



Natalia Moschen Bottecchia

**Fundações de Torres Eólicas *Offshore*:
Modelagem Numérica de *Monopile* em Areia Quartzosa**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Orientador: Alessandro Cirone
Coorientadora: Maria Cascão Ferreira de Almeida

Rio de Janeiro,
Setembro de 2024



Natalia Moschen Bottecchia

**Fundações de Torres Eólicas *Offshore*:
Modelagem Numérica de *Monopile* em Areia Quartzosa**

Dissertação apresentada como requisito parcial
para obtenção do grau de Mestre em Engenharia
Civil pelo Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil do Departamento de
Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Prof. D.Sc. Alessandro Cirone

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC Rio

Maria Cascão Ferreira de Almeida

Coorientadora

Escola Politécnica

José Renato Mendes de Sousa

Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro

Cristian Yair Soriano Camelo

Université Gustave Eiffel

Rio de Janeiro, 20 de setembro de 2024

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem a autorização da universidade, da autora e do orientador.

Natalia Moschen Bottecchia

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Espírito Santo (UFES) em 2022. Ingressou no Mestrado em Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, na área de Geotecnia, em 2022 desenvolvendo dissertação de mestrado na linha de pesquisa de Modelagem Geotécnica aplicada à Fundações. Exerce a profissão de Engenheira Civil Geotécnica desde formada atuando na área de projetos de fundações e projetos de infraestrutura.

Ficha Catalográfica

Bottecchia, Natalia Moschen

Fundações de torres eólicas *offshore*: modelagem numérica de *monopile* em areia quartzosa / Natalia Moschen Bottecchia; orientador: Alessandro Cirone; coorientadora: Maria Cascão Ferreira de Almeida. – 2024.

128 f. : il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2024.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Fundação de torre eólica offshore. 3. Monopile. 4. Modelagem numérica. 5. Elementos finitos. I. Cirone, Alessandro. II. Almeida, Maria Cascão Ferreira de. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. IV. Título.

CDD: 624

À minha família, amigos e namorado
pelo apoio incondicional.

Agradecimentos

Em primeiro lugar, agradeço a Deus, cuja força me guiou e cujo amparo foi essencial para conclusão desta pesquisa.

À minha família, por me oferecer amor incondicional, compartilhar e apoiar meus sonhos, e, principalmente por aceitar a minha ausência ao longo desses anos. Um agradecimento especial à minha mãe e à minha irmã, por sempre acreditarem na minha capacidade e me incentivarem nos momentos que achei que não conseguiria.

Ao meu namorado, que tem sido meu suporte e apoiador durante toda essa jornada. Obrigada por se fazer presente e conseguir tirar o melhor de um relacionamento à distância. Sem seu apoio não seria possível.

Ao meu pai, que lá do céu, certamente, estaria orgulhoso em me ver realizando mais um sonho.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Alessandro Cirone, por toda ajuda e conhecimento transmitido durante esse período. Sou grata por confiar a mim o desenvolvimento desta pesquisa. A minha coorientadora Prof. Dra. Maria Cascão, por toda a ajuda.

Aos amigos que o mestrado e a Cidade do Rio de Janeiro me presentearam, e que me fizeram sentir em casa e tornar essa jornada mais fácil e especial. Rose, Gleyce, Karen, Érica, Tamara e Vitor, obrigada pelo apoio.

Agradeço aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio pela dedicação e pelos valiosos ensinamentos, tanto dentro quanto fora da sala de aula. Em especial, registro minha gratidão à Luana, secretária da pós, por sua constante disponibilidade em ouvir minhas queixas e dúvidas e por seu empenho em buscar soluções que garantiram minha permanência no programa de mestrado.

Aos amigos, que se fizeram presentes, pelas visitas e pelas ligações frequentes. A todos que não duvidaram de mim, mesmo quando eu própria não fui capaz de não duvidar. Àqueles que sonharam junto comigo e vibraram por cada página concluída. Aos que testemunharam as minhas noites em claro e compreenderam a minha

ausência. Meus mais sinceros agradecimentos, pois, sem a força e a compreensão de todos vocês, esta pesquisa não seria possível.

À Sondotécnica Engenharia, pelo incentivo ao meu aperfeiçoamento técnico, e aos amigos de trabalho do setor de geotecnia, que tornaram essa jornada mais leve.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001 e do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq).

Resumo

Bottecchia, Natalia Moschen. **Fundações de Torres Eólicas *Offshore*: Modelagem Numérica de *Monopile* em Areia Quartzosa**. Rio de Janeiro, 2024. 128p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

O aumento da preocupação global com a busca por soluções energéticas sustentáveis tem impulsionado o desenvolvimento da energia eólica *offshore*. No Brasil, ela surge como uma promissora fonte de energia renovável, dado o vasto potencial costeiro. Este estudo investigou o comportamento de fundações do tipo *monopile*, amplamente utilizadas internacionalmente em torres eólicas *offshore*, instaladas em areia quartzosa e submetidas a carregamento lateral monotônico. Foram desenvolvidos dois modelos numéricos tridimensionais no programa *Plaxis* 3D, utilizando inicialmente o modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico de *Morh Coulomb*, seguido pelo modelo avançado *Hardening Soil*. A pesquisa foi motivada pelas limitações das principais normativas, API e DNV, originalmente desenvolvidas para fundações flexíveis de plataformas da indústria do petróleo e gás, que não representam de forma adequada o comportamento de *monopiles*. As análises incluíram a avaliação de malhas deformadas, deslocamentos no eixo de aplicação da carga, deformações cisalhantes, tensões principais, pontos de plastificação e curvas carga-deslocamento. Comparações com dados experimentais de modelagem física em centrífuga geotécnica revelaram limitações na simulação da rigidez e resistência do *monopile*, atribuídas à ausência de simulação dos efeitos de cravação e à calibração dos modelos constitutivos em condições triaxiais inadequadas. Para uma melhor reprodução do comportamento em campo, propõe-se que modelo numérico seja replicado com a calibração dos modelos constitutivos realizada com base em ensaios triaxiais de compressão lateral. As dificuldades encontradas na modelagem numérica evidenciam a complexidade em replicar as condições de campo, necessitando de abordagens mais sofisticadas. Além disso, análises paramétricas foram realizadas em função da resistência e rigidez, que indicaram que o aumento desses parâmetros resulta em maiores forças laterais para o mesmo nível de deslocamento lateral.

Palavras-Chave

Fundação de Torre Eólica *Offshore*; *Monopile*; Modelagem Numérica; Elementos Finitos.

Abstract

Bottecchia, Natalia Moschen. **Offshore Wind Turbine Foundations: Numerical Modeling of Monopile in Quartz Sand.** Rio de Janeiro, 2024. 128p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

The increase in global concern for sustainable energy solutions has driven offshore wind energy development, and given its vast coastal potential, wind energy is a promising renewable energy source in Brazil. This study investigated the behavior of monopile foundations, internationally widely used in offshore wind turbines, installed in quartz sand, and subjected to monotonic lateral loading. Two three-dimensional numerical models were developed in Plaxis 3D software, initially using the Mohr-Coulomb perfectly plastic constitutive model, followed by the advanced Hardening Soil model. The research was motivated by the limitations of the main standards, API and DNV, initially developed for flexible foundations of oil and gas industry platforms, which do not adequately represent the behavior of monopiles. The analyses included the evaluation of deformed meshes, displacements in the load application axis, shear deformations, principal stresses, plasticity points, and load-displacement curves. Comparisons with experimental data from geotechnical centrifuge modeling revealed limitations in simulating the stiffness and strength of the monopile, attributed to the lack of simulation of pile-driving effects and the calibration of constitutive models under inadequate triaxial conditions. For better field behavior replication, the numerical model is proposed to be replicated with the calibration of constitutive models based on lateral compression triaxial tests. The difficulties found in numerical modeling highlight the complexity of replicating field conditions, requiring more sophisticated approaches. Furthermore, parametric analyses were performed based on stiffness and strength, indicating that increasing these parameters results in higher lateral forces for the same level of lateral displacement.

Keywords

Offshore Wind Turbine Foundation; Monopile; Numerical Modeling; Finite Element.

Sumário

1 Introdução	28
1.1 Considerações Iniciais	28
1.2 Objetivo	30
1.2.1 Objetivos Específicos	30
1.3 Estrutura do Trabalho	31
2 Revisão Bibliográfica	33
2.1 Fundações Eólicas <i>Offshore</i>	33
2.1.1 Principais Tipos de Fundações de Torres Eólicas <i>Offshore</i>	33
2.1.1.1 Base de Gravidade	34
2.1.1.2 <i>Monopile</i>	34
2.1.1.3 <i>Tripod</i>	35
2.1.1.4 Jaqueta	36
2.1.1.5 Sucção	36
2.1.1.6 Flutuantes	37
2.1.2 Vantagens e Desvantagens <i>Offshore</i>	39
2.1.3 Cargas Atuantes em Fundações de Torres Eólicas <i>Offshore</i>	39
2.1.3.1 Carga de Onda	42
2.1.3.3 Peso Próprio	43
2.1.3.4 Cargas Sísmicas e Carga de Gelo	44
2.2 Metodologia de Projeto de Fundações de Torres Eólicas <i>Offshore</i>	45
2.2.1 Rigidez das Estacas	46
2.2.2 Capacidade de Carga de Estacas Carregadas Lateralmente	48
2.2.3 Curvas P-Y	55
2.2.3.1 API 2A-WSD	59

2.2.3.2 DNV ST-0126 (2021)	60
2.2.4 Carregamento Lateral Cíclico	61
3. Materiais e Métodos	64
3.1 Dados Geotécnicos	64
3.2 Modelos em Escala Reduzida	65
3.2.1 Modelagem Centrífuga	68
3.3 Modelagem Numérica	71
3.3.1 <i>Plaxis</i> 3D	74
3.3.2 Modelo Constitutivo de <i>Mohr Coulomb</i>	75
3.3.3 Modelo Constitutivo <i>Hardening Soil</i>	78
3.3.4 Concepção dos Modelos Numéricos	82
3.3.4.1 Geometria do Modelo Numérico	83
3.3.4.2 Propriedades dos Materiais e Modelos Constitutivos	85
3.3.4.2.1 Justificativas e Validação dos Parâmetros	87
3.3.4.3 Condições de Contorno e Malha	94
3.3.4.4 Etapas de Análise	94
4 Resultados e Discussões	96
4.1 Malhas Deformadas e Deslocamentos	96
4.2 Deformações Cisalhantes	101
4.3 Tensões Efetivas Principais Máximas	103
4.4 Pontos de Plastificação	105
4.5 Curvas Carga Deslocamento	108
4.5.1 Previsão da Capacidade de Carga Lateral	112
4.5.2 Estado Limite de Serviço	113

5 Análise de Sensibilidade	115
5.1 Efeito do Ângulo de Atrito	115
5.2 Efeito da Rigidez	117
6. Conclusões	121
6.1 Sugestões para Pesquisas Futuras	122
Referências Bibliográficas	124

Lista de Figuras

Figura 1 – Matriz elétrica brasileira em 2022 (EPE, 2023).	28
Figura 2 – Total instalado de energia eólica no mundo por país (GWEC, 2023).	29
Figura 3 – Principais fundações de TEO existentes fixas e flutuantes (Adaptada Rodrigues, <i>et al.</i> , 2016).	34
Figura 4 – <i>Monopile</i> (Byrne B., 2011).	35
Figura 5 – Diagrama esquemático ilustrando (a) fundação de base de gravidade, (b) <i>monopile</i> , (c) <i>tripod</i> e (d) jaqueta (Adaptado WU <i>et al.</i> , 2019).	36
Figura 6 – Instalação de âncora de sucção (Maciel, 2017).	37
Figura 7 – Tipos de fundação conforme a profundidade da lâmina d'água (Bhattacharya <i>et al.</i> , 2021 <i>apud</i> Lemos, 2024).	39
Figura 8 – Componentes de TEO (Adaptada Arvan <i>et al.</i> , 2023).	40
Figura 9 – Cargas em Turbina Eólica Offshore (Byrne & Houlsby, 2015).	41
Figura 10 – Principais carga atuantes em torres eólicas <i>offshore</i> (Bhattacharya <i>et al.</i> , 2021).	44
Figura 11 – Comportamento de estruturas rígidas e flexíveis sob carregamento lateral (Bhattacharya, 2019 <i>apud</i> Lemos, 2024).	47
Figura 12 – Rigidez relativa de fundações <i>versus</i> L/D (Abadie, 2019).	48
Figura 13 – Coeficiente de empuxo resultante (Hansen, 1961).	49
Figura 14 – Reação lateral do solo para fundação rígida carregada lateralmente (Broms, 1964).	50
Figura 15 – Ruptura superficial (Broms, 1964).	50
Figura 16 – Reação lateral máxima (Broms, 1964).	51
Figura 17 – Distribuição da reação lateral do solo (a) ao longo da profundidade e (b) na seção transversal (Prasad & Chari, 1999).	53
Figura 18 – Parâmetros K e δ (Zhang <i>et al.</i> , 2005).	54

Figura 19 – Distribuição de pressão do solo ao longo de um pilar (Reese <i>et al.</i> , 1974).	56
Figura 20 – Pressão de solo representada por molas de Winkler (Rocscience, 2018 <i>apud</i> Barra, 2020).	56
Figura 21 – Curvas p-y previstas pelo método de Reese para areias (Reese <i>et al.</i> , 1974).	57
Figura 22 – (a) Fator empírico de ajuste de carga lateral máxima, A e (b) fator adimensional B (Reese <i>et al.</i> , 1974).	58
Figura 23 – Coeficientes C_1 , C_2 e C_3 em função de φ (API, 2021).	59
Figura 24 – Fator k de módulo de reação do solo (API, 2021).	60
Figura 25 – Coeficientes C_1 , C_2 e C_3 em função de φ (DNV, 2021).	61
Figura 26 – Parâmetros ζ_b e ζ_c (Adaptado LeBlanc, 2010).	63
Figura 27 – Princípios da modelagem centrífuga (Madabhushi, 2014).	66
Figura 28 – Croqui simplificado do <i>monopile</i> instrumentado (Adaptado Gomes, 2024).	70
Figura 29 – Modelo elástico perfeitamente plástico (Bentley Systems, 2023).	76
Figura 30 – Superfície de escoamento de <i>Mohr-Coulomb</i> no espaço de tensões principais com coesão nula (Bentley Systems, 2023).	77
Figura 31 – Relação hiperbólica tensão-deformação em carregamento primário para um teste triaxial drenado padrão (Bentley Systems, 2023).	80
Figura 32 – <i>Locus</i> de ruptura sucessivos para vários valores constantes do parâmetro de endurecimento γ^p (Bentley Systems, 2023).	81
Figura 33 – Gráfico do ângulo de dilatação mobilizado ψ_m e do ângulo de atrito mobilizado ϕ_m para o <i>Hardening Soil</i> (Bentley Systems, 2023).	81
Figura 34 – MN-1 (a) Vista geral do modelo numérico e (b) malha e dimensões do solo.	84

- Figura 35 – MN-2 (a) Vista geral do modelo numérico e (b) malha e dimensões do solo. 84
- Figura 36 – Comparação entre Curvas Tensão Deformação: Ensaio Triaxial Drenado (Gomes, 2020) vs. Simulação no *Plaxis 3D* com Modelo *Hardening Soil*. 89
- Figura 37 – Comparação entre Curvas Tensão Deformação: Ensaio Triaxial Drenado (Gomes, 2020) vs. Simulação no *Plaxis 3D* com Modelo *Hardening Soil* com novos valores de rigidez. 91
- Figura 38 – Comparação entre curvas tensão deformação: ensaio triaxial drenado (Gomes, 2020) vs. simulação no *Plaxis 3D* com modelo *Hardening Soil* com variação do parâmetro m . 92
- Figura 39 – Comparação entre curvas tensão deformação: ensaio triaxial drenado (Gomes, 2020) vs. simulação no *Plaxis 3D* com modelo *Hardening Soil* com variação do parâmetro R_f . 93
- Figura 40 – Comparação entre curvas tensão deformação: ensaio triaxial drenado (Gomes, 2020) vs. simulação no *Plaxis 3D* com modelo *Hardening Soil* com parâmetros iniciais e finais ajustados. 93
- Figura 41 – MN-1 (a) malha deformada, (b) campo de deslocamentos após aplicação do carregamento monotônico, (c) campo de deslocamentos no plano da estaca após aplicação do carregamento monotônico e (d) vista superior do campo de deslocamentos após aplicação do carregamento monotônico, todos escalados 0,5 vez – Modelo constitutivo MC. 97
- Figura 42 – MN-2 (a) malha deformada, (b) campo de deslocamentos após aplicação do carregamento monotônico, (c) campo de deslocamentos no plano da estaca após aplicação do carregamento monotônico e (d) vista superior do campo de deslocamentos após aplicação do carregamento monotônico, todos escalados 0,5 vez – Modelo constitutivo HS. 98
- Figura 43 – MN-2 (a) malha deformada, (b) campo de deslocamentos após aplicação do carregamento monotônico e (c) vista superior do

campo de deslocamentos após aplicação do carregamento monotônico, todos escalados 0,5 vez – Modelo constitutivo MC. 99

Figura 44 – MN-2 (a) malha deformada, (b) campo de deslocamentos após aplicação do carregamento monotônico e (c) vista superior do campo de deslocamentos após aplicação do carregamento monotônico, todos escalados 0,5 vez – Modelo constitutivo HS. 100

Figura 45 – MN-1 (a) campo de deformações cisalhantes γ_{xy} após carregamento monotônico e (b) campo de deformações cisalhantes γ_{xy} no plano da estaca após a aplicação do carregamento monotônico, ambos escalados 5 vezes – Modelo constitutivo MC. 101

Figura 46 – MN-1 (a) campo de deformações cisalhantes γ_{xy} após carregamento monotônico, escalado 5 vezes, (b) campo de deformações cisalhantes γ_{xy} no plano da estaca após a aplicação do carregamento monotônico, escalado 10 vezes – Modelo constitutivo HS. 102

Figura 47 – Campo de deformações cisalhantes γ_{xy} após carregamento monotônico para MN-2, escalado 5 vezes – Modelo constitutivo MC. 102

Figura 48 – Campo de deformações cisalhantes γ_{xy} após carregamento monotônico para MN-2, escalado 5 vezes – Modelo constitutivo HS. 103

Figura 49 – MN-1 (a) campo de tensão principal efetiva máxima após carregamento monotônico e (b) campo de tensão principal efetiva máxima no plano da estaca após a aplicação do carregamento monotônico, ambos escalados 5 vezes – Modelo constitutivo MC. 103

Figura 50 – MN-1 (a) campo de tensão principal efetiva máxima após carregamento monotônico, escalado 0,5 vezes e (b) campo de tensão principal efetiva máxima no plano da estaca após a aplicação do carregamento monotônico, escalado 5 vezes – Modelo constitutivo HS. 104

Figura 51 – Campo de tensão principal efetiva máxima após carregamento monotônico no MN-2, escalado 5 vezes – Modelo constitutivo MC. 104

Figura 52 – Campo de tensão principal efetiva máxima após carregamento monotônico no MN-2, escalado 0,5 vezes – Modelo constitutivo HS.	105
Figura 53 – Pontos plastificados após carregamento monotônico para MN-1 – Modelo constitutivo MC.	105
Figura 54 – Pontos plastificados e de enrijecimento após carregamento monotônico para MN-1 – Modelo constitutivo HS.	106
Figura 55 – Pontos plastificados após carregamento monotônico para MN-2 – Modelo constitutivo MC.	106
Figura 56 – Pontos plastificados e de enrijecimento após carregamento monotônico para MN-2 – Modelo constitutivo HS.	107
Figura 57 – Curva deslocamento lateral <i>versus</i> força lateral. Leitura no nível do Laser Superior.	108
Figura 58 – Curva deslocamento lateral <i>versus</i> força lateral. Leitura no nível do Laser Inferior.	109
Figura 59 – Carregamento lateral monotônico.	111
Figura 60 – Diferença de trajetória de tensões para o ensaio triaxial e compressão lateral.	111
Figura 61 – Força lateral de ruptura.	112
Figura 62 – Rotação para ELS.	114
Figura 63 – Deslocamento ao nível do laser superior (LS) <i>versus</i> força lateral com a variação do ângulo de atrito (φ).	116
Figura 64 – Deslocamento ao nível do laser inferior (LI) <i>versus</i> força lateral com a variação do ângulo de atrito (φ).	116
Figura 65 – Deslocamento ao nível do LS <i>versus</i> força lateral com a variação da rigidez (E).	118
Figura 66 – Deslocamento ao nível do LI <i>versus</i> força lateral com a variação da rigidez (E).	118

Figura 67 – Deslocamento ao nível LS *versus* força lateral com $\varphi=30^\circ$ e $E_{50}=30\text{MPa}$. 120

Figura 68 – Deslocamento ao nível LI *versus* força lateral com $\varphi=30^\circ$ e $E_{50}=30\text{MPa}$. 120

Lista de Tabelas

Tabela 1 – Propriedades da areia quartzosa (Adaptado de Gomes, 2020).	65
Tabela 2 – Fatores de escala da modelagem centrífuga (Adaptado de Madabhushi, 2014).	66
Tabela 3 – Propriedades geométrica e mecânica do tubo circular em escala de modelo e protótipo (N=100) (Adaptado Gomes, 2024).	69
Tabela 4 – Parâmetros do aparato experimental (Adaptado Gomes, 2024).	70
Tabela 5 – Parâmetros dos testes monotônicos (Adaptado, Gomes, 2024).	71
Tabela 6 – Resumo dos resultados de modelagem numérica 3D.	73
Tabela 7 – Dimensões dos modelos numéricos.	85
Tabela 8 – Parâmetros assumidos para o <i>monopile</i> .	86
Tabela 9 – Parâmetros assumidos para areia quartzosa.	86
Tabela 10 – Parâmetros do <i>Hardening Soil</i> para primeira estimativa.	90
Tabela 11 – Novos valores para rigidez.	90
Tabela 12 – Parâmetros que melhor correspondem aos resultados do modelo físico.	119

Lista de Símbolos

A	Fator Empírico de Ajuste de Curva para Carregamento Lateral Estático
B	Fator Adimensional em Função da relação Profundidade/Diâmetro
c	Coesão do Solo
C_1	Coeficiente em Função do Ângulo de Atrito
C_2	Coeficiente em Função do Ângulo de Atrito
C_3	Coeficiente em Função do Ângulo de Atrito
D	Diâmetro da Estaca
D	Extensão Lateral do Modelo Numérico
D_{ext}	Diâmetro Externo
d_{inf}	Distância da Estaca a Borda Inferior da Centrífuga
D_{int}	Diâmetro Interno
d_{lat}	Distância da Estaca a Borda Lateral da Centrífuga
D_r	Diâmetro Relativo
E	Módulo de Elasticidade
e	Índice de Vazios
E_0	Módulo de Elasticidade Tangente

E_{50}	Rigidez de Secante de Carregamento Triaxial
E_i	Rigidez Inicial do Solo
e_{ini}	Índice de Vazios Inicial
$e_{máx}$	Índice de Vazios Máximo
$e_{mín}$	Índice de Vazios Mínimo
E_{oed}	Rigidez de Carregamento do Edômetro
E_p	Módulo de Elasticidade
$E_p I_p$	Rigidez a Flexão da Estaca
E_{si}	Rigidez
E_{SL}	Módulo de Elasticidade do Solo na Ponta da Estaca
E_{ur}	Rigidez de Descarregamento Triaxial
e_x	Excentricidade em x
$\bar{f}$	Função de Tensão
G	Gravidade
G_s	Peso Específico Dos Grãos
H	Altura de Solo no Modelo Numérico
h_e	Altura do <i>Monopile</i> Acima do Solo

h_e	Trecho do Monopile Acima do Solo
$H_{m\acute{a}x}$	Força Lateral Máxima
$H_{m\acute{a}x}$	Carga Lateral Máxima
$H_{m\acute{i}n}$	Carga Lateral Mínima
H_r	Carga Lateral Última de Referência
h_t	Altura do <i>Monopile</i>
H_{ult}	Reação Lateral Última
I_p	Momento de Inércia
K	Coeficiente de Empuxo
k	Coeficiente do Módulo de Reação Lateral do Solo
K_0	Coeficiente de Empuxo no Repouso
K_a	Coeficiente de Empuxo Ativo
k_p	Coeficiente de Empuxo Passivo de Rankine
K_r	Rigidez Relativa Solo-Estaca
L	Trecho Imerso em Solo
m	Potência de Dependência da Rigidez em Relação a Tensão
M_d	Momento Fletor Gerado Devido à Força Lateral

M_r	Momento Resultante de Reação do Solo
N	Fator Geométrico
n_{ini}	Porosidade Inicial
P	Profundidade do Modelo Numérico
$P_{máx}$	Pressão Normal Máxima
p^{ref}	Tensão de Referência da Rigidez
p_{ud}	Capacidade Lateral Última do Solo por Unidade de Comprimento
p_{us}	Capacidade Lateral Última do Solo por Unidade de Comprimento
p_z	Pressão na Profundidade z
q_a	Valor Assintótico da Tensão de Cisalhamento
q_f	Tensão Desviadora Máxima
R_f	Coeficiente de Razão de Falha
t	Espessura da Parede
u_0	Velocidade de Propagação de Onda Marinha
y	Deflexão lateral
z_r	Ponto de Rotação z da Estaca Sujeita a Carregamento Lateral
γ	Peso Específico

$\gamma_{\text{máx}}$	Peso Específico Máximo
$\gamma_{\text{mín}}$	Peso Específico Mínimo
γ_n	Peso Específico Natural
γ_p	Função das Deformações Plásticas
γ_{sat}	Peso Específico Saturado
γ_{unsat}	Peso Específico não Saturado
δ	Ângulo de Atrito Interface Solo-estaca
ε	Deformação Total
ε_e	Deformação Elástica
ε_p	Deformação Plástica
ζ_b	Relação entre a Força Lateral Máxima e a Carga Lateral Última de Referência
ζ_c	Relação entre a Carga Lateral Mínima e Máxima
η	Fator de Forma
λ	Multiplicador Plástico
ν	Coeficiente de Poisson
$\nu_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	Coeficiente de Poisson de Carregamento e Descarregamento
ξ	Fator de Forma

σ'	Tensão Efetiva
σ_i'	Tensão Principal Efetiva
σ_j'	Tensão Principal Efetiva
$\tau_{\text{máx}}$	Tensão Cisalhante Máxima
φ	Ângulo de Atrito do Solo
φ_c	Ângulo de Estado Crítico
φ_m	Ângulo de Atrito Mobilizado
ψ	Ângulo de Dilatância do Solo

Lista de Abreviaturas e Siglas

ABEEólica	Associação Brasileira de Energia Eólica
API	<i>American Petroleum Institute</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CAPES	Coordenação de Aperfeiçoamento de pessoal de Nível Superior
CD	<i>Consolidated Drained</i>
CID	<i>Consolidated Isotropically Drained</i>
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
DNV	<i>Det Norske Veritas</i>
DR	Densidade Relativa
ELA	Estado Limite Acidental
ELF	Estado Limite de Falha
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
EPE	Empresa de Pesquisa Energética
GWEC	<i>Global Wind Energy Council</i>
GBS	<i>Gravity-Based Structure</i>
HS	<i>Hardening Soil</i>
LDA	Lâmina d'água
LI	Laser Inferior

LM ² C	Laboratório Multiusuário em Modelagem Centrífuga
LS	Laser Superior
L/D	Comprimento/Diâmetro
MC	<i>Mohr Coulomb</i>
MD-1	Modelo Centrífuga 1
MD-2	Modelo Centrífuga 2
MD-3	Modelo Centrífuga 3
MIT	<i>Massachusetts Institute of Technology</i>
MN-1	Modelo Numérico 1
MN-2	Modelo Numérico 2
MN-3	Modelo Numérico 3
MEF	Método de Elementos Finitos
ONU	Organização das Nações Unidas
O&G	Óleo e Gás
PISA	<i>Pile Soil Analysis</i>
TEO	Turbina Eólica <i>Offshore</i>
TLP	<i>Tension Leg Platform</i>

1 Introdução

1.1 Considerações Iniciais

O aumento da preocupação global com a preservação do meio ambiente tem colocado em pauta a necessidade de se abordarem os impactos ambientais associados à indústria de energia. Tem-se observado uma tendência de aumento de investimentos em fontes de energia renováveis em detrimento daquelas baseadas em combustíveis fósseis, alinhado com os Objetivos de Desenvolvimento Sustentável da Organização das Nações Unidas (ONU) – Energia Limpa e Acessível (Objetivo 7).

No Brasil, 82,9% de sua matriz elétrica é renovável, com 61,9% sendo gerada a partir de usinas hidrelétricas (EPE, 2023), vide Figura 1.

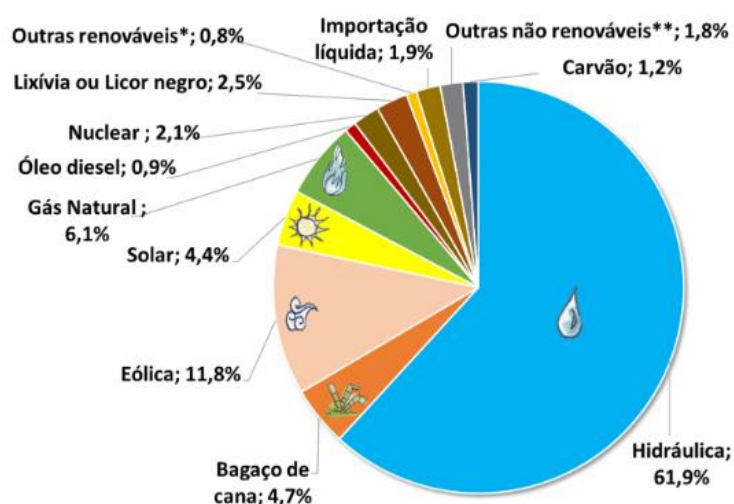


Figura 1 – Matriz elétrica brasileira em 2022 (EPE, 2023).

Embora as usinas hidrelétricas sejam classificadas como uma fonte de energia renovável, durante sua implantação e operação são gerados múltiplos impactos ambientais, o que compromete sua sustentabilidade. Em consequência, fontes de energia sustentáveis também em seu método de instalação e operação têm se tornado mais atraentes. Dentro desta perspectiva, um setor que tem ganhado visibilidade no cenário nacional é a produção de energia eólica *offshore*, que faz parte de discussões da Associação Brasileira de Energia Eólica (ABEEólica) e da Empresa de Pesquisa Energética (EPE).

Apesar dos elevados custos envolvidos, esse mercado mostra-se atrativo para o Brasil devido à disponibilidade de área para instalação, à presença de ventos mais constantes e eficientes na geração de energia, à logística simplificada graças à proximidade de portos marítimos, à aquisição de tecnologias mais avançadas, além da capacidade de evitar impactos sonoros e visuais para as comunidades próximas.

No último relatório publicado pela *Global Wind Energy Council* (GWEC, 2023), países como Reino Unido, Alemanha e China lideram em termos de capacidade instalada em energia eólica *offshore*, concentrando 83% dos 64,3GW instalados no mundo, vide Figura 2.

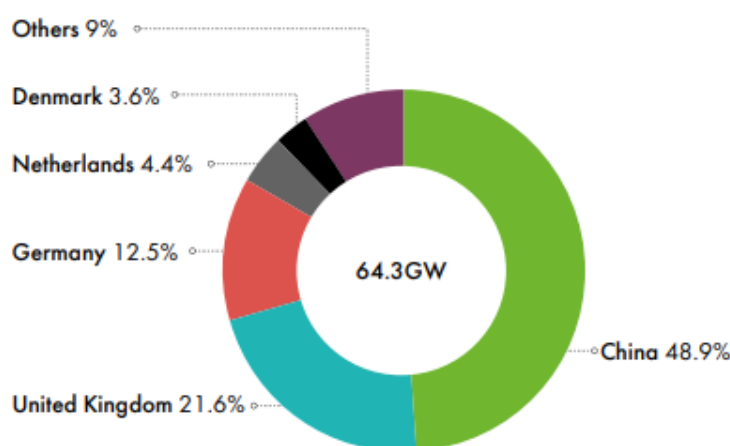


Figura 2 – Total instalado de energia eólica no mundo por país (GWEC, 2023).

Apesar de ainda não existirem parques eólicos no Brasil, o país possui um enorme potencial para a produção de energia eólica *offshore*, cerca de 700GW em locais com profundidades de até 50 metros (EPE, 2020), e registra cerca de 78 processos de licenciamento ambiental em andamento em 2023, englobando estados como Ceará, Espírito Santo, Maranhão, Piauí, Rio de Janeiro, Rio Grande do Norte, Rio Grande do Sul e Santa Catarina, com previsões de 189GW a serem instalados (Ibama, 2023).

As Turbinas Eólicas *Offshore* (TEO) geralmente são sustentadas por vários tipos de fundações. A escolha da fundação vai depender de diversos fatores, como a profundidade da água, custos econômicos, metodologias de construção, características do solo e características de carga.

Entre os diversos tipos de fundações existentes, o *monopile* segue sendo amplamente utilizado, correspondendo a 75% das fundações existentes (WIND

EUROPE, 2019). As fundações do tipo *monopile* são estacas ocas de aço em formato circular com um raio variando entre 2 e 5 m. A razão entre o comprimento e o diâmetro é de 3 a 6, e a profundidade máxima da lâmina d'água em que podem ser instaladas é de 40 m.

As fundações das TEO enfrentam consideráveis cargas horizontais e momentos induzidos por ventos, ondas e correntes. Atualmente, o método padrão de projeto adotado é o das curvas p-y, no qual p representa a força de reação lateral do solo por unidade de comprimento ao longo do eixo da estaca, e y é o deslocamento lateral correspondente. No entanto, esse método possui limitações, especialmente quando aplicado a *monopiles* de grande diâmetro, pois não considera as interações tridimensionais solo-estaca. Assim, a adequação de métodos como os proposto pela API (2021) e pelo DNV (2021) têm sido questionados.

1.2 Objetivo

Desenvolver uma modelagem numérica tridimensional, utilizando o programa *Plaxis* 3D, para prever a resposta de fundações de torres eólicas *offshore* do tipo *monopile* em areia quartzosa, sob carregamento lateral monotônico a ser verificada por meio de resultados experimentais obtidos em testes de centrífuga. Busca-se investigar o desempenho das fundações frente à variação dos parâmetros geotécnicos de resistência e rigidez a partir de uma análise paramétrica. Espera-se contribuir para o desenvolvimento de soluções mais eficientes e seguras, com potencial de redução de custos.

1.2.1 Objetivos Específicos

- Realizar uma revisão da literatura relacionada à modelagem de fundações de torres eólicas *offshore*, destacando os desafios e abordagens existentes.
- Estabelecer os parâmetros geotécnicos e estruturais fundamentais para a modelagem numérica 3D da fundação do tipo *monopile* em areia quartzosa.
- Desenvolver um modelo numérico tridimensional da fundação do tipo *monopile* considerando aspectos geotécnicos, estruturais e ambientais específicos a serem simulados.

- Calibrar e validar o modelo numérico proposto utilizando dados experimentais obtidos por meio de testes em centrífuga, comparando os resultados da modelagem com os resultados dos testes.
- Analisar e discutir criticamente os resultados da verificação, identificando a precisão e as limitações da modelagem numérica proposta.
- Propor recomendações para aprimoramento futuro da modelagem e sua aplicação na otimização do projeto de fundações de torres eólicas *offshore*.
- Avaliar o desempenho das fundações frente à variação dos parâmetros geotécnicos de resistência e rigidez.

1.3 Estrutura do Trabalho

Esta dissertação está dividida em 6 capítulos, iniciando-se com o Capítulo 1, de introdução ao tema abordado.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão de literatura, abordando os principais tipos de fundações para turbinas eólicas *offshore*, destacando suas vantagens, desvantagens e as principais cargas a que são submetidas. Além disso, analisa aspectos do projeto geotécnico, incluindo a rigidez das estacas, a capacidade de carga lateral, as principais metodologias de dimensionamento API e DNV e os fatores de segurança. Por fim, apresenta aspectos relevantes de modelagem física e numérica aplicados a fundações de torres eólicas *offshore*.

O Capítulo 3 detalha os dados geotécnicos a serem utilizados na modelagem numérica, bem como os parâmetros obtidos a partir da modelagem em centrífuga geotécnica. Descreve a metodologia adotada para a realização dos modelos numéricos, incluindo os parâmetros de entrada do programa, que abrangem a geometria da torre eólica, os parâmetros geotécnicos da areia quartzosa, os modelos constitutivos utilizados, as condições de contorno e a definição da malha. Por fim, apresentam-se etapas de análise.

O Capítulo 4 apresenta e discute os principais resultados das simulações numéricas realizadas no programa *Plaxis* 3D, fornecendo resultados de malha deformada e deslocamentos laterais causados pelo carregamento monotônico. São analisadas as distribuições de deformações cisalhantes, tensões principais máximas e pontos de

plastificação. O desempenho das diferentes geometrias e modelos constitutivos é avaliado a partir das curvas de carga *versus* deslocamento. Além disso, são avaliadas as previsões de capacidade de carga última e de capacidade de carga no estado limite de serviço para fundações das torres eólicas *offshore* obtidas pelo modelo numérico.

O Capítulo 5, apresenta uma análise de sensibilidade dos parâmetros de resistência e rigidez no modelo constitutivo de *Hardening Soil* e o conjunto de parâmetros que fornecem a melhor aproximação com a modelagem centrífuga.

O Capítulo 6 apresenta uma síntese das principais conclusões alcançadas ao longo da pesquisa e identifica sugestões para pesquisas futuras.

2 Revisão Bibliográfica

Neste capítulo é feita uma revisão de literatura sobre o tema de pesquisa, abordando os principais tipos de fundações de torres eólicas *offshore*, os esforços aos quais essas fundações são submetidas, suas vantagens e desvantagens. Analisam-se aspectos relevantes do projeto geotécnico, incluindo a rigidez das estacas, a capacidade de carga lateral, as principais metodologias dimensionamento e os fatores de segurança. Por fim, fornece detalhes sobre a modelagem centrífuga e numérica.

2.1 Fundações Eólicas *Offshore*

Os tipos predominantes de fundações para turbinas eólicas *offshore* incluem as fixas e as flutuantes. Para essas estruturas, acentua-se a particularidade das cargas ambientais provenientes do vento, das ondas e das correntes marítimas exercerem maiores esforços na estrutura em comparação com o peso próprio do sistema, sendo isso resultante do momento fletor gerado. Nesse contexto, é essencial assegurar uma ancoragem eficaz da TEO, a fim de prevenir deformações excessivas do solo, problemas de ressonância e fadiga de componentes da TEO, e ainda, degradação ou densificação do solo.

Para a escolha do tipo adequado de fundação, a lâmina d'água (LDA) é um fator determinante. Fundações por gravidade são adequadas para águas rasas com até 10 metros de profundidade. Para áreas de transição, entre 20 e 40 metros são preferíveis fundações do tipo *monopile*, entre 10 e 35 metros de profundidade, são preferíveis fundações tripé, entre 5 e 50 metros, fundações do tipo jaqueta. Já o conceito de fundação flutuante destaca-se como a melhor opção para profundidades acima de 60 metros (WU *et al.*, 2019).

2.1.1 Principais Tipos de Fundações de Torres Eólicas *Offshore*

Neste subitem, serão abordados os diversos tipos de fundações utilizados para TEO, englobando a base de gravidade, *monopile*, tripé, jaqueta, sucção e fundações flutuantes, conforme indicado na Figura 3. Cada uma dessas estruturas será analisada quanto à sua composição, funcionamento e adaptabilidade a variadas condições de solo e LDA.

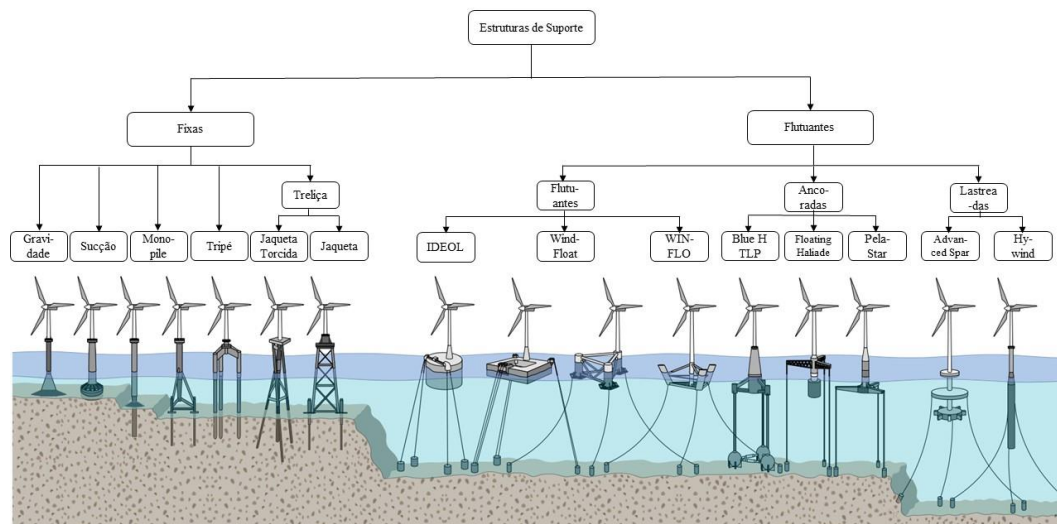


Figura 3 – Principais fundações de TEO existentes fixas e flutuantes (Adaptada Rodrigues, *et al.*, 2016).

2.1.1.1 Base de Gravidade

O projeto das fundações do tipo base de gravidade (GBS) é fundamentado em seu peso próprio, que deve ser suficiente para resistir aos momentos fletores, mantendo a estrutura de suporte em posição vertical. Consiste em uma estrutura planta tipo caixão de concreto armado, sendo de simples construção, como indicado na Figura 5 (a), e baixo custo. Entretanto, sua capacidade de carga é relativamente baixa, sendo mais adequada para o uso em subleitos marinhos compostos de argila rija, solo arenoso compacto e substrato rochoso, pois requer uma capacidade de carga suficiente para suportar o peso próprio, cargas de serviço e cargas ambientais (WU *et al.*, 2019). Essas fundações geralmente estão localizadas em LDA inferiores a 10 m de profundidade e foram muito utilizadas durante as fases iniciais do desenvolvimento de parques eólicos *offshore*. Porém, com o aumento da profundidade de LDA das fazendas eólicas *offshore*, os comprimentos das fundações também têm aumentado. Isso significa que as fundações em base de gravidade têm se tornado mais pesadas, o que dificulta o transporte e instalação dessas estruturas (Koekkoek, 2015).

2.1.1.2 Monopile

Uma fundação do tipo *monopile* é composta por uma estaca de fundação de grande diâmetro e uma seção de transição, sobre a qual a torre da turbina eólica é posicionada, Figura 5b. A estaca é fabricada a partir de chapas de aço laminadas e

soldadas na forma de uma seção cilíndrica com espessura de até 150 mm, conforme mostrado na Figura 4, e diâmetro entre 3 e 10 m, mas com expectativa de atingirem até 15 m nos próximos anos e relação entre o seu comprimento e diâmetro (L/D) em torno de 3 a 6 (Pisanò, 2019). Essas estruturas estão sujeitas a cargas verticais sustentadas pelo atrito ao longo das paredes da estaca e pela resistência na ponta. As cargas horizontais são transferidas para o solo por meio da mobilização da resistência lateral devido à flexão. O *monopile* normalmente é utilizado em águas com profundidade rasa, variando entre 20 e 40 m (Iwicki & Przewlółcki, 2020), mas a tendência é permitir que seja utilizado em águas mais profundas. Dependendo das condições do solo, as estacas são cravadas com martelos ou vibradores, ou perfuradas até a profundidade final. Devido à sua facilidade de fabricação, baixo custo e construção gerenciável, o *monopile* tem sido utilizado mundialmente para fundações de turbinas eólicas *offshore* (Koekkoek, 2015), representando cerca de 64,4% de todas as TEO em operação em 2021 (Nrel, 2022 *apud* Lemos, 2024). Isso não implica que este tipo de fundação esteja isento de limitações, sendo a profundidade das águas uma delas (Fan, *et al.*, 2022).



Figura 4 – *Monopile* (Byrne B., 2011).

2.1.1.3 *Tripod*

As fundações em *tripod* ou *tripile* são constituídas de três tubos de aço de diâmetro médio dispostos em um triângulo equilátero, onde a extremidade suporta a estrutura

superior de treliça do tripé, conforme pode ser observado na Figura 5c. Podem ser utilizadas em profundidades de água entre 10 e 35 m. Esse tipo de fundação, por ser pré-fabricada, pode suportar cargas superiores aplicadas à torre e transmitir tensões e momentos para as três estacas de aço, sendo uma fundação estável e leve (Wu, *et al.*, 2019). Sua desvantagem é a exigência de uma plataforma fixa de construção *offshore* para sua instalação.

2.1.1.4 Jaqueta

As fundações do tipo jaqueta, amplamente utilizadas na indústria de óleo e gás (O&G) consistem em estruturas treliçadas de aço, com pilares de diâmetro relativamente pequeno e elevada relação comprimento/diâmetro (L/D), conforme pode ser observado no esquema da Figura 5d. Geralmente são fabricadas por soldagem em terra e depois transportadas e cravadas no leito marinho. São fundações relativamente econômicas em termos de consumo de aço, mas a logística para sua instalação eleva substancialmente o custo total (Wu, *et al.*, 2019). Até o momento, as fundações de jaqueta têm sido amplamente utilizadas em profundidades de água intermediárias variando de 5 a 55 m.

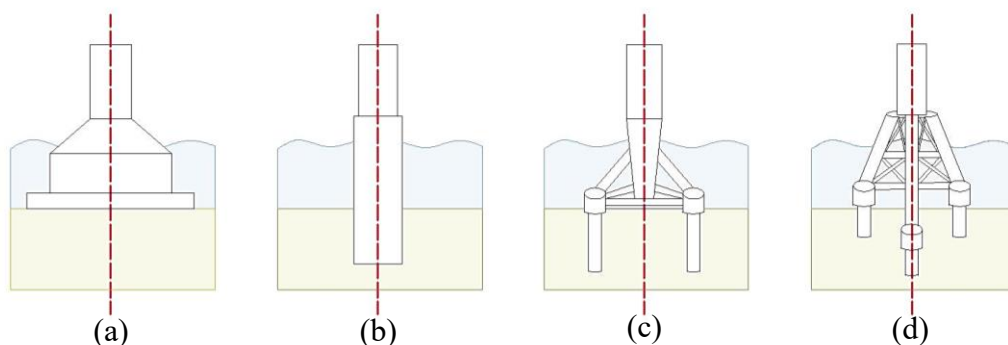


Figura 5 – Diagrama esquemático ilustrando (a) fundação de base de gravidade, (b) *monopile*, (c) *tripod* e (d) jaqueta (Adaptado WU *et al.*, 2019).

2.1.1.5 Sucção

A técnica de fundação utilizando âncoras de sucção, se baseia no princípio da sucção para fixar estruturas no subleito marinho, com objetivo de cobrir diversas profundidades tendo um custo relativamente baixo. Essas estruturas geralmente são produzidas em aço, fechadas na parte superior e abertas na base, sendo adequadas para diferentes tipos de solo. Contudo, a instalação em substratos rochosos ainda é desafiadora (Maciel, 2017). Funcionam bombeando a água presente em seu interior

para a região de fora, diminuindo a pressão interna e facilitando sua instalação, conforme pode ser observado na Figura 6. Por ser um processo reversível, são versáteis e em muitos casos, não necessitam da preparação do solo, o que beneficia sua logística. No entanto, suas limitações envolvem dificuldades na elaboração do projeto e a frequente necessidade de correções.

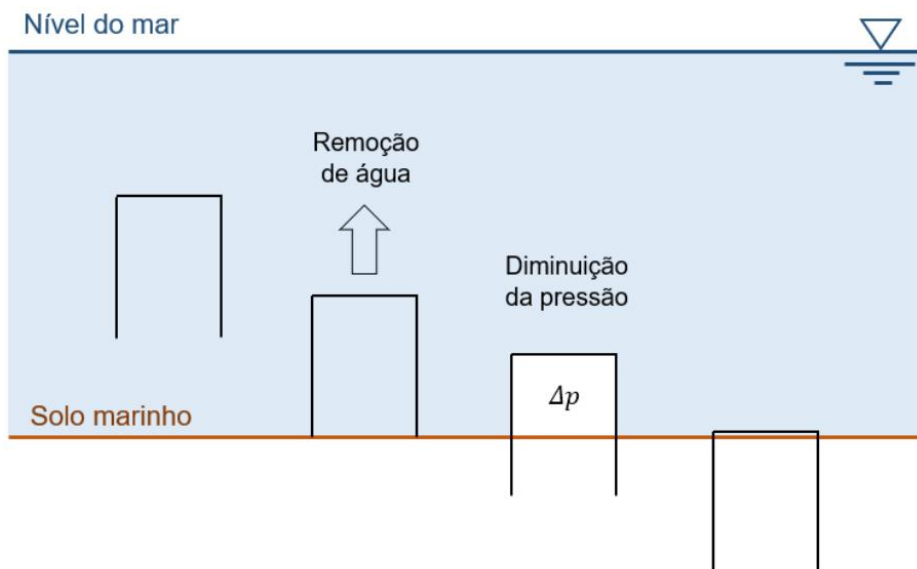


Figura 6 – Instalação de âncora de sucção (Maciel, 2017).

2.1.1.6 Flutuantes

As fundações flutuantes permitem a geração de energia eólica em águas com profundidades maiores que 60 m, onde fundações fixas seriam inviáveis economicamente. Existem três principais configurações:

- Plataformas estabilizadas por lastro: estruturas caracterizadas por sua estabilidade e baixa amplitude de movimento, mas com cargas de fadiga elevadas e requisitos específicos de instalação. Dois exemplos desse tipo de fundação flutuante incluem o *Advanced Spar* e o *Hywind*, apresentadas na Figura 3 (Wu *et al.*, 2019; Bahetty; Ozcelik, 2021);
- Plataformas estabilizadas por flutuação: também conhecidas como semissubmersíveis ou barcaças, oferecem baixos custos de ancoragem e transporte, mas são suscetíveis a movimentos induzidos por ondas e possuem projeto estrutural complexo. Alguns exemplos desse tipo de

plataforma flutuante incluem o *IDEOL*, o *WindFloat* e o *WINFLO*, apresentadas na Figura 3 (Wu *et al.*, 2019; Bahetty; Ozcelik, 2021);

- Plataformas ancoradas: conhecidas no inglês como *tension leg platform* (TLP), possuem baixo movimento induzido por ondas e projeto estrutural simples, mas enfrentam desafios com o custo e a instalação, além da dependência das condições do solo local. Alguns exemplos desse tipo de plataforma flutuante incluem o *Blue H TLP*, a *Floating Haliade* e o *PelaStar*, também apresentadas na Figura 3 (Wu *et al.*, 2019; Bahetty; Ozcelik, 2021).

Embora existam outros tipos de estruturas de suporte para turbinas eólicas *offshore* aqui não detalhados, os discutidos na subseção 2.1.1 representam os principais, abrangendo desde conceitos de fundações fixas até flutuantes, fornecendo uma visão geral das diversas soluções de fundação para TEO. O setor de energia eólica *offshore* vem buscando reduzir os custos de produção a partir de avanços tecnológicos contínuos que tem por objetivo aumentar a produção de energia por turbina e melhorar a eficiência de produção nos parques eólicos. Nesse contexto, a adoção de turbinas maiores e com maior capacidade de geração de energia e a mudança para águas mais profundas prometem reduzir custos substanciais em projeto, construção e instalação. Uma visão geral da potência nominal das turbinas para diferentes profundidades de LDA e tipos de fundações é apresentada na Figura 7.

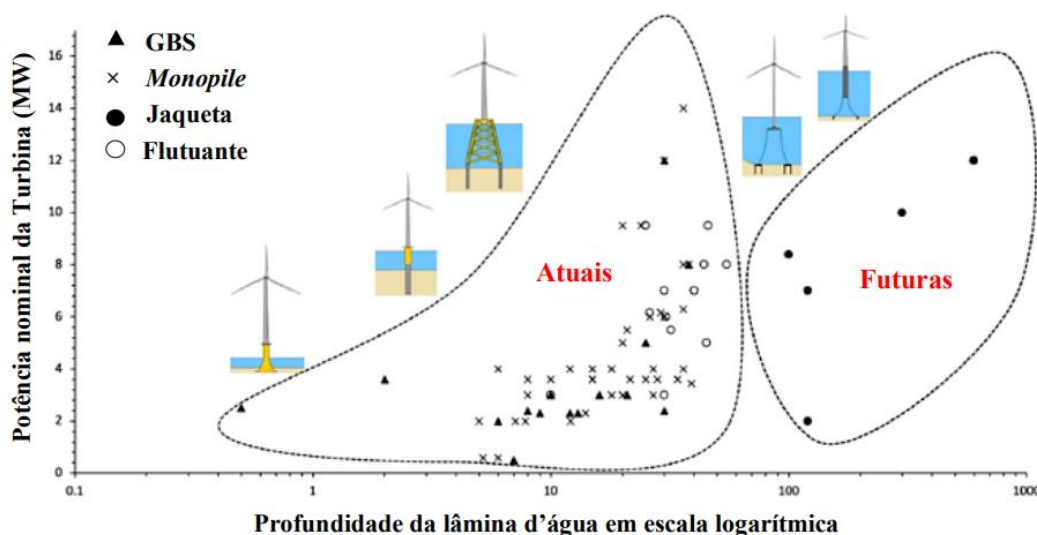


Figura 7 – Tipos de fundação conforme a profundidade da lâmina d'água (Bhattacharya *et al.*, 2021 *apud* Lemos, 2024).

2.1.2 Vantagens e Desvantagens *Offshore*

A geração de energia eólica *offshore* e *onshore* possuem estruturas básicas bem parecidas. Elas se diferem principalmente pelo local de instalação das turbinas, pelo tipo de fundação que a estrutura necessita e pelo tamanho das pás. As turbinas de energia eólica *offshore* possuem pás maiores, pois o ambiente marítimo viabiliza maiores dimensões, resultando em um maior potencial de geração em comparação com o tipo *onshore*, que requer instalação em áreas protegidas. Além disso, essas estruturas também são fabricadas com materiais mais resistentes à umidade e corrosão, comuns em ambientes costeiros (Asim *et al.*, 2022).

Outros benefícios incluem impactos ambientais menores e instalação de parques relativamente próximos às regiões de consumo de energia. Dentre as desvantagens, destacam-se os custos elevados de implantação e manutenção da infraestrutura eólica, e o possível impacto na indústria pesqueira local e na vida marinha, bem como o impacto visual de turbinas próximas à costa.

2.1.3 Cargas Atuantes em Fundações de Torres Eólicas *Offshore*

A maioria das turbinas comerciais são máquinas de três pás com eixo horizontal. Os componentes acima do nível do mar, são apresentados na Figura 8 e incluem:

- O rotor e as pás, que captam a energia do vento;
- A nacele, que abriga a caixa de engrenagens e o gerador;
- O gerador, que converte a energia mecânica do rotor em energia elétrica;
- Os cabos de energia, que descem da nacele através da torre até a estrutura de suporte;
- A estrutura de suporte, que é composta pela fundação, subestrutura e torre.

Qualquer desalinhamento durante a instalação das fundações é corrigido pela peça de transição.

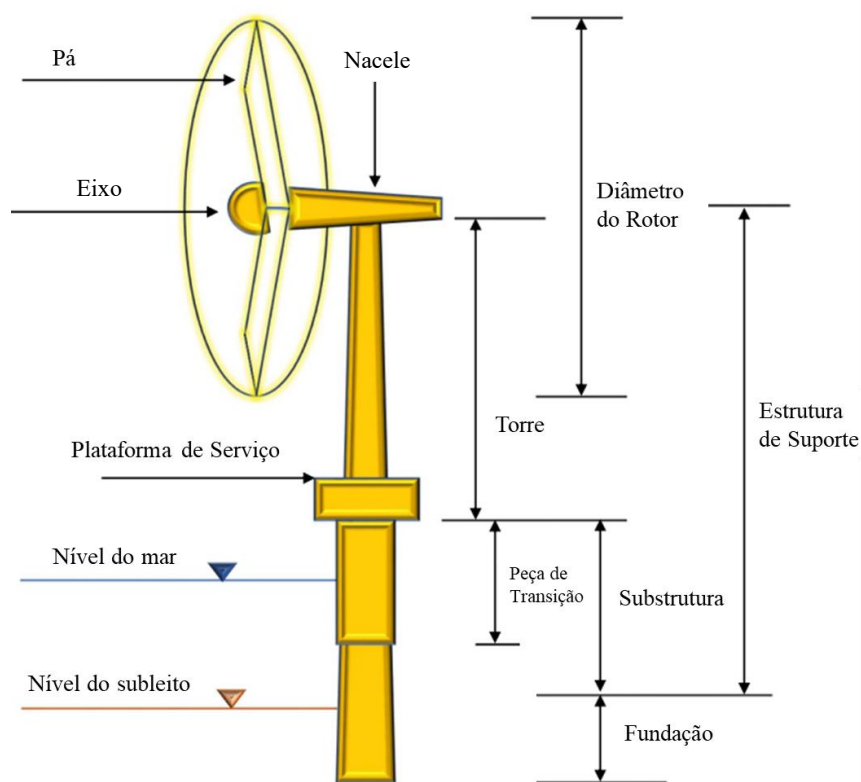


Figura 8 – Componentes de TEO (Adaptada Arvan *et al.*, 2023).

As cargas predominantes na TEO diferem muito daquelas atuantes em estruturas *offshore* do setor de petróleo e gás. Enquanto nestas últimas o peso próprio é o carregamento dominante, as TEO são afetadas principalmente por forças de vento, ondas, rotação das pás da turbina e correntes (Byrne & Houlsby, 2015). As cargas são diferenciadas entre estáticas e dinâmicas. As estáticas provêm de cargas gravitacionais, cargas hidrostáticas e cargas de corrente. Já as cargas dinâmicas têm origem nos ventos variáveis e nas ondas, podendo ser constantes ou oscilantes. Em

certos projetos de estruturas *offshore*, essa carga oscilante pode ter consequências sérias, como deslocamentos e deformações excessivas do solo, problemas de ressonância e fadiga de componentes, e ainda, degradação ou densificação do solo.

Atualmente as estruturas em operação podem produzir energia elétrica de cerca de 3 a 6 MW usando um rotor de turbina eólica com diâmetro de 90 a 120 m (Tong, 2010 *apud* Arvan *et al.*, 2023). Byrne e Houlsby (2015) definiram cargas típicas para uma turbina de 3,5 a 5 MW, com altura entre 90 e 110 m e em LDA de transição entre 20 e 50 m no Reino Unido, conforme mostradas na Figura 9. Sendo típico um peso próprio entre 6 e 10 MN, esforços de vento atuando no eixo da turbina entre 1 e 2 MN e combinação de corrente e ondas atuando a 10 m acima do leito marinho por um período de 10 segundos entre 3 e 6 MN.

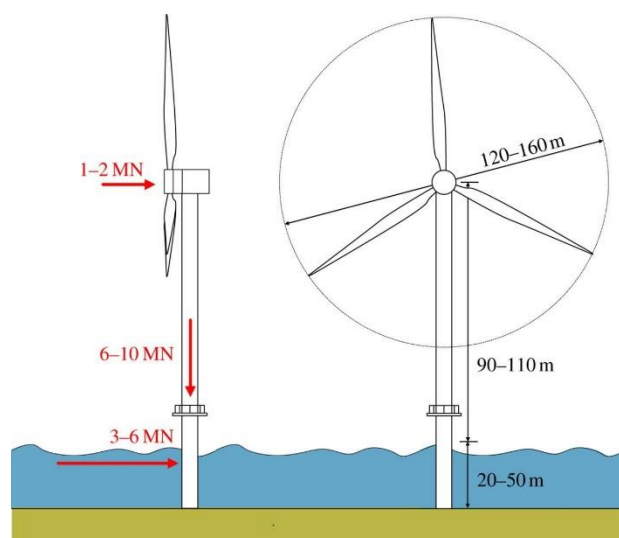


Figura 9 – Cargas em Turbina Eólica Offshore (Byrne & Houlsby, 2015).

É importante ressaltar que as cargas verticais e laterais que se desenvolvem em uma TEO irão depender das condições ambientais do local, dos parâmetros de projeto da estrutura e da sua instalação. Geralmente, as subestruturas das TEOs são projetadas para suportar grandes números de ciclos de carga aerodinâmica e hidrodinâmica, com a direção, amplitude e frequência desses ciclos variando ao longo da vida útil do projeto, que normalmente é de 25 anos ou mais. Uma análise detalhada das cargas é crucial para determinar o tipo e o tamanho da fundação necessária para sustentar a turbina eólica de forma segura e eficiente. Tanto as cargas horizontais quanto as verticais precisam ser cuidadosamente consideradas

para garantir que a fundação seja capaz de resistir aos esforços aplicados ao longo da vida útil da turbina (Arany *et al.*, 2017).

Cargas dinâmicas também podem vir a agir na estrutura quando a frequência da carga se aproxima da frequência natural de vibração da estrutura, que deve estar entre P e 3P. Isso tende a excitar a estrutura dinamicamente, levando à ressonância e ao desenvolvimento de maiores tensões na fundação. Situação desfavorável ao considerar a vida útil por fadiga (O'Kelly e Arshad, 2016).

2.1.3.1 Carga de Onda

As cargas de ondas apesar de serem as maiores cargas laterais atuantes nas fundações de TEO, acabam ficando em segundo plano em termos de momento fletor gerado quando comparadas ao momento gerado pelo vento e pela rotação das pás da turbina. Isso ocorre devido ao braço de alavanca menor, em comparação com o comprimento geral da torre (Arany *et al.*, 2017; Leblanc, 2009 *apud* O'Kelly e Arshad, 2016).

As cargas geradas pelas ondas dependem de sua altura e seu período de duração. A definição da teoria a ser utilizada para calcular a força de onda na estrutura vai depender de seu tamanho.

A teoria de Morison desenvolvida em 1950, *apud* O'Kelly e Arshad (2016), descreve as forças exercidas por ondas sobre estruturas submersas, dividindo a força hidrodinâmica total em duas componentes principais: a força inercial e a força de arrasto. É aplicável principalmente em estruturas cilíndricas e considera que a onda passa pela estrutura sem se difratar, o que a torna adequada para estruturas de pequeno diâmetro em comparação ao comprimento de onda.

Para estruturas *offshore* maiores, em que o campo de ondas é significativamente influenciado e um regime de difração, a teoria do escoamento potencial é mais adequada para o cálculo (Batchelor, 1967 *apud* O'Kelly e Arshad, 2016).

2.1.3.2 Cargas de Vento

Segundo Bhattacharya *et al.* (2021) o carregamento induzido pelo vento produz a maior carga lateral cíclica no nível da fundação. Contudo, devido à baixa

frequência, normalmente não contribui com efeitos dinâmicos, como ressonância, mas é importante para a análise de fadiga. Ele é dividido em dois componentes de acordo com a localização da ação do vento. O primeiro deles é o empuxo, que age no topo da torre da turbina eólica, e o segundo é a força distribuída, que age ao longo de toda a altura da torre. A força de empuxo é gerada devido à variação de pressão causada pelo fluxo de ar que atua nas pás da turbina eólica. Já a força distribuída é gerada pelo cisalhamento do vento que atua diretamente na torre da TEO (Arvan *et al.*, 2023).

As turbinas eólicas começam a operar com ventos com velocidade de 3-4 m/s e param de operar em 25 m/s. A frequência da carga do vento não é superior a 0,1 Hz (Leblanc, 2009). A intensidade do vento varia consideravelmente no espaço e no tempo, com maior velocidade em altitudes maiores. O espectro de Kaimal ou Von-Karman, trazem as características complexas de turbulência devido a rajadas de vento e não serão detalhadas neste trabalho.

2.1.3.3 Peso Próprio

O peso próprio dos componentes da turbina eólica aplica cargas estáticas sobre a fundação e as vibrações ocasionadas na estrutura geram os carregamentos operacionais dinâmicos denominados de 1P e 2P/3P. O carregamento 1P é gerado devido as vibrações causadas na estrutura pelo rotor e pelo desequilíbrio de massa, com frequência igual à de rotação do rotor e aproximadamente 50 milhões de ciclos em 20 anos. O carregamento 2P/3P é gerado na torre devido aos efeitos de sombreamento das pás. Essa carga é de natureza dinâmica e depende do número de pás da turbina (Arany *et al.*, 2017). Se a estrutura da TEO tiver três pás, então a frequência dessa carga dinâmica é três vezes a frequência de rotação da turbina (1P), cerca de 150 milhões de ciclos em 20 anos. Para turbinas eólicas de duas pás, a frequência dessa carga dinâmica é duas vezes frequência de rotação da turbina, cerca de 100 milhões de ciclos em 20 anos. A Figura 10 apresenta as principais cargas de vento atuantes em TEO.

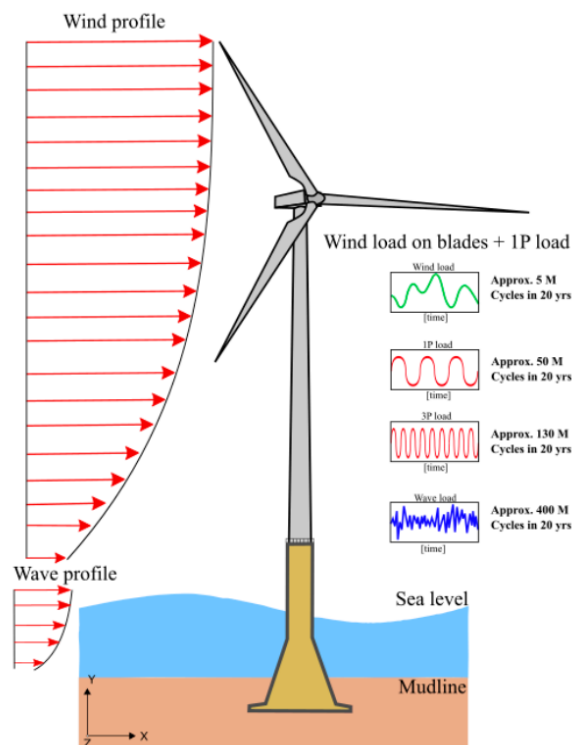


Figura 10 – Principais carga atuantes em torres eólicas *offshore* (Bhattacharya *et al.*, 2021).

Para evitar o fenômeno de ressonância, que pode causar deformações e tensões que excedem a capacidade estrutural, levando a danos totais da estrutura, a frequência natural da estrutura não pode coincidir com nenhuma das faixas de frequência mencionadas (onda, vento, 1P e 2P/3P). Assim, a TEO é usualmente dimensionada para estar situada na condição "*soft-stiff*", entre as faixas 1P e 2P/3P. Isso ocorre porque a opção "*soft-soft*" está próxima das frequências de carregamento de vento e onda, além de resultar em estruturas muito flexíveis e quase impossíveis de serem projetadas para um sistema de fundação em solo. Por outro lado, a opção "*stiff-stiff*" resulta em estruturas extremamente rígidas, tendo um custo muito elevado e economicamente inviável.

2.1.3.4 Cargas Sísmicas e Carga de Gelo

Além das principais cargas citadas nos itens anteriores, devido à grande demanda por energia, as estruturas de TEO estão começando a ser construídas em áreas sísmicas ativas. Nesses casos, a carga sísmica também deve ser considerada junto com outras cargas operacionais. Dados geotécnicos devem ser considerados durante

o projeto, pois o fenômeno da liquefação sísmica pode ocorrer nessas áreas, conforme relatado na literatura (Arvan *et al.*, 2023).

Outro exemplo é a instalação de TEO em regiões frias e congeladas. Nesses casos, as cargas de gelo devem ser consideradas durante o procedimento de projeto, pois exercem cargas estáticas e dinâmicas na estrutura.

2.2 Metodologia de Projeto de Fundações de Torres Eólicas Offshore

As principais normativas utilizadas no dimensionamento de fundações de turbinas eólicas *offshore* foram formuladas a partir de estudos de interação solo-estrutura para cenários de projetos de plataformas *offshore* da indústria petróleo e gás (O&G). Embora a experiência adquirida possa ser utilizada, as estruturas diferem consideravelmente (Bhattacharya *et al.*, 2021).

Os dois principais guias de referência para projeto de fundações de turbinas eólicas offshore são: (i) DNVGL, junção das associações não governamentais *Det Norske Veritas*, da Noruega, e *Germanischer Lloyd*, da Alemanha, compreendendo a norma DNVGL-ST-0126 – *Support structures for wind turbines*, específica para turbinas eólicas; e (ii) API – *American Petroleum Institute*, associação comercial regulatória da indústria de óleo e gás, composta pelo documento API RP 2A-WSD (2021) – *Recommended Practice 2A-WSD, Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design*, contendo regras gerais para o dimensionamento de estruturas *offshore* (Lemos, 2024).

Os seguintes estados limites devem ser atendidos em projeto de fundação *offshore* segundo as normativas mencionadas:

- a. Estado Limite Último (ELU): relacionado à carga máxima que a estrutura e seus componentes suportam, ou carga de ruptura, e refere-se a casos de carregamentos extremos;
- b. Estado Limite de Serviço (ELS): relacionado a critérios de tolerância operacionais e de usabilidade da estrutura, como deslocamentos e rotações máximas admissíveis;

- c. Estado Limite de Fadiga (ELF): relacionado aos danos cumulativos devido a carregamentos cíclicos que atuam na estrutura;
- d. Estado Limite Acidental (ELA): considera a capacidade de carga da estrutura em resistir a eventos acidentais ou inesperados, como impacto de uma embarcação, que podem levar à perda da integridade estrutural.

Do ponto de vista de projeto, uma das diferenças mais importantes é que as turbinas eólicas *offshore* são extremamente sensíveis a cargas dinâmicas provenientes do vento e das ondas. Possuindo rigorosos critérios de ELS, devido à presença de componentes elétricos sensíveis a vibrações, especialmente as caixas de engrenagens (Bhattacharya *et al.*, 2021). Enquanto as estruturas para ancoragem de plataformas de O&G são normalmente governadas por critérios de ELU. Outra questão envolve a rigidez das estruturas. As fundações de torres eólicas *offshore* irão apresentar um comportamento de interação solo-estrutura diferente do observado em fundações do setor de O&G. A primeira possui um grande diâmetro e baixa relação L/D, sendo usualmente considerada fundação rígida. Por outro lado, as fundações de ancoragem de plataformas de O&G normalmente são flexíveis, com elevada relação L/D. Assim, para a fundação rígida, existe tendência de rotação da estrutura quando submetida a carregamento lateral, enquanto para fundação flexível há tendência a flexionar (Byrne B. , 2011).

Nesse sentido, existem preocupações quanto à utilização das recomendações normativas do API e DNV para prever o comportamento solo-estaca das fundações de TEO após milhares de ciclos de carregamentos utilizando molas não-lineares de Winkler, conhecidas por curvas p-y (Bayton, 2020). Em decorrência disso, estudos experimentais e numéricos vêm sendo realizados ao longo dos últimos anos, com o objetivo de aprimorar o entendimento de interação solo-*monopile*, com sugestões de metodologias para preencher as lacunas existentes de recomendações práticas das normas API e DNV (LeBlanc et al., 2010; Klinkvort, 2012; Kirkwood, 2015; Abadie, 2015; Bayton, 2020).

2.2.1 Rigidez das Estacas

O processo de interação solo-estrutura está intimamente relacionado à rigidez da fundação. Fundações rígidas, ao serem carregadas lateralmente sofrem rotação em torno de um ponto P, a uma determinada profundidade. Isso resulta na mobilização

da resistência lateral ao longo de toda a profundidade da estaca, com exceção do ponto P. Já estacas flexíveis ou esbeltas, quando submetidas a carregamentos laterais sofrem flexão, e a ruptura ocorre normalmente através da formação de rótulas plásticas. O comportamento dessas estruturas é apresentado na Figura 11.

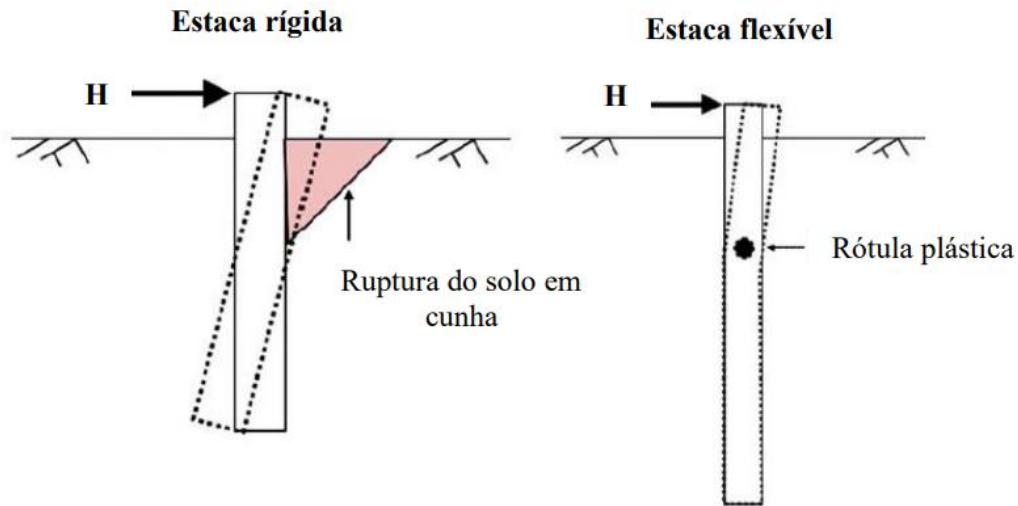


Figura 11 – Comportamento de estruturas rígidas e flexíveis sob carregamento lateral (Bhattacharya, 2019 *apud* Lemos, 2024).

Para determinar a rigidez de uma fundação, a literatura apresenta diversas abordagens. Poulos e Hull (1989), estabeleceram o conceito de Rigidez Relativa solo-estaca (K_r), calculado a partir da Equação (1) e Equação (2), que definem limites para o qual a estaca apresenta comportamento rígido ($K_r > 0,208$) ou flexível ($K_r < 0,0025$).

$$K_r = \frac{E_p I_p}{E_{SL} L^4} \quad (1)$$

$$E_{SL} = 2(1 + \nu)G_{m\acute{a}x} \quad (2)$$

Onde $E_p I_p$ é a rigidez a flexão da estaca, L é o comprimento da estaca no solo e E_{SL} é modulo de elasticidade do solo na ponta da estaca.

De acordo com a abordagem de Poulos e Hull (1989) e considerando as dimensões típicas de um *monopile* em areia, o comportamento dessas fundações se situa

tipicamente entre os limites rígidos e flexíveis, enquanto a tendência para projetos futuros é de aumento da rigidez relativa, conforme apresentado na Figura 12.

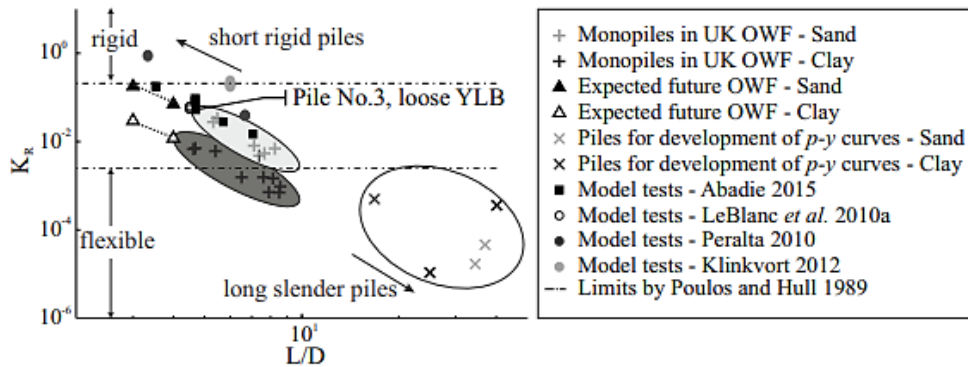


Figura 12 – Rigidez relativa de fundações *versus* L/D (Abadie, 2019).

2.2.2 Capacidade de Carga de Estacas Carregadas Lateralmente

Na literatura, diversos estudos abordam a previsão da capacidade de carga lateral última de uma fundação carregada lateralmente e como o processo de interação solo-estrutura influencia nele. Alguns deles serão aqui abordados nesta dissertação.

Hansen (1961), afirma que uma característica específica de fundações rígidas carregadas lateralmente é a rotação da estaca em torno de um ponto abaixo da superfície do solo, para a condição de estado limite. Assim, abaixo do ponto de rotação será mobilizado empuxo passivo no sentido contrário ao carregamento e acima dele será mobilizado empuxo ativo. Nesse sentido, a reação lateral do solo, para uma profundidade z , pode ser definida pela diferença entre a mobilização do empuxo ativo e passivo, por unidade de comprimento, segundo Equação (3):

$$p = \gamma \times z \times D \times K \quad (3)$$

Onde, γ é o peso específico do solo, K é o coeficiente de empuxo passivo menos o ativo e D é o diâmetro da estaca. A magnitude do coeficiente K pode ser obtido a partir da Figura 13, e depende da profundidade relativa (z/D).

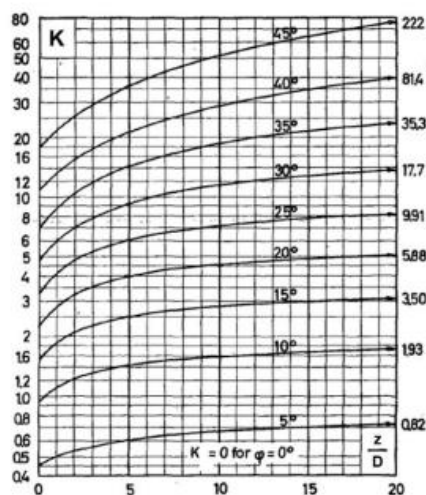


Figura 13 – Coeficiente de empuxo resultante (Hansen, 1961).

Broms (1964), apresentou um método para o cálculo da capacidade de carga última de uma fundação carregada lateralmente imersa em solo arenoso, assumindo que a reação lateral do solo cresce linearmente com a profundidade, enquanto a capacidade de carga lateral é governada pela ruptura do elemento estrutural ou pela reação do solo no entorno da fundação. Para estacas com pequenos valores de L/D , assim como previsto por Hansen (1961), o método de falha se dá por rotação da estaca. A pressão lateral do solo se desenvolve ao longo da profundidade, atingindo seu valor máximo próximo ao ponto de rotação (pressão positiva). Abaixo desse ponto, desenvolve-se uma reação lateral de maior magnitude em sentido oposto (pressão negativa), com uma transição entre as zonas de pressão positiva e negativa, conforme ilustrado na Figura 14. O deslocamento lateral tende a zero próximo ao ponto de rotação, o que indica que a reação lateral do solo não é mobilizada em sua integridade.

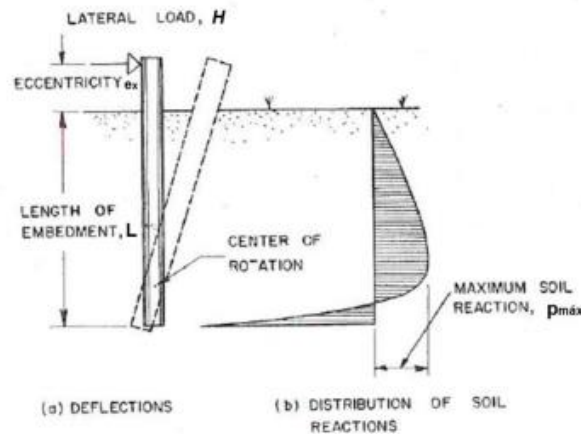


Figura 14 – Reação lateral do solo para fundação rígida carregada lateralmente (Broms, 1964).

A reação lateral máxima do solo é governada por duas condições básicas: ruptura superficial e em profundidade. Na ruptura superficial, o solo da estaca do lado oposto ao carregamento se desloca para cima e o solo localizado no mesmo lado para baixo, preenchendo os vazios criados pelo deslocamento lateral da estaca, conforme Figura 15.

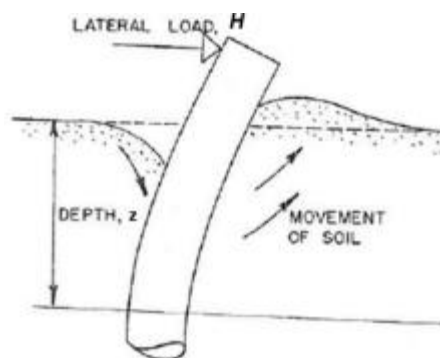


Figura 15 – Ruptura superficial (Broms, 1964).

Para Broms (1964), assumindo ausência de esforço cisalhante na parede da estaca, a reação lateral do solo pode ser calculada pela teoria de empuxo de Rankine. Ele constatou que, para profundidades de aproximadamente $1D$, a reação lateral do solo para estacas de espessura finita é maior que o calculado pela teoria de empuxo passivo de Rankine, enquanto para empuxo ativo é menor. Ignorando a influência do empuxo ativo, o autor utilizou um fator de 3 vezes o empuxo passivo de Rankine em suas análises. Além disso, concluiu que diferentes formatos de seção transversal

do pilar têm pouca influência na capacidade de carga lateral. De acordo com a Figura 16.

Assim, a reação lateral máxima do solo, por unidade de comprimento, pode ser definida segundo a Equação (4), sendo k_p o coeficiente de empuxo passivo de Rankine.

$$p = 3 \times \gamma \times z \times D \times k_p \quad (4)$$

Broms (1964) assumiu que o deslocamento lateral do pilar mobiliza toda a reação lateral do solo até o ponto de rotação, substituindo a pressão negativa por uma força concentrada na base do pilar, embora isso contradiga o perfil de pressão lateral inicialmente apresentado (Figura 14).

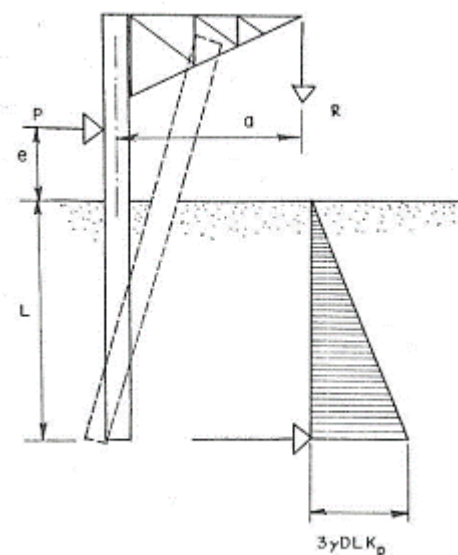


Figura 16 – Reação lateral máxima (Broms, 1964).

A capacidade de carga lateral última foi determinada pelo autor através do equilíbrio de momento fletor em relação à base da estaca, onde M_d representa o momento fletor gerado devido à força lateral aplicada, Equação (5), e M_r o momento resultante da reação do solo, Equação (6). A capacidade de carga lateral da fundação é obtida pela equivalência entre essas equações, conforme Equação (7).

$$M_d = H \times (e_x + L) \quad (5)$$

$$M_r = 0,5 \times \gamma \times D \times L^3 \times k_p \quad (6)$$

$$p = \frac{0,5 \times \gamma \times D \times L^3 \times k_p}{(e_x + L)} \quad (7)$$

Prasad & Chari (1999) realizaram testes experimentais em estacas curtas imersas em areia com ângulo de atrito entre 33° e 43°. A principal diferença deste trabalho para os demais apresentados anteriormente consta no fato que os autores instalaram transdutores de pressão ao longo do trecho enterrado da estaca, tanto no sentido longitudinal, para medir a reação lateral do solo para diferentes profundidades, quanto no sentido transversal, para medir a pressão normal na seção do pilar.

Os resultados experimentais obtidos identificaram que a reação lateral do solo parte de valor nulo na superfície do solo até atingir valor positivo máximo a cerca de 0,6 da altura do ponto de rotação (z_r). A partir desse ponto, a reação lateral do solo decresce até atingir valor nulo na profundidade em z_r , abaixo da qual é desenvolvida pressão lateral negativa. Além disso, os autores identificaram que a distribuição de pressão normal na seção transversal do pilar não é linear, tendo valor máximo no plano perpendicular ao do carregamento lateral aplicado, reduzindo até zero no plano paralelo ao do carregamento. A Figura 17 ilustra o mencionado.

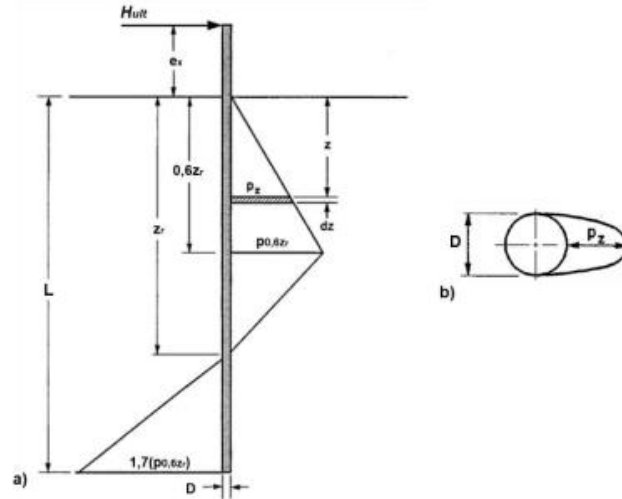


Figura 17 – Distribuição da reação lateral do solo (a) ao longo da profundidade e (b) na seção transversal (Prasad & Chari, 1999).

Os autores propuseram considerar uma distribuição uniforme a partir da pressão média equivalente de $0,8 p_z$. Assim, as Equações (8) e (9) permitem realizar o cálculo da reação lateral última (H_{ult}).

$$z_r = \frac{(5,30L^2 + 7,29e_x^2 + 10,541e_x)^{0,5} - (0,567L + 2,7e_x)}{2,1996} \quad (8)$$

$$H_{ult} = 0,24 \times 10^{(1,3 \times \tan \varphi + 0,3)} \times \gamma \times z_r \times (2,7 \times z_r - 1,7 \times L) \quad (9)$$

Um ponto importante que deve ser ressaltado em relação à metodologia de Prasad & Chari (1999) é que os autores consideraram somente existência de pressão normal na circunferência do pilar, sendo esperado, entretanto, que haja também esforços cisalhantes atuantes.

Por fim, Zhang *et al.* (2005) avaliaram o conceito de distribuição de pressão normal e cisalhante na seção transversal de uma estaca carregada lateralmente. Foi considerado que a reação lateral máxima do solo por unidade de comprimento, p_u , a uma profundidade z , é dada pela soma das parcelas de pressão normal máxima ($p_{máx}$) e tensão cisalhante máxima ($\tau_{máx}$), conforme Equação (10), sendo η e ξ fatores de forma, podendo ser considerados, respectivamente, para fundação circular, iguais a 0,8 e 1,0 respectivamente.

$$p_u = (\eta \times p_{m\acute{a}x} + \xi \times \tau_{m\acute{a}x}) \times D \quad (10)$$

O valor de $p_{m\acute{a}x}$ segundo os autores é apresentado na Equação (11), a qual foi obtida a partir da retroanálise de testes experimentais. O valor de $\tau_{m\acute{a}x}$, foi calculado a partir do conceito de tensão cisalhante vertical apresentado no API (2021), e na Equação (12), sendo K um coeficiente obtido a partir do tipo de fundação e processo construtivo, e δ o ângulo de atrito da interface solo-estaca (Figura 18).

$$p_{m\acute{a}x} = K_p^2 \times \gamma \times z \quad (11)$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = K \times \gamma \times z \times \tan\delta \quad (12)$$

Pile type and method of construction	K	Pile type	δ
Pile-jettied	$(0.5-0.7)K_0$	Rough concrete	$1.0\phi'$
Pile-small displacement, driven	$(0.7-1.2)K_0$	Smooth concrete (i.e., precast pile)	$(0.8-1.0)\phi'$
Pile-large displacement, driven	$(1.0-2.0)K_0$	Rough steel (i.e., step-taper pile)	$(0.7-0.9)\phi'$
Drilled shaft-built using dry method with minimal sidewall disturbance and prompt concreting	$(0.9-1.0)K_0$	Smooth steel (i.e., pipe pile or H pile)	$(0.5-0.7)\phi'$
Drilled shaft-slurry construction with good workmanship	$(0.9-1.0)K_0$	Wood (i.e., timber pile)	$(0.8-0.9)\phi'$
Drilled shaft-slurry construction with poor workmanship	$(0.6-0.7)K_0$	Drilled shaft built using dry method or with temporary casing and good construction techniques	$1.0\phi'$
Drilled shaft-casing method below water table	$(0.7-0.9)K_0$	Drilled shaft built with slurry method (higher values correspond to more careful construction methods)	$(0.8-1.0)\phi'$

Note: K_0 = coefficient of lateral earth pressure at rest.

Figura 18 – Parâmetros K e δ (Zhang *et al.*, 2005).

A definição da carga lateral última da fundação realizada pelos autores considerou o mesmo conceito de distribuição de reação lateral do solo ao longo da profundidade utilizado por Prasad & Chari (1999), bem como as mesmas equações de equilíbrio estático. Com isso, o cálculo da profundidade da cota z_r é idêntica ao proposto por Prasad & Chari (1999), e a capacidade de carga lateral última da fundação é definida conforme Equação (13).

$$H_{ult} = (0,3 \times (\eta \times K_p^2 + \xi \times K \times \tan\delta) \times \gamma \times z_r \times D \times (2,7z_r - 1,7h) \quad (13)$$

2.2.3 Curvas P-Y

Neste tópico, serão discutidos os estudos presentes na literatura sobre as curvas p-y, entendidas como conjunto de molas não-lineares de Winkler, com o objetivo de representar a rigidez equivalente resultante do fenômeno de interação solo-estrutura.

Em 1970, Davisson indicou em seu trabalho que a avaliação de uma fundação carregada lateralmente pode ser realizada através da teoria de viga elástica, apoiada por mola com rigidez representativa à resposta do solo sob carregamento lateral. Para isso, foi introduzido o conceito de mola equivalente não linear com rigidez variável ao longo da profundidade, que é representado na Equação (14):

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + k_z y = 0 \quad (14)$$

Sendo EI a rigidez da estaca, z a profundidade considerada e y a deflexão lateral.

Reese *et al.* (1974) desenvolveram uma metodologia que é utilizada para definição das curvas p-y a partir de testes experimentais em solo arenoso e com fundações flexíveis em escala real, submetidas a carregamento lateral estático e cíclico, que aqui não serão detalhados. Embora o comportamento solo-estrutura de uma fundação carregada lateralmente tenha algumas bases teóricas, foi identificada a necessidade de incorporar fatores empíricos para obter convergência entre os dados analíticos e experimentais.

O conceito geral das curvas p-y é apresentado na Figura 19. Enquanto a estaca não estiver submetida à carga, a distribuição de tensões é uniforme em toda a seção (Figura 19b). Quando a carga lateral é aplicada, as tensões começam a ser distribuídas de forma assimétrica, sendo maiores na frente da estaca e menores na parte de trás (Figura 19c). Essa distribuição de tensões não uniforme é representada pela pressão lateral do solo entorno do pilar, cuja integração resulta na força p_i atuando ao longo do diâmetro, bem como a deflexão lateral correspondente y_i . Embora a deflexão lateral possa gerar esforços cisalhantes ao longo do comprimento do pilar, os autores consideraram para fins de análise que sua magnitude poderia ser desprezada.

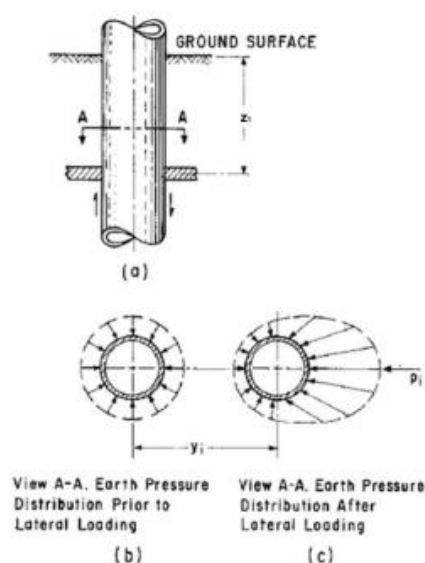


Figura 19 – Distribuição de pressão do solo ao longo de um pilar (Reese *et al.*, 1974).

Para avaliar uma estaca carregada lateralmente, deve-se estabelecer um conjunto de curvas p - y ao longo da profundidade da fundação (Figura 20). Desse modo, é possível, a partir da Equação (14), calcular a deflexão, esforço cortante, momento fletor e a reação lateral na fundação sujeita a carregamento lateral.

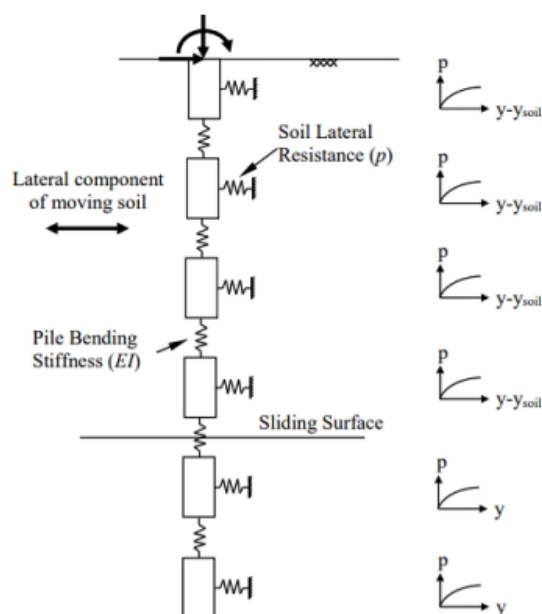


Figura 20 – Pressão de solo representada por molas de Winkler (Rocscience, 2018 *apud* Barra, 2020).

A Figura 21 apresenta a envoltória típica da curva p-y prevista pelo método de Reese. Nela, a região inicial é definida por um trecho linear elástico, onde a rigidez (E_{si}) cresce linearmente com a profundidade. Os trechos retilíneos inicial e final representam, respectivamente, as fases elástica e plástica do fenômeno, enquanto o trecho parabólico e o trecho retilíneo intermediário foram definidos empiricamente por resultados experimentais.

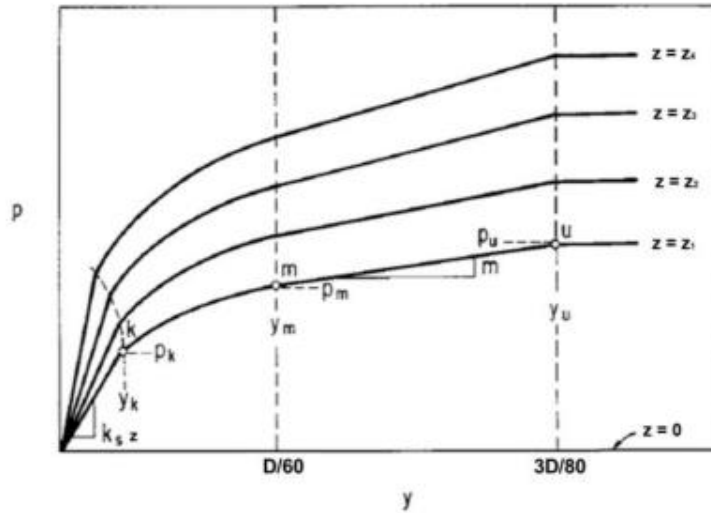


Figura 21 – Curvas p-y previstas pelo método de Reese para areias (Reese *et al.*, 1974).

Os valores de p_u e p_m são calculados a partir do menor valor encontrado entre as Equações (15) e (16), multiplicados pelo fator empírico de ajuste de curva para carregamento lateral estático e cíclico A e fator adimensional B em função da relação z/D , apresentados respectivamente na Figura 22 (a) e (b). Os ângulos α e β estão relacionados à direção de deslocamento da estaca no conceito de ruptura superficial.

$$p_c = \gamma \times z \times \left[\frac{K_0 \times \tan \varphi \times \sin \beta}{\tan (\beta - \varphi) \times \cos \alpha} + \frac{\tan \beta \times (D + z \times \tan \beta \times \tan \alpha)}{\tan (\beta - \varphi)} \right. \\ \left. + K_0 \times z \times \tan \beta \times (\tan \alpha \times \sin \beta) - K_a \times D \right] \quad (15)$$

$$p_c = K_a \times D \times \gamma \times z \times (\tan^8 \beta - 1) \\ + K_0 \times D \times \gamma \times z \times \tan \varphi \times \tan^4 \beta \quad (16)$$

$$p_u = A \times p_c \quad (17)$$

$$p_m = B \times p_c \quad (18)$$

Onde,

$$\beta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad (19)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (20)$$

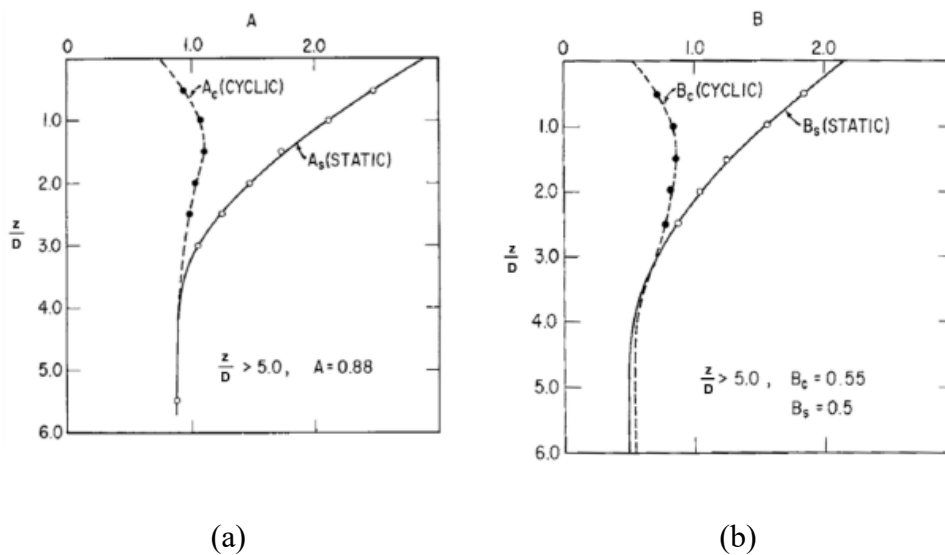


Figura 22 – (a) Fator empírico de ajuste de carga lateral máxima, A e (b) fator adimensional B (Reese *et al.*, 1974).

A metodologia proposta por Reese *et al.* (1974) é a base dos métodos atualmente indicados pelas normas API (2021) e DNV (2021), que são apresentados a seguir. Vale ressaltar, que esse método foi tipicamente formulado para fundações flexíveis, que superestimam a rigidez lateral inicial do solo em relação ao observado em fundações rígidas.

2.2.3.1 API 2A-WSD

A capacidade de carga lateral última do solo por unidade de comprimento, segundo o API, é o menor valor obtido entre as Equações (21) e (22), que correspondem respectivamente a ruptura superficial do solo e em profundidade.

$$p_{us} = (C_1 \times z + C_2 \times D) \times \gamma \times z \quad (21)$$

$$p_{ud} = C_3 \times D \times \gamma \times z \quad (22)$$

Onde, C_1 , C_2 e C_3 são coeficientes em função do ângulo de atrito (ϕ), cujos valores podem ser obtidos a partir da Figura 23.

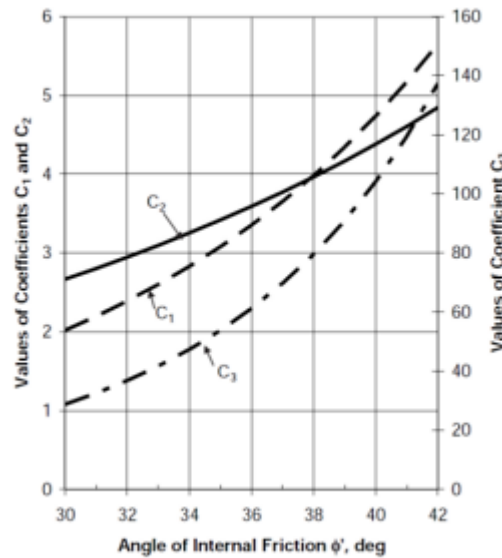


Figura 23 – Coeficientes C_1 , C_2 e C_3 em função de ϕ (API, 2021).

A metodologia do API apresenta melhorias importantes quando comparada à de Reese (1974), especialmente na construção contínua da curva p-y.

A reação lateral do solo, p , correspondente à magnitude de deflexão lateral imposta, y , para uma profundidade de interesse, z , pode ser calculada a partir da Equação (23), sendo o fator de ajuste, A , definido como 0,9 para carregamento cíclico e calculado segundo a Equação (24) para carregamento estático. O coeficiente do módulo de reação lateral do solo, k , é definido conforme Figura 24.

$$p = A \times p_u \times \tan\left(\frac{k \times z \times y}{A \times p_u}\right) \quad (23)$$

$$A = 3 - 0,8 \times \frac{z}{D} \geq 0,9 \quad (24)$$

ϕ'	k	
	MN/m ³	(lb/in ³)
25°	5.4	(20)
30°	11	(40)
35°	22	(80)
40°	45	(165)

Figura 24 – Fator k de módulo de reação do solo (API, 2021).

2.2.3.2 DNV ST-0126 (2021)

A metodologia para definição de curva p-y apresentada pela normativa DNV é semelhante à indicado na API. A principal diferença entre as duas metodologias está no intervalo de valores de ϕ para definição dos coeficientes C_1 , C_2 e C_3 , como pode ser observado na Figura 25.

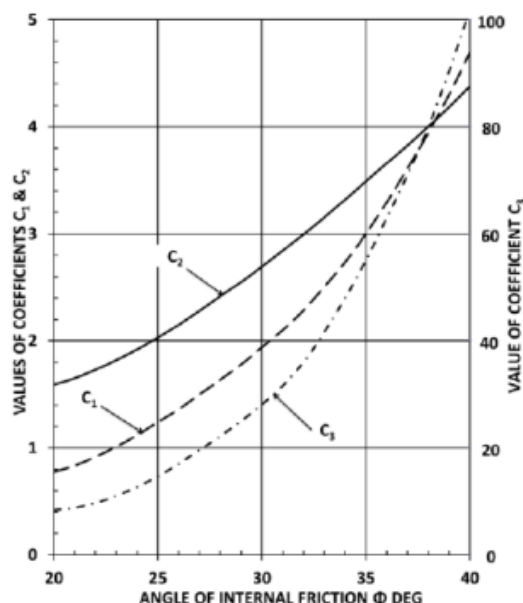


Figura 25 – Coeficientes C_1 , C_2 e C_3 em função de ϕ (DNV, 2021).

Outra diferença entre as metodologias está no valor k , onde a API o define em função de valores de ϕ , enquanto a DNV o define em termos de D_r , conforme Equação (25).

$$k = 54,6 \times D_r^2 + 0,8 \times D_r + 1,8 \quad (25)$$

Vale ressaltar que a DNV menciona que o uso dessa metodologia para definir curvas p-y para *monopiles* não é recomendada. Para sua utilização, em caso específico, deve-se realizar a validação por meio de modelagem numérica, por exemplo.

2.2.4 Carregamento Lateral Cíclico

Turbinas eólicas *offshore* são expostas a muitos ciclos de carga durante sua vida útil, o que normalmente implica em acúmulos de deslocamentos laterais e alteração na rigidez da estrutura. Segundo LeBlanc (2010) e Kirkwood (2025), a metodologia de curvas p-y apresentada pela DNV e API foram idealizadas majoritariamente para avaliação de capacidade lateral última, a partir delas, um projetista não consegue prever adequadamente o acúmulo de deslocamento lateral e alteração da rigidez da fundação ao longo dos 10^7 ciclos de carregamento aos quais a fundação será submetida ao longo de sua operação e, conseqüentemente não consegue garantir que a estrutura manterá condições aceitáveis ao longo de sua vida útil. Os efeitos

do carregamento cíclico devem ser devidamente considerados para garantir que a TEO mantenha sua frequência natural dentro do intervalo adequado, ou que atenda ao critério de ELS de rotação máxima indicado pelas principais normativas.

A magnitude do carregamento lateral cíclico é definida através de dois parâmetros adimensionais ζ_b , Equação (26), e ζ_c , Equação (27), propostos por Leblanc *et al.* (2010):

$$\zeta_b = \frac{H_{m\acute{a}x}}{H_r} \quad (26)$$

$$\zeta_c = \frac{H_{m\acute{i}n}}{H_{m\acute{a}x}} \quad (27)$$

O parâmetro ζ_b varia entre 0 e 1 e traduz a relação entre a força lateral máxima ($H_{m\acute{a}x}$) em relação à carga lateral última de referência (H_r), carga última da fundação, definida através de ensaios monotônicos e descrita na literatura como a carga lateral necessária para deslocar o topo da fundação em 10% do diâmetro externo ou rotação máxima da ordem de 4° (LeBlanc *et al.*, 2010; Klinkvort, 2012; Abadie, 2015; Kirkwood, 2015). Já o parâmetro ζ_c , correlaciona a carga lateral mínima ($H_{m\acute{i}n}$) e máxima ($H_{m\acute{a}x}$) aplicada durante o carregamento cíclico. Para $\zeta_c = 0$, a característica do carregamento é definida como unidirecional (*one-way loading*), enquanto para $\zeta_c = -1$ tem-se carregamento bidirecional (*two-way loading*). A Figura 26 apresenta características do carregamento cíclico em termos de seus parâmetros.

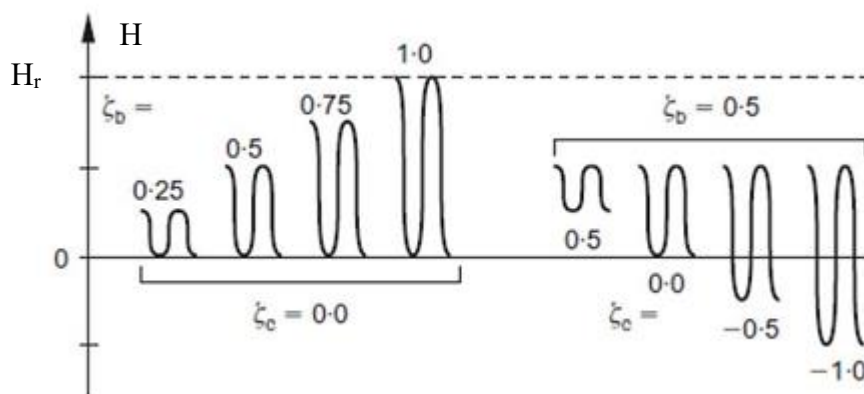


Figura 26 – Parâmetros ζ_b e ζ_c (Adaptado LeBlanc, 2010).

Em uma fundação submetida a carregamento lateral cíclico, dois fenômenos influenciam na interação solo-estrutura: um em profundidade e outro superficialmente. Na superfície, o fenômeno gera uma região de convecção, que pode ocorrer em ambas as faces do pilar (frontal e posterior) a depender da característica do carregamento, resultando na compactação do solo. Já o fenômeno que ocorre em profundidade, estudado por Kirkwood (2015), está relacionado ao efeito dilatante do solo. A rotação gerada pelo carregamento lateral ocasiona um rearranjo das partículas do solo em profundidade. A tendência de aumento de volume, em casos de efeito dilatante do solo, ocasionará aumento da tensão de confinamento no entorno da fundação, resultando em resposta mais rígida ao deslocamento lateral. À medida que são aplicados ciclos de carregamento, as partículas do solo no entorno do pilar são rearranjadas até que se atinja a condição de estado crítico. No entanto, à medida que ocorre o acúmulo de rotação na fundação, haverá redistribuição de tensões no meio e novas regiões de solo serão mobilizadas, apresentando novamente comportamento dilatante, mantendo o aumento da rigidez ao longo dos ciclos de carregamento.

3. Materiais e Métodos

Neste capítulo, serão apresentados os dados geotécnicos da areia quartzosa de São Francisco – RJ, essenciais para a compreensão do comportamento do solo e suas propriedades mecânicas. Em seguida, discute-se o modelo físico que servirá de base para a representação no modelo numérico, permitindo a simulação dos fenômenos observados. Por fim, abordam-se os aspectos gerais da modelagem numérica, incluindo a ferramenta computacional empregada, os modelos constitutivos, os parâmetros utilizados, as condições de contorno e as etapas de análise.

3.1 Dados Geotécnicos

Nesta pesquisa, utilizaram-se dados geotécnicos de ensaios da areia quartzosa da Praia de São Francisco em Niterói, no Estado do Rio de Janeiro, apresentados na dissertação de Gomes (2020), trabalho utilizado como referência para as modelagens físicas e numéricas com o tema de fundação de TEO na COPPE-UFRJ. A escolha da areia quartzosa deve-se às suas propriedades geomecânicas, que reproduzem de forma adequada as condições de solo em ambientes *offshore*, além de sua utilização na literatura, o que facilita a comparação e complementação dos resultados.

O solo estudado é um material com partículas incolores e amareladas, predominantemente arredondadas. Para a caracterização do material, Gomes (2020) realizou o peneiramento da amostra para retirada de matéria orgânica e finos e a exclusão de todas as partículas retidas na peneira #60 bem como todas as que passaram na peneira #200 da série ASTM 2487 (2017). O ensaio de Fluorescência de Raios X (FRX) indicou a composição química do material que possui majoritariamente dióxido de silício – SiO_2 (80,1%), óxido de alumínio – Al_2O_3 (13,1%) e óxido de potássio – K_2O (3,7%). A curva granulométrica obtida após o tratamento de limpeza e gradação do material indicou uma boa graduação.

Ensaio triaxiais tipo CID, executados em areia seca com densidade relativa de aproximadamente 80%, foram realizados para a definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Na pesquisa, foi utilizada uma densidade relativa igual a 80%, em virtude da necessidade de padronização de alguns parâmetros para

modelagem física de *monopile* em centrífuga geotécnica. Para a modelagem física e consequente modelagem numérica foram utilizados os resultados obtidos com a tensão confinante de 100kPa. Os principais parâmetros são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Propriedades da areia quartzosa (Adaptado de Gomes, 2020).

Parâmetro	Sigla	Unidade	Valor
Diâmetro médio dos grãos	D ₅₀	mm	0,18
Índice de vazios máximo	e _{máx}	-	0,915
Índice de vazios mínimo	e _{mín}	-	0,602
Peso específico máximo	γ _{máx}	kN/m ³	16,15
Peso específico mínimo	γ _{mín}	kN/m ³	13,51
Peso específico natural ⁽¹⁾	γ _n	kN/m ³	15,55
Índice de vazios ⁽¹⁾	e	-	0,667
Peso específico dos grãos ⁽¹⁾	G _s	-	2,638
Módulo de elasticidade secante ⁽²⁾	E _{sec50}	MPa	27,00
Módulo de elasticidade tangente ⁽²⁾	E ₀	MPa	40,10
Ângulo de atrito de pico ⁽²⁾	φ _p	°	40,60
Coefficiente de Poisson ⁽²⁾	ν	-	0,23

⁽¹⁾ Valores para DR=80%;

⁽²⁾ Valores para ensaios triaxiais CID com tensão confinante de 100kPa.

3.2 Modelos em Escala Reduzida

A utilização de modelos reduzidos tem sido uma prática comum na comunidade geotécnica para avaliar problemas de engenharia complexos devido à dificuldade ou a impossibilidade de se realizarem testes em escala real.

Nesse contexto, a modelagem centrífuga geotécnica é uma abordagem experimental rápida e de menor investimento, que permite estudar, por exemplo, o comportamento da interação solo-*monopile* em fundações de torres eólicas *offshore*. Ao se majorar a aceleração da gravidade no modelo, o teste em centrífuga replica níveis de tensão ao qual o protótipo estaria submetido no campo. Análises

semelhantes podem ser encontradas na literatura, como nos trabalhos de Klinkvort (2012), Kirkwood (2015), Barra (2020), Lemos (2024) e Gomes (2024).

Segundo Madabhushi (2014), o princípio básico da modelagem em centrífuga é testar um modelo em escala $1/N$ de um protótipo no campo gravitacional ampliado pelo mesmo fator geométrico (N) em relação ao campo gravitacional da Terra (referido como 1 g), conforme Figura 27.

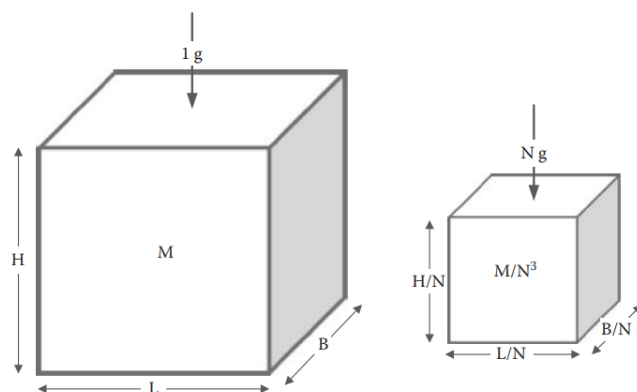


Figura 27 – Princípios da modelagem centrífuga (Madabhushi, 2014).

Os fatores de escala devem ser corretamente considerados em relação ao protótipo para a correta representação do modelo, conforme apresentado na Tabela 2. Eles são correspondências que relacionam o comportamento do modelo com o do protótipo. E são necessários para garantir a similaridade das tensões entre ambos. Essas relações podem ser deduzidas por meio de análise dimensional (Madabhushi, 2014).

Tabela 2 – Fatores de escala da modelagem centrífuga (Adaptado de Madabhushi, 2014).

Parâmetro	Leis de Escala (Modelo/Protótipo)	Unidade
Comprimento	$1/N$	m
Área	$1/N^2$	m^2
Volume	$1/N^3$	m^3
Massa	$1/N^3$	$Nm^{-1}s^2$
Tensão	1	Nm^{-2}

Parâmetro	Leis de Escala (Modelo/Protótipo)	Unidade
Deformação	1	-
Força	$1/N^2$	N
Momento fletor	$1/N^3$	Nm
Trabalho	$1/N^3$	Nm
Energia	$1/N^3$	J
Velocidade de Fluxo	N	ms^{-1}
Tempo (consolidação)	$1/N^2$	s
Tempo (dinâmico)	$1/N$	s
Frequência	N	s^{-1}
Deslocamento	$1/N$	m
Velocidade	1	$\text{m}^{\text{s}^{-1}}$
Aceleração	N	$\text{m}^{\text{s}^{-2}}$

Uma das grandes vantagens de se utilizar a modelagem centrífuga geotécnica reside na capacidade de se avaliarem corretamente os mecanismos de falha, devido à correta representação do estado de tensão-deformação. Entretanto, apesar das vantagens, a modelagem em centrífuga também apresenta algumas limitações que devem ser bem compreendidas para que não existam interferências nas análises subsequentes com os resultados obtidos (Madabhushi, 2014). São eles, a variação da tensão vertical ao longo do modelo e o efeito de escala dos grãos de solo.

O campo gravitacional da Terra é constante com a profundidade, diferente do que ocorre na centrífuga. Uma pequena variação do raio de rotação altera seu campo gravitacional. Desse modo, inevitavelmente haverá diferença entre modelo e o protótipo, visto que a tensão vertical cresce linearmente para o protótipo enquanto no modelo o crescimento é não-linear, variando com o quadrado da aceleração radial aplicada na centrífuga.

Nas regiões superficiais, o modelo apresenta um nível de tensão vertical menor, enquanto em regiões mais profundas ocorre o inverso. Para minimizar essa

diferença, é considerado que a similaridade de tensão vertical entre o modelo e o protótipo deve ocorrer a uma profundidade correspondente a $2/3$ da altura do modelo. Nesse contexto, a diferença máxima e mínima de tensão vertical entre o modelo e o protótipo é da ordem de 3%, valor que pode ser desconsiderado para fins práticos (Madabhushi, 2014).

Um ponto normalmente criticado na modelagem centrífuga é que o tamanho dos grãos de solo não é reduzido ao mesmo fator N que as demais dimensões do modelo (Barra, 2020). Madabhushi (2014), mostra que ao aplicar fator de escala sobre o tamanho dos grãos pode incorrer em alteração do seu comportamento constitutivo. Por outro lado, o uso do mesmo solo em escala de modelo e protótipo, sem a utilização das devidas considerações, pode influenciar negativamente na avaliação do comportamento de interação solo-estrutura. Klinkvort (2012) realizou uma análise paramétrica de *monopile* imerso em areia e concluiu que, para relações entre o diâmetro externo do modelo e o tamanho médio dos grãos do solo (d_{50}) superiores a 88, o efeito de escala dos grãos pode ser desconsiderado.

3.2.1 Modelagem Centrífuga

Os ensaios físicos utilizados neste estudo para a verificação da modelagem numérica foram realizados por Gomes (2024) com o objetivo de investigar o comportamento de uma fundação de TEO do tipo *monopile*. Eles foram conduzidos utilizando uma centrífuga geotécnica de braço, localizada no Laboratório Multiusuário em Modelagem Centrífuga (LM²C) na COPPE – UFRJ.

O procedimento experimental consistiu na preparação de amostras de areia quartzosa, previamente caracterizadas no estudo de Gomes (2020), cujas propriedades estão apresentadas na Tabela 1 desta dissertação. As amostras foram preparadas por meio do processo de pluviação, com o objetivo de alcançar uma densidade relativa (DR) da ordem de 80%.

O fator de aceleração gravitacional (N) aplicado ao modelo foi de 100g, e representava em uma escala de protótipo 1:2 uma fundação de torre eólica *offshore* tipo *monopile* com diâmetro 1,94m e comprimento cravado de 10m para uma torre eólica de 3,5MW.

A representação do *monopile* no modelo físico, foi realizada a partir da utilização de um elemento circular fabricado em liga de alumínio, cujas dimensões e propriedades estão apresentadas na Tabela 3. Os valores foram definidos com base em recomendações da literatura para evitar efeitos de bordo, estimados em aproximadamente 3,3D (Kirkwood, 2015), além de minimizar efeitos de escala durante o teste experimental, garantindo a adequada representação da rigidez relativa da fundação.

Tabela 3 – Propriedades geométrica e mecânica do tubo circular em escala de modelo e protótipo (N=100) (Adaptado Gomes, 2024).

Parâmetro	Sigla	Modelo		Protótipo	
		Unidade	Valor	Unidade	Valor
Diâmetro Externo	D _{ext}	mm	19,40	m	1,94
Espessura da Parede	t	mm	1,61	m	0,16
Diâmetro Interno	D _{int}	mm	16,19	m	1,62
Módulo de Elasticidade	E _p	GPa	70	GPa	70
Momento de Inércia	I _p	mm ⁴	3580,4	m ⁴	0,36
Rigidez	E _p I _p	kN.m ²	0,25	GN.m ²	25,06

O aparato experimental contou com um sistema de aquisição de dados composto por seis *strain gauges*, dois sensores laser, um atuador e uma célula de carga, conforme apresentados na Figura 28 e na Tabela 4.

Gomes (2024) realizou uma adequação da cesta da centrífuga geotécnica para representar o estado triaxial do problema. Em seguida, prosseguiu com a cravação do modelo no solo com um atuador vertical em gravidade de 1g. Substituído o atuador vertical pelo horizontal, foram realizados três ensaios monotônicos com a aplicação da aceleração radial na centrífuga igual a 100g. Para isso, utilizou-se o conceito de deslocamento controlado, sendo a força obtida por correspondência. Os parâmetros dos testes monotônicos são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Parâmetros dos testes monotônicos (Adaptado, Gomes, 2024).

Teste	DR (%)	Velocidade (mm/s)		Desloc. Horizontal (mm)
		Cravação	Desloc.	
MD-1	81	1,0	0,32	20
MD-2	81	1,0	0,32	20
MD-3	80	1,0	0,32	20

Durante os ensaios, foram monitorados os deslocamentos nas posições do laser inferior e superior, bem como nos extensômetros. Além disso, foram medidos o esforço cortante e o momento fletor utilizando os dados obtidos dos extensômetros. Esses dados serviram como base para a validação dos modelos numéricos desenvolvidos no Capítulo 4 deste trabalho.

3.3 Modelagem Numérica

A modelagem numérica, na forma de método de elementos finitos (MEF), é uma técnica utilizada na resolução de problemas complexos de engenharia. Consiste na divisão de uma região em unidades discretas que são interligadas por nós. A metodologia permite uma compreensão precisa sobre o comportamento de cada parte do problema, ao subdividi-lo em elementos menores, cujas soluções matemáticas são conhecidas.

O MEF pode ser amplamente utilizado em projetos da engenharia geotécnica, como na análise de fundações de torres eólicas *offshore* (Madabhushi, 2014). Embora o método p-y ainda seja indicado nas principais normativas como API e DNV, é considerado limitado para o projeto de *monopiles* para TEO.

As limitações do método têm motivado o desenvolvimento de diversos projetos de pesquisa como é o caso do PISA (*Pile-Soil Analysis*), liderado pela indústria e administrado pelo *Offshore Wind Accelerator* da *Carbon Trust*, envolvendo diversos parceiros desenvolvedores de parques eólicos europeus, que juntos são responsáveis pela maioria da capacidade instalada de energia eólica *offshore* na Europa. O trabalho científico foi realizado por um grupo liderado pela Universidade de *Oxford*, em colaboração com o *Imperial College London* e a *University College Dublin*.

O projeto envolveu uma série de atividades interconectadas como: (a) investigação do local e caracterização do solo (Zdravkovic *et al.*, 2020a); (b) modelagem numérica, utilizando análise sofisticada de elementos finitos tridimensionais (Taborda *et al.*, 2020; Zdravkovic *et al.*, 2020b); (c) desenvolvimentos teóricos, incluindo procedimentos de projeto simplificados (Burd *et al.*, 2020b, 2020c; Byrne *et al.*, 2020b); e (d) uma campanha abrangente de testes de campo em estacas de médio porte para validar os novos métodos de projeto (Burd *et al.*, 2020a; Byrne *et al.*, 2020a; McAdam *et al.*, 2020). A Tabela 6, apresenta as principais conclusões sobre as modelagens numéricas realizadas no PISA.

Tabela 6 – Resumo dos resultados de modelagem numérica 3D.

Autor	Software	Material	Tipo de Carregamento	Escopo da Análise	Tipo de Análise	Modelo constitutivo	Parâmetros da Estaca	Parâmetros Geotécnicos do Solo	Conclusões
Taborda et al.	<i>Imperial College Finite Element Program</i>	Areia	Carregamento lateral monotônico	Avaliação da interação solo-estrutura de estacas carregadas lateralmente instaladas em Dunkirk.	Drenada	<i>State parameter-based bounding surface plasticity model.</i>	$E=200\text{GPa};$ $\nu=0,3$	$g_{\text{sat}}=17,1$ kN/m^3 ; $g_{\text{sub}}=19,9$ kN/m^3 ; $c'=0$ kPa; $K_0=0,4$; $e_0=0,628$	As análises 3D alcançaram uma precisão média para a resposta última de 81%, enquanto para pequenos deslocamentos de 72%. Conseguiu prever com boa precisão a forma defletida da estaca, embora tenha superestimado ligeiramente a profundidade do ponto de rotação e o deslocamento na sua base.
Zdravkovic et al.	<i>Imperial College Finite Element Program</i>	Argila	Carregamento lateral monotônico	Previsão da resposta à carga lateral de quatro estacas distintas instaladas em Cowden.	Drenada	<i>Cam Clay</i> modificado estendido com uma superfície não linear de Hvorslev, uma forma generalizada das superfícies de limite e potencial plástico no plano desviatório e uma variação não linear do módulo de cisalhamento elástico, dependente tanto dos níveis de tensão quanto de deformação.	$E=200\text{GPa};$ $\nu=0,3$	$X=0,548,$ $Y=0,698,$ $Z=0,100;$ $\alpha=0,25,$ $n=0,40;$ $\beta=0,20,$ $m=1;$ $\nu_1=2,20,$ $\lambda=0,115;$ $k=0,021;$ $G_0=110\text{MPa},$ $p'_{\text{ref}}=100\text{kPa};$ $a=9,78 \times 10^{-5},$ $b=0,987,$ $R_{G,\text{min}}=0,05$	A estreita concordância entre as respostas previstas e medidas comprovou que o novo método de design do tipo Winkler para estacas carregadas lateralmente poderia ser derivado diretamente de modelagem FE avançada e específica do local.

É sabido que a modelagem numérica utilizando o MEF permite avaliar o comportamento solo-estrutura sob diversas condições de carregamento, visualizar a malha deformada, fornecendo uma visão geral do mecanismo de falha e dos contornos de tensão, ainda, permite lidar facilmente com geometrias complexas e realizar modelagens tridimensionais, além de permitir a utilização de modelos constitutivos complexos, que capturam o comportamento não linear do solo sob eventos de carregamento extremo. Por fim, uma outra vantagem está na facilidade em realizarem estudos paramétricos, o que permite estabelecer a sensibilidade e a influência de cada parâmetro no desempenho do sistema (Madabhushi, 2014).

A acurácia da modelagem pelo MEF está relacionada tanto à discretização do que se pretende analisar quanto ao tipo de modelo constitutivo escolhido para simular o problema. Em problemas geotécnicos, deve-se ter uma atenção especial ao modelo constitutivo utilizado para simular o comportamento do solo, pois uma escolha equivocada pode levar a resultados não condizentes com a realidade.

Desta forma, a pesquisa teve por objetivo utilizar a modelagem numérica no programa *Plaxis 3D* da *Bentley Systems* para prever o comportamento de estacas submetidas a carregamentos laterais monotônicos, empregando a modelagem física como meio de verificação do modelo numérico, através da comparação numérico *versus* experimental.

3.3.1 *Plaxis 3D*

O *Plaxis 3D* é um programa de elementos finitos destinado à análise tridimensional de tensões e deformações em solos que requerem modelos constitutivos avançados e carregamentos dependentes do tempo.

A estrutura do programa é subdividida em três, sendo elas:

- a. Entrada de dados (*Input*): Primeira etapa do processo de modelagem, onde se identifica a geometria do problema, a disposição dos elementos, propriedades dos materiais e seus modelos constitutivos, além das condições de contorno.
- b. Cálculo (*Calculate*): Nesta fase, são definidas as fases de carregamento, que permitem simular de forma precisa a evolução construtiva de uma obra ou

uma sequência de eventos que o material sofreu. Elas podem ser divididas em plástica, adensamento, determinação do fator de segurança, análise dinâmica, fluxo-deformação totalmente acoplado e dinâmica com consolidação.

- c. Saída (*Output*): Etapa em que são obtidos os resultados, englobam tensões, deformações, deslocamentos e pontos de plastificação. Nesta etapa é apresentada a malha deformada, além de ser possível gerar gráficos e tabelas referentes a pontos previamente selecionados. Os resultados englobam força-deslocamento, tensão-deformação, trajetórias de tensões, etc.

3.3.2 Modelo Constitutivo de *Mohr Coulomb*

O modelo de *Mohr-Coulomb* (MC) é um modelo simples e bem conhecido de comportamento linear elástico perfeitamente plástico, que pode ser usado como uma primeira aproximação do comportamento de um solo. A parte linear elástica do modelo é baseada na lei da elasticidade isotrópica de *Hooke*. A parte perfeitamente plástica é baseada no critério de falha de *Mohr-Coulomb*, formulado em um contexto de plasticidade não associada (*Bentley Systems*, 2023).

A plasticidade em materiais ocorre quando a tensão aplicada excede o limite de escoamento do material, levando a deformações permanentes. Para avaliar se o material está no regime plástico ou no regime elástico, é utilizada a função de escoamento f , dependente das tensões e deformações no material. Essa função define uma "superfície de escoamento" no espaço das tensões principais, que delimita a transição entre o comportamento elástico e o plástico. Quando a tensão em um ponto no material está dentro dessa superfície, o comportamento é elástico, significando que qualquer deformação resultante é reversível. No entanto, quando a tensão atinge a superfície de escoamento ($f=0$), o material começa a se comportar plasticamente, e as deformações resultantes se tornam irreversíveis.

O princípio básico de um modelo elasto-plástico é que as deformações podem ser decompostas em uma parte elástica e uma parte plástica, conforme apresentado na Equação (28):

$$\varepsilon = \varepsilon_p + \varepsilon_e \quad (28)$$

A Lei de *Hooke* pode ser reescrita substituindo a Equação (29), resultando em:

$$\sigma' = E \times \varepsilon_e = E \times (\varepsilon - \varepsilon_p) \quad (29)$$

Isso mostra que a tensão efetiva depende da deformação total, menos a parte de deformação plástica.

Em modelos como o de *Mohr Coulomb*, existe uma tendência a superestimar a dilatância, além da função de escoamento propriamente dita, é necessário introduzir uma função de potencial plástico g , que define a direção da deformação plástica, melhorando a precisão da previsão do comportamento do material, apresentada na Equação (30).

$$\varepsilon_p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad (30)$$

Onde, λ é o multiplicador plástico, que controla a magnitude da deformação plástica. Para um comportamento puramente elástico, λ é zero, enquanto no caso de comportamento plástico, λ é positivo.

Esses conceitos juntos formam a base do comportamento elasto-plástico, Figura 29, onde a deformação do material é analisada em termos de suas partes elásticas e plásticas, permitindo uma modelagem mais precisa de como os materiais reagem a diferentes condições de carga.

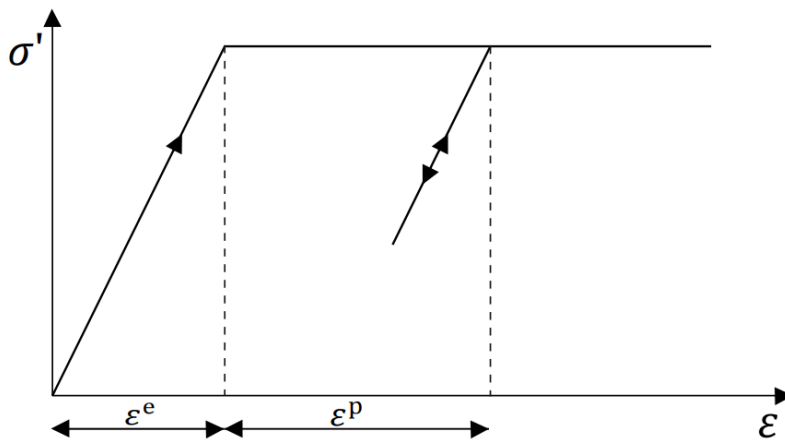


Figura 29 – Modelo elástico perfeitamente plástico (*Bentley Systems*, 2023).

A condição de escoamento de *Mohr-Coulomb* é uma extensão da lei *Coulomb* para estados gerais de tensão e consiste em seis funções de escoamento, derivadas da Equação (31), quando formulada em termos de tensões principais:

$$f_{ij} = \frac{(\sigma'_i - \sigma'_j)}{2} + \frac{(\sigma'_i + \sigma'_j)}{2} \times \sin(\varphi) - c \times \cos(\varphi) \leq 0 \quad (31)$$

Onde: $i, j \in \{1, 2, 3\}$; σ'_i e σ'_j são as tensões principais efetivas (com $i \neq j$); φ é o ângulo de atrito interno do solo e c é a coesão do solo.

A condição $f=0$ para todas as funções de escoamento juntas representa um cone de base hexagonal fixo no espaço de tensões principais, conforme apresentado na Figura 30.

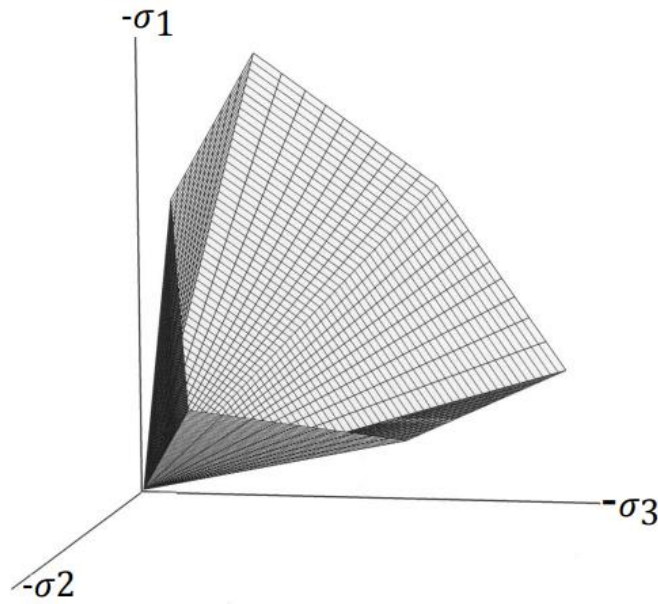


Figura 30 – Superfície de escoamento de *Mohr-Coulomb* no espaço de tensões principais com coesão nula (*Bentley Systems*, 2023).

Além das funções de escoamento, seis funções de potencial plástico são definidas, derivadas da Equação (32), para o modelo de *Mohr-Coulomb*:

$$g_{ij} = \frac{(\sigma'_i - \sigma'_j)}{2} + \frac{(\sigma'_i + \sigma'_j)}{2} \times \sin(\psi) \leq 0 \quad (32)$$

Onde: $i, j \in \{1, 2, 3\}$; σ'_i e σ'_j são as tensões principais efetivas (com $i \neq j$) e ψ é o ângulo de dilatância do solo.

O ângulo de dilatância é necessário para modelar incrementos positivos de deformação volumétrica plástica.

O modelo *Mohr-Coulomb* combina o comportamento elástico linear com uma falha plástica perfeitamente definida. Portanto, além dos parâmetros de plasticidade c , ϕ e ψ é necessário fornecer dados sobre o módulo de Young elástico (E) e o coeficiente de Poisson (ν). No programa numérico, há uma transição abrupta entre os dois comportamentos, o que pode fornecer resultados mais precisos. Além disso, apesar do solo não suportar tensões de tração significativas, o *Plaxis* oferece a opção de implementar o *tension cut-off* que permite modelar essa condição, garantindo uma representação mais fiel.

3.3.3 Modelo Constitutivo *Hardening Soil*

O modelo *Hardening Soil* (HS) é um modelo avançado que simula o comportamento de diferentes tipos de solo. Ao contrário do modelo elástico, a superfície de escoamento do modelo plástico não é fixa no espaço das tensões, podendo se expandir com a deformação. Em ensaios triaxiais drenados, a relação observada entre a deformação axial e a tensão desviadora dos solos pode ser bem aproximada por uma hipérbole. No entanto, o *Hardening Soil* supera esse modelo por utilizar da teoria da plasticidade no lugar da teoria da elasticidade, incluindo a dilatância do solo e, introduzindo um limite de deformação.

Assim como no modelo de *Mohr-Coulomb*, os estados limites de tensão são descritos por meio do ângulo de atrito, ϕ , da coesão, c , e do ângulo de dilatância, ψ . No entanto, a rigidez do solo é descrita de forma muito mais precisa usando três rigidezes de entrada diferentes: a rigidez de carregamento triaxial, E_{50} , a rigidez de descarregamento triaxial, E_{ur} , e a rigidez de carregamento do edômetro, E_{oed} (*Bentley Systems*, 2023). Além disso, considera a dependência da rigidez em relação à tensão, onde todas as rigidezes aumentam com a pressão (todos os três valores de entrada estão relacionados a uma tensão de referência de 100 kPa).

As principais características desse modelo são:

- Rigidez do solo dependente da tensão de acordo com uma lei de potência: Parâmetro de entrada m ;
- Deformação plástica devido à tensão desviadora: Parâmetro de entrada E_{50}^{ref} ;
- Deformação plástica devido à compressão primária: Parâmetro de entrada E_{oed}^{ref} ;
- Descarregamento/recarregamento elástico: Parâmetro de entrada E_{ur}^{ref} e v_{ur}^{ref} ;
- Ruptura de acordo com o critério de *Mohr Coulomb*: Parâmetros c , ϕ e ψ .

A ideia básica por trás da formulação do modelo é a relação hiperbólica entre a deformação vertical (ε_1) e a tensão desviadora (q) em condições de carregamento primário triaxial. O modelo assume que a curva tensão-deformação para um teste triaxial drenado é expresso pela Equação (33). Essa função descreve como o solo cede progressivamente até atingir uma tensão de pico.

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \times \frac{q}{\left(1 - \frac{q}{q_a}\right)} \quad (33)$$

Onde: q_a é o valor assintótico da tensão de cisalhamento; E_i é a rigidez inicial do solo e q_f é a tensão desviadora máxima.

A relação entre q_f e q_a é dada pela razão de falha R_f que deve ser menor ou igual a 1. No *Plaxis*, o valor padrão de entrada de R_f é igual a 0,9.

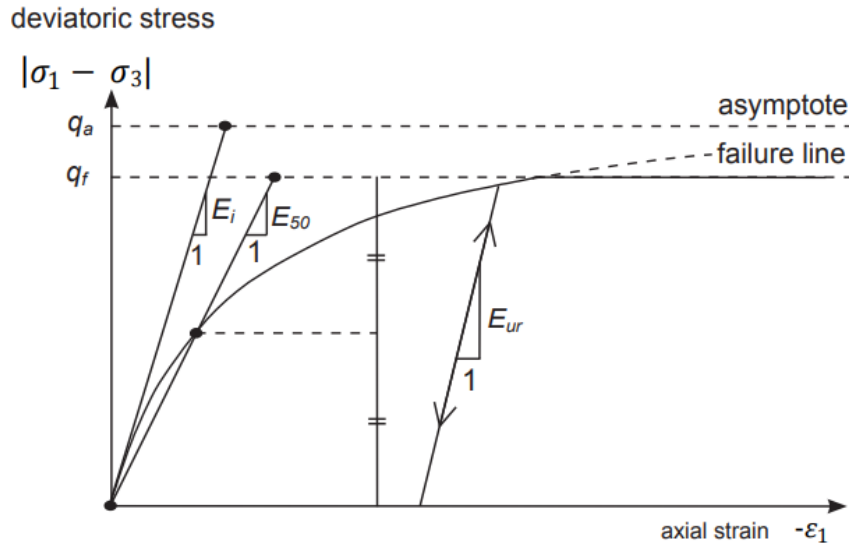


Figura 31 – Relação hiperbólica tensão-deformação em carregamento primário para um teste triaxial drenado padrão (Bentley Systems, 2023).

Para condições triaxiais, a função de ruptura para o modelo *Hardening Soil* é fornecida pela Equação (34):

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (34)$$

Onde: $\bar{f}$ é função da tensão e γ^p é função das deformações plásticas.

Para um valor constante do parâmetro de endurecimento γ^p , a condição de ruptura pode ser visualizada no plano $p'-q$ por meio de um *locus* de ruptura. A forma irá depender do valor do expoente m . Para $m=1$ as linhas são retas, enquanto valores menores de m produzem *locus* ligeiramente curvados, conforme apresentado na Figura 32.

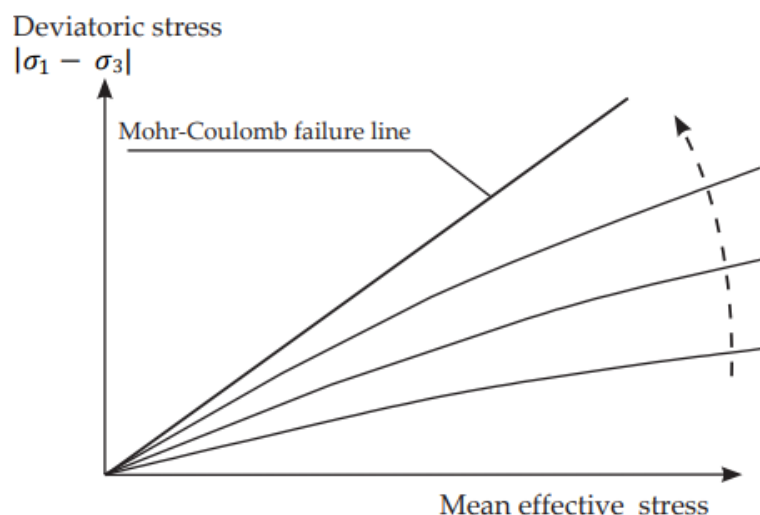


Figura 32 – *Locus* de ruptura sucessivos para vários valores constantes do parâmetro de endurecimento γ^p (Bentley Systems, 2023).

Após apresentar uma relação para a deformação plástica por cisalhamento, γ^p , a atenção agora se volta para a deformação volumétrica plástica, ε_{vp} . A teoria de tensão-dilatância de Rowe (1962), adaptada e explicada por Schanz & Vermeer (1966), descreve como o material se comporta sob diferentes razões de tensão, afetando sua dilatação e contração. O ângulo de dilatação mobilizado, ψ_m , é calculado com base no ângulo de atrito mobilizado (ϕ_m) e o ângulo de estado crítico de estado (ϕ_c), conforme Figura 33. A teoria estabelece que o material contrai para razões de tensão pequenas ($\phi_m < \phi_c$) e dilata para razões de tensão altas ($\phi_m > \phi_c$).

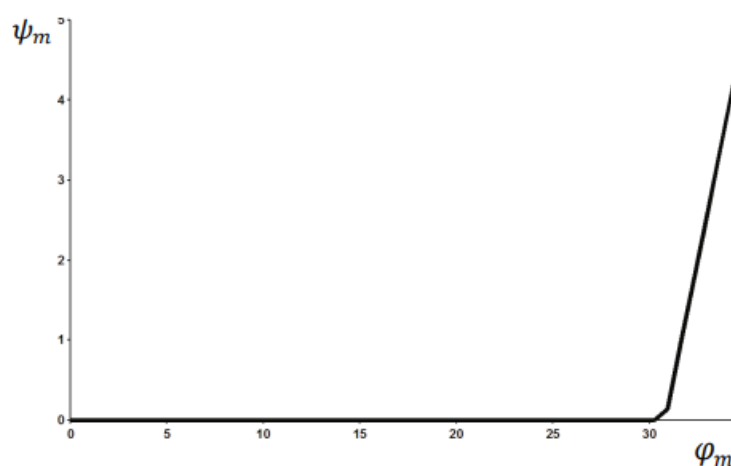


Figura 33 – Gráfico do ângulo de dilatância mobilizado ψ_m e do ângulo de atrito mobilizado ϕ_m para o *Hardening Soil* (Bentley Systems, 2023).

O *Plaxis* calcula automaticamente o ângulo crítico de estado (ϕ_c) com base nos ângulos de atrito e dilatância no pico, evitando a necessidade de especificar. O processo de endurecimento por cisalhamento continua até que a resistência ao cisalhamento máxima, conforme o critério de falha de *Mohr-Coulomb*, seja alcançada (*Bentley Systems*, 2023).

Apesar do *Hardening Soil* ser um modelo avançado, ele ainda possui algumas limitações, como a incapacidade de representar plenamente as características do comportamento real de solos, como o amolecimento devido à dilatância e os efeitos de descolamento. Além disso, o modelo não diferencia a elevada rigidez em pequenas deformações da rigidez reduzida em níveis maiores de deformação, exigindo que o usuário selecione as informações mais adequadas com base na deformação predominante na aplicação. Por último, mas não menos importante, o uso do modelo de *Hardening Soil* geralmente resulta em tempos de cálculo mais longos.

3.3.4 Concepção dos Modelos Numéricos

O escopo da análise envolveu o desenvolvimento de modelos numéricos em elementos finitos tridimensionais (3D) no software *Plaxis 3D Ultimate*. Buscou-se prever a resposta do *monopile* em areia quartzosa, submetido a carregamento lateral monotônico.

As análises foram conduzidas nas dimensões do modelo físico com a correta representação da gravidade a partir do parâmetro ΣM_{weight} . A escolha de realizar os cálculos na escala do modelo físico, em vez da escala do protótipo, é justificada principalmente pela necessidade de compatibilizar os resultados numéricos com os dados experimentais, facilitando a comparação e validação dos modelos numéricos com os resultados obtidos no laboratório.

Foram realizadas duas modelagens distintas: uma completa, com solo e estaca tridimensionais – Modelo Numérico 1 (MN-1); e outra também tridimensional modelando apenas metade do problema devido à existência de um plano de simetria, o que possibilitou a economia de tempo de processamento do software – Modelo Numérico 2 (MN-2). Para todas, foram adotados elementos tetraédricos de

10 nós para constituir a malha de elementos finitos, o que permitiu que o modelo capturasse variações do comportamento da estaca.

A modelagem foi realizada incorporando a geometria do tipo *monopile*, aspectos geotécnicos da areia quartzosa, características estruturais da fundação como dimensões e rigidez, bem como a representação da interação solo-estrutura que foi realizada por meio de elementos de interface modelados com propriedades de solo similares às da areia quartzosa. O modelo constitutivo empregado para a camada de areia, como primeira aproximação, foi o de *Mohr Coulomb* e a seguir o *Hardening Soil*.

A calibração do modelo numérico foi conduzida com base em dados experimentais de ensaios triaxiais, enquanto sua validação utilizou resultados provenientes de modelagem em centrífuga geotécnica. Esse processo permitiu identificar as limitações dos modelos desenvolvidos. Adicionalmente, uma análise paramétrica foi realizada utilizando o modelo constitutivo de *Hardening Soil*, com o objetivo de avaliar a influência dos parâmetros de resistência (φ) e rigidez (E_{50}^{ref}) no comportamento do *monopile*.

3.3.4.1 Geometria do Modelo Numérico

Foi desenvolvido um modelo numérico completo em 3D apresentado na Figura 34. Adicionalmente, devido à simetria do problema, foi criada uma segunda modelagem, utilizando apenas metade da geometria, com o objetivo de otimizar os recursos computacionais sem comprometer a precisão dos resultados, Figura 35.

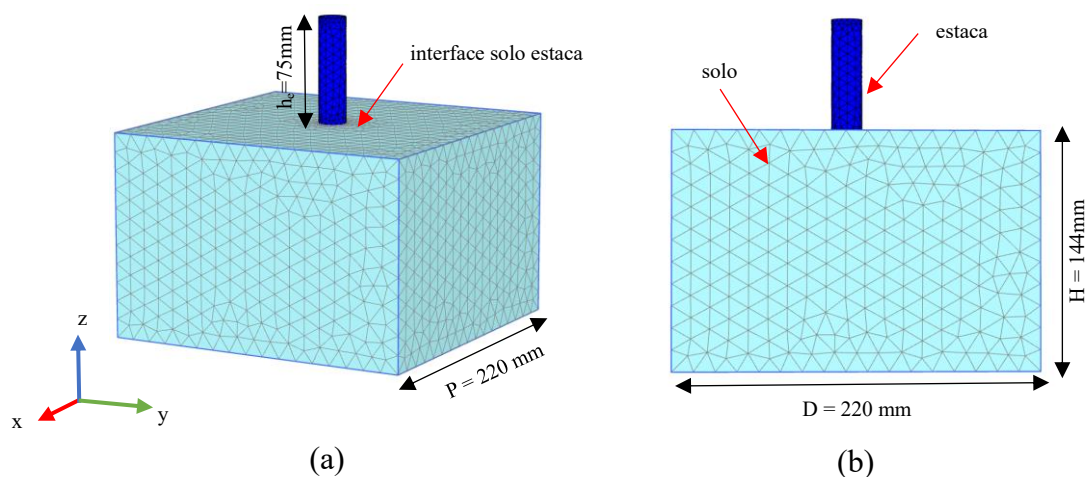


Figura 34 – MN-1 (a) Vista geral do modelo numérico e (b) malha e dimensões do solo.

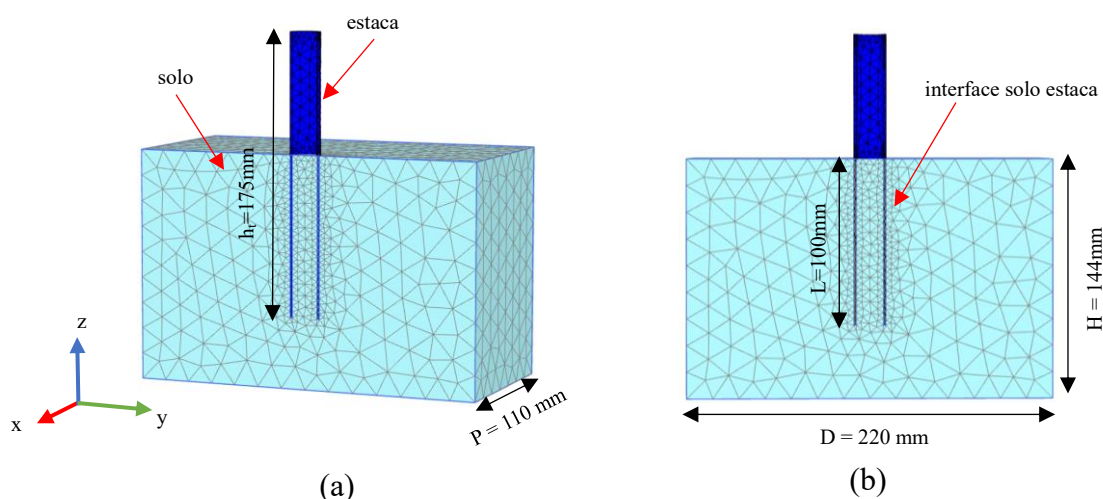


Figura 35 – MN-2 (a) Vista geral do modelo numérico e (b) malha e dimensões do solo.

As geometrias foram iniciadas no programa a partir da importação do contorno de solo de um arquivo DXF gerado no AutoCAD. Para a representação do *monopile*, utilizou-se o recurso de policurva (*create polycurve*), que foi subsequentemente extrudada (*extrude object*) para gerar uma superfície. Esta superfície foi então duplicada para criar a espessura necessária da estaca, sendo atribuída ao elemento estrutural de placa (*plates*). A utilização desses elementos para as paredes das estacas é justificada pela necessidade de representar de forma adequada as características estruturais dessas fundações, que possuem paredes finas quando comparadas ao seu diâmetro e comprimento. Além disso, interfaces foram criadas

entre o solo e as superfícies internas e externas da estaca (*create interfaces*). Esse recurso presente no *Plaxis 3D* permite a criação de elementos que representam o contato entre o solo e a superfície de uma estrutura, com o objetivo de capturar os efeitos de interação entre eles. Sendo possível definir um modelo constitutivo e parâmetros relevantes, como o ângulo de atrito de interface e coesão.

O domínio dos modelos, incluindo suas extensões laterais, profundidades e alturas, além das dimensões do *monopile* foram definidas de acordo com a modelagem física na centrífuga geotécnica e estão resumidas na Tabela 7.

Tabela 7 – Dimensões dos modelos numéricos.

Dimensões do Modelo	Sigla	Unidade	Valores
Extensão lateral	D	mm	220
Profundidade	P	mm	220 / 110
Altura de solo	H	mm	144
Altura do <i>monopile</i>	h_t	mm	175
Trecho imerso em solo	L	mm	100
Trecho acima do solo	h_e	mm	75
Diâmetro Externo	D_{ext}	mm	19,40
Espessura da Parede	t	mm	1,61

3.3.4.2 Propriedades dos Materiais e Modelos Constitutivos

As propriedades assumidas para o *monopile* nos modelos desenvolvidos estão apresentadas na Tabela 8, para o peso específico foi adotado o valor da liga de alumínio, material utilizado na modelagem centrífuga.

Tabela 8 – Parâmetros assumidos para o *monopile*.

Parâmetro	Sigla	Unidade	Valores
Peso específico	γ	kN/m ³	2,70
Módulo de Elasticidade	E_p	GPa	70
Momento de Inércia	I_p	mm ⁴	3580,4
Rigidez	$E_p I_p$	kN.m ²	0,25

O comportamento da interação solo-estaca foi reproduzido a partir da criação de interfaces internas e externas ao *monopile* nos modelos. Os elementos de interface foram modelados utilizando o modelo constitutivo de *Mohr Coulomb* com propriedades de solo similares às da areia quartzosa, adotando uma redução do ângulo de atrito da parede, definido como $\delta = 2/3\varphi$, sendo φ o ângulo de atrito interno do solo. Esses parâmetros são apresentados na Tabela 9. O comportamento do solo foi modelado, como primeira aproximação, utilizando o modelo constitutivo linear elástico perfeitamente plástico de *Mohr Coulomb* e a seguir com o modelo constitutivo não linear avançado *Hardening Soil*, pois este leva em consideração a mudança de rigidez do solo de acordo com o seu estado de tensões. Os valores adotados também estão apresentados na Tabela 9.

O solo utilizado para modelagem era arenoso e não coesivo. Para evitar complicações nos cálculos, adotou-se um valor de coesão igual a 0,1 kPa como parâmetro de entrada nos modelos do *Plaxis 3D*.

Tabela 9 – Parâmetros assumidos para areia quartzosa.

Parâmetro de Entrada no Software	Sigla	Unidade	Solo		
			Areia	Areia	Interface
Modelo Constitutivo	–	–	MC	HS	MC
Peso Específico não Saturado	γ_{unsat}	kN/m ³	15,90	15,90	15,90
Peso Específico Saturado	γ_{sat}	kN/m ³	19,88	19,88	19,88

Parâmetro de Entrada no Software	Sigla	Unidade	Solo		
			Areia	Areia	Interface
Índice de Vazios Inicial	e_{ini}	—	0,66	0,66	0,66
Porosidade Inicial	n_{ini}	—	0,40	0,40	0,40
Módulo de Elasticidade	E_{ref}	MPa	27,00	—	27,00
Coeficiente de Poisson	ν	—	0,23	—	0,23
Ângulo de Atrito de Pico	φ	°	40,60	40,60	27,00
Coesão	c'	kPa	0,10	0,10	0,10
Módulo de Elasticidade Secante	E_{50}^{ref}	MPa	—	21,00	—
Módulo de Elasticidade Tangente	E_{oed}^{ref}	MPa	—	21,00	—
Módulo de Elasticidade de Descar. e Recarreg.	E_{ur}^{ref}	MPa	—	63,00	—
Módulo de Young de Descar. e Recarreg.	ν_{ur}	—	—	0,20	—
Dilatância	ψ	°	—	10,60	—
Tensão de Referência da Rigidez	p^{ref}	kPa	—	100,00	—
Razão de Falha	R_f	—	—	0,81	—
Potência de Dependência da Rigidez em Relação a Tensão	m	—	—	0,50	—

3.3.4.2.1 Justificativas e Validação dos Parâmetros

Os parâmetros de peso específico não saturado (γ_{unsat}), peso específico saturado (γ_{sat}) e porosidade inicial (n_i) para entrada nos dois modelos foram calculados a partir das formulações de índices físicos apresentadas nas Equações (35), (36) e

(37) utilizando os valores de índice de vazios inicial (e_i) e de peso específico dos grãos (γ_s) fornecidos por Gomes (2020).

$$\gamma_{unsat} = \frac{\gamma_s}{1 + e_i} \quad (35)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e_i \times \gamma_w}{1 + e_i} \quad (36)$$

$$n_i = \frac{e_i}{1 + e_i} \quad (37)$$

Os parâmetros de resistência c' e ϕ e o coeficiente de Poisson foram definidos a partir dos ensaios triaxiais drenados (CD) da dissertação de Gomes (2020) com tensão confinante de referência de 100 kPa. Para o modelo *Mohr Coulomb*, utilizou-se o valor de módulo de elasticidade secante para representar o comportamento médio ao longo do intervalo de deformações.

Para os parâmetros utilizados na modelagem com o *Hardening Soil* optou-se, por simplificação, tomar $E_{50}^{ref} = E_{50}$ para a areia quartzosa. Manteve-se a tensão de referência da rigidez (p^{ref}) com o valor padrão de 100 kPa do software. Para os valores de E_{ur}^{ref} , E_{oed}^{ref} e R_f utilizou-se preliminarmente os valores médios sugeridos como configurações padrão do programa $E_{ur}^{ref} \approx 3E_{50}^{ref}$, $E_{oed}^{ref} \approx E_{50}^{ref}$ e $R_f=0,90$. O valor de parâmetro de potência (m) foi definido como 0,50, seguindo o apresentado em Janbu (1963 *apud Bentley Systems*, 2023). Por fim, para o parâmetro v_{ur} adotou-se o valor de 0,2, que é um valor condizente para areias, de um modo geral.

Após uma análise inicial no *software*, os parâmetros estimados para o *Hardening Soil* foram calibrados utilizando a ferramenta *Soil Test* do *Plaxis 3D*. Essa ferramenta permite avaliar o desempenho dos parâmetros de modelos constitutivos de materiais com base em dados de ensaios laboratoriais de solos, bem como em condições arbitrárias de tensão-deformação. Com isso, foi possível comparar a resposta do modelo adotado aos dados experimentais do ensaio triaxial adensado drenado realizado por Gomes (2020), permitindo avaliar a precisão com que o comportamento do solo é representado pelo modelo que está sendo utilizado.

Após a primeira simulação, apresentada na Figura 36 e cujos dados então organizados na Tabela 10, observou-se que, embora as duas curvas de tensão-deformação sigam um comportamento semelhante, há pequenas diferenças que merecem destaque. A curva do modelo indicou uma maior inclinação inicial, sugerindo que a rigidez possa ter sido superestimada. Ainda, apesar dos valores de tensão de pico serem próximos em ambas as curvas, a curva do ensaio triaxial atingiu o pico antes.

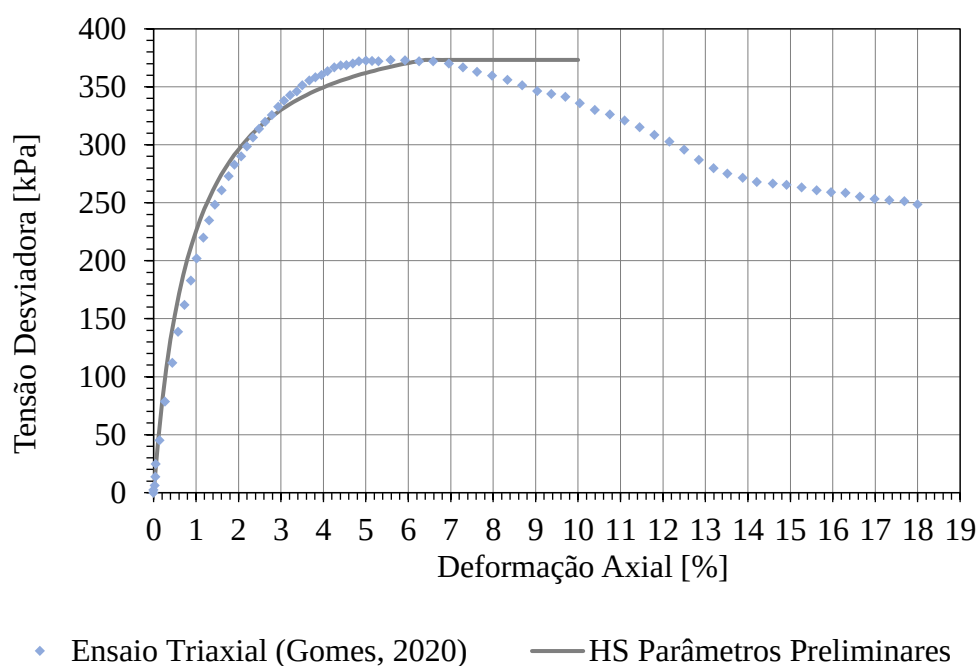


Figura 36 – Comparação entre Curvas Tensão Deformação: Ensaio Triaxial Drenado (Gomes, 2020) vs. Simulação no *Plaxis 3D* com Modelo *Hardening Soil*.

Tabela 10 – Parâmetros do *Hardening Soil* para primeira estimativa.

Parâmetro	Unidade	Valor
φ	°	40,60
c'	kPa	0,10
E_{50}^{ref}	MPa	27,00
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	MPa	27,00
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	MPa	81,00
ν_{ur}	—	0,20
ψ	°	10,60
p^{ref}	kPa	100,00
Rf	—	0,90
m	—	0,50

Com os resultados do *Soil Test* e com base nas orientações do Manual do *Plaxis 3D*, foi calculado um novo valor para a rigidez secante (E_{50}^{ref}), conforme apresentado na Figura 31, o que levou à alteração dos valores de $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ e $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$. Os novos valores são apresentados na Tabela 11 e na Figura 37.

Tabela 11 – Novos valores para rigidez.

Parâmetro	Unidade	Valor
E_{50}^{ref}	MPa	21,00
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	MPa	21,00
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	MPa	63,00

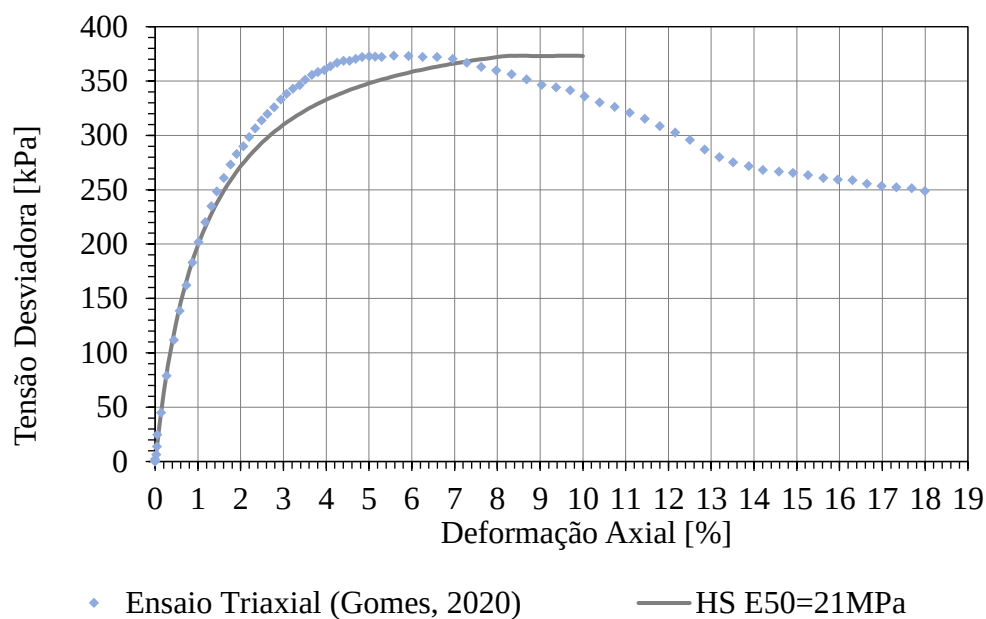


Figura 37 – Comparação entre Curvas Tensão Deformação: Ensaio Triaxial Drenado (Gomes, 2020) vs. Simulação no *Plaxis 3D* com Modelo *Hardening Soil* com novos valores de rigidez.

Subsequente a primeira simulação, em que foi adotado $E_{50} = 21\text{MPa}$, o parâmetro de potência m foi variado entre 0,5 e 1,0. Os resultados, apresentados na Figura 38, indicam que essa variação não teve impacto no comportamento do gráfico tensão-deformação. Assim, optou-se por manter o valor de $m=0,50$.

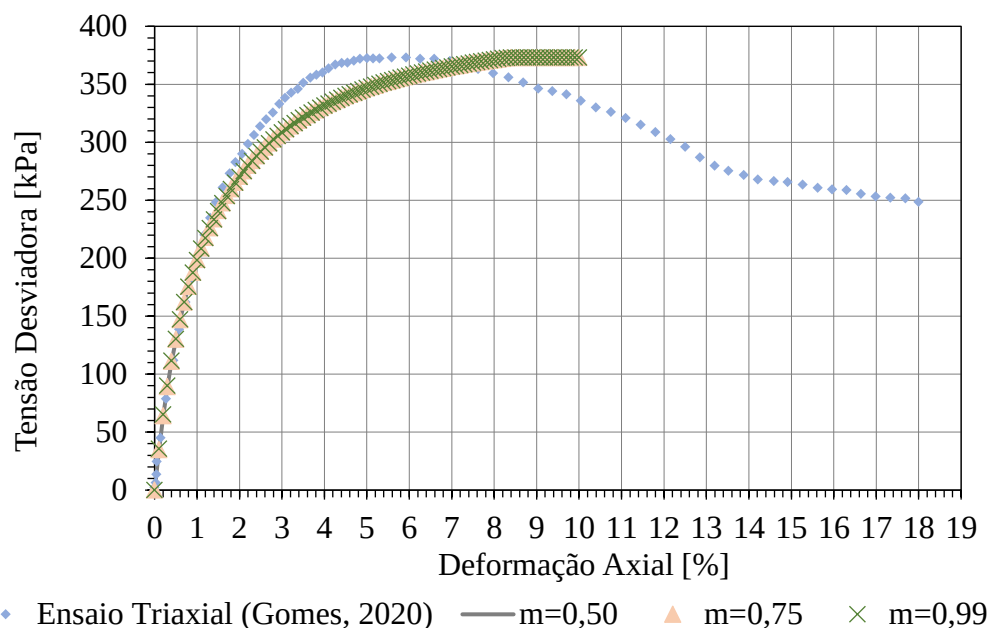


Figura 38 – Comparação entre curvas tensão deformação: ensaio triaxial drenado (Gomes, 2020) vs. simulação no *Plaxis 3D* com modelo *Hardening Soil* com variação do parâmetro m .

Por fim, com os valores de $E_{50}=21\text{MPa}$ e $m=0,50$, o parâmetro de razão de falha R_f foi ajustado até que a curva tensão-deformação da simulação no *Plaxis 3D* apresentasse boa concordância com os resultados do ensaio triaxial. O ajuste resultou em $R_f=0,80$, conforme ilustrado na Figura 39. Por fim, os parâmetros da estimativa inicial, apresentados na Tabela 10, foram comparados com os valores ajustados no *Soil Test*, sendo: $E_{50}^{\text{ref}}=21\text{MPa}$, $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}=21\text{MPa}$, $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}=63\text{MPa}$, $m=0,50$ e $R_f=0,80$. Os resultados dessa comparação estão ilustrados na Figura 40.

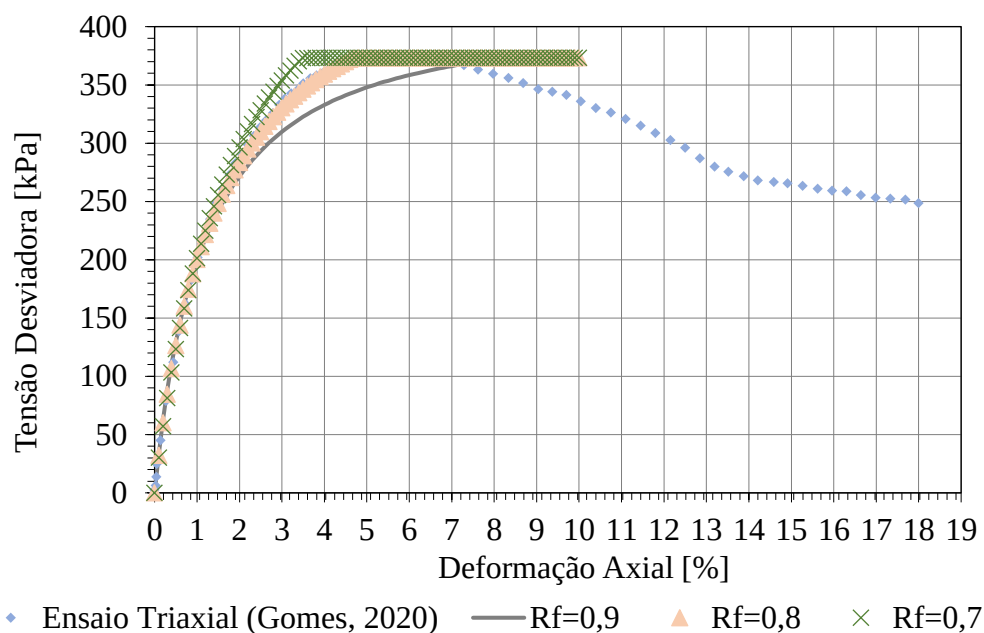


Figura 39 – Comparação entre curvas tensão deformação: ensaio triaxial drenado (Gomes, 2020) vs. simulação no *Plaxis 3D* com modelo *Hardening Soil* com variação do parâmetro R_f .

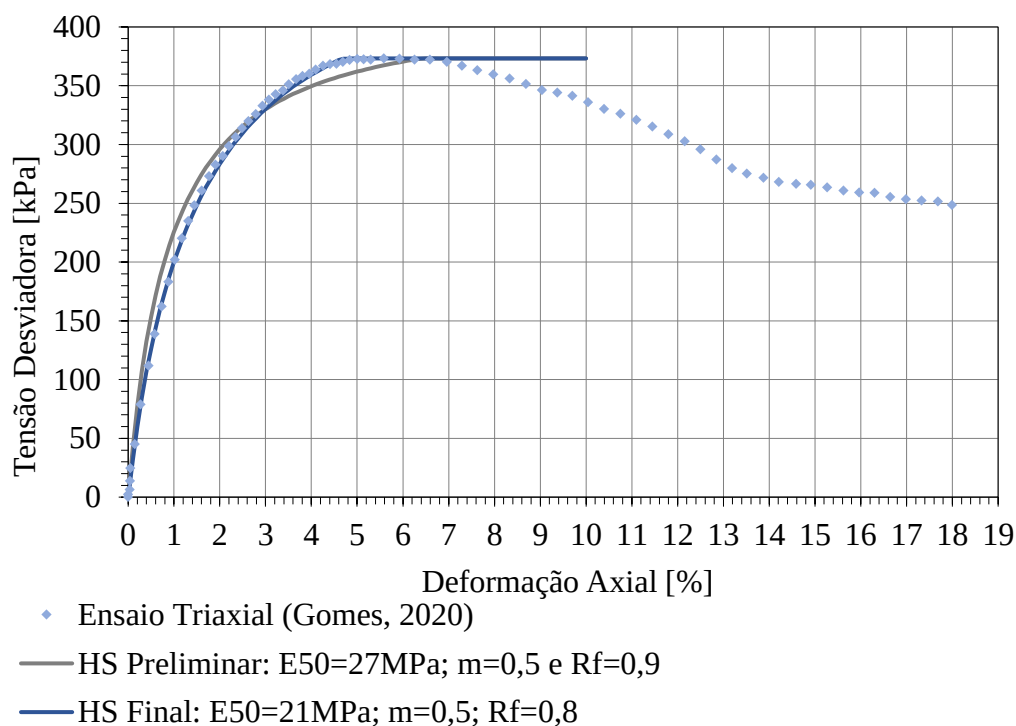


Figura 40 – Comparação entre curvas tensão deformação: ensaio triaxial drenado (Gomes, 2020) vs. simulação no *Plaxis 3D* com modelo *Hardening Soil* com parâmetros iniciais e finais ajustados.

3.3.4.3 Condições de Contorno e Malha

Após a definição dos parâmetros do material, foram adotadas as condições de contorno para o problema. As fronteiras foram normalmente fixadas nas superfícies externas dos modelos e no plano de simetria do MN-2. Para representar o comportamento do solo em grandes profundidades a translação vertical foi impedida no fundo do modelo.

A fim de evitar excesso de elementos e reduzir o tempo de processamento, foi realizada uma análise de convergência para o refinamento da malha, de forma que fossem utilizados o número adequado de elementos garantindo a convergência dos resultados encontrados quando comparados com um modelo de malha mais refinada. O critério de convergência adotado considerou um deslocamento total da estaca na superfície do solo com variação de até 10%, o que possibilitou a utilização de uma malha de densidade média, não sendo tão pequenos quanto em uma malha fina (alta densidade), nem tão grandes quanto em uma malha grossa (baixa densidade).

3.3.4.4 Etapas de Análise

Neste capítulo, são detalhadas as etapas de análise adotadas para o desenvolvimento dos modelos numéricos. O objetivo principal da análise foi prever a resposta de uma fundação de TEO do tipo *monopile*, instalada em areia quartzosa, quando submetida a um carregamento lateral monotônico.

A análise foi dividida em três etapas de cálculo:

- Fase inicial (*Initial phase*): Onde, foram calculadas as tensões *in situ* na condição K_0 . Para simular os efeitos da centrífuga, dado que a modelagem foi realizada em escala reduzida, utilizou-se um valor $\Sigma M_{\text{weight}} = 100$;
- Inserção do *monopile* (*Phase 02*): Nesta etapa, o *monopile* foi ativado no modelo na condição plástica. É importante destacar que os efeitos da cravação da estaca não foram considerados nesta análise.
- Fase de carregamento (*Phase 03*): Nesta última fase, foi imposto o deslocamento de 20 mm ao longo do tempo a uma velocidade de 0,32 mm/s na altura de 204 mm em relação a base do modelo. O carregamento foi aplicado ao longo do tempo para simular o comportamento do *monopile* sob

carregamento lateral monotônico, assim como foi realizado no ensaio em centrífuga geotécnica.

4 Resultados e Discussões

Neste capítulo, são apresentados e analisados os principais resultados obtidos a partir das simulações numéricas conduzidas ao longo deste projeto de pesquisa no software *Plaxis 3D*. Inicialmente, apresentam-se os resultados de malha deformada e do campo de deslocamentos laterais devidos ao carregamento monotônico. A seguir, apresentam-se as distribuições de deformações cisalhantes, tensão principal máxima e pontos de plastificação. A partir de curvas de carga *versus* deslocamento, discute-se o desempenho das diferentes geometrias e modelos constitutivos adotados. Por fim, os resultados obtidos com o modelo utilizando o *Hardening Soil* são comparados com os métodos analíticos discutidos no Capítulo 2, em termos de capacidade de carga última e realiza-se a avaliação do estado limite de serviço para as fundações das TEO.

4.1 Malhas Deformadas e Deslocamentos

A Figura 41 (a) ilustra a malha deformada com deslocamento máximo de 22,44 mm no modelo correspondente a 2,24 m no protótipo e as Figura 41 (b), (c) e (d) apresentam os deslocamentos no eixo y observados de diferentes ângulos na região de interesse do modelo numérico completo (MN-1), utilizando o modelo constitutivo *Mohr Coulomb*.

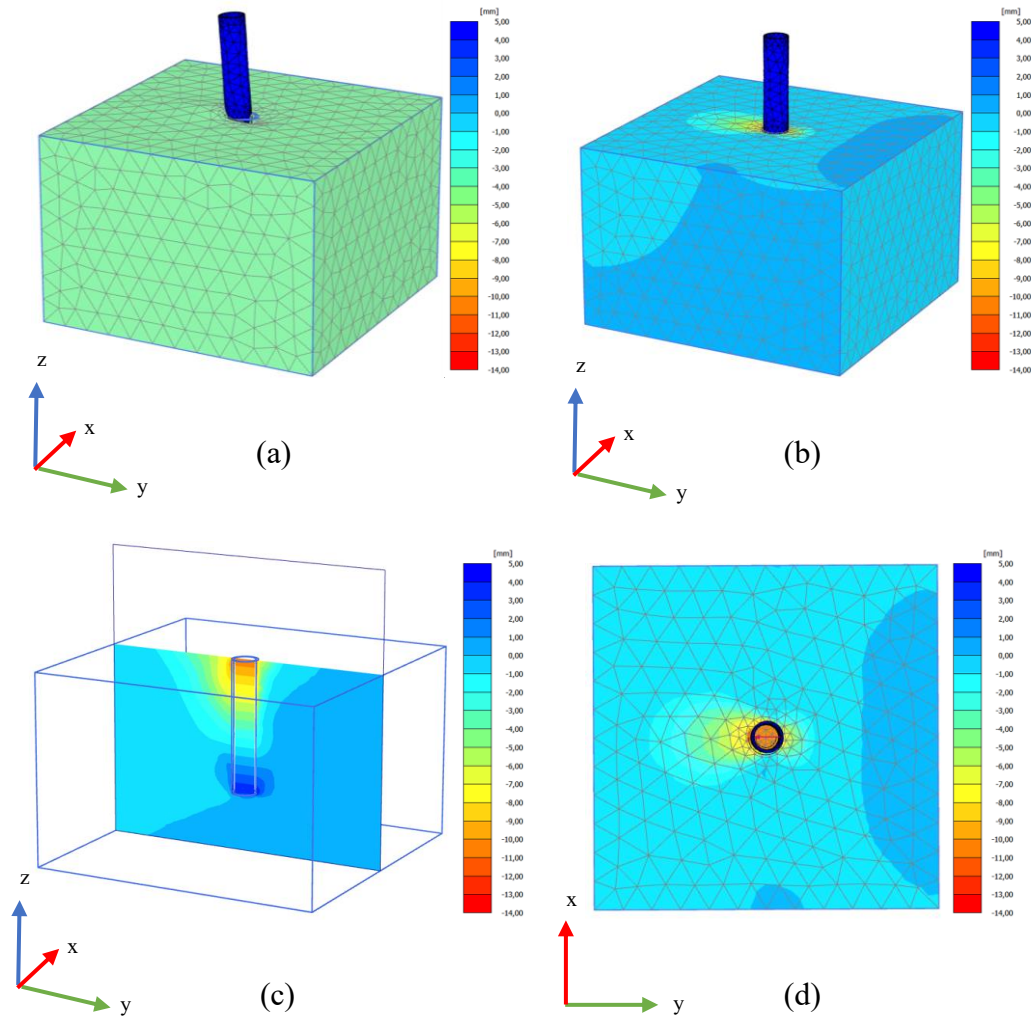


Figura 41 – MN-1 (a) malha deformada, (b) campo de deslocamentos após aplicação do carregamento monotônico, (c) campo de deslocamentos no plano da estaca após aplicação do carregamento monotônico e (d) vista superior do campo de deslocamentos após aplicação do carregamento monotônico, todos escalados 0,5 vez – Modelo constitutivo MC.

A Figura 42 (a) ilustra a malha deformada com valor máximo de deslocamento de 22,41 mm no modelo, correspondente a 2,24 m no protótipo e as Figura 42 (b), (c) e (d) apresentam os deslocamentos no eixo y observados de diferentes ângulos na região de interesse do MN-1, utilizando o modelo constitutivo *Hardening Soil*.

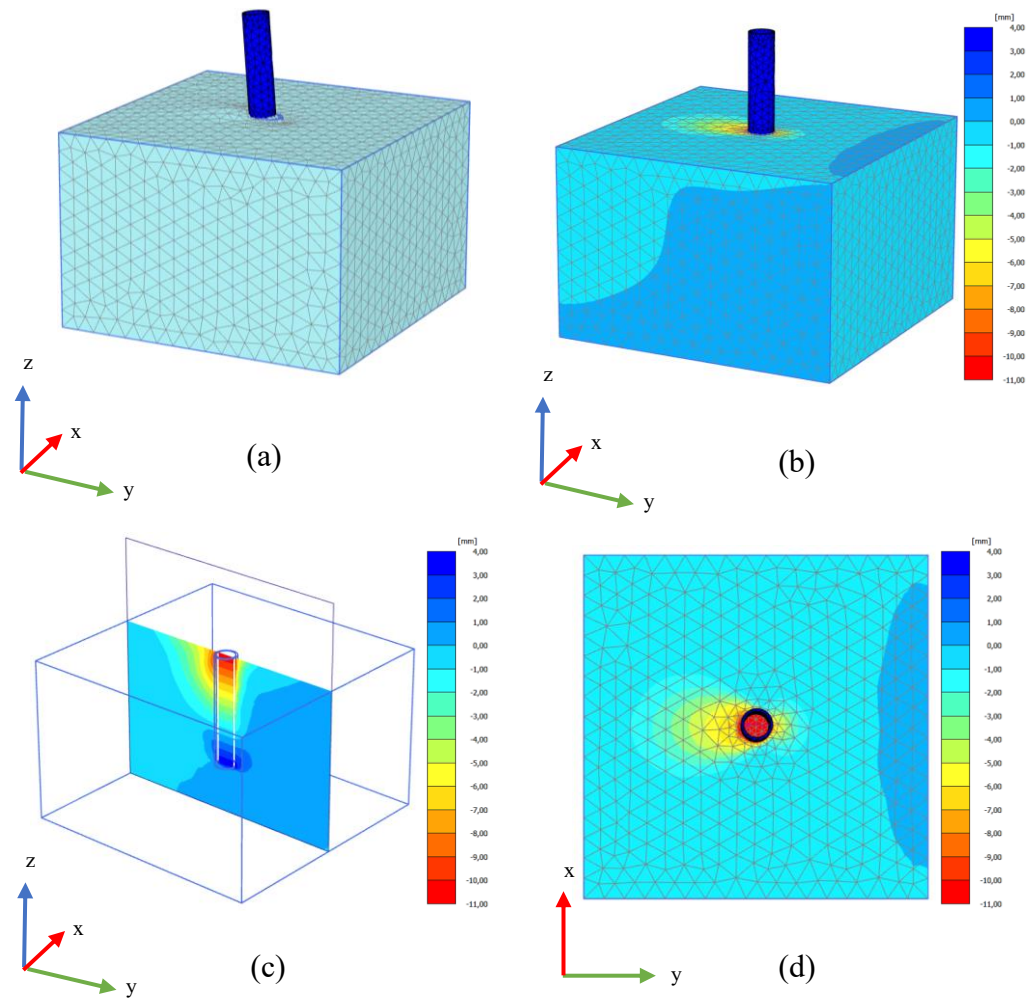


Figura 42 – MN-2 (a) malha deformada, (b) campo de deslocamentos após aplicação do carregamento monotônico, (c) campo de deslocamentos no plano da estaca após aplicação do carregamento monotônico e (d) vista superior do campo de deslocamentos após aplicação do carregamento monotônico, todos escalados 0,5 vez – Modelo constitutivo HS.

A Figura 43 (a) ilustra a malha deformada com deslocamento máximo de 22,41 mm no modelo e 2,24 m no protótipo e as Figura 43 (b) e (c) apresentam os deslocamentos no eixo y observados de diferentes ângulos na região de interesse de metade do modelo numérico (MN-2), utilizando o modelo constitutivo *Mohr Coulomb*.

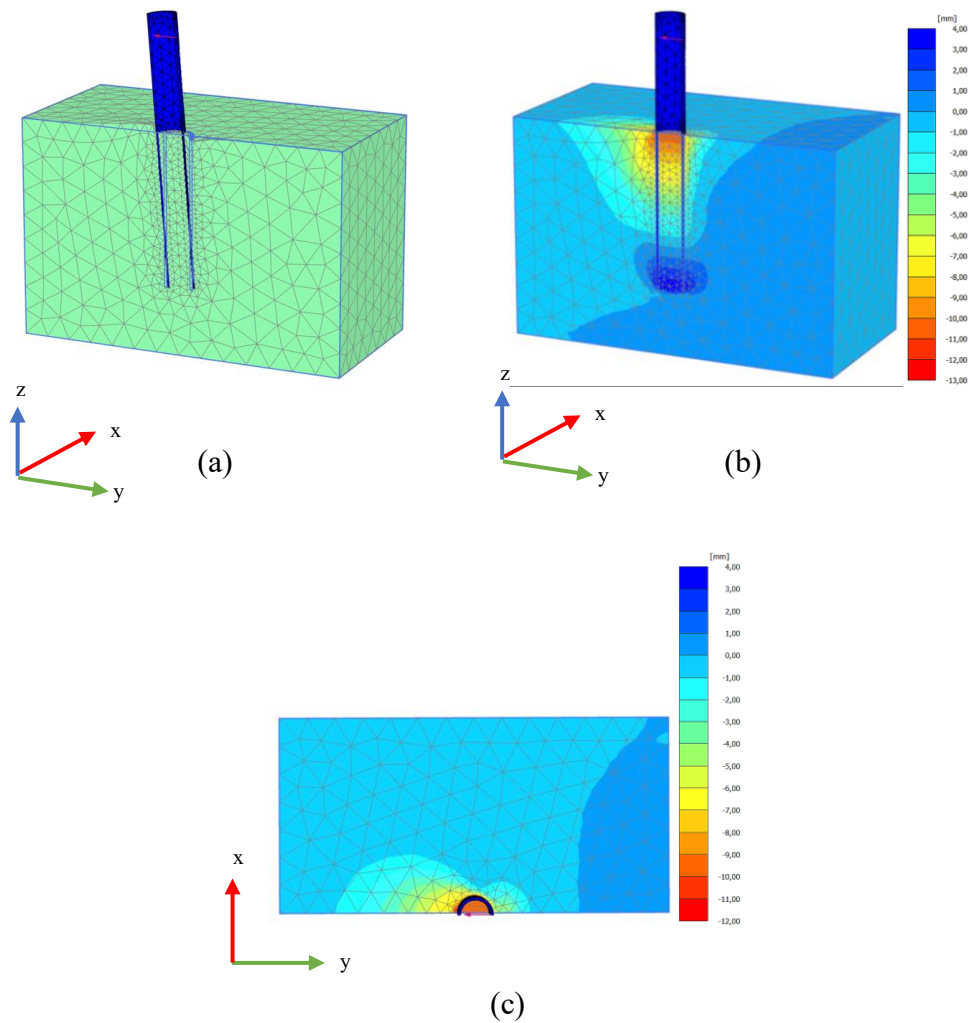


Figura 43 – MN-2 (a) malha deformada, (b) campo de deslocamentos após aplicação do carregamento monotônico e (c) vista superior do campo de deslocamentos após aplicação do carregamento monotônico, todos escalados 0,5 vez – Modelo constitutivo MC.

A Figura 44 (a) ilustra a malha deformada com valor máximo de deslocamento de 22,41 mm no modelo, correspondente a 2,24 m no protótipo e as Figura 44 (b) e (c) apresentam os deslocamentos no eixo y observados de diferentes ângulos na região de interesse do MN-2, utilizando o modelo constitutivo *Hardening Soil*.

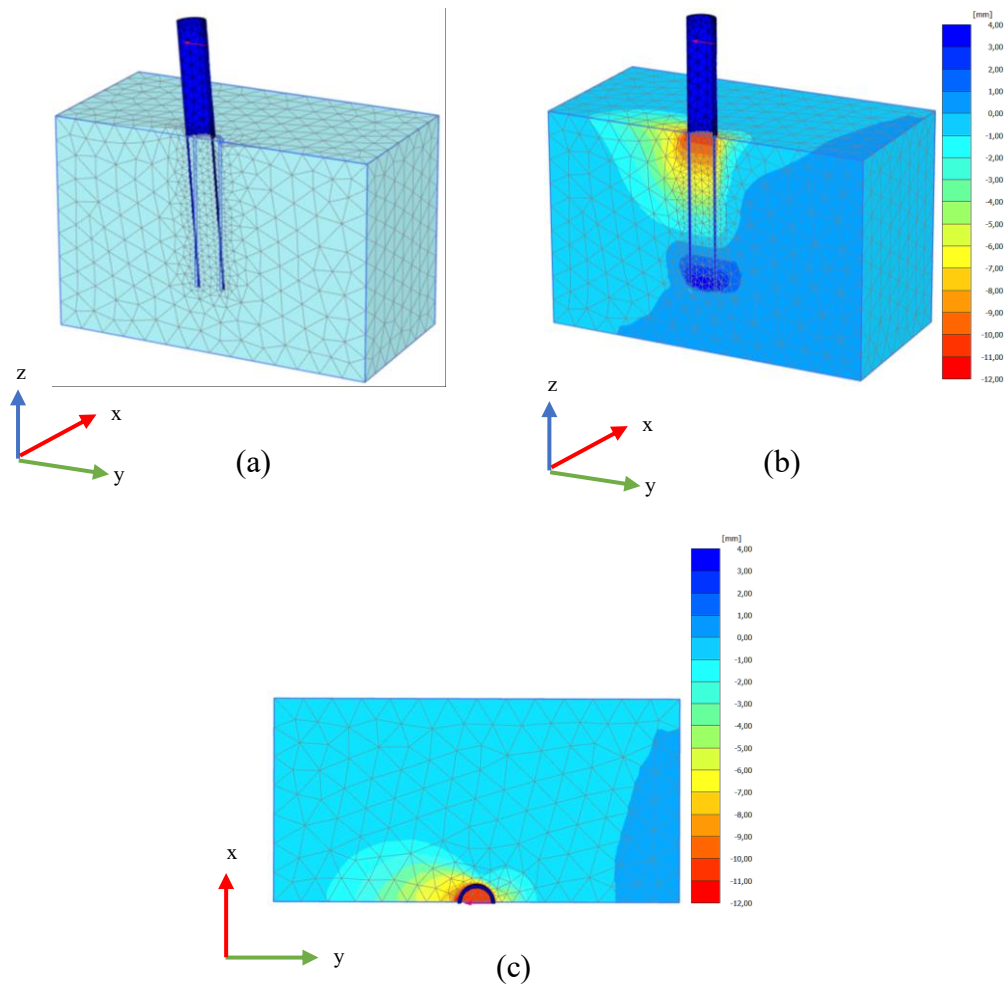


Figura 44 – MN-2 (a) malha deformada, (b) campo de deslocamentos após aplicação do carregamento monotônico e (c) vista superior do campo de deslocamentos após aplicação do carregamento monotônico, todos escalados 0,5 vez – Modelo constitutivo HS.

Com base nos resultados apresentados, observa-se que tanto o modelo numérico completo (MN-1) quanto o modelo com metade da geometria (MN-2), ajustados conforme as condições de simetria, obtiveram os mesmos valores de deslocamentos máximos, indicando que a simplificação do modelo não comprometeu a precisão dos resultados. Observa-se também que os deslocamentos máximos ocorrem próximos a superfície do solo na direção de aplicação da carga e, de forma oposta, próximos à base da estaca, evidenciando o comportamento rígido dos *monopiles*, que rotacionam em torno de um ponto P. Observou-se também uma região mobilizada próxima à fronteira direita dos dois modelos, indicando a presença de efeitos de bordo. Como as bordas do modelo foram definidas com base nas dimensões da modelagem física, a avaliação desses efeitos não foi o foco principal

deste trabalho. No entanto, essa ocorrência sugere a necessidade de se utilizar uma caixa maior nos ensaios.

4.2 Deformações Cisalhantes

As Figura 45 (a) e (b) ilustram respectivamente as deformações cisalhantes no plano xy do modelo completo e no plano que passa no centro da estaca para o MN-1, utilizando o modelo constitutivo *Mohr Coulomb*.

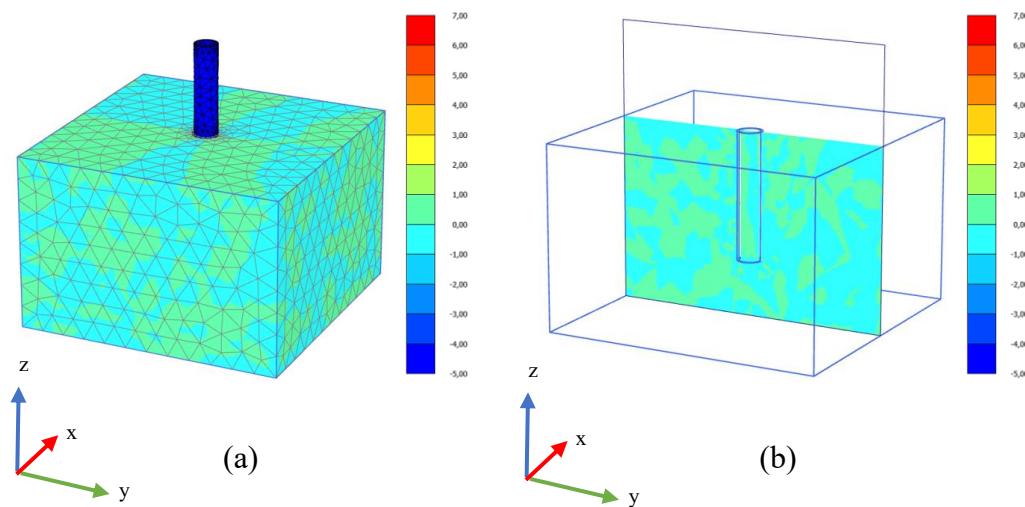


Figura 45 – MN-1 (a) campo de deformações cisalhantes γ_{xy} após carregamento monotônico e (b) campo de deformações cisalhantes γ_{xy} no plano da estaca após a aplicação do carregamento monotônico, ambos escalados 5 vezes – Modelo constitutivo MC.

As Figura 46 (a) e (b) ilustram respectivamente as deformações cisalhantes no plano xy do modelo completo e no plano que passa no centro da estaca para o MN-1, utilizando o modelo constitutivo *Hardening Soil*.

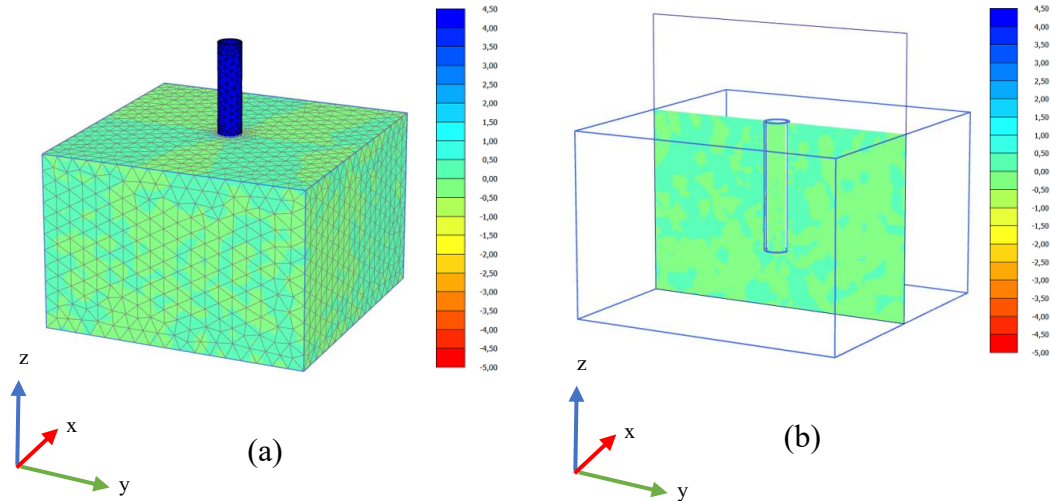


Figura 46 – MN-1 (a) campo de deformações cisalhantes γ_{xy} após carregamento monotônico, escalado 5 vezes, (b) campo de deformações cisalhantes γ_{xy} no plano da estaca após a aplicação do carregamento monotônico, escalado 10 vezes – Modelo constitutivo HS.

A Figura 47 ilustra as deformações cisalhantes no plano xy para o MN-2, utilizando o modelo constitutivo *Mohr Coulomb*.

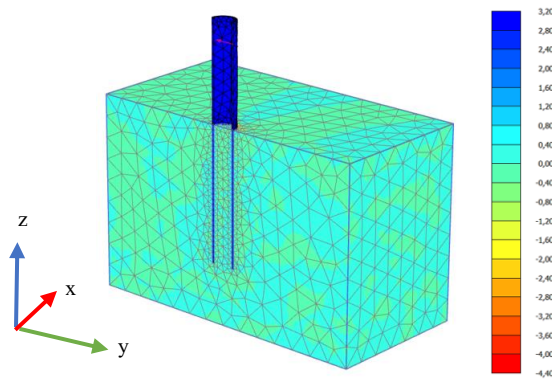


Figura 47 – Campo de deformações cisalhantes γ_{xy} após carregamento monotônico para MN-2, escalado 5 vezes – Modelo constitutivo MC.

A Figura 48 ilustra as deformações cisalhantes no plano xy para o MN-2, utilizando o modelo constitutivo *Hardening Soil*.

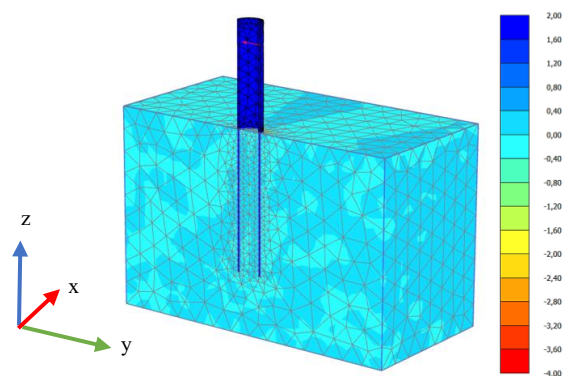


Figura 48 – Campo de deformações cisalhantes γ_{xy} após carregamento monotônico para MN-2, escalado 5 vezes – Modelo constitutivo HS.

Observou-se um comportamento descontínuo nas deformações cisalhantes durante a simulação. No entanto, esse efeito foi relativamente pequeno e não apresentou impacto significativo nos resultados globais, uma vez que os valores das deformações ficaram na faixa de -1 a 1, o que indica variações de baixa intensidade.

4.3 Tensões Efetivas Principais Máximas

As Figura 49 (a) e (b) ilustram o campo de tensões efetivas principais σ'_1 do modelo completo e no plano da estaca para o MN-1, utilizando o modelo constitutivo *Mohr Coulomb*.

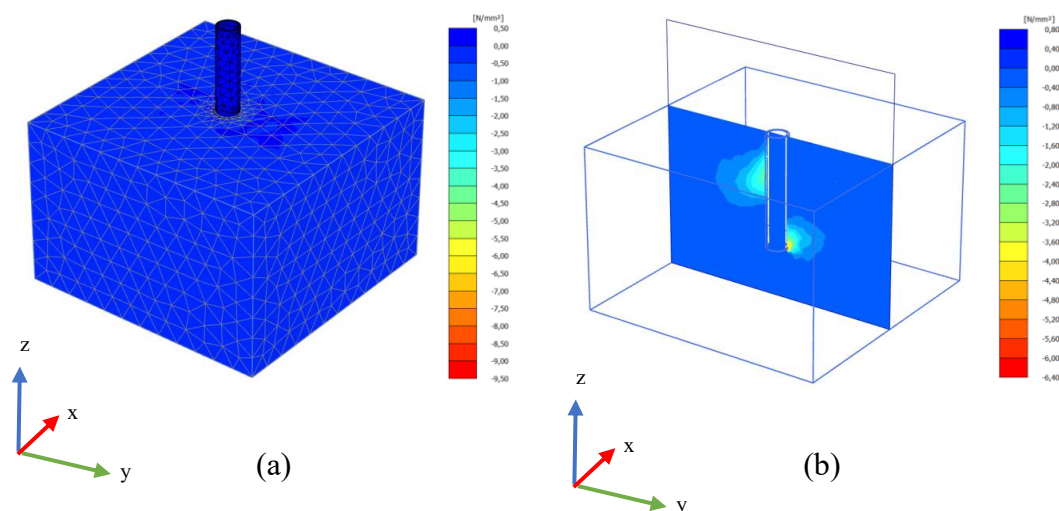


Figura 49 – MN-1 (a) campo de tensão principal efetiva máxima após carregamento monotônico e (b) campo de tensão principal efetiva máxima no plano da estaca após a aplicação do carregamento monotônico, ambos escalados 5 vezes – Modelo constitutivo MC.

As Figura 50 (a) e (b) ilustram o campo de tensões efetivas principais σ'_1 do modelo completo e no plano da estaca para o MN-1, utilizando o modelo constitutivo *Hardening Soil*.

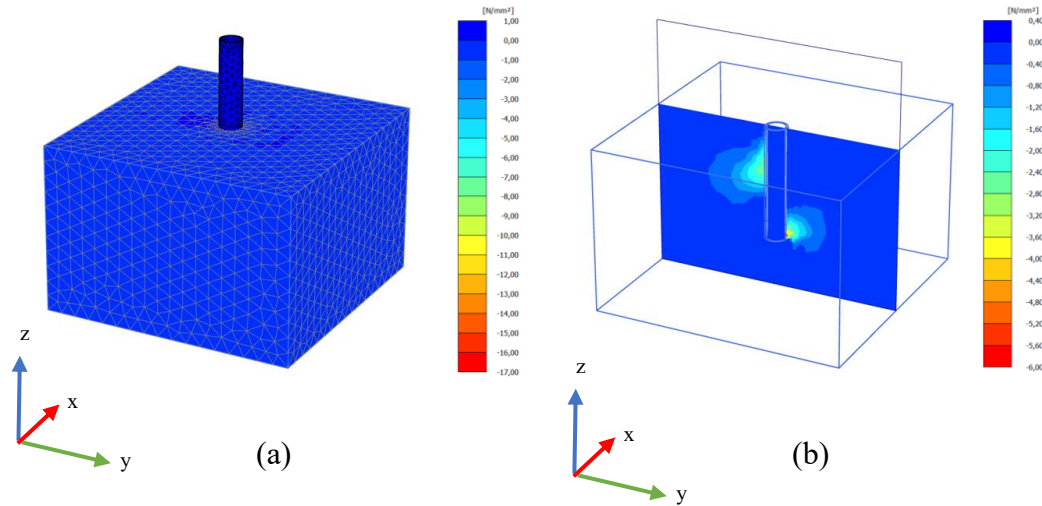


Figura 50 – MN-1 (a) campo de tensão principal efetiva máxima após carregamento monotônico, escalado 0,5 vezes e (b) campo de tensão principal efetiva máxima no plano da estaca após a aplicação do carregamento monotônico, escalado 5 vezes – Modelo constitutivo HS.

A Figura 51 ilustra o campo de tensões efetivas principais σ'_1 para o MN-2, utilizando o modelo constitutivo *Mohr Coulomb*.

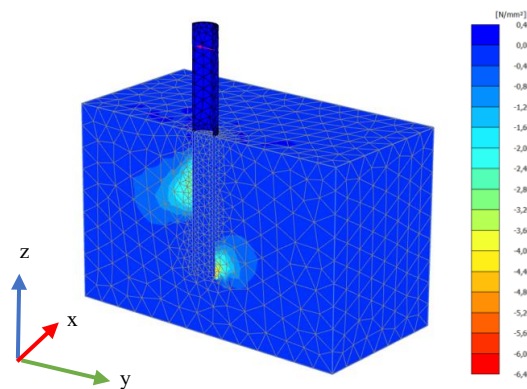


Figura 51 – Campo de tensão principal efetiva máxima após carregamento monotônico no MN-2, escalado 5 vezes – Modelo constitutivo MC.

A Figura 52 ilustra o campo de tensões efetivas principais σ'_1 para o MN-2, utilizando o modelo constitutivo *Hardening Soil*.

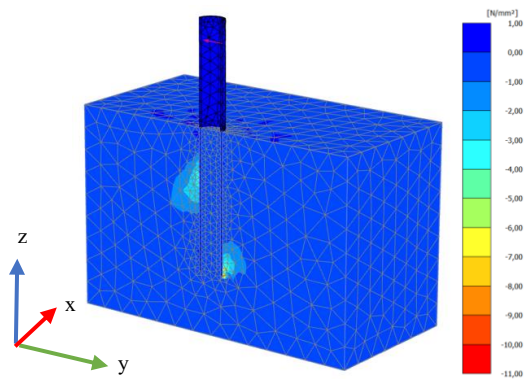


Figura 52 – Campo de tensão principal efetiva máxima após carregamento monotônico no MN-2, escalado 0,5 vezes – Modelo constitutivo HS.

É importante destacar que os valores de tensão e deformação tanto no modelo quanto no protótipo não são afetados por fatores de escala, mantendo-se idênticos.

4.4 Pontos de Plastificação

A Figura 53 ilustra os pontos plastificados no MN-1, utilizando o modelo constitutivo *Mohr Coulomb*.

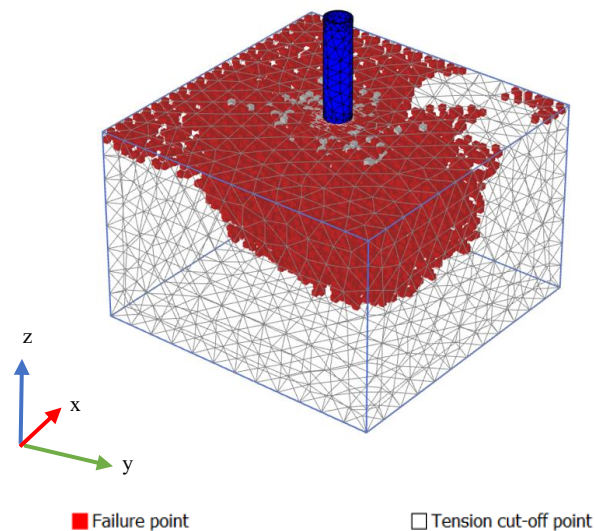


Figura 53 – Pontos plastificados após carregamento monotônico para MN-1 – Modelo constitutivo MC.

A Figura 54 ilustra os pontos plastificados e de enrijecimento no MN-1, utilizando o modelo constitutivo *Hardening Soil*.

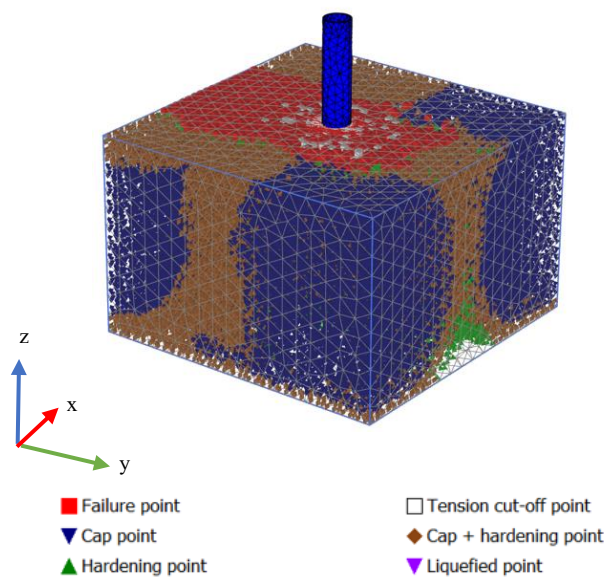


Figura 54 – Pontos plastificados e de enrijecimento após carregamento monotônico para MN-1 – Modelo constitutivo HS.

A Figura 55 ilustra os pontos plastificados no MN-2, utilizando o modelo constitutivo *Mohr Coulomb*.

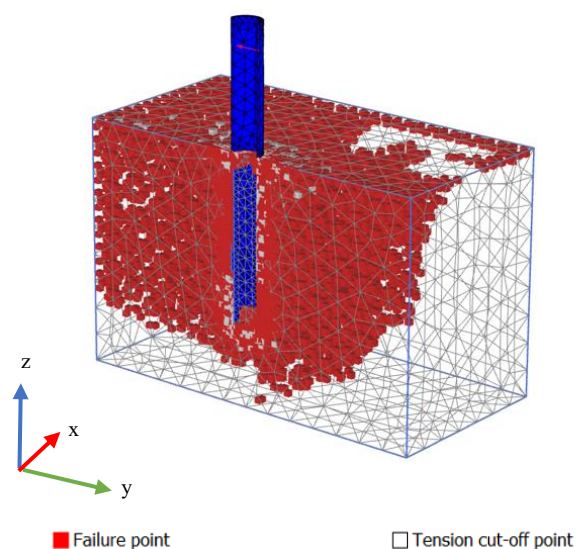


Figura 55 – Pontos plastificados após carregamento monotônico para MN-2 – Modelo constitutivo MC.

A Figura 56 ilustra os pontos plastificados e de enrijecimento no MN-2, utilizando o modelo constitutivo *Hardening Soil*.

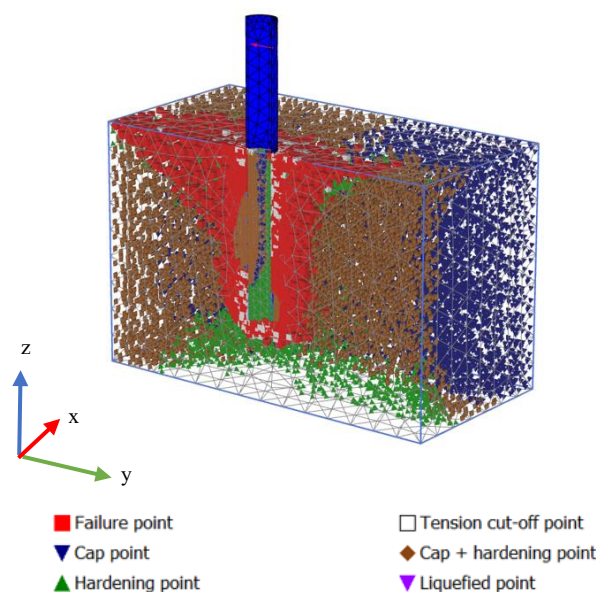


Figura 56 – Pontos plastificados e de enrijecimento após carregamento monotônico para MN-2 – Modelo constitutivo HS.

Nas imagens apresentadas, os pontos vermelhos denotam regiões onde o material atingiu sua resistência máxima, resultando em ruptura ou plastificação. Os pontos verdes indicam zonas de enrijecimento ou endurecimento do material, onde ocorre um aumento na rigidez do solo durante a análise de deformações. Os pontos azuis correspondem a um estado específico de plastificação, enquanto os pontos marrons representam a combinação entre endurecimento e plastificação, e, por fim, os pontos roxos indicam liquefação.

Observa-se que as regiões plastificadas aparecem não apenas ao redor da estaca, mas também nas proximidades das bordas do modelo. Este fenômeno pode ser atribuído a efeitos de borda, que surgem quando as condições de contorno do modelo numérico não são adequadas para reproduzir o comportamento real do sistema, comprometendo a precisão dos resultados. Dado que as bordas do modelo foram determinadas com base nas dimensões da modelagem física, o objetivo principal deste trabalho não foi a avaliação dos efeitos de borda, mas sim a reprodução fiel do comportamento observado nos ensaios laboratoriais. Portanto, a ocorrência desses efeitos sugere a necessidade de um maior cuidado na definição

das condições de contorno. Quanto às regiões de endurecimento, observa-se que elas se localizam próximas à base da estaca e em seu interior, indicando maior rigidez nesses locais.

4.5 Curvas Carga Deslocamento

Nas Figura 57 e 59, são apresentadas as curvas de carga *versus* deslocamento obtidas para os modelos numéricos desenvolvidos (MN-1 e MN-2) e aquelas oriundas de experimentos em ensaio de centrífuga (MD-1, MD-2 e MD-3), ambas em escala protótipo.

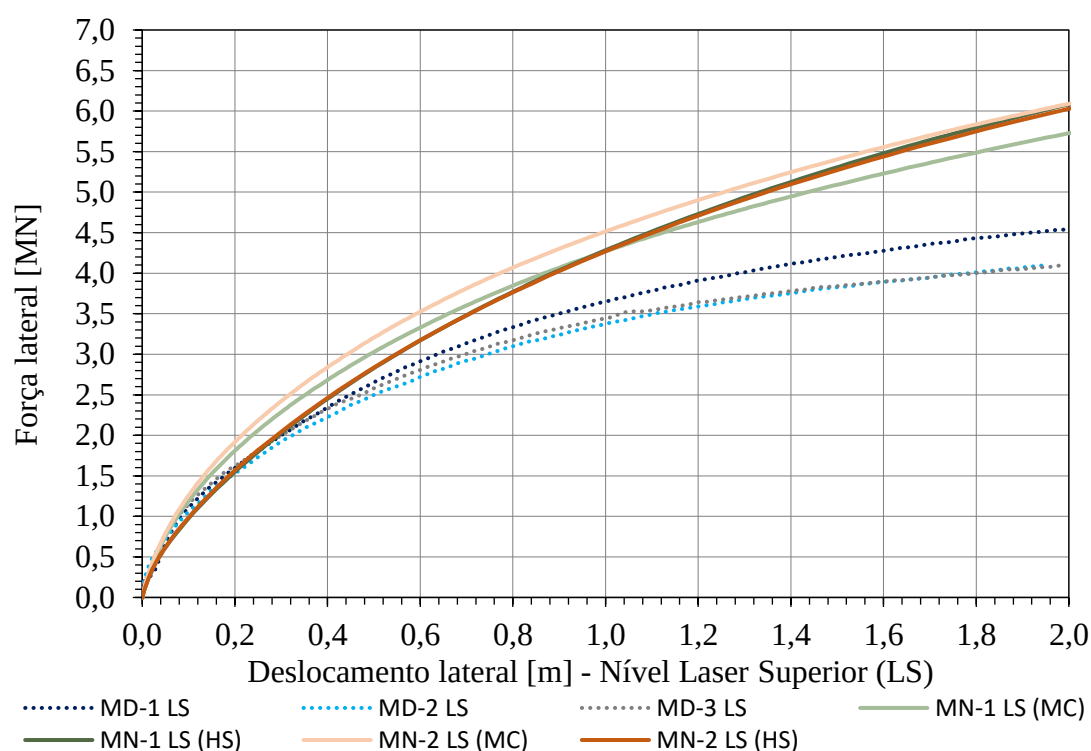


Figura 57 – Curva deslocamento lateral *versus* força lateral. Leitura no nível do Laser Superior.

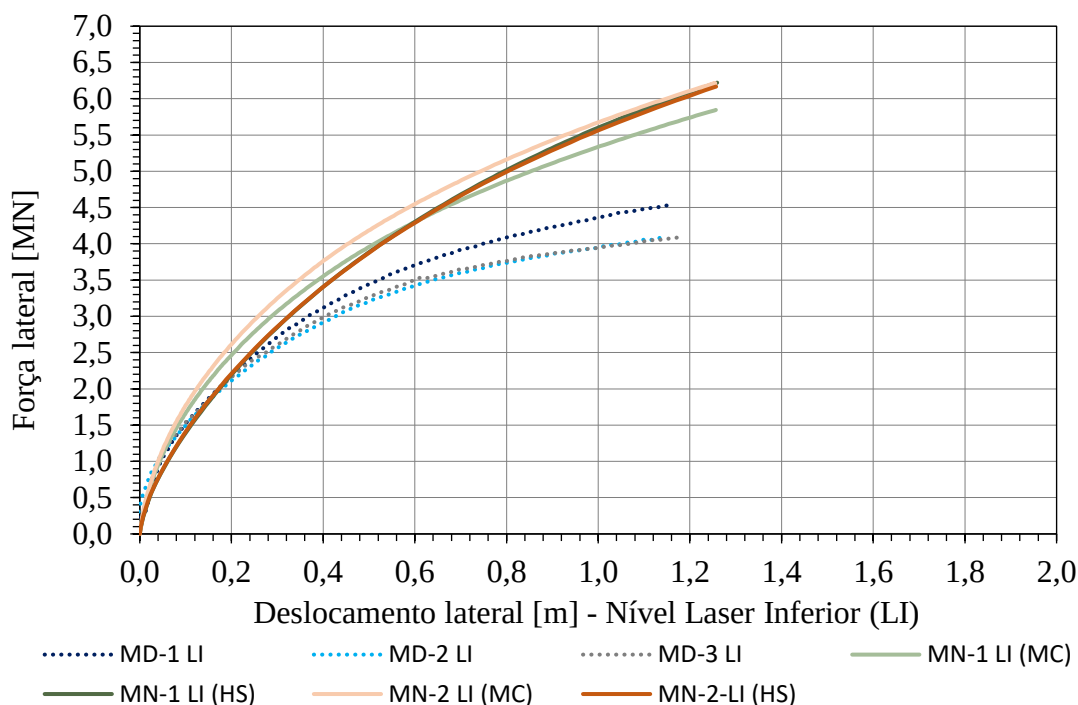


Figura 58 – Curva deslocamento lateral *versus* força lateral. Leitura no nível do Laser Inferior.

Os principais aspectos observados nos gráficos gerados são discutidos a seguir.

Os resultados obtidos para os modelos numéricos MN-1 e MN-2 utilizando o HS foram idênticos, o que indica que a modelagem tirando partido da simetria é bastante eficiente e vantajosa em termos de tempo e recursos computacionais. Para o modelo constitutivo MC, foi observada uma pequena diferença entre as curvas carga *versus* deslocamento, que pode ter ocorrido devido ao modelo não considerar a evolução da rigidez e deformações com o aumento das tensões, sendo mais sensível às simplificações impostas.

Para os modelos constitutivos analisados, foi observado que os modelos numéricos desenvolvidos com o modelo constitutivo *Hardening Soil*, apresentaram uma melhor concordância com os resultados experimentais. Esses resultados indicam que o modelo constitutivo *Hardening Soil* foi capaz de simular melhor o comportamento observado experimentalmente. Esse fato pode ser justificado pelo modelo HS considerar a não linearidade da rigidez do solo sob diferentes níveis de tensões, característica ausente no modelo MC.

De forma geral, observou-se uma discrepância em termos de resistência lateral e rigidez nos modelos numéricos desenvolvidos nesta pesquisa quando comparados aos resultados de ensaio em centrífuga geotécnica. Diversas hipóteses podem ser consideradas para explicar essa divergência:

- a) A primeira delas pode ser atribuída a simplificações do comportamento do solo no modelo, especialmente no caso do *Mohr-Coulomb*.
- b) A adoção de condições de contornos idealizadas para o modelo numérico pode não representar adequadamente as restrições físicas presentes no modelo experimental, impactando na distribuição de tensões e deformações, resultando nas discrepâncias encontradas.
- c) A modelagem não simulou os efeitos de cravação do *monopile*, o que pode ter afetado a interface solo-estaca, alterando a resistência ao longo da superfície de contato.
- d) A interação solo-estrutura entre o *monopile* e a areia quartzosa é complexa e pode não ter sido bem capturada pelo modelo numérico, resultando em diferenças nas previsões de capacidade de carga em comparação com os dados de centrífuga.
- e) A degradação da rigidez do solo deve ser considerada na modelagem numérica de *monopiles*, pois influencia diretamente na capacidade de carga e na deflexão. À medida que o *monopile* é submetido a carregamentos laterais monotônicos, o solo ao seu redor sofre deformações que resultam em uma diminuição da rigidez. Isso significa que a resistência do solo não é constante e pode variar com a magnitude do deslocamento (Lopes *et al.*, 2023).
- f) Por fim, os modelos constitutivos utilizados nesta pesquisa foram calibrados com ensaios triaxiais tipo CID realizados na pesquisa de Gomes (2020). Porém, quando uma estaca é submetida a um carregamento lateral monotônico, como o gerado por vento ou forças de ondas, no caso de TEO, a estaca experimenta um deslocamento horizontal significativo que leva à redistribuição dos esforços ao redor do solo, conforme Figura 59. A tensão horizontal aumenta enquanto o valor da tensão vertical permanece constante, caracterizando uma condição de carregamento lateral. As trajetórias de tensões $s:t$ do MIT (*Massachusetts Institute of Technology*), diferem para os dois tipos de carregamento mencionados, o valor de t é positivo quando a

tensão vertical é maior que a horizontal como no caso do ensaio CD. No entanto, no carregamento lateral o valor de t é negativo. As duas trajetórias mencionadas são apresentadas na Figura 60. Conclui-se que a resposta do solo pode não ter sido totalmente representada, levando a uma capacidade de carga superestimada.

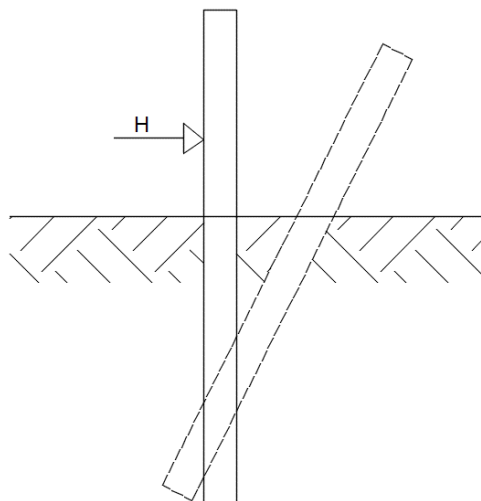


Figura 59 – Carregamento lateral monotônico.

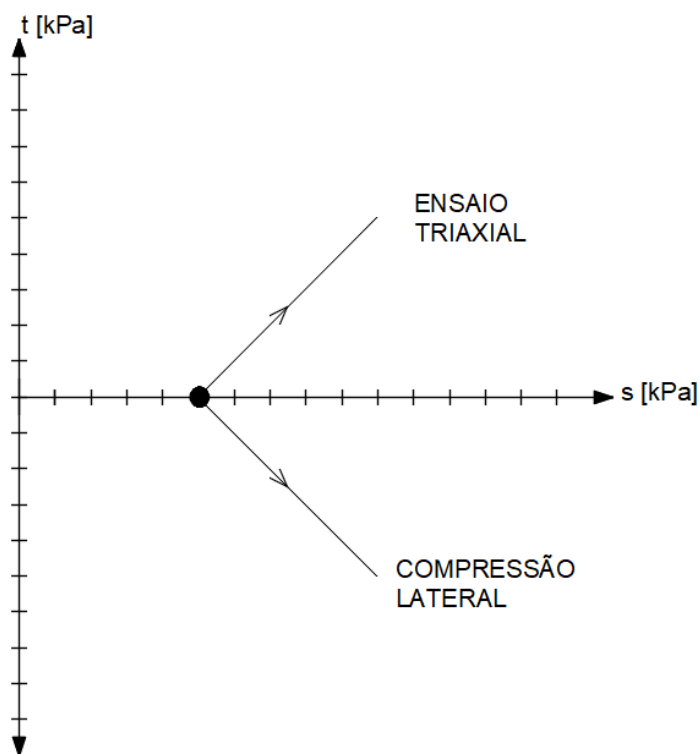


Figura 60 – Diferença de trajetória de tensões para o ensaio triaxial e compressão lateral.

4.5.1 Previsão da Capacidade de Carga Lateral

Foi gerada a curva de deslocamento lateral na superfície do solo, normalizada pelo diâmetro da estaca, em função do carregamento lateral para o MN-2. A partir da análise gráfica, foi possível determinar o valor de carga última para o modelo numérico desenvolvido, adotando-se o critério de que a carga última é atingida quando o deslocamento lateral ao nível do solo atinge o valor de $0,1D$, correspondente a $0,194$ metros em protótipo. A carga lateral última obtida a partir da Figura 61 foi de $2,40MN$.

Para fins de referência, o valor encontrado foi comparado aos resultados de capacidade de carga lateral analíticos calculados utilizando os métodos apresentados no Capítulo 2 desta dissertação e aos resultados da modelagem centrífuga obtidos na pesquisa de Gomes (2024), a saber $2,30MN$.

O método de Hansen (1961), apresentou um valor de capacidade carga analítica 54% superior ao encontrado na modelagem numérica. Já na modelagem centrífuga de Gomes (2024), a capacidade de carga obtida foi apenas 4% inferior, estando os demais valores analíticos (Broms, 1964, Prasad & Chari, 1999; Zhang et al., 2005) entre esses dois limites.

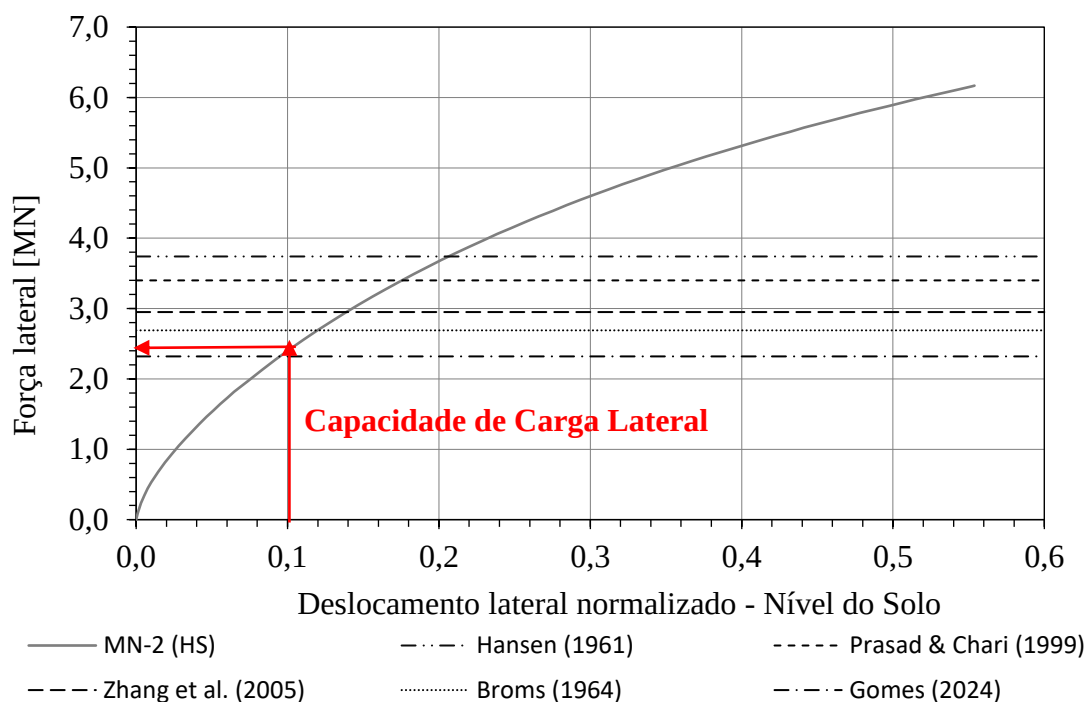


Figura 61 – Força lateral de ruptura.

O valor obtido para capacidade de carga lateral última tem aderência ao resultado da modelagem centrífuga realizada por Gomes (2024). Assim como observado na pesquisa mencionada, a análise comparativa apresentada na Figura 61 evidencia que os valores analíticos estão dentro do intervalo de força lateral obtido na modelagem. Contudo, a comparação entre os valores analíticos e obtidos experimentalmente e no modelo numérico depende diretamente do critério adotado para a definição da carga lateral máxima. Assim, conclui-se que, para uma comparação adequada, é essencial que o critério de definição da carga lateral última no método analítico seja semelhante ao utilizado nos experimentos e na modelagem.

4.5.2 Estado Limite de Serviço

A análise do estado limite de serviço pode ser realizada a partir de critérios de deslocamentos e/ou rotações máximas admissíveis. Para fundações de torres eólicas *offshore*, o DNV determina que a rotação máxima, ou seja, a rotação que causa a não funcionalidade de uma TEO, é da ordem de $0,5^\circ$ no topo da torre. Esse limite é definido para garantir a estabilidade estrutural e o desempenho operacional da turbina. Uma inclinação superior a esse valor pode gerar um desalinhamento do rotor, o que aumenta o desgaste mecânico, podendo levar a uma diminuição da eficiência energética ou até mesmo a uma fadiga estrutural.

Para avaliar a carga no estado limite de serviço, foi desenvolvido um gráfico da carga lateral *versus* ângulo de rotação medido entre dois pontos na fundação (Laser superior e Laser inferior), conforme ilustrado na Figura 62. A carga de serviço obtida foi de 1,05MN, valor significativamente inferior ao obtido para estado limite último, a saber 2,40MN.

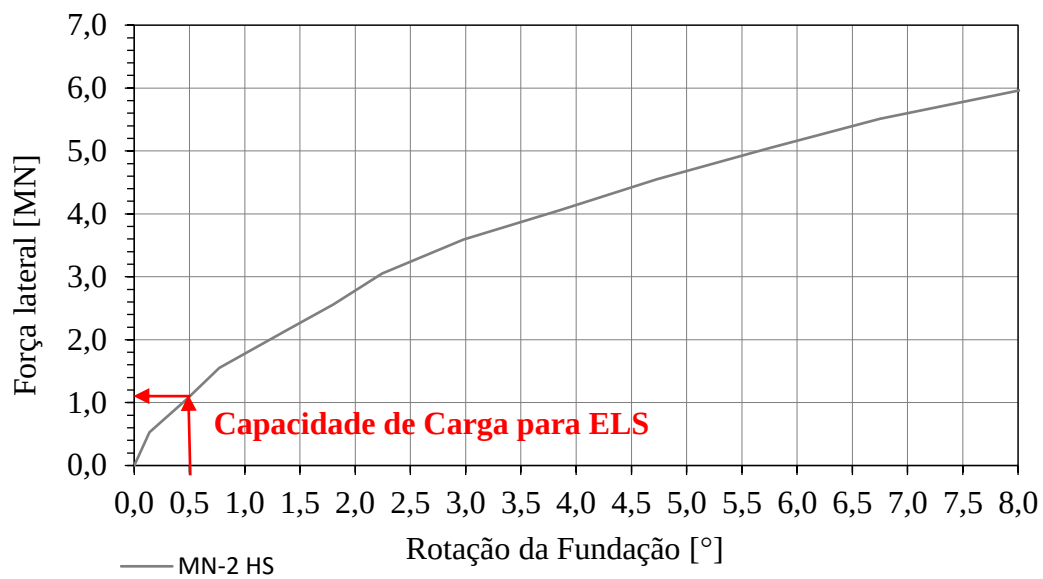


Figura 62 – Rotação para ELS.

A carga de serviço encontrada, sendo menor que a do ELU, indica um comportamento mais conservador sob as condições do ELS.

5 Análise de Sensibilidade

Após a realização de uma série de modelagens numéricas em *monopile* submetido a carregamentos monotônicos, neste capítulo são apresentadas análises paramétricas para investigar o efeito dos parâmetros de resistência (ϕ) e rigidez (E) no modelo constitutivo *Hardening Soil* a partir do comportamento da curva carga *versus* deslocamento. Além disso, é discutido o conjunto de parâmetros que proporcionam a melhor correspondência com os dados obtidos através da modelagem em centrífuga. O objetivo principal foi compreender como as diferentes configurações de parâmetros de entrada do modelo constitutivo afetam o resultado da modelagem.

5.1 Efeito do Ângulo de Atrito

A modelagem numérica MN-2 foi reproduzida utilizando o modelo constitutivo *Hardening Soil*, com a variações do ângulo de atrito do solo (ϕ) para avaliar sua sensibilidade. A Figura 63 apresenta a curva de força lateral *versus* deslocamento medida ao nível do laser superior (LS) e a Figura 64 ao nível do laser inferior (LI). As curvas MD-1, MD-2 e MD-3 correspondem aos resultados de ensaios em centrífuga geotécnica, enquanto as demais curvas representam resultados da modelagem numérica com a variação do ângulo de atrito interno do solo. Ambas em escala protótipo.

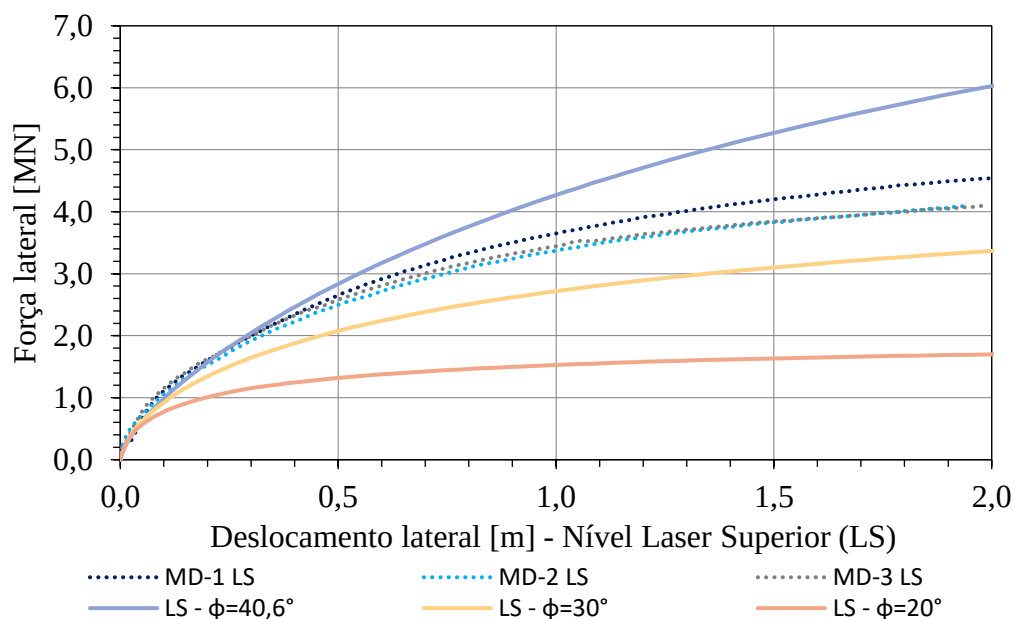


Figura 63 – Deslocamento ao nível do laser superior (LS) *versus* força lateral com a variação do ângulo de atrito (φ).

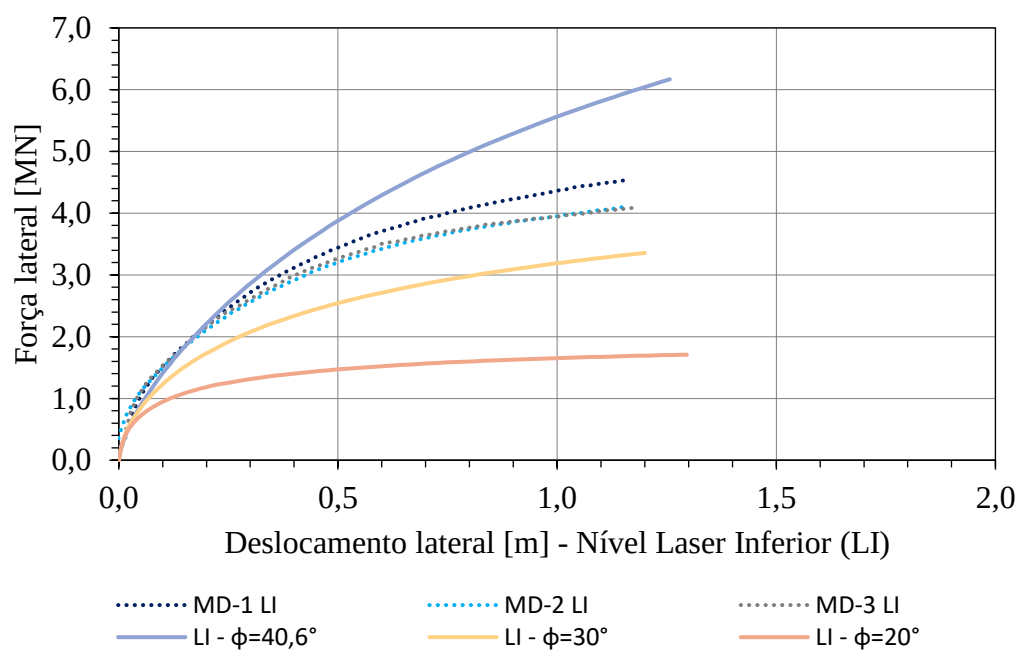


Figura 64 – Deslocamento ao nível do laser inferior (LI) *versus* força lateral com a variação do ângulo de atrito (φ).

Os gráficos apresentados indicam que à medida que o ângulo de atrito aumenta, ocorre um incremento na capacidade de suporte lateral da fundação, evidenciado por maiores valores de forças laterais para o mesmo nível de deslocamento. Para um deslocamento de 2 metros, um aumento de 10° no ângulo de atrito eleva a força lateral de 1,55 MN para 3,35 MN, representando um acréscimo de 116%.

Como o modelo é fundamentalmente elasto-plástico, observa-se que o ângulo de atrito não influencia na rigidez inicial das curvas. O que sugere, que nas primeiras fases de carregamento, o comportamento é controlado por outros fatores. À medida que o deslocamento lateral aumenta, as curvas de carga *versus* deslocamento começam a divergir, nota-se que à medida que o valor de φ diminui, há uma queda na rigidez do sistema e na capacidade de carga lateral para níveis mais elevados de carga e deslocamento.

Dessa forma, conclui-se que o ângulo de atrito do solo tem um impacto substancial no comportamento do *monopile* sob carregamento lateral.

5.2 Efeito da Rigidez

Para avaliação da variação da rigidez no modelo numérico, foi reproduzido o MN-2 utilizando o modelo constitutivo *Hardening Soil*, com as variações dos parâmetros de E_{50} entre 15MPa e 40MPa. A Figura 65 apresenta a curva de força lateral *versus* deslocamento medida ao nível do laser superior (LS) e a Figura 66 ao nível do laser inferior (LI). As curvas MD-1, MD-2 e MD-3 correspondem aos resultados de ensaios em centrífuga geotécnica, enquanto as demais curvas representam resultados da modelagem numérica com a variação dos parâmetros de rigidez do solo. Ambas em escala de protótipo.

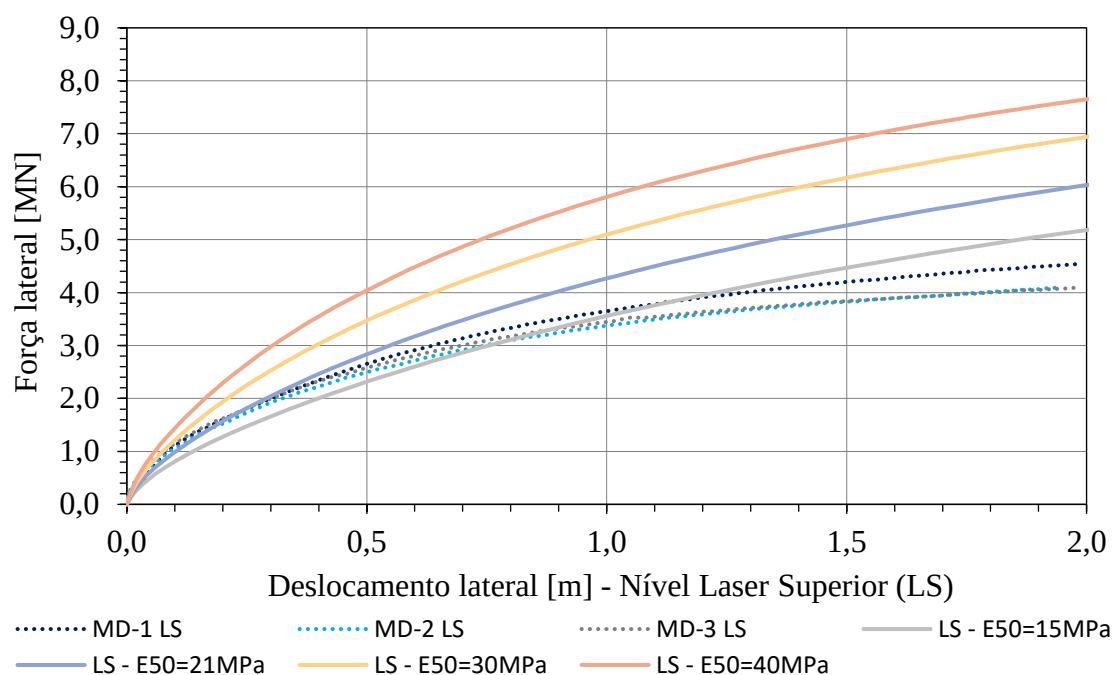


Figura 65 – Deslocamento ao nível do LS *versus* força lateral com a variação da rigidez (E).

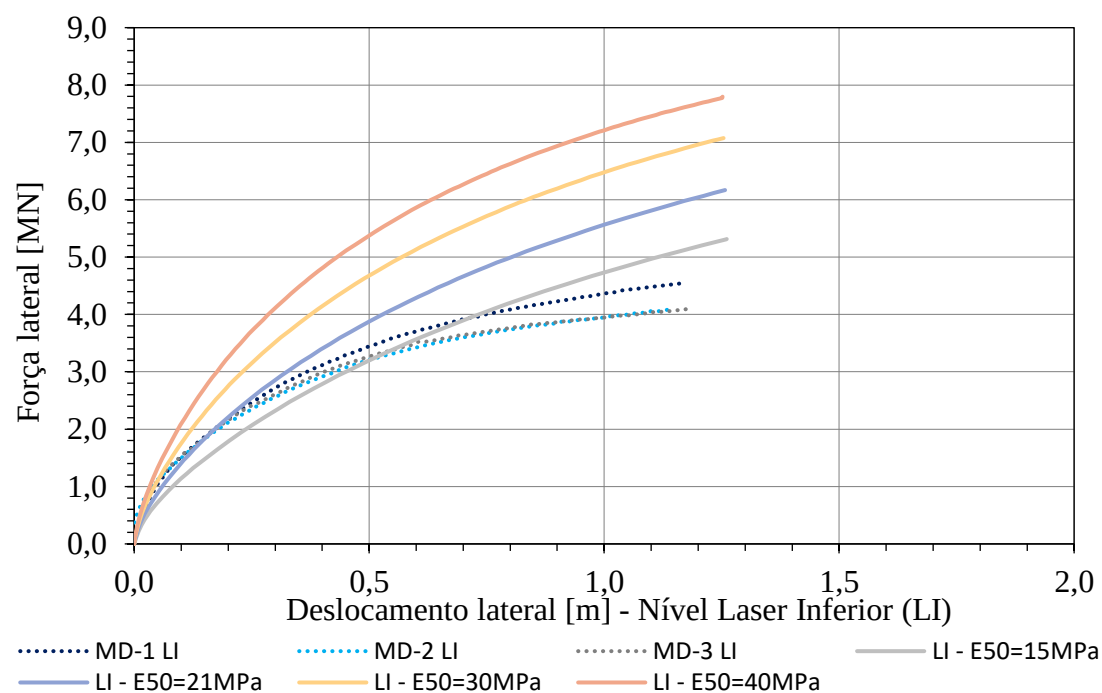


Figura 66 – Deslocamento ao nível do LI *versus* força lateral com a variação da rigidez (E).

A partir dos gráficos apresentados, é possível constatar que à medida que a rigidez do sistema aumenta, obtêm-se maiores valores de forças laterais para o mesmo nível de deslocamento lateral. Por exemplo, para um deslocamento de 2 metros, o

aumento de E_{50} de 15 MPa para 40 MPa eleva a força lateral de, aproximadamente, 5,2 MN para 7,6 MN.

A comparação entre os resultados experimentais (MD-1, MD-2, MD-3) e os resultados de modelagem numérica sugere que os valores de E_{50} entre 21 MPa e 30 MPa apresentam uma concordância melhor com os dados experimentais, especialmente nos estágios iniciais de deslocamento.

Esse comportamento é justificável pois solos com valores mais elevados de rigidez apresentam maior resistência à deformação sob carga, resultando em menores deslocamentos para uma dada força lateral. Esse comportamento é particularmente importante em fundações de torres eólicas *offshore*, onde a resistência a carregamentos laterais é importante para a estabilidade estrutural do sistema.

A comparação entre os resultados das análises paramétricas com os dados experimentais obtidos em centrífuga geotécnica permitiu identificar o conjunto de parâmetros (ϕ e E_{50}) que melhor se aproximou dos resultados experimentais sob pequenos deslocamentos, até 0,1D, apresentados na Tabela 12 e na Figura 67 e Figura 68.

Tabela 12 – Parâmetros que melhor correspondem aos resultados do modelo físico.

Parâmetro	Unidade	Valor
ϕ	°	30,00
c'	kPa	0,10
E_{50}^{ref}	MPa	30,00
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	MPa	30,00
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	MPa	90,00
ν_{ur}	—	0,20
ψ	°	10,60
p^{ref}	kPa	100,00
Rf	—	0,81
m	—	0,50

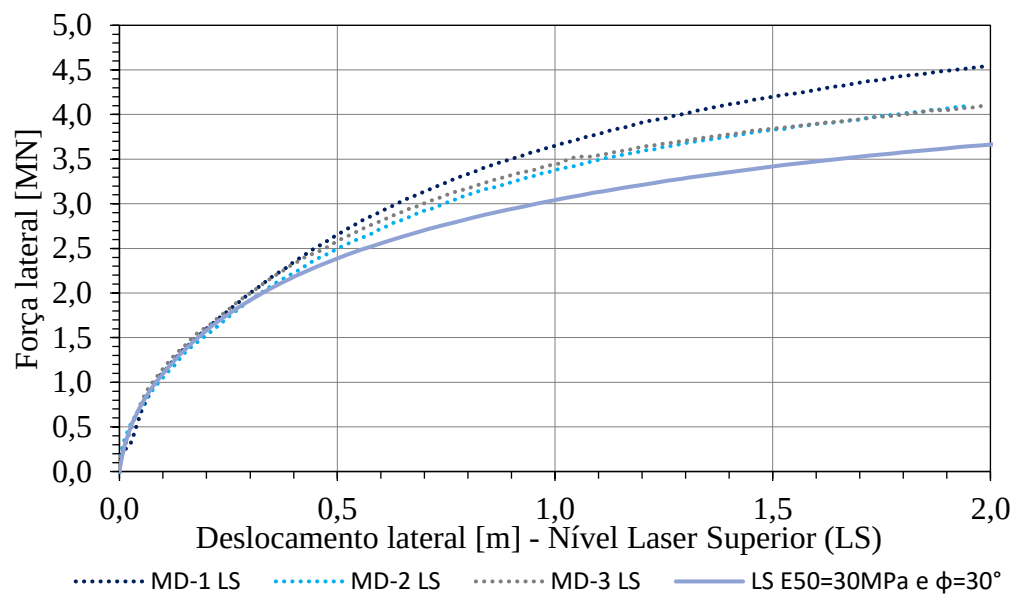


Figura 67 – Deslocamento ao nível LS *versus* força lateral com $\phi=30^\circ$ e $E_{50}=30\text{MPa}$.

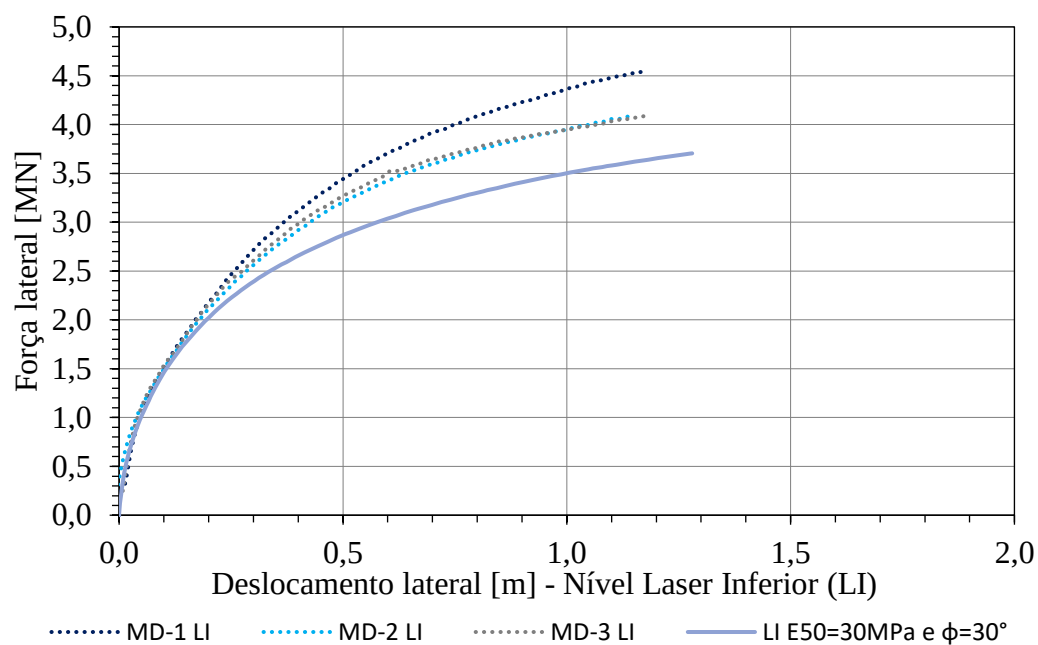


Figura 68 – Deslocamento ao nível LI *versus* força lateral com $\phi=30^\circ$ e $E_{50}=30\text{MPa}$.

6. Conclusões

A crescente demanda por soluções energéticas sustentáveis tem reforçado a importância de tecnologias como a energia eólica *offshore*. Neste cenário, ela surge como uma proposta promissora no Brasil, devido ao vasto potencial eólico costeiro. O estudo desenvolveu modelos numéricos tridimensionais no software *Plaxis 3D*, aplicando o modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico de *Mohr-Coulomb*, e o modelo avançado *Hardening Soil*, com parâmetros calibrados por ensaios triaxiais drenados. A análise de convergência indicou que a densidade da malha média para fina não exerceu influência significativa nos resultados dos modelos, optando-se então pela malha média otimizando-se os esforços computacionais e de tempo.

Para os modelos constitutivos analisados, o modelo *Hardening Soil*, apresentou, em termos de rigidez, um comportamento mais aderente aos resultados experimentais. O que sugere que esse modelo oferece uma representação mais precisa das condições de campo, uma vez que incorpora a não linearidade da rigidez do solo sob diferentes níveis de tensão. Porém, observou-se, a partir da calibração com o *Soil Test*, que o modelo não reproduz o comportamento de *strain-softening* após atingir a resistência de pico, o que pode ter influenciado os resultados em condições de grandes deformações.

Os resultados encontrados indicaram que, embora a modelagem tridimensional permita uma melhor representação do comportamento do *monopile*, quando comparado as normativas API e DNV, desafios persistem na implementação de parâmetros a partir das investigações laboratoriais e de campo em um modelo 3D de elementos finitos. A ausência da simulação dos efeitos de cravação da estaca e da degradação da rigidez do solo com a aplicação do carregamento lateral monotônico, a calibração dos modelos constitutivos a partir de ensaios triaxiais CD, e a presença de efeitos de borda, evidenciados pela plastificação na periferia do modelo, sugerem que ele não reproduziu adequadamente o comportamento do solo, revelando limitações na simulação da rigidez e resistência da fundação.

As análises de capacidade de carga lateral última realizadas encontraram um valor de 2,40 MN e apresentaram boa concordância entre os resultados numéricos e

experimentais de modelagem centrífuga, diferindo em apenas 4%. Em contrapartida, os métodos analíticos superestimaram a capacidade de carga. O que reforça a necessidade de se adotarem critérios consistentes para a definição da carga última, garantindo comparações adequadas entre abordagens. Adicionalmente, a avaliação do estado limite de serviço (ELS) indicou uma carga de 1,05 MN, consideravelmente menor que a do estado limite último (ELU), o que sugere um comportamento conservador, alinhado às exigências normativas para fundações de torres eólicas *offshore*.

A análise paramétrica realizada demonstrou uma influência significativa da rigidez (E) e da resistência do material (ϕ) na resposta ao carregamento lateral, sendo que o aumento desses parâmetros resultou em maiores forças laterais para um mesmo nível de deslocamento. Constatou-se ainda que o ângulo de atrito de 30° e a rigidez secante de 30 MPa apresentaram uma boa concordância, para pequenos deslocamentos, com os resultados experimentais da modelagem centrífuga.

Destaca-se que a modelagem numérica foi focada exclusivamente em carregamento monotônico, estabelecendo um ponto de partida para futuras extensões do modelo, como a inclusão de carregamentos cíclicos.

As dificuldades enfrentadas destacam a complexidade do comportamento dos *monopiles* sob carregamento monotônico e a necessidade de abordagens mais robustas para superar essas limitações e melhorar a precisão dos modelos de previsão de carga.

6.1 Sugestões para Pesquisas Futuras

A partir dos resultados obtidos na presente pesquisa, são apresentadas a seguir sugestões e recomendações para pesquisas futuras na área de fundações de torres eólicas *offshore*.

- a) Recomenda-se a modelagem dos efeitos dinâmicos provenientes da cravação do *monopile* em modelagem numérica utilizando o método dos elementos finitos;
- b) Sugere-se replicar a modelagem realizada considerando a degradação da rigidez e resistência do solo, aprimorando a capacidade do modelo de

representar o comportamento real do solo sob condições de carregamento extremo;

- c) Aconselha-se a realização de ensaios triaxiais de compressão lateral para a calibração dos modelos constitutivos, pois acredita-se que esses ensaios capturam de forma mais fiel a trajetória de tensões experimentada pelo solo ao redor do *monopile* quando submetido ao carregamento lateral monotônico;
- d) Para mitigar os efeitos de borda e aprimorar a precisão dos modelos numéricos, sugere-se a realização de estudos adicionais focados na otimização das condições de contorno e na ampliação da área modelada, com zonas de transição ou a utilização de malhas mais refinadas nas regiões críticas;
- e) Por fim, recomenda-se repetir o modelo numérico com frentes de carregamentos cíclicos, a fim de avaliar se o desempenho do modelo atende às expectativas projetadas.

Referências Bibliográficas

ABADIE, C. N. **Cyclic Lateral Loading of Monopile Foundations in Cohesionless Soils**. University of Oxford. 236. 2015.

API. **API RECOMMENDED PRACTICE 2A-WSD**. [S.l.]. 2021.

ARANY, L. *et al.* Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, 2017., p. 124-152

ARVAN, P. A.; RAJU, R. D.; AROCKIASAMY, M. Offshore Wind Turbine Monopile Foundation Systems in Multilayered Soil Strata under Aerodynamic and Hydrodynamic Loads: State-of-the-Art Review. **Pract. Period. Struct. Des. Constr.**, 2023., p. 26

ASIM, T. *et al.* A Review of Recent Advancements in Offshore Wind Turbine Technology. **Energies**, 2022., p. 30

BARRA, M. F. W. **Centrifuge Modelling of Monopile Foundation for Offshore Wind Turbines**. UFRJ. Rio de Janeiro, p. 141. 2020.

BASHETTY, S.; OZCELIK, S. Review on Dynamics of Offshore Floating Wind Turbine Platforms. **Energies**, 2021., p. 1-30

BAYTON, S. M. **Centrifuge Modelling of Monopiles in Sand Subject to Lateral Loading**. University of Sheffield. [S.l.], p. 219. 2020.

BENTLEY SYSTEMS. **PLAXIS 3D - Material Models Manual**. [S.l.]. 2023.

BHATTACHARYA, S. *et al.* Physical Modelling of Offshore Wind Turbine Foundations for TRL (Technology Readiness Level) Studies. **Journal of Marine Science and Engineering**, 29 May 2021., p. 54

BROMS, B. B. Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils. **Soil Mechanics and Foundations Division**, May 1964., p. 123-156

BURD, H. J. *et al.* New data analysis methods for instrumented medium-scale monopile field tests. **Géotechnique**, 70, n. 11, 2020a., p. 961-969

BURD, H. J. *et al.* PISA design model for monopiles for offshore wind turbines: application to a marine sand. **Géotechnique**, 70, n. 11, 2020b., p. 1048-1066

BURD, H. J. *et al.* Application of the PISA design model to monopiles embedded in layered soils. **Géotechnique**, 70, n. 11, 2020c., p. 1067-1082

BYRNE, B. Foundation Design for Offshore Wind Turbines. **Géotechnique Lecture**, p. 78, 2011.

BYRNE, B. W. *et al.* Monotonic laterally loaded pile testing in a stiff glacial clay till at Cowden. **Géotechnique**, 70, n. 11, 2020a., p. 970-985

BYRNE, B. W. *et al.* PISA design model for monopiles for offshore wind turbines: application to a stiff glacial clay till. **Géotechnique**, 70, n. 11, 2020b., p. 1030-1047

BYRNE, B. W. Editorial: geotechnical design for offshore wind turbine monopiles. **Géotechnique**, 70, n. 11, 2020., p. 943-944

BYRNE, B. W.; HOULSBY, G. T. Helical piles: an innovative foundation design option for offshore wind turbines. **Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences**, 2015., p. 11

CHAKRABARTI, S. **Handbook of Offshore Engineering**. 1. ed. [S.l.]: Elsevier Ltd., 2005.

DAVISSON, M. T. **Lateral Load Capacity of Piles**. Committee on Foundations of Bridges and Other Structures. Illinois: [s.n.]. 1970, p. 104-112.

DAVISSON, M. T. **Lateral load capacity of piles**. Department of Civil Engineering, University of Illinois. USA. 1970.

DNV GL. **DNVGL-ST-0126**. [S.l.]. 2021.

EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA. **Roadmap Eólica Offshore Brasil: Perspectivas e Caminhos para a Energia Eólica Marítima**. Governo Federal. [S.l.], p. 140. 2020.

EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA. Matriz Energética e Elétrica. **Empresa de Pesquisa Energética**, 2023. Disponível em: <https://www.epe.gov.br/pt/abcdenergia/matriz-energetica-e-eletrica>. Acesso em: 5 Novembro 2023.

FAN, Q. *et al.* A Review of the Development of Key Technologies for Offshore Wind Power in China. **Journal of Marine Science Engineering**, 2022., p. 1-25

Global Offshore Wind Report. Bruxelas, p. 118. 2023.

GOMES, J. W. P. **Modelagem Centrífuga de Monopile Submetido a Carregamento Lateral Estático e Cíclico**. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 2024.

GOMES, N. F. **Parâmetros Geotécnicos Estáticos e Dinâmicos de Areias Quartzosas e Carbonatadas**. UFRJ. Rio de Janeiro, p. 175. 2020.

HANSEN, J. B. A general formula for bearing capacity. **The Danish Geotechnical Institute**, v. 11, Jan 1961., p. 38-46

IBAMA. Mapas de projetos em licenciamento - Complexos Eólicos Offshore. **gov.br**, 2023. Disponível em: <https://www.gov.br/ibama/pt-br/assuntos/laf/consultas/mapas-de-projetos-em-licenciamento-complexos-eolicos-offshore>. Acesso em: 18 Outubro 2023.

IWICKI, P.; PRZEWLÓCKI, J. Short Review and 3-D FEM Analysis of Basic Types of Foundation for Offshore Wind Turbine. **Polish Maritime Research**, Vol 27, Poland, 2020., p. 31-39

KIRKWOOD, P. B. **Cyclic lateral loading of monopile foundations in sand**. University of Cambridge, Cambridge. Inglaterra, p. 216 f. 2015.

KLINKVORT, R. T. **Centrifuge Modelling of Drained Lateral Pile-Soil Response - Application for Offshore Wind Turbines Support Structures**. Technical University of Denmark, Kongens Lyngby. Dinamarca, p. 232 f. 2012.

KOEKKOEK, R. **Gravity Base Foundations for Offshore Wind Turbines**. Delft University of Technolog. Nederland, p. 251. 2015.

LEBLANC, C.; HOULSBY, G. T. . B. B. W. Response of Stiff Piles in Sand to Long-term Cyclic Lateral Loading. **Géotechnique**, v. 60, n. n. 2, 2010., p. p. 79-90

LEIMEISTER, M.; KOLIOS, A.; COLLU, M. **Critical Review of Floating Support Structures for Offshore Wind Farm Deployment**. 15th Deep Sea Offshore Wind R&D Conference. Trondheim: IOP Publishing. 2018, p. 1-11.

LEMOS, S. G. P. **Comportamento Dinâmico de Fundações em Monopiles de Turbinas Eólicas Offshore**. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 180. 2024.

LOPES, G. K. *et al.* **A numerical investigation on the derivation of p-y curves for monopile foundations installed in sand**. roceedings of the ASME 2023 42nd International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering (OMAE2023). Melborne, Australia: [s.n.]. 2023.

MACIEL, G. D. S. G. **Desenvolvimento e Projeto Mecânico de uma Fundação para uma Turbina Eólica Offshore**. Técnico Lisboa. Lisboa, p. 116. 2017.

MADABHUSHI, G. **Centrifuge Modelling for Civil Engineers**. 1 ed. ed. Boca Raton: Taylor & Francis Group, 2014.

MCADAM, R. A. *et al.* Monotonic laterally loaded pile testing in a dense marine sand at Dunkirk. **Géotechnique**, 70, n. 11, 2020., p. 986-998

O'KELLY, B. C.; ARSHAD, M. Offshore wind turbine foundations – Analyses and Design. In: RAN, L.; NG, C. **Offshore Wind Farms - Technologies, Design and Operation**. 1^a. ed. [S.l.]: Woodhead Publishing, 2016. Cap. 20.

PISANÒ, F. **Input of advanced geotechnical modelling to the design of offshore wind turbine foundations**. Proceedings of the XVII Eropean Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Reykjavík: [s.n.]. 2019.

POULOS, H. G.; HULL, T. S. **Role of Analytical Geomechanics in Foundation Engineering**. Foudantion Engineering: Current Principals and Practices, ASCE. [S.l.]: [s.n.]. 1989, p. 1578-1606.

PRASAD, Y. V. S. N.; CHARI, T. R. Lateral Capacity of Model Rigid Piles in Cohesionless Soils. **Soils and Foundations**, v. 39, Apr 1999., p. 21-29

REESE, L. C.; COX, W. R.; KOOP, F. D. **Field testing and analysis of laterally loaded piles in sand**. Proceedings of the VI Annual Offshore Technology Conference. Houston: [s.n.]. 1974, p. 473-485.

RODRIGUES, S. *et al.* A Multi-Objective Optimization Framework for Offshore Wind Farm Layouts and Electric Infrastructures. **Energies**, 18 Março 2016., p. 1-42

TABORDA, D. M. G. *et al.* Finite-element modelling of laterally loaded piles in a dense marine sand at Dunkirk. **Géotechnique**, 70, n. 11, 2020., p. 1014-1019

WU, X. *et al.* Foundations of offshore wind turbines: A review. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**, 24 January 2019.

ZDRAVKOVIC', L. *et al.* Ground characterisation for PISA pile testing and analysis. **Géotechnique**, 70, n. 11, 2020a., p. 945-960

ZDRAVKOVIC', L. *et al.* Finite-element modelling of laterally loaded piles in a stiff glacial clay till at Cowden. **Géotechnique**, 70, n. 11, 2020b., p. 999-1013