAP-S0	ANS-S1/ SAP-S1	ANS-S2/ SAP-S2	ANS-S3/ SAP-S3	Média	Co.Var
4,25 - LE	92,18%	95,95%	92,85%	89,55%	92,63%	2,84%
10,25 - LD	84,38%	84,46%	85,35%	86,64%	85,21%	1,24%

Com base nos resultados da Tabela 4.7, é possível afirmar que os momentos fletores negativos, em torno do eixo local 2 ( $M_2$ ), sobre a linha LE dos modelos ANS, apresentaram, em média, valores da ordem de 92,63% daqueles encontrados nos modelos SAP, com coeficiente de variação de 2,84%. No lado dos momentos fletores positivos, sobre a linha LD dos modelos ANS, os valores médios são de 85,21% em relação aos modelos SAP equivalentes, com coeficiente de variação de 1,24%.

#### 4.8. Tensões verticais no solo sob a base do bloco ( $S_{33}$ )

As Figuras 4.32 a 4.34 apresentam os isovalores de tensões verticais no solo sob a base do bloco dos modelos ANS.

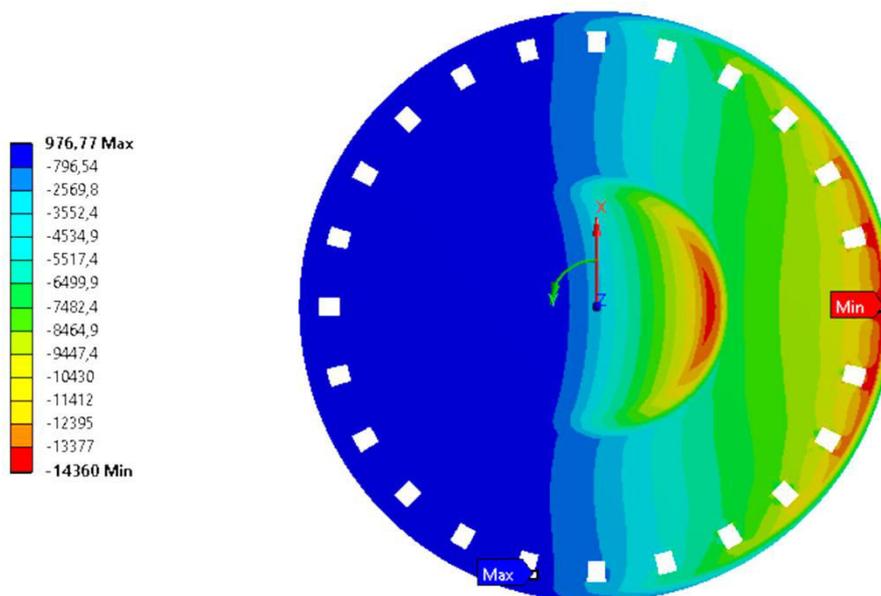


Figura 4.32 - Isovalores de tensões verticais ( $S_{33}$ ), em Pa, no solo sob a base do bloco do modelo ANS-S1.

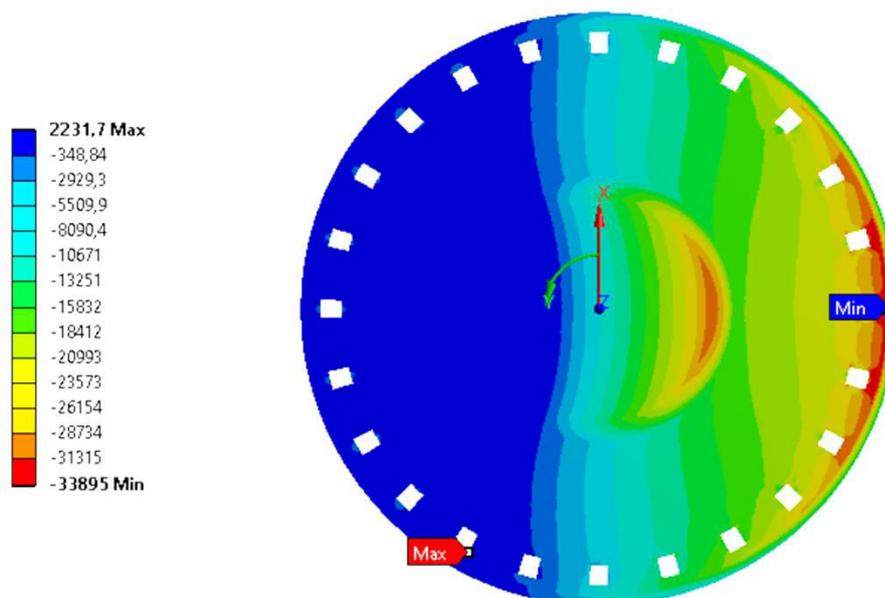


Figura 4.33 – Isovalores de tensões verticais ( $S_{33}$ ), em Pa, no solo sob a base do bloco do modelo ANS-S2.

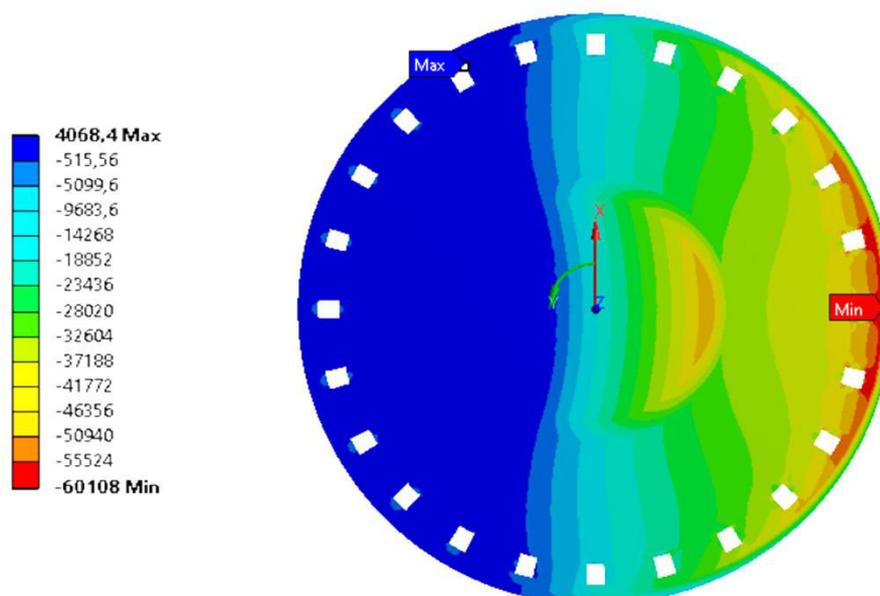


Figura 4.34 – Isovalores de tensões verticais ( $S_{33}$ ), em Pa, no solo sob a base do bloco do modelo ANS-S3.

Retira-se das Figuras 4.32 a 4.34 as tensões máximas no solo: 14.360 Pa, para o modelo ANS-S1; 33.895 Pa, para o modelo ANS-S2; e, 60.108 Pa, para o modelo ANS-S3.

As Figuras 4.35 a 4.37 apresentam os isovalores de tensões verticais no solo sob a base do bloco dos modelos SAP.

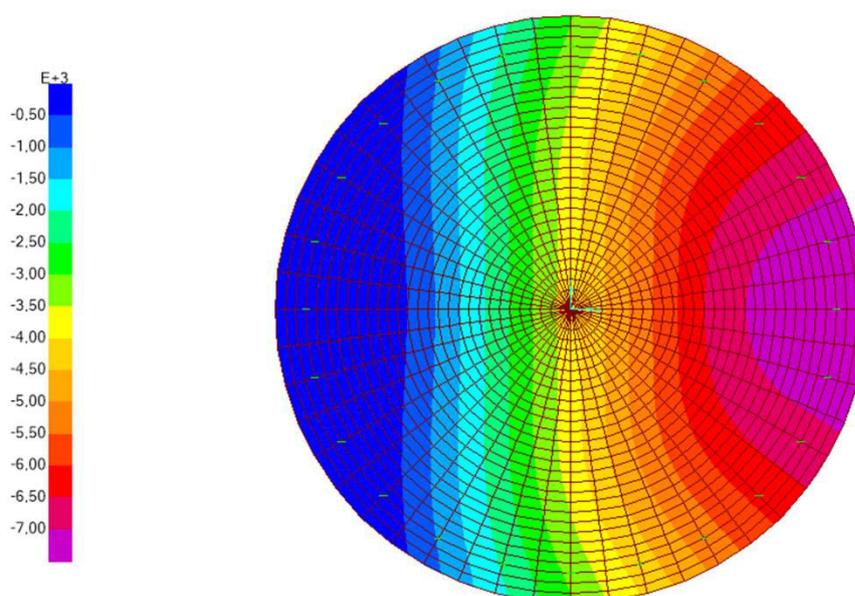


Figura 4.35 - Isovalores de tensões verticais ( $S_{33}$ ), em Pa, no solo sob a base do bloco do modelo SAP-S1.

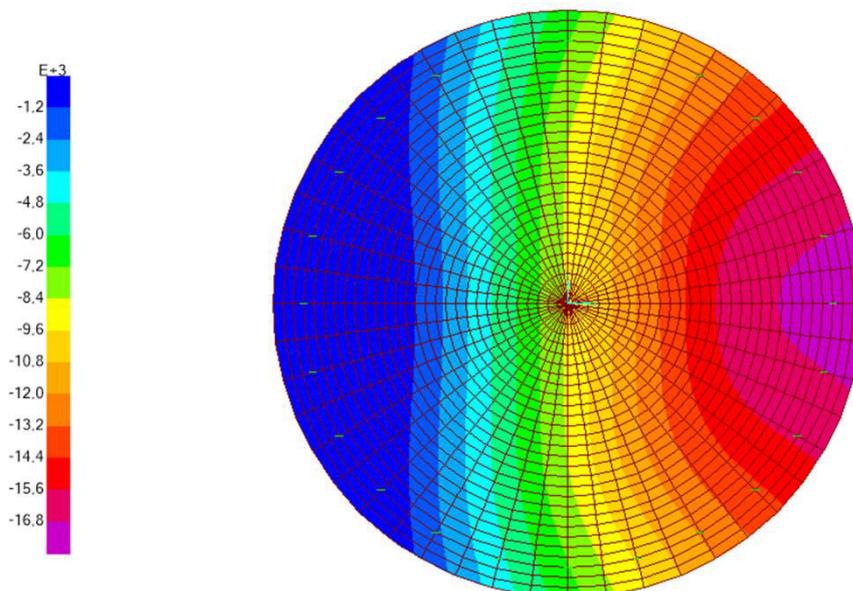


Figura 4.36 - Isovalores de tensões verticais ( $S_{33}$ ), em Pa, no solo sob a base do bloco do modelo SAP-S2.

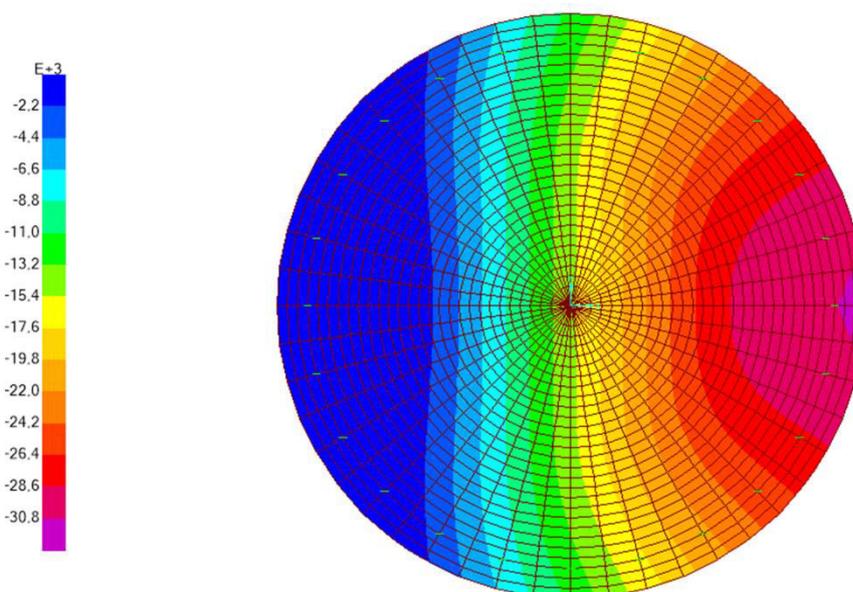


Figura 4.37 - Isovalores de tensões verticais ( $S_{33}$ ), em Pa, no solo sob a base do bloco do modelo SAP-S3.

Dos modelos SAP foram retiradas as seguintes tensões máximas no solo: 7.417 Pa, para o modelo SAP-S1; 17.278 Pa, para o modelo SAP-S2; e, 31.048 Pa, para o modelo SAP-S3.

Fazendo uma comparação entre os modelos, observa-se que o incremento da tensão vertical máxima no solo não cresce linearmente com o aumento da rigidez do mesmo. O solo dos modelos S2 possui rigidez 2,5 vezes (relação entre 50/20, em MPa, ou 5.000/2.000, em kN/m<sup>3</sup>) maior que o solo dos modelos S1, ao passo que a tensão máxima no solo do primeiro é da ordem de 2,3 vezes maior que a do segundo. Por sua vez, o solo dos modelos S3 possui rigidez 5 vezes (relação entre 100/20, em MPa, ou 10.000/2.000, em kN/m<sup>3</sup>) maior que o solo dos modelos S1, ao passo que a tensão máxima no solo do primeiro é da ordem de 4,2 vezes maior que a do segundo.

#### 4.9. Profundidade do bulbo de tensões verticais no solo

As Figuras 4.38 a 4.40 mostram o perfil do maciço de solo sob a base do bloco, onde é possível perceber as profundidades dos bulbos de tensões verticais para os modelos ANS-S1, ANS-S2 e ANS-S3.

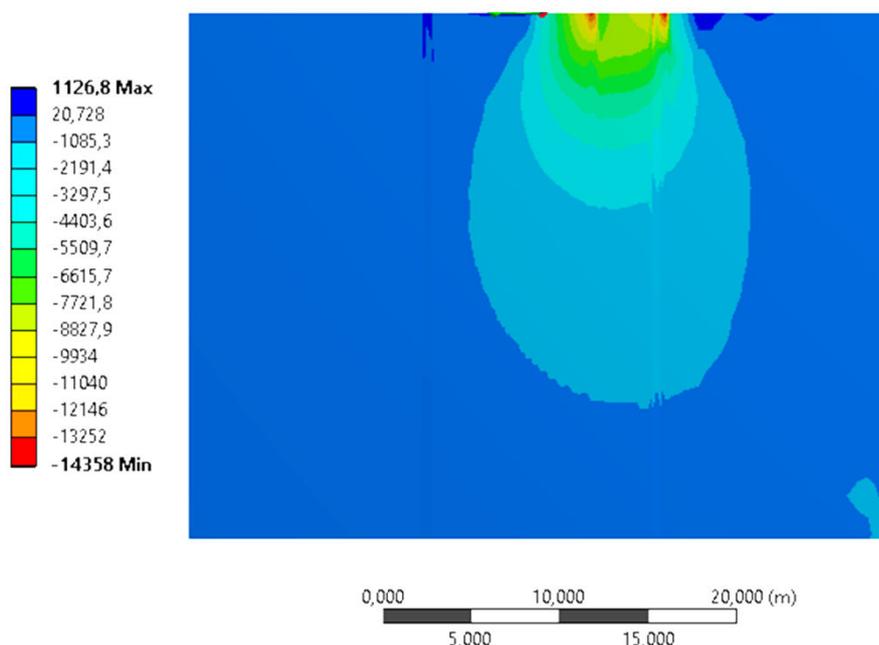


Figura 4.38 - Bulbo de tensões verticais do modelo ANS-S1.

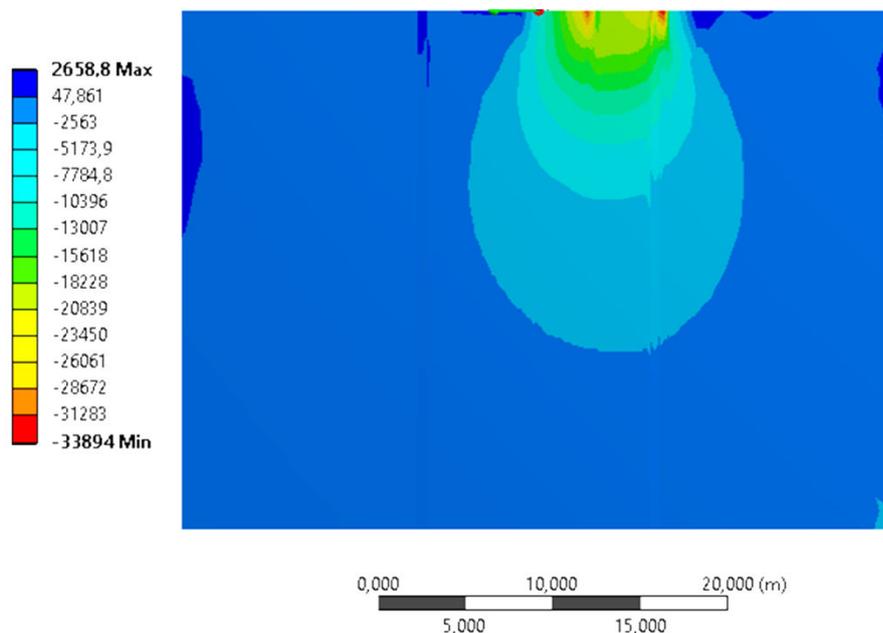


Figura 4.39 – Bulbo de tensões verticais do modelo ANS-S2.

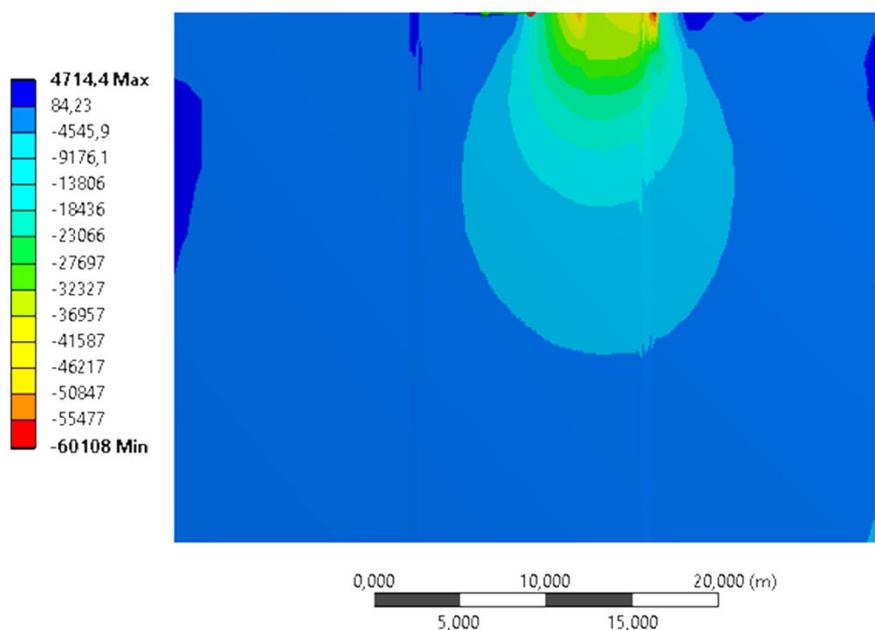


Figura 4.40 - Bulbo de tensões verticais do modelo ANS-S3.

A Figura 4.41 apresenta uma comparação entre a profundidade do bulbo de tensões, referente à isóbara de acréscimo de tensão de aproximadamente 7,5 %, dos modelos ANS-S1, ANS-S2 e ANS-S3.

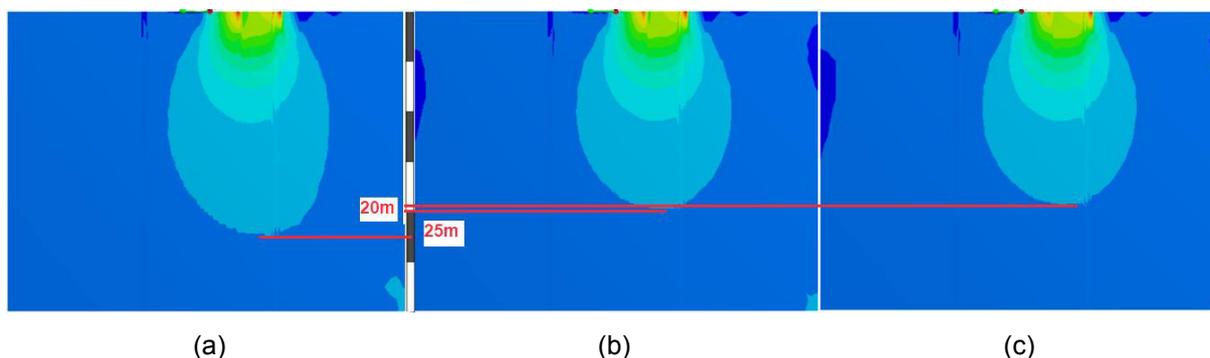


Figura 4.41 – Comparação entre os bulbos de tensões verticais dos modelos: (a) ANS-S1; (b) ANS-S2; e, (c) ANS-S3.

Os resultados apresentados na Figura 4.41 mostram que o bulbo de tensões atingiu profundidades de: 25 m no modelo ANS-S1; 20 m no modelo ANS-S2; e, 19 m no modelo ANS-S3. Dessa forma, observa-se que a definição da profundidade do maciço de solo semi-infinito de acordo com Love (1944) atendeu as expectativas. Essas verificações só foram factíveis nos modelos ANS, nos quais o solo foi modelado como um meio contínuo elástico.

## CAPÍTULO 5

# 5. Conclusões

### 5.1. Comentários finais

Esta pesquisa teve como objetivo principal analisar o comportamento estrutural de blocos circulares de concreto armado sobre estacas, mais especificamente na sua utilização como fundações de aerogeradores *onshore*, através de análises numéricas com base no Método dos Elementos Finitos.

Em relação à utilização dos programas ANSYS e SAP200, é sabido que os mesmos são ferramentas de grande utilidade que podem proporcionar avanços significativos em diversas linhas de pesquisas. Entretanto, a utilização dessas ferramentas requer do usuário atenção e conhecimento teórico sobre o tema em estudo, de modo que os aspectos de engenharia não fiquem comprometidos mediante o uso indiscriminado desses programas.

A seguir são apresentadas as conclusões obtidas nesta pesquisa. Ao final, são elencadas sugestões para trabalhos futuros.

### 5.2. Principais conclusões

As reações nas estacas nos modelos ANS-S0 e SAP-S0 apresentaram valores muito próximo entre si, bem como com aqueles calculados pelo procedimento analítico proposto por Schiel (1957).

Os modelos ANS e SAP equivalentes, com a presença de solo, apresentaram valores relativos, para a parcela do carregamento destinada ao solo, da mesma ordem de grandeza, sendo: 5,59%, 13,48% e 24,20%, para os modelos ANS-S1, ANS-S2 e ANS-S3, respectivamente; e, 5,33%, 13,95% e 25,33%, para os modelos SAP-S1, SAP-S2 e SAP-S3, respectivamente.

Foi constatado que os deslocamentos verticais, na extremidade esquerda do bloco (lado tracionado pelo momento), apresentaram valores compatíveis nos modelos ANS e SAP. Na extremidade oposta, os modelos ANS-S0 e SAP-S0 mostraram deslocamentos verticais quase coincidentes, enquanto que nos demais casos, os modelos ANS indicaram valores de deslocamento vertical da ordem de 10% maiores (em módulo) do que os modelos SAP equivalentes.

Em alguns modelos, as análises numéricas revelaram resultados contra a segurança estrutural da fundação quando não considerada a presença do solo sob a base do bloco. Além disso, foi possível observar uma tendência clara de aumento das reações de tração e/ou diminuição da compressão nas estacas com o aumento da rigidez do solo. Isso porque, a presença do solo no modelo numérico, bem como o incremento da sua rigidez, causou uma redução na parcela de carga vertical destinada as estacas (peso próprio do bloco, solo de reaterro e carga vertical da torre) que, ao ser superposta com a parcela devida a ação do momento, provocou uma resultante de tração nas estacas maior do que as que as obtidas quando da consideração do modelo sem solo. Esta constatação pôde ser melhor observada nos modelos SAP

Os diagramas de tensões normais dos modelos ANS apresentaram um comportamento diferente dos modelos SAP equivalentes na região de descontinuidade entre o pedestal e as saias do bloco, sobretudo na zona acima da cota 1,20 m, exibindo um campo de tensões não linear. Acima da cota de 1,60 m, os modelos ANS indicaram uma grande concentração de tensões normais de compressão, concordando com os vetores de tensões principais radiais mínimas, que remetem aos vetores de compressão. Nas cotas próximas a base do bloco, abaixo de 0,60 m, os modelos SAP apresentaram tensões de compressão (no lado esquerdo - LE) e de tração (no lado direito - LD) com valores superiores (em módulo) aos dos modelos ANS.

Em resumo, foi observado que a região de descontinuidade entre o pedestal e as saias do bloco apresentou um comportamento estrutural ao qual não se aplica a clássica hipótese das seções planas de Navier-Bernoulli, em virtude das grandes distorções sofridas pela estrutura nesta região. Esta constatação pôde ser observada através dos diagramas de tensões dos modelos ANS, que não apresentou uma variação linear ao longo da altura das linhas LE e LD. Sob essa ótica, é recomendável

que blocos semelhantes, com descontinuidades, sejam analisados como um problema tridimensional de tensões.

Foi observado em todos os modelos que o incremento da tensão vertical máxima no solo não cresceu linearmente com o aumento da rigidez do mesmo.

O bulbo de tensões atingiu profundidades aproximadas de: 25 m no modelo ANS-S1; 20 m no modelo ANS-S2; e, 19 m no modelo ANS-S3, valores referentes às isóbaras de acréscimo de tensão de 10%, sendo compatível com a proposta de Love (1944), de que poderia atingir cotas de até  $2D$ , onde  $D$  é o diâmetro da base do bloco no valor de 14,50 m. Vale destacar que essas verificações só foram factíveis nos modelos ANS, nos quais o solo foi modelado como um maciço semi-infinito.

Houve uma equivalência satisfatória entre os parâmetros adotados referentes às propriedades elásticas do solo, tais como: módulo de elasticidade ( $E_s$ ) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), para os modelos ANS; e, coeficiente de reação vertical ( $k_v$ ), para os modelos SAP, de maneira que foi possível apresentar uma proposta razoável para equacionar a relação entre o módulo de elasticidade ( $E_s$ ) e o coeficiente de reação vertical ( $k_v$ ) do solo, para modelos numéricos com características semelhantes as dos analisados nesta pesquisa.

As análises realizadas mostraram resultados compatíveis entre os modelos ANS e SAP, sobretudo nos valores das reações nas estacas, divisão do carregamento entre solo e estaca e deslocamento vertical do bloco. As maiores divergências entre os modelos ANS e SAP foram observadas entre os resultados de tensão vertical no solo e nos diagramas de tensões normais radiais na região de descontinuidade entre o pedestal e as saias do bloco.

### **5.3. Sugestões para trabalhos futuros**

A adoção de uma análise numérica simplificada, considerando os modelos constitutivos dos materiais como elástico linear, foi um primeiro passo para analisar o comportamento estrutural dos blocos sobre estacas de uma maneira mais ampla, ou seja, considerando o solo sob a base do bloco, visto que existem poucas referências com essa abordagem. Assim, com o intuito de contribuir com a continuação do

aprofundamento conhecimento sobre esse tema, são sugeridos alguns tópicos para serem abordados em trabalhos futuros:

- Análise de modelos numéricos de blocos de concreto armado sobre estacas com armaduras discretizadas, considerando os modelos constitutivos do concreto e do aço com comportamento não-linear. Como alternativa, o solo sob a base do bloco poderá ser modelado como uma base elástica, visto a compatibilidade apresentada entre o coeficiente de reação vertical e módulo de elasticidade do solo.
- Realização de análise experimental com modelos reduzidos de blocos sobre estacas com geometria equivalente a adotada neste trabalho, para um estudo mais aprofundado do comportamento real desse modelo.
- Análises numéricas e experimentais de modelos de blocos sobre estacas com geometrias de bloco e disposições das estacas diferentes das adotadas neste trabalho.

## REFERÊNCIAS

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123: forças devidas ao vento em edificações**, Rio de Janeiro, 1988.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118: projeto de estruturas de concreto - procedimento**, Rio de Janeiro, 2014.
- ADHIKARI, S.; BHATTACHARYA, S. Dynamic analysis of wind turbine towers on flexible foundations. **Shock and Vibration**, v. 19, 2012. p. 37-56.
- ANGUIANO, L. N. A. et al. Yield envelopes and spectrum response from foundations applied to wind turbines in marine soils. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 31, nº 3, Jun 2017.
- ANSYS. **ANSYS Mechanical APDL Theory Reference**, ANSYS Release 17.0, Canonsburg, 2016.
- ARAUJO, C. A. M.; PUEL, A.; CANDEMIL, A. Análise numérica de fundações diretas de aerogeradores. **VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas**, Rio de Janeiro, 2014.
- AZIMI, H. **Iran Wonders**, 2015. Disponível em: <<http://www.iranwonders.com/en/articles-en/66-nashtifan-windmills>>. Acesso em: 23 Maio 2018.
- BIOT, M. A. Bending of infinite beams on an elastic foundation. **Journal of applied mechanics trans. am. soc. mech. eng**, Vol. 59, 1937. p. A1-A7.
- BOUSSINESQ, J. **Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvements des solides élastiques**. Paris: Gauthier-Villars, 1885.
- BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. 5ª. ed. Singapore: McGraw-Hill, 1996.
- CSI - COMPUTERS AND STRUCTURES. **CSI analysis reference manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge**, Berkeley, 2016.

CTE-WIND. CTE Wind Civil Engineering, 2016. Disponível em: <<http://www.cte-wind.com/pt/energia-eolica-no-estrangeiro/nossas-subsidiarias-internacionais/cte-brasil>>. Acesso em: 11 Abril 2018.

DIVONE, L. V. Evolution of modern wind turbines part A: 1940 to 1994. In: SPERA, D. A. **Wind turbine technology fundamental concepts in wind turbine engineering**. 2nd. ed. New York: ASME Press, 2009. Cap. 3, p. 105-170.

DNV/RISØ - DET NORSKE VERITAS & RISØ NATIONAL LABORATORY. **Guidelines for Design of Wind Turbine**, Denmark, 2nd ed., 2002.

DUTRA, R. **Energia eólica princípios e tecnologias**. Rio de Janeiro: CRECESB, 2010.

DWIA - Danish Wind Industry Association. Disponível em: <[http://www.windpower.org/en/knowledge/windpower\\_wiki.html](http://www.windpower.org/en/knowledge/windpower_wiki.html)>. Acesso em: 23 Maio 2018.

ENGIE, 2017. Disponível em: <<http://sentoseemfoco.com.br/complexo-eolico-campo-largo-chega-ao-marco-de-100-fundacoes-concretadas/>>. Acesso em: 16 Maio 2018.

GASCH, R.; TWELE, J. **Wind power plants - fundamentals, design, construction and operation**. 2ª. ed. Berlim: Springer, 2012.

GOLDING, E. W. **The generation of electricity by wind power**. London: E. & F.N. Spon, 1976.

IEC - INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION. **IEC 61400-1: wind turbines - part 1 - design requirements**, International Standard, Geneva, 2005.

JUNG, S. et al. Effect of monopile foundation modeling on the structural response of a 5-MW offshore wind turbine tower. **Elsevier: Ocean Engineering**, 109, 2015. p. 479-488.

KÜHN, M. J. **Dynamics and design optimisation of offshore wind energy conversion systems**. PhD Thesis - Wind Energy Research Institute, Delft University of Technology. Delft. 2001.

LOVE, A. E. H. **Mathematical theory of elasticity**. New York: Dover Publications, 1944.

MARANHÃO, G. M. Análise da rigidez rotacional de fundações estaqueadas de torres eólicas. **IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas**, Rio de Janeiro, 2016.

MAUNU, P. **Design of wind turbine foundation slabs**. Master's Thesis (Degree of MSc) - Department of Civil and Environmental Engineering, Lulea University of Technology. Hamburg. 2008.

MENDIZABAL, R. L. Realizações do concreto no setor eólico. **Concreto & Construções**, São Paulo, Ano XLII, jul-set. 2014. p. 42-48.

MICELI, F. Wind Turbines Precast Foundations. **Wind farms construction**, 2013. Disponível em: <<http://www.windfarmbop.com/wind-turbines-precast-foundations/>>. Acesso em: 17 Março 2017.

MILITITSKY, J. Desafios na solução de fundações de aerogeradores. **Concreto & Construções**, São Paulo, Ano XLII, jul-set. 2014. p. 49-61.

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

POULOS, H. G. Stresses and displacements in an elastic layer underlain by rough rigid base. **Géotechnique**, v. 17, 1967. P. 378-410.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Elastic solutions for soil and rock mass**. New York: John Wiley & Sons, 1974.

RETSCREEN International. **Ministro de Recursos Naturais do Canada 2001 - 2006**. Disponível em: <<https://pt.slideshare.net/LuizaPereira1/curso-energia-elica>>. Acesso em: 4 Dezembro 2016.

RIBEIRO, M. A. A. **Análise de fadiga em estrutura de fundação de torre de turbina eólica**. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2014.

RIBEIRO, R. Estudo comparativo entre diferentes geometrias de fundações superficiais de aerogeradores. **Anais do 59º Congresso Brasileiro do Concreto**, Bento Gonçalves, 2017-a.

RIBEIRO, R. **Análise estática e dinâmica de diferentes geometrias de fundações superficiais de aerogeradores**. Monografia (Graduação) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal. 2017-b.

RVO - Rijksdienst voor Ondernemend Nederland. Disponível em: <[https://www.rvo.nl/sites/default/files/2015/04/Deel%20a%20Informatiepakket%20Windturbines\\_0.pdf](https://www.rvo.nl/sites/default/files/2015/04/Deel%20a%20Informatiepakket%20Windturbines_0.pdf)>. Acesso em: 5 Dezembro 2017.

SCHIEL, F. **Estática das construções**. Publicação nº 10, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 1957.

SERRANO, K. **Pinterest**. Disponível em: <<https://www.pinterest.co.uk/pin/347129083756606253/>>. Acesso em: 23 Maio 2018.

SHEPHERD, D. G. Historical development of the windmill. In: SPERA, D. A. **Wind turbine technology fundamental concepts in wind turbine engineering**. 2nd. ed. New York: ASME Press, 2009. Cap. 1, p. 1-46.

SILVA, M. D. **Tipificação de fundações de torres eólicas em parques industriais, para diversos tipos de solos**. Dissertação (Mestrado), Área Departamental de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. Lisboa. 2014.

SINCLAIR, F. M.; CLAYTON, B. R. Excitation and damping forces on offshore wind turbines. **Wind Engineering**, v. 13, n. 6, 1989. p. 276-292.

SPERA, D. A. Introduction to modern wind turbines. In: SPERA, D. A. **Wind turbine technology fundamental concepts in wind turbine engineering**. 2nd. ed. New York: ASME Press, 2009. Cap. 2, p. 47-104.

SVENSSON, H. **Design of foundations for wind turbines**. Master's Dissertation - Department of Construction Sciences: Structural Mechanics, Lund University. Lund. 2010.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, W., et al. **Fundações - teoria e prática**. 2ª. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 7, p. 227-264.

TEMPEL, J. V. D. **Design of support structures for offshore wind turbine**. PhD Thesis - Delft University of Technology. Delft. 2006.

TEMPEL, J. V. D.; MOLENNAR, D. P. Wind turbine structural dynamics: a review of the principles for modern power generation, onshore and offshore. **Wind Engineering**, v. 26, nº 4, 2002. p. 211-220.

TRICKLEBANK, A.; HALBERSTADT, P.; MAGEE, B. **Concrete towers for onshore and offshore wind farms - conceptual design studies**. The Concrete Centre & Gifford. London. 2007.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações - critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

VESIC, A. B. Beams on elastic subgrade and winkler's hypothesis. **Proceedings of the 5th international conference on soil mechanics and foundation engineering**, Paris, 1961. p. 845-850.

WARREN-CODRINGTON, C. J. **Geotechnical considerations for onshore wind turbines - adapting knowledge and experience for founding on south african pedocretes**. Dissertation (Master's Degree) - Department of Civil Engineering, University of Cape Town. Cape Town. 2013.

## APÊNDICE A - Tensões normais radiais na base do bloco dos modelos ANS e SAP

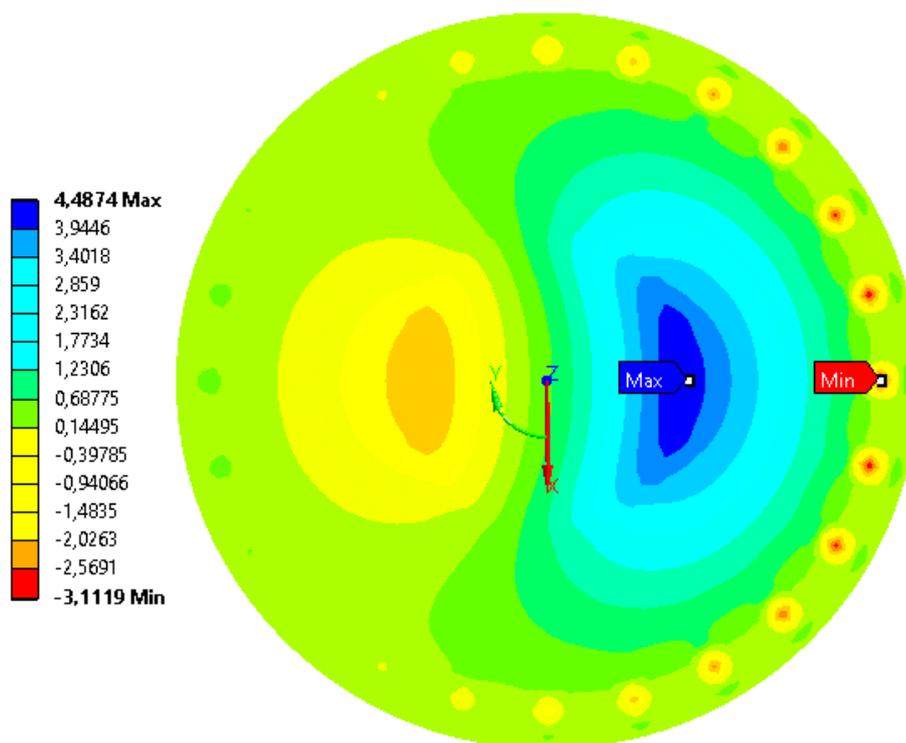


Figura A.1 - Tensões normais radiais (S11), em MPa, na superfície da base do bloco do modelo ANS-S1.

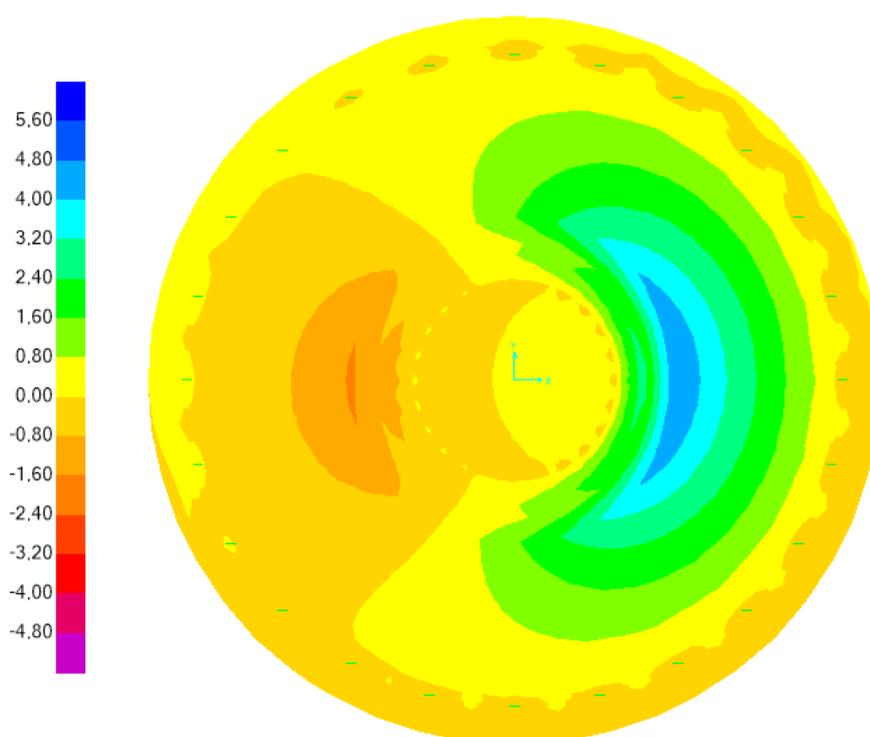


Figura A.2 - Tensões normais radiais (S11), em MPa, na superfície da base do bloco do modelo SAP-S1.

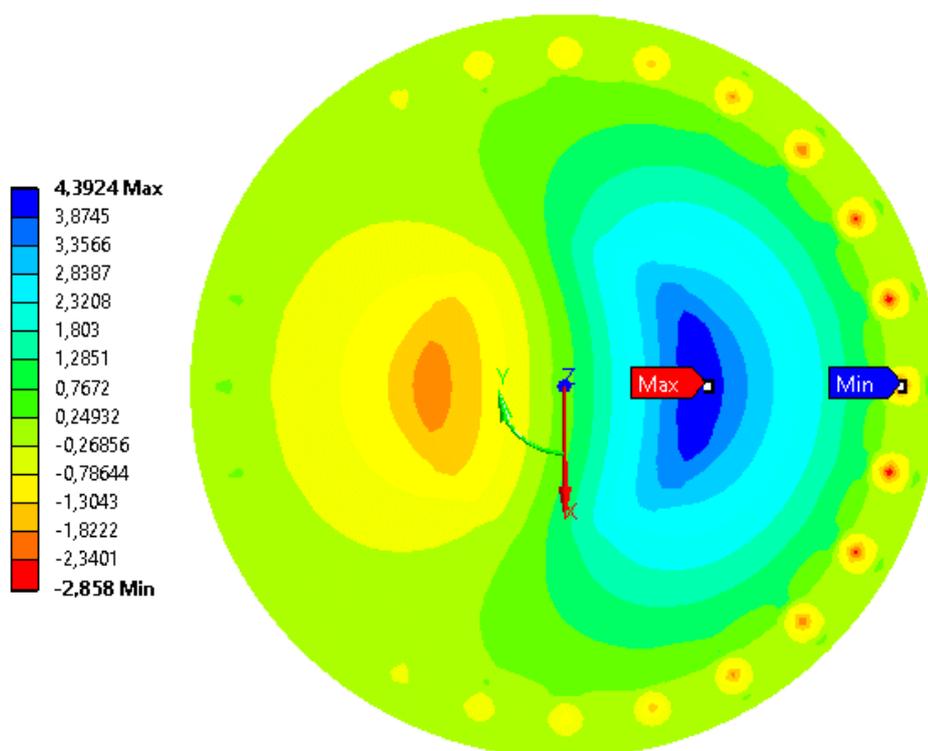


Figura A.3 - Tensões normais radiais (S11), em MPa, na superfície da base do bloco do modelo ANS-S2.

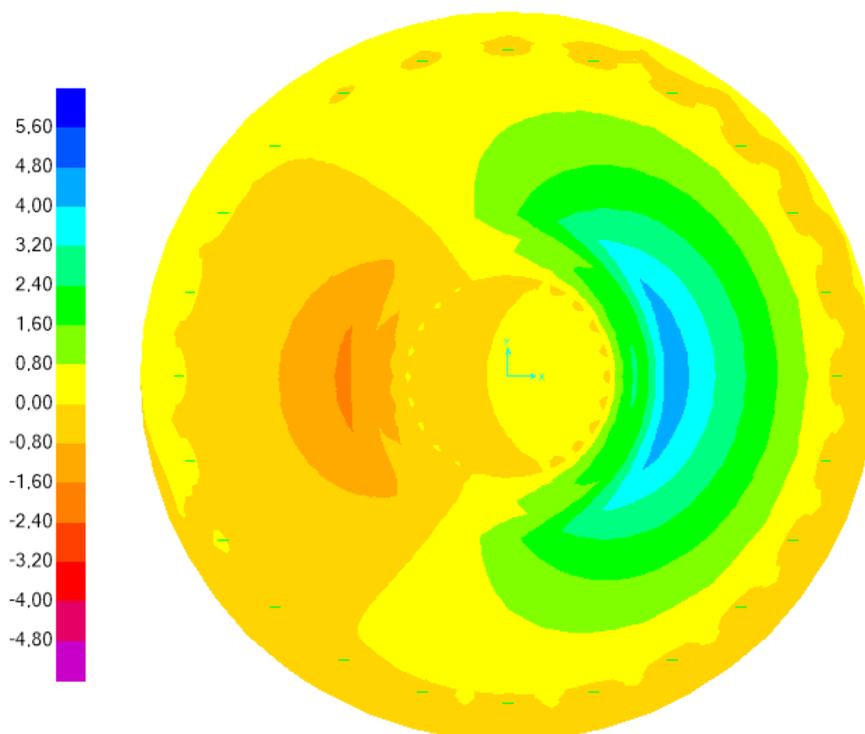


Figura A.4 - Tensões normais radiais (S11), em MPa, na superfície da base do bloco do modelo SAP-S2.

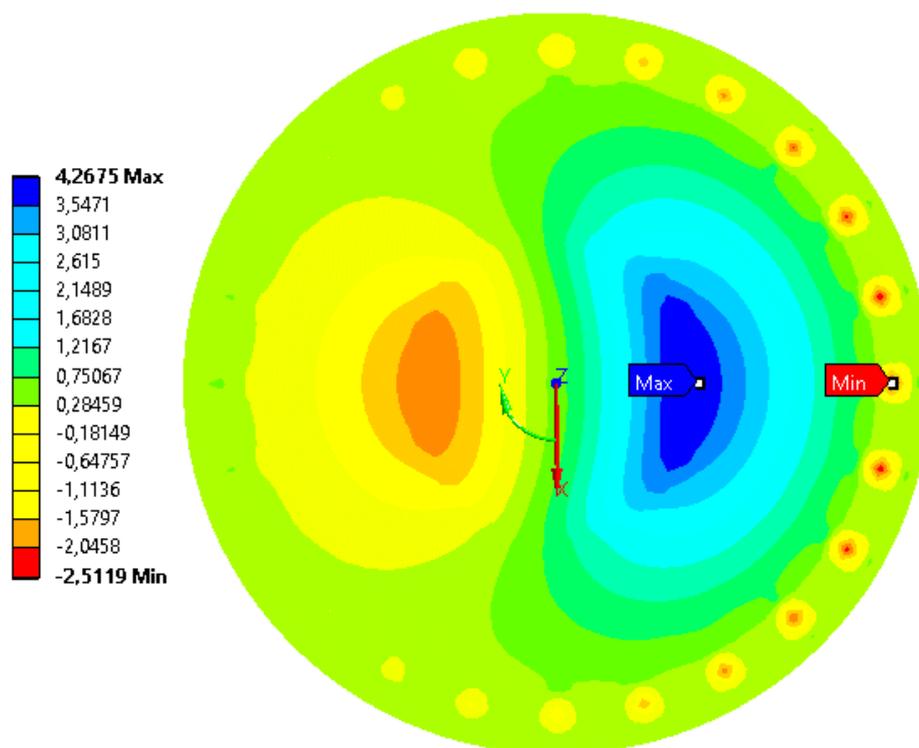


Figura A.5 - Tensões normais radiais (S11), em MPa, na superfície da base do bloco do modelo ANS-S3.

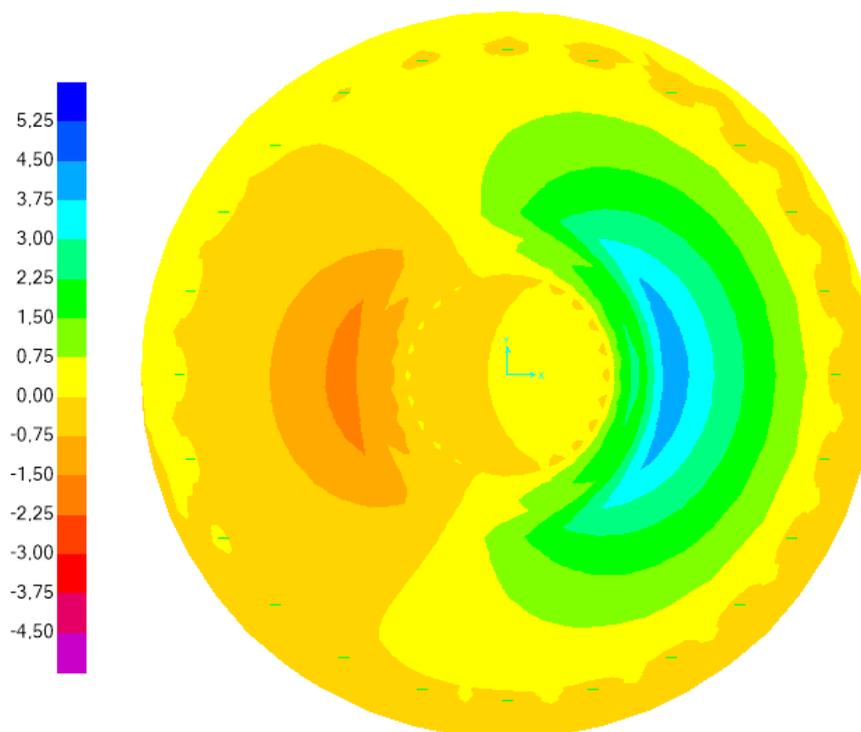


Figura A.6 - Tensões normais radiais (S11), em MPa, na superfície da base do bloco do modelo SAP-S3.

## APÊNDICE B - Tensões normais radiais na seção sobre o plano de simetria do bloco dos modelos ANS

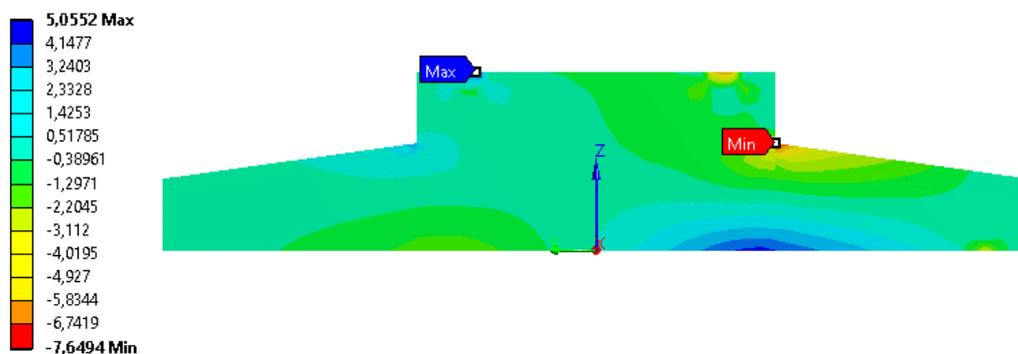


Figura B.1 - Tensões normais radiais (S11), em MPa, na seção sobre o plano de simetria do bloco do modelo ANS-S1.

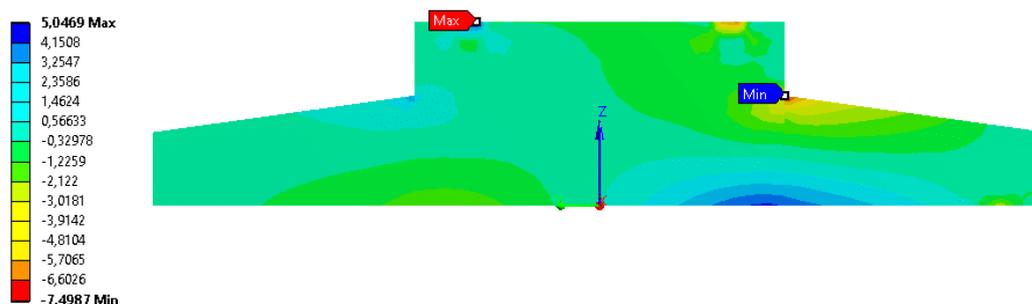


Figura B.2 - Tensões normais radiais (S11), em MPa, na seção sobre o plano de simetria do bloco do modelo ANS-S2.

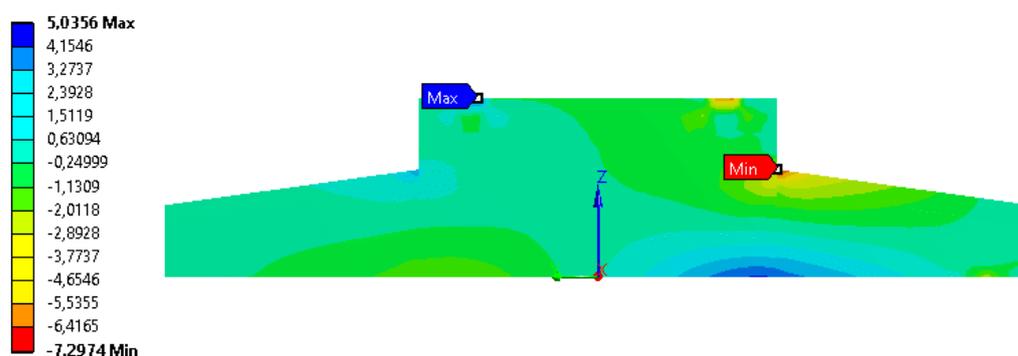


Figura B.3 - Tensões normais radiais (S11), em MPa, na seção sobre o plano de simetria do bloco do modelo ANS-S3.

## APÊNDICE C - Vetores de tensões principais radiais na seção sobre o plano de simetria do bloco dos modelos ANS

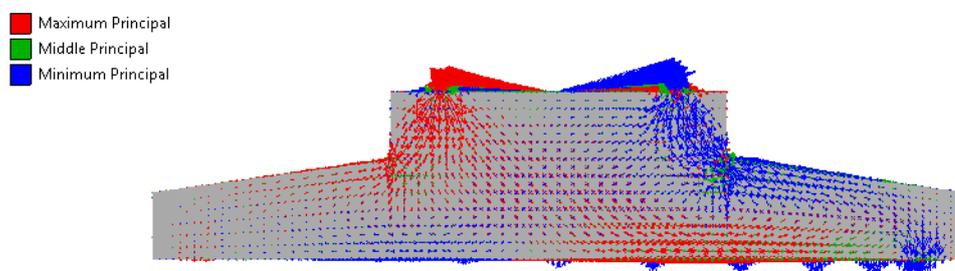


Figura C.1 - Vetores de tensões principais radiais na seção sobre o plano de simetria do bloco do modelo ANS-S1.

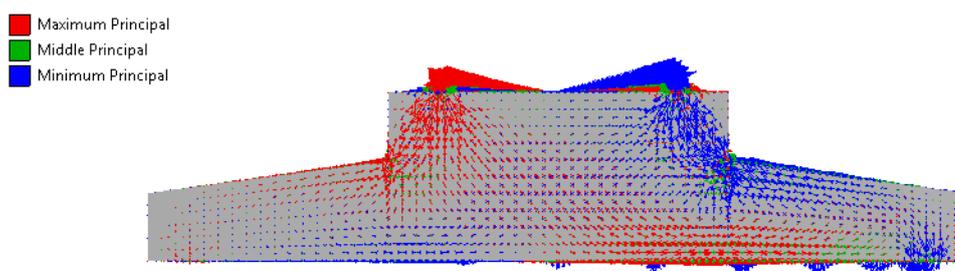


Figura C.2 - Vetores de tensões principais radiais na seção sobre o plano de simetria do bloco do modelo ANS-S2.

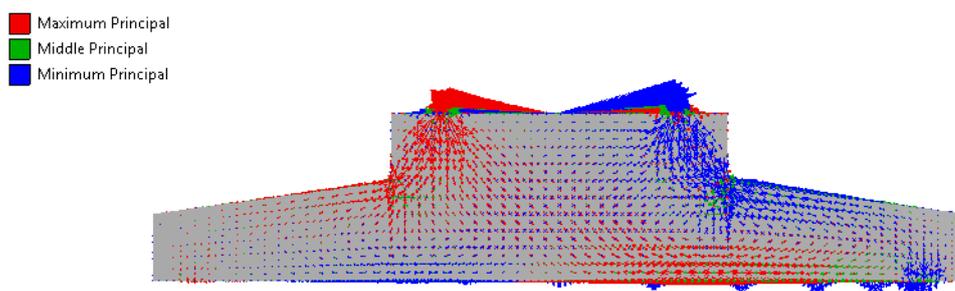


Figura C.3 - Vetores de tensões principais radiais na seção sobre o plano de simetria do bloco do modelo ANS-S3.

## APÊNDICE D - Comparação entre os diagramas de tensões normais

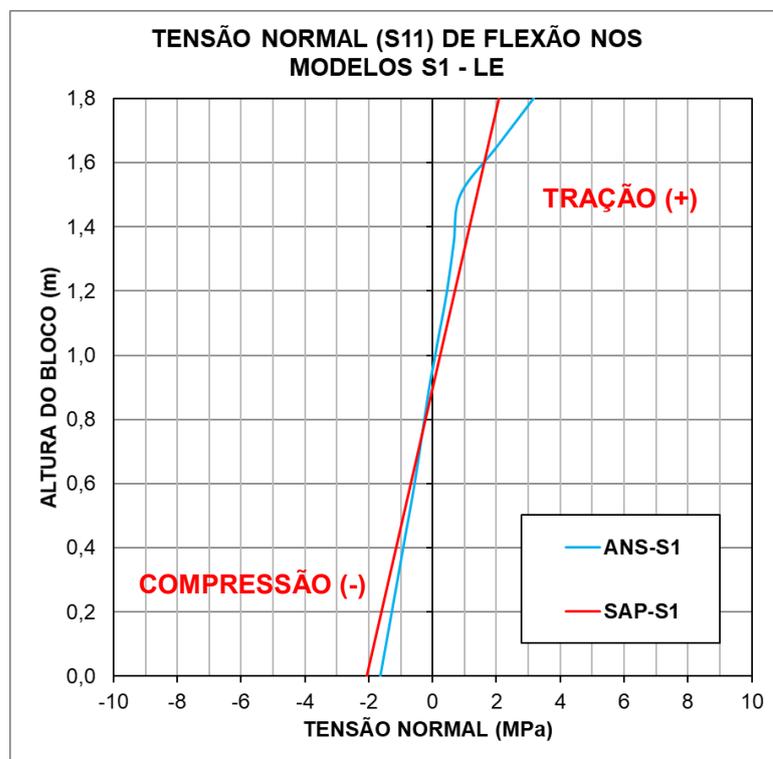


Figura D.1 - Comparação entre os diagramas de tensões normais sobre a linha LE (lado esquerdo) dos modelos S1.

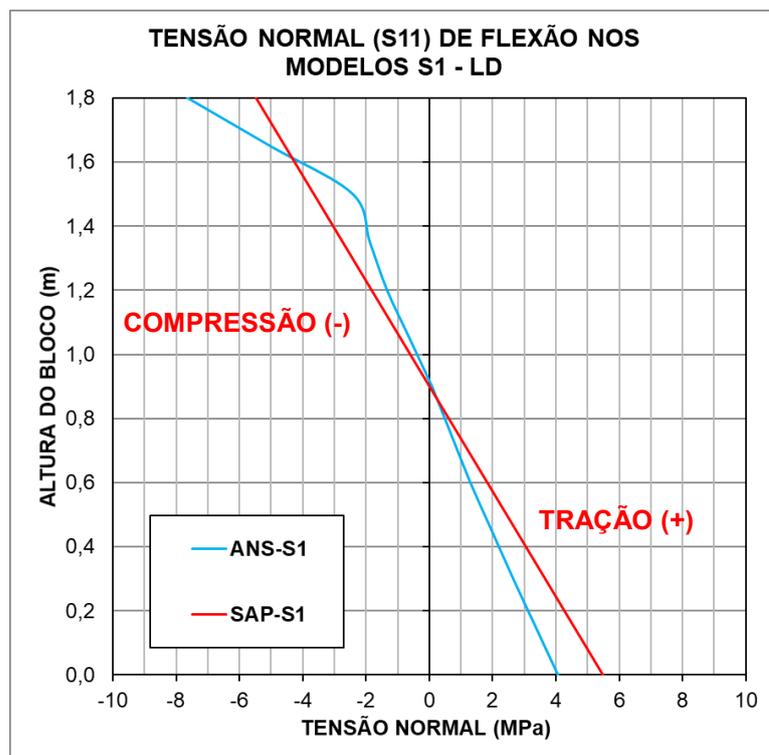


Figura D.2 - Comparação entre os diagramas de tensões normais sobre a linha LD (lado direito) dos modelos S1.

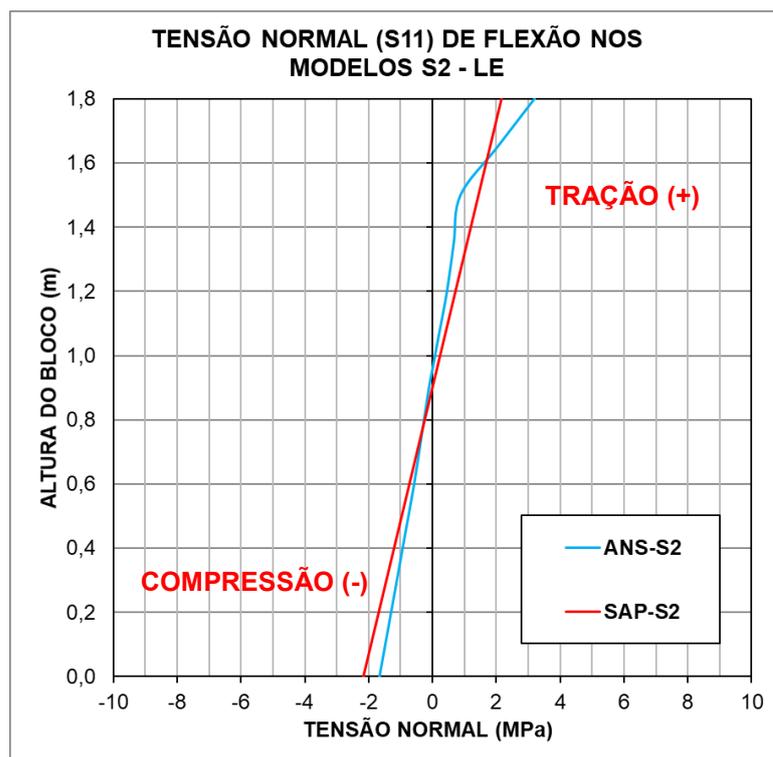


Figura D.3 - Comparação entre os diagramas de tensões normais sobre a linha LE (lado esquerdo) dos modelos S2.

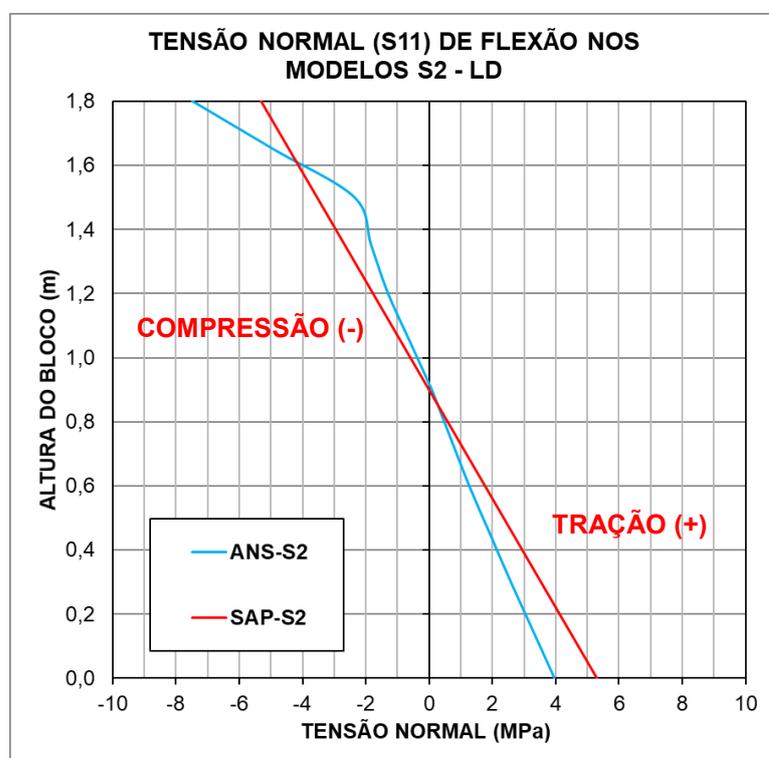


Figura D.4 - Comparação entre os diagramas de tensões normais sobre a linha LD (lado direito) dos modelos S2.

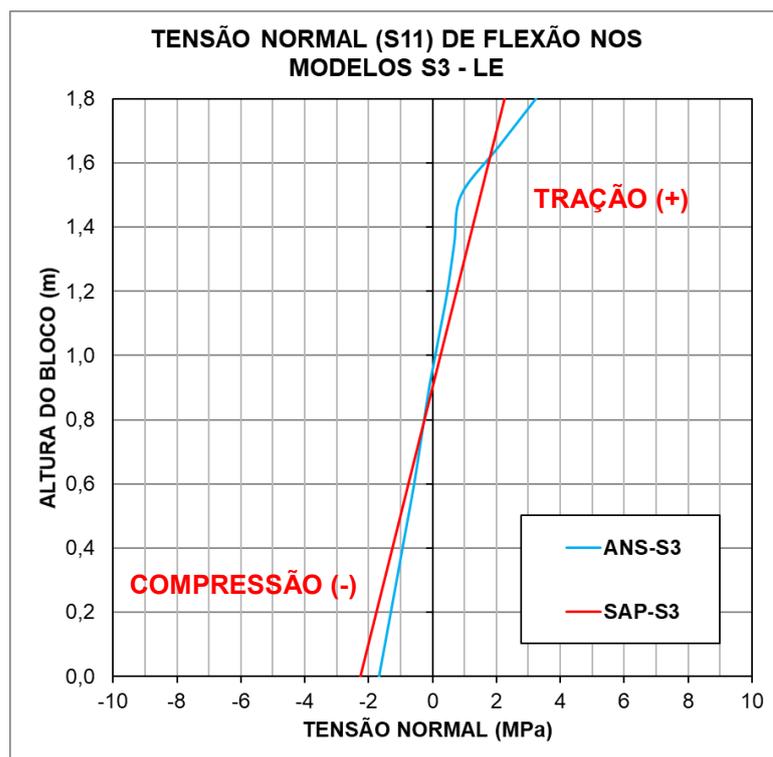


Figura D.5 - Comparação entre os diagramas de tensões normais sobre a linha LE (lado esquerdo) dos modelos S3.

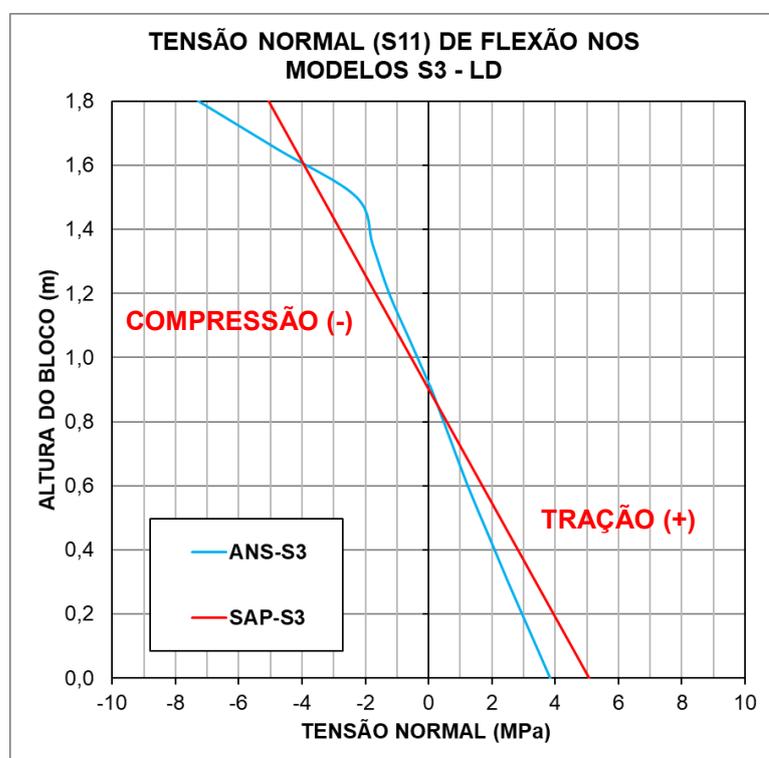


Figura D.6 - Comparação entre os diagramas de tensões normais sobre a linha LD (lado direito) dos modelos S3.

## ANEXO A – Parâmetros referentes as propriedades elásticas do solo

A Tabela E.1 apresenta valores típicos para o coeficiente de Poisson, sugeridos por Poulos (1967).

Tabela E.1 – Valores típicos para o coeficiente de Poisson sugeridos por Poulos (1967).

Descrição do tipo de solo	$\nu$
Argila conforme SPT	*
Areia conforme SPT	*
Areia fofa (SPT $\leq$ 4)	0,30
Areia pouco compacta (SPT 5 a 8)	0,29
Areia medianamente compacta (SPT 9 a 18)	0,28
Areia compacta (SPT 19 a 40)	0,27
Areia muito compacta (SPT $>$ 40)	0,26
Argila muito mole (SPT $\leq$ 2)	0,24
Argila mole (SPT 2 a 5)	0,23
Argila média (SPT 6 a 10)	0,22
Argila rija (SPT 11 a 19)	0,21
Argila dura (SPT $>$ 19)	0,21

Fonte: Adaptado de Poulos (1967).

Teixeira & Godoy (1998) também apresentam valores típicos para o coeficiente de Poisson do solo, indicados na Tabela E.2.

Tabela E.2 – Valores típicos para o coeficiente de Poisson sugeridos por Teixeira e Godoy (1998).

Solo	$\nu$
Areia pouco compacta	0,20
Areia compacta	0,40
Silte	0,30-0,50
Argila saturada	0,40-0,50
Argila não saturada	0,10-0,30

Fonte: Teixeira & Godoy (1998).

Teixeira & Godoy (1998) propõem uma correlação empírica para a determinação do módulo de elasticidade do solo com base no índice de resistência à penetração ( $N_{spt}$ ), da sondagem a percussão simples SPT, através da Equação E.1:

$$E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{spt} \quad (E.1)$$

Os valores de  $\alpha$  e K são apresentados nas Tabelas E.3 e E.4, a seguir:

Tabela E.3 – Valores de  $\alpha$  propostos por Teixeira & Godoy (1998).

<b>Solo</b>	<b><math>\alpha</math></b>
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Teixeira & Godoy (1998).

Tabela E.4 – Valores de K propostos por Teixeira & Godoy (1998).

<b>Solo</b>	<b>K (MPa)</b>
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,3
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,2

Fonte: Teixeira & Godoy (1998).

A Tabela E.5 apresenta valores típicos para o módulo de elasticidade do solo

Tabela E.5 – Valores típicos para o módulo de elasticidade do solo.

Solo	$E_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
Argila conforme SPT	*
Areia conforme SPT	*
Areia normal adensada	$E_s = 5.(SPT + 5)$
Argila sobreadensada	$E_s = 180 + (7,5.SPT)$
Argila terciária de SP	$E_s = 55,4 + (25,9.SPT)$
Areia fofa (SPT $\leq$ 4)	50
Areia pouco compacta (SPT 5 a 8)	200
Areia medianamente compacta (SPT 9 a 18)	500
Areia compacta (SPT 19 a 40)	700
Areia muito compacta (SPT > 40)	900
Argila muito mole (SPT $\leq$ 2)	10
Argila mole (SPT 2 a 5)	20
Argila média (SPT 6 a 10)	50
Argila rija (SPT 11 a 19)	80
Argila dura (SPT > 19)	150

Fonte: Adaptado de Poulos (1967), Poulos & Davis (1974) e Teixeira & Godoy (1998).

A Tabela E.6 apresenta equações para calcular o coeficiente de reação vertical em função do módulo de elasticidade do solo, entre outros parâmetros, propostas por diferentes autores.

Tabela E.6 – Equações para o cálculo do coeficiente de reação vertical.

Autor	Equação
Boussinesq (1885)	$k_v = \frac{2 \cdot E_s}{R \cdot \pi \cdot (1 - \nu^2)}$
Biot (1937)	$k_v = \frac{0.95 E_s}{B(1 - \nu_s^2)} \left[ \frac{B^4 E_s}{(1 - \nu_s^2) EI} \right]^{0.108}$
Rausch (1959)	$k_v = \frac{E_s}{f \cdot \sqrt{F}}$
Vesic (1961)	$k_v = \frac{0.65 E_s}{B(1 - \nu_s^2)} \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{EI}}$
Meyerhof e Baike (1965)	$k_v = \frac{E_s}{B(1 - \nu_s^2)}$
Selvadurai (1984)	$k_v = \frac{0.65}{B} \cdot \frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)}$

A Tabela E.7 apresenta uma comparação entre o coeficiente de reação vertical obtido pelas equações proposta pelos autores mencionados anteriormente.

Tabela E.7 – Comparação entre os coeficientes de reação vertical.

Autor	$k_v$ (kN/m <sup>3</sup> )		
	Solo S1 ( $E_{s1} = 20$ MPa)	Solo S2 ( $E_{s2} = 50$ MPa)	Solo S3 ( $E_{s2} = 100$ MPa)
Boussinesq (1885)	1.929,88	4.824,70	9.649,41
Biot (1937)	924,84	2.552,61	5.502,06
Rausch (1959)	3.890,96	9.727,41	19.454,81
Vesic (1961)	694,64	1.874,39	3.971,70
Meyerhof e Baike (1965)	1.515,73	3.789,31	7.578,63
Selvadurai (1984)	985,22	2.463,05	4.926,11

Nota: Os valores do coeficiente de reação vertical  $k_v$  foram calculados utilizando um coeficiente de Poisson  $\nu = 0,3$ .

A Tabela E.8 apresenta os valores sugeridos por Bowles (1996) para o coeficiente de reação vertical.

Tabela E.8 – Faixa de valores para o coeficiente de reação vertical.

Solo	$k_v$ (kN/m <sup>3</sup> )
Areia fofa	4800-16000
Areia medianamente compacta	9600-80000
Areia compacta	64000-128000
Areia argilosa medianamente compacta	32000-80000
Areia siltosa medianamente compacta	24000-48000
Solos argilosos:	
$q_o \leq 200$ kPa	12000-24000
$200 < q_o \leq 800$ kPa	24000-48000
$q_o > 800$ kPa	>48000

Fonte: Adaptado de Bowles (1996).