

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DO
COMPORTAMENTO MECÂNICO DE FUNDAÇÕES DE PROTÓTIPOS
EÓLICOS EM SOLO TROPICAL**

YAGO MACHADO PEREIRA DE MATOS

**ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D.
COORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, Ph.D.**

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: G.TD-196/2024**

BRASÍLIA/DF: JUNHO / 2024

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO
MECÂNICO DE FUNDAÇÕES DE PROTÓTIPOS EÓLICOS EM SOLO TROPICAL**

YAGO MACHADO PEREIRA DE MATOS

**TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.**

APROVADA POR:

**RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D. (UnB)
(ORIENTADOR)**

**MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, Ph.D. (UnB)
(COORIENTADOR)**

**JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, Ph.D. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**ALFRAN SAMPAIO MOURA, D.Sc. (UFC)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**RENATO MARQUES CABRAL, D.Sc. (UEG / ELETROBRAS FURNAS)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 7 DE JUNHO DE 2024.

FICHA CATALOGRÁFICA

MATOS, YAGO MACHADO PEREIRA DE

Avaliação experimental e numérica do comportamento mecânico de fundações de protótipos eólicos em solo tropical, Distrito Federal, G.TD-196/2024.

xviii, 203 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2024).

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Aerogerador

2. Interação solo-estrutura

3. Prova de carga

4. Análise numérica

I. ENC/FT/UnB

II. Doutor

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MATOS, Y.M.P. (2024). Avaliação experimental e numérica do comportamento mecânico de fundações de protótipos eólicos em solo tropical. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-196/2024, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 203 p.

CESSÃO DE CRÉDITOS

NOME DO AUTOR: Yago Machado Pereira de Matos

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Avaliação experimental e numérica do comportamento mecânico de fundações de protótipos eólicos em solo tropical.

GRAU: Doutor

ANO: 2024

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Yago Machado Pereira de Matos
yago_mpm@hotmail.com

Universidade de Brasília
Campus Darcy Ribeiro
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / FT
Programa de Pós-graduação em Geotecnia
70910-900, Asa Norte, Brasília/DF-Brasil

AGRADECIMENTOS

A Deus pela oportunidade concedida.

Aos meus pais, Thales e Virgínia, pela dedicação e apoio incondicional durante toda a minha jornada acadêmica, sempre proporcionando a mim as melhores oportunidades possíveis ao longo de minha vida.

Aos meus irmãos, Thales Filho e Viviane, pelo companheirismo e por todo apoio e incentivo.

À minha esposa, Nise, por tanto amor, paciência, apoio e cuidado.

Ao parceiro de pesquisa de longa data e irmão que a vida me deu, Fernando Monteiro, pela sua amizade sincera e pelo seu apoio incondicional.

À Universidade de Brasília e ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia pelo ensino de qualidade e aos seus professores por todo o conhecimento adquirido durante o curso de doutorado.

Ao Professor Renato Cunha pela paciência, pelos conselhos valiosos e por todo o aprendizado transmitido durante o desenvolvimento da pesquisa.

Ao Professor Márcio Muniz pela confiança, pelo incentivo e por todos os ensinamentos.

Aos Professores Alfran Sampaio, Renato Cabral e Juan Félix pela gentileza de avaliarem este trabalho e contribuírem com seu conhecimento.

A todos que integram o Infralab e contribuíram para a execução da pesquisa.

À Eletrobras Furnas pelo financiamento desta pesquisa.

Ao CNPq e à Finatec pelo apoio financeiro durante a pesquisa.

Às incontáveis outras pessoas que não foram citadas, mas que contribuíram de forma direta ou indireta para a realização deste trabalho.

RESUMO

Nos últimos anos, mesmo com a implantação de novos parques eólicos no Brasil, ainda existe uma dificuldade na formação de parcerias com empresas do setor o que contribui, significativamente, para a lacuna nas informações disponibilizadas pela literatura nacional e o desconhecimento sobre o comportamento mecânico dos aerogeradores sujeitos aos efeitos de cargas transientes. Diante disso, por meio de um projeto de Pesquisa e Desenvolvimento que promove a interação entre academia e indústria com vistas à otimização e ao aperfeiçoamento de modelagens em sistemas eólicos, Eletrobras Furnas busca, a longo prazo, viabilizar a construção de aerogeradores de menor porte para abastecer de energia regiões mais afastadas da costa brasileira que não dispõem de um potencial de geração elevado. Nesse contexto, o presente trabalho tem como objetivo avaliar o comportamento das fundações dos protótipos eólicos EOL-10 e EOL-40 assentes em solo tropical do Centro-Oeste brasileiro por meio de dados de ensaios de prova de carga e resultados de modelagens numéricas utilizando o Método dos Elementos Finitos. Os ensaios de prova de carga realizados em estacas-teste revelaram algumas particularidades sobre a interação solo-estrutura para o local de estudo, como a variação da rigidez secante cíclica, a redução do atrito lateral após ciclos de cargas axiais de compressão e a tendência de acúmulo de deslocamentos permanentes para cargas transversais cíclicas. Simulações desses ensaios revelaram que a combinação dos modelos de dano plástico para o concreto e elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb para o solo pode ser útil para investigar o comportamento das fundações dos protótipos eólicos desde que seja realizada para poucos ciclos e com nível de carga elevado. Atentando para os principais requisitos de projeto geotécnico para a fundação de um aerogerador, as análises numéricas das fundações dos protótipos foram realizadas para (i) cargas extremas; (ii) carregamentos comuns de operação; (iii) carregamentos cíclicos; e (iv) ocorrência de ressonância. Ficou evidenciado que, para os cenários de carga considerados, suas fundações atenderam aos critérios de segurança e desempenho. Por outro lado, observou-se que tanto o EOL-10 como o EOL-40 podem estar sujeitos aos efeitos de ressonância durante sua operação. Contudo, ambos dispõem de um sistema de aquisição de dados especificamente equipado para realizar seu monitoramento estrutural com sensores distribuídos ao longo da torre. As análises modais revelaram ainda que assumir a torre com base fixa pode induzir a erros na estimativa da frequência natural e considerar propriedades elásticas de pequenas deformações para o solo pode interferir nos deslocamentos de suas fundações. Além disso, a primeira frequência natural foi responsável pelos maiores deslocamentos na estrutura.

ABSTRACT

Nowadays, despite the implementation of new wind farms in Brazil, it still is difficult to form partnerships with companies in the sector, which significantly contributes to the gap in information provided by national literature and the lack of knowledge about the mechanical behavior of wind turbines subjected to transient wind effects. Therefore, through a Research and Development Project to optimize and improve modeling in wind systems, the Brazilian electric power company Eletrobras Furnas aims to facilitate the construction of smaller wind turbines to supply energy to regions far from the Brazilian coast that do not have high generation potential due to the incidence of low-speed winds. The aim of this study is to evaluate the behavior of EOL-10 and EOL-40 wind turbine prototypes foundations on tropical soil in the Midwest of Brazil using load tests and finite element analysis results. The load tests carried out on test piles revealed some peculiarities about soil-structure interaction for the study site, such as the variation in cyclic secant stiffness, the shaft friction degradation after cyclic axial compression loads and the permanent accumulation of pile-head displacements after cyclic transverse loads. Simulations of these tests revealed that the combination of concrete damage plasticity model and Mohr-Coulomb can be useful for investigating the behavior of wind turbine prototypes foundations if it is carried out for a few cycles and at a high load level. Considering the main geotechnical design requirements for wind turbine foundation, numerical analyses of prototype foundations were carried out for (i) extreme loads; (ii) ordinary loads; (iii) cyclic loads; and (iv) resonance. The results suggested foundations guaranteed safe performance for proposed load scenarios. On the other hand, it was observed that both EOL-10 and EOL-40 may experience events of resonance. However, both prototypes have a data acquisition system equipped to carry out their structural monitoring with sensors distributed throughout their towers. The modal analysis also revealed that assuming a completely fixed tower may lead to error in natural frequency prediction and considering soil small-strain stiffness may influence with the displacements of its foundations. Also, the first natural frequency was responsible for the largest displacements in the structure.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 IDENTIFICAÇÃO DO PROBLEMA	2
1.2 HIPÓTESE.....	2
1.3 OBJETIVO GERAL	2
1.4 METODOLOGIA	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1 PERSPECTIVAS PARA A ENERGIA EÓLICA NO BRASIL	4
2.2 SOLOS TROPICAIS.....	7
2.3 REQUISITOS DE PROJETO DE FUNDAÇÕES DE TORRES EÓLICAS	9
2.3.1 Estados Limites Último e de Serviço	9
2.3.2 Ressonância.....	11
2.3.3 Estado Limite de Fadiga.....	17
2.4 COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES DE TORRES EÓLICAS SUBMETIDAS A CARREGAMENTOS CÍCLICOS	19
2.4.1 Acúmulo de poropressão	19
2.4.2 Características dos ciclos de carregamentos	19
2.5 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA FUNDAÇÕES DE TORRES EÓLICAS	28
2.5.1 Elemento geotécnico	28
2.5.2 Elemento estrutural	30
2.6 OBSERVAÇÕES IMPORTANTES ACERCA DA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	32
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	35
3.1 DESCRIÇÃO GERAL DO PROJETO DE FURNAS.....	35
3.2 CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE FURNAS.....	35
3.2.1 Investigações de campo.....	37
3.2.2 Ensaios de laboratório	39
3.2.3 Ensaios de prova de carga em estacas-teste	43
3.3 DESCRIÇÃO DOS PROTÓTIPOS EÓLICOS E DAS SUAS FUNDAÇÕES	55

3.3.1	EOL-10.....	55
3.3.2	EOL-40.....	57
3.4	CARACTERÍSTICAS DOS VENTOS DA REGIÃO.....	63
3.5	INSTRUMENTAÇÃO DOS PROTÓTIPOS.....	64
3.6	RESUMO GERAL DO CAPÍTULO	66
4.	RESULTADOS.....	69
4.1	EXPERIMENTAIS	69
4.1.1	Ensaio com carregamentos axiais.....	71
4.1.2	Ensaio com carregamentos axiais e transversais	81
4.1.3	Observações importantes acerca do comportamento cíclico das estacas-teste	91
4.2	NUMÉRICOS	93
4.2.1	Calibração dos modelos numéricos.....	94
4.2.2	Carregamento horizontal monotônico.....	96
4.2.3	Vibração livre.....	101
4.2.4	Parâmetros mecânicos do solo	105
4.2.5	Simulação numérica dos ensaios de prova de carga	107
4.3	MODELAGEM NUMÉRICA DO EOL-10.....	115
4.3.1	Estado Limite Último	116
4.3.2	Estado Limite de Serviço	119
4.3.3	Estado Limite de Fadiga.....	121
4.3.4	Ressonância.....	124
4.4	MODELAGEM NUMÉRICA DO EOL-40.....	130
4.4.1	Estado Limite Último	131
4.4.2	Estado Limite de Serviço	134
4.4.3	Estado Limite de Fadiga.....	137
4.4.4	Ressonância.....	139

4.5	CONHECIMENTOS GERADOS PARA PROJETOS DE FUNDAÇÕES DE TORRES EÓLICAS.....	142
5.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	149
5.1	CONCLUSÕES.....	149
5.2	RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	152
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	153
	ANEXO I – DETALHES GERAIS DOS PROTÓTIPOS EOL-10 E EOL-40	164
	APÊNDICE A – DADOS DOS ENSAIOS DE PROVA DE CARGA	176
	APÊNDICE B – CALIBRAÇÃO DO MODELO MOHR-COULOMB	186
	APÊNDICE C – CALIBRAÇÃO DO MODELO <i>STRUCTURED SUBLOADING CAM CLAY</i>.....	195

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Valores de amortecimento para primeiro modo de flexão de um aerogerador (Bhattacharya, 2019).	16
Tabela 2.2 Trabalhos sobre a obtenção da frequência natural de torres eólicas.	16
Tabela 2.3 Trabalhos sobre estacas submetidas a carregamentos transversais cíclicos.....	25
Tabela 2.4 Exemplos de modelos utilizados para investigar o comportamento cíclico do solo em fundações de torres eólicas.....	31
Tabela 3.1 Relação das atividades completadas no campo experimental de Furnas.	36
Tabela 3.2 Ensaios realizados e respectivas metodologias de execução.....	40
Tabela 3.3 Resultados dos ensaios de permeabilidade de carga variável (Furnas, 2020).....	41
Tabela 3.4 Parâmetros geotécnicos do campo experimental de Furnas.	45
Tabela 3.5 Dados gerais dos ensaios de prova de carga nas estacas-teste.	53
Tabela 3.6 Dados de momento de tombamento do EOL-10.	66
Tabela 3.7 Dados de direção do momento de tombamento do EOL-10.	66
Tabela 3.8 Período de execução das principais atividades realizadas na área de estudo.	68
Tabela 4.1 Características das estacas-teste e dados das provas de carga.....	69
Tabela 4.2 Parâmetros e componentes dos modelos numéricos da etapa de calibração.....	96
Tabela 4.3 Resultados da análise de densidade da malha do terreno para carregamento horizontal monotônico.....	100
Tabela 4.4 Parâmetros mecânicos do solo para simulação dos ensaios triaxiais.	105
Tabela 4.5 Parâmetros do modelo de dano plástico do concreto (Jankowiak e Łodygowski, 2005).....	107
Tabela 4.6 Parâmetros mecânicos do solo para simulação dos ensaios de prova de carga....	107
Tabela 4.7 Propriedades elásticas e pesos específicos de concreto e aço do modelo numérico do EOL-10.....	116
Tabela 4.8 Parâmetros mecânicos do solo para verificação dos Estados Limites Último, de Serviço e de Fadiga do EOL-10.	116
Tabela 4.9 Solicitações equivalentes do ELU transferidas da torre para a fundação do EOL-10.	116
Tabela 4.10 Detalhes sobre a malha do modelo numérico do EOL-10.....	117
Tabela 4.11 Detalhes dos cenários de carga para ELS do EOL-10.....	120
Tabela 4.12 Deslocamentos no topo do radier e da torre do EOL-10 para ELS.....	121
Tabela 4.13 Detalhes dos cenários de carga para ELF do EOL-10.....	122

Tabela 4.14 Dados para obtenção de G_0 pela correlação de Hardin e Black (1969).	125
Tabela 4.15 Parâmetros geotécnicos adotados na análise modal do EOL-10.....	126
Tabela 4.16 Parâmetros mecânicos do solo para simulação dos Estados Limites Último, de Serviço e de Fadiga do EOL-40.	131
Tabela 4.17 Solicitações equivalentes do ELU transferidas da torre para a fundação do EOL-40.....	131
Tabela 4.18 Detalhes sobre a malha do modelo numérico do EOL-40.....	132
Tabela 4.19 Solicitações equivalentes do ELS transferidas da torre para a fundação do EOL-40.	134
Tabela 4.20 Valores de recalque obtidos do topo do radier do EOL-40 para ELS.....	136
Tabela 4.21 Valores de recalque obtidos do topo do radier do EOL-40 para ELS.....	138
Tabela 4.22 Parâmetros geotécnicos adotados na análise modal do EOL-40.....	139
Tabela A.1 Valores de carga axial e deslocamento medidos na prova de carga da estaca T1.	176
Tabela A.2 Valores de carga axial e deslocamento medidos na prova de carga da estaca EB.	177
Tabela A.3 Valores de carga axial e deslocamento medidos na prova de carga em T2.....	179
Tabela A.4 Valores de carga transversal e deslocamento medidos na prova de carga em T2.	181
Tabela A.5 Valores de carga axial e deslocamento medidos na prova de carga em T3.....	182
Tabela A.6 Valores de carga transversal e deslocamento medidos na prova de carga em T3.	184
Tabela B.1 Parâmetros mecânicos do solo para simulação dos ensaios triaxiais.	186
Tabela C.1 Parâmetros do modelo <i>Structured Subloading Cam clay</i>	195

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Perspectivas de novas instalações eólicas no mundo entre 2022 e 2026 em GW (GWEC, 2022).	5
Figura 2.2 Capacidade instalada e número de parques eólicos <i>onshore</i> por estado no Brasil (ABEEólica, 2023a).	6
Figura 2.3 Exemplo de curva de retenção de água no solo (Gitirana Jr. et al., 2023).....	7
Figura 2.4 Cargas cíclicas atuando em uma turbina eólica <i>offshore</i> (Santos, 2023).....	12
Figura 2.5 Frequências de excitação impostas por cargas ambientais e mecânicas (Bhattacharya et al., 2013).....	13
Figura 2.6 Comportamento característico de rigidez e deformação do solo (Benz, 2007).	14
Figura 2.7 Comportamento cíclico de fundações de torres eólicas (Wichtmann e Triantafyllidis, 2012).....	18
Figura 2.8 Resposta cíclica de uma estaca carregada lateralmente (Cuéllar, 2011).	18
Figura 2.9 Evolução da poropressão em um solo submetido a carregamentos cíclicos (Taiebat, 1999).....	20
Figura 2.10 Influência da magnitude do carregamento e do número de ciclos.....	21
Figura 2.11 Exemplo simplificado de ciclos de carga unidirecional e bidirecional.	22
Figura 2.12 Estratégias computacionais para aproximação da resposta cíclica do solo (Wichtmann et al., 2010): (a) “Implícita” e (b) “Explícita”.....	29
Figura 2.13 Superfície de subcarregamento do modelo SubCam (Mendoza e Farias, 2020)..	30
Figura 2.14 Comportamento monotônico uniaxial do concreto em (a) tração e (b) compressão (Dassault Systèmes, 2014a).....	32
Figura 3.1 Localização da cidade de Aparecida de Goiânia-GO.	36
Figura 3.2 Localização do campo experimental em Furnas.....	36
Figura 3.3 Processo de retirada de amostras no campo experimental em Furnas.....	37
Figura 3.4 Disposição dos protótipos eólicos, dos furos de sondagem, dos poços de inspeção e coleta de amostras e das estacas-teste no campo experimental de Furnas (sem escala).	38
Figura 3.5 Perfil geotécnico simplificado do campo experimental de Furnas.	39
Figura 3.6 Granulometria do solo ao longo da profundidade (Ferreira et al., 2019).	40
Figura 3.7 Índices físicos do solo do campo experimental de Furnas (Ferreira et al., 2019). .	42
Figura 3.8 Parâmetros dos ensaios triaxiais e edométricos (Furnas, 2020).	44
Figura 3.9 Locação das estacas-teste no campo experimental de Furnas (sem escala).....	46
Figura 3.10 Detalhes dos sistemas de reação dos ensaios de prova de carga.	47

Figura 3.11 Posição dos sensores ao longo das estacas-teste instrumentadas T1, T2 e T3 (Cruz Junior, 2023).....	48
Figura 3.12 Detalhes dos sensores instalados em T1, T2 e T3 (Cruz Junior, 2023).....	48
Figura 3.13 Detalhe do sistema <i>expander body</i> instalado na armadura da estaca-teste EB.....	49
Figura 3.14 Etapas executivas de um sistema <i>expander body</i> em fundações por estacas (Monteiro, 2023).	49
Figura 3.15 Programa de ensaio para as estacas-teste T1 e EB.	50
Figura 3.16 Programa de ensaio para a estaca-teste T2.	51
Figura 3.17 Programa de ensaio para a estaca-teste T3.	53
Figura 3.18 Execução do ensaio com carregamentos axial e transversal em T3.	54
Figura 3.19 Cargas axiais máximas aplicadas em cada estacas-teste.	54
Figura 3.20 Protótipos eólicos no campo experimental de Furnas.	55
Figura 3.21 Detalhes da fundação do EOL-10.....	56
Figura 3.22 Representação simplificada do protótipo EOL-10 com sua fundação.....	57
Figura 3.23 Detalhes da fundação do EOL-40.....	58
Figura 3.24 Detalhes da armadura do radier da fundação do EOL-40.....	59
Figura 3.25 Detalhes das estacas da fundação do EOL-40.	59
Figura 3.26 Curvas pressão x volume de expansão dos sistemas <i>expander body</i>	60
Figura 3.27 Representação simplificada do protótipo EOL-40 com sua fundação.....	61
Figura 3.28 Analogia simplificada do comportamento mecânico das fundações dos protótipos eólicos (sem escala).....	62
Figura 3.29 Anemômetro de copo PCDe-02 e os protótipos EOL-10 e EOL-40 no campo experimental de Furnas.	63
Figura 3.30 Características dos ventos dominantes no campo experimental de Furnas.	64
Figura 3.31 Células de carga instaladas na base da torre do EOL-10 no campo experimental de Furnas.	65
Figura 3.32 Histograma dos momentos de tombamento na base da torre do EOL-10.	66
Figura 4.1 Dados brutos da instrumentação de T1 (Cruz Junior, 2023).	70
Figura 4.2 Curva carga-recalque de T1.....	71
Figura 4.3 Distribuição de carga axial ao longo da profundidade de T1.	72
Figura 4.4 Curva carga-recalque de T1 durante os ciclos.	73
Figura 4.5 Comportamento da rigidez secante cíclica de T1.	73
Figura 4.6 Variação da rigidez secante cíclica de T1.....	74
Figura 4.7 Comportamento da rigidez secante absoluta de T1.	74

Figura 4.8 Deslocamentos elásticos de T1 durante o ensaio cíclico.	75
Figura 4.9 Comportamento do módulo de Young secante de T1 ao longo dos ciclos.	76
Figura 4.10 Comportamento do atrito lateral unitário de T1 para início do ensaio cíclico.	76
Figura 4.11 Variação do atrito lateral unitário de T1 durante o ensaio cíclico.	77
Figura 4.12 Curvas carga-recalque de EB e T1.	78
Figura 4.13 Determinação da carga de ruptura convencional de EB.	78
Figura 4.14 Curva carga-recalque de EB durante os ciclos.	79
Figura 4.15 Comportamento da rigidez secante cíclica de EB.	79
Figura 4.16 Variação da rigidez secante cíclica de EB.	80
Figura 4.17 Deslocamentos elásticos de EB durante o ensaio cíclico.	81
Figura 4.18 Deslocamentos plástico, elástico e total após descarregamento completo de EB.	81
Figura 4.19 Curva carga-recalque do ensaio estático de compressão em T2.	82
Figura 4.20 Curva carga-deslocamento do ensaio cíclico transversal em T2.	83
Figura 4.21 Distribuição de carga axial ao longo da profundidade de T2.	83
Figura 4.22 Comportamento da rigidez secante cíclica de T2.	84
Figura 4.23 Variação da rigidez secante cíclica de T2.	85
Figura 4.24 Acúmulo de deslocamento permanente de T2.	85
Figura 4.25 Comportamento geral de T2 durante ensaio cíclico.	86
Figura 4.26 Curva carga-recalque do ensaio estático de compressão em T3.	87
Figura 4.27 Curva carga-deslocamento do ensaio cíclico transversal em T3.	87
Figura 4.28 Distribuição de carga axial ao longo da profundidade de T3.	88
Figura 4.29 Comportamento da rigidez secante cíclica de T3.	88
Figura 4.30 Variação da rigidez secante cíclica de T3.	89
Figura 4.31 Acúmulo de deslocamento permanente de T3.	90
Figura 4.32 Comportamento geral de T3 durante ensaio cíclico.	90
Figura 4.33 Comportamento do atrito lateral de T1 a 3 m de profundidade no ensaio cíclico de compressão.	91
Figura 4.34 Comparação entre as curvas carga-deslocamento de T2 e T3.	92
Figura 4.35 Influência do número de ciclos no acúmulo de deformações de T2 e T3.	92
Figura 4.36 Representação simplificada do sentido de aplicação das cargas nos ensaios cíclicos.	93
Figura 4.37 Fluxograma das principais etapas realizadas para a definição dos modelos geotécnicos.	94

Figura 4.38 Partes que compõem os modelos numéricos durante calibração para carregamento horizontal monotônico e vibração livre.....	95
Figura 4.39 Influência da geometria do terreno no comportamento de fundações submetidas a carregamento horizontal monotônico.....	97
Figura 4.40 Influência das dimensões do terreno no comportamento de fundações submetidas a carregamento horizontal monotônico.....	98
Figura 4.41 Influência do tipo de elemento finito no comportamento de fundações submetidas a carregamento horizontal monotônico.	99
Figura 4.42 Influência da densidade da malha do terreno na carga de ruptura para carregamento horizontal monotônico.....	100
Figura 4.43 Influência da densidade da malha do terreno nos deslocamentos do solo ao longo da estaca para carregamento horizontal monotônico.	101
Figura 4.44 Influência da geometria do terreno nas frequências naturais da torre eólica.....	102
Figura 4.45 Influência das dimensões do terreno nas frequências naturais da torre eólica. ..	103
Figura 4.46 Influência do tipo de elemento finito nas frequências naturais da torre eólica...	103
Figura 4.47 Influência da densidade da malha do terreno nas frequências naturais da torre eólica.	104
Figura 4.48 Análise de sensibilidade da frequência natural da torre eólica.	104
Figura 4.49 Resultados experimentais e numéricos dos ensaios triaxiais para o solo do campo experimental de Furnas a 3,60 m de profundidade.	106
Figura 4.50 Modelos numéricos para simulação dos ensaios de prova de carga.	109
Figura 4.51 Curva carga-recalque medida e simulada para o ensaio em T1.....	110
Figura 4.52 Comportamento previsto da rigidez secante cíclica de T1.	110
Figura 4.53 Atrito lateral medido e previsto durante primeiro e último ciclo em T1.	111
Figura 4.54 Curva carga-recalque medida e simulada para o ensaio em T3.....	112
Figura 4.55 Curva carga-deslocamento medida e simulada para o ensaio em T3.	112
Figura 4.56 Variação da rigidez secante cíclica de T3 medida e simulada.....	113
Figura 4.57 Simulação de fundação submetida a carregamento horizontal cíclico utilizando diferentes combinações de modelos constitutivos para concreto e solo.	114
Figura 4.58 Partes que compõem o modelo numérico do EOL-10.....	115
Figura 4.59 Comportamento da fundação do EOL-10 submetida a carregamento horizontal extremo ampliado em 10 vezes.	118
Figura 4.60 Áreas de plastificação no terreno do modelo numérico do EOL-10 em planta. .	119
Figura 4.61 Deformada da estaca com e sem modelo de dano plástico do concreto.	119

Figura 4.62 Comportamento da fundação do EOL-10 para os cenários de carga do ELS.....	121
Figura 4.63 Curva carga-deslocamento para carregamento cíclico unidirecional simétrico.	123
Figura 4.64 Curva carga-deslocamento para carregamento cíclico bidirecional simétrico. ..	123
Figura 4.65 Curva carga-deslocamento para carregamento cíclico bidirecional assimétrico.	123
Figura 4.66 Rotação acumulada no topo do radier do EOL-10 após o segundo ciclo de carga unidirecional do ELF.....	124
Figura 4.67 Frequências naturais e modos de vibração do modelo numérico do EOL-10. ...	126
Figura 4.68 Modelo simplificado do EOL-10 para análise modal.....	127
Figura 4.69 Verificação da ocorrência de ressonância para EOL-10.....	128
Figura 4.70 Deslocamentos do EOL-10 com cargas de vento em diferentes frequências de aplicação.....	129
Figura 4.71 Partes que compõem o modelo numérico do EOL-40.....	130
Figura 4.72 Comportamento do radier do EOL-40 submetido a carregamento extremo ampliado em 10 vezes.	132
Figura 4.73 Áreas de plastificação no terreno do modelo numérico do EOL-40 em planta. .	133
Figura 4.74 Comportamento da estaca central da fundação do EOL-40 após carregamento extremo ampliado em 2 vezes.	133
Figura 4.75 Deslocamentos verticais das estacas do EOL-40 após carregamento extremo ampliados em 5 vezes.....	134
Figura 4.76 Comportamento da estaca central do EOL-40 para ELS e ELU.	135
Figura 4.77 Detalhe da localização dos nós do radier do EOL-40.....	136
Figura 4.78 Curva carga-deslocamento do radier do EOL-40 para carregamento cíclico unidirecional simétrico.....	137
Figura 4.79 Rotação acumulada no topo do radier do EOL-40 após o segundo ciclo de carga unidirecional do ELF.....	138
Figura 4.80 Frequências naturais e modos de vibração do modelo numérico do EOL-40. ...	139
Figura 4.81 Verificação da ocorrência de ressonância para EOL-40.....	140
Figura 4.82 Deslocamentos do EOL-40 com cargas de vento em diferentes frequências de aplicação.....	141
Figura 4.83 Comportamento da fundação do EOL-40 durante o primeiro modo de vibração de flexão.	142
Figura 4.84 Fluxograma das principais etapas de projeto de fundação de aerogeradores.	148
Figura I.1 Partes que compõem o conjunto nacele-rotor do EOL-10 (Alva et al., 2019).	164
Figura I.2 Vista superior do conjunto nacele-rotor do EOL-10 (Aeroálcool, 2019b).....	164

Figura I.3 Vista lateral do conjunto nacele-rotor do EOL-10 (Aeroálcool, 2019b).....	165
Figura I.4 Vista frontal do conjunto nacele-rotor do EOL-10 (Aeroálcool, 2019b).....	166
Figura I.5 Detalhes da torre do EOL-40 (Aeroálcool, 2019c).	167
Figura I.6 Detalhes do primeiro segmento da torre do EOL-40 (Aeroálcool, 2019c).	168
Figura I.7 Detalhes do segundo segmento da torre do EOL-40 (Aeroálcool, 2019c).....	169
Figura I.8 Detalhes do terceiro segmento da torre do EOL-40 (Aeroálcool, 2019c).....	170
Figura I.9 Detalhes do quarto segmento da torre do EOL-40 (Aeroálcool, 2019c).....	171
Figura I.10 Detalhes do quinto segmento da torre do EOL-40 (Aeroálcool, 2019c).....	172
Figura I.11 Detalhes do sexto segmento da torre do EOL-40 (Aeroálcool, 2019c).....	173
Figura I.12 Detalhes do sétimo segmento da torre do EOL-40 (Aeroálcool, 2019c).	174
Figura I.13 Curva de desempenho do EOL-40 (Aeroálcool, 2018b).	175
Figura B.1 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 2,30 m.	186
Figura B.2 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 2,30 m.	186
Figura B.3 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 2,30 m.....	187
Figura B.4 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 3,60 m.	187
Figura B.5 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 3,60 m.	188
Figura B.6 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 3,60 m.	188
Figura B.7 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 4,80 m.	189
Figura B.8 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 4,80 m.	189
Figura B.9 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 4,80 m.....	190
Figura B.10 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 5,60 m.	190
Figura B.11 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 5,60 m.	191
Figura B.12 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 5,60 m.....	191
Figura B.13 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 6,60 m.	192
Figura B.14 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 6,60 m.	192
Figura B.15 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 6,60 m.....	193
Figura B.16 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 7,20 m.	193
Figura B.17 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 7,20 m.	194
Figura B.18 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 7,20 m.....	194
Figura C.1 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 2,30 m.	195
Figura C.2 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 2,30 m.	195
Figura C.3 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 2,30 m.....	196
Figura C.4 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 3,60 m.	196
Figura C.5 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 3,60 m.	197

Figura C.6 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 3,60 m.	197
Figura C.7 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 4,80 m.	198
Figura C.8 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 4,80 m.	198
Figura C.9 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 4,80 m.	199
Figura C.10 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 5,60 m.	199
Figura C.11 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 5,60 m.	200
Figura C.12 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 5,60 m.	200
Figura C.13 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 6,60 m.	201
Figura C.14 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 6,60 m.	201
Figura C.15 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 6,60 m.	202
Figura C.16 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 7,20 m.	202
Figura C.17 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 7,20 m.	203
Figura C.18 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 7,20 m.	203

1. INTRODUÇÃO

Este trabalho faz parte do projeto de P&D "Otimização do modelo meteorológico BRAMS, com validação experimental, para subsidiar aperfeiçoamentos de modelagens em sistemas eólicos" - PD-0394-1709/2017, regulamentado pela Agência Nacional de Energia Elétrica - ANEEL, desenvolvido pela Eletrobras Furnas e pela Universidade de Brasília.

Apesar de sua base, predominantemente, hidrelétrica, a matriz energética do Brasil vem mudando rapidamente com a inclusão de fontes alternativas. Em meio a estas, uma das mais competitivas e que mais cresce no momento é a energia eólica, cuja produção exige a implantação de parques de aerogeradores localizados, na maioria dos casos, em regiões de solos arenosos os quais caracterizam boa parte do litoral brasileiro.

Com relação ao mercado *onshore*, segundo o Global Wind Energy Council — GWEC (2022), a energia eólica no Brasil foi marcada por um grande crescimento na última década, tornando-se a segunda maior fonte de geração de energia do País. Contudo, embora tenha buscado expandir a sua capacidade de geração nos últimos anos com a implantação de novos parques eólicos, ainda existe, no Brasil, uma dificuldade na formação de parcerias com empresas do setor o que contribui, significativamente, para a lacuna nas informações disponibilizadas pela literatura nacional e o desconhecimento sobre o comportamento mecânico dos aerogeradores.

Diante disso, por meio de um projeto pioneiro que promove a interação entre academia e indústria, Eletrobras Furnas busca, a longo prazo, viabilizar a construção de torres eólicas de menor porte para abastecer de energia regiões mais afastadas do Brasil (Agência Brasil, 2019). O foco principal é avaliar o desempenho desses aerogeradores para permitir a implantação de parques eólicos em locais distantes da costa brasileira onde existe a incidência de ventos de baixa velocidade. Um aspecto relevante e, diretamente, vinculado com o desempenho de estruturas desse tipo é a definição da sua fundação e a análise do seu comportamento mecânico, principalmente, com relação às solicitações transientes que são impostas durante sua operação.

Porém, no âmbito nacional, ainda não existem muitos estudos desenvolvidos sobre o tema em questão que considerem a influência do maciço de solo circundante e a interação solo-estrutura. Como não houve a implantação de parques eólicos *offshore* no Brasil até então, a sua

grande maioria se dedicou ao comportamento de estruturas *onshore* (Moura et al., 2008, 2009, 2014; Ferreira e Futai, 2016; Gavioli e Albuquerque, 2016; Maranhão, 2016; Ponte e Moura, 2017; Freitas, 2018; Alva et al., 2019, 2022, Silva, 2022). No que diz respeito ao cenário internacional, talvez pela alta demanda do mercado mundial, boa parte dos trabalhos estão concentrados, atualmente, em torres eólicas *offshore*. Vários deles investigaram a resposta das fundações em solos arenosos e puramente friccionais (Achmus et al., 2009; Bhattacharya et al., 2013; Carswell, 2015; Le e Rackwitz, 2016; Futai et al., 2018; Achmus et al., 2019; Cui et al., 2019; Jalbi et al., 2019; Østergaard et al., 2019, Staubach e Wichtmann, 2020), possivelmente, pela maior predominância de solos desse tipo nas áreas de implantação dos aerogeradores. Outros estudos investigaram o comportamento de fundações *offshore* em argilas, como os de Haigh (2014), Haiderali et al. (2015), Zha et al. (2022) e Haiderali et al. (2023). Assim sendo, o presente trabalho consiste na avaliação do comportamento das fundações dos protótipos eólicos EOL-10 e EOL-40 implantados em solo tropical do campo experimental de Furnas.

1.1 IDENTIFICAÇÃO DO PROBLEMA

A utilização de modelagem numérica e resultados experimentais é suficiente para verificar os principais requisitos de projeto recomendados pela literatura e pelos códigos normativos para a fundação de um aerogerador, garantindo a segurança e o bom desempenho de obras desse tipo?

1.2 HIPÓTESE

A partir das potencialidades da modelagem numérica associadas com a definição adequada dos parâmetros dos modelos constitutivos baseada em resultados experimentais de laboratório e campo, é possível avaliar o comportamento mecânico de fundações de torres eólicas assentes em solos tropicais.

1.3 OBJETIVO GERAL

O principal objetivo desta pesquisa consiste na avaliação do comportamento das fundações de torres eólicas *onshore* assentes em solos tropicais por meio de protótipos físicos e numéricos.

1.4 METODOLOGIA

Para atender este objetivo geral, propõem-se as seguintes etapas de trabalho:

- Investigar os principais fatores que podem influenciar o comportamento das fundações submetidas a solicitações cíclicas;

- Interpretar resultados de ensaios de prova de carga em estacas-teste realizados no local de estudo para compreender como ocorre a interação solo-estrutura para carregamentos cíclicos axiais e transversais;
- Exercer uma calibração dos modelos numéricos para carregamento horizontal monotônico e vibração livre;
- Ajustar e validar os modelos constitutivos propostos para a previsão do comportamento das fundações dos protótipos eólicos;
- Obter e ajustar os dados das características dos ventos da região e das instrumentações dos protótipos eólicos;
- Definir os carregamentos que atuam nas fundações com base nas informações adquiridas sobre os ventos da região e a instrumentação dos protótipos;
- Verificar se os protótipos atendem aos principais requisitos de projeto geotécnico de fundação de uma torre eólica seguindo as recomendações da literatura e dos principais códigos normativos do setor.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, são apresentados alguns dos aspectos mais relevantes sobre as perspectivas para a energia eólica no Brasil e no mundo, os principais requisitos de projeto de fundações de aerogeradores, os fatores que podem influenciar o comportamento de suas fundações submetidas a carregamentos cíclicos e os modelos constitutivos existentes para análise de problemas desse tipo.

2.1 PERSPECTIVAS PARA A ENERGIA EÓLICA NO BRASIL

Com o aumento da densidade populacional do mundo, o acesso à energia tem-se tornado um assunto cada vez mais importante na sociedade moderna. Outro aspecto bastante pertinente e que está diretamente vinculado com a distribuição dessa energia é a forma como ela é fornecida. Existem diversas maneiras de produzir energia e cada uma delas tem seus próprios benefícios e desvantagens. O ideal é que a metodologia selecionada seja eficiente, esteja adaptada às particularidades da região de implantação e, também, não cause danos ao meio ambiente, já que este é um dos agentes com papel mais fundamental para a produção de energia nos dias de hoje (Svensson, 2010).

O fato é que um desenvolvimento sustentável está correlacionado com uma maior busca por fontes alternativas de energia. Normalmente, essas fontes de energia são recursos renováveis que podem ser reutilizados quando oportuno. Em meio às diferentes fontes de energia renovável, destaca-se a energia eólica. Sobre o setor eólico, o *Global Wind Energy Council* (GWEC, 2022) revelou que, em 2021, o mercado mundial alcançou seu segundo melhor ano em termos de geração de energia com quase 94 GW de novas instalações, elevando a capacidade global acumulada de energia eólica para 837 GW. Nesse cenário de geração de energia global, a região da Ásia-Pacífico, impulsionada, sobretudo, pelo crescimento das instalações na China (*offshore*) e no Vietnã, foi responsável por 59% do desenvolvimento global de energia eólica e se manteve como líder em 2021 seguida por Europa (19%), América do Norte (14%), América Latina (6%), África e Oriente Médio (2%) (GWEC, 2022). A expectativa é de um crescimento médio próximo de 7% ao ano para o mercado global de energia eólica até 2026, como destaca a Figura 2.1.

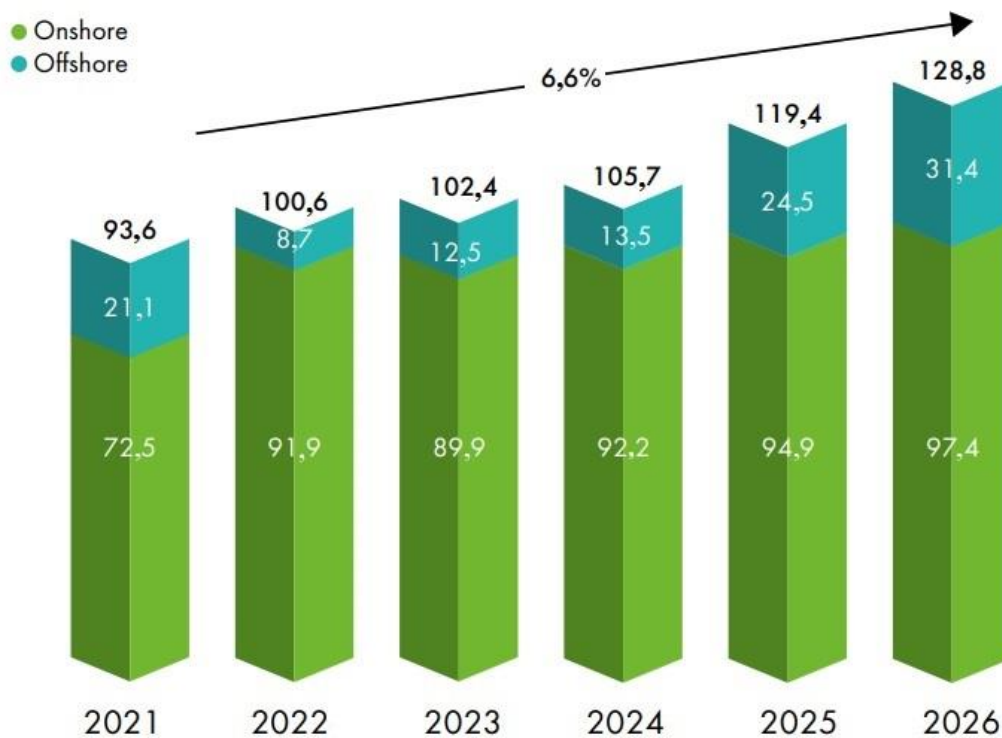


Figura 2.1 Perspectivas de novas instalações eólicas no mundo entre 2022 e 2026 em GW (GWEC, 2022).

No Brasil, a energia eólica possui, como algumas de suas principais vantagens, um grande potencial de geração, um regime perene e uma complementaridade sazonal com a matriz hidrelétrica, base ainda predominante no País. Esse potencial brasileiro é confirmado pela Associação Brasileira de Energia Eólica e Novas Tecnologias (ABEEólica, 2022) a qual destaca que ele se manteve entre os principais produtores de energia eólica, tornando-se o terceiro país com maior instalação de parques eólicos *onshore* no mundo em 2022 e o sexto no que diz respeito à capacidade instalada. Considerando todas as fontes de geração de energia elétrica, a eólica foi responsável por quase 51% da nova capacidade instalada em 2022 e se aproximou de uma participação de mais de 13% da matriz elétrica brasileira com 25,63 GW de capacidade instalada. Cabe destacar que mais de 90% dessa geração foi proveniente do Nordeste, região do Brasil com maior incidência de ventos, como mostra a Figura 2.2. Em 2023, a capacidade instalada foi de 29,74 GW e, de acordo com dados mais recentes do Infovento 33 (ABEEólica, 2023b), pode superar os 50 GW em 2029.



Figura 2.2 Capacidade instalada e número de parques eólicos *onshore* por estado no Brasil (ABEEólica, 2023a).

Contudo, embora tenha buscado expandir a sua capacidade de geração nos últimos anos com a implantação de novos parques eólicos, existe até então, no Brasil, uma dificuldade na formação de parcerias com empresas do setor, o que contribui, significativamente, para a lacuna em informações disponibilizadas pela literatura nacional e o desconhecimento sobre o comportamento dos aerogeradores, cuja concepção é complexa e multidisciplinar. Uma das preocupações existentes em obras desse tipo está no desenvolvimento do projeto de fundação da torre, cujo maior desafio consiste, talvez, em compreender como ocorrerá a interação entre a fundação e o subsolo quando a estrutura for submetida aos carregamentos transientes durante sua operação. O surgimento de esforços e deformações nas fundações em virtude da incidência de ventos e a vibração provocada pela rotação da turbina tornam necessárias soluções específicas para o problema em questão. Uma vez que os solos tropicais estão presentes em quase todo território nacional, compreender suas características torna-se importante na concepção de fundações de aerogeradores no Brasil para garantir a segurança e a otimização dos projetos, bem como a instalação e a vida útil das torres eólicas.

2.2 SOLOS TROPICAIS

O termo solo tropical engloba os solos lateríticos e saprolíticos além de uma camada de transição que pode ocorrer entre os dois. Os solos saprolíticos são solos residuais cuja evolução é recente e que retêm a estrutura da rocha, porém, com baixa coesão (Conciani et al., 2023). Já os solos lateríticos podem ser residuais ou transportados e se distinguem pela ocorrência do processo de laterização, o qual corresponde ao enriquecimento de um solo com ferro e alumínio e seus óxidos associados (cimentação), causado pelo intemperismo em regiões quentes, ácidas e sazonalmente úmidas (Nogami e Villibor, 1981).

Os solos tropicais, de acordo com Conciani et al., 2023, são solos que se localizam entre os trópicos e apresentam comportamento mecânico e propriedades físico-químicas diferenciados da mecânica dos solos tradicional. Além de exibirem caráter coesivo-friccional, Vaughan et al. (1988) ressaltam que os perfis de solo tropical são predominantemente encontrados em condição não saturada, de modo que fatores como estrutura, microestrutura, anisotropia, gênese e desestruturação têm grande influência no seu comportamento.

Gitirana Jr. et al. (2023) afirmam que o comportamento do solo na condição não saturada exige a compreensão da distribuição, retenção e liberação da água nas diversas situações às quais o solo pode estar sujeito. A curva de retenção descreve a relação entre a sucção e a quantidade de água armazenada no interior do solo. Um exemplo de curva de retenção em termos de grau de saturação pode ser observado na Figura 2.3. Fredlund (2006) se refere à curva de retenção como uma propriedade muito importante dos solos não saturados na prática da engenharia.

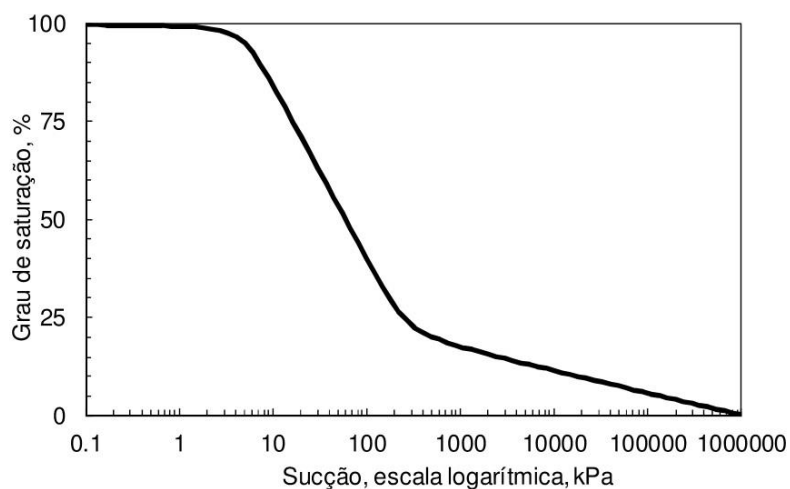


Figura 2.3 Exemplo de curva de retenção de água no solo (Gitirana Jr. et al., 2023).

Camapum de Carvalho et al. (2023) afirmam que a retenção de água no solo se encontra diretamente associada às propriedades físico-químicas dos minerais, evidenciando a importância da mineralogia no estudo das propriedades e do comportamento hidromecânico dos solos não saturados. Contudo, ainda de acordo com os autores, o comportamento hidromecânico dos solos, na condição saturada ou não, também está diretamente associado às suas características estruturais.

Fernandes et al., 2023 revelam que a cimentação (microestrutura) e a sucção do solo afetam o comportamento dos solos tropicais não saturados tanto em campo quanto em laboratório. No que diz respeito à sua rigidez, Atkinson (2000) relata que a contribuição da cimentação e da sucção do solo depende do nível de deformação imposto. Essas duas características podem ainda, segundo Vaughan et al. (1988), aumentar a tensão de sobreadensamento e o intercepto coesivo do solo.

Uma característica inerente aos solos tropicais não saturados, apontada por Ferreira e Vilar (2023), corresponde à tendência a experimentar variações de volume quando seu teor de umidade é alterado sob tensões praticamente constantes. Nesse sentido, nos solos de baixa densidade, o aumento de umidade pode resultar em uma diminuição da resistência ao cisalhamento nos contatos entre as partículas, comumente por redução de sucção, um rearranjo estrutural e uma nova condição de equilíbrio sob a carga atuante e o novo teor de umidade, que Ferreira e Vilar (2023) definem como colapso.

Por outro lado, a presença de determinados argilominerais de natureza expansiva é responsável por grandes variações de volume desses materiais ocasionados por mudanças no teor de umidade (Milititsky, 2019). Segundo Camapum de Carvalho et al. (2023), a expansão de solos desse tipo é um fenômeno mais complexo por ser passível de se originar de variações volumétricas estruturais (interpartículas) e de variações volumétricas da própria partícula nos argilominerais expansivos.

Ferreira e Vilar (2023) salientam que certos solos com baixa densidade e com minerais expansivos podem experimentar colapso ou expansão, a depender do nível de carga atuante. Entre alguns dos principais aspectos, os autores consideram que o colapso e a expansão dos solos devido ao umedecimento e à eventual saturação estão associados à tensão atuante, à

redução de sucção a efeitos de microestrutura, à presença de argilominerais expansivos e a fatores físico-químicos.

Sales et al. (2023) alertam para o fato de uma grande área do Brasil estar coberta por um espesso manto de solo, marcado pelo processo de intemperismo e com uma camada relevante de solo não saturado, onde as fundações das diversas obras de engenharia atravessam ou se encontram totalmente inseridas, estando, portanto, sujeitas às alterações de comportamento do solo com a variação do teor de umidade. Diante disso, antes da implantação de qualquer obra de engenharia, como os aerogeradores, é primordial a realização de uma campanha de investigação do subsolo que permita a identificação de camadas críticas, como solos colapsíveis e solos expansivos, para viabilizar a realização de ensaios específicos e a determinação dos parâmetros mecânicos de interesse.

2.3 REQUISITOS DE PROJETO DE FUNDAÇÕES DE TORRES EÓLICAS

O projeto da fundação de um aerogerador, seguramente, difere de um projeto geotécnico convencional no Brasil. Isso porque, conforme Barros e Hachich (1998), o ensino e a prática da Engenharia brasileiros têm seu foco quase que exclusivamente no comportamento estático das estruturas. As diretrizes da *Det Norske Veritas* (DNV) recomendam a verificação de alguns requisitos de projeto geotécnico da fundação de uma torre eólica (DNV, 2021), como: (i) Estado Limite Último; (ii) Estado Limite de Serviço; (iii) fenômeno de ressonância do sistema e (iv) Estado Limite de Fadiga ocasionado pelos carregamentos cíclicos.

2.3.1 Estados Limites Último e de Serviço

Os Estados Limites Último (ELU) e de Serviço (ELS) consistem nas mesmas verificações feitas em obras correntes. O ELU é governado pelo comportamento do solo em regime não linear e próximo da ruptura, no qual a fundação da torre deve resistir às cargas excepcionais. Por outro lado, no ELS, a fundação deve permitir apenas deformações aceitáveis sob carregamentos comuns para garantir o funcionamento adequado do aerogerador durante sua vida útil. DNV (2021) destaca três classes de cargas que podem atuar na estrutura dos aerogeradores: (i) carga permanente, como seu peso próprio e empuxos; (ii) carga ambiental, que pode englobar ventos, terremotos, gelo além de ondas e correntes para turbinas eólicas *offshore*; e (iii) carga acidental para casos de impactos e explosões. No Brasil, como as cargas variáveis que atuam em

aerogeradores *onshore* são oriundas exclusivamente de ventos, torna-se primordial sua correta determinação para cada estado limite analisado.

Para o ELU, por exemplo, as cargas resultantes dos ventos podem ser calculadas seguindo a NBR 6123 (ABNT, 2023). Essas cargas são obtidas a partir da velocidade básica do vento (V_o), cujo valor deve ser extraído do gráfico das isopleias de V_o fornecido pela referida norma para a área de implantação do aerogerador. V_o é definido como a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano (ABNT, 2023). Posteriormente, são determinados os fatores topográfico (S_1), de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S_2) e estatístico (S_3) de majoração e/ou minoração da velocidade básica. Com esses coeficientes definidos, é possível determinar a velocidade característica do vento (V_k) e, em seguida, a sua pressão dinâmica (q). Finalmente, pelas características geométricas do aerogerador, pode-se estabelecer os coeficientes de arrasto (C_a) e a sua área frontal efetiva (A_e) para estimar as forças de arrasto (F_a) atuantes na torre e no rotor. A NBR 6123 indica ainda um roteiro de cálculo para a determinação dos efeitos dinâmicos do vento devidos à turbulência atmosférica.

Com relação ao ELS, em meio a diversas verificações, DNV (2021) orienta que podem ser necessários avaliar três cenários de carga ambiental: (i) carga extrema característica; (ii) nível de carga que excede 0,01% do tempo de vida útil de projeto do aerogerador; e (iii) nível de carga que excede 1% do tempo de vida útil de projeto do aerogerador. Cada cenário de carga depende do tipo de estrutura e deverá ser considerado conforme especificado em DNVGL-ST-0437 (DNV-GL, 2016). Para classes padrão de aerogeradores, o tempo de vida útil de projeto deve ser de, no mínimo, 20 anos (DNV-GL, 2016).

Em meio a alguns critérios, o ELS estabelece limites para (i) deslocamentos que possam originar efeitos de segunda ordem na estrutura ou exceder a limitação do equipamento; (ii) vibração excessiva; e até mesmo (iii) deformações induzidas pela temperatura. As rotações e os deslocamentos aceitáveis para a fundação se enquadram no ELS, pois podem comprometer tolerâncias operacionais da turbina eólica. Por exemplo, deflexões ou recalques excessivos podem ter um efeito adverso em componentes não estruturais, como o gerador e a caixa de engrenagens (Bhattacharya, 2019). Lombardi et al. (2013) revelam que, normalmente, as turbinas eólicas não toleram mais de $0,5^\circ$ de inclinação. Na maioria dos projetos de aerogeradores, esse foi o valor limite adotado (Kuo et al., 2012). O ELS também está

diretamente ligado à obtenção da frequência natural do aerogerador devido à possível ocorrência de ressonância.

2.3.2 Ressonância

Por definição, ressonância se refere ao fenômeno que ocorre quando uma força externa incide em uma estrutura com uma frequência igual a uma de suas frequências naturais (Petrobras, 2011).

Os aerogeradores estão suscetíveis a cargas periódicas (Figura 2.4) as quais podem induzir tensões de fadiga e cujos efeitos podem ser amplificados quando ocorre ressonância (Harger et al., 2023). Por isso, é fundamental que esse fenômeno seja evitado ainda na sua fase de projeto.

Para evitar problemas de ressonância, DNV (2021) determina que a posição da primeira frequência natural da torre ($f_{0,1}$) seja mantida fora das faixas definidas pelas frequências de excitação do rotor (f_{1P}) e de passagem das pás (f_{3P} para turbinas de três pás).

Nesse caso, Van Zyl e Van Zijl (2015) elencam três opções de projeto distintas: (i) uma estrutura do tipo *soft-soft*, que é extremamente flexível e apresenta $f_{0,1} < f_{1P}$; (ii) uma estrutura do tipo *soft-stiff*, flexível e com $f_{1P} < f_{0,1} < f_{3P}$ e (iii) uma estrutura mais rígida do tipo *stiff-stiff* com $f_{0,1} > f_{3P}$. Harte e Van Zijl (2007) demonstraram que uma estrutura com sua frequência natural entre a excitação do rotor e a passagem das pás (*soft-stiff*) seria a opção mais econômica para torres eólicas.

Pela dificuldade de ser calculada com exatidão, normalmente, a frequência natural de torres eólicas deve se encontrar distante dos intervalos de f_{1P} e f_{3P} em $\pm 10\%$ (Van Zyl e Van Zijl, 2015). Por outro lado, para fundações de máquinas estacionárias, Petrobras (2011) sugere que a frequência natural deve ser mantida a uma distância de, no mínimo, 20% da sua faixa de velocidade de operação.

Ademais, se uma análise prevê condição de ressonância, deve-se alterar a massa da fundação ou sua rigidez (Petrobras, 2011). Maranhão (2016) ressalta que pode ser difícil evitar por completo situações em que a frequência de excitação se encontre perto da frequência natural da torre, por exemplo durante a inicialização ou desligamento do aerogerador. Logo, para evitar

erros na estimativa da frequência natural das torres eólicas (DNV, 2002), as análises modais devem considerar a influência do volume de solo.

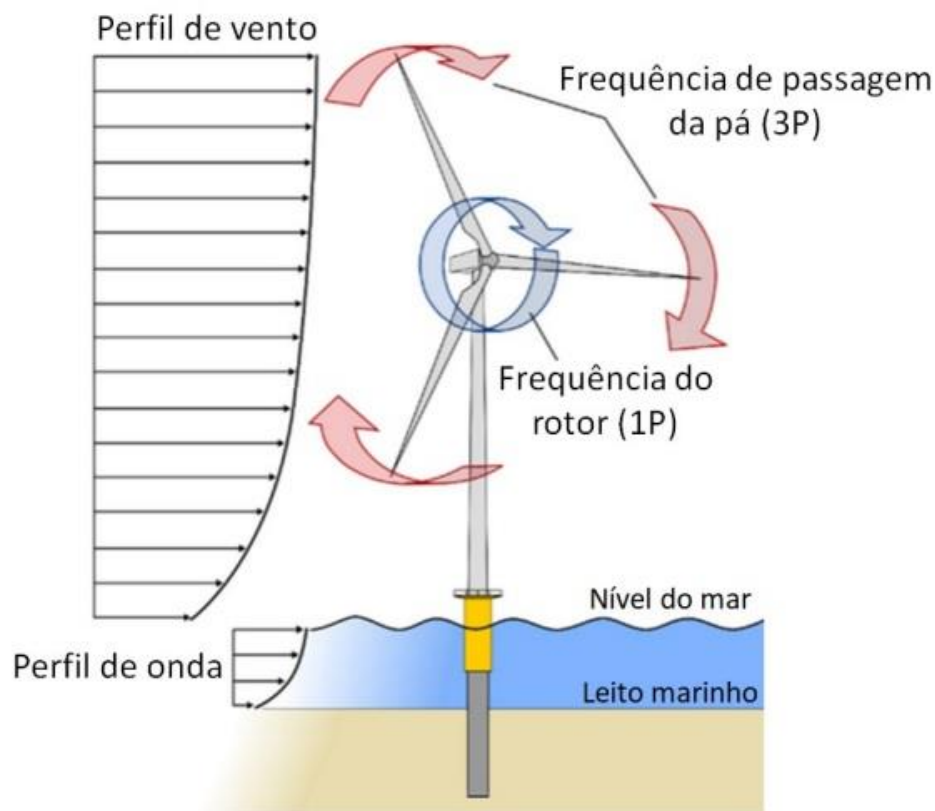


Figura 2.4 Cargas cíclicas atuando em uma turbina eólica *offshore* (Santos, 2023).

Por meio de modelagens numéricas de um protótipo eólico *onshore*, Alva et al. (2019) constataram que a consideração da fundação e do solo influencia os valores de frequência natural do sistema.

Entretanto, os autores não consideraram a possível mudança de frequência natural que a torre estudada pode sofrer durante os ciclos de carregamento cuja principal causa, segundo Bhattacharya et al. (2013), advém da alteração da rigidez da fundação devido ao comportamento de endurecimento ou amolecimento do solo circundante.

Assim sendo, atentando para as observações de Harte e Van Zijl (2007) sobre o tipo de estrutura mais econômica e de Bhattacharya et al. (2013) sobre a provável variação de frequência da torre ao longo da sua vida útil, a melhor solução de projeto a ser adotada está esboçada na Figura 2.5.

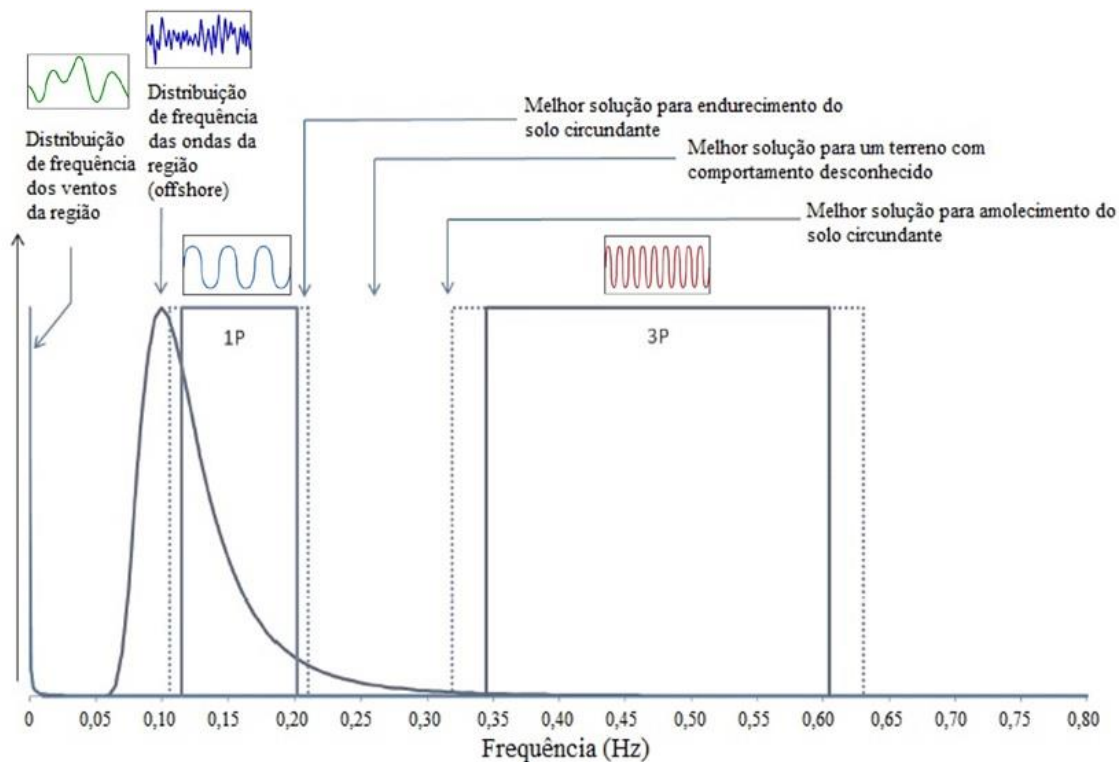


Figura 2.5 Frequências de excitação impostas por cargas ambientais e mecânicas (Bhattacharya et al., 2013).

Outra questão pertinente sobre a análise modal de torres eólicas considerando a influência do solo circundante se refere à utilização do parâmetro que melhor represente a deformabilidade do material. Isso porque, com o aumento da sua deformação, a rigidez do solo tende a decair de maneira não-linear cuja forma assemelha-se a curva retratada na Figura 2.6 em escala logarítmica.

Segundo Benz (2007), acredita-se que a rigidez associada à faixa de deformação muito pequena ($\epsilon \leq 10^{-6}$) seja uma propriedade fundamental de todos os tipos de materiais geotécnicos, como argilas, siltes, areias, pedregulhos e rochas (Tatsuoka, 2001) sob carga estática e dinâmica (Burland, 1989) e para condições drenada e não drenada (Lo Presti et al., 1996). Milititsky (2019) relata que o comportamento reversível do solo se encontra restrito a amplitudes de deformação menores que 10^{-5} . Segundo o Comitê Francês de Mecânica dos Solos e Geotecnia (CFMS, 2011), o domínio de deformações no solo de fundação de um aerogerador pode variar de 10^{-5} a 10^{-3} .

Shi et al. (2023) avaliaram numericamente o efeito da rigidez do terreno na frequência natural de um aerogerador e, mesmo variando o valor do módulo de cisalhamento do solo (G) entre ordens de grandeza de pequenas a grandes deformações, não observaram alteração

relevante na frequência natural. Porém, de acordo com Santos (2023), pelo fato de sua frequência natural estar relacionada com vibrações de amplitude muito pequena, a resposta de uma turbina eólica é governada pelas propriedades do solo no regime de pequena deformação.

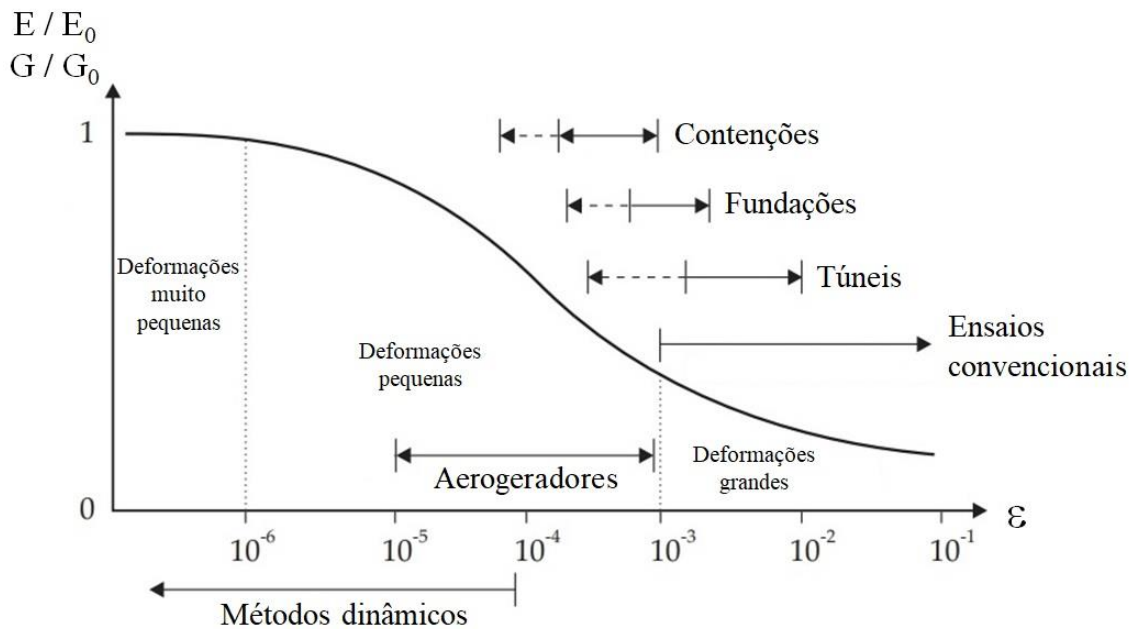


Figura 2.6 Comportamento característico de rigidez e deformação do solo (Benz, 2007).

Portanto, a investigação baseada em ensaios tradicionais de campo deve ser complementada por uma campanha mais detalhada para medir seus parâmetros sob pequenas deformações, por exemplo os ensaios sísmicos. Milititsky (2019) alerta, contudo, que, apesar de os ensaios sísmicos fornecerem uma medida direta da rigidez do solo, o empirismo ainda prevalece na forma como se ajusta a sua degradação. Adicionalmente, contrastando com as inúmeras correlações propostas com ensaios convencionais para determinar a rigidez do solo sob pequenas deformações, existiam, de acordo com Benz (2007), poucas formulações disponíveis na literatura para obter a sua curva de redução da rigidez.

Estudos mais recentes, como os de Barroso e Moura (2023) e Carneiro (2024) propuseram equações para previsão da curva de redução de rigidez para areias carbonáticas que exibiram boa concordância com os dados experimentais. Charles et al. (2023) desenvolveram uma metodologia, aplicável a diferentes tipos de solo, baseada em redes neurais artificiais para obter a curva de redução de rigidez, juntamente com a medida de incerteza. Embora admita um total de oito parâmetros de entrada, a abordagem proposta pelos autores permite o uso apenas dos parâmetros disponíveis para o solo analisado. Com relação aos solos tropicais, Fernandes

et al. (2023) obtiveram a curva de redução de rigidez de um perfil de solo tropical não saturado utilizando dilatômetro sísmico, coluna ressonante e ensaios triaxiais com *bender elements* e verificaram a influência da sucção e da tensão normal líquida no módulo de cisalhamento máximo do solo.

Um último aspecto importante se refere ao amortecimento, variável fundamental para restringir o acúmulo de danos e evitar a manutenção prematura em aerogeradores (Bhattacharya, 2019). O amortecimento, de acordo com Soriano (2014), é um fenômeno complexo que consiste na dissipação de energia que ocorre em todo sistema mecânico oscilatório, com o consequente decaimento de vibração livre ou atenuação dos picos de deslocamento em vibração forçada.

No caso dos aerogeradores, Oh et al. (2018) listaram algumas das principais fontes de dissipação de energia, como (i) amortecimento da própria estrutura, o qual depende de suas conexões e do seu material constituinte; (ii) amortecimento do solo, resultante da interação solo-estrutura e que decorre do efeito de histerese na resposta dinâmica do solo e do seu atrito com a fundação; (iii) amortecimento aerodinâmico, relacionado com a velocidade relativa entre a estrutura do aerogerador e a massa de ar se movendo no seu entorno; e, especificamente para turbinas *offshore*, (iv) amortecimento hidrodinâmico, proveniente da radiação de ondas e do amortecimento viscoso causado pela água.

Contudo, apesar da necessidade de se definir a taxa de amortecimento para a estrutura de um aerogerador, obter um valor para esse parâmetro não é uma tarefa simples. Na ausência de dados reais, Bhattacharya (2019) sugere alguns valores de amortecimento (Tabela 2.1) com base em estudos que consideram o amortecimento do primeiro modo de flexão de um aerogerador de forma empírica ou teórica.

Diante disso, Bhattacharya (2019) conclui que o amortecimento total do primeiro modo de vibração de um aerogerador pode variar entre 1% e 4% em condição de rotor estacionado (*parked*) e de 2 a 8% em condições normais de operação. Oh et al. (2018) afirmam que o amortecimento total para o primeiro modo de flexão de turbinas *offshore* está na faixa de 2 a 3%. Por fim, a Tabela 2.2 expõe alguns dos principais estudos relacionados com a previsão da frequência natural de torres eólicas.

Tabela 2.1 Valores de amortecimento para primeiro modo de flexão de um aerogerador (Bhattacharya, 2019).

Amortecimento		
Tipo	Intervalo	
Estrutura	0,15%	– 1,50%
Solo	0,44%	– 1,00%
Hidrodinâmico	0,07%	– 0,23%
Aerodinâmico*	1,00%	– 6,00%
Aerodinâmico**	0,06%	– 0,23%

*condições operacionais

**rotor estacionado

Tabela 2.2 Trabalhos sobre a obtenção da frequência natural de torres eólicas.

Autores	Metodologia	Principais Conclusões
Maranhão (2016)	Realizou uma análise da rigidez rotacional de um radier estaqueado de uma torre eólica <i>onshore</i> , considerando o solo, a rigidez das estacas e a rigidez do radier.	As análises modais revelaram uma influência muito pequena da consideração da rigidez do bloco nas frequências naturais dos modelos numéricos da torre eólica.
Ponte e Moura (2017)	Investigaram o uso de metodologias para determinação do módulo de deformação cisalhante para a previsão do comportamento dinâmico de fundações superficiais de aerogeradores <i>onshore</i> assentes em solos arenosos.	Alertam para o risco de usar o ensaio SPT para se obter respostas dinâmicas de fundações de máquinas, pois podem fornecer estimativas de frequências menores e amplitudes de vibração maiores.
Bouزيد et al. (2018)	Desenvolveram um modelo não linear de elementos finitos para examinar o comportamento lateral de <i>monopiles</i> e estimar a frequência natural de turbinas eólicas <i>offshore</i> como uma função da interação da sua fundação com o subsolo.	Os resultados da comparação entre as frequências naturais calculadas e medidas mostraram uma excelente concordância na maioria dos casos, confirmando a rigidez da fundação como fator chave para o cálculo da frequência natural de estruturas desse tipo.
Futai et al. (2018)	Apresentaram uma metodologia para medir a frequência natural de fundações do tipo <i>monopiles</i> em ensaios realizados em centrífuga para areia solta e densa em condições controladas.	Os dados mostraram apenas pequenas diferenças na frequência natural entre estruturas assentes em duas amostras de areia com densidades relativas bem diferentes. Possivelmente devido aos efeitos conflitantes do aumento da rigidez da areia mais densa, mas também do aumento da massa adicionada.
Alkhoury et al. (2021)	Propõem uma metodologia para estimar as frequências naturais de uma turbina eólica <i>offshore</i> em solo arenoso. Foi desenvolvido um modelo tridimensional completo utilizando elementos finitos que considera tanto a estrutura da turbina quanto as características do solo circundante. Adotaram as propriedades do solo no regime de pequena deformação.	Os resultados mostraram que as frequências naturais da turbina eólica <i>offshore</i> são influenciadas significativamente pela interação solo-estrutura. O modelo tridimensional proposto permite uma avaliação precisa das frequências naturais, considerando as propriedades do solo e a geometria da turbina.

Tabela 2.2 Trabalhos sobre a obtenção da frequência natural de torres eólicas (continuação).

Autores	Metodologia	Principais Conclusões
Santos (2023)	Desenvolveu modelos analíticos para obtenção das frequências naturais e representação das formas modais de turbinas eólicas <i>offshore</i> considerando a interação solo-estrutura.	Os modelos propostos foram validados com valores de frequência natural medidos experimentalmente e resultados de análises de modelos de alta hierarquia baseados no MEF, demonstrando excelente concordância entre os métodos. Com baixíssimo custo computacional, podem ser uma alternativa em fases iniciais de projetos, pois permitem estudos de sensibilidade das frequências naturais e dos modos de vibração quanto a mudanças nos parâmetros da estrutura e do solo.
Shi et al. (2023)	Realizaram uma modelagem numérica detalhada de uma turbina eólica <i>offshore</i> , considerando as interações entre a sua fundação do tipo <i>monopile</i> , o solo marinho, as forças de vento e as ondas.	Os resultados indicaram que a frequência natural da estrutura é sensível ao comprimento da torre e à massa do sistema nacele-rotor. Considerando o efeito da erosão do solo provocado pela corrente marinha, a rigidez da fundação diminuiu significativamente com a redução da espessura da camada de solo e com o aumento da profundidade de água. As análises revelaram ainda que a frequência natural da estrutura aumentou muito pouco com o aumento do módulo de cisalhamento da camada de solo da fundação.

2.3.3 Estado Limite de Fadiga

O Estado Limite de Fadiga (ELF) está relacionado com a possibilidade de ruptura devido ao efeito de dano cumulativo de cargas cíclicas (DNV, 2021). Para isso, a fundação deve garantir a segurança e o desempenho do aerogerador durante todo o período de operação da estrutura (Figura 2.7). Por mobilizar aspectos não triviais do comportamento do solo, como variações na rigidez, dissipação de energia, aumento da poropressão e acúmulo de deformações plásticas (di Prisco e Wood, 2012), a realização desse tipo de verificação pode ser considerada desafiadora de acordo com Pisanò (2019). Essas incertezas sobre o comportamento cíclico do solo levam ao conservadorismo no projeto, por exemplo o uso excessivo de aço.

Em meio aos aspectos típicos de carregamentos cíclicos mencionados anteriormente, talvez o mais proeminente em comparação com o comportamento estático seja o acúmulo de deformações na fundação da torre. Usualmente, para tratar desse acúmulo de deformações, utiliza-se o conceito de variação na rigidez, seja ela secante ou tangente e absoluta ou cíclica.

Contudo, Cuéllar (2011) esclarece que, apesar de prático, esse tipo de abordagem pode trazer interpretações controversas caso a terminologia empregada para a rigidez analisada não seja definida de forma adequada, como retrata a Figura 2.8 sobre a resposta cíclica de uma estaca carregada lateralmente com uma rigidez secante absoluta (E_s) decrescente e uma rigidez secante cíclica (E_c) crescente ao mesmo tempo.

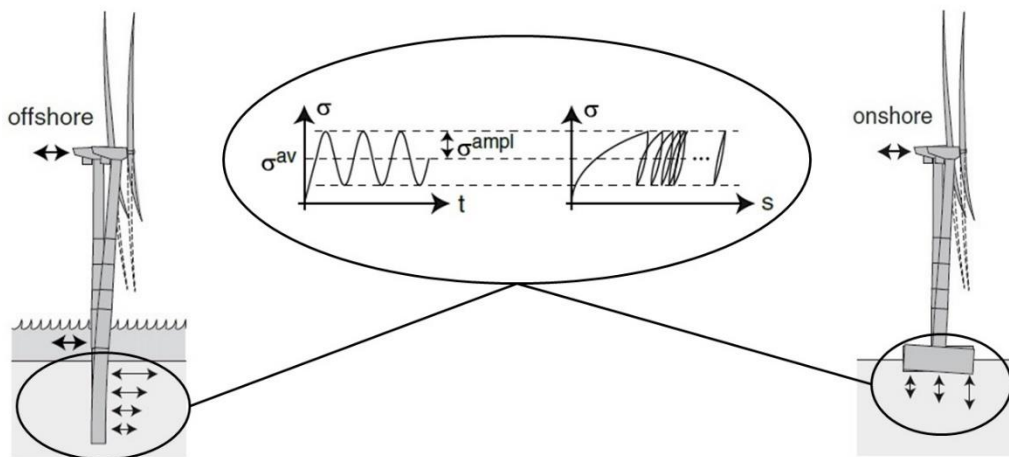


Figura 2.7 Comportamento cíclico de fundações de torres eólicas (Wichtmann e Triantafyllidis, 2012).

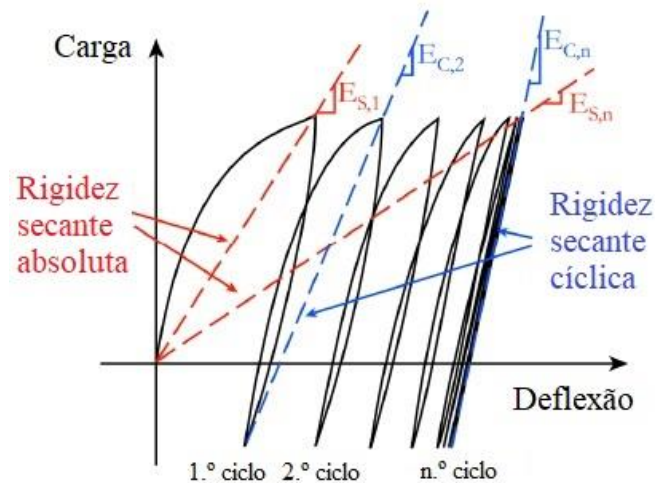


Figura 2.8 Resposta cíclica de uma estaca carregada lateralmente (Cuéllar, 2011).

Cuéllar (2011) relata ainda que a rigidez secante absoluta tende a apresentar uma predisposição para redução ou degradação cíclica, em geral, sem um significado físico. Em contrapartida, especificamente para solos granulares em condições drenadas (LeBlanc, 2009), a rigidez secante cíclica tende a aumentar com a incidência dos ciclos e pode refletir melhor o estado real do solo e da fundação. Evidentemente, esse comportamento está, diretamente,

vinculado com as peculiaridades de cada região as quais podem interferir na resposta da fundação do aerogerador.

2.4 COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES DE TORRES EÓLICAS SUBMETIDAS A CARREGAMENTOS CÍCLICOS

Alguns dos principais fatores que podem influenciar o comportamento cíclico de estacas foram listados por Sagaseta et al. (1991) e, eventualmente, podem ser estendidos aos demais tipos de fundações, por exemplo o acúmulo de poropressão no solo, a magnitude e o tipo de carga cíclica, o número de ciclos e a frequência de aplicação desses ciclos. Outro aspecto relevante é a interface solo-fundação, cujo comportamento pode se modificar durante a aplicação dos ciclos. Um exemplo desse fenômeno pode ser observado na resistência por atrito lateral em fundações por estaca submetidas a carregamentos axiais cíclicos. Nardelli et al. (2018) listaram alguns dos principais fatores que podem influenciar o comportamento dessa interface, como as propriedades do solo, as características das partículas, as condições de confinamento e as particularidades da superfície de contato.

2.4.1 Acúmulo de poropressão

A principal adversidade proveniente do possível acúmulo de poropressão durante carregamentos cíclicos seria a supressão parcial ou total da tensão efetiva do solo ocasionando aumento das deformações e, em casos mais extremos, a ruptura. Rigorosamente, a inibição da dissipação de poropressão está relacionada com baixa permeabilidade do solo, alta frequência de aplicação dos carregamentos e caminhos de drenagem longos que poderiam gerar uma condição não drenada no solo durante os ciclos a depender da situação existente em campo. A Figura 2.9 esboça, de forma simplificada, a resposta da pressão nos poros em um solo submetido a ciclos de carregamento. É importante salientar que os efeitos promovidos pelo acúmulo de poropressão podem ser minimizados pela densificação do solo que, naturalmente, pode ocorrer após a aplicação dos ciclos e acarretar a atenuação de suas deformações.

2.4.2 Características dos ciclos de carregamentos

A magnitude do carregamento e o número de ciclos são dois dos aspectos mais relevantes que podem influenciar o comportamento das fundações de torres eólicas. Ponderações interessantes sobre a influência desses dois parâmetros podem ser obtidas pela análise das curvas de Wöhler (1870), que, por meio de dados experimentais, estabelecem uma relação entre a tensão atuante

e a quantidade de ciclos necessária para conduzir um material específico com coesão à ruptura por fadiga, seja ele o concreto da fundação ou o aço da armadura (Figura 2.10a). Nesse processo, ocorre um acúmulo de danos com quebra de ligações e propagação interna de fissuras (Dassault Systèmes, 2014a), o qual se manifesta, macroscopicamente, como uma redução de rigidez e, eventualmente, pode acarretar a ruptura por fadiga em condições mais extremas. Observando a Figura 2.10a é possível constatar que, basicamente, quanto maior for o nível da tensão aplicada, menor tende a ser o número de ciclos suficientes para causar a ruptura do material cujo limite seria a sua tensão de ruptura, a qual poderia ser imposta uma única vez apenas.

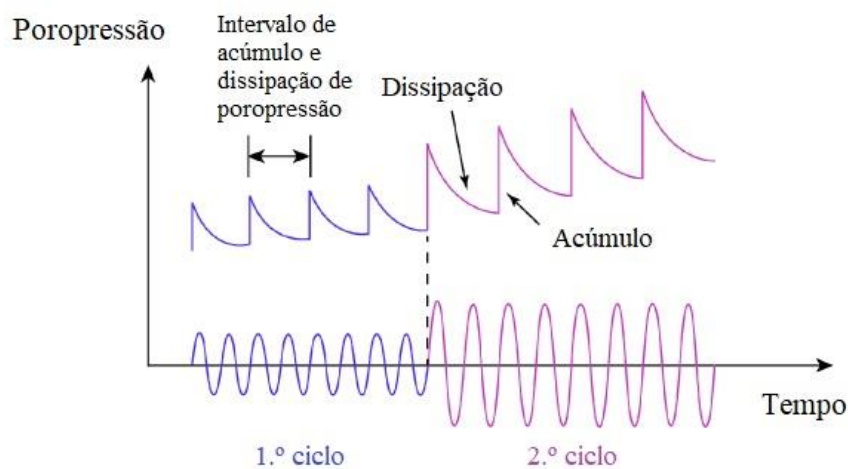
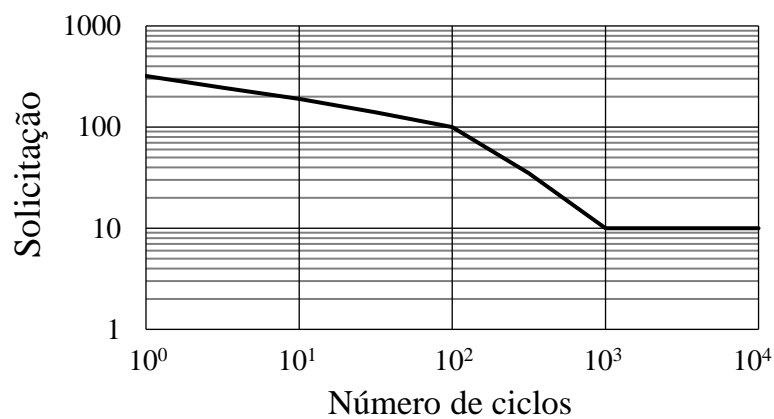


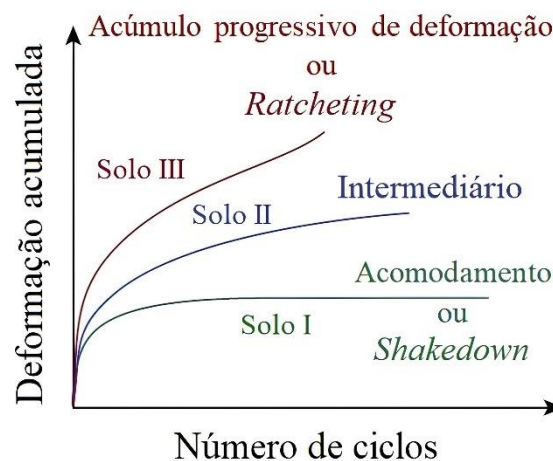
Figura 2.9 Evolução da poropressão em um solo submetido a carregamentos cíclicos (Taiebat, 1999).

Para o caso específico do solo circundante (Figura 2.10b), por se tratar de um meio particulado, existe um processo de rearranjo estrutural que pode resultar em acúmulo de deformações permanentes. De acordo com Levy et al. (2009), dependendo do nível de tensão aplicada, esse rearranjo pode não ser suficiente para garantir o equilíbrio dentro do maciço durante os ciclos, promovendo um aumento gradativo das suas deformações plásticas acumuladas o qual pode ser definido como *ratcheting* ou ruptura dependendo do critério adotado na análise. Por outro lado, Levy et al. (2009) acrescentam que, quando o rearranjo estrutural propicia a acomodação ou o *shakedown* do solo, o acúmulo de deformações plásticas tende a se extinguir após um número finito de ciclos. Existe ainda um nível de resposta intermediária do solo às solicitações impostas cujo comportamento não deixa nítido se será sucedido de um acúmulo progressivo de deformação (*ratcheting*) ou de sua estabilização (*shakedown*).

Cuéllar (2011) destaca que a resposta cíclica das fundações está vinculada com a amplitude do carregamento (ΔQ), que é a diferença entre a maior ($Q_{\text{máx.}}$) e a menor ($Q_{\text{mín.}}$) magnitudes do ciclo. Portanto, fixando-se $Q_{\text{máx.}}$, menores ΔQ produziram acúmulos de deformações menores. Sobre os níveis de tensões aplicadas, Hettler (1983) ressalta ainda que, para valores acima de 1 MPa, a quebra de grãos do solo pode ocorrer e desempenhar um papel significativo no comportamento da fundação. Um estudo mais recente feito por Zuluaga (2016) utilizou microesferas de vidro para simular os grãos do solo sob condições estáticas com carga crescente monotônica e constatou que o processo de quebra começava com tensões superiores a 10 MPa. Diante do que foi exposto, o nível de tensão parece estar vinculado com o tipo de grão do solo, sua composição mineralógica e a forma das suas partículas.



(a) Curva de Wöhler de um material fictício.



(b) Solos hipotéticos (Cuéllar, 2011).

Figura 2.10 Influência da magnitude do carregamento e do número de ciclos.

Considerando que a incidência de ventos pode ter um padrão irregular de ondas com amplitudes distintas que podem atuar em diferentes direções, outra variável pertinente é o tipo

de ciclo aplicado na fundação da torre eólica. Os experimentos a 1g de fundações do tipo *monopile* carregadas lateralmente assentes em solos granulares de LeBlanc (2009) demonstraram que a sua rotação acumulada ao longo dos ciclos é, amplamente, afetada pelas propriedades da carga cíclica aplicada, tornando, de acordo com o autor, os parâmetros que caracterizam essas cargas primordiais para previsões precisas. Duas conclusões notáveis de LeBlanc (2009) foram que todos os ensaios, independentemente da densidade relativa da areia circundante, produziram um aumento da rigidez secante cíclica da fundação e que a condição de carregamento com maior deformação acumulada foi encontrada em uma transição entre ciclos exclusivamente unidirecional e bidirecional (Figura 2.11), isto é, carregamentos horizontais bidirecionais com amplitudes máximas em um sentido igual a 60% das amplitudes máximas no sentido oposto.

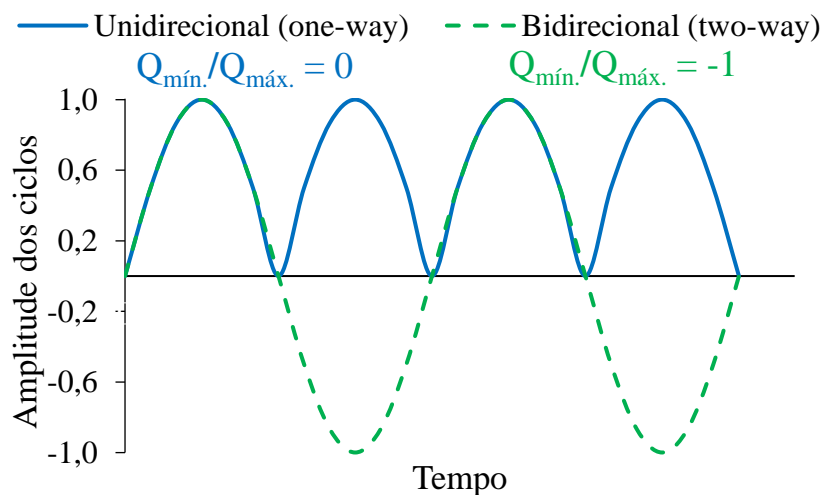


Figura 2.11 Exemplo simplificado de ciclos de carga unidirecional e bidirecional.

Rudolph et al. (2014) conduziram ensaios em modelo físico de estacas com diferentes orientações de carga em uma câmara e concluíram que a direção de carregamento influenciou significativamente no acúmulo de deslocamento das estacas, com desempenho variável dependendo da orientação da carga. Os autores investigaram o efeito da variação da direção do carregamento no acúmulo de deslocamento de estacas de grande diâmetro sob carga lateral cíclica em areia e obtiveram resultados semelhantes aos de LeBlanc (2009), um maior acúmulo de deformação devido à mudança de direção da carga em comparação com carga exclusivamente unidirecional.

Haiderali et al. (2015) investigaram numericamente o efeito do sentido dos ciclos de cargas horizontais na deformação de *monopiles* assentes em argila saturada e identificaram que ciclos unidirecionais (*one-way*) induziam maiores acúmulos de deformações na estrutura em comparação com ciclos bidirecionais (*two-way*). Ademais, após cada ciclo, a taxa de acúmulo atenuava, indicando, segundo os autores, um aumento da rigidez cíclica exclusivo da argila, visto que o comportamento assumido para a *monopile* foi elástico linear. Uma geração de excesso de poropressão, gradativamente, menor na argila ao longo de cada ciclo corroboraram o seu comportamento de enrijecimento. Todavia, essa resposta da poropressão está, diretamente, vinculada com o coeficiente de permeabilidade adotado para o solo e o período de aplicação dos ciclos no modelo numérico de Haiderali et al. (2015) e pode não condizer com a realidade física do problema analisado.

Haiderali et al. (2023) realizaram uma análise mais minuciosa do efeito do sentido dos ciclos em solo argiloso e considerou carregamentos horizontais cíclicos unidirecionais simétricos ($Q_{\text{mín.}} / Q_{\text{máx.}} = 0$) e assimétricos ($0 < Q_{\text{mín.}} / Q_{\text{máx.}} < 1$) e bidirecionais simétricos ($Q_{\text{mín.}} / Q_{\text{máx.}} = -1$) e assimétricos ($-1 < Q_{\text{mín.}} / Q_{\text{máx.}} < 0$). Novamente, as cargas cíclicas unidirecionais, tanto simétricas quanto assimétricas, induziram maiores deformações acumuladas nas *monopiles* em comparação com suas cargas bidirecionais equivalentes. Além disso, a rigidez secante cíclica decaiu, a cada ciclo, com uma taxa de degradação mais alta para cargas unidirecionais em comparação com as bidirecionais.

No que diz respeito aos solos tropicais, poucos estudos que abordam ensaios transversais cíclicos em estacas executadas em solos desse tipo foram encontrados. Entre eles, destacam-se os de Menezes et al. (2005), Zammataro (2007) e Silva (2016).

Menezes et al. (2005) realizaram ensaios com carregamentos transversais em três estacas pré-moldadas de concreto cravadas em solo arenoso de alta porosidade colapsível. Por se tratar de um solo colapsível, a metodologia dos ensaios foi desenvolvida para verificar o efeito da compactação e da inundação da camada superficial de solo no comportamento transversal das estacas. Seus resultados indicaram que a compactação pode ser uma estratégia barata e eficiente para aumentar a capacidade de carga de estacas implantadas em solos de alta porosidade para esforços horizontais.

Por outro lado, Menezes et al. (2005) esclarecem que, apesar de terem sido observados os mesmos deslocamentos para a carga máxima do ciclo anterior, o primeiro ciclo modificou totalmente o comportamento carga-deslocamento das estacas em relação ao segundo ciclo. Ainda comparando os dois primeiros ciclos, os resultados evidenciaram uma redução no coeficiente de reação horizontal, relação entre a tensão horizontal e o respectivo deslocamento do solo, de quase 40% do valor obtido no primeiro carregamento.

A fim de verificar a influência da aplicação de um ciclo na resistência e rigidez do solo, Zammataro (2007) realizou ensaios com dois ciclos de carga transversais em uma estaca do tipo escavada e outra do tipo hélice contínua executadas em solo laterítico de alta porosidade. Seus resultados revelaram um ligeiro aumento do coeficiente de reação horizontal do solo após a aplicação do primeiro ciclo para as duas estacas. Entretanto, Zammataro (2007) relata que não é possível afirmar se houve influência do carregamento cíclico no comportamento deformacional dessas estacas.

Silva (2016) avaliou o comportamento de estacas metálicas submetidas a esforços horizontais em solo colapsível de diabásio de alta porosidade para condições com umidade natural e inundada. Foram realizados dois ciclos, o primeiro com carregamento lento e incrementos de carga de 2,5 kN até se atingir o valor de 70 kN; e o segundo com carregamento rápido e incrementos de 5 kN até a carga de 90 kN. No ensaio cíclico com o solo em sua condição natural, observou-se a recuperação de 71% dos deslocamentos após o primeiro descarregamento e a recuperação de 85% dos deslocamentos referentes ao segundo carregamento. O deslocamento não recuperado do primeiro carregamento foi de 3,33 mm e o do segundo carregamento foi de 2,85 mm, conduzindo a um deslocamento acumulado de 6,18 mm após o segundo carregamento. Silva (2016) afirma que as provas de carga indicaram que, mesmo em seu estado natural, o solo estudado apresentou baixa capacidade de carga para carregamento horizontal.

Finalmente, outro fator que pode ter alguma influência no comportamento cíclico de estacas carregadas lateralmente, é o material da própria estaca, particularmente sua capacidade de desenvolver fissuras que pode reduzir assim sua rigidez à flexão (Cuéllar, 2011), como é o caso do concreto. A Tabela 2.3 sintetiza alguns dos estudos mais relevantes sobre o comportamento de estacas submetidas a carregamentos transversais cíclicos.

Tabela 2.3 Trabalhos sobre estacas submetidas a carregamentos transversais cíclicos.

Autores	Metodologia	Principais Conclusões
Marr e Christian (1981)	Investigaram os deslocamentos permanentes induzidos por carregamentos cíclicos de ondas. Realizaram análises teóricas e estudos de campo para avaliar o comportamento de estruturas submersas sujeitas a carregamentos cíclicos de ondas.	Observaram que os deslocamentos permanentes resultantes de carregamentos cíclicos de ondas podem ser significativos e devem ser levados em consideração no projeto de estruturas marítimas e costeiras.
Rosquoët et al. (2007)	Analisaram o comportamento de estacas instaladas em areia sob carregamento horizontal cíclico. Por meio de ensaios de campo, as estacas foram submetidas a ciclos de carga em condições controladas, avaliando deslocamentos e tensões.	Constatarem que estacas instaladas em areia podem apresentar uma resposta complexa e não linear sob carregamento horizontal cíclico, com acúmulo gradual de deslocamento e redistribuição de tensões ao longo do tempo.
Levy et al. (2009)	Investigaram numericamente um cenário de carga em que um carregamento horizontal monotônico é aplicado a uma estaca seguido de um ciclo bidirecional em uma direção perpendicular ao carregamento inicial. Essa configuração foi denominada de carregamento em forma de T e buscou representar a complexidade do cenário de carga em fundações de estruturas <i>offshore</i> .	Estabeleceram que o fenômeno da degradação do solo se deve a uma combinação de degradação material e mecânica. A degradação mecânica é causada pela plastificação do solo ao longo da estaca o qual induz deslocamentos permanentes ou pelo desenvolvimento de aberturas entre a estaca e o solo. A degradação do material ocorre devido a uma mudança nas propriedades do solo, como aumentos na poropressão e mudanças na sua densidade. A degradação do material não foi avaliada pelos autores, mas sua inclusão poderia levar um sistema estaca-solo da condição estável para uma condição de ruptura.
Li et al. (2015)	Uma série de ensaios de campo de carga horizontal cíclica e monotônica foi realizada em um local de areia densa. O acúmulo de deslocamento cíclico foi medido ao longo de milhares de ciclos de carga. As cargas cíclicas foram escolhidas para representar condições normal de trabalho e extrema as quais a estrutura pode ser submetida.	Constatarem que o histórico de carga anterior teve um efeito significativo na resposta da <i>monopile</i> . Para uma determinada carga horizontal máxima, o número de ciclos mostrou pequena influência sobre os diagramas de momento fletor.
Nicolai et al. (2017)	Propuseram um método para prever a maior capacidade de momento de uma <i>monopile</i> em areia densa após um carregamento cíclico drenado. O método considera os efeitos da magnitude da carga cíclica, da simetria de carga e do número de ciclos.	Observou-se que a capacidade de carga após os ciclos aumenta com a magnitude da carga cíclica, o número de ciclos e conforme a simetria de carga se aproxima da carga bidirecional.

Tabela 2.3 Trabalhos sobre estacas submetidas a carregamentos transversais cíclicos
(continuação).

Autores	Metodologia	Principais Conclusões
Abadie et al. (2018)	Realizaram um estudo experimental sobre o comportamento de <i>monopiles</i> rígidas em solos arenosos sujeitas a cargas cíclicas horizontais. O programa de ensaios foi projetado para identificar: (i) os efeitos da taxa de carregamento; (ii) o comportamento histerético durante o descarregamento e o recarregamento; (iii) a resposta da estaca devido ao carregamento cíclico de amplitude única de longo prazo; e (iv) as cargas cíclicas de amplitude múltipla.	A rigidez inicial da fundação parece não ter sido alterada pelo carregamento cíclico e, portanto, poderia ser usada no projeto para cargas cíclicas. A capacidade de carga monotônica em grandes deslocamentos parece não ter sido alterada após uma série de pequenas cargas cíclicas. Uma série curta de cargas elevadas reduziu significativamente a deformação acumulada causada por cargas cíclicas subsequentes de magnitude menor. Por fim, cargas cíclicas de pequena magnitude reduziram o impacto da carga extrema sobre a deformação da estaca. Isso pode significar que o tempo entre a instalação da fundação e o restante da turbina pode ser benéfico para a vida útil da estrutura.
Liao et al. (2018)	Executaram vários ensaios em um modelo estaca-solo em escala reduzida submetido a cargas horizontais estáticas e cíclicas a fim de investigar o comportamento de <i>monopiles</i> construídas na zona entremarés da China, composta por uma camada superior de argila marinha e submetida a movimento diário da maré, o que pode levar a uma diferença considerável no comportamento de longo prazo dessas estruturas.	Observaram que a deflexão lateral do topo da estaca desenvolve a maior parte do deslocamento acumulado nos primeiros 1.000 ciclos. Para um nível de carga maior, mais ciclos são necessários para estabilizar esses deslocamentos. Além disso, a carga cíclica com amplitude correspondente a 30-60% do ELU induziu à degradação da rigidez do sistema em cerca de 10-40% nos primeiros 1.000 ciclos enquanto um nível de carga maior induziu a uma maior degradação da rigidez. Os ciclos provocaram as maiores deformações no solo em profundidades de até uma vez o diâmetro da estaca.
Truong et al. (2018)	Realizaram um estudo sistemático sobre a resposta de <i>monopiles</i> à carga cíclica horizontal em areia densa e média em centrífugas. Os ensaios foram realizados com diferentes cargas cíclicas e proporções de magnitude enquanto a sequência de cargas cíclicas também foi variada.	A rotação gerada pelos ciclos das estacas foi proporcional à rotação experimentada sob carga monotônica no mesmo pico de carga cíclica e variou com o número de ciclos elevado a uma potência, denominada coeficiente de acúmulo. As rotações permanentes mais altas foram obtidas por estacas curtas em areias mais fofas e sujeitas a carga unidirecional. A capacidade de carga das estacas após os ciclos é semelhante à capacidade de carga monotônica se a rotação permanente experimentada durante os ciclos for menor que o limite típico de 0,5° para ELS.
Haiderali et al. (2023)	Efetuaram análises numéricas 3D pelo MEF de <i>monopiles</i> em argila estruturada sob carregamento horizontal cíclico. Foram aplicadas cargas horizontais cíclicas de baixa frequência, simétricas e assimétricas, unidirecionais e bidirecionais, com uma amplitude que representa as condições de carga de operação de turbinas eólicas <i>offshore</i> .	As simulações mostraram que as cargas unidirecionais induziram maiores deformação e rotação acumulada na estaca em relação às cargas bidirecionais. Para todas as configurações de carga, a taxa de acúmulo de deslocamento horizontal da estaca e sua rotação foram reduzidas a cada ciclo subsequente. Por outro lado, a rigidez secante cíclica se degradou progressivamente com uma taxa de redução que diminuía a cada ciclo. Negligenciar a estrutura da argila pode ser conservador em projetos de <i>monopiles</i> .

Tabela 2.3 Trabalhos sobre estacas submetidas a carregamentos transversais cíclicos
(continuação).

Autores	Metodologia	Principais Conclusões
Tsai et al. (2023)	Propuseram um método empírico para considerar a degradação cíclica e o acúmulo de deformação de argila mole com base na reação do solo calculada a partir da curva p-y para uma condição de carga prescrita na estaca. A resposta da estaca sujeita a uma carga cíclica é, então, obtida modificando-se a curva p-y por multiplicadores para avaliar a degradação cíclica e o acúmulo de deformação.	O método proposto foi validado para três ensaios em centrífuga de <i>monopiles</i> submetidas a ciclos de carga horizontal em solo de granulação fina. Seus resultados demonstraram que a degradação e o acúmulo de tensão do solo ocorrem principalmente em profundidades de até três vezes o diâmetro da estaca. A aplicação do método se mostrou simples e ofereceu precisão suficiente para fins práticos. Além disso, segundo os autores, pode ser facilmente implementado em análises pseudoestáticas com a curva p-y predefinida. Embora seja aplicável apenas para argilas, a metodologia pode ser ampliada com outros modelos de solo para considerar diferentes cenários.

Com relação a cargas axiais, avaliando os efeitos dos carregamentos axiais cíclicos por meio de ensaios realizados em estacas de pequena dimensão, Poulos (1988) constatou que a degradação da resistência de ponta e da rigidez do solo não se mostrou relevante. Por outro lado, Lee e Poulos (1991) alertaram que, mesmo para níveis baixos de carregamento, é possível que ocorra a ruptura geotécnica da estaca devido à redução do seu atrito lateral. Os autores constataram também que essa redução ou degradação do atrito tem grande influência da extensão dos deslocamentos durante os ciclos.

A amplitude e o número de ciclos e os tipos de solo e estaca são alguns dos fatores listados por Poulos (1988) que também podem afetar a redução do atrito lateral. Lee e Poulos (1991) observaram que o acúmulo de recalque permanente pode ser mais expressivo em ciclos bidirecionais do que para ciclos unidirecionais, pois, segundo os autores, ocorre uma redução significativa na rigidez do sistema estaca-solo à medida que a aplicação dos ciclos avança.

Com o aumento do número e da amplitude dos ciclos, há um aumento da degradação do atrito lateral. A maior parte dessa degradação se dá nos primeiros ciclos, mas permanece ocorrendo em uma taxa decrescente (Lee e Poulos, 1991; Tsuha et al., 2012; Pra-ai e Boulon, 2016). Nardelli (2019) esclarece que ainda não há um consenso na literatura sobre essa redução do atrito lateral, alguns estudos apontam para um limite máximo possível enquanto outros sugerem que as tensões tendem a diminuir gradativamente até valores próximos de zero, sem evidências de um limite. O fato é que, de acordo com Aghakouchak et al. (2015), realizar previsões confiáveis com milhares de ciclos continua sendo um desafio.

2.5 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA FUNDAÇÕES DE TORRES EÓLICAS

Em meio a algumas alternativas, a modelagem numérica pode ser considerada uma metodologia com potencial para previsões satisfatórias desse comportamento complexo da fundação de torres eólicas sob carregamentos transientes cíclicos.

2.5.1 Elemento geotécnico

No que diz respeito aos modelos constitutivos para o solo, Pisanò (2019) destacou duas estratégias computacionais diferentes (Figura 2.12), a “implícita” e a “explícita” pela terminologia de Niemunis et al. (2005) que não se refere à solução de equações diferenciais, mas ao modo como as deformações são obtidas. A primeira (Figura 2.12a) consiste em utilizar unicamente modelos convencionais que descrevem cada ciclo usando muitos incrementos de deformação no domínio do tempo.

A segunda (Figura 2.12b) se distingue da anterior por, em algumas etapas de seu processamento (II), substituir o tempo pelo número de ciclos e utilizar uma correlação empírica entre a quantidade de ciclos (ΔN) e a deformação no solo (ϵ), ou seja, o acúmulo de deformação causado por certo pacote de ciclos de determinada amplitude é previsto diretamente. Contudo, faz-se necessário intercalar etapas com formulação convencional (I) para calcular e atualizar a amplitude de deformação (ϵ^{amp}) do solo. Maiores detalhes sobre essa estratégia híbrida podem ser obtidos em Niemunis et al. (2005) e Wichtmann et al. (2010).

Para a previsão do comportamento das fundações de aerogeradores ao longo de toda a sua vida útil, as principais desvantagens dos modelos “implícitos” seriam o elevado tempo computacional exigido para solução do problema e o erro acumulado ao fim de uma quantidade de ciclos significativa, próxima de 10^7 a 10^8 em torres *offshore* (LeBlanc et al., 2010) por exemplo. Em contrapartida, apesar de, teoricamente, superar essas desvantagens da estratégia anterior, utilizar correlações entre o número de ciclos e a deformação do solo necessita de um estudo experimental robusto, rigoroso e oneroso que, muitas vezes, não pode ser efetivado.

Entre os modelos geotécnicos disponíveis na literatura, os propostos por Pedroso (2006) e Nakai (2013) estão inseridos na categoria “implícita” enquanto os de Niemunis et al. (2005) e Achmus et al. (2007) na “explícita”. Frequentemente, os modelos que estão disponíveis na maioria dos programas de análise numérica para aplicação em problemas geotécnicos são elastoplásticos com critérios de ruptura de Mohr-Coulomb ou Cam *clay*. Conforme pondera

Wood (2012), os engenheiros são mais propensos a fazer uso de modelos que podem ser vistos como apenas ligeiramente diferentes dos modelos com os quais têm alguma familiaridade do que outros que adotem uma linguagem completamente diferente.

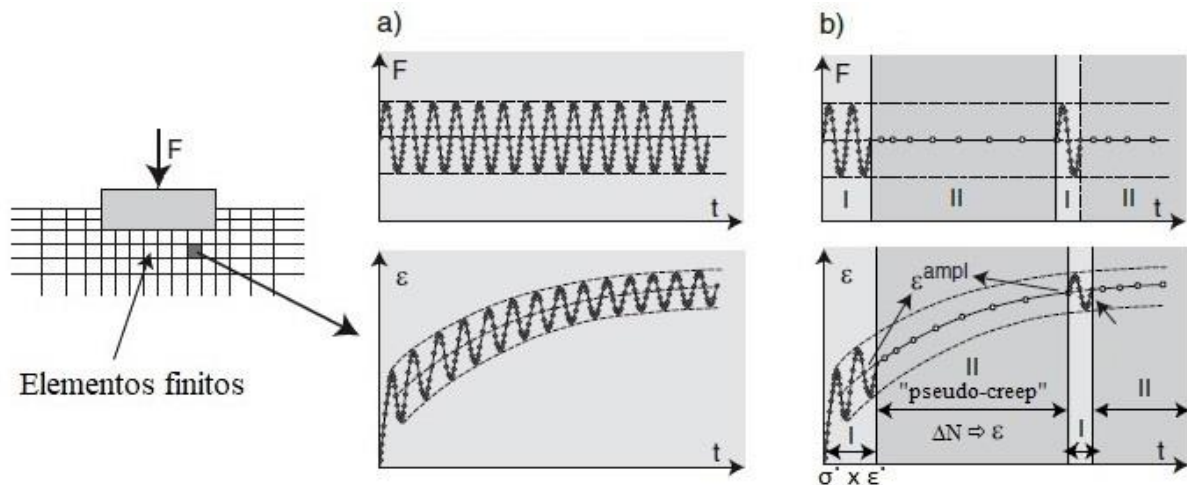


Figura 2.12 Estratégias computacionais para aproximação da resposta cíclica do solo (Wichtmann et al., 2010): (a) “Implícita” e (b) “Explícita”.

Diante disso, o modelo *Structured Subloading Cam clay* (SubCam) de Pedroso (2006) modificado por Mendoza e Farias (2020) para melhorar sua capacidade de previsão se destaca por ser de fácil compreensão e exibir bons resultados para solos tropicais. O SubCam, segundo Pedroso (2006), acrescentou as variáveis de densidade (ρ) e estrutura (ω) no modelo *Modified Cam clay* (Roscoe e Burland, 1968) e alterou a forma da superfície de plastificação no espaço p - q para se aproximar do critério de ruptura de Matsuoka e Nakai (1974) no estado crítico. Nesse modelo, o comportamento cíclico do solo é obtido pela superfície de subcarregamento (*subloading*) esboçada na Figura 2.13, a qual sempre contém o estado de tensão atual e pode avançar ou retroceder durante os ciclos (Pedroso, 2006). Sem inserir parâmetros adicionais ao SubCam, as mudanças de Mendoza e Farias (2020) incluem a implementação de uma lei de fluxo não associada e a incorporação do efeito da estrutura para refletir as diferenças no comportamento de solos naturais e reconstituídos.

Assim, o SubCam requer os cinco parâmetros já atribuídos ao *Cam clay*, isto é, a inclinação da reta virgem (λ), a inclinação da reta de recompressão (κ), o coeficiente de Poisson (ν), o índice de vazios inicial (N) e a inclinação da linha de estado crítico (M) além dos parâmetros b e c associados aos efeitos da estrutura e da densidade do solo respectivamente. Todos podem ser obtidos por meio de ensaios triaxiais drenados e edométricos em amostras de

solo indeformadas ou reconstituídas (Mendoza e Farias, 2020). A Tabela 2.4 sintetiza alguns dos principais modelos constitutivos disponíveis na literatura para descrever o comportamento do solo em análises numéricas de fundações de torres eólicas sob carregamentos transientes cíclicos.

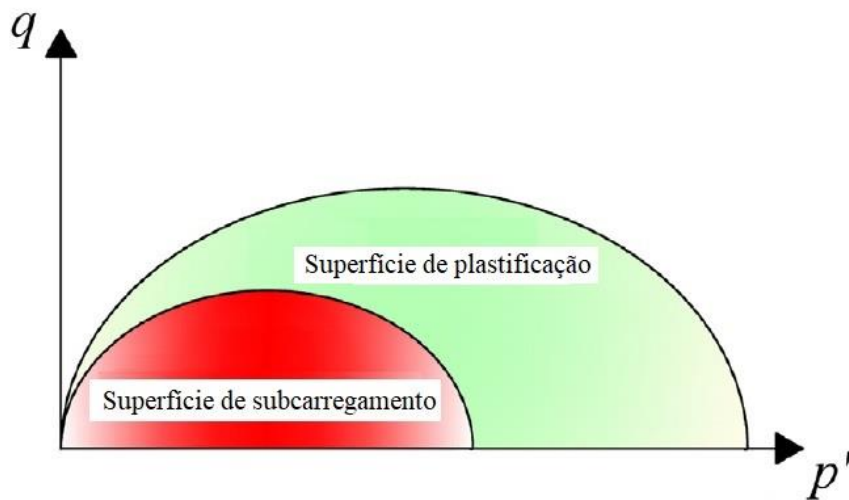


Figura 2.13 Superfície de subcarregamento do modelo SubCam (Mendoza e Farias, 2020).

2.5.2 Elemento estrutural

Além da possível mudança de densidade no solo causada pelos carregamentos cíclicos oriundos dos ventos, é importante averiguar também o provável dano progressivo no concreto do elemento estrutural da fundação que podem afetar os deslocamentos da torre e seus requisitos de projeto geotécnico. Como a maioria dos trabalhos que trataram sobre a resposta cíclica de fundações de torres eólicas envolviam estruturas *offshore* (Achmus et al., 2007; Achmus et al., 2009; Haiderali et al., 2015; Achmus et al., 2019; Pisanò, 2019; Staubach e Wichtmann, 2020), não se admitia a degradação por fadiga do elemento estrutural associada à deterioração sob carregamento cíclico, já que o seu material, o aço, apresentava propriedades de resistência e rigidez muito superiores às do solo e era representado pelo modelo elástico linear nas análises numéricas.

Entretanto, fundações de torres *onshore*, na maioria dos casos, são construídas em concreto armado, o qual, sob carregamentos cíclicos, pode exibir mudanças nos seus parâmetros de resistência e rigidez ao longo do tempo com o surgimento e a evolução de microfissuras. Atualmente, um dos modelos de maior aceitação para simular esse tipo de comportamento é o modelo de dano plástico do concreto (*concrete damage plasticity*) de Lubliner et al. (1989).

Dassault Systèmes (2014a) esclarece que o modelo usa uma lei de dano isotrópico que atribui o dano à redução do módulo de elasticidade inicial (E_0) do material (Figura 2.14) por meio dos parâmetros de dano em compressão (d_c) e em tração (d_t) que podem variar entre zero e um para os estados sem danos e com dano máximo, respectivamente.

Tabela 2.4 Exemplos de modelos utilizados para investigar o comportamento cíclico do solo em fundações de torres eólicas.

Modelo	Autores	Parâmetros	Descrição
<i>Sand Hypoplasticity</i>	von Wolffersdorff (1996) + Niemunis e Herle (1997) *	8 + 5 *	Atualmente, o modelo de von Wolffersdorff (1996) é considerado um modelo hipoplástico de referência para materiais granulares. O modelo incorpora a dependência do comportamento do solo em relação à pressão e à densidade. Sua resposta foi validada por meio de simulações de vários problemas geotécnicos, mas não consegue reproduzir o comportamento do solo para carregamentos cíclicos. Quando combinado com o conceito de deformação intergranular de Niemunis e Herle (1997), consegue prever a degradação da rigidez de pequenas deformações e os efeitos de cargas cíclicas.
SANISAND-MS	Dafalias e Manzari (2004) e Liu et al. (2019)	16	Adequado para reproduzir o comportamento drenado de areias para diversos ciclos de carga. A superfície de memória (<i>memory surface</i>) incorporada na sua formulação anterior (Dafalias e Manzari, 2004) permite ao modelo aprimorado por Liu et al. (2019) capturar os efeitos relacionados a sua estrutura sobre o acúmulo de deformações permanentes (<i>ratcheting</i>) e a evolução da rigidez observada em ensaios de laboratório com a aplicação de vários ciclos.
<i>Subloading</i> tij	Nakai e Hinokio (2004)	7	Modelo que serviu de base para a formulação da primeira versão do SubCam, o <i>Subloading</i> tij tem aplicação genérica a argilas e areias, já que leva em consideração a influência do estado de densificação do material. Utiliza o tensor modificado (t_{ij}) para simular a influência do segundo invariante do tensor de tensões no comportamento do material.
<i>Clay Hypoplasticity</i>	Mašín (2014) + Niemunis e Herle (1997) *	5 + 5 *	Proposto por Mašín (2014) com base na Mecânica dos Solo de Estado Crítico e desenvolvido especificamente para a simulação de materiais de granulação fina. Sua resposta foi validada por meio de simulações de vários problemas geotécnicos tanto <i>onshore</i> como <i>offshore</i> . Seus parâmetros são equivalentes aos parâmetros do Cam <i>clay</i> modificado. Porém, não consegue reproduzir o comportamento do solo para carregamentos cíclicos. Quando combinado com o conceito de deformação intergranular de Niemunis e Herle (1997), consegue prever a degradação da rigidez de pequenas deformações e os efeitos de cargas cíclicas.

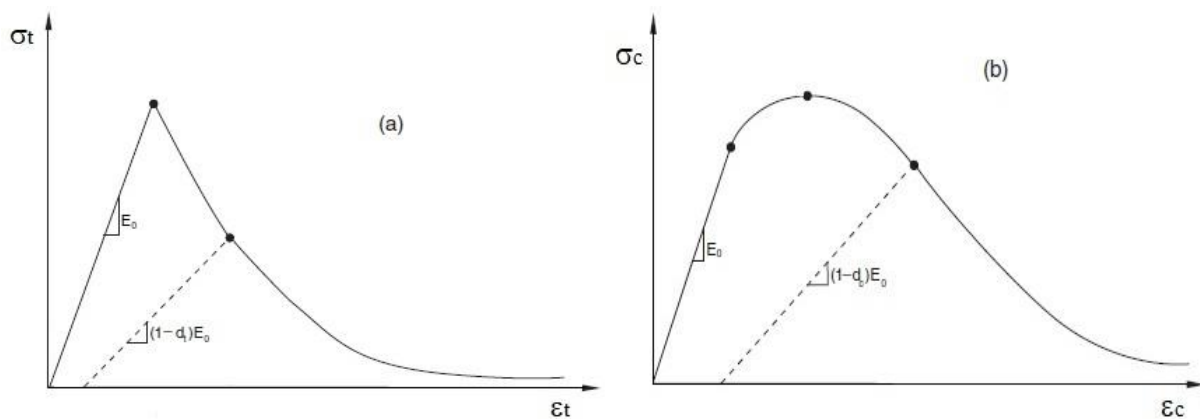


Figura 2.14 Comportamento monotônico uniaxial do concreto em (a) tração e (b) compressão (Dassault Systèmes, 2014a).

Pela Figura 2.14, fica evidente que, em tração, o concreto possui uma resposta inicial elástica e sem danos seguida de uma mudança brusca para um comportamento elastoplástico com amolecimento e danos junto com a fase de propagação de fissuras. Em compressão, o concreto apresenta, também, um comportamento elástico e sem danos até uma tensão limite inicial, mas agora acompanhado de uma transição elastoplástica com endurecimento e começo de microfissuração, para, finalmente, alcançar o estágio elastoplástico com amolecimento e propagação de fissuras (Dassault Systèmes, 2014a).

Sob condições de carga cíclica uniaxial, os mecanismos de degradação do concreto tornam-se bastante complexos, pois envolvem a abertura e o fechamento de microfissuras previamente formadas além de sua interação. Dassault Systèmes (2014a) observa que, do ponto de vista experimental, há alguma recuperação da rigidez elástica à medida que a carga muda de sinal durante um ensaio cíclico uniaxial. Esse efeito pode ser mais pronunciado em ciclos que oscilam de tração para compressão por causar o fechamento de rachaduras por tração, resultando na recuperação da rigidez à compressão.

Assim, de acordo com Silva et al. (2020), o modelo de dano plástico do concreto é adequado para materiais com diferentes resistências à tração e à compressão, como o concreto, e foi formulado para determinar mudanças irreversíveis que podem ocorrer no material durante ciclos de carga, permitindo avaliar a degradação da sua rigidez e a sua ruptura.

2.6 OBSERVAÇÕES IMPORTANTES ACERCA DA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, foi apresentada uma revisão bibliográfica cujo foco foi abordar os aspectos mais relevantes relacionados a projetos de fundações de aerogeradores necessários para permitir uma

compreensão bem fundamentada das análises e das conclusões do presente trabalho. Foram abordados os principais requisitos de projeto recomendados pela literatura e pelos códigos normativos, buscando enfatizar os tópicos mais pertinentes de cada um deles.

No Estado Limite Último, a fundação do aerogerador deve resistir às cargas excepcionais e o comportamento do solo ocorre em regime não linear. Como as cargas variáveis que atuam em aerogeradores *onshore* implantados no Brasil são oriundas unicamente dos ventos, sua determinação adequada é primordial para essa verificação. Ademais, existem requisitos específicos os quais dependem da solução de fundação adotada e que também devem ser atendidos (ABNT, 2022), como as verificações de segurança quanto à capacidade de carga, ao tombamento e ao deslizamento para fundações superficiais; e as verificações de segurança quanto às capacidades de carga à compressão e à tração e à ruptura decorrente de solicitações transversais para fundações profundas.

Já o Estado Limite de Serviço, embora seja mais relevante para operações comuns, abrange diferentes cenários e deve garantir o bom funcionamento do aerogerador durante sua vida útil, necessitando, assim, de uma caracterização robusta dos ventos da sua área de implantação para uma definição apropriada dos cenários de carga ambiental. Nesse contexto, existem especificações de desempenho as quais são usualmente exigidas pelos fabricantes das turbinas e envolvem, por exemplo, combinações de carregamentos, limites de deslocamentos, recalques ou levantamentos para a fundação além de níveis de vibração inaceitáveis para a estrutura (ABNT, 2022). Assim sendo, a fim de assegurar as tolerâncias operacionais da turbina eólica, é comum condicionar, por exemplo, uma rigidez mínima para a fundação em projetos de aerogeradores.

Com relação ao Estado Limite de Fadiga, ele está vinculado com a possibilidade de ruptura da fundação devido ao efeito de dano cumulativo de cargas cíclicas e pode mobilizar aspectos não triviais do comportamento do solo. Diante disso, foram apresentados diversos estudos sobre o comportamento de fundações submetidas a carregamentos cíclicos. Entre algumas das variáveis que podem influenciar seu comportamento, destacaram-se a magnitude da carga cíclica, o número de ciclos e sua direção de aplicação além do tipo de solo e do material da fundação. Apesar de tratarem essencialmente sobre estacas, acredita-se que elas podem ser estendidas aos demais tipos de fundações.

Por fim, foi revelado que, para evitar que os aerogeradores estejam sujeitos aos efeitos de ressonância durante sua operação, deve-se manter sua primeira frequência natural ($f_{0,1}$) distante das faixas definidas pelas frequências de excitação do rotor (f_{1P}) e de passagem das pás (f_{3P}). Em termos de segurança e economia, ficou evidenciado ainda que a melhor solução de projeto a ser adotada seria manter $f_{0,1}$ entre f_{1P} e f_{3P} , ou seja, $f_{1P} < f_{0,1} < f_{3P}$. Além disso, algumas questões relacionadas com a frequência natural de aerogeradores e seu comportamento dinâmico foram discutidas, como a escolha das propriedades do solo circundante que melhor represente a deformabilidade do material, a influência da interação solo-estrutura e do sistema nacele-rotor na previsão da frequência natural e a importância da definição da taxa de amortecimento para restringir o acúmulo de danos e evitar a manutenção prematura na estrutura.

Contudo, observou-se que a grande maioria dos trabalhos citados se referiram a solos predominantemente arenosos ou argilosos e boa parte deles se concentraram em fundações de turbinas *offshore*. Portanto, considerando o caráter inovador desta tese a qual objetiva viabilizar a construção de torres eólicas de menor porte em locais distantes da costa brasileira e a escassez de trabalhos disponíveis na literatura que tratam sobre aerogeradores *onshore* assentes em solo tropical, esta pesquisa busca contribuir com o conhecimento sobre o comportamento dessas estruturas e de suas fundações implantadas no Centro-Sul brasileiro.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, após uma breve descrição do projeto que engloba o presente trabalho, são apresentados os detalhes construtivos dos protótipos eólicos que serão analisados e das suas fundações, os resultados dos ensaios de campo e de laboratório e, por fim, os dados disponíveis até o momento sobre a instrumentação das torres e de suas fundações além das características dos ventos da sua área de implantação.

3.1 DESCRIÇÃO GERAL DO PROJETO DE FURNAS

O presente trabalho está inserido em um projeto bem amplo de Eletrobras Furnas cujo foco principal é a montagem e a instrumentação de protótipos eólicos de eixo horizontal para possibilitar a análise do comportamento de estruturas civis de empreendimentos de geração de energia elétrica, em particular nos parques eólicos, com o intuito de subsidiar a prospecção de projetos e estudos de implantação e planos de manutenção. Os protótipos com alturas de 10 m (EOL-10) e 40 m (EOL-40) foram implantados no Campo Experimental I do Centro Tecnológico em Engenharia Civil de Furnas em Aparecida de Goiânia-GO.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE FURNAS

O campo experimental de Furnas foi estabelecido em uma área de aproximadamente 1.200 m², localizada próximo ao Laboratório de Aerodinâmica (Bloco 34) da Gerência de Serviços e Suporte Tecnológico (GST.E) em Aparecida de Goiânia-GO (Figura 3.1 e Figura 3.2).

Para viabilizar a implantação dos dois protótipos eólicos foi realizada, primeiramente, uma caracterização geológico-geotécnica do terreno com investigações de campo e laboratório. Essa caracterização contemplou, basicamente, sondagens SPT e poços de inspeção para observação *in loco* das camadas e retirada de amostras de solo (Figura 3.3) seguindo, nessa ordem, ABNT (2011) e ABNT (2016b).

Além disso, estacas-teste foram executadas para realização de ensaios de prova de carga. A Tabela 3.1 resume as principais atividades efetuadas durante a pesquisa e a Figura 3.4 retrata a localização aproximada de cada uma.

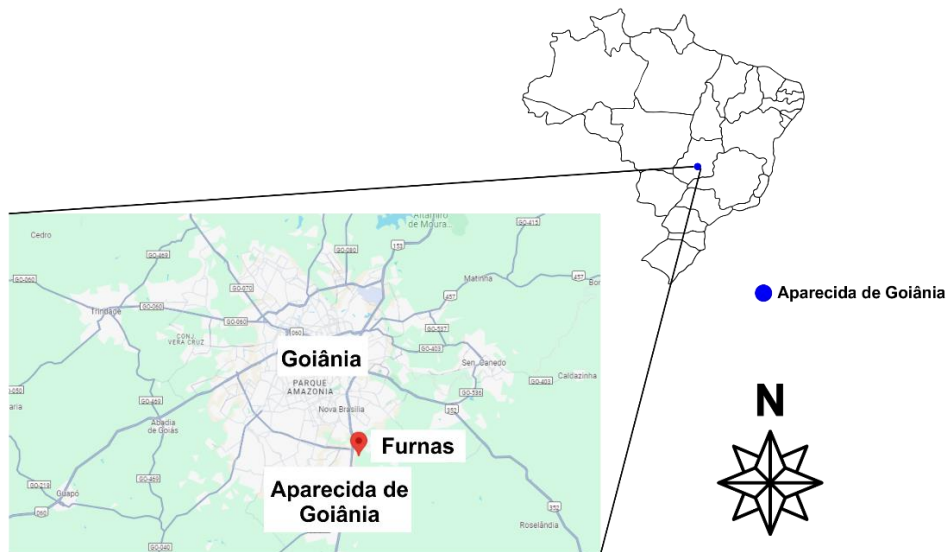


Figura 3.1 Localização da cidade de Aparecida de Goiânia-GO.



Figura 3.2 Localização do campo experimental em Furnas.

Tabela 3.1 Relação das atividades completadas no campo experimental de Furnas.

Atividade	Período
SPT 1	13/09/2018
*EOL-10	01/11/2018
*Poço de inspeção e amostragem 1	15/11/2018
*Poço de inspeção e amostragem 2	09/01/2019
EOL-40	06/09/2019
SPT 2	21/11/2019
Ensaio de prova de carga	17/01/2023

*Atividade com período de execução aproximado



(a) Deformadas.



(b) Indeformadas.

Figura 3.3 Processo de retirada de amostras no campo experimental em Furnas.

3.2.1 Investigações de campo

A primeira sondagem à percussão (SPT 1) foi executada em um período considerado de baixa probabilidade de precipitação (abril–setembro) e seus resultados serviram como base para o dimensionamento das fundações dos dois protótipos. Posteriormente, o SPT 2 foi feito em uma estação com alta probabilidade de precipitação (outubro–março) a fim de averiguar as informações obtidas pelo ensaio anterior e permitir a realização de ensaios de prova de carga futuramente.

Ademais, os poços para retirada de amostras indeformadas foram utilizados para descrição do perfil do solo. Rodrigues et al. (2005) relatam que o campo experimental de Furnas se encontra na Região das Chapadas, território com presença de solos consideravelmente permeáveis, bastante porosos e pouco plásticos.

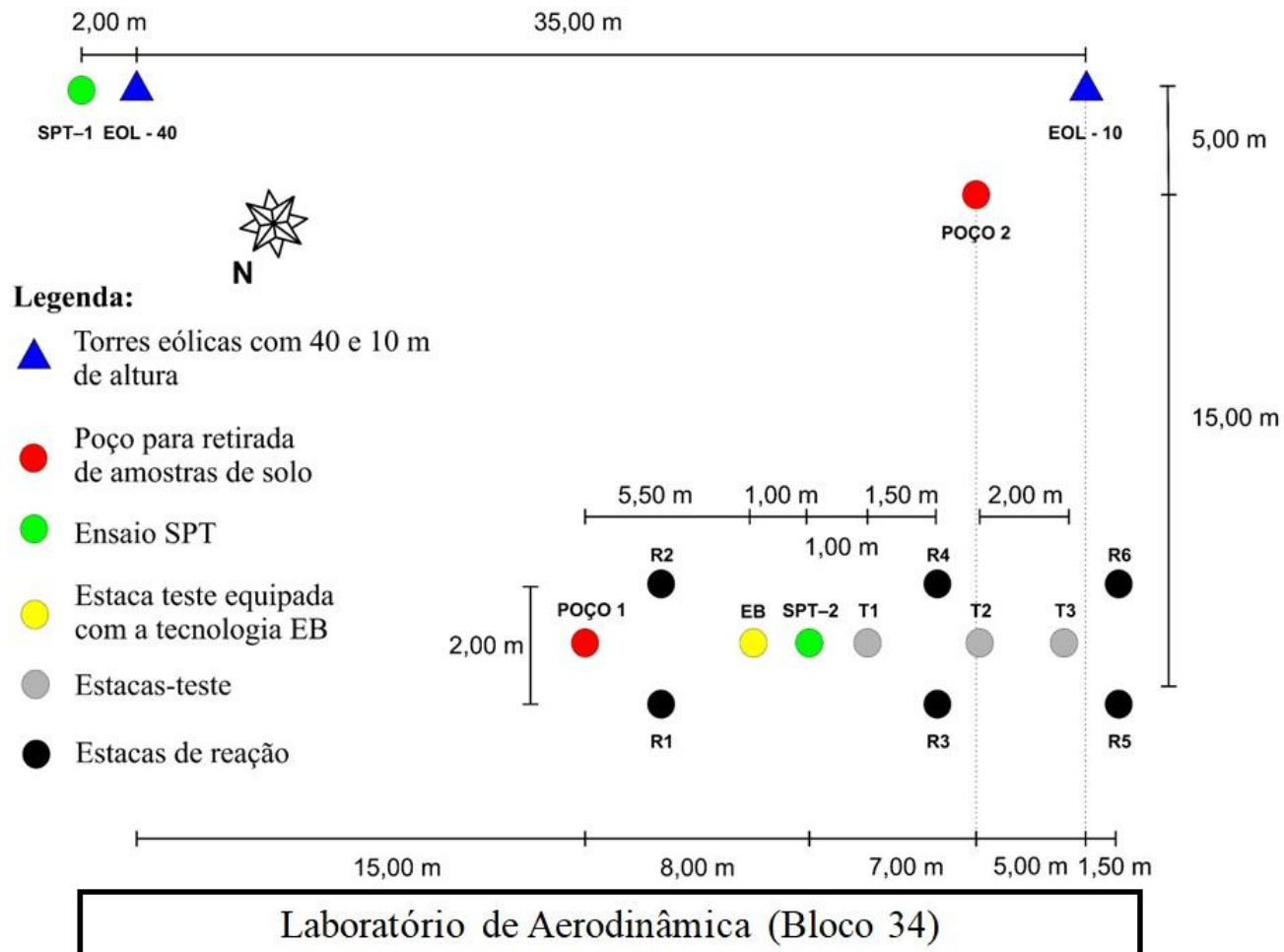


Figura 3.4 Disposição dos protótipos eólicos, dos furos de sondagem, dos poços de inspeção e coleta de amostras e das estacas-teste no campo experimental de Furnas (sem escala).

A descrição do perfil geológico dos poços de inspeção e amostragem e o resumo das informações das duas sondagens SPT estão ilustrados na Figura 3.5 junto com a profundidade de execução das estacas-teste EB, T1, T2 e T3. Apesar da diferença no nível d'água que pode ser atribuída à posição das sondagens e aos seus períodos de execução, observou-se que os resultados foram, de certa forma, semelhantes com relação aos valores de N_{SPT} com coeficientes de variação situados dentro da variabilidade recomendada por Harr (1984) e Kulhawy (1992), entre 15% e 45%.

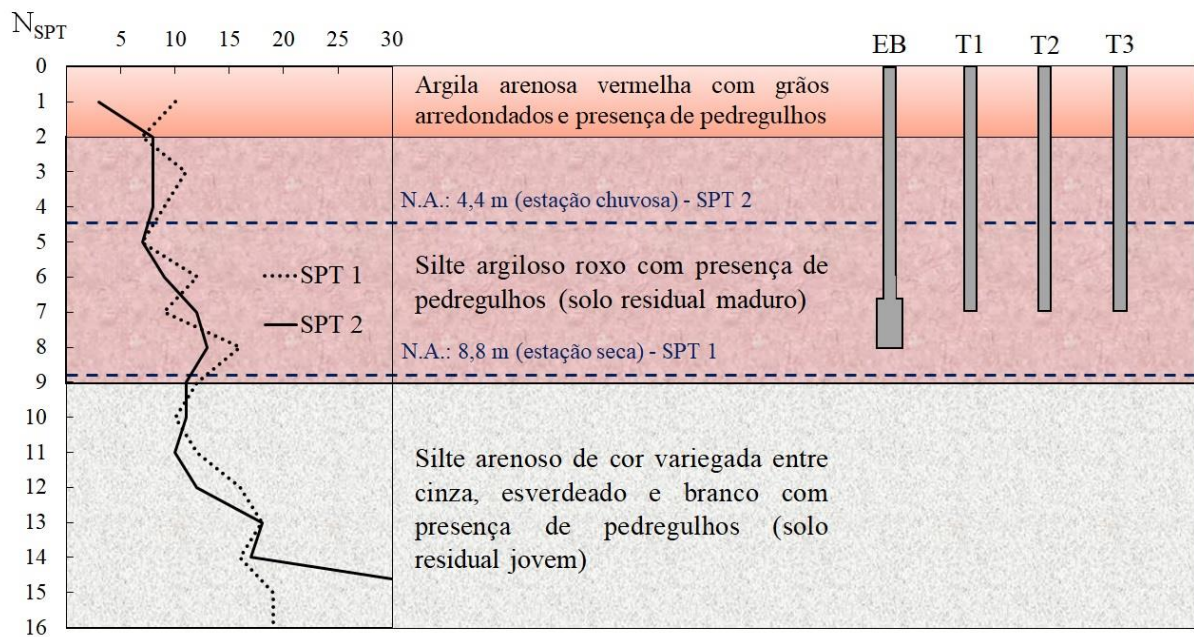


Figura 3.5 Perfil geotécnico simplificado do campo experimental de Furnas.

3.2.2 Ensaios de laboratório

Para viabilizar estimativas mais precisas dos parâmetros geotécnicos, o projeto de Furnas previu uma campanha extensa de ensaios laboratoriais (Tabela 3.2) em amostras deformadas e indeformadas retiradas do terreno. Todos os ensaios citados foram realizados por Ferreira et al. (2019) e Furnas (2020) no Laboratório de Solos do Centro Tecnológico de Engenharia Civil de Furnas.

A distribuição granulométrica do solo estudado foi determinada para profundidades de 1 a 7 m. Almejando a obtenção da granulometria real *in situ* e atentando para as ponderações de Camapum de Carvalho et al. (1996) sobre as particularidades dos solos tropicais, foram realizadas análises com e sem a adição de defloculante. Observaram-se discrepâncias entre as amostras relacionadas ao uso de defloculante, isto é, de maneira geral, foi evidenciado que uma

parcela significativa de argila forma microagregados silto-arenosos sem hexametáfosfato de sódio. Analisando, exclusivamente, as porcentagens de cada tipo de solo, os ensaios com defloculante revelaram que a camada mais superficial do terreno (1 m) consiste em uma areia argilosa enquanto as demais camadas (2 a 7 m) poderiam ser classificadas como silte arenoso. Para amostras sem defloculante, silte pedregulhoso no primeiro metro e silte arenoso no restante. A Figura 3.6 ilustra a variação da granulometria ao longo da profundidade e indica um aumento no teor de silte com uma respectiva redução de argila.

Tabela 3.2 Ensaios realizados e respectivas metodologias de execução.

Ensaio	Metodologia
Ensaio de determinação da massa específica real dos grãos de solo finos	NBR 6458:2017
Ensaio de determinação do limite de liquidez	NBR 6459: 2017
Ensaio de determinação do limite de plasticidade	NBR 7180:2016
Ensaio de análise granulométrica	NBR 7181:2017
Ensaio de dispersibilidade - Ensaio sedimentométrico comparativo (SCS)	–
Ensaio de compressão triaxial convencional adensado drenado	–
Ensaio de determinação do coeficiente de permeabilidade em permeâmetro convencional - Carga variável	NBR 14545:2000
Ensaio de adensamento convencional	–

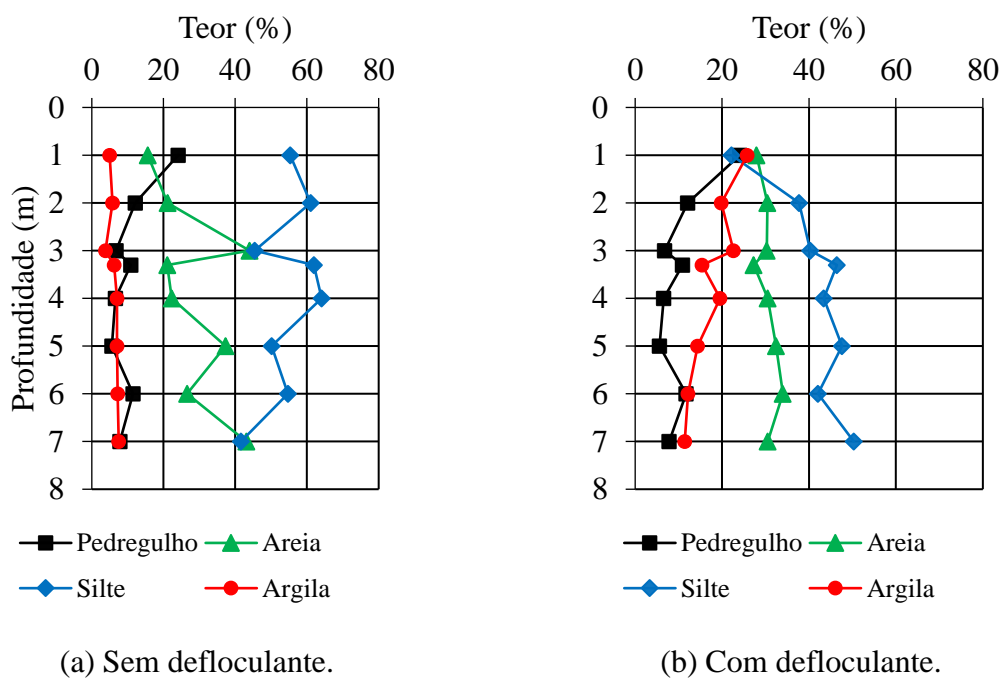


Figura 3.6 Granulometria do solo ao longo da profundidade (Ferreira et al., 2019).

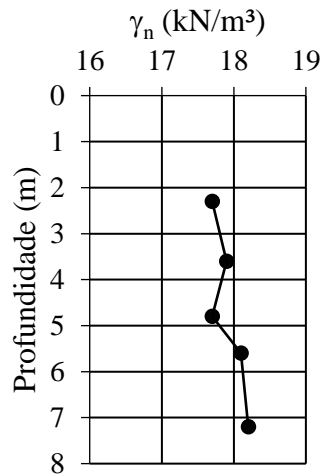
O estudo da percolação do solo foi exercido por meio de ensaios de permeabilidade de carga variável buscando levar em conta sua estrutura *in loco* para se aproximar, ao máximo, do seu comportamento real. Todos os ensaios foram realizados sob fluxo vertical e gradiente inicial igual a 10. Os detalhes dos resultados exibidos na Tabela 3.3 mostram que, até profundidades de 7 m, o solo do campo experimental de Furnas possui coeficientes de permeabilidade (k) entre 10^{-6} e 10^{-7} m/s com ordem de grandeza próxima de siltes e areias argilosas (Pinto, 2006).

Alguns índices físicos, como peso específico natural (γ_n), peso específico aparente seco (γ_d), peso específico dos grãos (γ_s), índice de plasticidade (I_P), índice de vazios (e) e porosidade (n), também foram obtidos (Figura 3.7) e, de acordo com Ferreira et al. (2019), evidenciam características típicas de solos tropicais do Centro-Oeste, por exemplo a alta porosidade e a baixa densidade. Pela carta de plasticidade, o solo pode ser definido como um silte argiloso de alta compressibilidade.

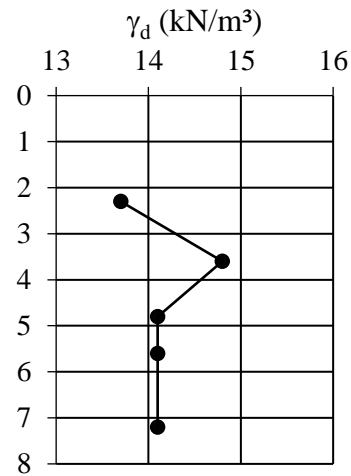
A realização de ensaios edométricos nas amostras do perfil de solo do campo experimental teve como objetivo a verificação da sua compressibilidade e da sua história geológica, respectivamente, por meio dos índices de compressão (C_C) e descompressão (C_S) e da razão de sobreadensamento (OCR). Todos os ensaios foram inundados na tensão de 12,5 kPa. Foi adotada a metodologia de Pacheco Silva (1970) para determinação da tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}).

Tabela 3.3 Resultados dos ensaios de permeabilidade de carga variável (Furnas, 2020).

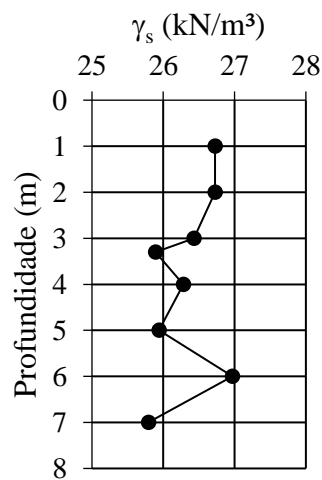
Profundidade (m)	Direção de ensaio	$k_{20^\circ C}$ (m/s)
2,30 a 2,70	Horizontal	1,60E-06
2,30 a 2,70	Vertical	5,80E-07
3,30 a 3,60	Horizontal	1,90E-07
3,30 a 3,60	Vertical	1,00E-06
4,20 a 4,50	Horizontal	2,70E-07
4,20 a 4,50	Vertical	1,40E-07
5,10 a 5,40	Horizontal	1,10E-06
5,10 a 5,40	Vertical	2,80E-07
6,60 a 6,90	Horizontal	3,70E-07
6,60 a 6,90	Vertical	4,30E-07
6,90 a 7,20	Horizontal	4,80E-07
6,90 a 7,20	Vertical	3,20E-07



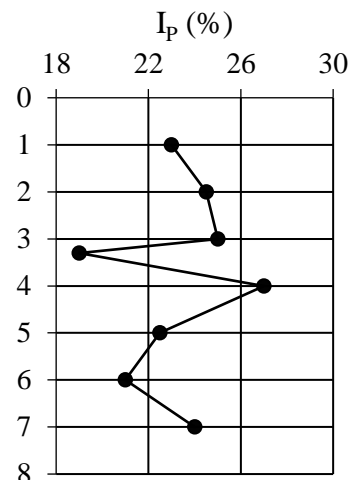
(a) Peso específico natural.



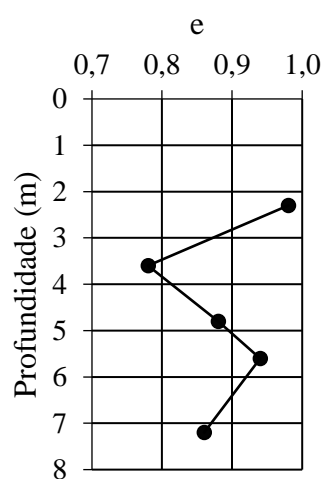
(b) Peso específico seco.



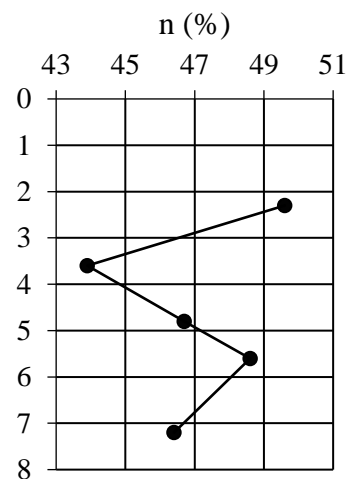
(c) Peso específico dos grãos.



(d) Índice de plasticidade.



(e) Índice de vazios.



(f) Porosidade.

Figura 3.7 Índices físicos do solo do campo experimental de Furnas (Ferreira et al., 2019).

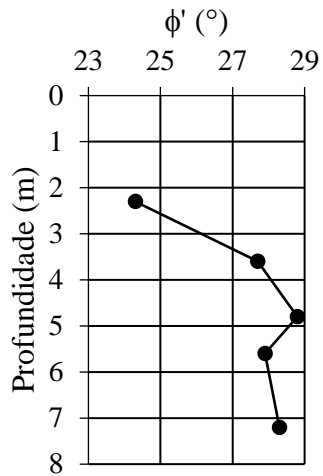
Por fim, parâmetros mecânicos do solo estudado foram extraídos de ensaios triaxiais do tipo adensado e drenado em corpos de prova saturados de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura com tensões confinantes de 100, 150, 200 e 250 kPa. A Figura 3.8 expõe valores de ângulo de atrito efetivo (ϕ'), coesão efetiva (c') e módulo de Young secante (E) para diferentes níveis de tensão confinante. Os módulos secantes foram estimados para 50% da tensão máxima aplicada no ensaio.

Os resultados comprovaram o caráter coesivo-friccional do solo do campo experimental de Furnas, próprio de solos tropicais. Embora possa haver alguma contribuição das cimentações entre as partículas do solo em c' , seus valores se mostraram muito elevados e sugerem uma resistência à tração significativa dos corpos de prova na condição saturada. Contudo, é importante ressaltar que c' consiste em um parâmetro sem significado físico, o qual permite apenas o ajuste de uma reta no espaço de tensões de Mohr. A Tabela 3.4 sintetiza os parâmetros geotécnicos fornecidos por Ferreira et al. (2019) e Furnas (2020) com base nos resultados da caracterização geológico-geotécnica do campo experimental de Furnas.

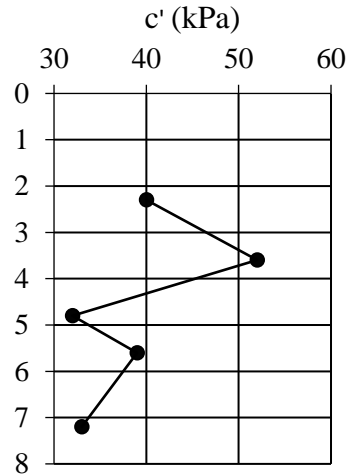
3.2.3 Ensaios de prova de carga em estacas-teste

Para verificar a rigidez, a capacidade de carga e, sobretudo, o comportamento do sistema estaca-solo sob carregamentos cíclicos, uma campanha de ensaios de prova de carga estáticos e cíclicos axiais e transversais foi realizada em estacas-teste executadas no campo experimental de Furnas. Os procedimentos adotados nos ensaios seguiram as recomendações da NBR 16903 (ABNT, 2020). Um total de quatro estacas-teste foram ensaiadas (EB e T1 a T3) por meio de um sistema de reação composto por seis estacas (R1 a R6). A disposição desse conjunto de estacas no campo experimental de Furnas se encontra ilustrada na Figura 3.9.

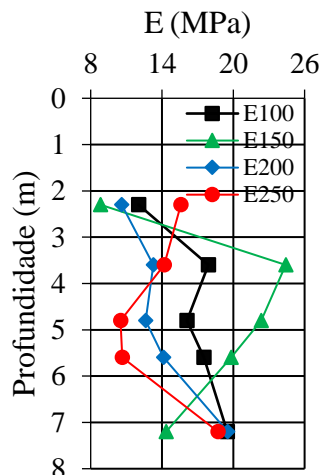
As configurações dos ensaios com cargas axiais e transversais estão retratadas na Figura 3.10. As cargas axiais (Figura 3.10a) foram aplicadas por meio de um sistema de reação composto por quatro estacas de reação e duas vigas secundárias apoiadas sobre uma viga principal. Essa configuração permitiu empregar o mesmo sistema de reação para ensaiar duas estacas. Nos ensaios com carregamentos transversais (Figura 3.10b), optou-se por revestir as estacas-teste e as estacas de reação com formas metálicas para viabilizar a soldagem de chapas de contato e, dessa maneira, garantir a adequada transmissão das cargas durante os ensaios. Um perfil metálico foi utilizado para complementar a distância entre as duas estacas.



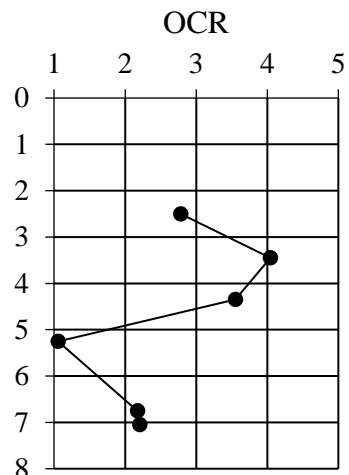
(a) Ângulo de atrito.



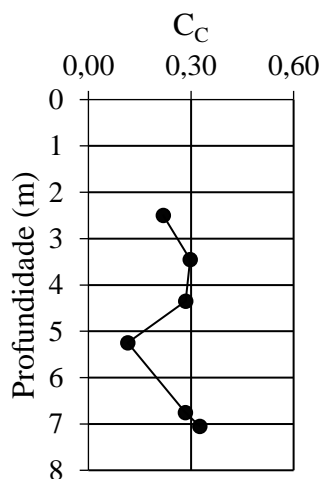
(b) Coesão.



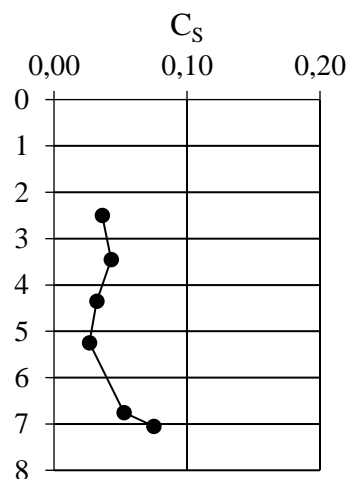
(c) Módulo de Young.



(d) Razão de sobreadensamento.



(e) Índice de compressão.



(f) Índice de descompressão.

Figura 3.8 Parâmetros dos ensaios triaxiais e edométricos (Furnas, 2020).

Tabela 3.4 Parâmetros geotécnicos do campo experimental de Furnas.

Parâmetro	Profundidade (m)						
	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
γ_d (kN/m ³)	-	13,7	14,8	14,1	14,1	-	14,1
γ_n (kN/m ³)	-	17,7	17,9	17,7	18,1	-	18,2
G _s	26,7	26,7	26,3	26,3	25,9	27,0	25,8
e	-	0,98	0,78	0,88	0,94	-	0,86
n (%)	-	49,6	43,9	46,7	48,6	-	46,4
Pedregulho ¹ (%)	25	14	9	7	6	12	8
Areia ¹ (%)	15	19	28	22	29	27	43
Silte ¹ (%)	54	61	53	64	58	55	42
Argila ¹ (%)	5	6	5	7	7	7	8
Pedregulho ² (%)	25	14	9	7	6	12	8
Areia ² (%)	28	30	30	31	31	34	31
Silte ² (%)	22	35	42	43	47	42	50
Argila ² (%)	25	21	19	20	16	12	11
w (%)	-	29	21	26	28	-	29
w _L (%)	57	59	58	59	52	51	52
w _P (%)	34	35	35	32	30	30	28
I _P (%)	23	25	23	27	23	21	24
k ^h _{20°C} (m/s)	-	1,6.10 ⁻⁶	1,9.10 ⁻⁷	2,7.10 ⁻⁷	1,1.10 ⁻⁶	3,7.10 ⁻⁷	4,8.10 ⁻⁷
k ^v _{20°C} (m/s)	-	5,8.10 ⁻⁷	1,0.10 ⁻⁶	1,4.10 ⁻⁷	2,8.10 ⁻⁷	4,3.10 ⁻⁷	3,2.10 ⁻⁷
C _C	-	0,22	0,30	0,28	0,11	0,28	0,33
C _S	-	0,04	0,04	0,03	0,03	0,05	0,08
OCR	-	2,8	4,0	3,6	1,1	2,2	2,2
c' (kPa)	-	40	52	32	39	35	33
φ' (°)	-	24	28	29	28	27	28
E ₁₀₀ (MPa)	-	12	18	16	18	29	19
E ₁₅₀ (MPa)	-	9	24	22	20	23	14
E ₂₀₀ (MPa)	-	11	13	13	14	26	20
E ₂₅₀ (MPa)	-	16	14	11	11	19	19

¹Com defloculante; ²Sem defloculante.

N_{SPT}: Índice de resistência à penetração do ensaio SPT; γ_n : Peso específico natural; γ_d : Peso específico aparente seco; γ_s : Peso específico dos grãos; n: Porosidade; e: Índice de vazios; w: Umidade natural; w_L: Limite de liquidez; w_P: Limite de plasticidade; IP: Índice de plasticidade; C_C: Índice de compressão; C_S: Índice de descompressão; OCR: Razão de sobreadensamento; k^h_{20°C}: Coeficiente de permeabilidade horizontal a 20°C; k^v_{20°C}: Coeficiente de permeabilidade vertical a 20°C; c': Coesão efetiva; φ': Ângulo de atrito; E: Módulo de Young secante para níveis de tensão confinante de 100, 150, 200 e 250 kPa.

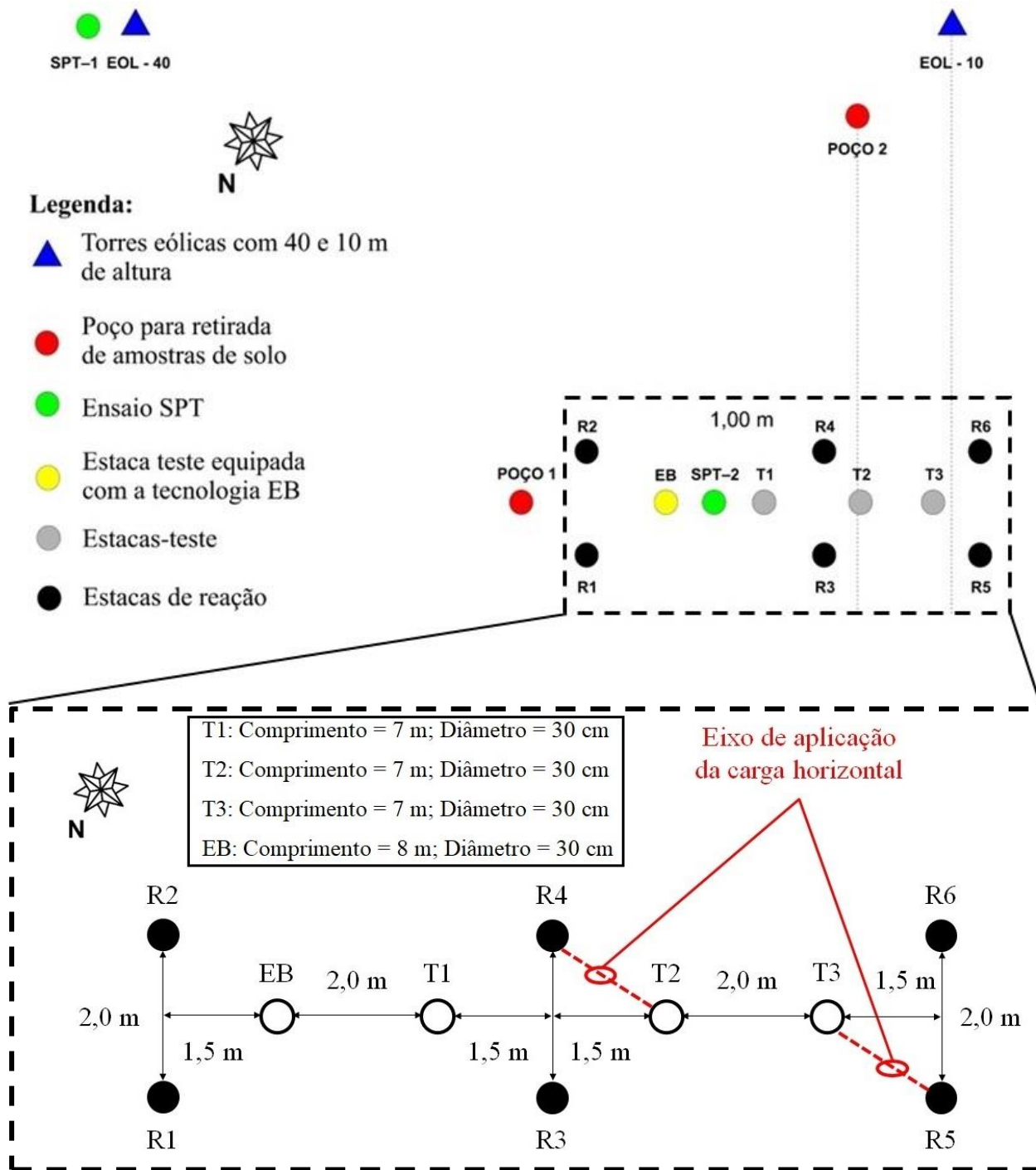
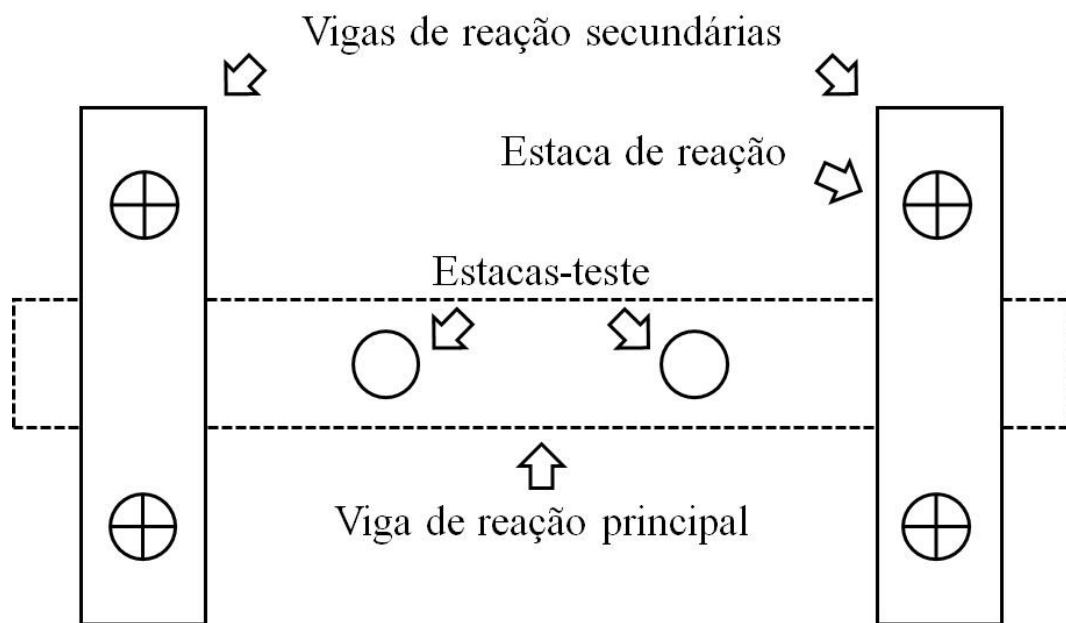
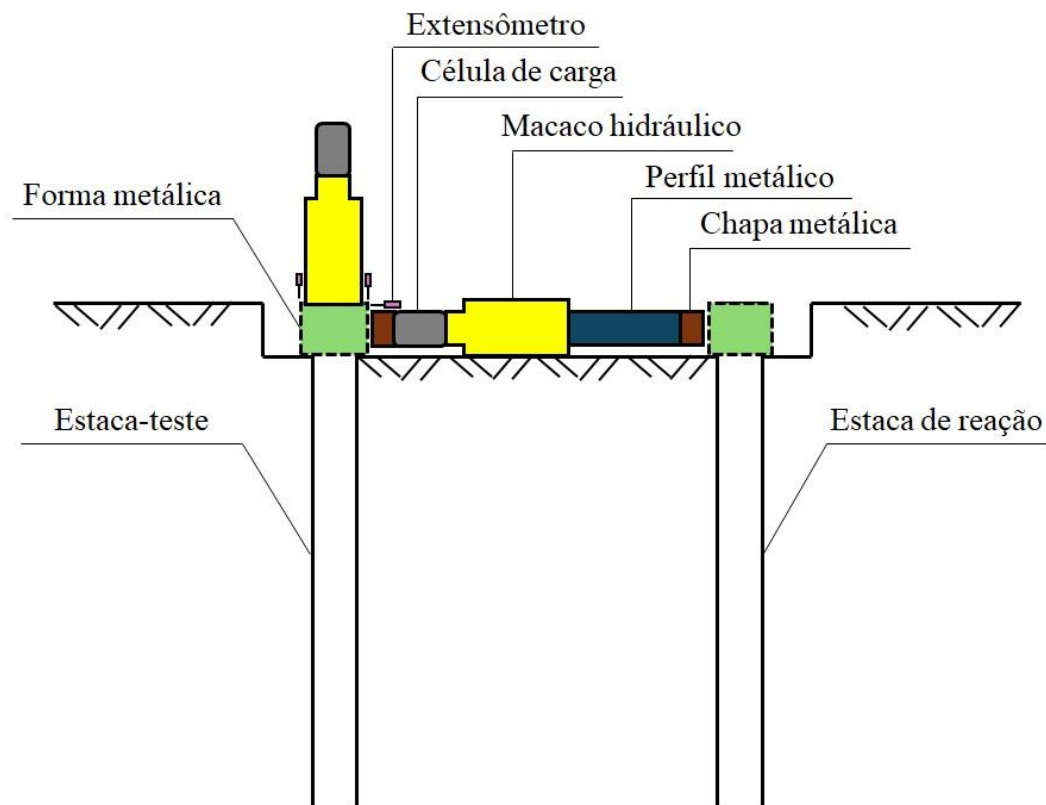


Figura 3.9 Localização das estacas-teste no campo experimental de Furnas (sem escala).



(a) Carregamentos axiais em EB, T1, T2 e T3 (vista superior).



(b) Carregamentos transversais em T2 e T3 (vista transversal).

Figura 3.10 Detalhes dos sistemas de reação dos ensaios de prova de carga.

As estacas T1, T2 e T3 foram escavadas com trado mecânico sem fluido estabilizante e possuem diâmetros de 30 cm e comprimentos de 7 m. Além disso, estão instrumentadas ao longo do seu comprimento (Figura 3.11). Segundo Cruz Junior (2023), as posições dos sensores

foram definidas para buscar a dissipação das cargas ao longo da estaca em quatro níveis distintos: 0,5 m; 3,0 m; 5,0 m e 6,5 m. Os três sensores mais superficiais foram posicionados ao longo da armadura circular da estaca enquanto o sensor da ponta foi posicionado junto ao feixe de barra longitudinal, como mostra a Figura 3.12. Durante a concretagem das estacas, observou-se que o nível d'água estava próximo de 4 m de profundidade.

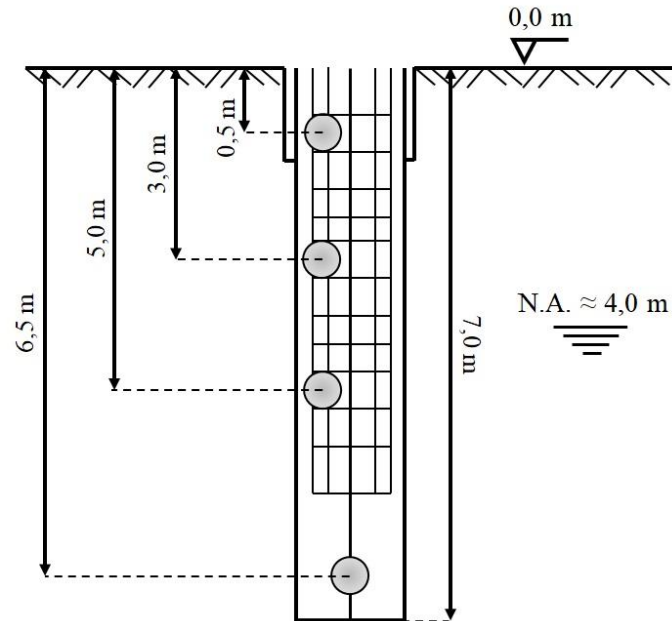


Figura 3.11 Posição dos sensores ao longo das estacas-teste instrumentadas T1, T2 e T3 (Cruz Junior, 2023).



(a) Topo.

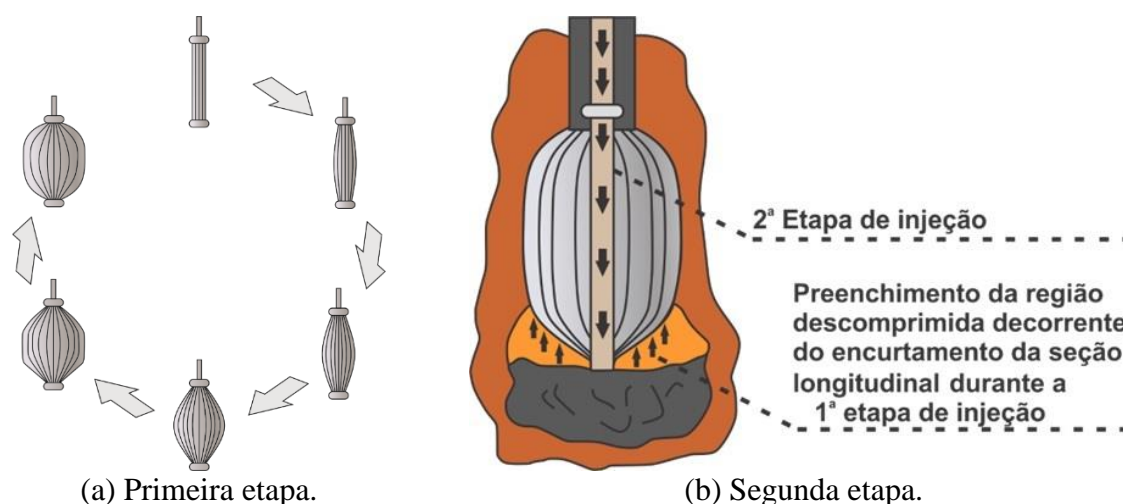


(b) Ponta.

Figura 3.12 Detalhes dos sensores instalados em T1, T2 e T3 (Cruz Junior, 2023).



Figura 3.13 Detalhe do sistema *expander body* instalado na armadura da estaca-teste EB.



(a) Primeira etapa.

(b) Segunda etapa.

Figura 3.14 Etapas executivas de um sistema *expander body* em fundações por estacas (Monteiro, 2023).

A metodologia executiva de cada ensaio foi adotada para avaliar, sobretudo, a influência dos ciclos no comportamento monotônico do sistema estaca-solo. Seguindo a ordem cronológica de execução das provas de carga, a T1 foi a primeira estaca-teste ensaiada. O seu procedimento correspondeu em (i) aplicar carregamentos de compressão do tipo lento (ABNT, 2020) até estar caracterizada a ruptura nítida, que foi observada para uma carga de 275 kN e um recalque máximo da ordem de 32,4 mm, pouco maior que 10% do diâmetro do seu fuste. Na sequência, (ii) T1 foi submetida a metade da carga de ruptura para início do ensaio cíclico. Foram realizados (iii) dez ciclos de compressão do tipo descarregamento-recarregamento com a carga variando entre 25% e 50% da carga de ruptura. Após os ciclos, (iv) T1 foi carregada novamente até a ruptura e, por fim, (v) completamente descarregada.

Similar à metodologia executiva da T1, os ensaios na estaca EB compreenderam a (i) aplicação da carga máxima de compressão seguida dos carregamentos cíclicos também de compressão. Cabe destacar que, pela limitação dos deslocamentos do sistema de reação que poderiam inviabilizar a realização dos ensaios subsequentes, o ensaio para determinação da sua carga de ruptura necessitou ser interrompido antes do valor previsto, com uma carga de 692 kN e um recalque de apenas 5,3 mm, bem inferior a 10% do diâmetro do seu fuste. Para o início do seu ensaio cíclico, a (ii) EB foi descarregada para metade da carga máxima aplicada. Foram realizados (iii) dez ciclos de compressão do tipo descarregamento-recarregamento com a carga variando entre 25% e 50% da carga máxima aplicada. Após os ciclos, (iv) EB foi carregada novamente até 692 kN e, por fim, (v) completamente descarregada. A Figura 3.15 ilustra os procedimentos de aplicação das cargas verticais (Q_v) durante os ensaios das estacas T1 e EB com o tempo fora de escala para destacar os níveis de carregamento de cada etapa.

Com relação aos ensaios com carga transversal, para a aplicação dos carregamentos cíclicos, o topo das estacas T2 e T3 foi arrasado até uma profundidade onde o concreto se mostrou íntegro. Em seguida, formas metálicas foram instaladas para que a área de arrasamento das estacas fosse concretada novamente. Cabe destacar que o concreto utilizado para recomposição do topo de T2 e T3 foi executado *in loco* e sem a retirada de amostras para determinação de suas propriedades mecânicas.

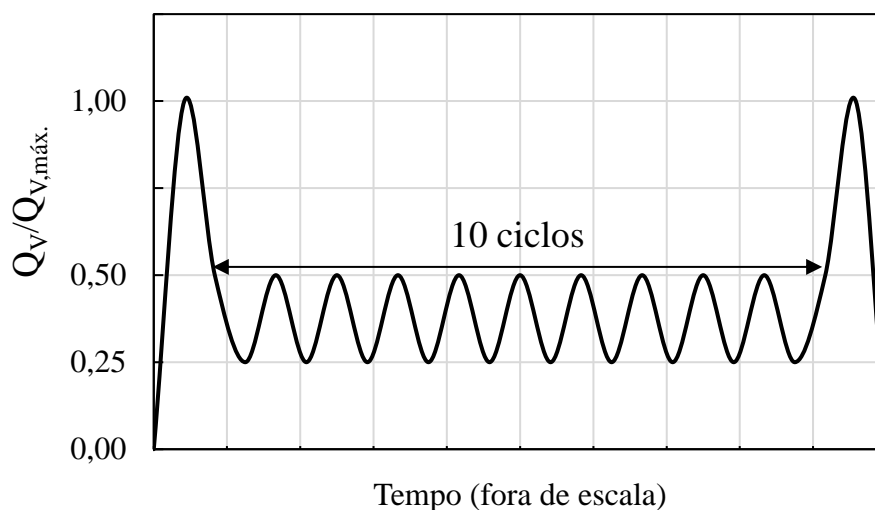
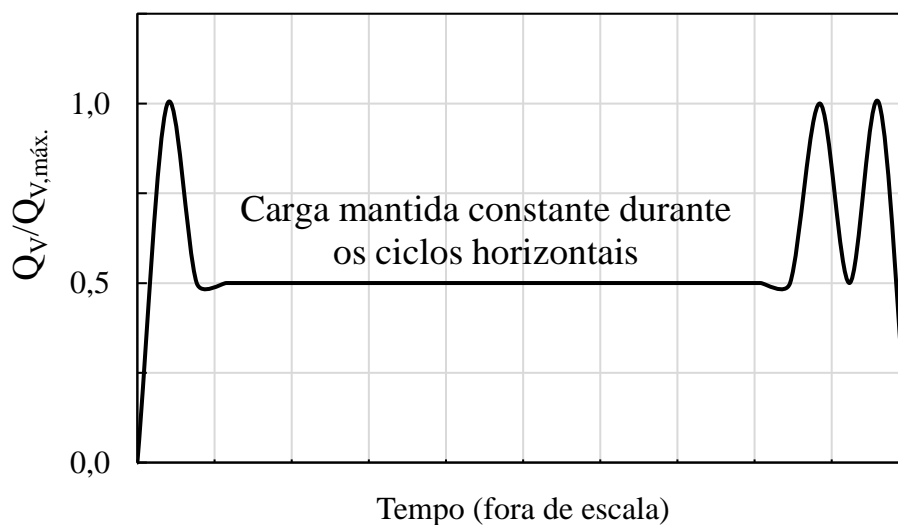


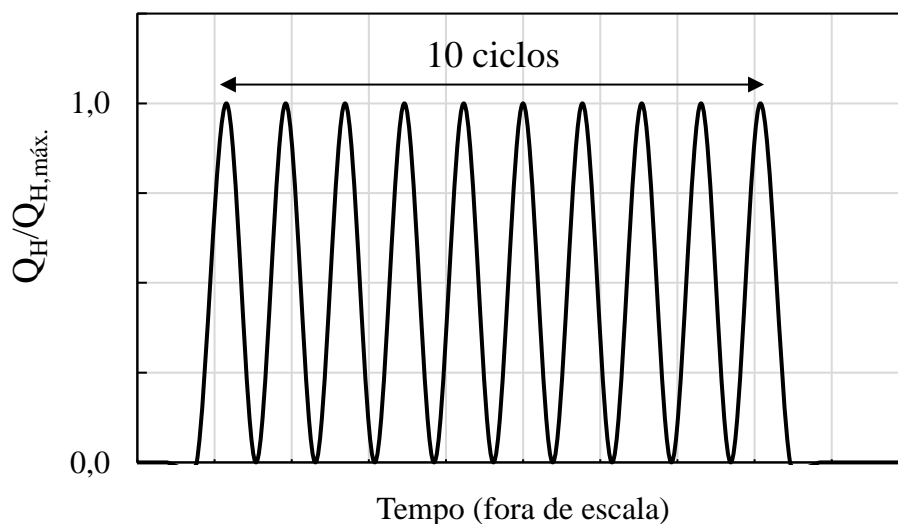
Figura 3.15 Programa de ensaio para as estacas-teste T1 e EB.

O processo de ensaio da estaca T2 consistiu em (i) aplicar carregamentos de compressão do tipo lento (ABNT, 2020) até a ruptura, i.e., uma carga de 270 kN com um recalque máximo

medido de 37,5 mm, superior a 10% do diâmetro do seu fuste. Posteriormente, essa (ii) carga de ruptura foi reduzida pela metade e mantida constante para a realização do ensaio cíclico transversal. Um total de (iii) dez ciclos foi executado com carregamentos horizontais variando de 0 a 39 kN. Após os ciclos, (iv) T2 foi carregada novamente até 270 kN, (v) reduzida mais uma vez para metade desse valor, (vi) recarregada até 270 kN e, enfim, (vii) completamente descarregada. A Figura 3.16 esclarece a metodologia de aplicação das cargas axiais (Q_V) e transversais (Q_H) para o ensaio de T2 com o tempo fora de escala.



(a) Carga axial de compressão.



(b) Carga transversal.

Figura 3.16 Programa de ensaio para a estaca-teste T2.

Por último, para ensaiar a estaca T3, foram (i) aplicados carregamentos de compressão do tipo lento (ABNT, 2020) até atingir a ruptura, a qual foi confirmada para a carga de 304 kN e um recalque máximo medido de 38,8 mm, maior que 10% do diâmetro do seu fuste.

Após esse processo, a (ii) carga de ruptura foi reduzida pela metade e mantida constante, visando à execução do ensaio cíclico transversal. Ao todo, foram executados (iii) trinta ciclos com carregamentos na direção horizontal variando de 0 a 44 kN.

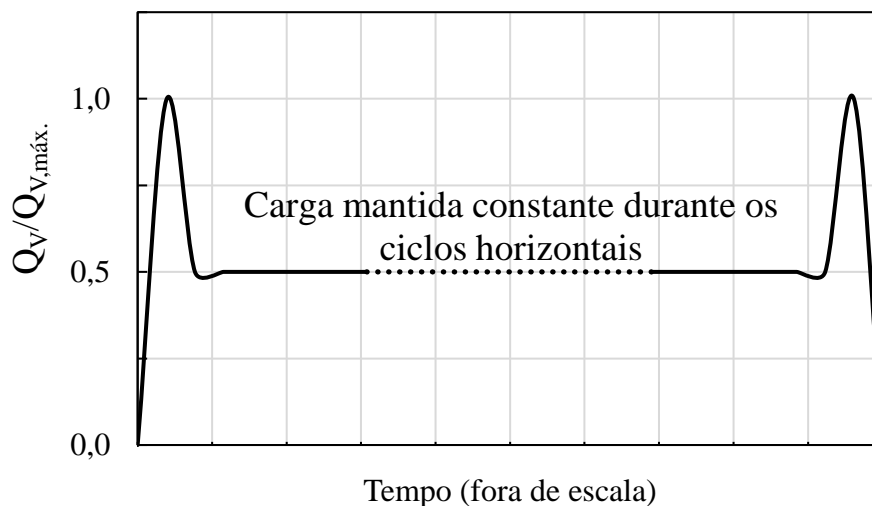
Depois dos ciclos, (iv) T3 foi carregada novamente à compressão até a ruptura e, por fim, (v) completamente descarregada. Os detalhes da aplicação das cargas no ensaio de T3 estão esboçados na Figura 3.17 com o tempo fora de escala. A Figura 3.18 exhibe a etapa de aplicação dos ciclos transversais no ensaio de T3.

A Figura 3.19 apresenta as curvas carga-recalque de todas as estacas-teste. Ficou evidenciado que, entre as três estacas de mesmas características, T3 exibiu um comportamento mais rígido além de uma maior resistência à compressão.

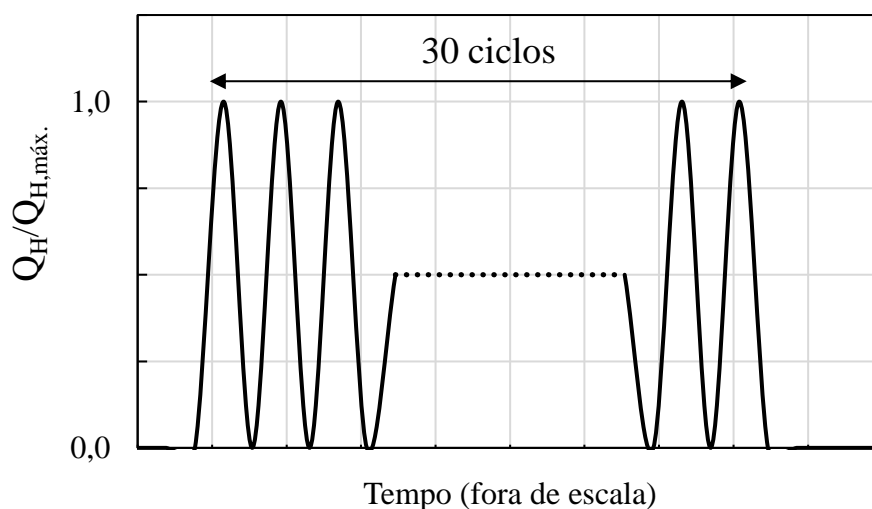
Porém, a similaridade constatada entre as curvas de T1, T2 e T3 indica uma condição de homogeneidade do terreno. Por outro lado, o maior comprimento de fuste aliado ao alargamento próximo à sua ponta conferido pela tecnologia *expander body* tornaram a resposta de EB muito mais rígida em relação às demais estacas.

Cabe destacar que, pelo fato de o ensaio de EB ter sido interrompido antes de estar caracterizada a ruptura nítida, sua carga de ruptura convencional será definida no próximo capítulo.

Na Tabela 3.5, encontram-se resumidas algumas informações gerais sobre as estacas e seus respectivos procedimentos adotados durante os ensaios. No que diz respeito aos ensaios cíclicos, é importante destacar que, durante todos os ciclos, cada estágio de manutenção de carga durou 10 minutos.



(a) Carga axial de compressão.



(b) Carga transversal.

Figura 3.17 Programa de ensaio para a estaca-teste T3.

Tabela 3.5 Dados gerais dos ensaios de prova de carga nas estacas-teste.

Detalhes	EB	T1	T2	T3
Execução da estaca	26/04/2019	22/02/2021	22/02/202	22/02/202
Execução dos ensaios	19/01/2023	17/01/2023	02/03/2023	04/03/2023
Diâmetro da estaca (m)	0,3	0,3	0,3	0,3
Comprimento da estaca (m)	8	7	7	7
Carga axial máxima planejada (kN)	2280	250	250	250
Carga axial máxima aplicada (kN)	*692	275	270	304
Carga transversal máxima aplicada (kN)	-	-	39	44
Direção dos ciclos de carga	Vertical	Vertical	Horizontal	Horizontal
Quantidade de ciclos	10	10	10	30

*Carga limitada aos deslocamentos observados no sistema de reação



Figura 3.18 Execução do ensaio com carregamentos axial e transversal em T3.

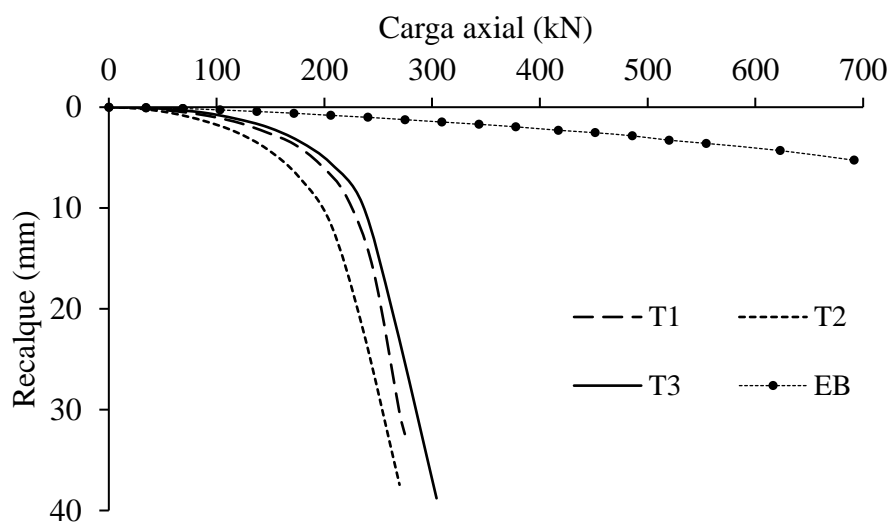


Figura 3.19 Cargas axiais máximas aplicadas em cada estacas-teste.

3.3 DESCRIÇÃO DOS PROTÓTIPOS EÓLICOS E DAS SUAS FUNDAÇÕES

Nesta seção serão abordados os aspectos mais relevantes sobre as fundações dos protótipos EOL-10 e EOL-40. Especificações dos geradores e detalhes sobre as demais partes que compõem os dois protótipos eólicos estão ilustradas no Anexo I e podem ser consultadas em Aeroálcool (2019b) e Alva et al. (2019) para o EOL-10 e Aeroálcool (2018b, 2019c) para o EOL-40.

3.3.1 EOL-10

Antes da construção do EOL-40 (Figura 3.20b), o protótipo EOL-10 (Figura 3.20a) foi implantado com o intuito de permitir uma melhor compreensão dos problemas envolvidos em obras desse tipo. Entre os principais componentes do EOL-10, destacam-se a nacela, o rotor, as pás, a torre, as chapas de suporte da torre e a sua fundação, um radier estaqueado com estaca única. A torre metálica do EOL-10 é do tipo tubular com 115 mm de diâmetro externo, espessura de 2,5 mm e 10 m de altura. Sua fundação é composta de um radier de formato hexagonal irregular de altura igual a 25 cm com uma estaca circular de 30 cm de diâmetro engastada no seu centro e 3 m de comprimento. A armadura do radier estaqueado é de aço tipo CA-50 e está esboçada na Figura 3.21. Essas informações serão essenciais durante a etapa de concepção do modelo numérico do EOL-10. Por fim, a Figura 3.22 exhibe a torre do protótipo EOL-10 com seu sistema nacela-rotor e sua fundação.

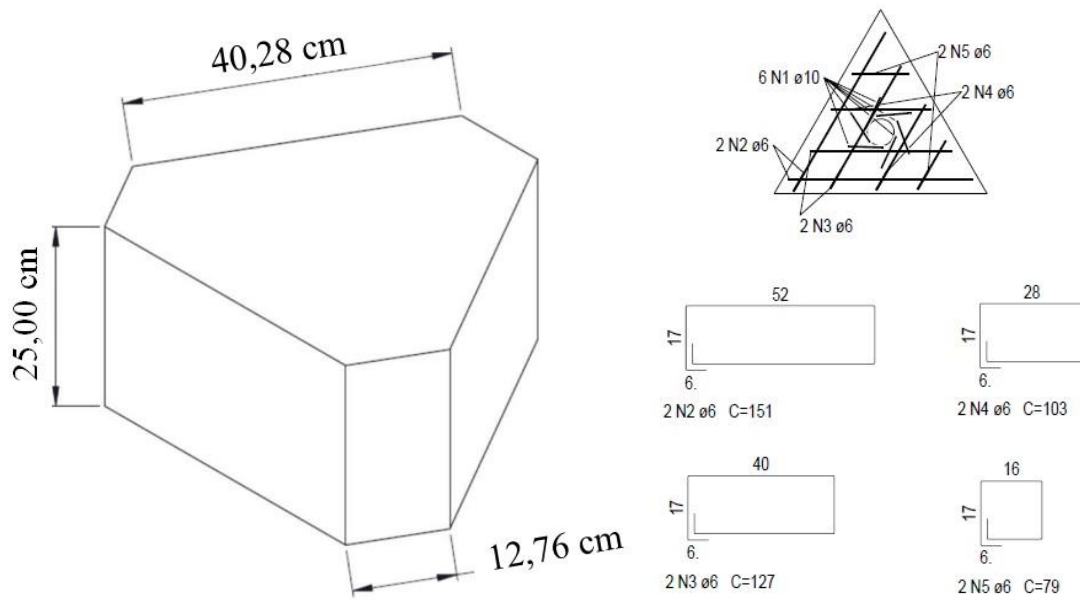


(a) EOL-10.



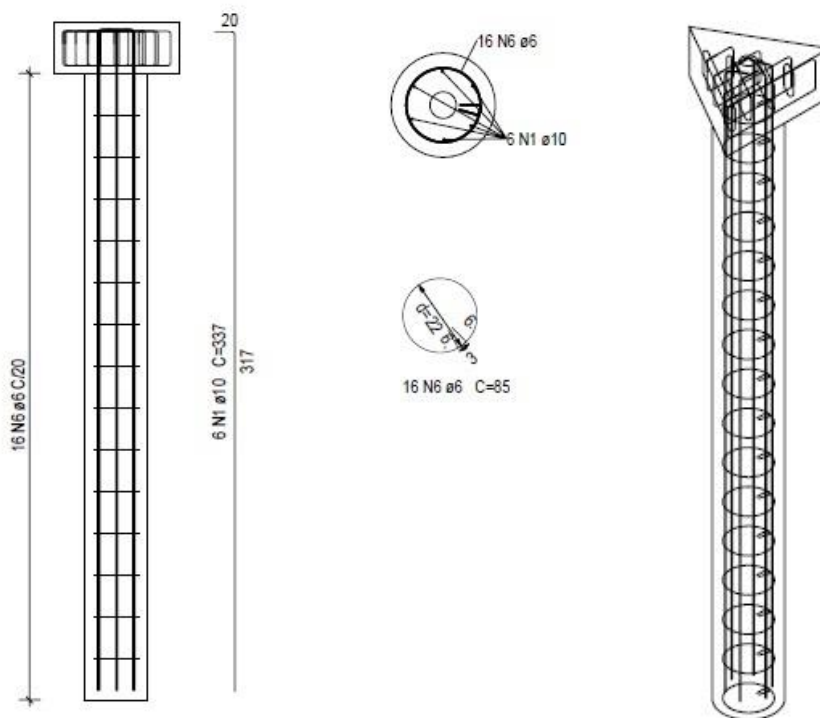
(b) EOL-40.

Figura 3.20 Protótipos eólicos no campo experimental de Furnas.



*Unidades de comprimento em centímetro para medidas não especificadas

(a) Radier.



*Unidades de comprimento em centímetro para medidas não especificadas

(b) Estaca.

Figura 3.21 Detalhes da fundação do EOL-10.

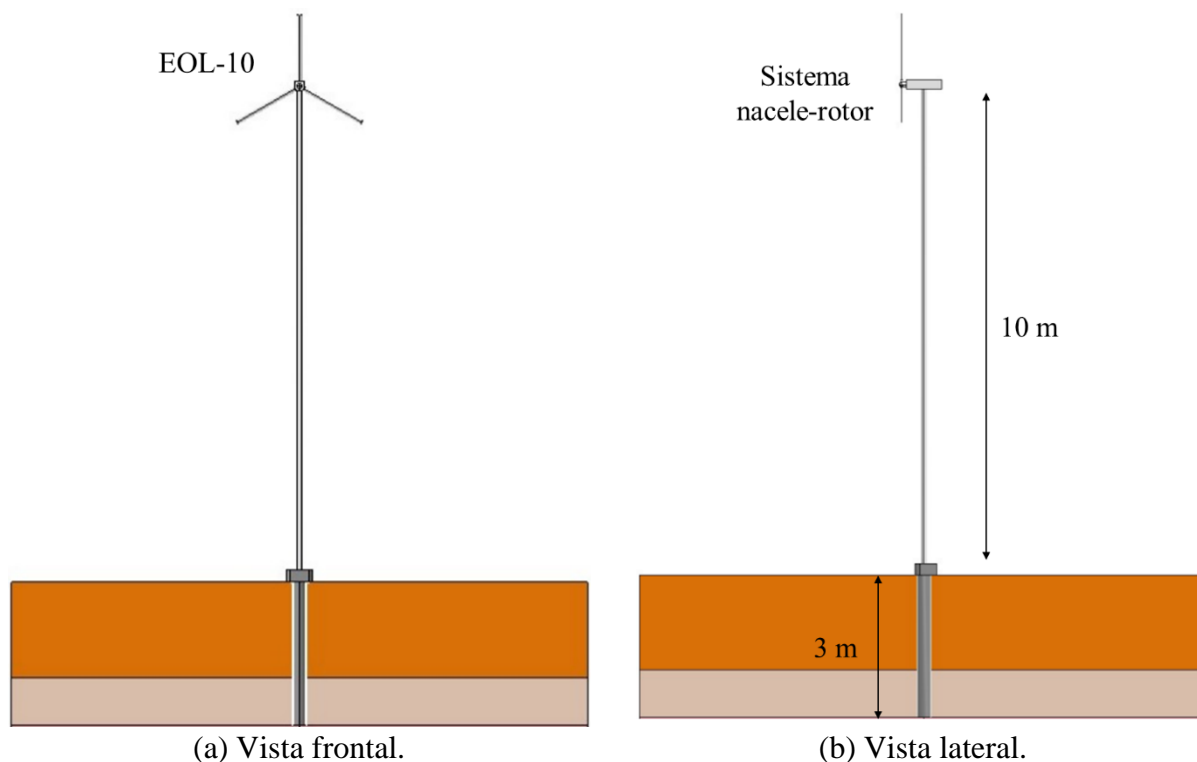


Figura 3.22 Representação simplificada do protótipo EOL-10 com sua fundação.

3.3.2 EOL-40

Por envolver magnitudes de cargas atuantes mais elevadas, foi adotada uma fundação mais robusta para o EOL-40 com uma técnica ainda inusitada no Brasil, a tecnologia *expander body*, a qual consiste em um corpo expansivo formado por chapas de aço dobráveis, sanfonadas, de formato cilíndrico, que pode ser instalado na ponta da estaca para melhorar o seu desempenho.

A torre do EOL-40 também é do tipo tubular e feita de aço com 1,40 m de diâmetro externo na sua base, 0,32 m de diâmetro externo no seu topo, espessura das paredes variando de 20 a 34 mm e 40 m de altura. A sua fundação (Figura 3.23) é composta de um radier de base quadrada com 2,40 m de lado e altura igual a 1 m com cinco estacas circulares de 30 cm de diâmetro no fuste, 8 m de comprimento e equipadas com o sistema *expander body* na ponta. As quatro estacas periféricas possuem inclinação de 7° em relação ao eixo vertical no sentido das diagonais da base do radier. Os pormenores da armadura do radier estaqueado do EOL-40 estão ilustrados nas Figura 3.24 e Figura 3.25.

Durante o processo executivo dos sistemas *expander body*, foram medidos a pressão de injeção e o volume de calda de cimento dos sistemas, os quais, ao final, conferiram às estacas um diâmetro aproximado de 60 cm na sua ponta. Na Figura 3.26, estão apresentadas as curvas

de injeção das cinco estacas do radier estaqueado do EOL-40 e da estaca-teste EB, escavada para execução dos ensaios de prova de carga descritos anteriormente.

Vale ressaltar que as pressões de segunda injeção da Estaca B e primeira injeção da Estaca D não foram registradas por contratempos com as leituras do manômetro. A torre, o sistema nacele-rotor e a fundação do protótipo EOL-40 estão ilustrados na Figura 3.27.

Diante disso, fazendo uma analogia prévia quanto ao comportamento mecânico esperado das fundações durante a operação dos seus respectivos protótipos eólicos (Figura 3.28), acredita-se que a principal diferença será a forma como transferem os esforços ao solo circundante, em particular os carregamentos horizontais causados pela ação dos ventos.

Enquanto o radier com estaca única do EOL-10 deve garantir o equilíbrio exclusivamente pela resistência lateral do sistema solo-estaca, empuxos de terra e resistência à flexão, a fundação do EOL-40 deve gerar também pares de forças axiais de tração e compressão em estacas opostas dependendo da direção dos ventos. Portanto, as solicitações impostas podem ser assumidas como transversais e axiais para o EOL-40 e majoritariamente transversais para o EOL-10. Evidentemente, o radier deve dispor de uma contribuição significativa nos dois casos.

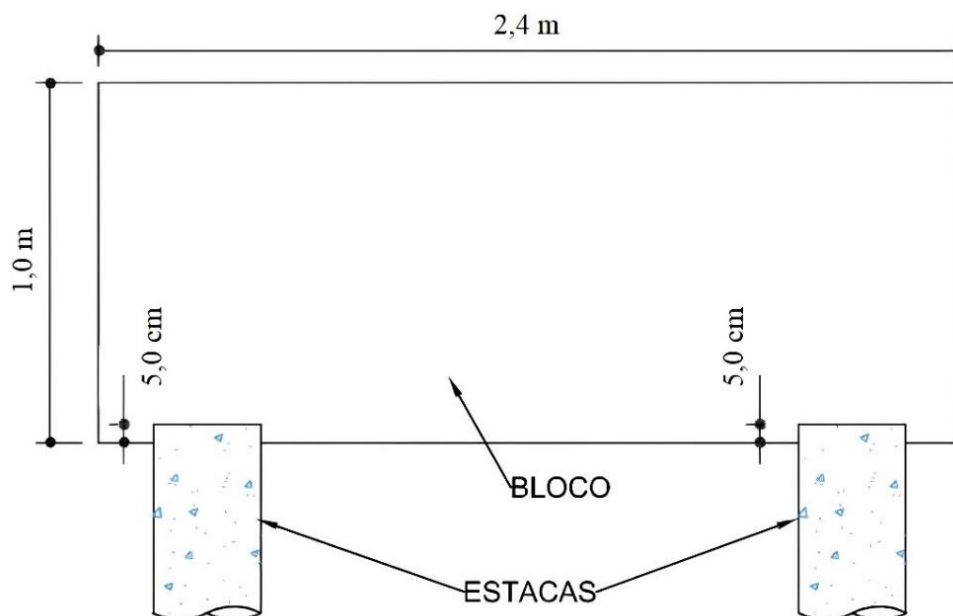
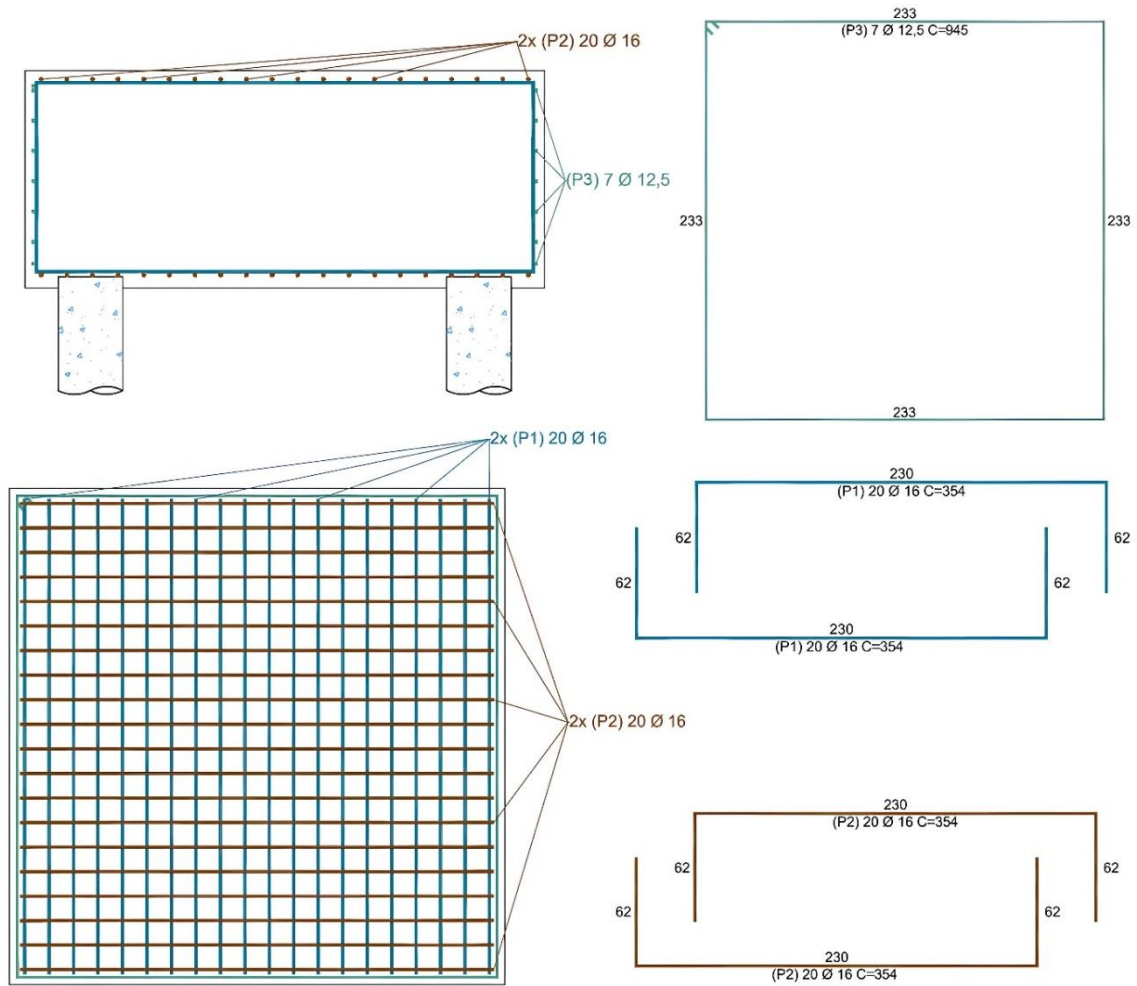
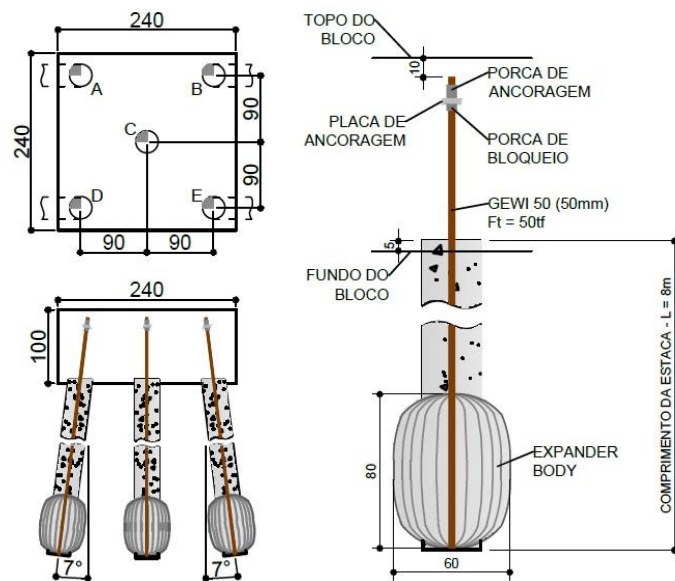


Figura 3.23 Detalhes da fundação do EOL-40.



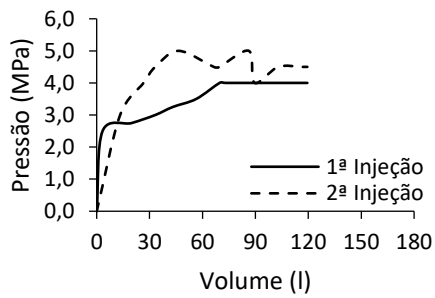
*Unidades de comprimento em centímetro para medidas não especificadas

Figura 3.24 Detalhes da armadura do radier da fundação do EOL-40.

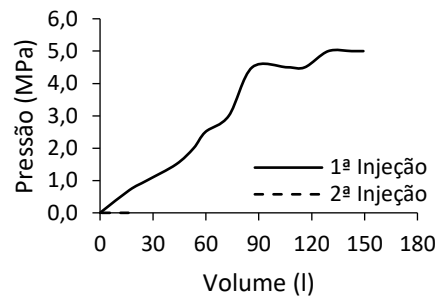


*Unidades de comprimento em centímetro para medidas não especificadas

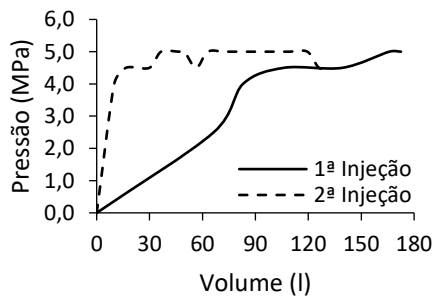
Figura 3.25 Detalhes das estacas da fundação do EOL-40.



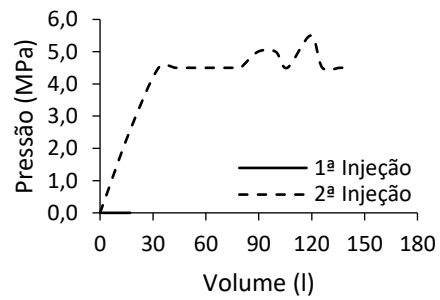
(a) Estaca A.



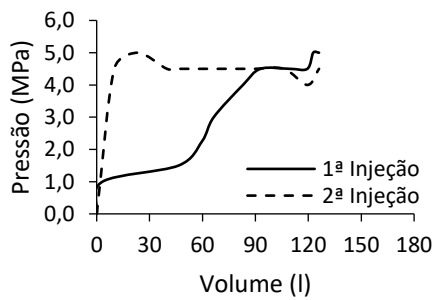
(b) Estaca B.



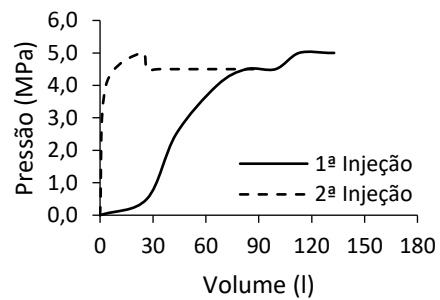
(c) Estaca C.



(d) Estaca D.



(e) Estaca E.



(f) Estaca-teste EB.

Figura 3.26 Curvas pressão x volume de expansão dos sistemas *expander body*.

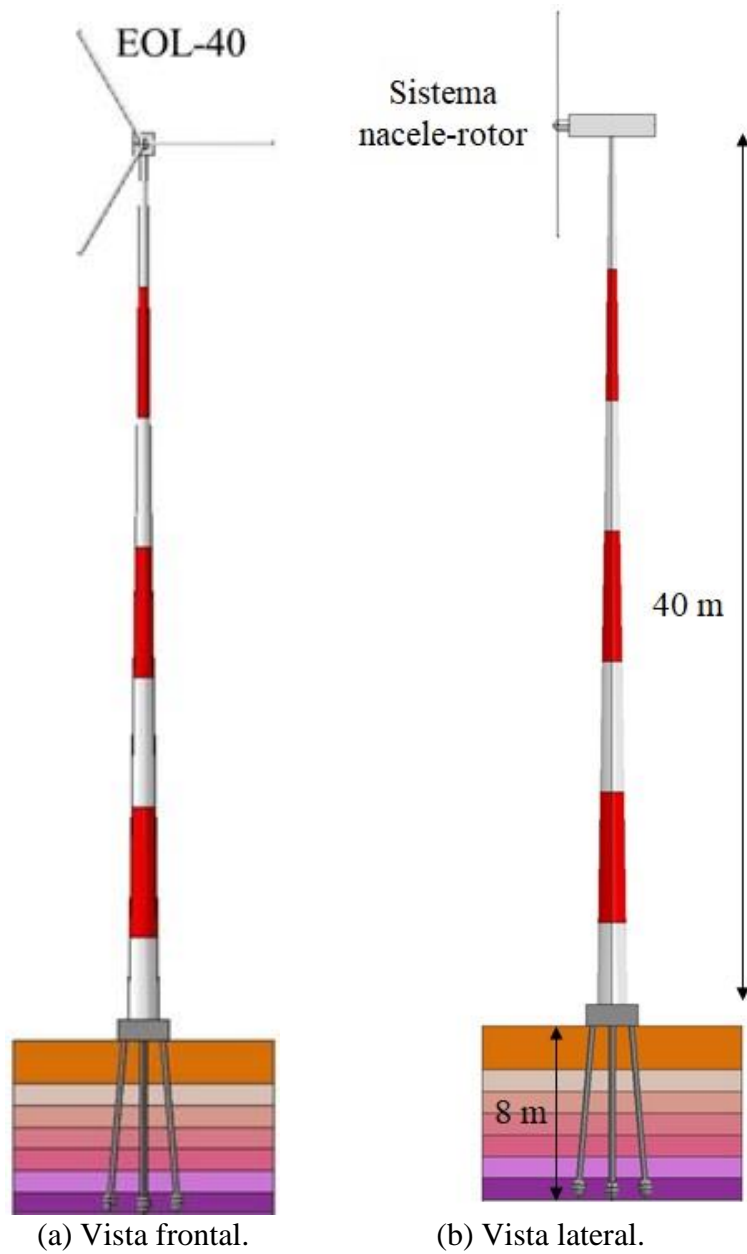


Figura 3.27 Representação simplificada do protótipo EOL-40 com sua fundação.

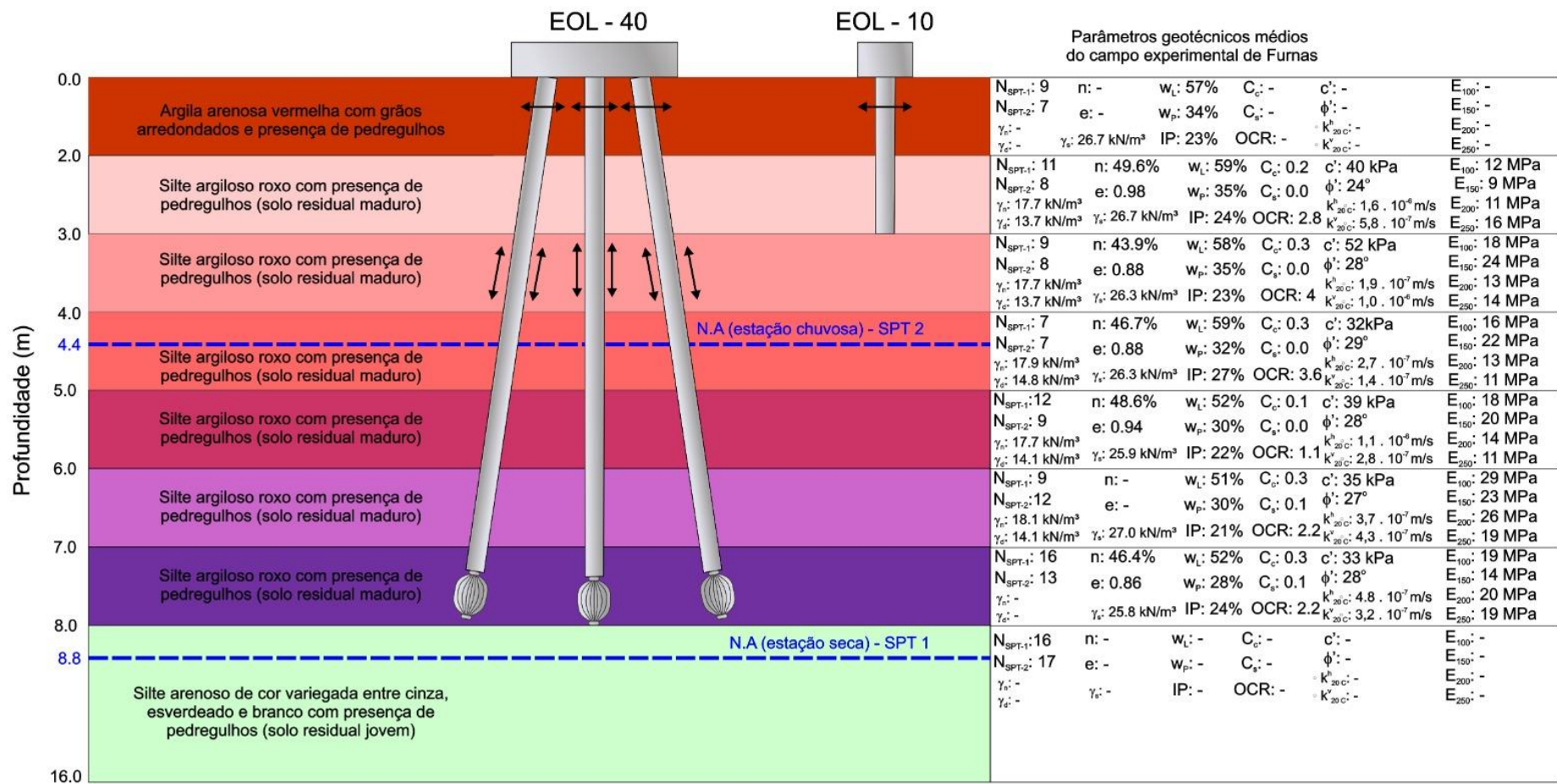


Figura 3.28 Analogia simplificada do comportamento mecânico das fundações dos protótipos eólicos (sem escala).

3.4 CARACTERÍSTICAS DOS VENTOS DA REGIÃO

Juntamente com a montagem dos protótipos eólicos, o projeto de Furnas previu a instalação de um sistema de coleta e armazenamento de dados meteorológicos. Todavia, durante o desenvolvimento desse sistema e os estudos de validações dos sensores, foram detectadas anomalias nos sinais dos anemômetros observados em campo. Conseqüentemente, somente uma pequena parcela deles foi incorporada ao presente trabalho, um total de 19621 dados obtidos do anemômetro de copo PCDe-02 (Figura 3.29) de maneira intermitente entre maio de 2019 e dezembro de 2020.

Apesar de esses dados amostrais não serem representativos para o comportamento do vento ao longo de todo o ano, observou-se que a atuação dos ventos ocorreu, predominantemente, em um único sentido, como pode ser visualizado na Figura 3.30. Nesse intervalo, as maiores velocidades medidas foram de 12,4 m/s e, em mais de 90% dos registros, as velocidades não passaram de 6 m/s.

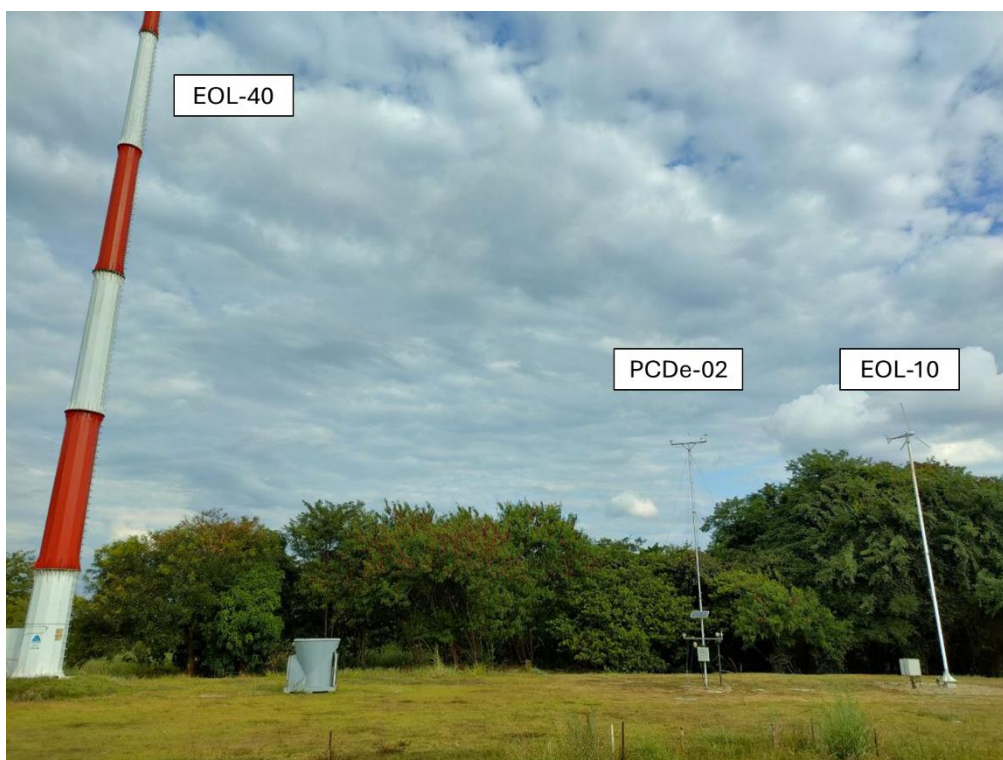
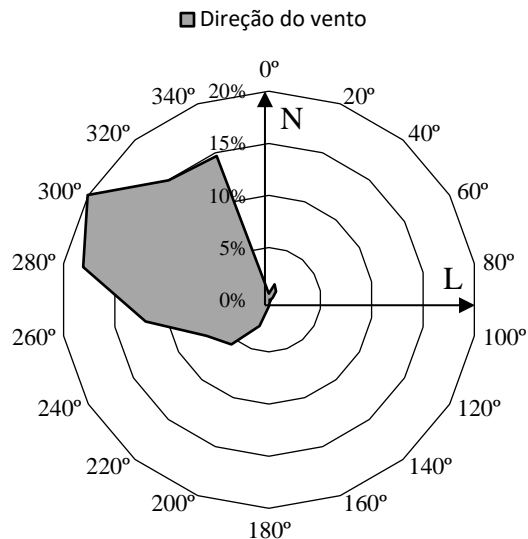
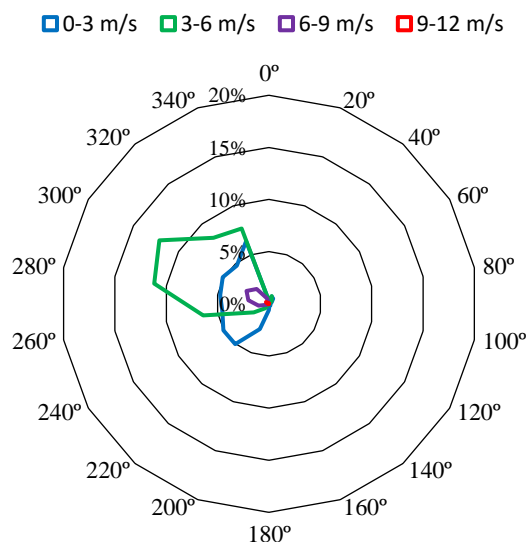


Figura 3.29 Anemômetro de copo PCDe-02 e os protótipos EOL-10 e EOL-40 no campo experimental de Furnas.



(a) Direção.



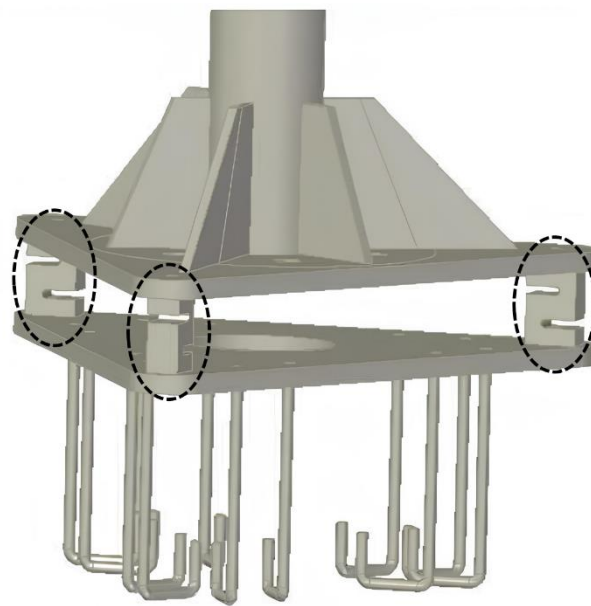
(b) Velocidade.

Figura 3.30 Características dos ventos dominantes no campo experimental de Furnas.

3.5 INSTRUMENTAÇÃO DOS PROTÓTIPOS

Ao longo das torres dos protótipos foram instalados sensores para medição de diferentes tipos de grandeza, entre elas aceleração, inclinação vertical, momento de tombamento, rotação das pás, energia gerada e meteorologia completa. Os tipos e as quantidades de sensores variam entre EOL-10 e EOL-40. Porém, como o foco do presente trabalho é no comportamento das fundações dos protótipos e apenas o EOL-10 dispõe de instrumentação na base da sua torre, os dados que serão apresentados a seguir se referem estritamente às células de carga (Figura 3.31) que viabilizaram a obtenção dos momentos de tombamento e suas respectivas direções de atuação.

As Tabela 3.6 e Tabela 3.7 apresentam um resumo das medições das células de carga, as quais representam um total de 3.816.563 de dados filtrados no período entre abril de 2019 e julho de 2020. Observou-se que mais de 99% desses dados são de momentos menores que 200 N.m, e suas magnitudes parecem compatíveis com as baixas velocidades de vento esperadas para o local e medidas pelo PCDe-02. Por outro lado, a direção de atuação desses momentos foi, predominantemente, de 270 a 359 ° e de 0 a 44 ° e já diverge das informações fornecidas pelo PCDe-02 sobre a atuação dos ventos no campo experimental de Furnas. Por fim, a Figura 3.32 exibe o histograma de frequência relativa dos momentos de tombamento o qual revela que quase 70% dos valores registrados foram menores ou iguais a 40 N.m.



(a) Em projeto (Aeroálcool, 2019b).



(b) Em campo.

Figura 3.31 Células de carga instaladas na base da torre do EOL-10 no campo experimental de Furnas.

Tabela 3.6 Dados de momento de tombamento do EOL-10.

Momento (N.m)		Frequência	
Mín.	Máx.	Individual	Relativa
0	300	3783532	99,135%
301	600	28451	0,745%
601	900	3527	0,092%
901	1200	906	0,024%
1201	1500	147	0,004%

Tabela 3.7 Dados de direção do momento de tombamento do EOL-10.

Direção (°)		Frequência	
Mín.	Máx.	Individual	Relativa
0	44	613201	16,1%
45	89	262265	6,9%
90	134	17856	0,5%
135	179	85790	2,2%
180	224	138124	3,6%
225	269	217441	5,7%
270	314	824673	21,6%
315	359	1656228	43,4%

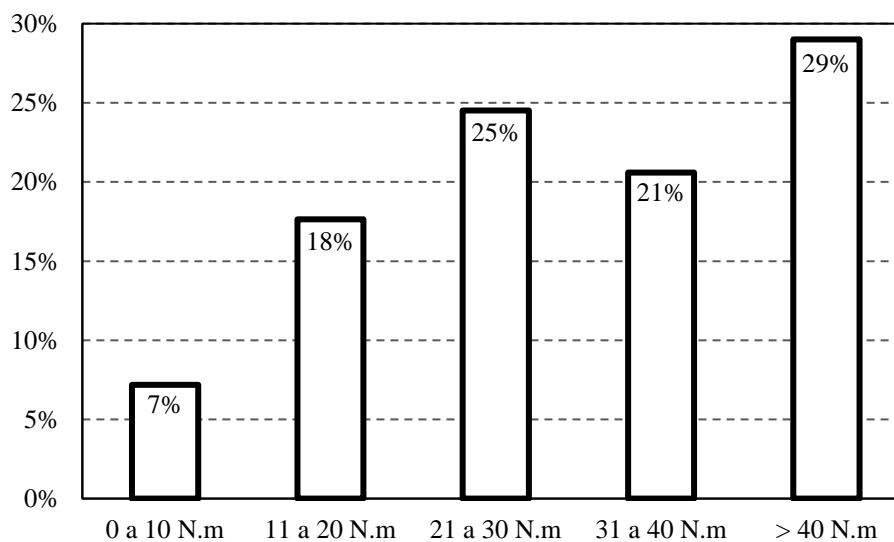


Figura 3.32 Histograma dos momentos de tombamento na base da torre do EOL-10.

3.6 RESUMO GERAL DO CAPÍTULO

Neste capítulo, foi descrita toda a campanha de investigação geotécnica, composta por ensaios de campo e laboratório, que foi conduzida para o campo experimental de Furnas e cujos dados

obtidos serão associados, posteriormente, aos resultados de provas de carga de forma a permitir a obtenção de um modelo geotécnico robusto para, finalmente, analisar o comportamento dos protótipos eólicos e de suas fundações. Além disso, foram apresentadas as medições *in loco* das características dos ventos do campo experimental de Furnas e dos momentos de tombamento das células de carga instaladas na base da torre do EOL-10, informações essenciais para definir, de maneira adequada, as cargas atuantes nos protótipos para os diferentes cenários que serão avaliados.

Os ensaios SPT realizados em diferentes estações do ano exibiram medidas de índice de resistência à penetração próximas e estratigrafias semelhantes com uma diferença no nível d'água que pode ser atribuída ao período de execução principalmente. Os ensaios de permeabilidade revelaram que o solo do campo experimental de Furnas possui coeficientes de permeabilidade com ordem de grandeza próxima de siltes e areias argilosas. Alguns índices físicos indicaram características típicas de solos tropicais do Centro-Oeste, como a alta porosidade e a baixa densidade. Por fim, os parâmetros mecânicos obtidos dos ensaios triaxiais evidenciaram um caráter coesivo-friccional, típico de solos tropicais. Os ensaios de prova de carga foram realizados em quatro estacas-teste com intuito de investigar, principalmente, seu comportamento sob carregamentos cíclicos. Em todos eles, a primeira etapa consistiu em aplicar um carregamento axial de compressão até a ruptura. O maior comprimento de fuste aliado ao alargamento próximo à sua ponta conferido pelo sistema *expander body* tornaram a resposta da estaca EB muito mais rígida em relação às demais. Pela limitação do sistema de reação, não foi possível determinar a sua carga de ruptura. Entre as três estacas instrumentadas, T3 exibiu uma maior resistência à compressão. As anomalias nos sinais do anemômetro de copo PCDe-02 resultaram no aproveitamento de apenas uma pequena parcela dos dados medidos em campo, inviabilizando a determinação do comportamento dos ventos no campo experimental de Furnas. Nesse intervalo analisado, a maior parte dos registros de velocidades foi inferior a 6 m/s com os ventos atuando, de forma predominante, em um único sentido. Com relação às células de carga na base da torre do EOL-10, seus dados revelaram que a magnitude dos momentos de tombamento se mostrou compatível com as baixas velocidades de vento esperadas para o campo experimental de Furnas e sugerem uma direção predominante de atuação dos ventos. Porém, essa direção divergiu da indicada pelo anemômetro de copo PCDe-02. Finalmente, a Tabela 3.8 lista, em ordem cronológica, as principais atividades realizadas durante a pesquisa no campo experimental de Furnas.

Tabela 3.8 Período de execução das principais atividades realizadas na área de estudo.

Atividade	Período	
	Início	Fim
SPT 1	13/09/2018	14/09/2018
*EOL-10	01/11/2018	-
*Poço de inspeção e amostragem 1	15/11/2018	05/12/2018
*Poço de inspeção e amostragem 2	09/01/2019	25/01/2019
*Ensaio de laboratório	01/03/2019	01/05/2020
Células de carga EOL-10	30/04/2019	30/07/2020
Anemômetro PCDe-02	31/05/2019	21/12/2020
EOL-40	06/09/2019	-
SPT 2	21/11/2019	22/11/2019
Prova de carga T1	17/01/2023	18/01/2023
Prova de carga EB	19/01/2023	20/01/2023
Prova de carga T2	01/03/2023	02/03/2023
Prova de carga T3	03/03/2023	04/03/2023

*Atividade com período de execução aproximado

4. RESULTADOS

No presente capítulo, são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de prova de carga nas estacas-teste, das calibrações dos modelos numéricos e dos parâmetros geotécnicos, da validação do modelo numérico por meio da simulação dos ensaios de prova de carga e, finalmente, da simulação do comportamento mecânico da fundação dos protótipos eólicos.

4.1 EXPERIMENTAIS

Neste item, são analisadas as principais informações obtidas dos ensaios de prova de carga das estacas-teste T1, T2, T3 e EB do campo experimental de Furnas. A Tabela 4.1 resume as características das estacas, a metodologia de cada ensaio e parte dos resultados obtidos nas provas de carga. O Apêndice A exibe os dados de carga e deslocamento para os diversos estágios de carga das provas de cargas analisadas nesta pesquisa.

Tabela 4.1 Características das estacas-teste e dados das provas de carga.

Estaca	ϕ (m)	L (m)	$Q_{V,m\acute{a}x}$ (kN)	$\delta_{V,m\acute{a}x}$ (mm)	$Q_{H,m\acute{a}x}$ (kN)	Ciclos	Direção
EB	0,3	8	692	5,3	-	10	Vertical
T1	0,3	7	275	32,4	-	10	Vertical
T2	0,3	7	270	37,5	39	10	Horizontal
T3	0,3	7	304	38,8	44	30	Horizontal

Legenda:

ϕ = Diâmetro do fuste da estaca, em metros;

L = Comprimento da estaca, em metros;

$Q_{V,m\acute{a}x}$ = Carga axial máxima aplicada na prova de carga, em kN;

$\delta_{V,m\acute{a}x}$ = Recalque máximo obtido na primeira etapa da prova de carga, em milímetros;

$Q_{H,m\acute{a}x}$ = Carga transversal máxima aplicada na prova de carga, em kN.

No que diz respeito às estacas instrumentadas T1, T2 e T3, Cruz Junior (2023) revelou que os sensores inseridos nas profundidades de 5,0 e 6,5 m não exibiram influência das cargas axiais aplicadas nos ensaios e se comportaram como se estivessem desconectados das estacas. A Figura 4.1 apresenta os resultados das deformações medidas durante o ensaio da estaca-teste T1. Respostas similares também foram observadas pelos dois sensores mais profundos de T2 e T3. Segundo Cruz Junior (2023), a principal causa para essa eventualidade seria a concretagem dessas estacas abaixo do nível d'água, levando esses sensores a estarem inseridos em um meio não coeso com ausência de fluxo de tensão. Diante disso, os resultados dos sensores inseridos nas profundidades de 5,0 e 6,5 m foram desconsiderados nas análises.

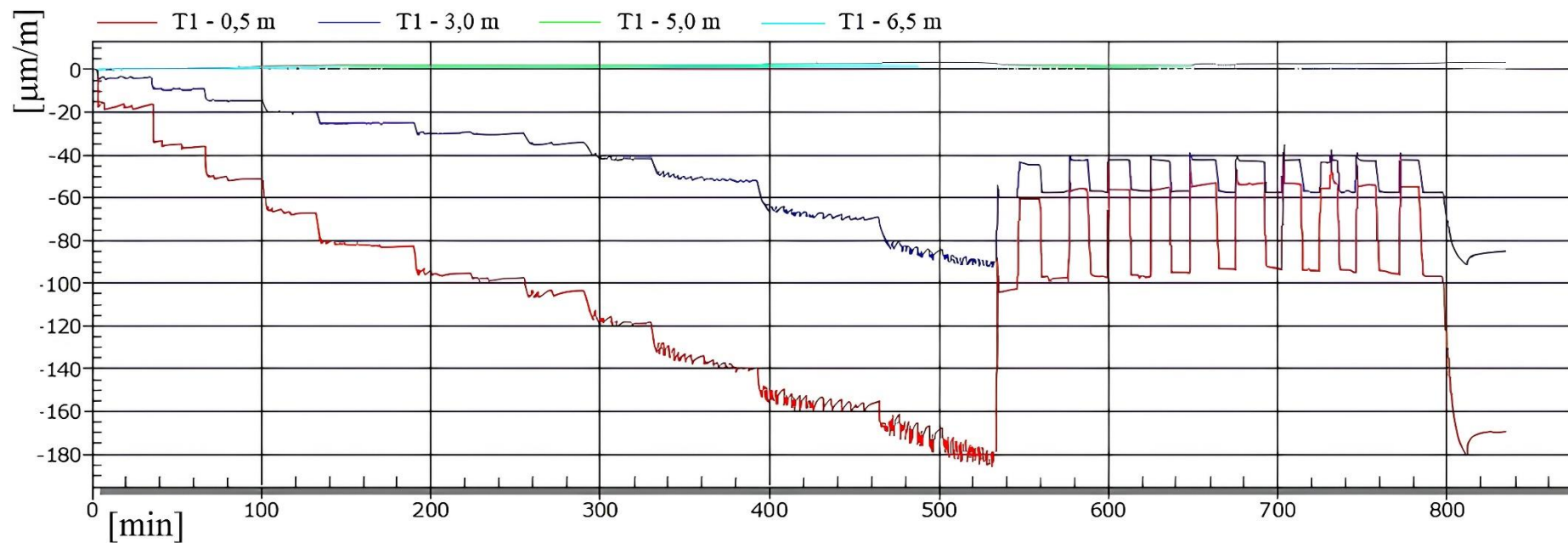


Figura 4.1 Dados brutos da instrumentação de T1 (Cruz Junior, 2023).

4.1.1 Ensaios com carregamentos axiais

Os ensaios de prova de carga com carregamentos exclusivamente axiais de compressão foram realizados em T1 e EB e seus resultados são abordados neste subitem.

4.1.1.1. Estaca-teste T1

A curva carga-recalque do ensaio realizado em T1 encontra-se ilustrada na Figura 4.2. A Figura 4.3 mostra a distribuição de carga ao longo de T1 do seu carregamento inicial até a ruptura, medida a partir dos dados da instrumentação.

Observou-se que, durante a aplicação da carga de ruptura, isto é, 275 kN, cerca de 196 kN foram medidos pelo sensor. Logo, a 3 m de profundidade, aproximadamente 20% da carga de compressão máxima no topo de T1 foi absorvida pelo atrito entre o seu fuste e o solo.

Se for considerada a magnitude da carga de trabalho, por volta de 137 kN, o percentual de carga medida pelo sensor oscilou entre 34 e 42% da carga aplicada no topo de T1. Houve, portanto, uma redução na dissipação por atrito para estágios de carga maiores.

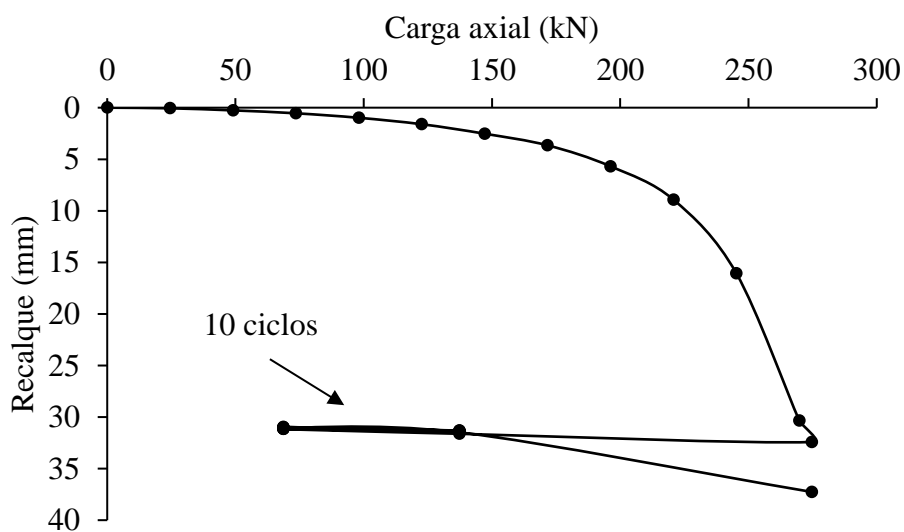


Figura 4.2 Curva carga-recalque de T1.

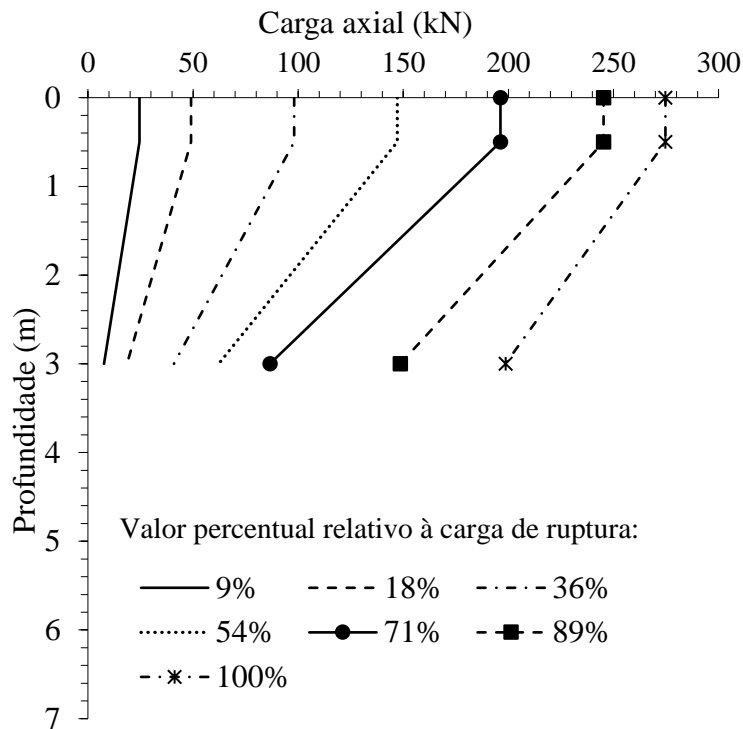


Figura 4.3 Distribuição de carga axial ao longo da profundidade de T1.

Com relação aos carregamentos cíclicos, a Figura 4.4 destaca o comportamento da curva carga-recalque de T1 nessa etapa de ensaio na qual o acúmulo de deslocamento verificado após os ciclos foi muito pequeno ($< 0,1$ mm). A Figura 4.5 apresenta o comportamento da rigidez secante cíclica de T1 durante cada ciclo. Ficou evidenciada a variação da rigidez de T1 ao longo da aplicação dos ciclos.

Contudo, analisando exclusivamente a Figura 4.5, não fica evidente se houve redução ou aumento da sua rigidez. Assim sendo, a Figura 4.6 retrata a sua variação e confirma a redução da rigidez secante cíclica de T1.

Por outro lado, a Figura 4.7 mostra que praticamente não houve variação da rigidez secante absoluta de T1, corroborando a advertência feita por Cuéllar (2011) sobre o cuidado no uso da terminologia empregada para a rigidez analisada.

Por definição, a rigidez secante absoluta consiste na razão entre a carga aplicada e o deslocamento absoluto. Como os deslocamentos absolutos do primeiro e do décimo ciclo foram semelhantes e a carga aplicada foi a mesma, as duas rigidezes se mostraram muito próximas.

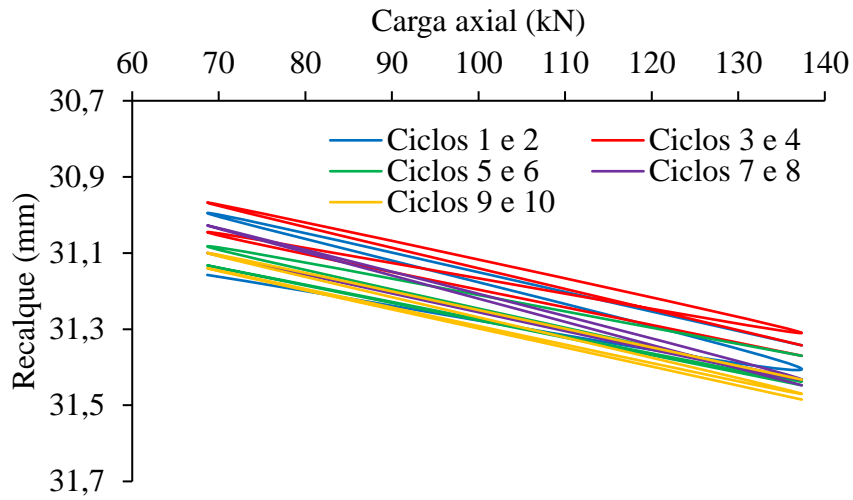
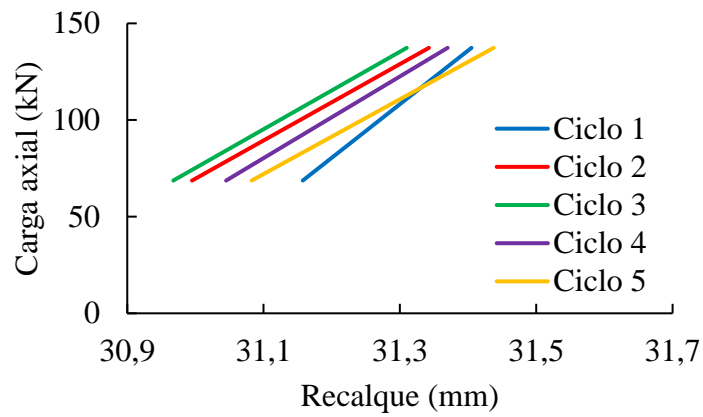
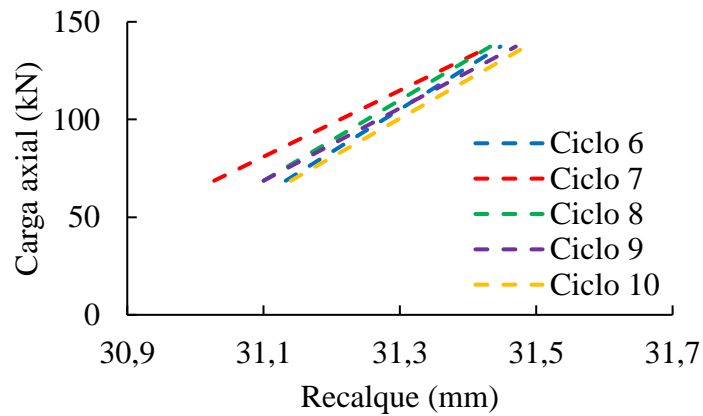


Figura 4.4 Curva carga-recalque de T1 durante os ciclos.

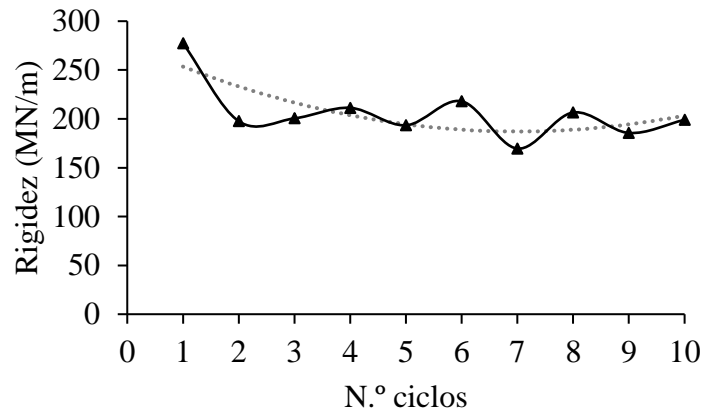


(a) 1.º ao 5.º ciclo.

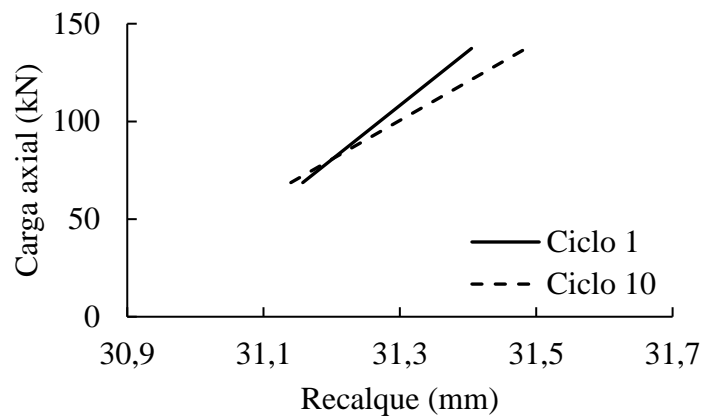


(b) 6.º ao 10.º ciclo.

Figura 4.5 Comportamento da rigidez secante cíclica de T1.



(a) Ao longo do ensaio.



(b) Comparação entre 1.º e 10.º ciclo.

Figura 4.6 Variação da rigidez secante cíclica de T1.

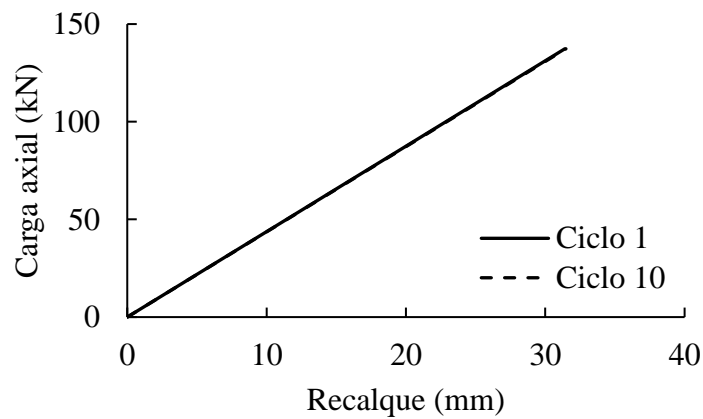


Figura 4.7 Comportamento da rigidez secante absoluta de T1.

A Figura 4.8 exibe, respectivamente, os deslocamentos reversíveis de T1 após a redução da carga de 137 para 69 kN no ensaio cíclico. Entre o início e o fim do ensaio, verificou-se uma tendência de redução dos seus deslocamentos reversíveis ou elásticos. Uma última constatação sobre o comportamento de T1 é que seu deslocamento total após os ciclos foi quase 15% maior

que antes dos ciclos para a mesma carga de ruptura (275 kN). Cabe mencionar ainda que, como não foram medidos os deslocamentos de T1 na sua etapa de descarregamento total, não foi possível avaliar os seus deslocamentos plásticos ou irreversíveis.

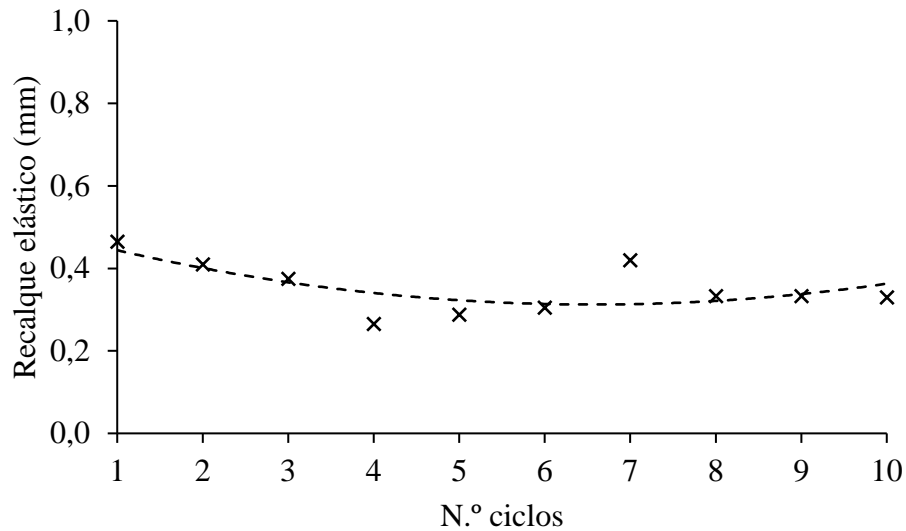


Figura 4.8 Deslocamentos elásticos de T1 durante o ensaio cíclico.

Sobre o comportamento geral de T1 ao longo do ensaio, Cruz Junior (2023) fez algumas ponderações interessantes:

- Após a carga de ruptura, o módulo de Young secante de T1 apresentou uma redução nos seus valores nos estágios subsequentes, variando de mais de 28 GPa para um patamar entre 20 e 25 GPa. Durante os ciclos, houve um ligeiro aumento do seu módulo até o quinto ciclo seguido de uma tendência de estabilização, mas ainda abaixo de 25 GPa (Figura 4.9);
- As deformações no primeiro ciclo se mostraram maiores que nos demais para a profundidade de 3 m. Nos ciclos restantes, as deformações tenderam a um valor constante. Além disso, de modo geral, a diferença de deformação entre a aplicação de $Q_{\text{máx.}}$ e $Q_{\text{mín.}}$ ao longo dos ciclos foi constante em torno de um valor médio;
- Diferentemente do que ocorreu na primeira etapa de aplicação da carga de ruptura, onde grande parte da carga foi dissipada até 3 m, houve pequena dissipação de carga no ensaio cíclico nesse mesmo trecho. Essa discrepância pode ser atribuída, possivelmente, (i) à perda de resistência ou amolecimento da camada instrumentada que resultou em menores valores de dissipação de carga

e (ii) à não desmobilização da resistência lateral nos níveis inferiores da estaca. A Figura 4.10 retrata o comportamento do atrito lateral durante o descarregamento de T1 para início do ensaio cíclico, saindo de pouco mais de 32 kPa com a carga de ruptura de 275 kN para quase 4 kPa com a carga de 69 kN aplicada no primeiro ciclo. Ademais, a Figura 4.11 revela que, na etapa de descarregamento do último ciclo, houve uma redução do atrito lateral unitário de T1 de 37%.

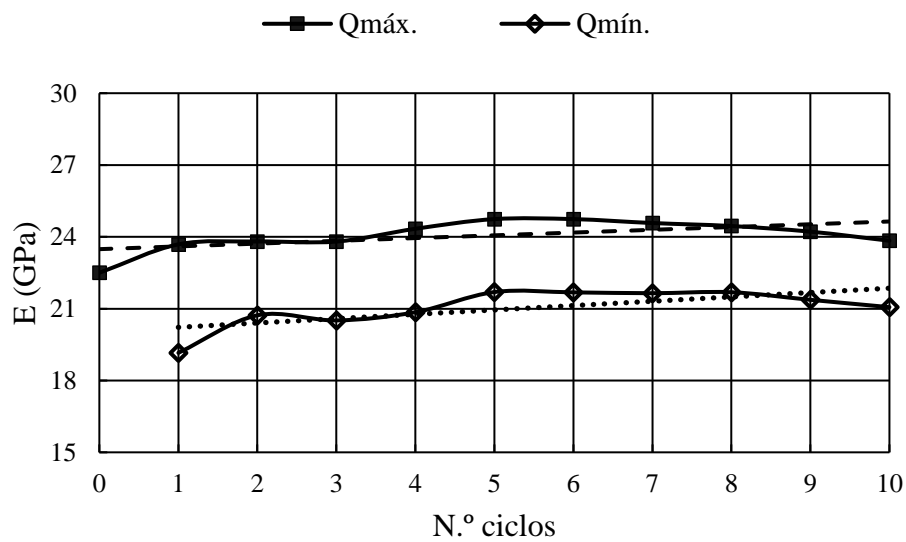


Figura 4.9 Comportamento do módulo de Young secante de T1 ao longo dos ciclos.

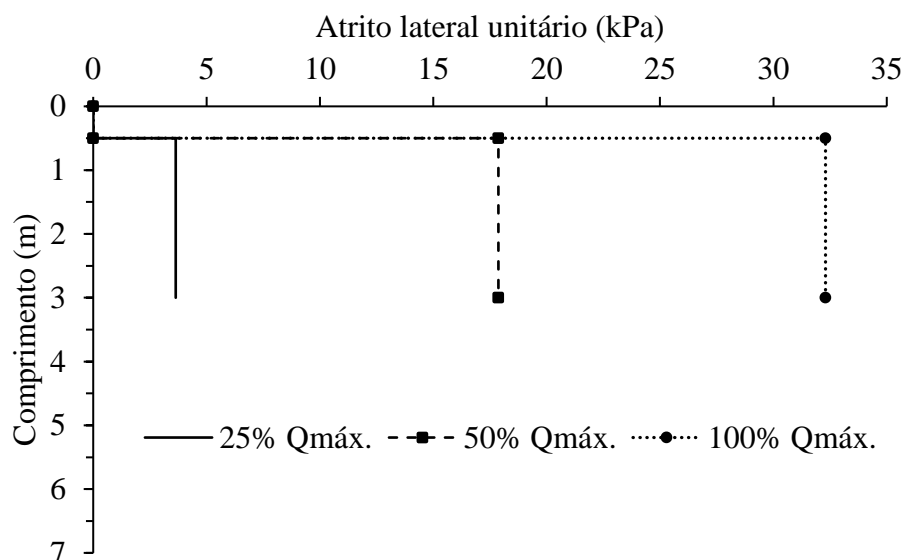


Figura 4.10 Comportamento do atrito lateral unitário de T1 para início do ensaio cíclico.

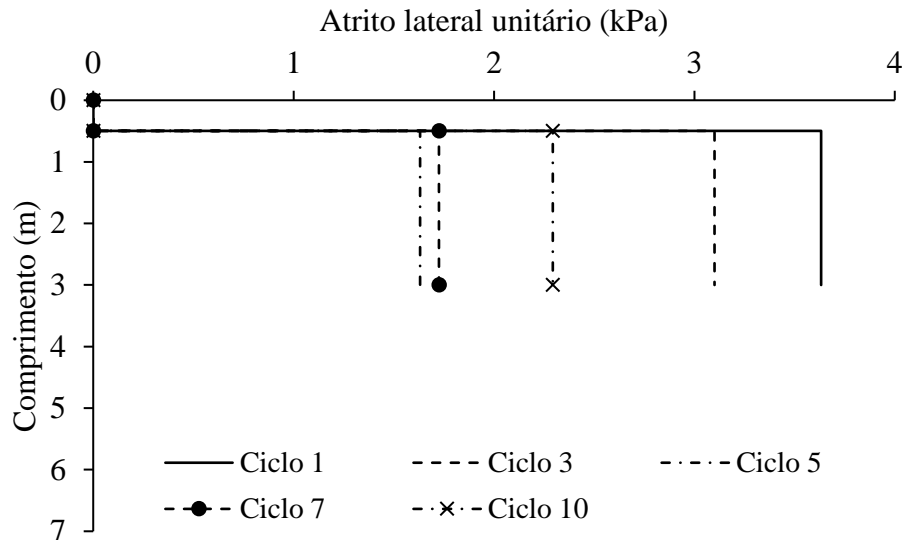


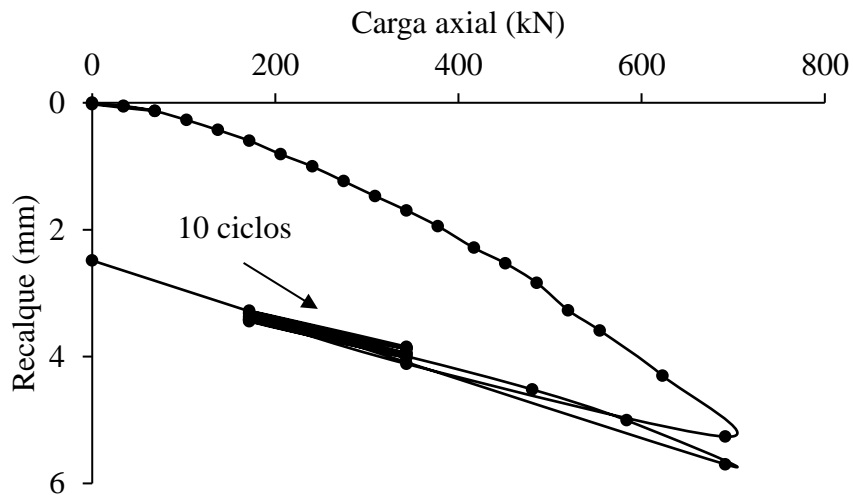
Figura 4.11 Variação do atrito lateral unitário de T1 durante o ensaio cíclico.

4.1.1.2. Estaca-teste EB

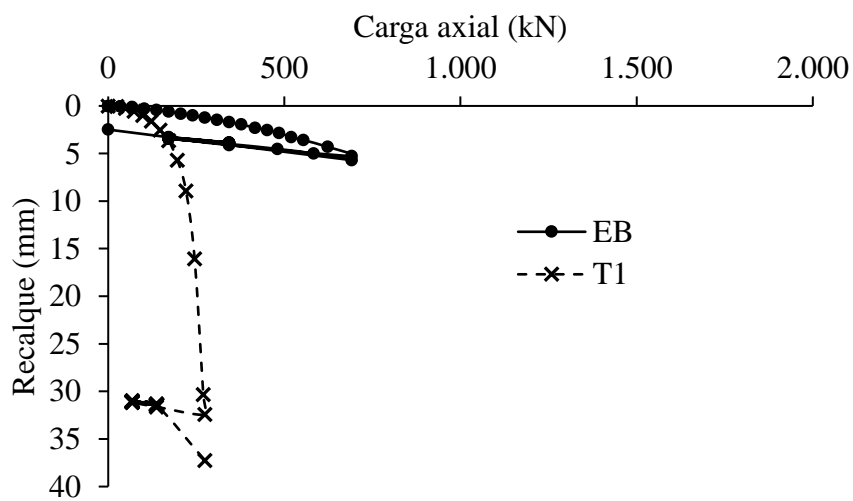
A Figura 4.12 apresenta a curva carga-recalque da estaca EB durante todo o ensaio. Para um mesmo nível de carga, os deslocamentos de EB foram muito inferiores aos de T1. Como mencionado anteriormente, as metodologias executivas dos seus ensaios foram similares.

Entretanto, como a aplicação da carga máxima foi limitada aos deslocamentos do sistema de reação, o ensaio de EB foi interrompido antes de estar caracterizada a sua ruptura nítida. Dessa maneira, fez-se necessária a extrapolação da curva para determinação da sua carga de ruptura convencionada.

Para interpretar a carga de ruptura convencionada da estaca EB, foi utilizado o critério indicado pelo Eurocode 7 (CEN, 2004) e pela NBR 6122 (ABNT, 2022), isto é, a carga correspondente a um deslocamento igual a 10% do diâmetro do fuste da estaca. Para isso, realizou-se a extrapolação da sua curva carga-recalque utilizando o método da rigidez proposto por Décourt (1996) conforme ilustra a Figura 4.13. Portanto, a carga de ruptura convencionada da estaca-teste EB foi de 1260 kN para o deslocamento de 30 mm.



(a) EB.



(b) EB vs. T1.

Figura 4.12 Curvas carga-recalque de EB e T1.

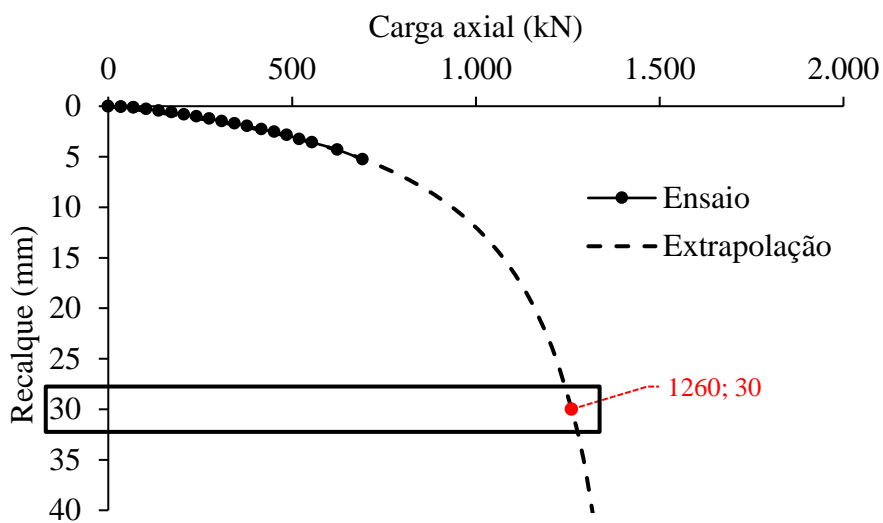


Figura 4.13 Determinação da carga de ruptura convencional de EB.

A curva carga-recalque referente somente ao ensaio cíclico da estaca EB e o comportamento da sua rigidez secante cíclica estão exibidos, respectivamente, nas Figura 4.14 e Figura 4.15. Semelhante ao que ocorreu com T1, foram constatadas variações na rigidez de EB com a aplicação dos ciclos, como mostra a Figura 4.16a.

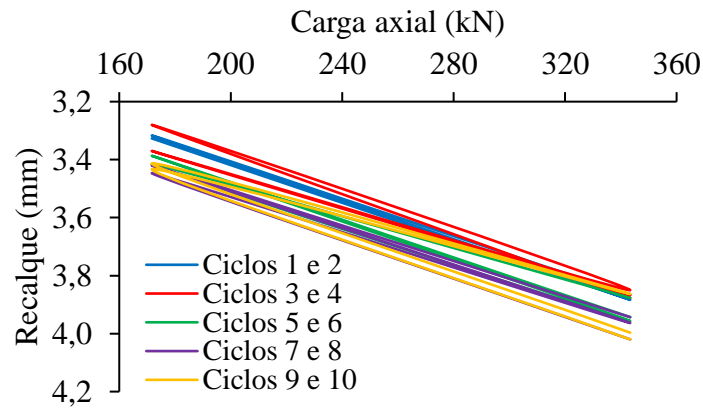
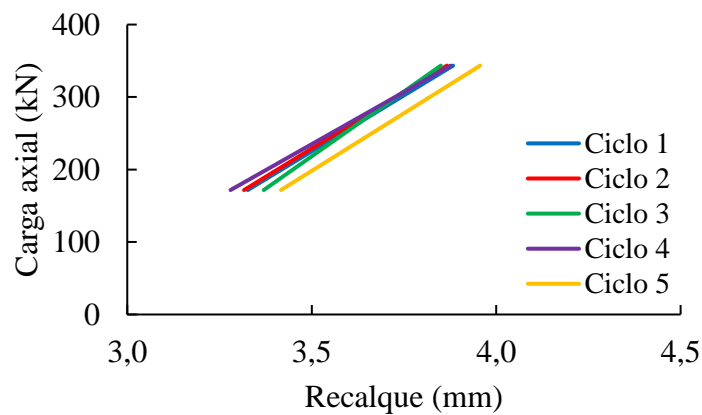
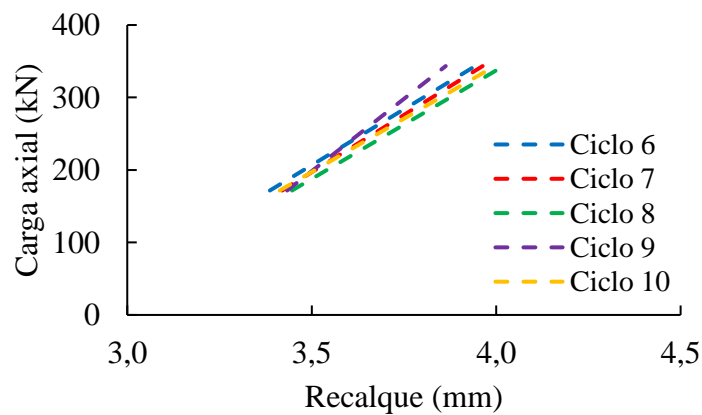


Figura 4.14 Curva carga-recalque de EB durante os ciclos.

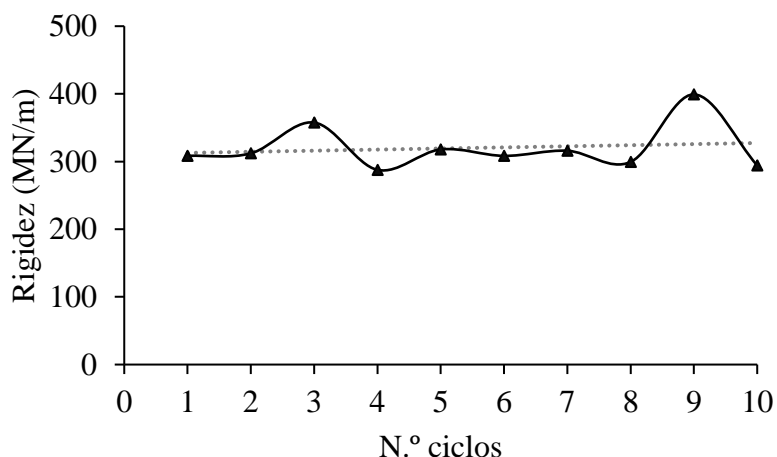


(a) 1.º ao 5.º ciclo.

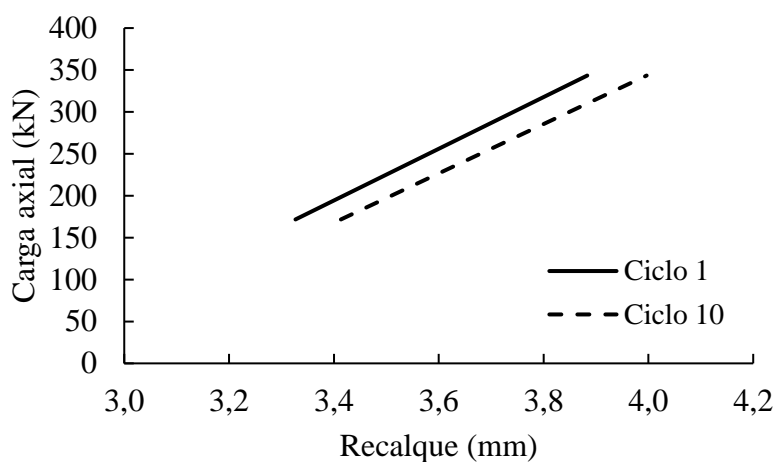


(b) 6.º ao 10.º ciclo.

Figura 4.15 Comportamento da rigidez secante cíclica de EB.



(a) Ao longo do ensaio.



(b) Comparação entre 1.º e 10.º ciclo.

Figura 4.16 Variação da rigidez secante cíclica de EB.

Todavia, analisando o seu comportamento durante o primeiro e o último ciclo (Figura 4.16b), é possível afirmar que não houve mudança no valor da sua rigidez secante cíclica, já que, apesar de estar ligeiramente mais à direita, a reta correspondente ao décimo ciclo possui praticamente a mesma inclinação da reta do primeiro ciclo, isto é, uma redução de menos de 5% em relação ao primeiro ciclo. Acredita-se que a magnitude de carga envolvida no ensaio pode ter contribuído para essa pequena variação. Apesar de o valor de 172 kN de ΔQ representar 25% da carga máxima aplicada no ensaio (692 kN), ele corresponde a apenas 14% da sua carga de ruptura convencionada (1260 kN). No caso de T1, ΔQ foi igual a 69 kN e correspondeu a 25% da sua capacidade de carga.

Os deslocamentos elásticos de EB após cada redução de carga ao longo do ensaio cíclico estão retratados na Figura 4.17. Semelhante ao que ocorreu com T1, entre o início e o fim do

ensaio, houve uma tendência de redução desses deslocamentos. Finalmente, os deslocamentos plástico e elástico na etapa de descarregamento total de EB estão sintetizados na Figura 4.18. Os deslocamentos plásticos foram de 2,5 mm e representaram quase 44% do total medido no ensaio.

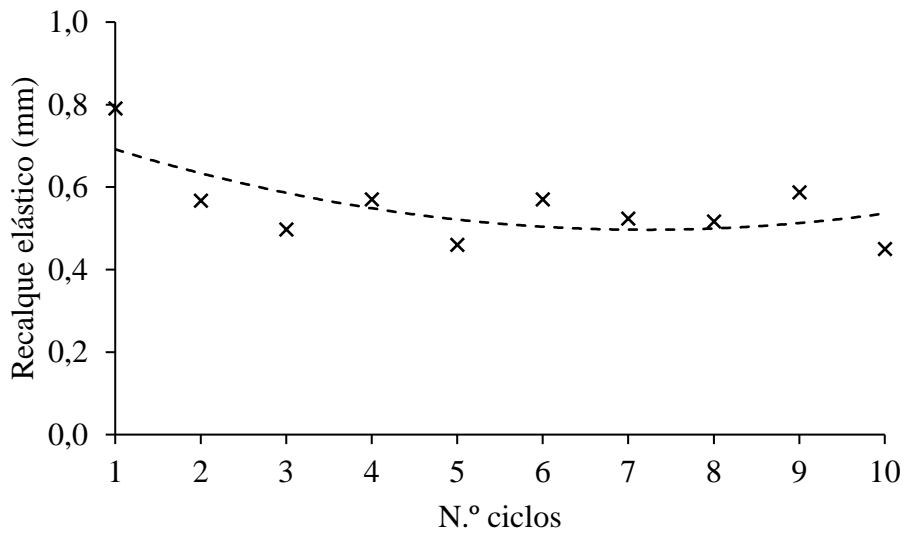


Figura 4.17 Deslocamentos elásticos de EB durante o ensaio cíclico.

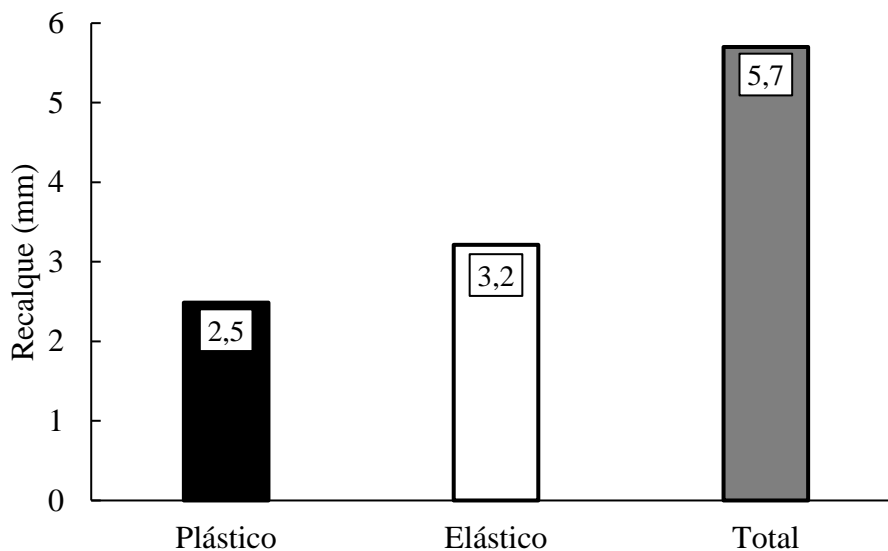


Figura 4.18 Deslocamentos plástico, elástico e total após descarregamento completo de EB.

4.1.2 Ensaio com carregamentos axiais e transversais

As estacas-teste T2 e T3 foram submetidas a ensaios com carregamentos axiais e transversais simultâneos. Logo, durante toda a aplicação dos ciclos de carga transversal, buscou-se manter a carga axial de compressão constante. Sobre os dados de suas instrumentações, Cruz Junior

(2023) salienta que os sensores de imersão de T2 e T3 são transdutores de carga configurados para medir deformações axiais causadas por esforços de compressão ou tração e, portanto, não são adequados para deformações provocadas por esforços de flexão, os quais são típicos de ensaios em estacas sob carga horizontal. Diante disso, os principais resultados desses ensaios serão apresentados a seguir sem contemplar os dados de deformações por flexão de seus sensores.

4.1.2.1. Estaca-teste T2

As Figura 4.19 e Figura 4.20 apresentam as curvas carga-deslocamento de T2, respectivamente, para carregamentos axial e transversal. De modo geral, foi possível constatar uma tendência de redução do acúmulo de deslocamento com a reincidência das cargas em ambos os casos. É válido mencionar que, durante a manutenção da carga axial para aplicação dos ciclos transversais, o recalque medido foi de apenas 0,54 mm.

As distribuições de carga obtidas da instrumentação de T2 para diferentes estágios de carregamento estão exibidas na Figura 4.21. A aplicação de 270 kN no topo de T2 resultou em quase 117 kN no seu sensor localizado a 3 m de profundidade, ou seja, mais da metade da carga de compressão máxima foi dissipada por atrito. Diferentemente do que ocorreu com T1, não foi verificada uma redução relevante na dissipação por atrito entre os estágios de carga de T2.

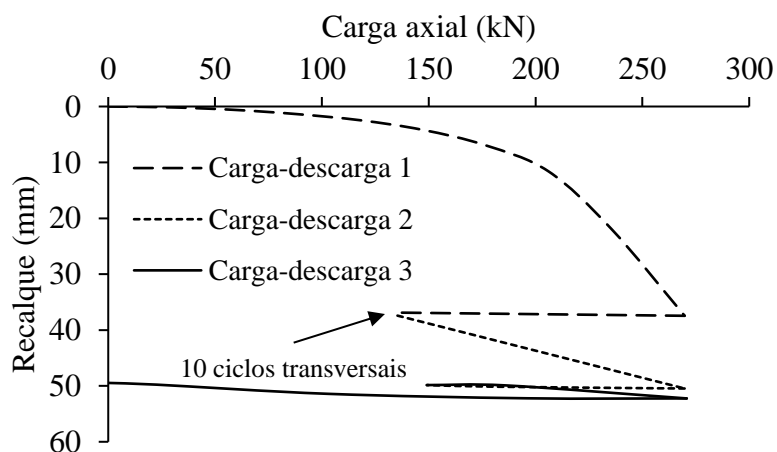


Figura 4.19 Curva carga-recalque do ensaio estático de compressão em T2.

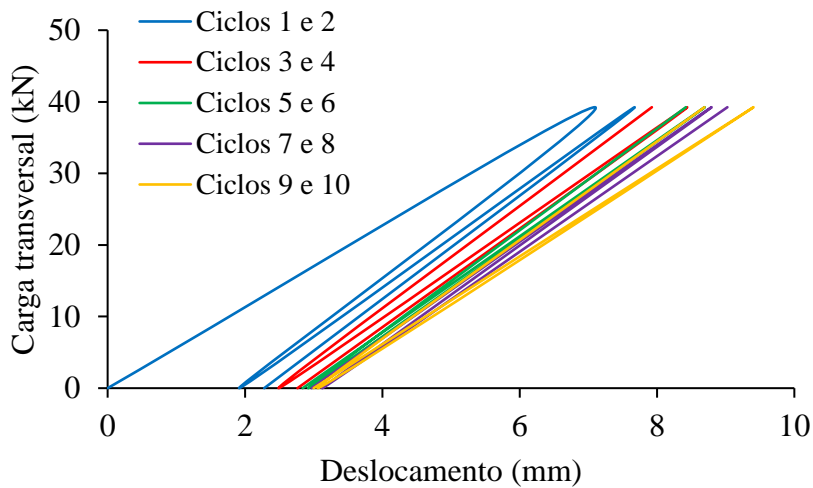


Figura 4.20 Curva carga-deslocamento do ensaio cíclico transversal em T2.

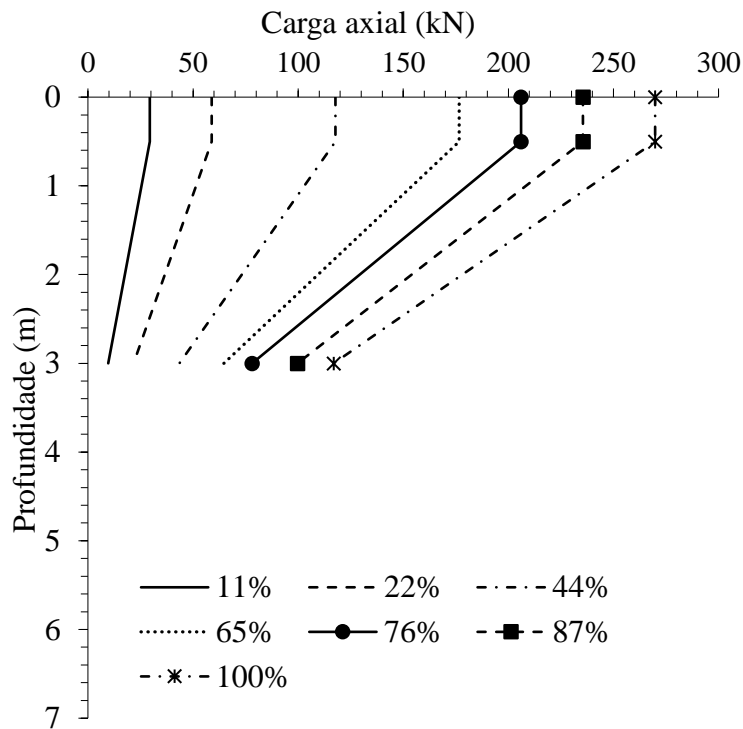
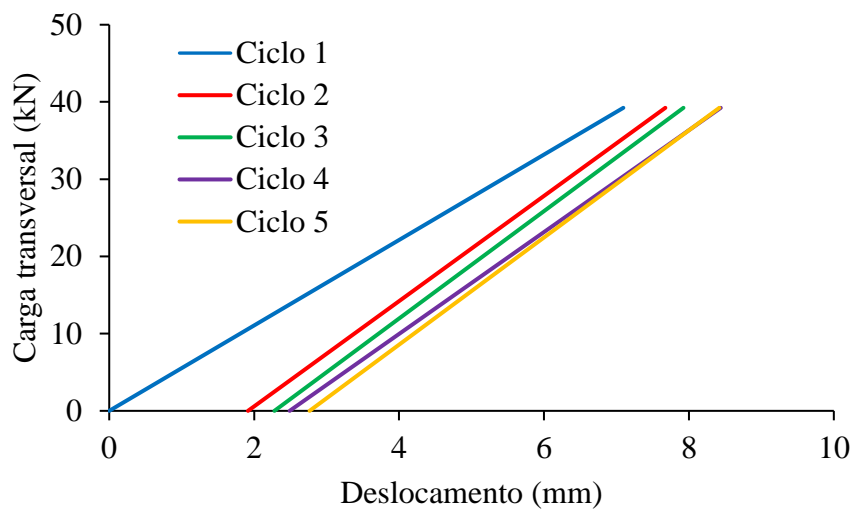


Figura 4.21 Distribuição de carga axial ao longo da profundidade de T2.

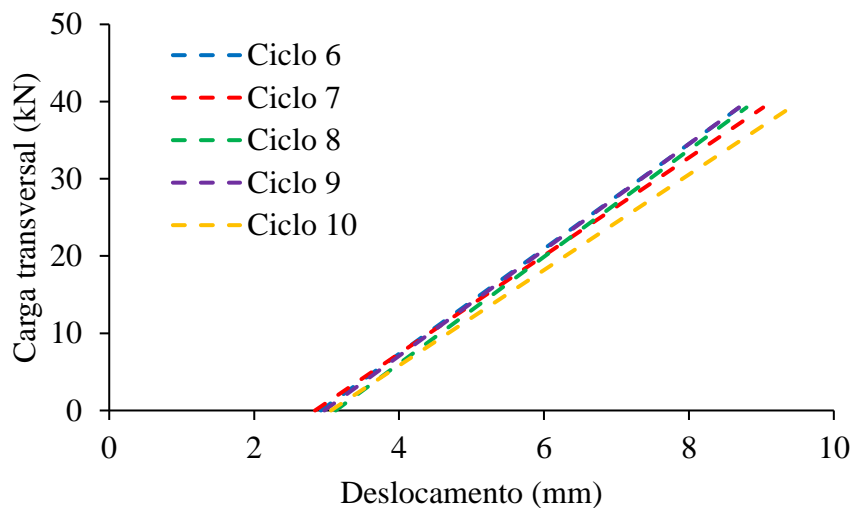
As Figura 4.22 e Figura 4.23a apresentam o comportamento da rigidez secante cíclica de T2. Além disso, a Figura 4.23b compara apenas o primeiro e o último ciclo e revela que, apesar da ocorrência de deslocamentos permanentes, T2 se tornou mais rígida ao fim do ensaio. Para facilitar a comparação entre as rigidezes, a reta referente ao último ciclo foi deslocada para a origem.

Sobre o acúmulo de deslocamento permanente (Figura 4.24), foi observado um aumento no seu valor até o quinto ciclo seguido de uma tendência de estabilização nos ciclos

subsequentes. Os maiores acúmulos ocorreram após os dois primeiros ciclos. Por fim, na Figura 4.25, é possível examinar, ao longo da aplicação dos ciclos, o comportamento de T2 no que diz respeito às suas deformações e aos seus deslocamentos. Pela Figura 4.25a, houve uma redução da contribuição da parcela elástica nas deformações totais cíclicas de T2 à proporção que aumentavam suas deformações plásticas. Por outro lado, a Figura 4.25b revela que ambos os deslocamentos elástico e plástico aumentaram com a aplicação dos ciclos. Portanto, o crescimento dos deslocamentos plásticos foi mais expressivo.

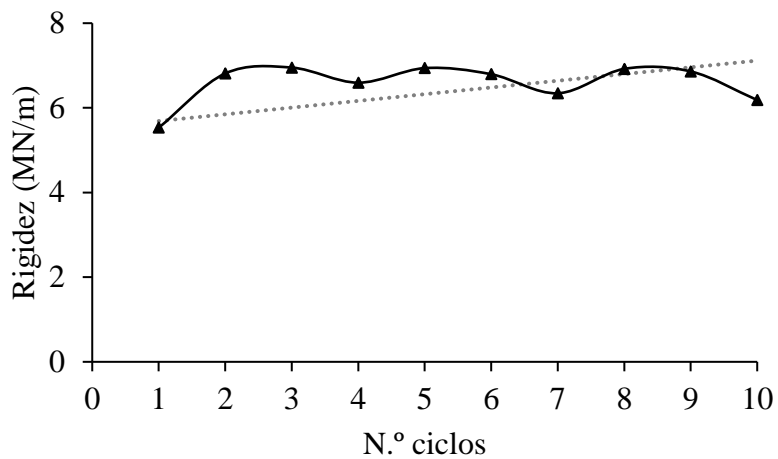


(a) 1.º ao 5.º ciclo.

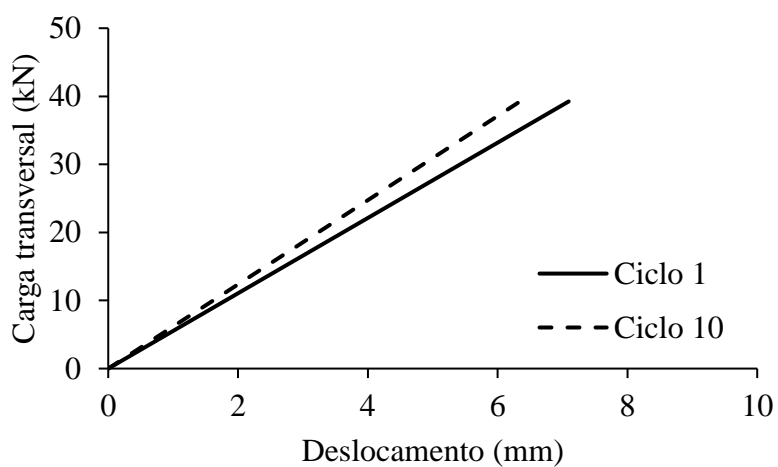


(b) 6.º ao 10.º ciclo.

Figura 4.22 Comportamento da rigidez secante cíclica de T2.



(a) Ao longo do ensaio.



(b) Comparação entre 1.º e 10.º ciclo.

Figura 4.23 Variação da rigidez secante cíclica de T2.

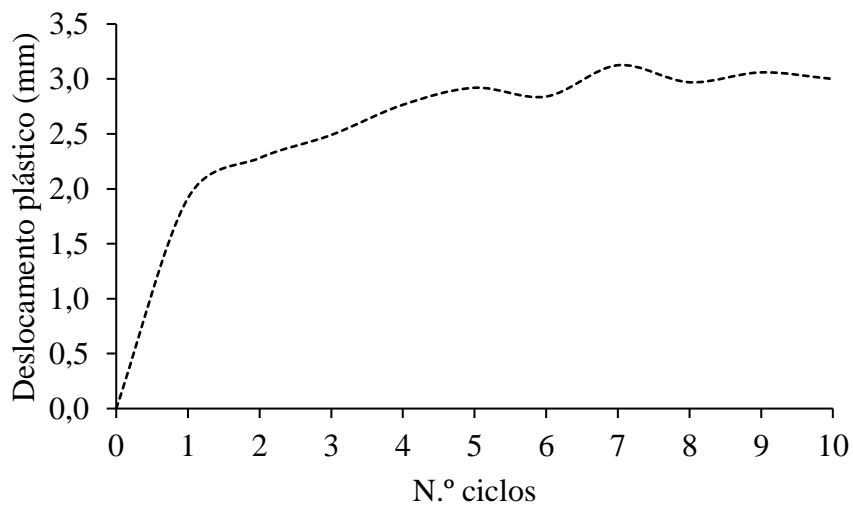
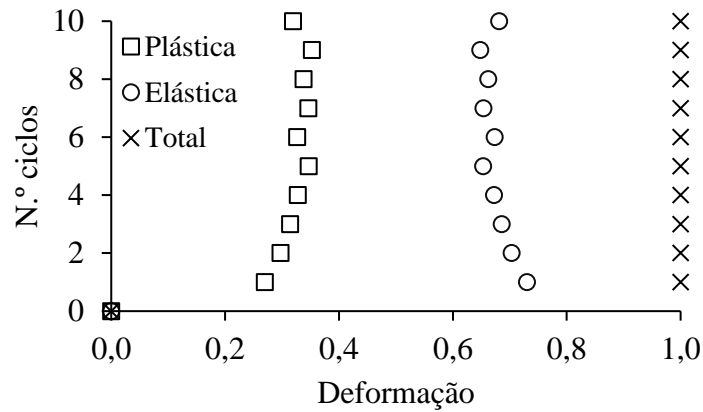
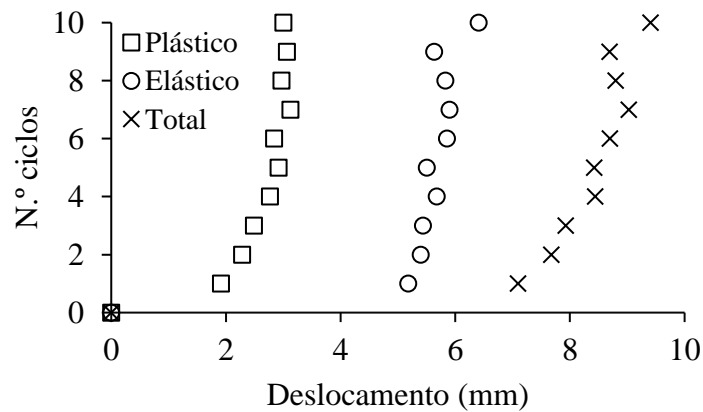


Figura 4.24 Acúmulo de deslocamento permanente de T2.



(a) Deformações.



(b) Deslocamentos.

Figura 4.25 Comportamento geral de T2 durante ensaio cíclico.

4.1.2.2. Estaca-teste T3

As curvas carga-deslocamento de T3 para carregamentos axial e transversal encontram-se ilustradas, nessa ordem, nas Figura 4.26 e Figura 4.27. Para o carregamento axial, em meio às três estacas instrumentadas, T3 foi a que apresentou a maior resistência à compressão, 304 kN. Houve também uma redução do recalque permanente na etapa de reaplicação da carga de ruptura. O recalque devido à carga de compressão mantida ao longo dos ciclos transversais foi de somente 1,57 mm. No ensaio com carga transversal, os maiores acúmulos de deslocamento ocorreram nos primeiros ciclos. Observou-se ainda que o valor desses acúmulos diminuiu, gradativamente, com a aplicação dos ciclos. Cabe ressaltar que, durante o ensaio cíclico de T3, não foi possível manter a carga axial constante. Além disso, a carga transversal máxima aplicada também não foi a mesma em alguns ciclos e variou entre 39 e 44 kN.

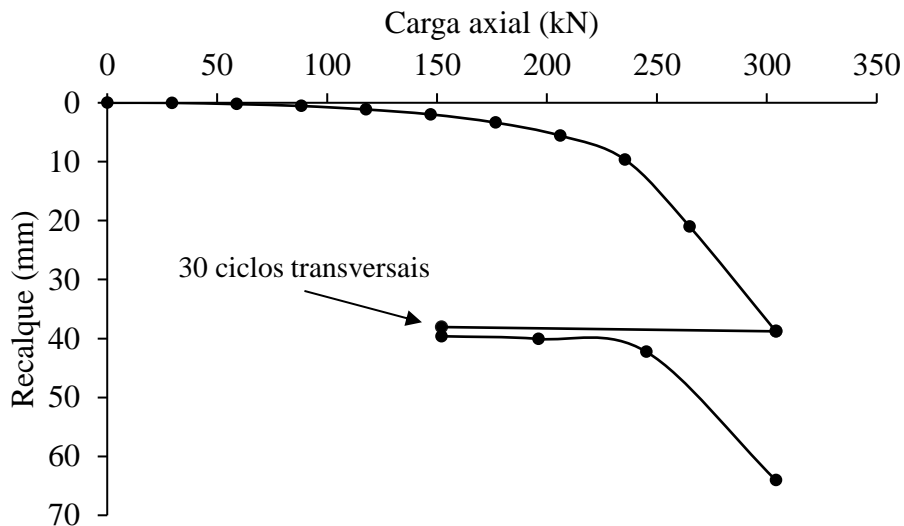


Figura 4.26 Curva carga-recalque do ensaio estático de compressão em T3.

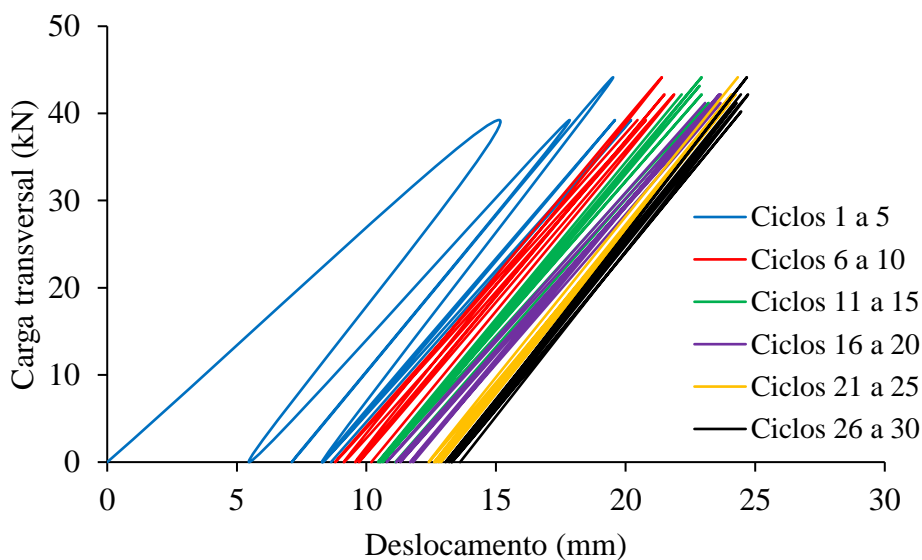


Figura 4.27 Curva carga-deslocamento do ensaio cíclico transversal em T3.

A Figura 4.28 apresenta a distribuição de carga ao longo de T3 para diferentes estágios de carregamento. No entanto, a ocorrência de anomalias nos sinais de deformação dos sensores (Cruz Junior, 2023) impossibilitou a obtenção dos resultados para níveis de carga maiores que 206 kN. Nesse caso, a aplicação de 206 kN resultou em 74 kN no sensor a 3 m de T3.

A Figura 4.29 exhibe o comportamento da rigidez secante cíclica de T3 para alguns ciclos enquanto a Figura 4.30 resume a variação dos seus valores e comprova que T3 se tornou mais rígida após o ensaio. Na Figura 4.30b, a reta do último ciclo foi deslocada para a origem.

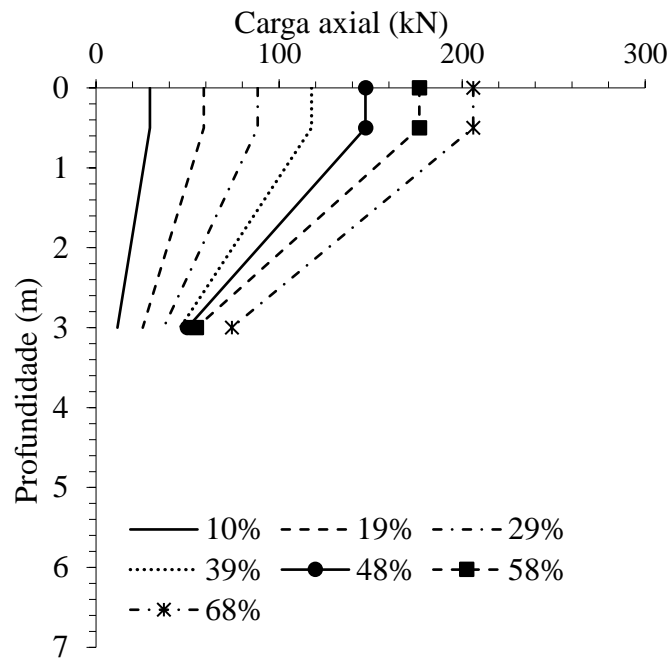
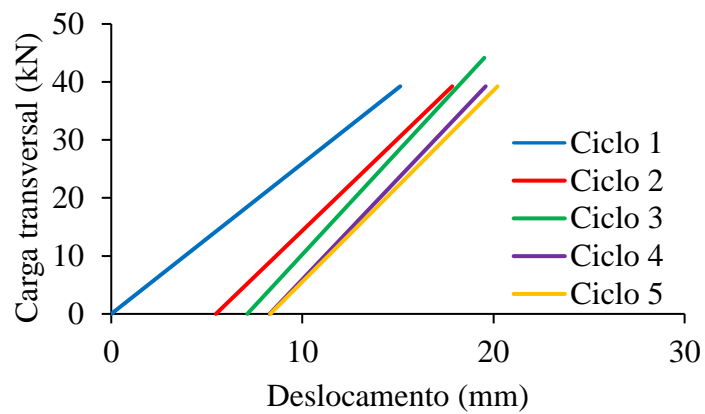
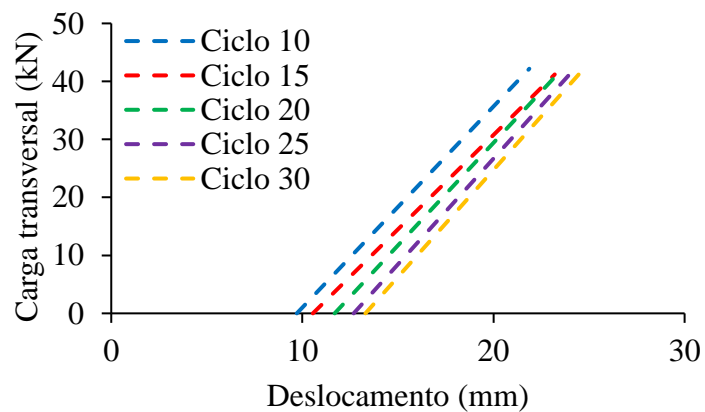


Figura 4.28 Distribuição de carga axial ao longo da profundidade de T3.

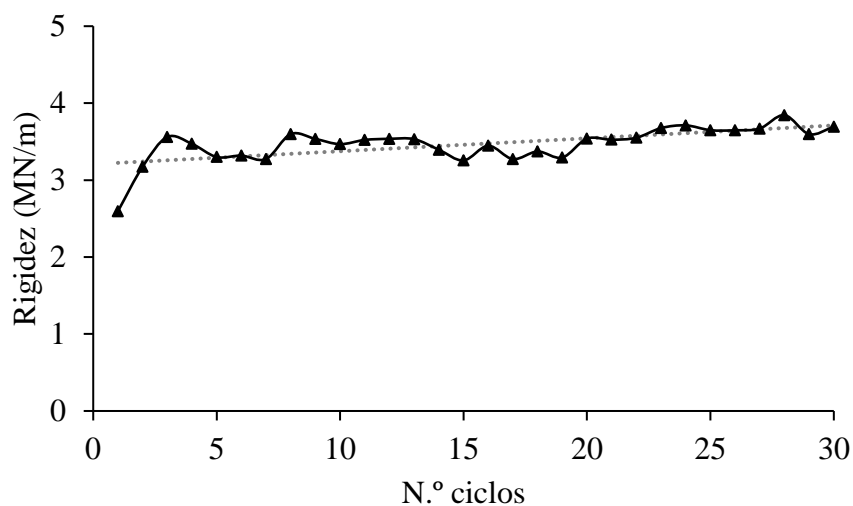


(a) 1.º ao 5.º ciclo.

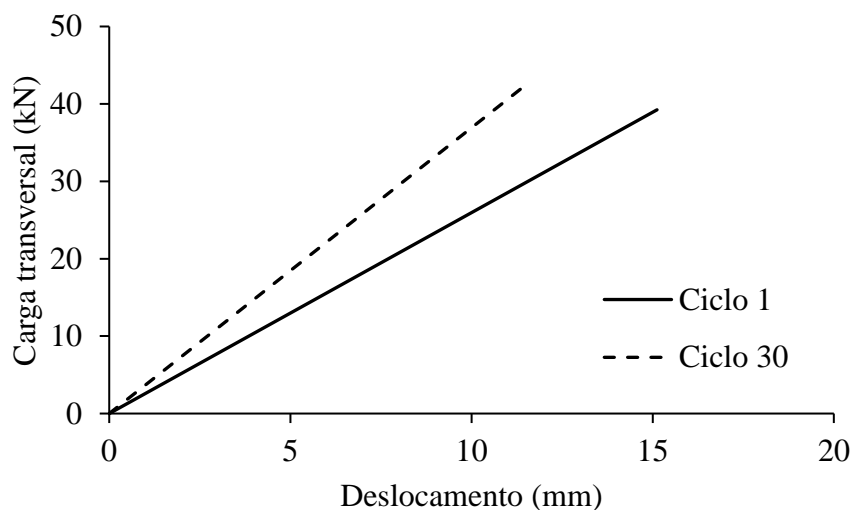


(b) 10.º ao 30.º ciclo.

Figura 4.29 Comportamento da rigidez secante cíclica de T3.



(a) Ao longo do ensaio.



(b) Comparação entre 1.º e 30.º ciclo.

Figura 4.30 Variação da rigidez secante cíclica de T3.

Pela Figura 4.31, não ficou evidenciada uma predisposição para estabilização dos deslocamentos permanentes. Similar ao que ocorreu com T2, a Figura 4.32a indica um aumento das deformações plásticas e uma redução das deformações elásticas ao longo da aplicação dos ciclos.

Todavia, como mostra a Figura 4.32b, somente os deslocamentos plásticos aumentaram continuamente com a aplicação dos ciclos. A variação dos deslocamentos elásticos cíclicos foi sutil ao fim do ensaio.

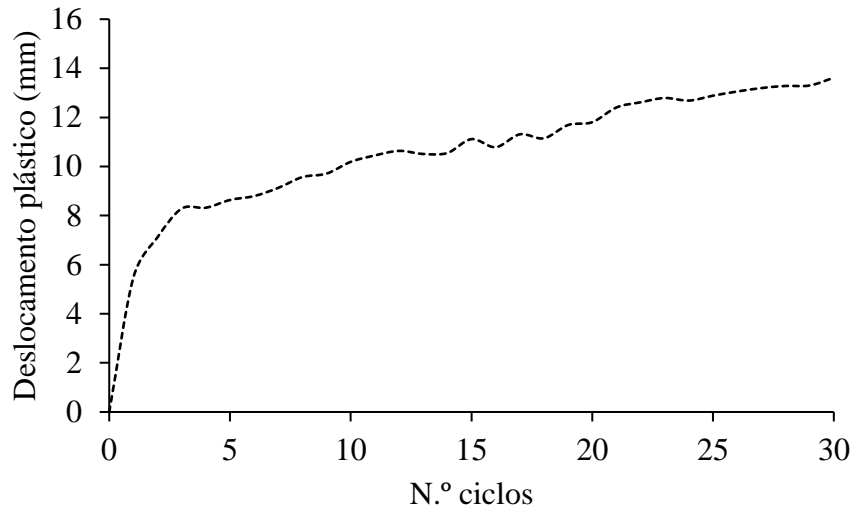
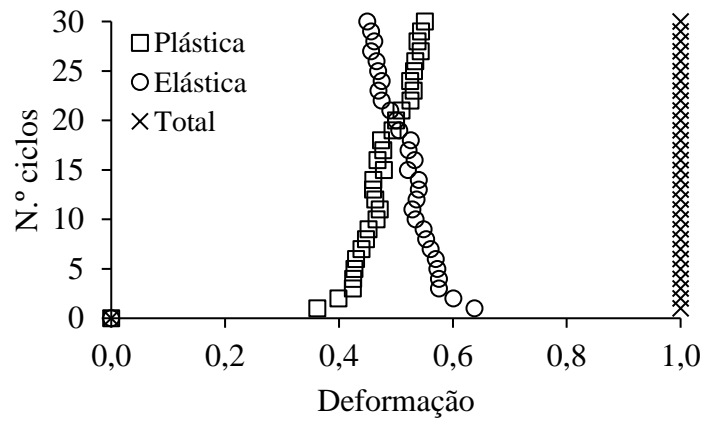
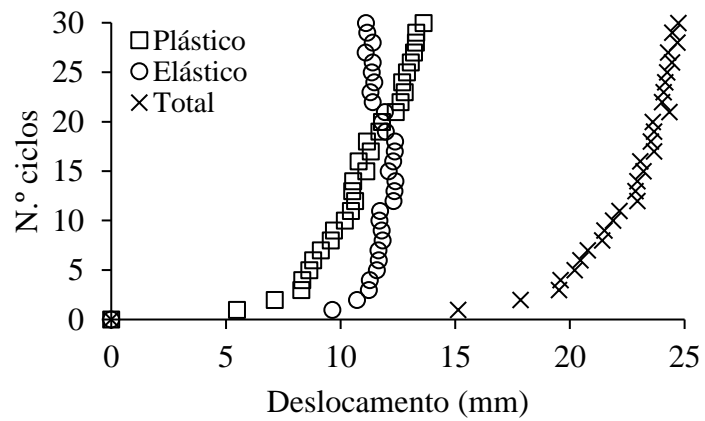


Figura 4.31 Acúmulo de deslocamento permanente de T3.



(a) Deformações.



(b) Deslocamentos.

Figura 4.32 Comportamento geral de T3 durante ensaio cíclico.

4.1.3 Observações importantes acerca do comportamento cíclico das estacas-teste

Por meio dos ensaios de prova de carga realizados no campo experimental de Furnas, entre os principais fatores que poderiam influenciar o comportamento cíclico das estacas-teste, foi possível investigar os efeitos do número de ciclos.

O primeiro aspecto relacionado ao número de ciclos, foi a degradação do atrito lateral observada em T1. Conforme retrata a Figura 4.33, apesar de não ter apresentado um comportamento linear, é possível observar a redução do atrito lateral de T1 que ocorreu a 3 m de profundidade após cada descarregamento de 137 para 69 kN no ensaio cíclico de compressão. Ao longo do ensaio cíclico, o atrito lateral apresentou reduções de mais de 12% durante a aplicação de carregamentos de 137 kN, chegando a quase 40% na etapa de descarregamento do último ciclo. Esse fenômeno de degradação do atrito lateral se deu até 3 m de T1 para ciclos de carregamento com mudança da carga vertical entre 50 e 25% da carga de ruptura e, se verificado para toda a extensão do seu fuste, deve ser considerado em projetos de torres eólicas que adotem estacas como solução de fundação. Como não se verificou variação significativa dos recalques entre os ciclos, acredita-se na possibilidade de ocorrência de dois cenários distintos. No primeiro deles, não houve alteração no atrito lateral total de T1, e a redução que ocorreu na camada instrumentada foi compensada por um aumento nos níveis inferiores da estaca. No outro cenário, houve redução no atrito lateral de T1, mas ela foi equilibrada por uma maior mobilização da sua resistência de ponta.

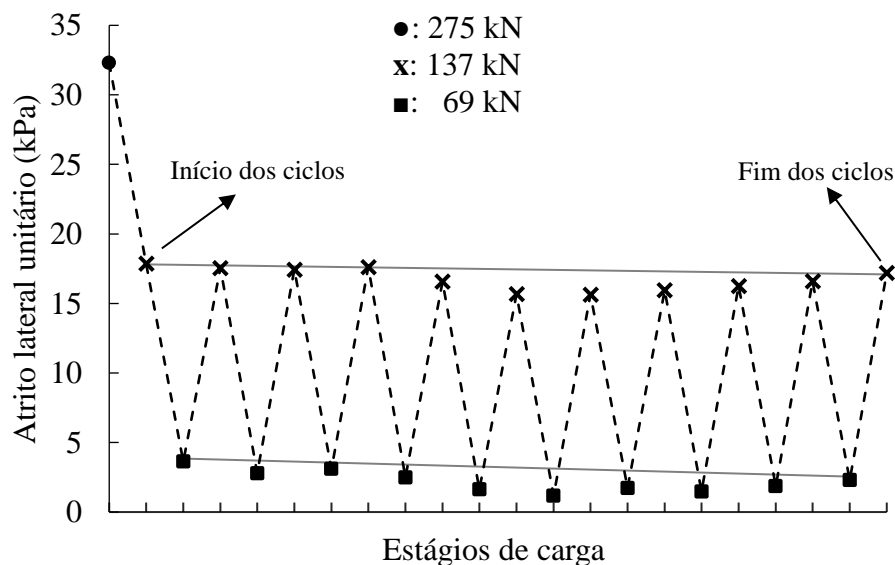


Figura 4.33 Comportamento do atrito lateral de T1 a 3 m de profundidade no ensaio cíclico de compressão.

No que diz respeito aos ensaios com ciclos de carga transversal em T2 e T3, foi possível avaliar a influência do número de ciclos nas deformações do topo dessas estacas. Pela Figura 4.34, apesar de T2 ter-se mostrado mais rígida após dez ciclos de carga e descarga, os trinta ciclos aplicados em T3 revelou uma tendência de acúmulo de deformações com o aumento do número de ciclos, como ilustra a Figura 4.35. Esse resultado revela um tipo de comportamento que poderia inviabilizar a operação de uma torre eólica no campo experimental de Furnas caso não ocorra a estabilização do acúmulo de deformações de sua fundação com a incidência dos ciclos ao longo de sua vida útil.

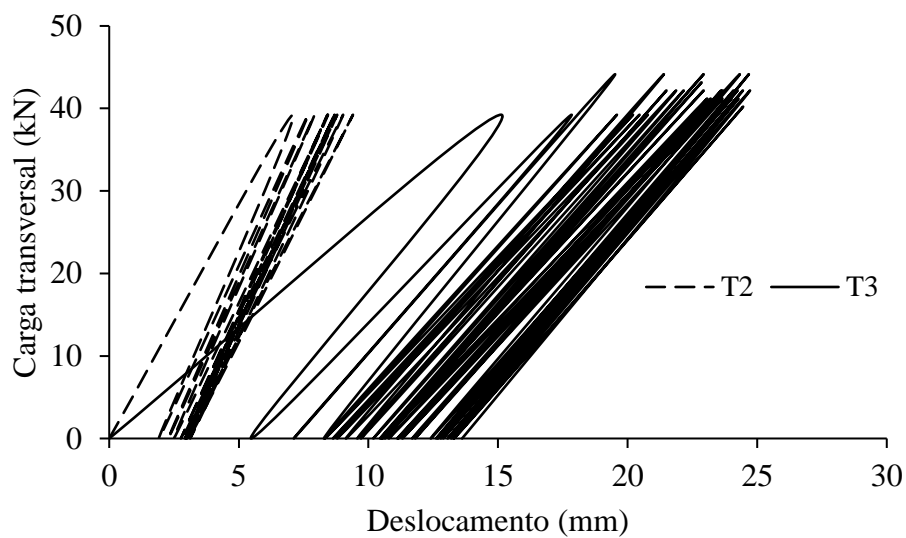


Figura 4.34 Comparação entre as curvas carga-deslocamento de T2 e T3.

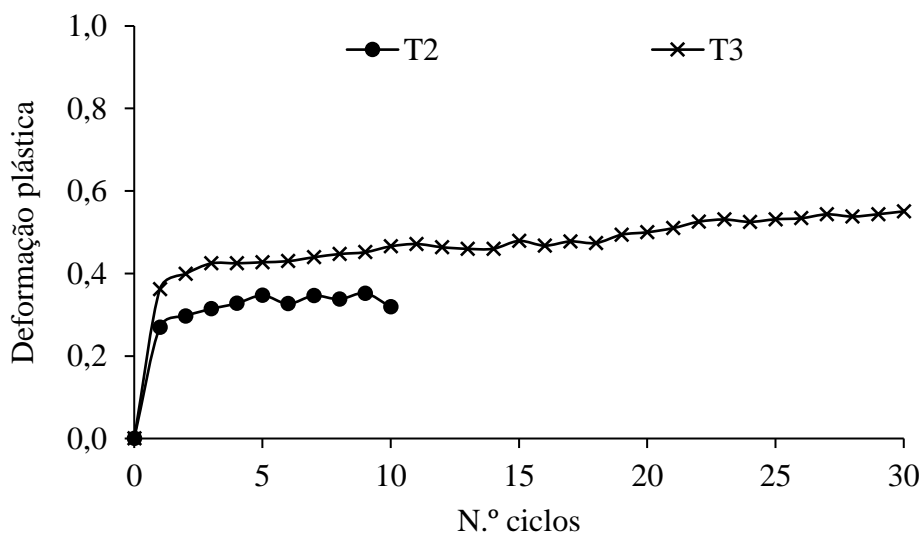
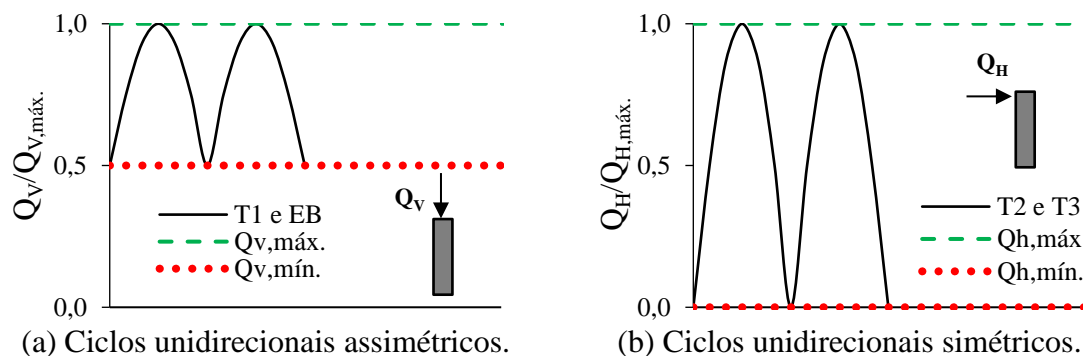


Figura 4.35 Influência do número de ciclos no acúmulo de deformações de T2 e T3.

Foi constatado ainda que, com a reaplicação da carga de ruptura, as estacas-teste exibiram uma resposta mais rígida. Esse comportamento ficou mais evidente na curva carga-recalque do ensaio estático de compressão em T2 (vide Figura 4.19), a qual foi submetida três vezes a mesma carga de ruptura de 270 kN.

Finalmente, cabe mencionar que, como o intervalo de aplicação dos ciclos foi similar e sem um controle rigoroso durante os ensaios, não foi possível avaliar o efeito da frequência de aplicação do carregamento no comportamento das estacas-teste.

Ademais, a influência do sentido dos ciclos também não foi verificada, já que não houve variação do sentido de aplicação das cargas em ensaios com metodologia executiva similar, isto é, os ensaios com ciclos axiais de compressão em T1 e EB (Figura 4.36a) adotaram ciclos unidirecionais assimétricos ($Q_{\text{mín.}} / Q_{\text{máx.}} = 0,5$), enquanto os ensaios com ciclos transversais em T2 e T3 (Figura 4.36b) foram realizados com ciclos unidirecionais simétricos ($Q_{\text{mín.}} / Q_{\text{máx.}} = 0$).



(a) Ciclos unidirecionais assimétricos. (b) Ciclos unidirecionais simétricos.
 Figura 4.36 Representação simplificada do sentido de aplicação das cargas nos ensaios cíclicos.

4.2 NUMÉRICOS

Este item trata da calibração dos modelos numéricos para fundação submetida a carregamento horizontal monotônico e torre eólica sob vibração livre, do ajuste dos parâmetros do modelo constitutivo adotado para o solo, da sua validação por meio de simulação dos ensaios de prova de carga e, finalmente, da análise do comportamento das fundações dos protótipos eólicos EOL-10 e EOL-40.

O fluxograma da Figura 4.37 ilustra as principais etapas da metodologia utilizada para a definição dos modelos geotécnicos adotados para (i) avaliar a ressonância e (ii) verificar os Estados Limites Último, de Serviço e de Fadiga dos dois protótipos eólicos.

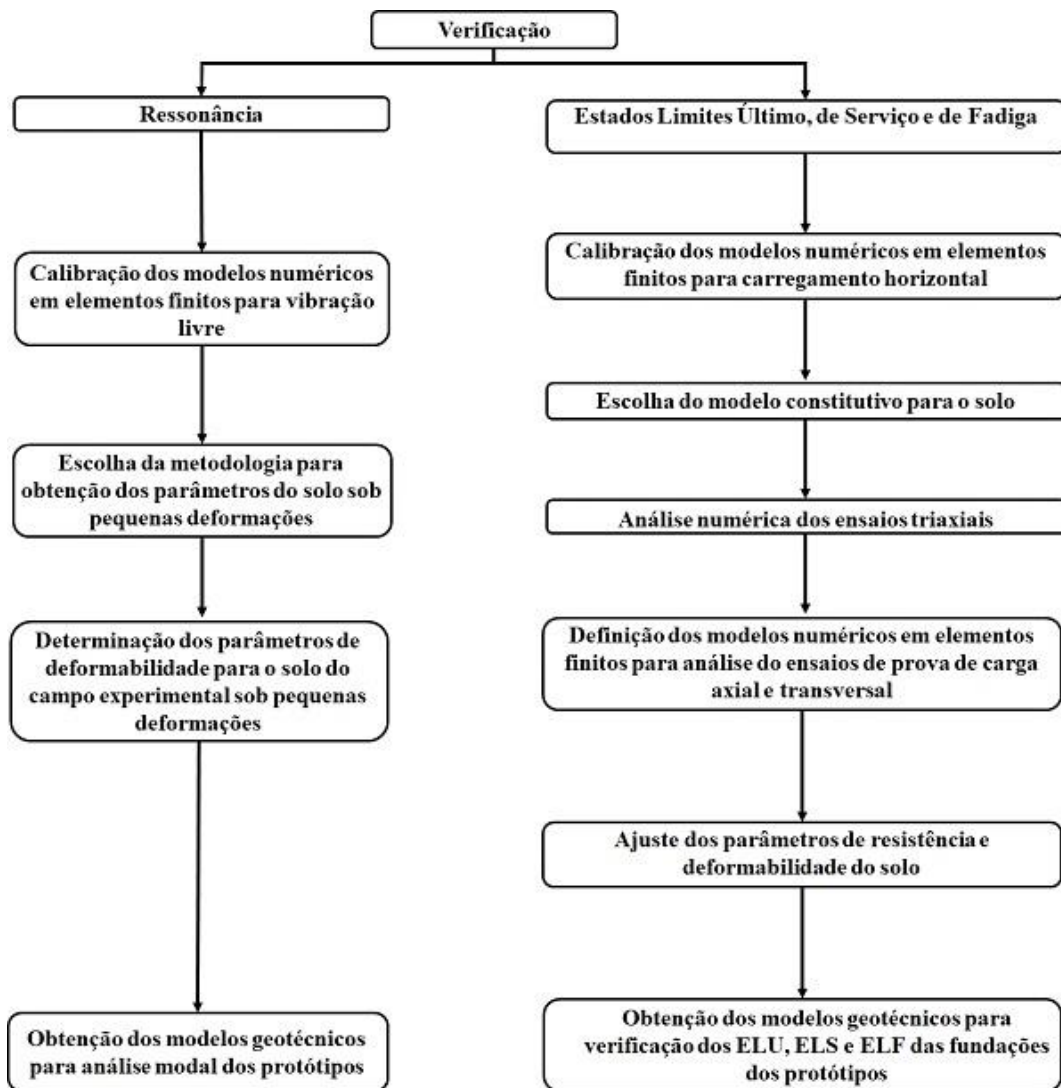


Figura 4.37 Fluxograma das principais etapas realizadas para a definição dos modelos geotécnicos.

4.2.1 Calibração dos modelos numéricos

Os modelos numéricos foram implementados no *software* comercial Abaqus 2021 cuja licença foi concedida pelo Laboratório de Infraestrutura Rodoviária (INFRALAB) da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília. As diversas potencialidades dessa ferramenta permitem que problemas complexos, envolvendo geometrias complicadas, relações constitutivas não lineares, ocorrência de grandes deformações, carregamentos transientes e interações entre diferentes materiais, como o solo e a fundação, possam ser modelados numericamente (Alva et al., 2019). Anterior à avaliação do comportamento das fundações dos protótipos, uma calibração foi exercida com o objetivo de definir, adequadamente, a geometria, as dimensões, o tipo de elemento finito e a densidade de malha dos modelos numéricos para os cenários estudados, carregamento horizontal monotônico e vibração livre.

Para a calibração, foram verificadas as respostas de uma fundação submetida a carregamento horizontal monotônico e de uma torre eólica sob vibração livre. As análises consideraram uma camada única de material para o terreno e um radier circular de 50 cm diâmetro e altura igual a 25 cm com uma estaca circular engastada no seu centro de 30 cm de diâmetro e 3 m de comprimento.

No caso da vibração livre, foi utilizada também uma torre idêntica à do EOL-10, ou seja, metálica do tipo tubular com 115 mm de diâmetro externo, espessura de 6,35 mm e 10 m de altura. A Figura 4.38 apresenta as partes que compõem os modelos numéricos utilizados na calibração.

Para a torre e a fundação, foram utilizados valores médios típicos para parâmetros de aço e concreto armado respectivamente. Com relação ao terreno, optou-se por adotar as propriedades da camada entre 2 e 3 m da Tabela 3.4. Os parâmetros de cada parte que compõe os modelos estão resumidos na Tabela 4.2.

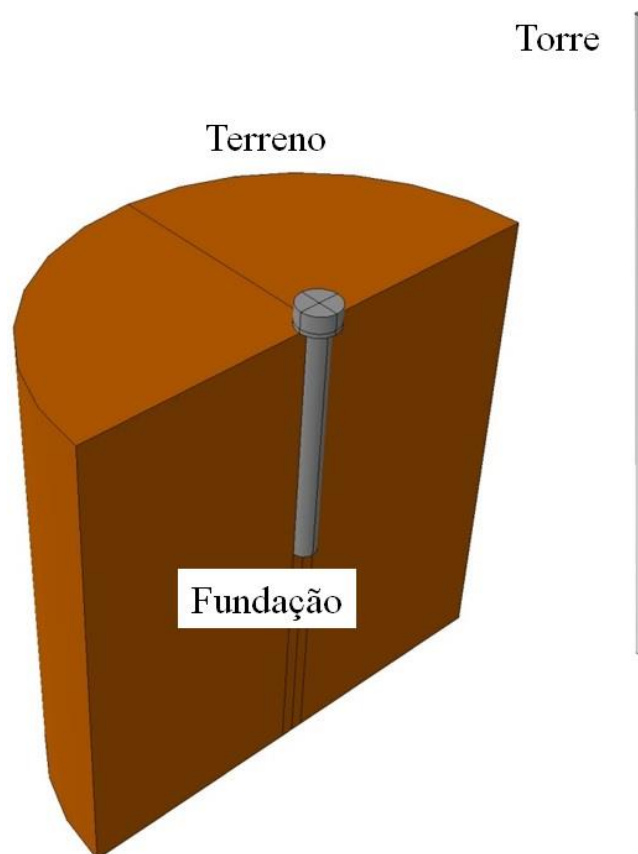


Figura 4.38 Partes que compõem os modelos numéricos durante calibração para carregamento horizontal monotônico e vibração livre.

Tabela 4.2 Parâmetros e componentes dos modelos numéricos da etapa de calibração.

Carregamento monotônico					
	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν	c (kPa)	ϕ (°)
Terreno	17,7	1,2E+01	0,3	40	24
Fundação	25,0	2,5E+04	0,2	-	-
Vibração livre					
	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν	c (kPa)	ϕ (°)
Terreno	17,7	1,2E+01	0,3	-	-
Fundação	25,0	2,5E+04	0,2	-	-
Torre	78,5	2,1E+05	0,3	-	-

4.2.2 Carregamento horizontal monotônico

Os estudos de calibração para carregamento horizontal monotônico foram desenvolvidos observando a carga necessária para provocar um deslocamento de 3 cm equivalente a 10% do diâmetro da estaca em um ponto localizado 5 cm acima da base do radier que coincidia com um dos eixos horizontais principais dos modelos de modo a tentar gerar uma mobilização significativa da resistência do solo. Três passos (*steps*) foram empregados nas análises, o primeiro para estabelecer as tensões geostáticas no terreno, o segundo para evitar problemas de convergência numérica no passo seguinte por meio da aplicação de uma pequena parcela do deslocamento total no radier (10^{-6} m) e o terceiro para impor o deslocamento de 0,03 m. A não linearidade do problema foi resolvida pelo método de Newton-Raphson, aplicando-se os deslocamentos especificados gradualmente e de forma incremental.

Primeiramente, com o intuito de verificar se o formato do terreno interfere nos resultados das simulações numéricas, foram consideradas duas configurações, cilíndrica e cúbica, com diâmetro ou lado vinte vezes o diâmetro da estaca (6 m) e altura igual ao dobro do seu comprimento (6 m). Pela Figura 4.39, ficou constatada uma diferença qualitativa dos deslocamentos que pode ser atribuída às extremidades do modelo cúbico as quais, por se situarem mais distantes do centro, produzem uma percepção enganosa de influência nos resultados. Adotando o domínio cilíndrico como referência, os desvios de carga de ruptura ($Q_{ult.}$) também estão sintetizados na Figura 4.39 e revelam apenas uma pequena variação em relação ao domínio cúbico. Além disso, os tempos de processamento observados foram similares. Optou-se, assim, por adotar o domínio cilíndrico para o terreno em análises subsequentes seguindo as orientações de estudos numéricos de fundações de aerogeradores

implementados no Abaqus (Abdel-Rahman e Achmus, 2005; Achmus et al., 2007; Achmus et al., 2009; Haiderali et al., 2015; Gao et al., 2017; Staubach e Wichtmann, 2020).

Em seguida, a interferência das fronteiras do modelo foi investigada buscando otimizar a relação entre as suas dimensões e o custo computacional das simulações. Para isso, foram assumidas três configurações cilíndricas com diâmetros de dez (10D), vinte (20D) e trinta vezes (30D) o diâmetro da estaca e altura igual ao quádruplo do seu comprimento (12 m). A Figura 4.40 confirma as recomendações de Helwany (2007) sobre o tamanho do terreno para estacas submetidas a carregamento horizontal monotônico, isto é, até certa dimensão, as condições de contorno impostas podem afetar as previsões.

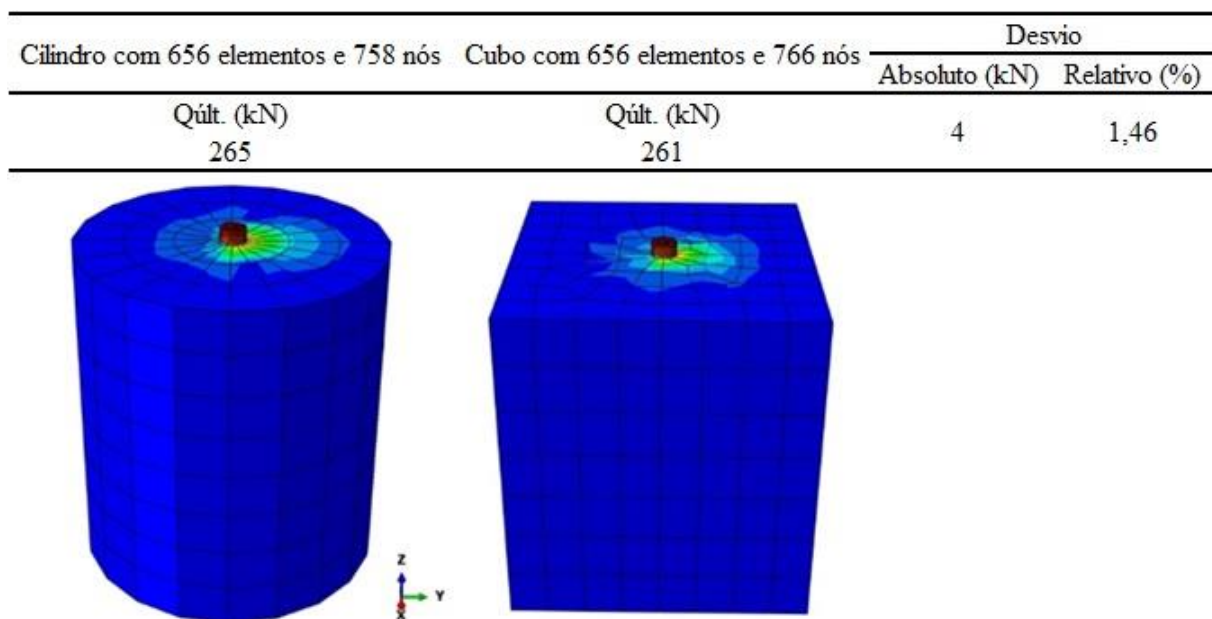


Figura 4.39 Influência da geometria do terreno no comportamento de fundações submetidas a carregamento horizontal monotônico.

Conforme a dimensão do terreno aumenta, essa influência tende a diminuir e, para um valor limite, torna-se irrelevante. Isso ficou evidenciado para o modelo 10D, cujas condições de contorno, supostamente, elevaram sua carga de ruptura. Ademais, um terreno com vinte vezes o diâmetro da estaca (20D) seria suficiente para evitar a interferência das fronteiras nos resultados.

A análise do tipo de elemento finito a ser adotado para o solo e para a fundação foi feita considerando alguns dos principais trabalhos desenvolvidos sobre o tema em questão (Achmus et al., 2005; Abdel-Rahman e Achmus, 2006; Achmus et al., 2007; Achmus et al., 2009; Haiderali et al., 2015; Staubach e Wichtmann, 2020) e atentando para as ponderações de

Dassault Systèmes (2014b) sobre os problemas que podem ocorrer em determinados tipos de elementos.

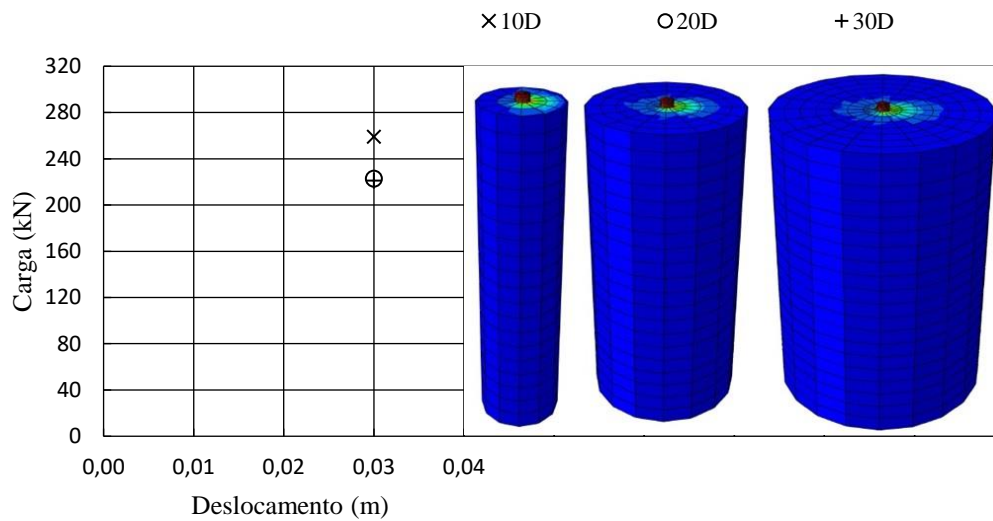


Figura 4.40 Influência das dimensões do terreno no comportamento de fundações submetidas a carregamento horizontal monotônico.

O primeiro deles é o travamento por cisalhamento (*shear locking*), o qual afeta somente o desempenho de elementos lineares com integração completa sujeitos a esforços de flexão. Sua presença significa que deformações cisalhantes estão ocorrendo no lugar de deformações de flexão e o elemento se torna muito rígido, já que as deformações gerais são menores.

Por outro lado, o travamento volumétrico (*volumetric locking*) pode causar um comportamento excessivamente rígido do elemento para deformações que não devem gerar mudanças de volume. Elementos quadráticos com integração completa são muito suscetíveis ao travamento volumétrico e devem ser evitados em simulações elastoplásticas (Dassault Systèmes, 2014b).

Como os aerogeradores apresentam particularidades de projeto, como esbeltez da estrutura, altura da torre e incidência dos ventos, que acarretam magnitudes elevadas de momentos fletores nas suas fundações as quais podem mobilizar o comportamento do solo em regime não linear e próximo da ruptura, pela terminologia do Abaqus (Dassault Systèmes, 2014b), foram selecionados elementos lineares, contínuos, tridimensionais com integração completa de seis (C3D6) e oito nós (C3D8) e de oito nós com integração reduzida (C3D8R) durante o estudo de calibração para o tipo de elemento finito.

Um total de nove modelos numéricos foram concebidos para cada combinação possível, variando os elementos do solo (S_C3D6; S_C3D8; S_C3D8R) e da fundação (F_C3D6; F_C3D8; F_C3D8R), como mostra a Figura 4.41. Optou-se por definir a melhor combinação com base no tempo e na qualidade de resposta das simulações. Portanto, o modelo S_C3D8 & F_C3D8R, que adotou elementos C3D8 para o terreno (S_C3D8) e C3D8R para o radier estaqueado (F_C3D8R) com uma razão entre nós e elementos (N/E) de 1,37, mostrou-se mais eficiente, exibindo um resultado adequado e um tempo de processamento curto com relação aos demais.

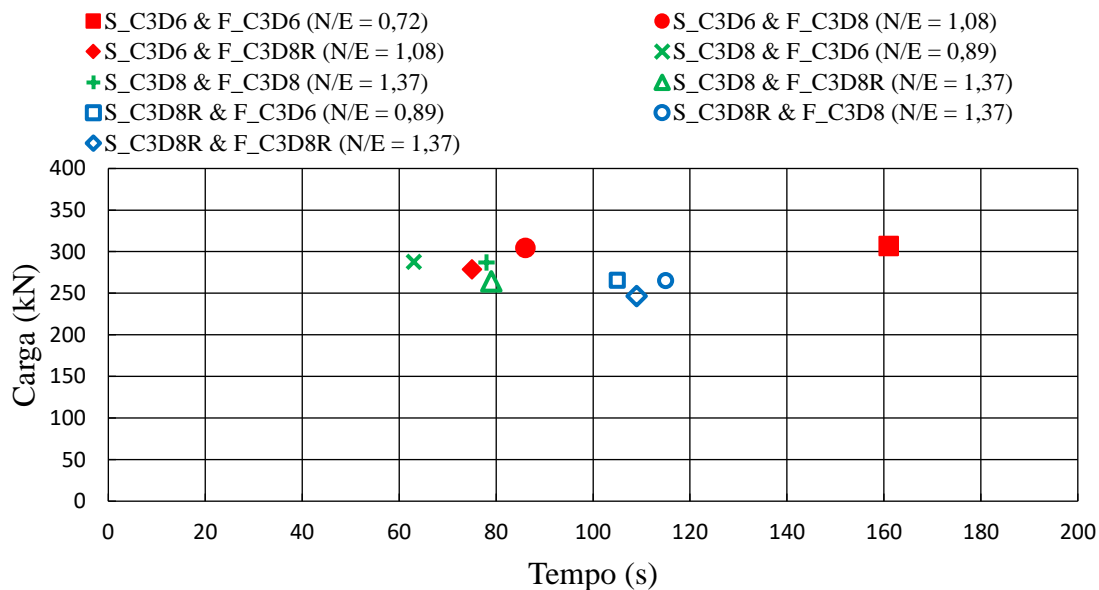


Figura 4.41 Influência do tipo de elemento finito no comportamento de fundações submetidas a carregamento horizontal monotônico.

Analisando os modelos que adotaram os mesmos elementos para o terreno, ficou constatado que as análises que consideraram elementos com integração reduzida para a fundação apresentaram os menores valores de carga de ruptura. Esse fato pode ser explicado pelo travamento por cisalhamento o qual torna elementos lineares com integração completa muito rígidos à flexão.

Finalmente, foram verificados os diferentes tamanhos dos elementos para definir a densidade de malha ideal durante a modelagem. Foram utilizadas duas abordagens, malhas constantes com um único tamanho de elemento (Figura 4.42a) e malhas variáveis com redução gradativa em direção ao centro do terreno (Figura 4.42b) sem ultrapassar a razão de 1:4 entre as dimensões dos elementos (Bonilla, 2008). A Tabela 4.3 resume todos resultados obtidos pela análise de densidade da malha. Observando a Figura 4.42, é possível deduzir que houve uma

tendência de convergência com os modelos que adotaram malha variável para uma menor quantidade de elementos. Adicionalmente, pela Tabela 4.3, os modelos com malha variável se mostraram mais efetivos que os modelos com malha constante por utilizar menos elementos e fornecer resultados mais acurados em um tempo de processamento inferior.

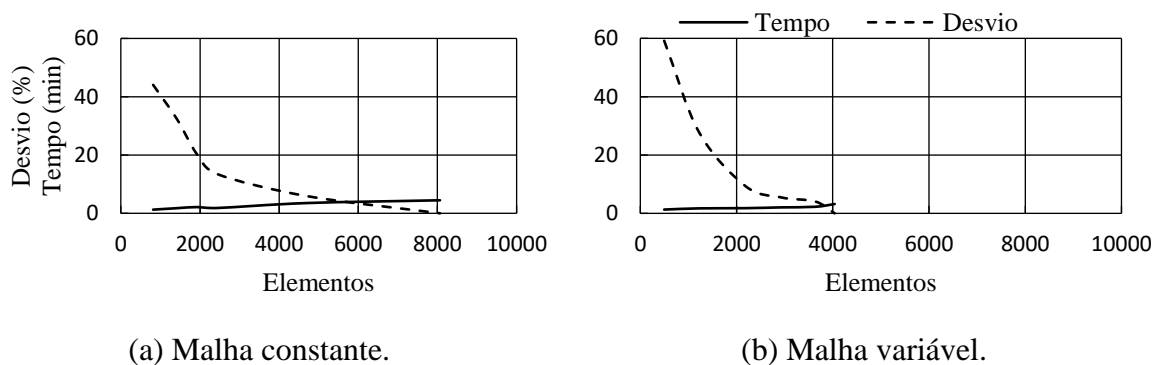


Figura 4.42 Influência da densidade da malha do terreno na carga de ruptura para carregamento horizontal monotônico.

Tabela 4.3 Resultados da análise de densidade da malha do terreno para carregamento horizontal monotônico.

Tipo	Malha Dimensões (m x m)	Elementos		Tempo (s)	Resultados		
		Solo	Total		Q _{últ.} (kN)	Desvio (kPa)	Desvio (%)
Variável	2-1 x 1	496	1971	78	274,40	102,02	59,18
Constante	0,8 x 1	816	2291	75	263,74	91,36	53,00
Constante	0,71 x 0,75	1408	2883	105	242,65	70,26	40,76
Constante	0,48 x 0,75	1920	3395	128	220,29	47,91	27,79
Variável	1-0,5 x 0,5	1224	2699	103	220,18	47,80	27,73
Constante	0,36 x 0,75	2432	3907	109	207,75	35,37	20,52
Constante	0,29 x 0,6	4700	6175	211	193,89	21,51	12,48
Variável	0,5-0,25 x 0,5	2184	3659	107	188,53	16,15	9,37
Constante	0,24 x 0,5	8064	9539	268	183,07	10,69	6,20
Variável	1-0,25 x 0,25	2928	4403	123	181,81	9,43	5,47
Variável	0,5-0,25 x 0,3	3640	5115	136	179,36	6,97	4,04
Variável	0,5-0,2 x 0,3	4040	5515	192	172,38	0,00	0,00

De forma complementar, uma avaliação dos deslocamentos do solo ao longo de todo o comprimento da estaca foi realizada por meio da aplicação de uma carga de 150 kN a fim de aferir se uma tendência de convergência também era verificada para dois modelos com malha variável. Conforme retrata a Figura 4.43, as duas previsões foram próximas tanto qualitativamente como quantitativamente, com um desvio absoluto máximo entre seus resultados de, aproximadamente, 2,4 mm no topo (0 m) da lateral + da estaca, corroborando a

ocorrência de uma tendência de convergência de deslocamentos para 5000 elementos com malha variável.

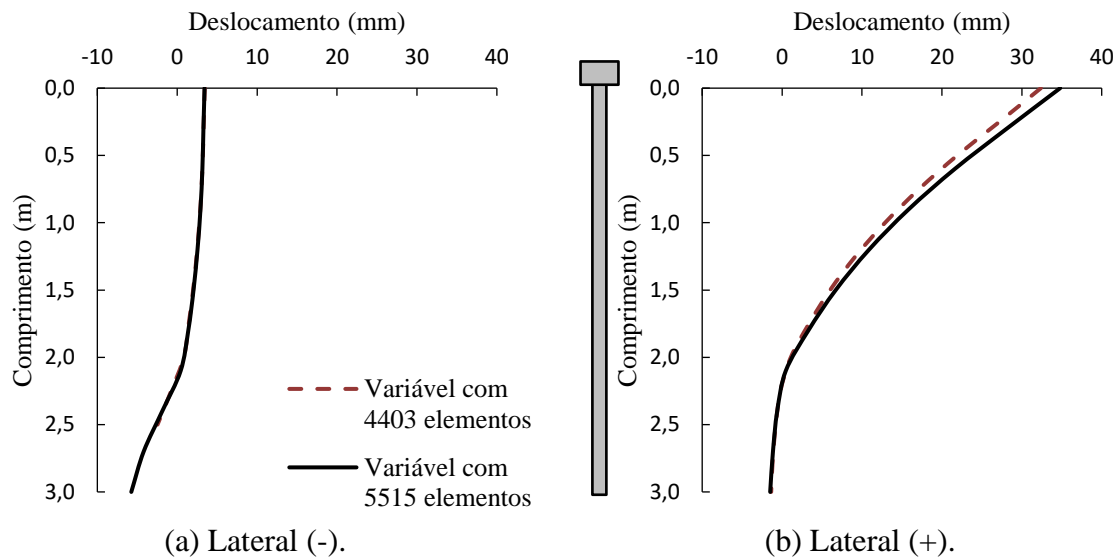


Figura 4.43 Influência da densidade da malha do terreno nos deslocamentos do solo ao longo da estaca para carregamento horizontal monotônico.

4.2.3 Vibração livre

As análises de calibração para torre eólica sob vibração livre foram realizadas atentando para o primeiro e o segundo modos de vibração e suas frequências correspondentes, já que, de acordo com as diretrizes da DNV (DNV, 2021), o conhecimento da primeira frequência natural da torre pode ser primordial para evitar problemas de ressonância. Para isso, foi considerado um passo único para determinação das frequências naturais do sistema terreno-fundação-torre.

Buscando averiguar a influência do formato do terreno nos resultados das simulações numéricas, foram consideradas, novamente, configurações cilíndrica e cúbica com diâmetro ou lado vinte vezes o diâmetro da estaca (6 m) e altura igual ao dobro do seu comprimento (6 m). Pela Figura 4.44, pode-se afirmar que não houve diferença significativa entre as frequências naturais dos modelos.

Como não foram encontradas referências com sugestões sobre o formato do terreno para aerogeradores sob vibração livre, foi selecionado o domínio cilíndrico para as próximas análises, seguindo as mesmas orientações da calibração para carregamento horizontal monotônico.

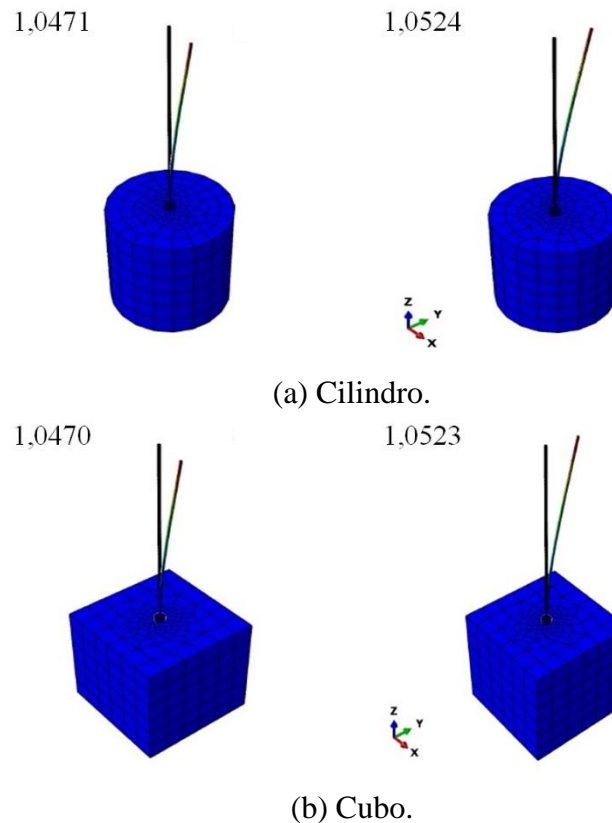


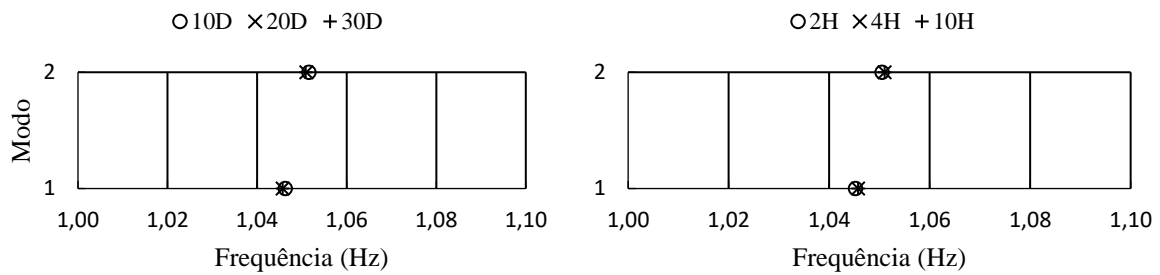
Figura 4.44 Influência da geometria do terreno nas frequências naturais da torre eólica.

Os efeitos das fronteiras do terreno foram investigados por meio de três configurações cilíndricas variando os diâmetros de dez (10D), vinte (20D) e trinta vezes (30D) o diâmetro da estaca e altura fixa igual ao quádruplo do seu comprimento (12 m); e outras três configurações variando as alturas de duas (2H), quatro (4H) e dez vezes (10H) o comprimento da estaca e diâmetro fixo igual ao dobro do seu diâmetro (6 m).

A Figura 4.45 revela que um terreno com dimensões iguais a dez vezes o diâmetro (10D) e duas vezes o comprimento (2H) da estaca seria suficiente para obtenção da frequência natural do sistema, uma vez que não foi observada uma influência adicional do volume de solo nas primeiras frequências naturais do aerogerador para dimensões maiores.

O estudo do tipo de elemento finito a ser utilizado para avaliar as frequências naturais do sistema está apresentado na Figura 4.46. Nas análises, foram alternados elementos C3D6, C3D8 e C3D8R entre o terreno e a fundação e mantidos fixos elementos C3D8R para a torre. É válido destacar que uma verificação preliminar comprovou que o efeito do tipo de elemento finito adotado na torre seria desprezível em comparação com o terreno e a fundação. Foi constatada uma variação maior para modelos com elementos C3D8R no radier estaqueado.

Entretanto, essas variações podem ser julgadas como irrelevantes, pois o maior desvio relativo observado foi em torno de 2%.



(a) Diâmetro do terreno.

(b) Altura do terreno.

Figura 4.45 Influência das dimensões do terreno nas frequências naturais da torre eólica.

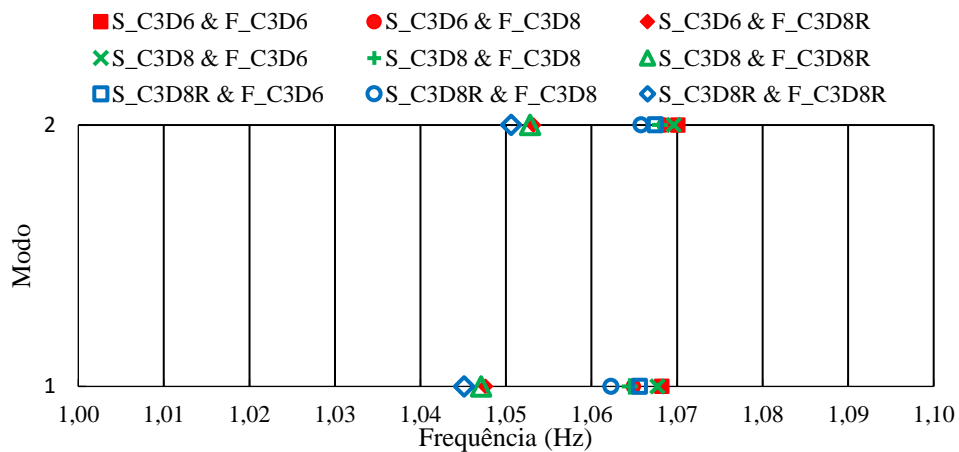


Figura 4.46 Influência do tipo de elemento finito nas frequências naturais da torre eólica.

Pela Figura 4.47, o refinamento da malha parece não interferir nas primeiras frequências do sistema. Contudo, segundo as recomendações de Dassault Systèmes (2014b), o modelo numérico deve ser refinado o suficiente para permitir a visualização adequada dos modos de vibração.

Por fim, foram realizadas análises de sensibilidade do fenômeno estudado para algumas das principais simplificações feitas em projetos que podem interferir, diretamente, nas previsões da frequência natural do sistema, como a forma de considerar a fundação e o solo e a presença da nacelle e do rotor no topo da torre.

A primeira análise de sensibilidade (Figura 4.48a) admitiu quatro cenários, somente a torre engastada na sua base; a torre e o radier estaqueado sem o solo e com a estaca engastada; a torre, o radier estaqueado e o solo circundante; e a torre e o radier estaqueado assentes sobre rocha com peso específico e módulo de Young iguais a 24 kN/m³ e 20 GPa, respectivamente.

Para a segunda análise (Figura 4.48b), optou-se por comparar os resultados de simulações de sistemas solo-fundação-superestrutura com e sem o conjunto rotor-nacele, ou seja, uma massa de 100 kg concentrada no topo da torre.

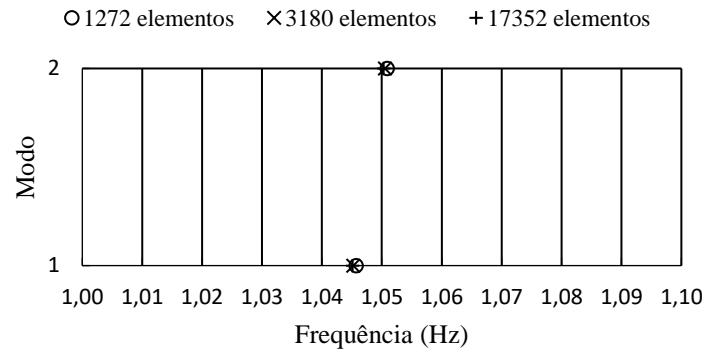
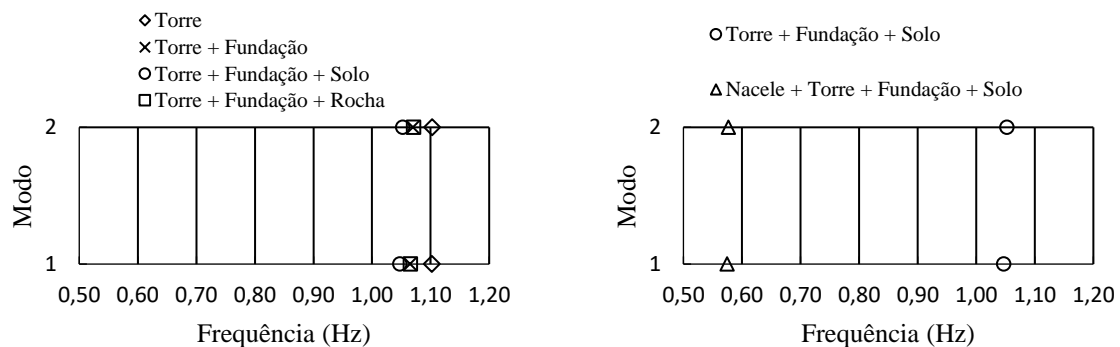


Figura 4.47 Influência da densidade da malha do terreno nas frequências naturais da torre eólica.

Ficou evidenciado que a consideração da nacele e do rotor interferiu, substancialmente, nas primeiras frequências naturais da torre eólica. Apesar de Huang (2022) alertar que os modos de vibração reais de um aerogerador somente podem ser obtidos por meio de um modelo completo que considera a geometria e a massa do conjunto nacele-rotor, a simplificação de adotar apenas uma massa concentrada no topo da torre, a princípio, não interfere nas previsões das frequências naturais relativas aos modos de vibração de flexão, desde que o valor absoluto da massa adotado seja o mesmo. Por isso, de acordo Huang (2022), por reduzir bastante o tempo de processamento das análises, os modelos que utilizam massa concentrada no topo da torre são frequentemente utilizados em projetos de aerogeradores.



(a) Solo e radier estaqueado.

(b) Nacele.

Figura 4.48 Análise de sensibilidade da frequência natural da torre eólica.

Por outro lado, a influência do solo circundante na frequência do sistema não se revelou muito expressiva, supostamente, por causa dos efeitos inversos entre peso específico e módulo de Young na frequência natural, isto é, um incremento no primeiro tende a reduzi-la enquanto um incremento no segundo tende a aumentá-la. Além disso, os modelos com estaca engastada e com torre e fundação assentes em rocha forneceram resultados bem próximos. Tal fato pode ser atribuído ao patamar a partir do qual não há influência adicional das propriedades do material circundante na frequência natural do sistema e a fundação pode ser assumida como fixa. Resultados semelhantes foram relatados por Ferreira e Futai (2016) para fundações superficiais.

4.2.4 Parâmetros mecânicos do solo

Anterior à avaliação do comportamento dos protótipos, uma calibração dos parâmetros geotécnicos foi efetuada por meio de simulações de contorno de ensaios triaxiais do tipo adensado e drenado em diferentes profundidades com o objetivo de confirmar se as previsões dos modelos numéricos podem fornecer boas aproximações do comportamento do solo. Pela axissimetria do problema, os ensaios foram modelados com um quarto (1/4) das dimensões dos corpos de prova cilíndricos.

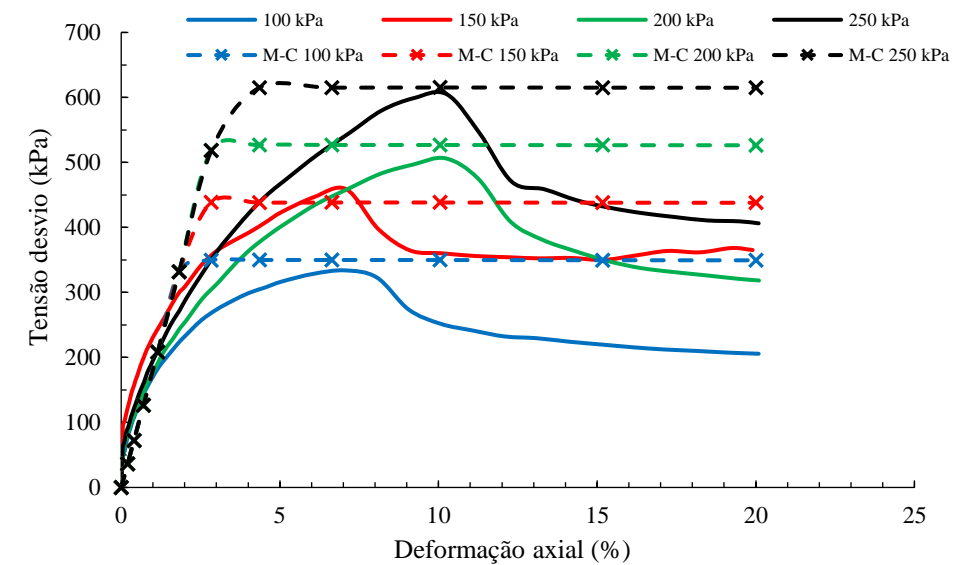
Os parâmetros utilizados nas análises estão sintetizados na Tabela 4.4, onde ψ corresponde ao ângulo de dilatância. A Figura 4.49 exibe parte de seus resultados para os diferentes níveis de tensão confinante, especificamente, para a amostra retirada a 3,60 m de profundidade. Todos os resultados dessa etapa de calibração dos parâmetros do modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb estão retratados no Apêndice B.

Tabela 4.4 Parâmetros mecânicos do solo para simulação dos ensaios triaxiais.

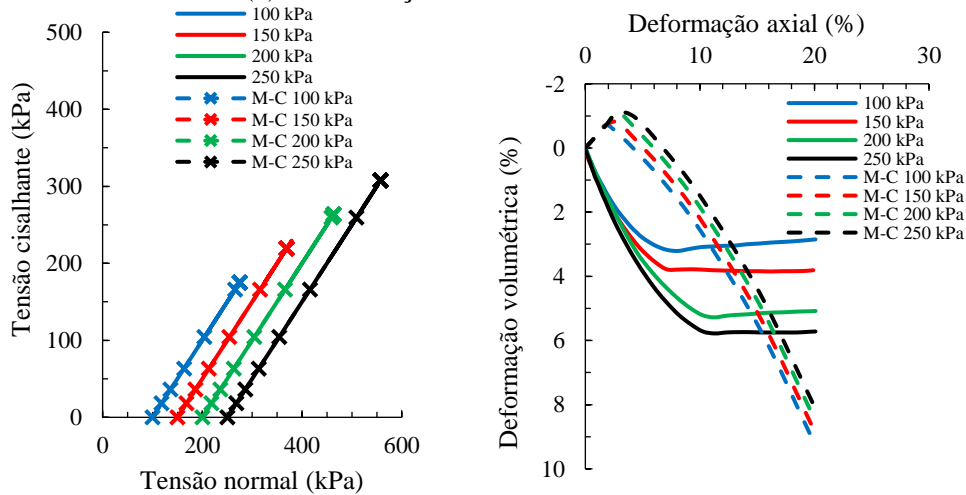
Profundidade (m)	E (MPa)	ν	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	γ_n (kN/m ³)
2,30	12	0,3	40	24	6	17,70
3,60	18	0,3	52	28	7	17,90
4,80	16	0,3	32	29	7	17,70
5,60	18	0,3	39	28	7	18,10
6,60	29	0,3	35	27	7	18,15
7,20	19	0,3	33	28	7	18,20

O modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb obteve previsões satisfatórias das tensões de ruptura do solo. Em contrapartida, essas tensões de ruptura ocorreram em níveis de deformações bem inferiores (entre 2 e 4%) aos resultados experimentais (entre 7 e 10%). Diante disso, ele deve ser utilizado com cautela para obtenção de deslocamentos de fundações.

Assim, apesar de não ser recomendado para análises que envolvam, principalmente, amplitudes de deformação pequenas, ele pode ser útil para avaliar, por exemplo, condições que envolvam níveis de carga elevados e próximos da ruptura, como o ELU dos dois protótipos.



(a) Deformação axial e tensão desvio.



(b) Tensões normal e cisalhante.

(c) Deformações axial e volumétrica.

Figura 4.49 Resultados experimentais e numéricos dos ensaios triaxiais para o solo do campo experimental de Furnas a 3,60 m de profundidade.

4.2.5 Simulação numérica dos ensaios de prova de carga

A simulação dos ensaios de prova de carga admitiu três tipos de materiais constituintes: (i) o aço para as armaduras, o concreto para as estacas e o solo para o terreno. Durante as análises numéricas, foram assumidos modelos elástico linear para o aço, elástico com dano plástico para o concreto (*concrete damage plasticity*) proposto por Lubliner et al. (1989) e elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb para o solo. As propriedades do aço consistiram em um módulo de Young (E) de 210 GPa, um coeficiente de Poisson (ν) de 0,3 e um peso específico (γ) igual a 78,5 kN/m³. No que diz respeito ao concreto, seus parâmetros elásticos foram E de 20 GPa, ν de 0,2 e γ de 22 kN/m³. Pela indisponibilidade de resultados experimentais sobre o comportamento do concreto das estacas, os dados do modelo de dano plástico foram estabelecidos segundo o estudo de Jankowiak e Łodygowski (2005) e encontram-se resumidos na Tabela 4.5, onde f_{b0}/f_{c0} é a razão entre as tensões de plastificação de compressão equibiaxial inicial (f_{b0}) e uniaxial inicial (f_{c0}). Para o terreno, os parâmetros geotécnicos finais utilizados nas simulações estão presentes na Tabela 4.6. Com exceção de E e ϕ' da última camada, todos os demais parâmetros corresponderam aos valores obtidos a partir dos ensaios de compressão triaxial.

Tabela 4.5 Parâmetros do modelo de dano plástico do concreto (Jankowiak e Łodygowski, 2005).

Ângulo de atrito interno	Excentricidade da superfície de potencial plástico		Formato da superfície de potencial plástico	Parâmetro de viscosidade
β (°)	ε	f_{b0}/f_{c0}	K_C	μ
38	1	1,12	0,67	0,01

Tabela 4.6 Parâmetros mecânicos do solo para simulação dos ensaios de prova de carga.

Profundidade (m)	E (MPa)	ν	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	γ_n (kN/m ³)
0,0 - 2,3	12	0,3	40	24	6	17,70
2,3 - 3,6	18	0,3	52	28	7	17,90
3,6 - 4,8	16	0,3	32	29	7	17,70
4,8 - 5,6	18	0,3	39	28	7	18,10
5,6 - 6,6	29	0,3	35	27	7	18,15
6,6 - 14,0	29	0,3	33	31	8	18,20

Para avaliar o desempenho da combinação dos modelos constitutivos do concreto e do solo no comportamento das estacas, foram simulados os ensaios com carregamentos exclusivamente axiais de T1 e com carregamentos axiais e transversais simultâneos de T3.

Pela particularidade de simetria de cada problema, foi adotado um modelo bidimensional e axissimétrico para o ensaio de T1 (Figura 4.50a) e um modelo tridimensional e simétrico em relação ao plano que contém o eixo da estaca e a linha de ação da carga transversal para o ensaio de T3 (Figura 4.50b).

Cabe destacar que, como a metodologia dos ensaios em T1 e T3 foi com carregamento lento, as simulações foram realizadas como drenadas com o nível freático posicionado a 4 m de profundidade.

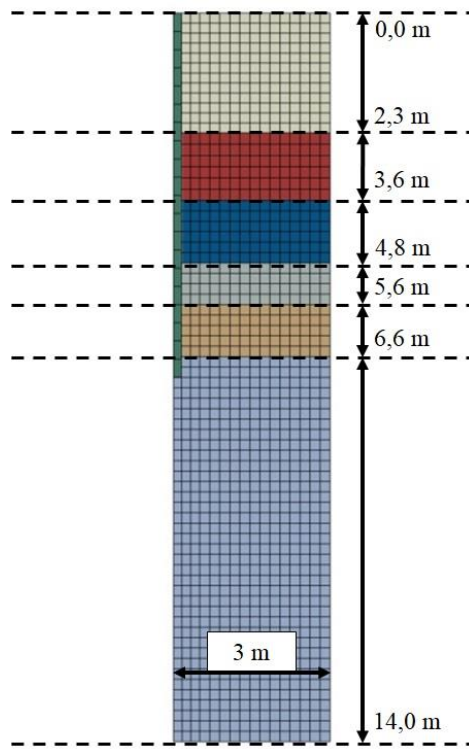
A Figura 4.51 mostra o resultado da curva carga-recalque da referida prova de carga e sua respectiva simulação numérica pelo MEF. Ficou evidente que o comportamento previsto não se ajustou bem aos dados experimentais de T1.

Apesar de apresentar um valor próximo de deslocamento na carga de ruptura, a rigidez de T1 se mostrou muito superior ao MEF no início do ensaio. Somente em patamares de carga próximos da ruptura, a curva experimental tendeu a convergir para a simulação numérica.

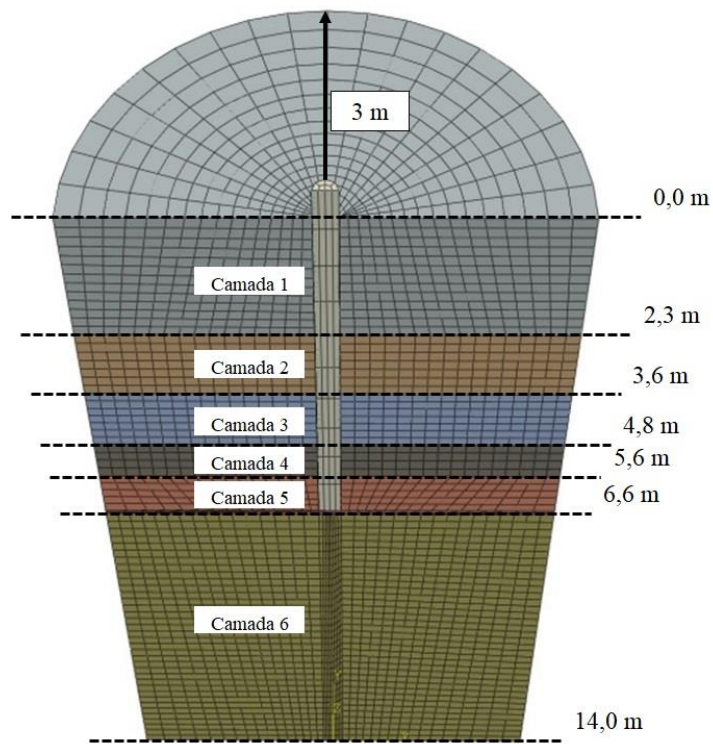
A simulação pelo MEF apresentou deslocamentos reversíveis maiores nos estágios de descarregamento. A histerese observada na curva carga-recalque da simulação numérica está relacionada principalmente com a formulação do modelo de dano plástico do concreto.

Além disso, praticamente não houve diferença nos deslocamentos previstos entre a primeira e a segunda etapa de aplicação da carga de ruptura, comprovando, possivelmente, a principal limitação de não utilizar um modelo constitutivo para o solo capaz de avaliar os efeitos dos carregamentos cíclicos.

Como o ensaio simulado foi axial de compressão na estaca, as cargas mobilizadas no concreto não foram suficientes para causar alteração relevante na sua rigidez pelo modelo de dano plástico.



(a) T1.



(b) T3.

Figura 4.50 Modelos numéricos para simulação dos ensaios de prova de carga.

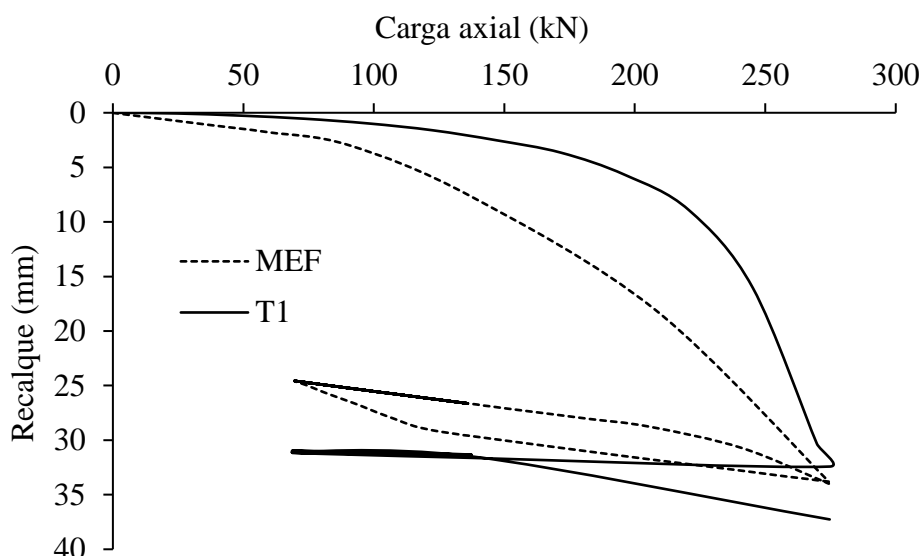


Figura 4.51 Curva carga-recalque medida e simulada para o ensaio em T1.

Com relação aos ciclos, a Figura 4.52 revela que a combinação dos modelos de dano plástico e Mohr-Coulomb não conseguiu prever a redução da rigidez secante cíclica que ocorreu no ensaio de T1. Ademais, a redução do atrito lateral unitário que ocorreu em T1 após os ciclos também não foi observada na simulação numérica, como mostra a Figura 4.53 para a etapa de descarregamento do último ciclo. Entretanto, nesse caso, acredita-se que essa incapacidade esteja mais relacionada com o tipo de interação adotada para o contato entre o solo e o fuste de T1 do que com seus modelos constitutivos. Na análise, foi utilizado um contato simples com comportamento tangencial governado pelo atrito de Coulomb, o qual utiliza apenas um coeficiente de atrito para a interface concreto-solo que não varia durante a aplicação dos ciclos. Desse modo, seria necessário o uso de um modelo mais avançado para representar o comportamento da interface solo-estaca sob condições de cargas axiais cíclicas.

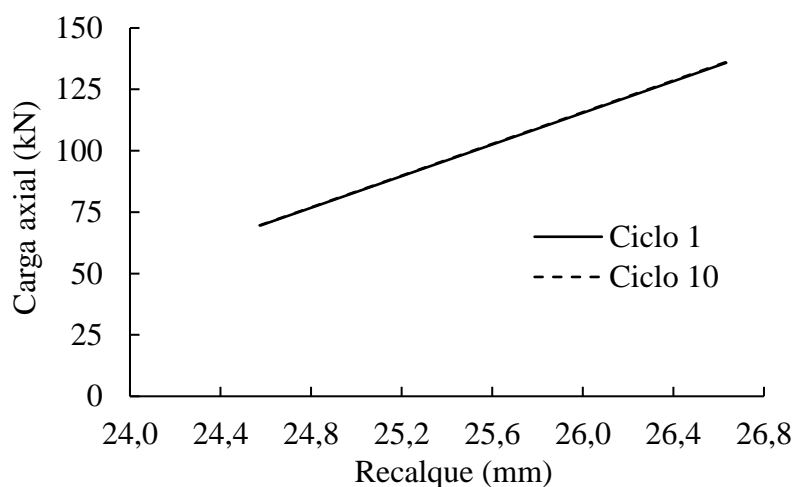


Figura 4.52 Comportamento previsto da rigidez secante cíclica de T1.

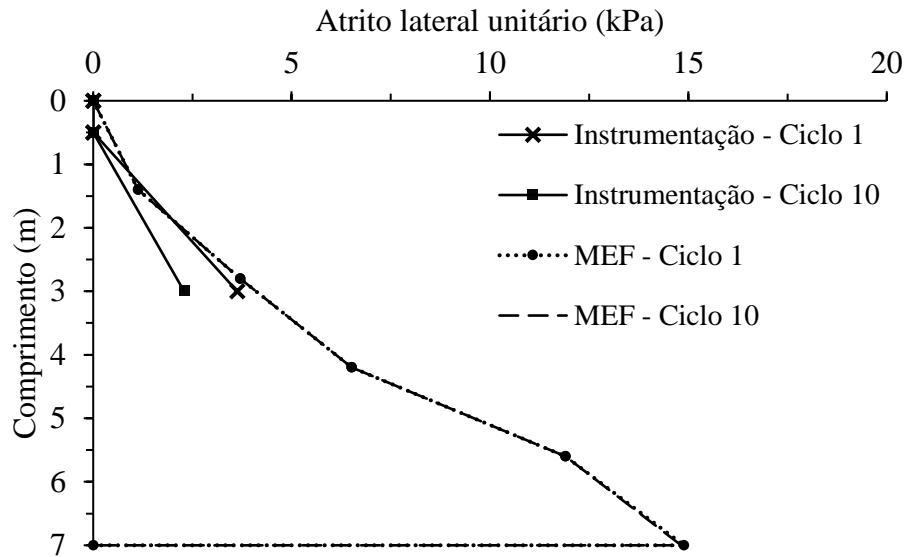


Figura 4.53 Atrito lateral medido e previsto durante primeiro e último ciclo em T1.

A Figura 4.54 e a Figura 4.55 exibem o comportamento carga-deslocamento do ensaio em T3 e sua simulação numérica pelo MEF, respectivamente, para carregamentos axial e transversal. Para a carga axial de compressão, foram observadas algumas das mesmas limitações constatadas anteriormente na simulação numérica de T1, como uma curva experimental inicialmente mais rígida que converge para a simulação em patamares de carga próximos da ruptura, e um deslocamento reversível previsto maior na fase de descarregamento.

Com relação à simulação dos ciclos de carga transversal, os resultados mostraram que a combinação dos modelos de dano plástico e Mohr-Coulomb não foi suficiente para avaliar o acúmulo de deslocamentos que ocorreu em T3 ao longo dos ciclos. As previsões se aproximaram dos dados experimentais apenas no primeiro ciclo. Porém, gradativamente, a curva real se afasta da simulação pelo MEF.

Diferentemente de T1, o ensaio cíclico simulado em T3 envolveu cargas transversais que mobilizaram a resistência à flexão da estaca e, ao que parece, foram suficientes para causar alteração na sua rigidez pelo modelo de dano plástico do concreto.

Contudo, esse aumento na rigidez ocorreu apenas no primeiro ciclo, tendeu a se estabilizar entre o segundo e o quinto ciclo com pequenas variações e se manteve constante nos ciclos subsequentes, como ilustra a Figura 4.56.

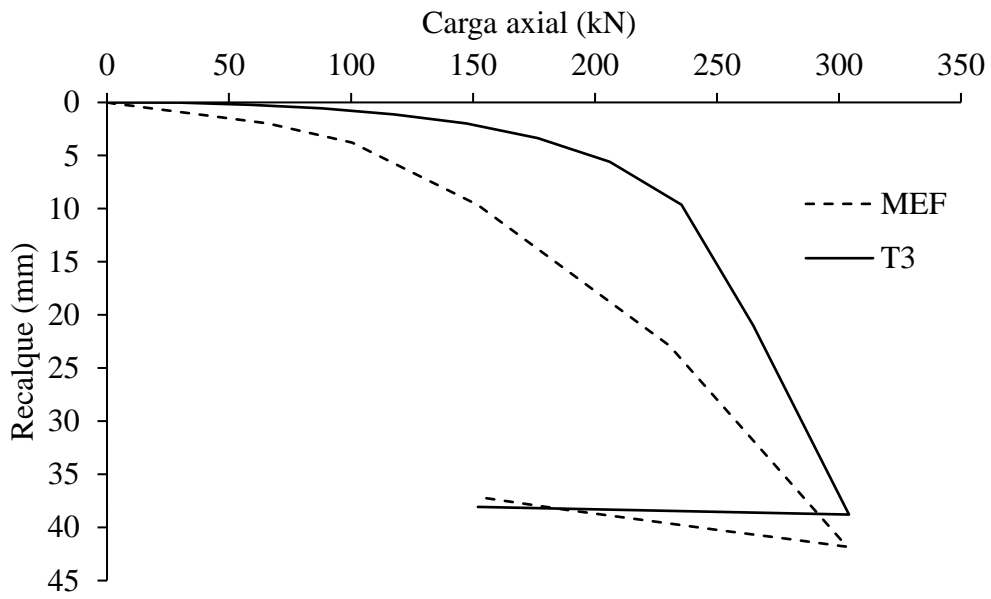
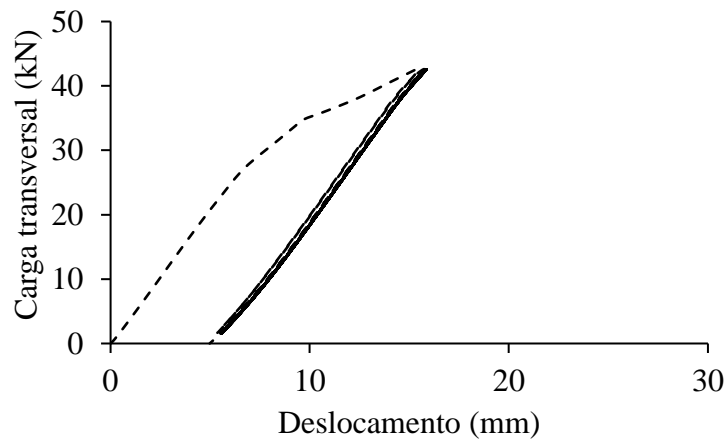
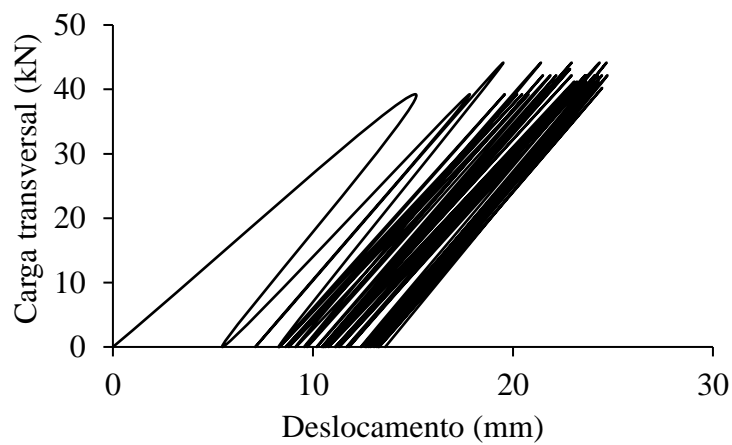


Figura 4.54 Curva carga-recalque medida e simulada para o ensaio em T3.



(a) Simulação.



(b) Ensaio.

Figura 4.55 Curva carga-deslocamento medida e simulada para o ensaio em T3.

É importante ressaltar que a combinação dos modelos de dano plástico e Mohr-Coulomb foi capaz de simular apenas o comportamento do elemento estrutural da fundação durante os ciclos. Acredita-se que a inclusão de um modelo constitutivo para o elemento geotécnico da fundação adequado para problemas cíclicos seja primordial para uma previsão mais acurada.

Para enfatizar essa diferença entre o uso de diferentes modelos constitutivos, foi simulado um ensaio hipotético com dois ciclos de carga de 2,8 kN em uma fundação com configuração igual à do modelo numérico adotado anteriormente na calibração para carregamento horizontal monotônico (vide item 4.2.1).

Foram adotadas três combinações de modelos constitutivos distintas: (i) M-C + Elástico: Mohr-Coulomb para o solo e elástico linear para o concreto; (ii) M-C + CDP: Mohr-Coulomb para o solo e de dano plástico para o concreto; e (iii) SubCam + CDP: SubCam para o solo e de dano plástico para o concreto.

A Figura 4.57 apresenta os deslocamentos para cada combinação de modelos utilizada. Os resultados são apenas qualitativos e não possuem um valor real como referência, mas mostram que a parcela de contribuição do solo no acúmulo de deslocamentos pode ser relevante no comportamento global da fundação.

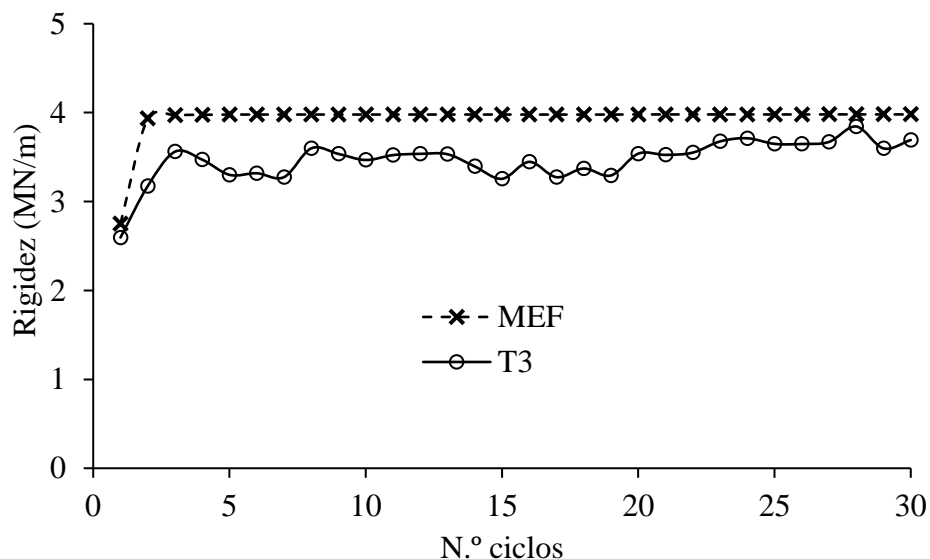


Figura 4.56 Variação da rigidez secante cíclica de T3 medida e simulada.

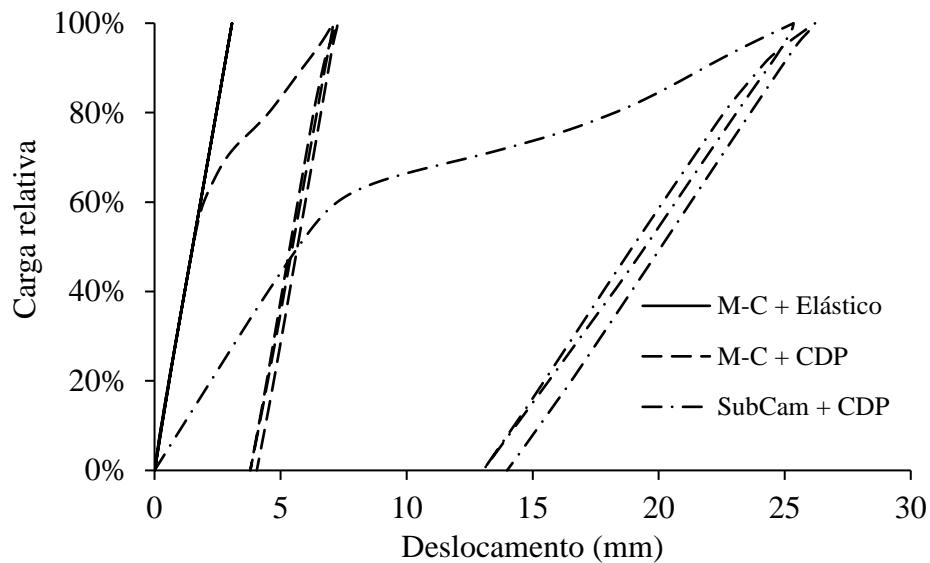


Figura 4.57 Simulação de fundação submetida a carregamento horizontal cíclico utilizando diferentes combinações de modelos constitutivos para concreto e solo.

Pelos resultados expostos por Mendoza e Farias (2020) sobre o SubCam para solos tropicais, acredita-se que o modelo pode ser proveitoso para fornecer previsões mais acuradas dos deslocamentos das estacas sob ciclos de carga transversais por permitir investigar o acúmulo de deformação permanente no solo ocasionado pelos carregamentos cíclicos.

Os parâmetros do SubCam foram calibrados para o campo experimental de Furnas e estão apresentados no Apêndice C junto com os resultados das simulações dos ensaios triaxiais. Essas simulações foram realizadas no *software* Visual Studio 2017 utilizando apenas a relação tensão-deformação do SubCam (Mendoza e Farias, 2020) e estabelecendo as condições de contorno dos ensaios.

No entanto, o modelo implementado no Abaqus ainda não forneceu resultados consistentes para problemas mais complexos e, por isso, não foi utilizado nas análises desta tese. Vale mencionar que o SubCam foi implementado por Silva et al. (2024) no *software* Plaxis e pode ser usado na sua interface de MEF.

Todavia, acredita-se que a combinação dos modelos de dano plástico para o concreto e Mohr-Coulomb para o solo pode ser útil para investigar o comportamento cíclico das fundações dos protótipos eólicos desde que seja realizada para poucos ciclos e com nível de carga elevado, isto é, próximo da ruptura.

4.3 MODELAGEM NUMÉRICA DO EOL-10

Apesar de o protótipo EOL-10 já estar implantado e com sua fundação definida, seu comportamento foi avaliado para condições que envolvem as verificações de (i) ELU com cargas externas resultantes de eventuais tempestades, (ii) ELS em cenários de carregamentos comuns de operação, (iii) ELF causada pelos carregamentos cíclicos e (iv) ocorrência do fenômeno de ressonância.

O modelo numérico do EOL-10 consistiu, basicamente, na torre de aço, no terreno, no radier estaqueado de concreto e na sua armadura (Figura 4.58) cujas dimensões seguiram os detalhes de projeto descritos anteriormente. Em todas as análises do EOL-10, foi empregado um terreno cilíndrico com diâmetro e altura iguais a 6 m.

As propriedades elásticas e os pesos específicos adotados para aço e concreto se encontram na Tabela 4.7. Os parâmetros do modelo de dano plástico para o concreto são os mesmos utilizados nas simulações numéricas dos ensaios de prova de carga (vide Tabela 4.5). Com exceção apenas da análise de ocorrência de ressonância, os parâmetros das camadas de solo utilizados para a verificação dos Estados Limites Último, de Serviço e de Fadiga do EOL-10 estão resumidos na (Tabela 4.8).

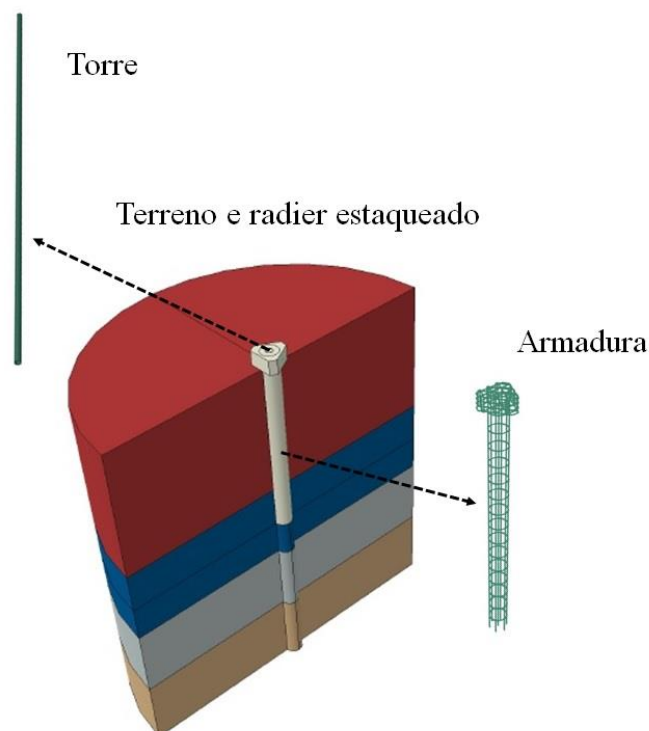


Figura 4.58 Partes que compõem o modelo numérico do EOL-10.

Tabela 4.7 Propriedades elásticas e pesos específicos de concreto e aço do modelo numérico do EOL-10.

Material	E (MPa)	ν	γ (kN/m ³)
Concreto	20000	0,2	22
Aço	210000	0,3	78,5

Tabela 4.8 Parâmetros mecânicos do solo para verificação dos Estados Limites Último, de Serviço e de Fadiga do EOL-10.

Profundidade (m)	E (MPa)	ν	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	γ_n (kN/m ³)
0,0 - 2,3	12	0,3	40	24	6	17,70
2,3 - 3,6	18	0,3	52	28	7	17,90
3,6 - 4,8	16	0,3	32	29	7	17,70
4,8 - 6,0	18	0,3	39	28	7	18,10

4.3.1 Estado Limite Último

Na verificação do ELU, foi assumido um modelo numérico tridimensional sem a torre e inserindo os esforços correspondentes no topo do radier. As cargas externas resultaram de tempestades com velocidade de vento de 35 m/s, cujo valor foi extraído da NBR 6123 para o campo experimental de Furnas e que consiste em uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos e situada a 10 m sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano (ABNT, 2023), o que equivaleria a um carregamento distribuído em metade da área lateral da torre que foi admitido variando linearmente de zero na sua base até 553,6 N/m² no seu topo além de uma força horizontal de 600 N concentrada no rotor (Alva et al., 2019). A Tabela 4.9 resume as cargas definidas para a análise do ELU do EOL-10.

Tabela 4.9 Solicitações equivalentes do ELU transferidas da torre para a fundação do EOL-10.

Solicitação	Magnitude	Unidade
Axial	1070	N
Transversal	5600	N
Momento fletor	39334	N.m

As informações sobre a malha estão retratadas na Tabela 4.10. Para a armadura, foram empregados elementos de treliça (*truss*) lineares, tridimensionais de dois nós (T3D2). Os

elementos de treliça não possuem resistência à flexão e, de acordo com Dassault Systèmes (2014b), podem transmitir apenas cargas de tração e compressão. Por isso, podem ser utilizados para representar reforços dentro de outros elementos, como a armadura em estruturas de concreto. Cabe salientar que as informações sobre nível d'água fornecidas pelas duas sondagens SPT e as particularidades do problema analisado podem justificar a não inclusão de elementos específicos para medição de poropressão no terreno.

Tabela 4.10 Detalhes sobre a malha do modelo numérico do EOL-10.

Parte	Elemento	Número	Nós
Radier	C3D8R	5239	6202
Estaca	C3D8R	3763	4608
Armadura	T3D2	860	867
Terreno	C3D8	13290	14586

Todas as partes que não se permitiu interação foram consideradas fixas (*tie*) umas nas outras. Por outro lado, onde se contemplou interação, foram adotados contatos com comportamento tangencial e normal governados, respectivamente, pelos modelos de atrito isotrópico de Coulomb e de contato “rígido” (“*Hard*” *Contact*). Para o atrito de Coulomb, apesar de diversos estudos indicarem uma grande variedade de valores para o ângulo de atrito mobilizado na interface concreto-solo (Potyondy, 1961; Chen et al., 2015; Ilori et al., 2017; Nardelli et al., 2018; Konkol e Mikina, 2021), foi selecionado um coeficiente único para todas as camadas igual a 0,3, o qual corresponde a dois terços (2/3) do ângulo de atrito efetivo do solo. A formulação de contato “rígido” está definida em Dassault Systèmes (2014b) e pode ser útil para impedir o surgimento de esforços de tração na interface estaca-solo, permitindo, assim, a formação de aberturas (*gaps*) entre a estaca e o terreno no lado onde há perda de contato (Haiderali et al., 2015). No caso específico do aço da fundação, admitiu-se a armadura embutida (*embedded*) no radier estaqueado.

Como resultado das simulações numéricas, o recalque do EOL-10 foi irrisório e próximo de 0,10 mm quando avaliado o peso próprio de toda a sua estrutura. Adicionalmente, o deslocamento horizontal no topo do radier causado pelo carregamento extremo foi de 17 mm e corresponde a uma rotação de quase 1 °. Considerando apenas essa rotação do radier, o topo da torre do EOL-10 apresentaria um deslocamento próximo de 18 cm.

As previsões evidenciaram que o comportamento da fundação do EOL-10 apresentou algumas características típicas de um radier estaqueado submetido a carregamento horizontal, como a formação de uma abertura entre o fuste da estaca e a face ativa do terreno com a rotação do radier que ocasionou um aumento de contato com o solo da parte frontal (*Lateral +*) e uma perda de contato com o solo do lado oposto (*Lateral -*). Esse mesmo comportamento foi observado nas análises numéricas de González (2014) e está ilustrado na Figura 4.59, que exhibe, ao longo da profundidade (z), a força de reação do solo (p), cujo valor é obtido pelo produto entre a tensão horizontal na direção do carregamento e o diâmetro da estaca. De uma forma aproximada, pode-se afirmar que a resistência lateral do sistema solo-estaca adveio somente do primeiro metro com o surgimento de uma rótula plástica típica de estacas longas e flexíveis. Evidentemente que houve, também, uma parcela de contribuição do radier nessa resistência.

No solo, as maiores deformações plásticas ocorreram na sua face passiva em zonas localizadas a cerca de 45° em relação à incidência dos ventos que podem ser visualizadas na Figura 4.60 com o detalhe da relação entre a tensão de von Mises (σ_q) e a deformação plástica (ε^p) de um elemento do terreno localizado nessa região. Com a aplicação das cargas resultantes de tempestades, a deformação plástica desse elemento foi de 0,06 quando submetido a uma tensão de 15 kPa.

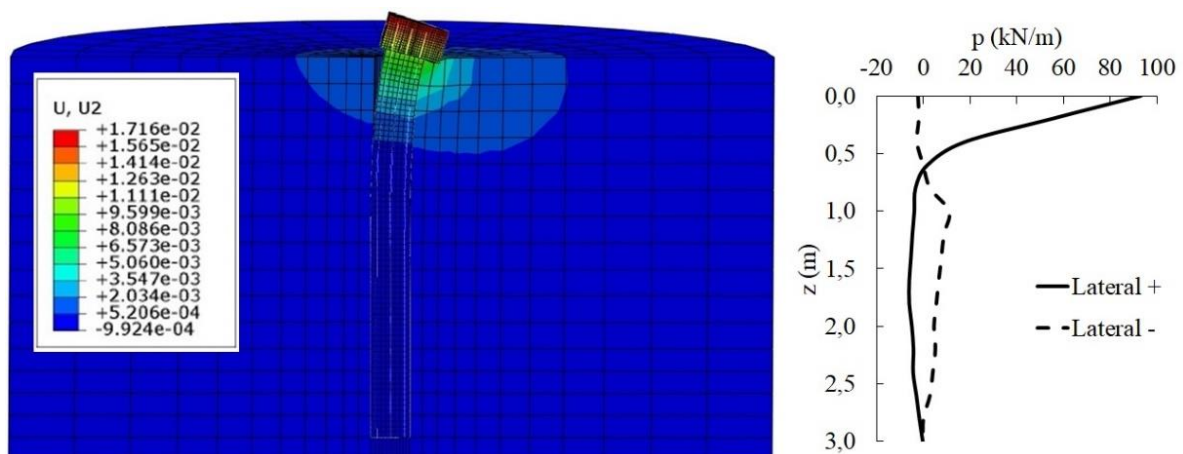


Figura 4.59 Comportamento da fundação do EOL-10 submetida a carregamento horizontal extremo ampliado em 10 vezes.

Na Figura 4.61, apresenta-se o deslocamento horizontal da estaca (U) ao longo do seu comprimento (L) para os modelos elástico linear e de dano plástico do concreto. Esses deslocamentos foram medidos em cada nó da malha que discretiza a parte frontal da estaca. Constatou-se que, além das discrepâncias entre os deslocamentos, a rótula plástica foi formada

a 1,20 m ($4,0 \times D_{estaca}$) e a 0,75 m ($2,5 \times D_{estaca}$), nessa ordem, para o concreto elástico linear e com dano plástico, confirmando a importância de utilizar o modelo de dano plástico para o concreto da fundação do EOL-10.

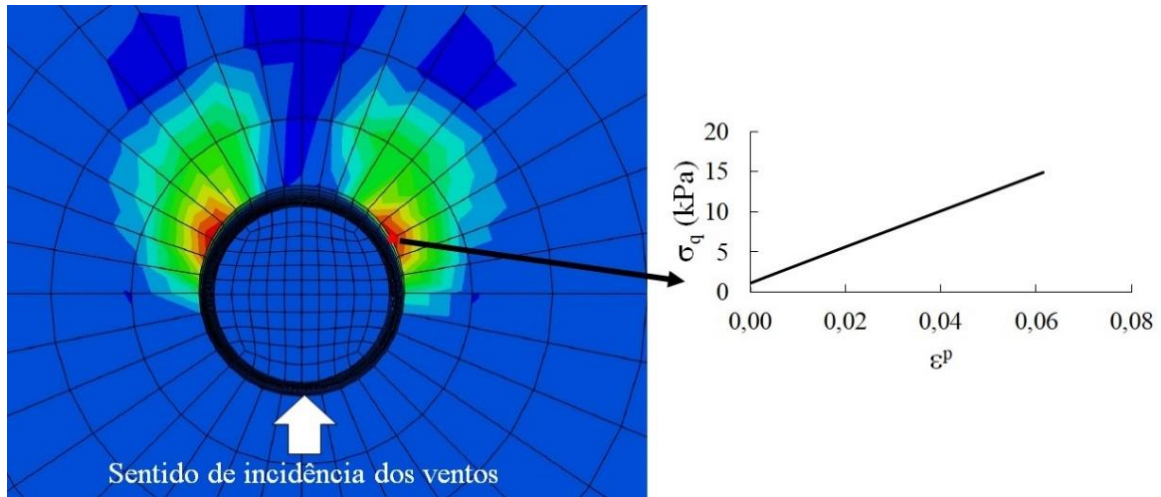


Figura 4.60 Áreas de plastificação no terreno do modelo numérico do EOL-10 em planta.

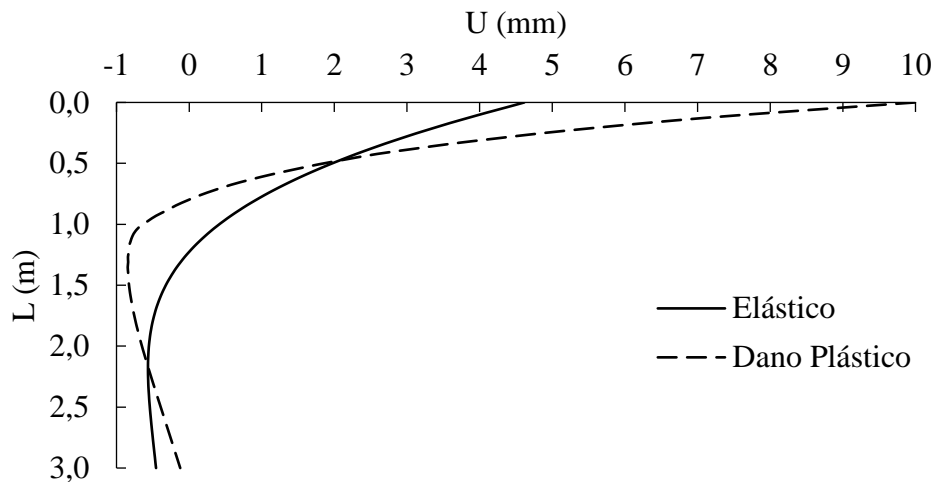


Figura 4.61 Deformada da estaca com e sem modelo de dano plástico do concreto.

4.3.2 Estado Limite de Serviço

O ELS do EOL-10 foi analisado com base nas medições de momento fornecidas pelas células de carga instaladas no topo da sua fundação. Nesse caso, optou-se por avaliar os deslocamentos da fundação do EOL-10 para três cenários: (i) carga extrema característica cujo valor correspondeu ao maior momento registrado pela instrumentação; (ii) nível de carga cuja frequência correspondeu a aproximadamente 0,01% do total de registros da instrumentação; e (iii) nível de carga cuja frequência correspondeu a aproximadamente 1% do total de registros da instrumentação.

A Tabela 4.11 apresenta os momentos relativos a cada cenário analisado. Apesar da pequena magnitude, os momentos de tombamento registrados na base do EOL-10 parecem compatíveis com as cargas resultantes dos ventos do campo experimental de Furnas, cujas velocidades, segundo Aeroálcool (2018b), são baixas e podem variar entre 6,0 e 7,5 m/s.

Tabela 4.11 Detalhes dos cenários de carga para ELS do EOL-10.

Cenário	Momento (N.m)
1%	285
0,01%	1080
Carga extrema	1490

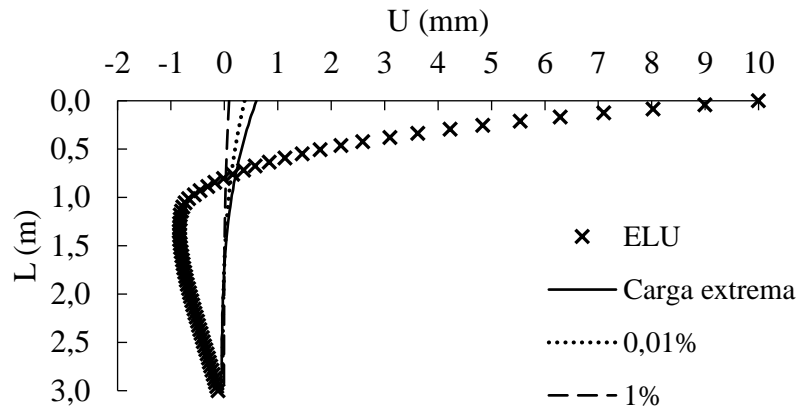
A Figura 4.62 ilustra os deslocamentos ao longo de sua estaca e a força de reação do solo, confrontando esses valores com os do ELU. Como esperado, os resultados evidenciaram deslocamentos muito pequenos na fundação do EOL-10 para os três níveis de carga avaliados com baixa mobilização do solo adjacente e sem surgimento da rótula plástica.

No solo, durante a aplicação da carga extrema de 1490 N.m, as tensões mobilizadas representaram apenas 7% do que foi observado no ELU. Além disso, não foram verificadas deformações plásticas na região do terreno onde ocorreram os maiores deslocamentos.

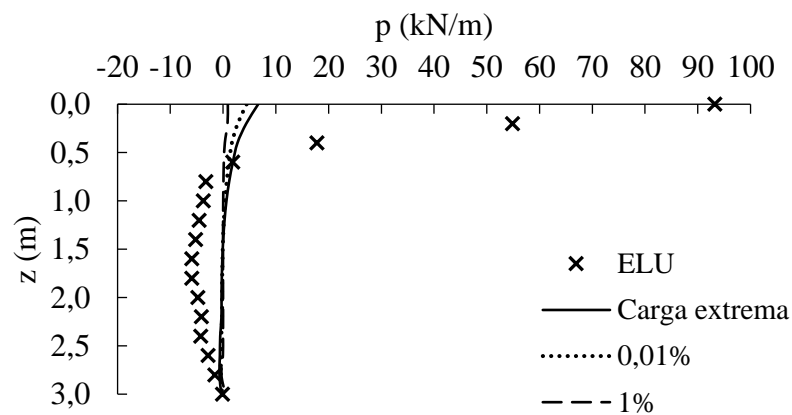
A Tabela 4.12 exhibe os deslocamentos no topo do radier e da torre do EOL-10 além da inclinação causada pelos momentos em cada cenário de carga. No topo do radier, os deslocamentos previstos foram inferiores a 1 mm, todos praticamente reversíveis.

Diante disso e atentando para o valor limite de $0,5^\circ$ de inclinação normalmente adotado em projetos de aerogeradores (Achmus et al. 2009; Kuo et al., 2012; Lombardi et al., 2013), pode-se afirmar que o EOL-10 atendeu a esse critério do ELS.

Entretanto, é importante mencionar que essa verificação foi realizada para apenas um único ciclo de carregamento e descarregamento. Em condições normais de operação, o EOL-10 deve ser submetido a vários ciclos com essa magnitude de carga, condição que pode levar ao acúmulo de deformação de sua fundação e conseqüente comprometimento de sua operação. Contudo, com as ferramentas numéricas disponíveis no atual momento, ainda não é possível avaliar esse cenário.



(a) Deformada da estaca.



(b) Força de reação do solo.

Figura 4.62 Comportamento da fundação do EOL-10 para os cenários de carga do ELS.

Tabela 4.12 Deslocamentos no topo do radier e da torre do EOL-10 para ELS.

Cenário	Deslocamento Radier (mm)	Inclinação Radier (°)	Deslocamento Torre (mm)
1%	0,11	0,01	1,20
0,01%	0,48	0,03	5,10
Carga extrema	0,76	0,04	8,00

4.3.3 Estado Limite de Fadiga

Para o ELF do EOL-10, optou-se por investigar o efeito do sentido dos ciclos de carga na deformação da sua fundação. Para isso, foram considerados três condições: (i) ciclos unidirecionais simétricos, isto é, razão entre cargas mínima ($Q_{\min.}$) e máxima ($Q_{\max.}$) igual a 0; (ii) ciclos bidirecionais simétricos com razão entre cargas de -1; e (iii) ciclos bidirecionais assimétricos com razão entre cargas igual a -0,6.

Em todos os cenários, foram aplicados dois ciclos e as magnitudes das cargas máximas aplicadas corresponderam à metade dos valores impostos na verificação do ELU, ou seja, poucos ciclos e nível de carga elevado para oportunizar o uso da combinação dos modelos de dano plástico e Mohr-Coulomb. A Tabela 4.13 sintetiza os valores máximos e mínimos de força horizontal e momento.

Tabela 4.13 Detalhes dos cenários de carga para ELF do EOL-10.

Sentido	$\frac{Q_{\text{mín.}}}{Q_{\text{máx.}}}$	Força (N)		Momento (N.m)	
		Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Unidirecional	0,0	0	2800	0	19667
Bidirecional	-1,0	-2800	2800	-19667	19667
Bidirecional	-0,6	-1680	2800	-11800	19667

A Figura 4.63, a Figura 4.64 e a Figura 4.65 exibem as curvas carga-deslocamento para cada tipo de carregamento cíclico analisado. Elas destacam o comportamento de um ponto situado no topo do radier após a aplicação dos ciclos com seus respectivos acúmulos de deslocamentos.

Observou-se que, entre os três cenários investigados para o ELF do EOL-10, o carregamento cíclico unidirecional (Figura 4.63) foi o que mostrou maior acúmulo de deslocamento, pouco mais de 4 mm, enquanto o carregamento cíclico bidirecional simétrico (Figura 4.64) causou um acúmulo de menos de 1 mm.

Ademais, mesmo sendo considerado o cenário mais desfavorável, não ficou constatado qualquer indício de ruptura da fundação do EOL-10 para carregamento cíclico unidirecional. Nesse caso, além de um deslocamento irreversível bem inferior, observou-se um aumento na rigidez secante cíclica da fundação no segundo ciclo com relação ao primeiro.

Cabe destacar que esse aumento na rigidez foi exclusivo do elemento estrutural da fundação, visto que a formulação do modelo constitutivo utilizado para o elemento geotécnico é incapaz de avaliar os efeitos dos carregamentos cíclicos no solo.

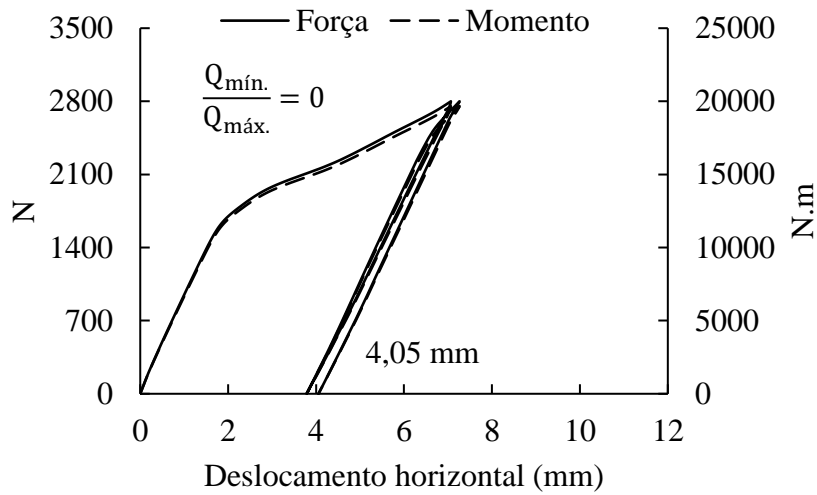


Figura 4.63 Curva carga-deslocamento para carregamento cíclico unidirecional simétrico.

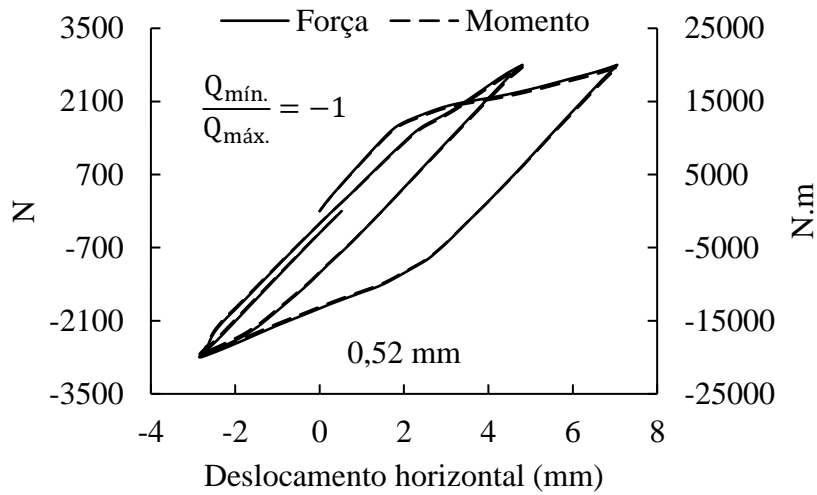


Figura 4.64 Curva carga-deslocamento para carregamento cíclico bidirecional simétrico.

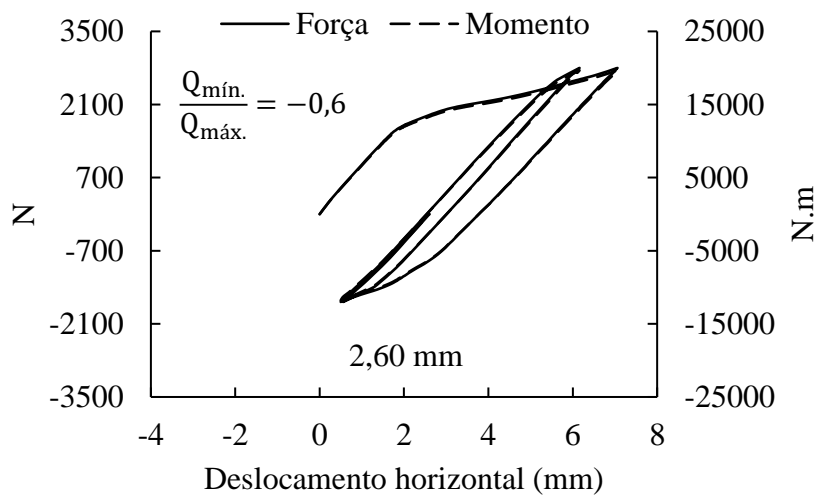


Figura 4.65 Curva carga-deslocamento para carregamento cíclico bidirecional assimétrico.

Finalmente, uma rotação acumulada de $0,22^\circ$ no radier (Figura 4.66) ao fim do segundo ciclo de carga unidirecional seria responsável por um deslocamento de quase 43 mm no topo da torre do EOL-10. Ainda assim, esse valor previsto seria inferior ao limite aceitável de $0,5^\circ$ de inclinação (Achmus et al. 2009; Kuo et al., 2012; Lombardi et al., 2013).

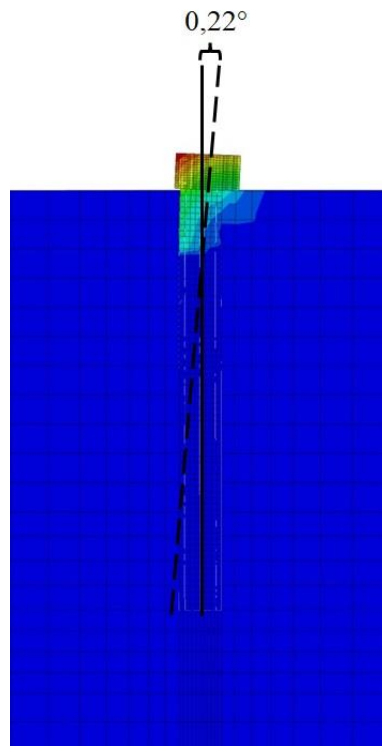


Figura 4.66 Rotação acumulada no topo do radier do EOL-10 após o segundo ciclo de carga unidirecional do ELF.

4.3.4 Ressonância

Para o estudo da ocorrência de ressonância do EOL-10, adotou-se o mesmo modelo numérico tridimensional das análises anteriores com a inclusão da torre de aço no centro do radier junto com uma massa de 40 kg equivalente ao conjunto rotor-nacele no seu topo. O conjunto rotor-nacele e o topo da torre bem como a torre e o radier estaqueado foram, cinematicamente, acoplados em todos os graus de liberdade (Osthoﬀ e Grabe, 2015).

Sobre a escolha dos parâmetros geotécnicos do modelo numérico, como não foi realizado ensaio apropriado para obtenção de parâmetros do solo sob pequenas deformações no campo experimental de Furnas, foram avaliadas três correlações: (i) Ohsaki e Iwasaki (1973) a qual utiliza o N_{SPT} para determinar o módulo de cisalhamento máximo (G_0) e é válida para diversos tipos de solos (Equação 4.1); (ii) Hardin e Black (1969) e (iii) Biarez e Hicher (1994)

que adotam o índice de vazios (e), a tensão efetiva média (p') e a pressão atmosférica (p_{ref}) como dados de entrada.

A Equação 4.2 de Biarez e Hicher (1994) permite a obtenção do módulo de Young para pequenas deformações (E_0) e foi proposta para todos os tipos de solo com limite de liquidez menor que 50%. Por outro lado, a Equação 4.3 de Hardin e Black (1969) foi criada para calcular o G_0 de solos argilosos indeformados e areias britadas.

Nesse contexto, pelo fato de os índices de vazios terem sido obtidos diretamente em amostras indeformadas do campo experimental de Furnas e os valores dos seus limites de liquidez se mostrarem maiores que 50% para todas as camadas ensaiadas, optou-se por utilizar a Equação 4.3 proposta por Hardin e Black (1969).

Os valores dos índices de vazios usados estão resumidos na Tabela 4.14 junto com as medidas de G_0 obtidas por camada. Logo, assumindo o solo como isotrópico, o E_0 foi calculado pela sua relação com G_0 e coeficiente de Poisson. Nas análises, foi adotada uma camada única com valores médios de E_0 , ν e γ_n (Tabela 4.15).

$$G_0 = 11500 N_{SPT}^{0,8} \quad (4.1)$$

$$E_0 = \frac{140}{e} \sqrt{\frac{p'}{p_{ref}}} \quad (4.2)$$

$$G_0 = 33 \frac{(2,97-e)^2}{1+e} \sqrt{\frac{p'}{p_{ref}}} \quad (4.3)$$

Tabela 4.14 Dados para obtenção de G_0 pela correlação de Hardin e Black (1969).

Profundidade (m)	e	p' (kPa)	p_{ref} (kPa)	G_0 (MPa)
1	*0,98	6,5		17
2	0,98	25,1		33
3	0,78	45,7	100	60
4	0,88	61,1		60
5	0,94	56,5		53
6	**0,94	83,9		64

*Valor adotado igual ao da camada inferior

**Valor adotado igual ao da camada superior

Tabela 4.15 Parâmetros geotécnicos adotados na análise modal do EOL-10.

Profundidade (m)	E_0 (MPa)	ν	γ_n (kN/m ³)
0 a 6	133	0,3	18

Usualmente para estruturas predominantemente verticais, como os aerogeradores, avaliam-se os modos na direção de incidência dos ventos (Matos et al., 2024). Portanto, foram examinados os três primeiros modos de flexão do EOL-10 e suas respectivas frequências, denominadas de $f_{0,1}$, $f_{0,2}$ e $f_{0,3}$ (Figura 4.67). Essas frequências foram determinadas somente com as propriedades elásticas dos materiais e sem interação entre as partes, já que o Abaqus não considera plasticidade nem qualquer formulação para contato em análises desse tipo.

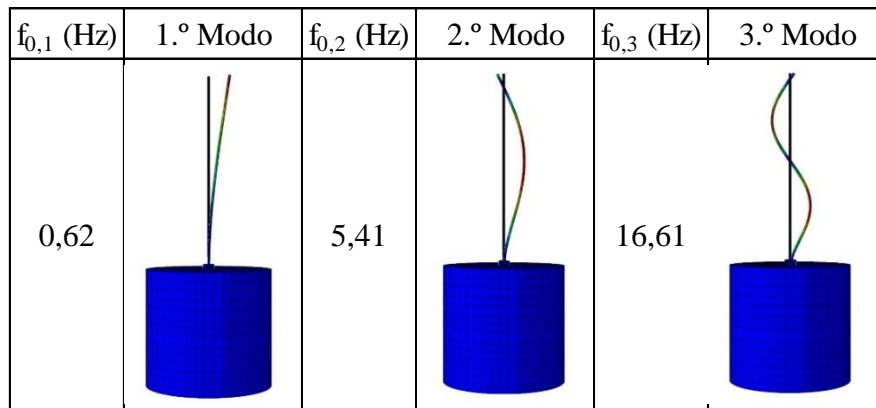


Figura 4.67 Frequências naturais e modos de vibração do modelo numérico do EOL-10.

Para servir de comparação com os resultados da modelagem numérica, foi realizada uma análise modal para determinar a primeira frequência do EOL-10 utilizando uma formulação analítica para uma torre de perfil tubular com diâmetros interno ($d_{int.}$) e externo ($d_{ext.}$) de acordo com as Equações 4.4 a 4.6. Nesse caso, o momento de inércia (I) em torno do eixo para a torre de seção circular foi de $1,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$. Dessa maneira, adotou-se uma simplificação do protótipo (Figura 4.68), isto é, uma viga engastada na sua base com um comprimento (L) igual a 10 m e uma rigidez à flexão equivalente (k_{eq}) à da torre metálica de, aproximadamente, 881 N/m, sem peso e com uma massa (M) de 40 kg concentrada no seu topo. A solução revelou uma frequência natural igual a 0,75 Hz que se mostrou muito próxima da previsão de um modelo numérico no Abaqus com torre de densidade nula ($d \approx 0$), engastada na sua base e com uma massa fixa no seu topo. Porém, o resultado da formulação analítica foi quase 20% maior do que a previsão do

modelo numérico com o solo circundante, corroborando a advertência de DNV (2002) sobre o erro na estimativa da frequência natural ao assumir a torre completamente fixa.

$$I = \frac{\pi}{64} \cdot (d_{ext.}^4 - d_{int.}^4) \quad (4.4)$$

$$k_{eq} = \frac{3.E.I}{L^3} \quad (4.5)$$

$$f_{0,1} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k_{eq}}{M}} \quad (4.6)$$

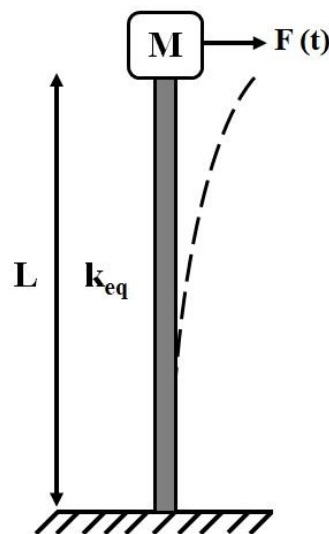


Figura 4.68 Modelo simplificado do EOL-10 para análise modal.

Com o valor das frequências naturais do modelo numérico do EOL-10, buscou-se avaliar se o protótipo poderia estar sujeito à ocorrência de ressonância. Para isso, é necessário o conhecimento das suas frequências de excitação do rotor (f_{1P}) e de passagem das pás (f_{3P}).

Segundo Aeroálcool (2019a), a máxima frequência de rotação do rotor do EOL-10 seria de 2,0 Hz. Por não haver informação sobre a curva de desempenho do seu gerador, adotou-se um limite inferior de 0,3 Hz, que consistiu na menor medida de frequência de rotação do rotor fornecida pelo conjunto de dados de monitoramento do protótipo. Dessa forma, f_{1P} e f_{3P} estão, respectivamente, entre os intervalos de 0,3 a 2,0 Hz e de 0,9 a 6,0 Hz.

A Figura 4.69 apresenta as frequências $f_{0,1}$ e $f_{0,2}$ relativas aos dois primeiros modos de flexão junto com as faixas de f_{1P} e f_{3P} , indicando que o EOL-10 pode estar sujeito aos efeitos da ressonância durante sua operação.

Caso esse requisito para evitar ressonância não seja atendido, DNV (2021) ressalta ainda que ele pode ser omitido se houver contramedidas para evitar seus efeitos adversos, como um sistema de monitoramento de vibração operacional ou dispositivos de amortecimento.

O EOL-10 está instrumentado com sensores distribuídos ao longo da sua torre os quais fornecem medições de aceleração, deslocamento e força em tempo real que podem ser utilizadas para monitorar sua integridade estrutural.

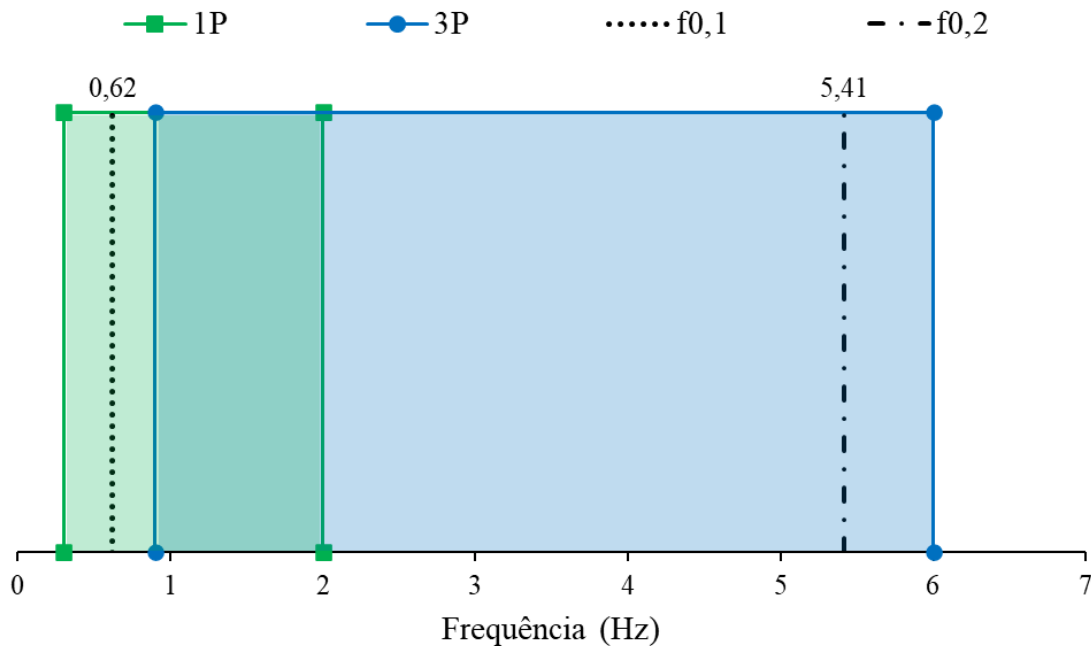
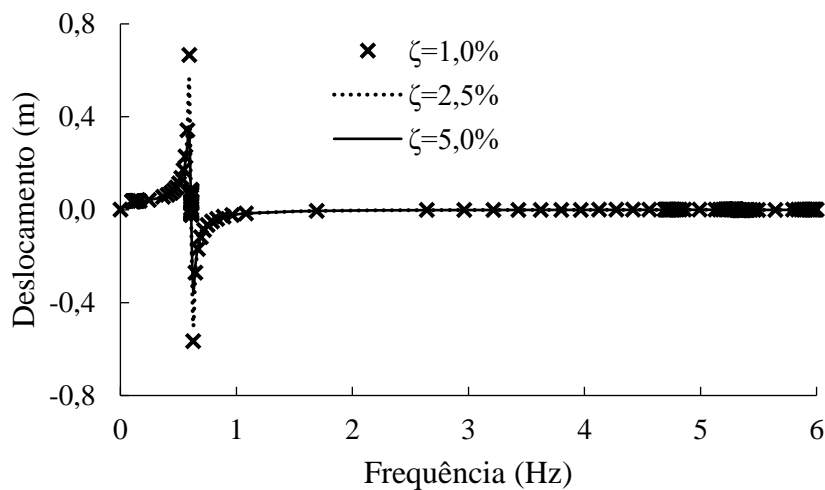


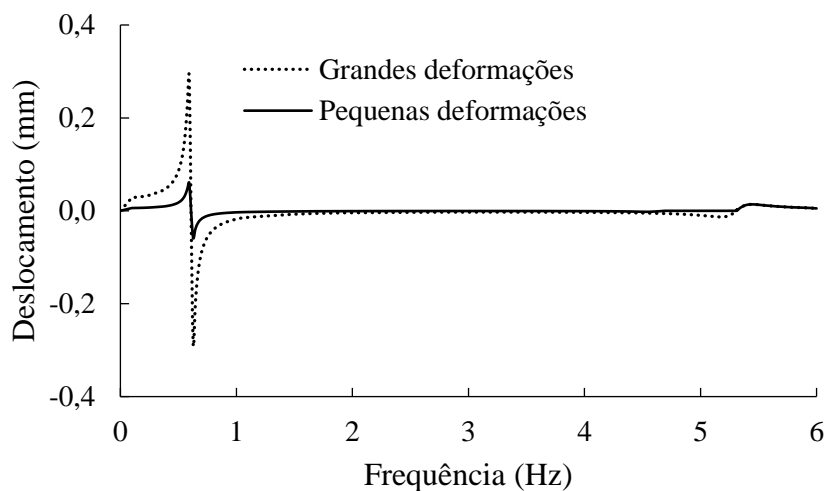
Figura 4.69 Verificação da ocorrência de ressonância para EOL-10.

As amplitudes de vibração de um sistema em ressonância podem atingir valores muito elevados, implicando em deformações e tensões que podem exceder sua capacidade estrutural e, em casos extremos, levando-o à ruptura. Para demonstrar esse efeito, uma análise dinâmica foi realizada no Abaqus considerando as frequências naturais e os modos de vibração do EOL-10. Nessa análise, a carga é aplicada na estrutura em um intervalo de frequências preestabelecidas e a resposta do sistema é determinada para cada frequência. A Figura 4.70a exibe os deslocamentos no topo da torre do EOL-10 caso o protótipo seja submetido a um conjunto de forças com frequências de aplicação próximas de $f_{0,1}$ e $f_{0,2}$. Os deslocamentos foram obtidos para amortecimentos estruturais (ζ) de 1,0%; 2,5%; e 5,0%. As forças foram calculadas de acordo com análises em CFD (*Computational Fluid Dynamics*) realizadas por Aeroálcool (2019a) para velocidades de vento de 10 m/s e consistem em 45 e 26 N atuando, respectivamente, na torre e no rotor.

Admitindo um amortecimento estrutural de 5,0%, as previsões evidenciaram que, caso as rajadas de vento incidam na torre com uma frequência próxima de 0,6 Hz, o deslocamento no seu topo poderia se aproximar de 0,4 m e seria quase dez vezes superior ao deslocamento na condição de carregamento estático (≈ 36 mm). A influência das propriedades elásticas do solo também pode ser observada na Figura 4.70b com os deslocamentos no topo do radier utilizando módulos de Young para pequenas e grandes deformações. Nesse contexto, os módulos para grandes deformações utilizados nessa análise comparativa são os mesmos das verificações de ELU, ELS e ELF do EOL-10 realizadas anteriormente (vide Tabela 4.8). A fundação do modelo que adotou propriedades elásticas para grandes deformações exibiu deslocamentos quase cinco vezes maiores que a do modelo com propriedades para pequenas deformações.



(a) Topo da torre.



(b) Topo do radier.

Figura 4.70 Deslocamentos do EOL-10 com cargas de vento em diferentes frequências de aplicação.

4.4 MODELAGEM NUMÉRICA DO EOL-40

O comportamento da fundação do protótipo EOL-40 foi analisado por meio das verificações para (i) ELU com cargas externas resultantes de eventuais tempestades, (ii) ELS com carregamento comum de operação, (iii) ELF com carregamento cíclico e (iv) ocorrência do fenômeno de ressonância.

Assim sendo, seu modelo numérico correspondeu à torre de aço composta por sete segmentos distintos, ao terreno e ao radier estaqueado de concreto com suas cinco estacas equipadas com sistema *expander body* na ponta e sua armadura (Figura 4.71) cujas dimensões seguiram os detalhes de projeto já especificados anteriormente. Para todas as verificações, foi empregado um terreno cilíndrico com diâmetro de 12 m e altura igual a 18 m.

Os parâmetros dos modelos constitutivos adotados para aço e concreto foram os mesmos utilizados na verificação dos ELU, ELS e ELF do EOL-10 (vide Tabela 4.5 e Tabela 4.7). No que diz respeito às propriedades do solo, elas estão sintetizadas na Tabela 4.16 e foram adotadas para avaliar ELU, ELS e ELF do EOL-40. É importante mencionar que a verificação de ocorrência de ressonância utilizou propriedades elásticas do solo sob pequenas deformações.

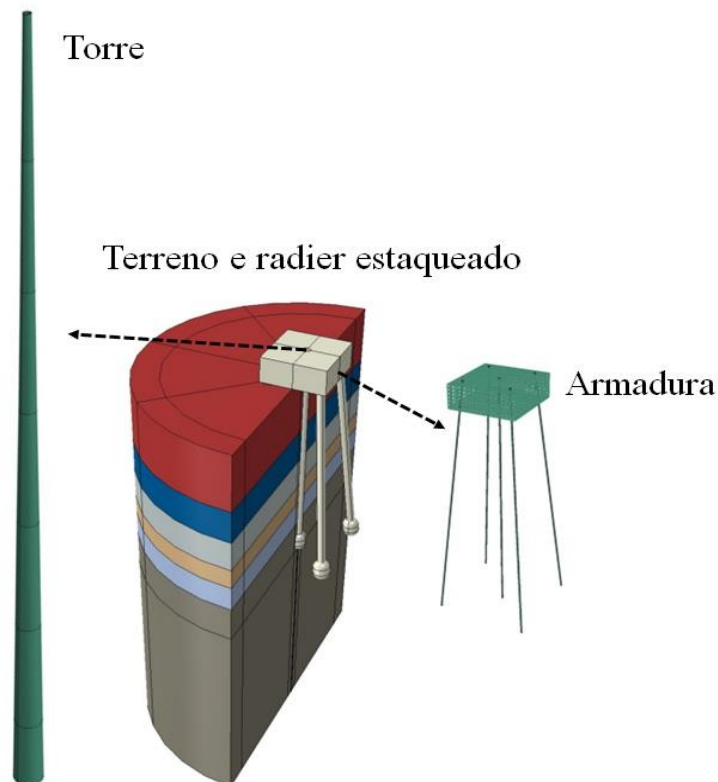


Figura 4.71 Partes que compõem o modelo numérico do EOL-40.

Tabela 4.16 Parâmetros mecânicos do solo para simulação dos Estados Limites Último, de Serviço e de Fadiga do EOL-40.

Profundidade (m)	E (MPa)	ν	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	γ_n (kN/m ³)
0,0 - 2,3	12	0,3	40	24	6	17,70
2,3 - 3,6	18	0,3	52	28	7	17,90
3,6 - 4,8	16	0,3	32	29	7	17,70
4,8 - 5,6	18	0,3	39	28	7	18,10
5,6 - 6,6	29	0,3	35	27	7	18,15
6,6 - 18,0	29	0,3	33	31	8	18,20

4.4.1 Estado Limite Último

Para o ELU, foi assumido um modelo numérico tridimensional do EOL-40 sem a torre e com os esforços correspondentes no topo do radier estaqueado. As cargas foram obtidas para condições de tempestades com velocidade de vento de 39,6 m/s (ABNT, 2023). Nesse cenário, as forças de arrasto resultantes seriam próximas de 25 e 27 kN atuando, respectivamente, no gerador e no meio da torre. O peso total do EOL-40 seria de, aproximadamente, 131 kN. A Tabela 4.17 apresenta um resumo das cargas máximas atuantes no topo da fundação do EOL-40 para a verificação do seu ELU e já contemplam os efeitos aerodinâmicos no gerador e na torre (Aeroálcool, 2019d).

Tabela 4.17 Solicitações equivalentes do ELU transferidas da torre para a fundação do EOL-40.

Solicitação	Magnitude	Unidade
Axial	131	kN
Transversal	78	kN
Momento fletor	2306	kN.m

Os detalhes da malha do modelo do EOL-40 estão retratados na Tabela 4.18. É importante mencionar que a expansão dos sistemas *expander body* e seus possíveis efeitos nas propriedades do solo adjacente não foram considerados nas análises. Portanto, os sistemas *expander body* foram inseridos no modelo numérico já em sua configuração final. As estacas foram consideradas fixas na base do radier e suas armaduras embutidas na fundação. Para a interação entre fundação e terreno, foram utilizados contatos normal do tipo “rígido” e tangencial segundo o modelo de atrito de Coulomb com coeficiente de atrito de 0,3.

Tabela 4.18 Detalhes sobre a malha do modelo numérico do EOL-40.

Parte	Elemento	Número	Nós
Radier	C3D8R	6378	7570
Estaca	C3D8R	52570	63710
Armadura	T3D2	1616	1616
Terreno	C3D8	76241	81241

Por meio das simulações numéricas, o recalque da torre seria próximo de 7,4 mm quando avaliado somente o peso próprio do EOL-40, medida que se mostrou uniforme ao longo do comprimento da sua fundação. Já com relação ao deslocamento horizontal no topo do radier causado pelo carregamento extremo, foi observado um valor de pouco mais de 62 mm, o qual equivale a uma rotação de, aproximadamente, 2 °. Esse deslocamento é extremamente elevado e representa mais de 10% do diâmetro das estacas se for considerado o trecho do fuste onde os sistemas *expander body* estão instalados. A curva carga-deslocamento para o ELU encontra-se ilustrada na Figura 4.72.

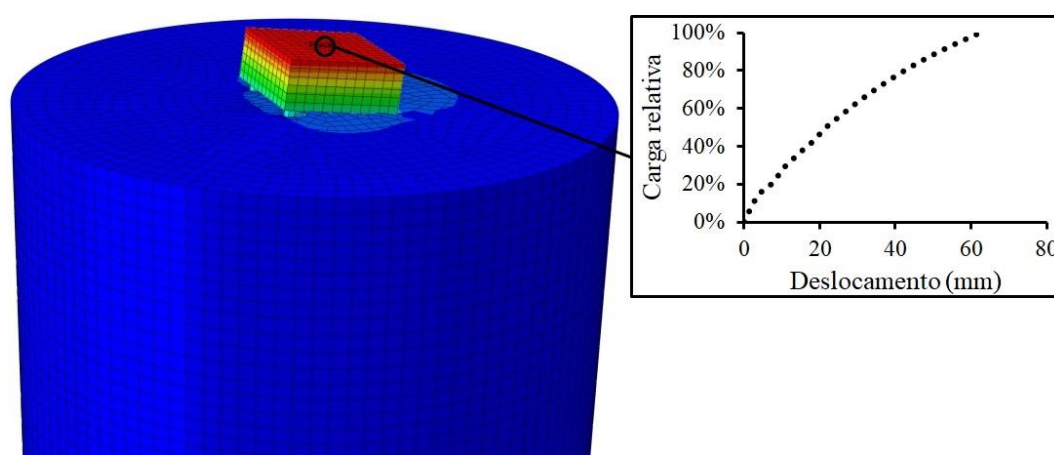


Figura 4.72 Comportamento do radier do EOL-40 submetido a carregamento extremo ampliado em 10 vezes.

No solo, as maiores deformações plásticas ocorreram na face passiva da estaca central do radier no sentido de incidência dos ventos e começaram ser observadas a partir de deslocamentos horizontais superiores a 3 mm, como pode ser visualizado na Figura 4.73 para um elemento do terreno situado nessa região. Apesar do cenário extremo, esse elemento no solo parece apresentar ainda resistência aos deslocamentos impostos. De maneira semelhante ao que ocorreu com o EOL-10, a fundação do EOL-40 apresentou a formação de aberturas entre os

fustes das estacas e a face ativa do terreno com a rotação do radier que ocasionou um aumento de contato com o solo da parte frontal e uma perda de contato com o solo do lado oposto.

Em meio às cinco estacas, a estaca central exibiu os maiores deslocamentos horizontais. Sua deformada pode ser visualizada na Figura 4.74, a qual revela que a rótula plástica foi formada próximo dos 0,85 m de profundidade. Além disso, com a rotação do radier, ficou evidenciado também o surgimento de pares de forças axiais de tração e compressão em estacas diagonalmente opostas, como pode ser visualizado na Figura 4.75. A porcentagem de carga vertical transferida para as cinco estacas foi de 18%. Entre elas, as maiores contribuições foram das duas estacas comprimidas e a menor da estaca central.

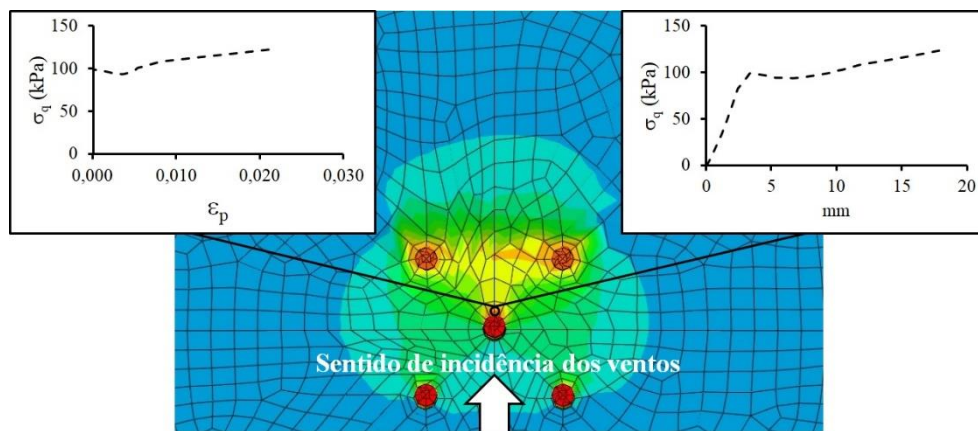


Figura 4.73 Áreas de plastificação no terreno do modelo numérico do EOL-40 em planta.

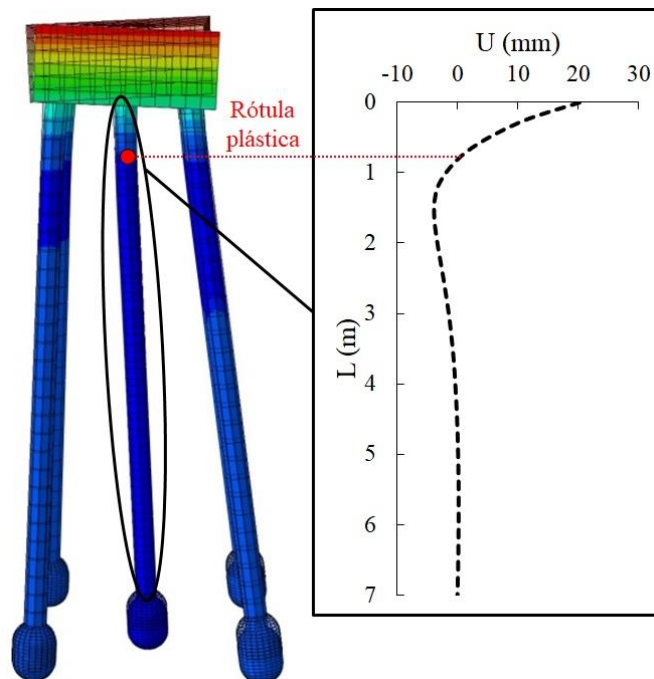


Figura 4.74 Comportamento da estaca central da fundação do EOL-40 após carregamento extremo ampliado em 2 vezes.

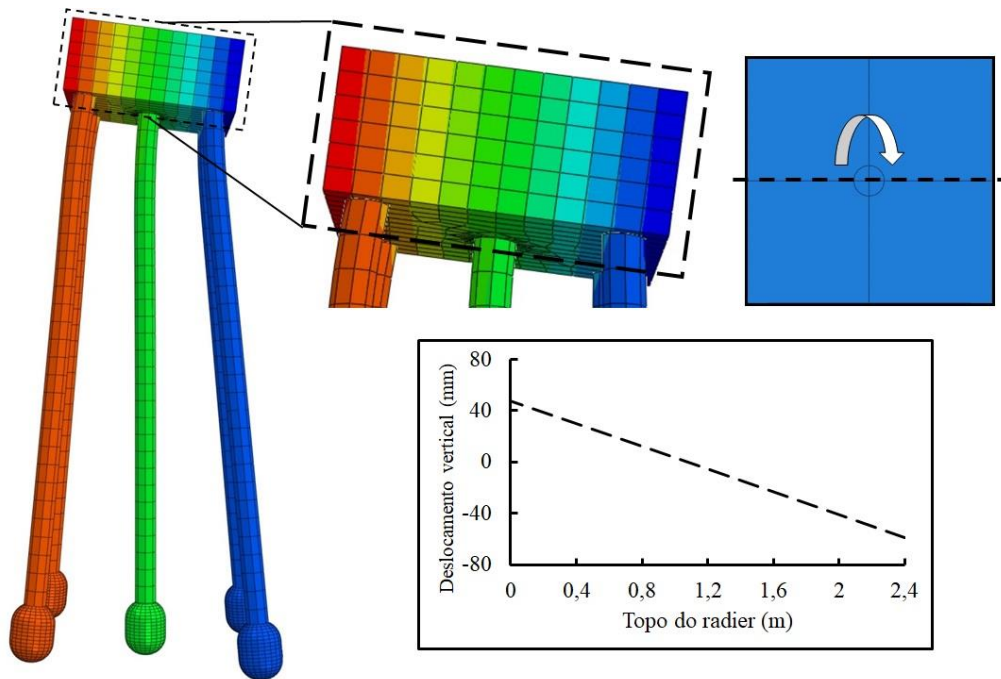


Figura 4.75 Deslocamentos verticais das estacas do EOL-40 após carregamento extremo ampliados em 5 vezes.

4.4.2 Estado Limite de Serviço

Pelo fato de a fundação do EOL-40 não estar instrumentada, a verificação do seu ELS foi realizada para cargas resultantes de ventos esperadas para condições de pleno funcionamento do protótipo, isto é, velocidade constante e igual a 10 m/s. As forças de arrasto resultantes seriam, portanto, de 2200 N na torre e 3000 N no gerador. A Tabela 4.19 sintetiza os carregamentos impostos no topo do radier para a análise do ELS.

Tabela 4.19 Solicitações equivalentes do ELS transferidas da torre para a fundação do EOL-40.

Solicitação	Magnitude	Unidade
Axial	131	kN
Transversal	5	kN
Momento fletor	165	kN.m

Durante a aplicação dos carregamentos, verificou-se um deslocamento horizontal total no topo do radier de 2,55 mm que, após o descarregamento, foi reduzido para 1,20 mm aproximadamente. Esse deslocamento equivale a um acúmulo de quase 0,04 ° de inclinação, medida bem inferior ao valor limite de 0,5 °.

A Figura 4.76 apresenta os deslocamentos ao longo da estaca central para o ELS junto com as previsões obtidas para o ELU. No que diz respeito ao solo, não foram constatadas deformações plásticas na região do terreno onde ocorreram os maiores deslocamentos e, nessa mesma região, as tensões mobilizadas representaram menos de 20% dos valores observados no ELU.

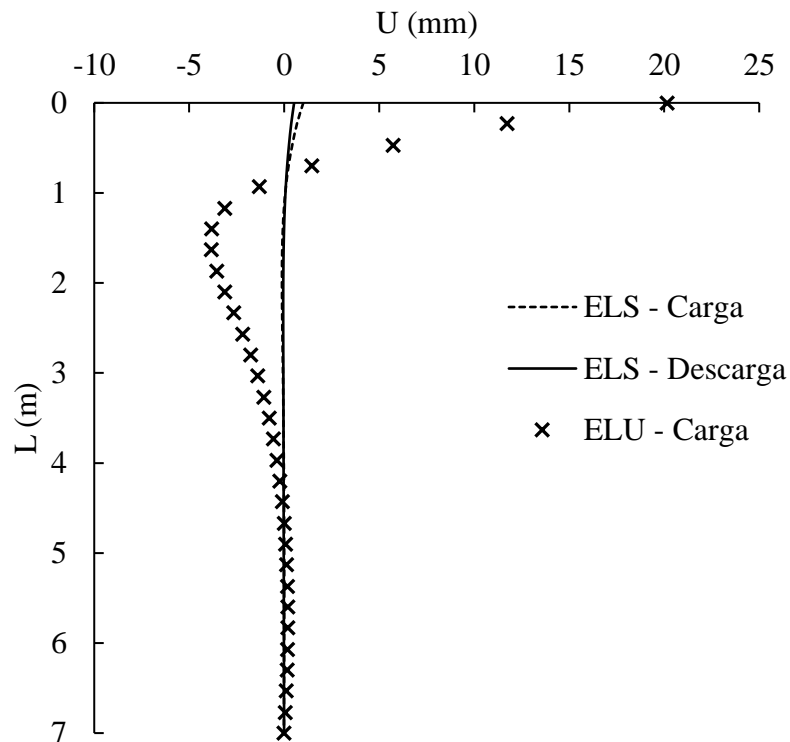


Figura 4.76 Comportamento da estaca central do EOL-40 para ELS e ELU.

A rotação no radier fica mais evidente analisando a Tabela 4.20, que resume as previsões dos recalques obtidas durante e após a aplicação dos carregamentos nos dois eixos horizontais principais. A Figura 4.77 esclarece a localização dos pontos utilizados para extrair essas medidas de recalque.

Após a aplicação das cargas, houve um levantamento de 0,38 mm em um dos pontos extremos do eixo horizontal y e um recalque de 1,38 mm no outro extremo do eixo, totalizando um recalque diferencial entre os dois pontos de quase 1,80 mm. Com relação ao eixo x , não houve variação relevante entre seus pontos extremos.

Tabela 4.20 Valores de recalque obtidos do topo do radier do EOL-40 para ELS.

Eixo	Nó	Carregamento Recalque (mm)	Descarregamento Recalque (mm)
y	+y	-1,48	-0,38
	O	0,48	0,49
	-y	2,44	1,38
x	+x	0,48	0,48
	O	0,48	0,49
	-x	0,48	0,48

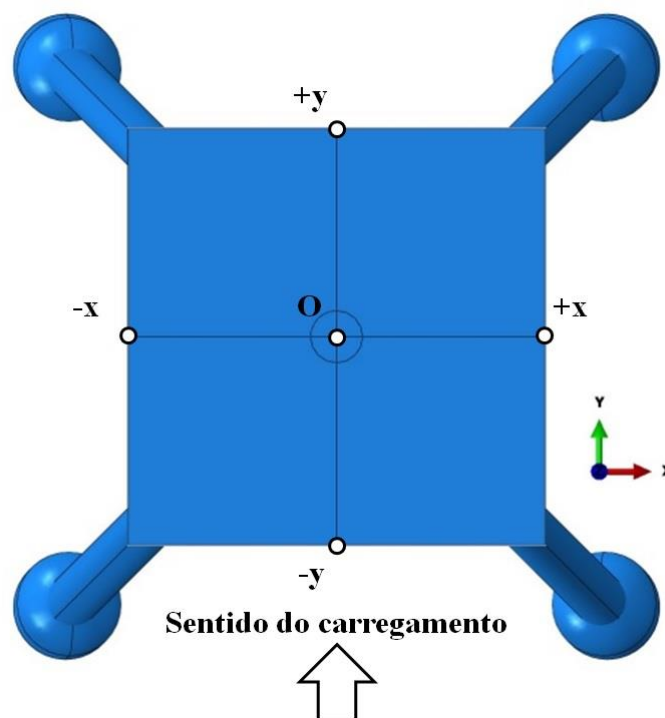


Figura 4.77 Detalhe da localização dos nós do radier do EOL-40.

Cabe destacar, no entanto, que essa verificação foi realizada para apenas um único ciclo de carregamento e descarregamento. Em condições normais de operação, espera-se que o EOL-40 seja submetido a diversos ciclos com essa magnitude de carga, condição que pode levar ao acúmulo de deformação de sua fundação e conseqüente comprometimento de sua operação. Contudo, com as ferramentas numéricas disponíveis no atual momento, ainda não é possível avaliar esse cenário.

4.4.3 Estado Limite de Fadiga

A verificação do ELF da fundação do EOL-40 foi realizada considerando dois ciclos com cargas de magnitude igual à metade do ELU. Por ter se mostrado como cenário mais desfavorável na verificação do EOL-10, optou-se por adotar carregamento cíclico unidirecional simétrico para o ELF do EOL-40. A Figura 4.78 exibe a curva carga-deslocamento de um ponto no topo do radier para os dois ciclos e revela um acúmulo de deslocamento horizontal de mais de 14 mm.

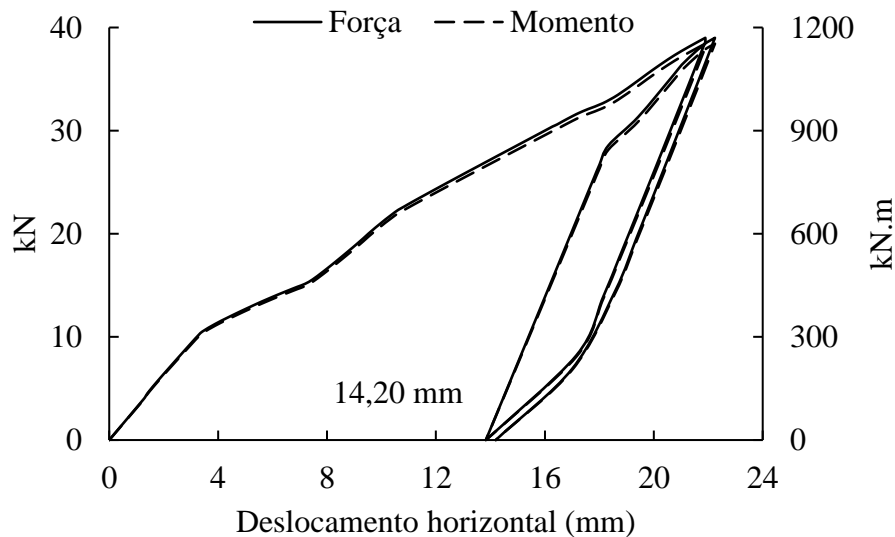


Figura 4.78 Curva carga-deslocamento do radier do EOL-40 para carregamento cíclico unidirecional simétrico.

Ficou evidenciado um aumento na rigidez secante cíclica da fundação no segundo ciclo em relação ao primeiro. Apenas o primeiro ciclo de carga causou um deslocamento acumulado de 13,80 mm, isto é, mais de 97% do total observado. Esse aumento na rigidez foi exclusivo do elemento estrutural da fundação, visto que a formulação do modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb não é capaz de avaliar os efeitos dos carregamentos cíclicos no solo.

Ademais, uma rotação acumulada de $0,44^\circ$ no radier (Figura 4.79) ao fim do segundo ciclo de carga seria responsável por um deslocamento de mais de 30 cm no topo da torre do EOL-40, condição que poderia comprometer seu funcionamento pela proximidade do limite de inclinação aceitável para estruturas desse tipo. Essa rotação do radier se reflete também nos recalques. A Tabela 4.21 apresenta os recalques previstos em pontos situados no topo do radier (vide Figura 4.77) e revela que o recalque diferencial seria de mais de 2 cm ao fim do segundo ciclo.

É importante ressaltar que, apesar de valores acumulados elevados de recalques, rotação e deslocamentos horizontais, o cenário analisado é bastante adverso, pois assume dois carregamentos de grande magnitude incidindo de forma subsequente e no mesmo sentido. Ainda assim, não ficou evidente qualquer indício de ruptura na verificação do ELF da fundação do EOL-40.

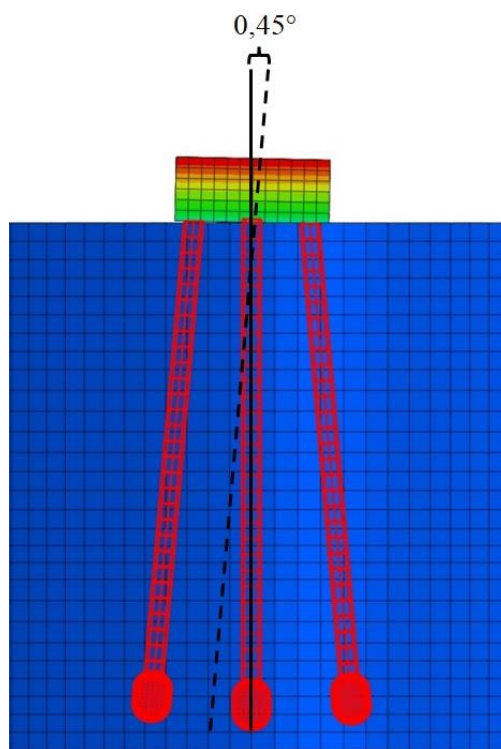


Figura 4.79 Rotação acumulada no topo do radier do EOL-40 após o segundo ciclo de carga unidirecional do ELF.

Tabela 4.21 Valores de recalque obtidos do topo do radier do EOL-40 para ELS.

Ciclo	Nó	Carregamento Recalque (mm)	Descarregamento Recalque (mm)
1°	+y	-16,28	-8,44
	O	2,30	3,56
	-y	20,82	15,53
2°	+y	-16,38	-8,52
	O	2,51	3,79
	-y	21,34	16,07

4.4.4 Ressonância

A fim de verificar a ocorrência de ressonância do EOL-40, foram inseridos no modelo numérico das análises anteriores a torre de 40 m no centro do radier e uma massa de 3300 kg equivalente ao conjunto rotor-nacele concentrada no seu topo. Todos eles cinematicamente acoplados em seus graus de liberdade (Osthoff e Grabe, 2015). As propriedades adotadas para o terreno estão exibidas na Tabela 4.22 e foram obtidas por meio da Equação 4.3 proposta por Hardin e Black (1969), empregando a média dos valores de E_0 estimados.

Tabela 4.22 Parâmetros geotécnicos adotados na análise modal do EOL-40.

Camada	Profundidade (m)	E_0 (MPa)	ν	γ_n (kN/m ³)
Única	0 a 18	225	0,3	18

Com a geometria do modelo e as propriedades dos materiais definidas, os três primeiros modos de flexão do EOL-40 e suas respectivas frequências ($f_{0,1}$, $f_{0,2}$ e $f_{0,3}$) foram determinados e se encontram ilustrados na Figura 4.80. As Equações 4.4 a 4.6 foram adotadas novamente para calcular a primeira frequência do EOL-40 de forma analítica. Essa análise simplificada do protótipo assumiu a torre como uma viga engastada na sua base com um comprimento igual a 40 m, uma rigidez à flexão equivalente de quase 53 kN/m, sem peso e com 3300 kg concentrados no seu topo. O resultado exibiu uma frequência natural de 0,64 Hz e foi quase 30% menor do que o valor de 0,88 Hz previsto pelo modelo numérico com o solo circundante.

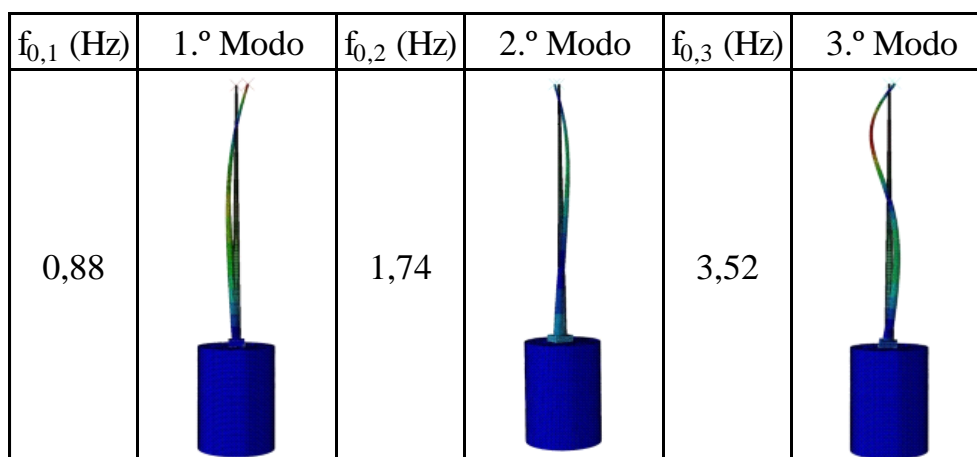


Figura 4.80 Frequências naturais e modos de vibração do modelo numérico do EOL-40.

Finalmente, para examinar a condição de ressonância do EOL-40, foram aferidas suas frequências de excitação do rotor (f_{1P}) e de passagem das pás (f_{3P}). O intervalo de f_{1P} do EOL-

40, de acordo com Aeroálcool (2018b), varia entre 0,8 e 2,0 Hz para uma faixa de operação de velocidades de vento de 4 a 35 m/s. Portanto, f_{3P} compreende os valores de 2,4 a 6,0 Hz. Com as frequências naturais $f_{0,1}$, $f_{0,2}$ e $f_{0,3}$ obtidas do seu modelo numérico e seus intervalos de f_{1P} e f_{3P} , foi possível constatar que, similar ao que ocorreu com o EOL-10, o EOL-40 também pode estar sujeito aos efeitos da ressonância durante sua operação, como esclarece a Figura 4.81. Entretanto, segundo Aeroálcool, (2018a), ele dispõe de um sistema de aquisição de dados especificamente equipado para realizar seu monitoramento estrutural com sensores distribuídos ao longo da sua torre.

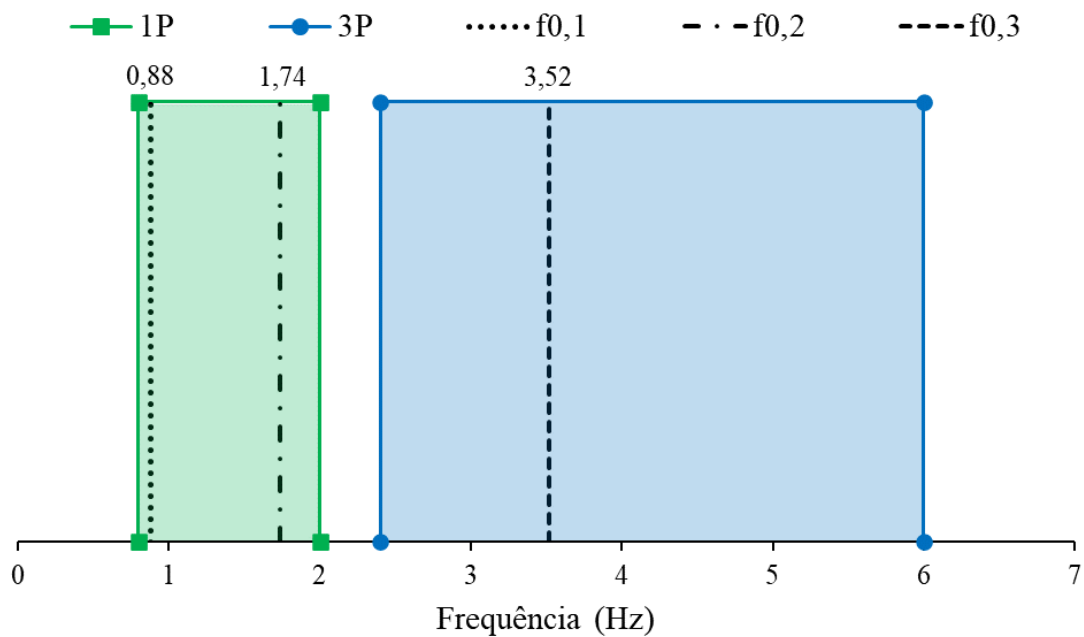


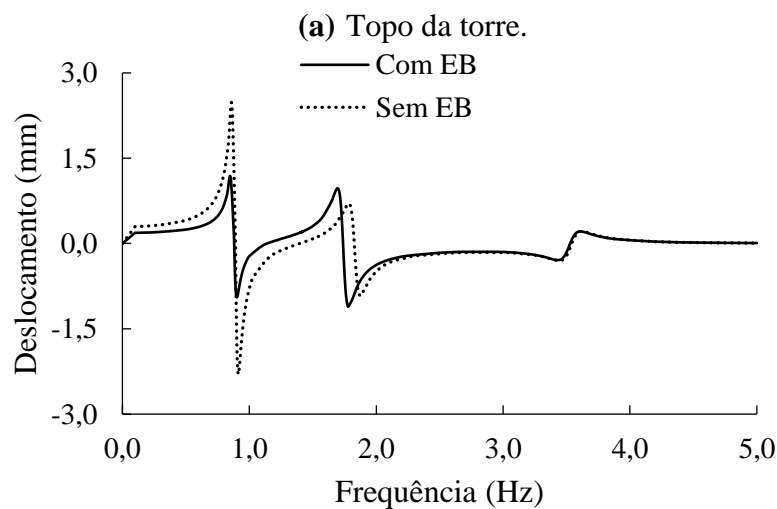
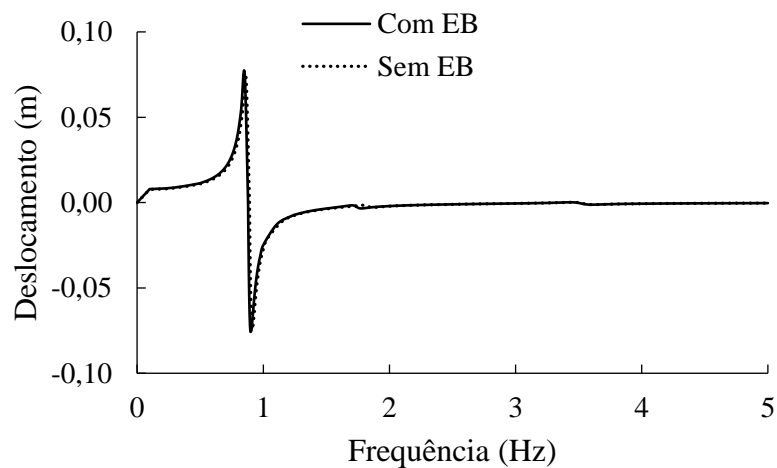
Figura 4.81 Verificação da ocorrência de ressonância para EOL-40.

Um estudo adicional foi realizado com o intuito de investigar o efeito dos sistemas *expander body* nas frequências naturais do EOL-40. Nessa análise, os cinco sistemas foram totalmente removidos, fazendo com que as estacas tivessem seu comprimento reduzido para 7,2 m.

Ainda assim, as previsões mostraram uma influência muito pequena no valor das suas frequências naturais. No entanto, como durante a análise não foi considerada a possível alteração das propriedades do solo adjacente provocada pela expansão dos sistemas *expander body*, acredita-se que sua influência pode ser mais significativa.

A Figura 4.82a apresenta os deslocamentos no topo da torre do EOL-40 caso o protótipo seja submetido a ventos com velocidade de 10 m/s e frequências de incidência próximas de $f_{0,1}$, $f_{0,2}$ e $f_{0,3}$. Adotando-se um amortecimento estrutural de 5% para todo o sistema, observou-se que o deslocamento no topo da torre seria de quase 100 mm se as forças resultantes dos ventos atuassem em uma frequência perto de 0,88 Hz, valor equivalente a mais de nove vezes o deslocamento na condição de carregamento estático (≈ 8 mm).

Comparados ao modo de vibração de $f_{0,1}$, os deslocamentos no topo da torre para os modos de $f_{0,2}$ e $f_{0,3}$ foram irrisórios e quase imperceptíveis pela Figura 4.82a. No que diz respeito ao radier, os maiores deslocamentos no seu topo foram observados para frequências próximas de $f_{0,1}$, $f_{0,2}$ e $f_{0,3}$ e seus picos ficaram mais evidentes pela Figura 4.82b.



(b) Topo da radier.

Figura 4.82 Deslocamentos do EOL-40 com cargas de vento em diferentes frequências de aplicação.

O comportamento dos deslocamentos no radier estão relacionados com os modos de vibração do EOL-40, como mostra a Figura 4.83. A Figura 4.82 apresenta ainda os deslocamentos na torre e no radier para o caso de estacas sem os sistemas *expander body* equipados na ponta. Como já esperado, não houve influência da inclusão desses sistemas nos deslocamentos da torre.

Em contrapartida, ele foi responsável por reduzir pela metade os deslocamentos do radier durante o primeiro modo de vibração, de 2,4 para 1,2 mm aproximadamente. Todavia, seu efeito foi menos relevante para o segundo modo e desprezível para o terceiro.

Cabe salientar que os picos relativos ao segundo modo para essas previsões estão deslocados à direita porque a frequência $f_{0,2}$ do EOL-40 foi a que exibiu maior variação com a remoção dos sistemas *expander body* do modelo numérico.

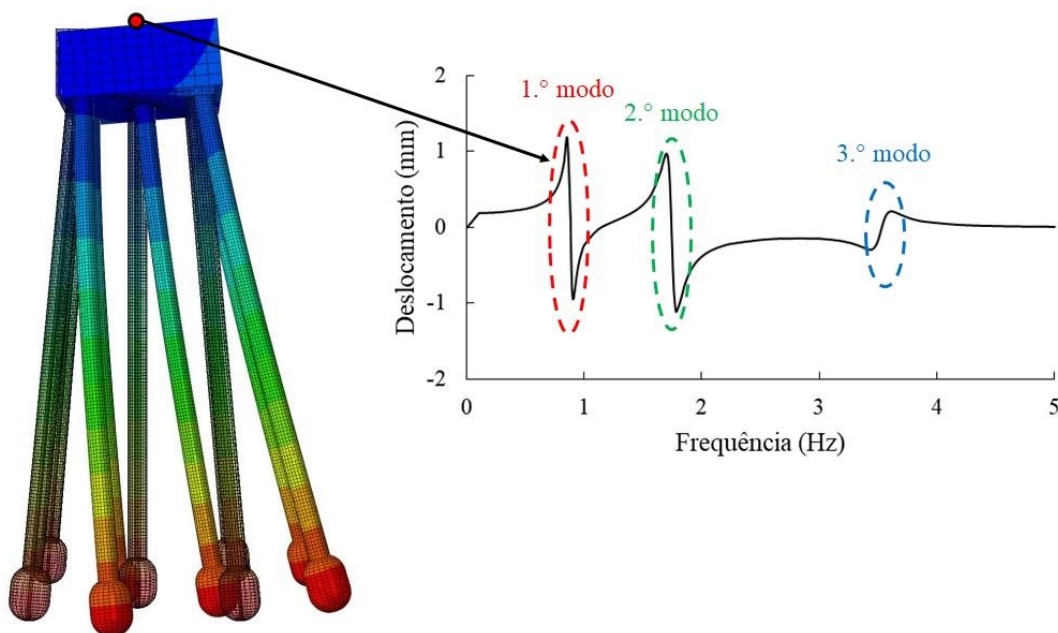


Figura 4.83 Comportamento da fundação do EOL-40 durante o primeiro modo de vibração de flexão.

4.5 CONHECIMENTOS GERADOS PARA PROJETOS DE FUNDAÇÕES DE TORRES EÓLICAS

O presente trabalho buscou contribuir com o conhecimento sobre o comportamento dos protótipos eólicos EOL-10 e EOL-40 e de suas fundações implantadas em solo tropical do Centro-Oeste brasileiro por meio de ensaios de prova de carga e resultados de modelagens numéricas utilizando o Método dos Elementos Finitos.

1. Quanto aos parâmetros e ao modelo geotécnico do campo experimental de Furnas:
 - Uma caracterização geológico-geotécnica do terreno com investigações de campo e laboratório foi feita para viabilizar a implantação dos dois protótipos. Sondagens à percussão em diferentes estações do ano revelaram medidas de índice de resistência à penetração próximas e estratigrafias semelhantes com uma diferença no nível d'água que pode ser atribuída ao período de execução, principalmente. Além disso, alguns índices físicos evidenciaram características típicas de solos tropicais do Centro-Oeste, por exemplo a alta porosidade e a baixa densidade. Por fim, os parâmetros mecânicos extraídos de ensaios triaxiais do tipo adensado e drenado em corpos de prova saturados comprovaram o caráter coesivo-friccional, próprio de solos tropicais.
2. Quanto às características dos ventos da região do campo experimental de Furnas:
 - Devido às anomalias nos sinais dos anemômetros observados em campo, a pequena parcela dos dados incorporados neste trabalho não é representativa para o comportamento do vento ao longo de todo o ano. Todavia, as células de carga instaladas na base da torre do EOL-10 revelaram que a magnitude dos momentos de tombamento se mostrou compatível com as baixas velocidades de vento esperadas para o campo experimental de Furnas e sugerem que existe uma direção predominante de atuação.
3. Quanto aos ensaios de prova de carga:
 - Os ensaios de prova de carga realizados em estacas-teste exibiram algumas particularidades sobre a interação solo-estrutura para o local de estudo, como a variação da rigidez secante cíclica, a redução do atrito lateral após ciclos de cargas axiais de compressão e a tendência de acúmulo de deslocamentos permanentes para cargas transversais cíclicas;
 - A degradação do atrito lateral e a tendência de acúmulo de deformações laterais constatadas nos ensaios de prova de carga cíclicos devem ser avaliadas em projetos de fundações de torres eólicas assentes em solos tropicais.
4. Quanto ao comportamento dos protótipos eólicos:
 - Durante as análises de sensibilidade para vibração livre, ficou evidenciado que a consideração da nacela e do rotor interferiu, substancialmente, nas primeiras frequências naturais da torre eólica. Por outro lado, a influência do solo circundante na frequência do sistema não se revelou muito expressiva, supostamente, por causa dos efeitos inversos entre peso específico e módulo de Young na frequência natural, isto é,

um incremento no primeiro tende a reduzi-la enquanto um incremento no segundo tende a aumentá-la. Além disso, os modelos com estaca engastada e com torre e fundação assentes em rocha forneceram resultados bem próximos. Tal fato pode ser atribuído ao patamar a partir do qual não há influência adicional das propriedades do material circundante na frequência natural do sistema, ou seja, a fundação pode ser assumida como fixa;

- As simulações dos ensaios de prova de carga revelaram que a combinação dos modelos de dano plástico para o concreto e elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb para o solo pode ser útil para investigar o comportamento das fundações dos protótipos eólicos, desde que seja realizada para poucos ciclos e com nível de carga elevado;
- No que diz respeito ao comportamento das fundações dos dois protótipos, as solicitações impostas se mostraram como transversais e axiais para o EOL-40 e exclusivamente transversais para o EOL-10. Enquanto o radier com estaca única do EOL-10 garantiu o equilíbrio pela resistência lateral do sistema solo-estaca, empuxos de terra e resistência à flexão, a fundação do EOL-40 gerou também pares de forças axiais de tração e compressão em estacas diametralmente opostas. Nos dois casos, houve uma contribuição significativa do radier;
- Para o ELU, ficou evidenciado que a fundação adotada para o EOL-10 atendeu aos requisitos de segurança para as cargas extremas provenientes de tempestades com velocidade de vento de 35 m/s;
- A verificação do seu ELS foi realizada com base nas medições de momento fornecidas pelas células de carga instaladas no topo da sua fundação e originou deslocamentos praticamente reversíveis e inclinação irrisória na sua torre. Entretanto, é importante mencionar que essa verificação foi realizada para apenas um único ciclo de carregamento e descarregamento. Em condições normais de operação, o EOL-10 deve ser submetido a vários ciclos com essa magnitude de carga;
- Com relação ao cenário de carregamentos cíclicos, constatou-se que, entre os três tipos de ciclo considerados, os ciclos unidirecionais foram os responsáveis pelo maior acúmulo de deslocamento. Cabe destacar que esse aumento na rigidez foi exclusivo do elemento estrutural da fundação, pois a formulação do modelo constitutivo utilizado

para o elemento geotécnico é incapaz de avaliar os efeitos dos carregamentos cíclicos no solo;

- As cargas para verificação de ELU do EOL-40 foram obtidas para ventos com velocidade de 39,6 m/s e ocasionaram um deslocamento horizontal no topo do radier extremamente elevado que representou mais de 10% do diâmetro das estacas, se for considerado o trecho do fuste com *expander body*;
- Para verificação do seu ELS, optou-se por adotar cargas resultantes de ventos iguais a 10 m/s. Para esse cenário, a rotação acumulada no topo da fundação se encontrou dentro do valor limite adotado na maioria dos projetos de aerogeradores. No entanto, vale mencionar que essa verificação foi realizada para apenas um único ciclo de carregamento e descarregamento e que, em condições normais de operação, se espera que o EOL-40 seja submetido a diversos ciclos com essa magnitude de carga;
- Por fim, a verificação do ELF do EOL-40 foi realizada considerando dois ciclos unidirecionais com cargas de magnitude igual à metade do ELU, tendo exibido uma rotação acumulada que poderia comprometer seu funcionamento pela proximidade do limite de inclinação aceitável para estruturas desse tipo. Apesar de um cenário de carga bastante adverso e de valores elevados de deslocamentos e rotação, não ficou evidente qualquer indício de ruptura da sua fundação. As previsões apontaram ainda para um aumento na rigidez secante cíclica da fundação após o primeiro ciclo. Porém, esse aumento foi exclusivo do elemento estrutural da fundação, visto que a formulação do modelo Mohr-Coulomb não é capaz de avaliar os efeitos dos carregamentos cíclicos no solo;
- Pela comparação das análises modais com as informações das suas frequências de excitação do rotor e de passagem das pás, tanto o EOL-10 como o EOL-40 podem estar sujeitos aos efeitos de ressonância durante sua operação. Contudo, ambos dispõem de um sistema de aquisição de dados especificamente equipado para realizar seu monitoramento estrutural com sensores distribuídos ao longo da torre. As análises modais revelaram ainda que assumir a torre com base fixa pode induzir a erros na estimativa da frequência natural e considerar propriedades elásticas de pequenas deformações para o solo pode interferir nos deslocamentos de suas fundações. Além disso, para os dois protótipos, a primeira frequência natural foi responsável pelos maiores deslocamentos na estrutura;

- Especificamente para a análise dinâmica do EOL-40, as previsões indicaram que, apesar de os sistemas *expander body* não terem apresentado influência relevante nas frequências naturais do sistema e nos deslocamentos da torre, sua inclusão na ponta das estacas foi responsável por reduzir pela metade os deslocamentos do radier durante o primeiro modo de vibração caso o protótipo fosse submetido a ventos com velocidade de 10 m/s;
 - Finalmente, é importante mencionar que a combinação dos modelos de dano plástico e Mohr-Coulomb foi capaz de simular apenas o comportamento do elemento estrutural da fundação durante os ciclos. Acredita-se que a inclusão de um modelo constitutivo para o elemento geotécnico da fundação adequado para problemas cíclicos seja primordial para uma previsão mais acurada do comportamento das fundações dos dois protótipos eólicos.
5. Quanto aos projetos futuros de fundações de torres eólicas de pequeno porte implantadas no Centro-Oeste brasileiro:
- Os principais requisitos de projeto geotécnico da fundação de um aerogerador recomendados pela literatura e pelos códigos normativos são o Estado Limite Último (ELU); o Estado Limite de Serviço (ELS); o Estado Limite de Fadiga (ELF) e a ocorrência de ressonância
 - Para o Estado Limite Último, a fundação deve resistir às cargas excepcionais e o comportamento do solo ocorre em regime não linear;
 - O Estado Limite de Serviço é mais relevante para operações comuns e usualmente se caracteriza pelo atendimento de limites de rigidez estabelecidos pelos fabricantes;
 - O Estado Limite de Fadiga está vinculado com a possibilidade de ruptura da fundação devido ao efeito de dano cumulativo de cargas cíclicas;
 - Por último, visando a evitar os efeitos da ressonância é desejável que as frequências naturais do aerogerador sejam diferentes das frequências de excitação do rotor e de passagem das pás;
 - Contudo, diferentemente do que ocorre em aerogeradores *onshore* e *offshore* convencionais instalados no litoral brasileiro e no restante do mundo nos quais a escolha do tipo de fundação pode determinar se a primeira frequência natural da torre vai se manter fora das faixas definidas pelas frequências de excitação do rotor e de passagem das pás, evitando possíveis problemas de ressonância, ficou evidenciado que, para o

caso de aerogeradores de menor porte, a etapa de definição da fundação não parece ser relevante para esse tipo de verificação. Possivelmente, por serem projetados para operar em locais onde a velocidade média do vento é mais baixa (< 6 m/s) e mais variável, os aerogeradores menores tendem a ter uma faixa de frequência de rotação do rotor maior. Por outro lado, os aerogeradores maiores são frequentemente projetados para operar de forma mais eficiente em um intervalo específico de velocidades de vento, o que pode resultar em uma faixa de frequência de rotação do rotor mais estreita;

- Portanto, o programa de investigação do subsolo deve fornecer todos os dados necessários para a escolha adequada do tipo de fundação com base na verificação de segurança contra a ruptura e na determinação dos deslocamentos;
- Entre as propriedades necessárias para um projeto de fundação de aerogerador, destacam-se peso específico e parâmetros de resistência ao cisalhamento e rigidez. Evidentemente, essas propriedades se referem às análises feitas por meio de metodologias mais simples e necessitariam ser complementadas com parâmetros de entrada especiais caso sejam utilizados métodos mais avançados. Por exemplo, os parâmetros b e c associados aos efeitos da estrutura e da densidade do solo no modelo SubCam.
- Diante disso, acredita-se que o conjunto mínimo de informações necessárias para um projeto de fundações de torres eólicas contemple a determinação da estratigrafia do terreno, da posição do nível d'água e dos parâmetros de resistência e rigidez das camadas de solo. Dessa maneira, a realização de uma sondagem SPT em solo ou mista em solo e rocha para cada aerogerador que se pretenda implantar aliado com um ensaio de refração sísmica ou algum outro método que permita a determinação confiável das propriedades elásticas das camadas do terreno seriam suficientes para obter esse conjunto mínimo de informações;
- De maneira complementar à campanha de investigação do subsolo, para identificar situações em que são observados solos que se comportam de maneira atípica, como é caso de solos colapsíveis e solos expansivos, faz-se necessário a retirada de amostras indeformadas para realização de ensaios edométricos com saturação de corpos de prova, já que uma das principais características desses solos é que eles se apresentam na condição não saturada;

- Sobre a instrumentação dos aerogeradores, do ponto de vista prático, ela poderia ser feita com a inclusão de acelerômetros ao longo da torre além de células de carga e sensores de deslocamento na fundação. Os acelerômetros permitiriam a determinação dos modos de vibração reais e suas respectivas frequências naturais, dado de fundamental importância para o projeto. Já com as informações dos sensores de deslocamento, seria possível estabelecer o nível de deformação na fundação do aerogerador. Por fim, as células de carga viabilizariam a obtenção dos momentos de tombamento na base da torre e, se associadas com as medições dos sensores de deslocamento, o comportamento carga-deslocamento da fundação durante a operação do aerogerador;
- Finalmente, a Figura 4.84 resume as principais etapas que devem ser consideradas durante a concepção de um projeto de fundação de aerogerador.

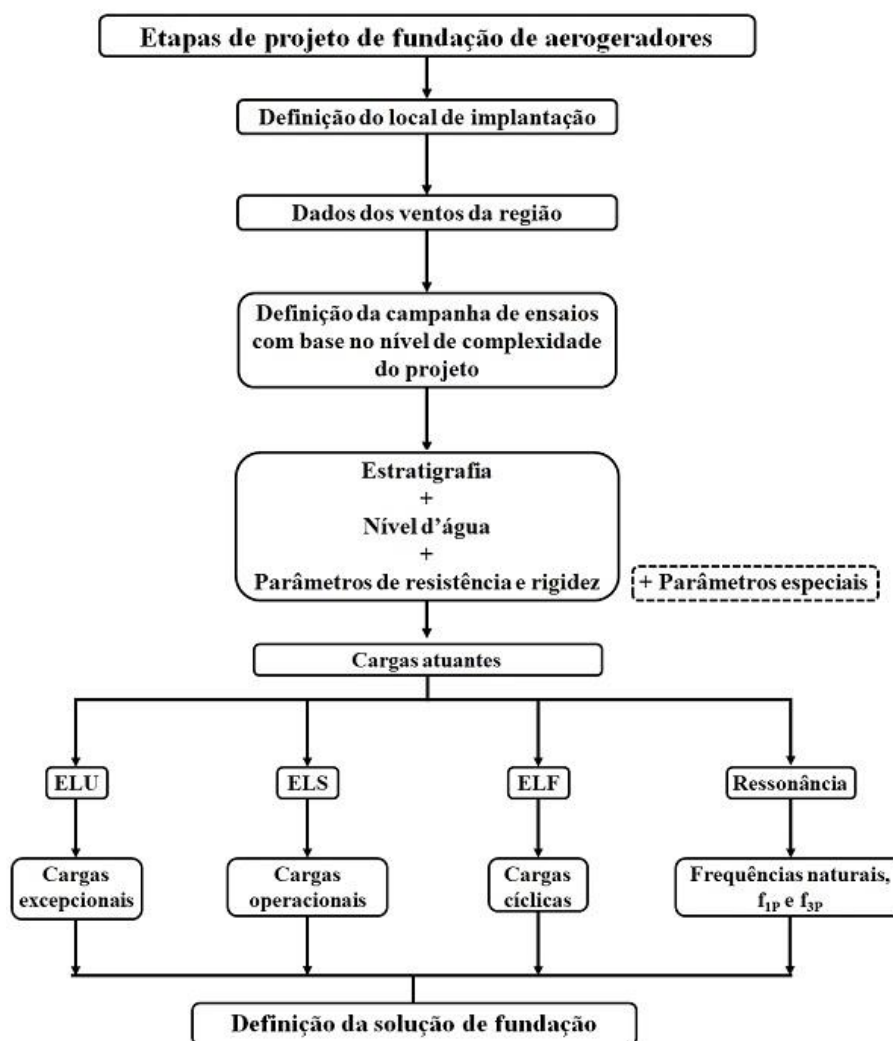


Figura 4.84 Fluxograma das principais etapas de projeto de fundação de aerogeradores.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Neste capítulo, são apresentadas as conclusões do trabalho, indicando os resultados obtidos e os objetivos alcançados. Por fim, são sugeridas as pesquisas futuras necessárias para a complementação dos estudos apresentados neste trabalho.

5.1 CONCLUSÕES

Este trabalho investigou o comportamento mecânico de dois protótipos eólicos e de suas fundações assentes em solo tropical do Centro-Oeste brasileiro por meio de dados de ensaios de prova de carga e resultados de modelagens numéricas utilizando o MEF. Os protótipos eólicos com alturas de 10 m (EOL-10) e 40 m (EOL-40) foram implantados no Campo Experimental I do Centro Tecnológico em Engenharia Civil de Furnas em Aparecida de Goiânia-GO. Uma revisão bibliográfica sobre os principais fatores que podem influenciar o comportamento de fundações de torres eólicas submetidas a carregamentos cíclicos foi realizada e permitiu uma compreensão bem fundamentada das análises efetuadas e dos resultados obtidos. De maneira complementar, foram analisados os resultados de uma campanha de ensaios de prova de carga estáticos e cíclicos axiais e transversais em quatro estacas-teste executadas no mesmo local de implantação dos protótipos, buscando investigar a forma como ocorre a interação solo-estrutura para carregamentos cíclicos. Uma calibração dos modelos numéricos foi exercida com o objetivo de definir, adequadamente, a geometria, as dimensões, o tipo de elemento finito e a densidade de malha para carregamento horizontal monotônico e vibração livre, duas condições que envolvem particularidades de projeto de fundação de aerogeradores. Após a etapa de calibração, com os dados obtidos da campanha de investigação geotécnica e os resultados dos ensaios de prova de carga, foi feito o ajuste e a validação dos parâmetros dos modelos constitutivos do concreto e do solo para a previsão do comportamento da fundação dos protótipos eólicos. Com base nas informações disponíveis de velocidade e direção dos ventos fornecidos pelo sistema de coleta e armazenamento de dados meteorológicos do local de estudo e as medições de momento de tombamento das células de carga instaladas na base da torre do EOL-10, buscou-se definir os carregamentos nos protótipos para os diferentes cenários avaliados. Finalmente, o comportamento dos protótipos e de suas fundações foi analisado por meio das verificações para (i) ELU com cargas externas resultantes

de eventuais tempestades, (ii) ELS com carregamento comum de operação, (iii) ELF com carregamento cíclico e (iv) ocorrência do fenômeno de ressonância.

Embora os resultados obtidos sejam restritos às condições das análises e baseados em um conjunto de dados limitado, eles permitem generalizações preliminares do comportamento dos protótipos eólicos e de suas fundações. Além disso, eles destacam o fato de que os fenômenos envolvidos em tais processos são bastante complexos. Assim sendo, esta pesquisa proporcionou uma melhor compreensão de algumas das características envolvidas na interação solo-estrutura de fundações de protótipos eólicos assentes em solo tropical. Portanto, a partir das tendências observadas com os dados e as análises, algumas conclusões podem ser feitas.

Com relação ao tema abordado no presente trabalho, observou-se que:

- Existe uma carência de trabalhos disponíveis na literatura que tratam sobre aerogeradores assentes em solo tropical, já que a grande maioria das pesquisas nacionais e internacionais consultadas se referem a solos predominantemente arenosos ou argilosos e boa parte delas se concentraram em fundações de turbinas eólicas *offshore*;
- A frequência de aplicação dos ciclos, o acúmulo de poropressão no solo, a magnitude do ciclo, o tipo de carga cíclica e o número de ciclos são alguns dos fatores que podem influenciar o comportamento de fundações em condições de cargas cíclicas.

No que diz respeito aos dados das características dos ventos e das instrumentações dos protótipos eólicos, conclui-se que:

- Os dados disponibilizados sobre as características dos ventos do local de estudo e os momentos de tombamento atuantes na base da torre do EOL-10 não foram suficientes para definir os carregamentos impostos nos protótipos eólicos de maneira adequada;
- A pequena parcela de dados incorporados sobre velocidade e direção dos ventos não foi representativa para o seu comportamento ao longo de todo o ano;
- A magnitude dos momentos de tombamento se mostrou compatível com as baixas velocidades de vento esperadas para o campo experimental de Furnas;
- A definição adequada dos carregamentos nos protótipos necessitaria de, pelo menos, um ano de medições contínuas de momentos de tombamento e de velocidade e direção dos ventos.

A respeito dos ensaios de prova de carga realizados nas estacas-teste, ficou evidenciado que:

- As particularidades da interação solo-estrutura observadas para o local de estudo, como (i) a variação da rigidez secante cíclica; (ii) a redução do atrito lateral; e (iii) a tendência de acúmulo de deslocamentos horizontais permanentes com o aumento do número de ciclos, são aspectos que devem ser considerados em projetos de torres eólicas que utilizem estacas como solução de fundação.

Em relação à análise modal de torres eólicas, foi possível concluir que:

- A consideração da massa do conjunto nacele-rotor interferiu, substancialmente, na previsão das frequências naturais;
- Por outro lado, a influência do solo circundante não se revelou muito expressiva, supostamente, por causa dos efeitos inversos entre peso específico e módulo de Young;
- Existe um patamar a partir do qual não há influência das propriedades do material circundante na frequência natural do aerogerador;
- A prática de analisar aerogeradores com base fixa pode retratar situações em que eles estão instalados em regiões com solo rígido, contudo pode induzir ao erro na estimativa da frequência natural em solos de menor rigidez.

Sobre as simulações numéricas dos ensaios de prova de carga, observou-se que:

- O modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb pode ser utilizado para retratar o comportamento monotônico do solo em regime não linear e próximo da ruptura;
- O modelo de dano plástico do concreto se mostrou como uma boa alternativa para modelar as estacas sob carga horizontal;
- A combinação dos modelos de dano plástico para o concreto da fundação e de Mohr-Coulomb para o solo deve ser limitada para poucos ciclos e com nível de carga elevado;
- Não foi possível utilizar o modelo constitutivo SubCam (Pedroso, 2006; Mendoza e Farias, 2020) nas análises.

Quanto aos principais requisitos de projeto geotécnico de fundação, constatou-se que:

- As fundações dos protótipos eólicos atenderam aos critérios de segurança e desempenho para os cenários de (i) cargas extremas; (ii) carregamentos comuns de operação; (iii) carregamentos cíclicos analisados no presente trabalho;
- Por outro lado, os dois protótipos podem estar sujeitos aos efeitos de ressonância durante sua operação;
- A utilização de propriedades elásticas que melhor representem a deformabilidade do solo é primordial em análises modais de aerogeradores;
- A primeira frequência natural foi responsável pelos maiores deslocamentos nos dois protótipos;
- A etapa de definição da fundação não se mostrou relevante para a verificação de ressonância de aerogeradores de pequeno porte.

5.2 RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Algumas possibilidades para melhoria e continuação da pesquisa realizada no presente trabalho foram identificadas durante o seu desenvolvimento. Recomendam-se, assim:

- Utilizar o modelo constitutivo SubCam (Pedroso, 2006; Mendoza e Farias, 2020) com seus parâmetros calibrados para o solo do campo experimental de Furnas para simular os ensaios de prova de carga e avaliar o comportamento da fundação dos protótipos EOL-10 e EOL-40;
- Realizar um estudo experimental apropriado para compreender o comportamento do solo do campo experimental de Furnas para quantidades significativas de ciclos, entre 10^2 e 10^6 ;
- Avaliar o ângulo de atrito da interface solo-concreto para o solo do campo experimental de Furnas;
- Efetuar uma campanha de ensaios pressiométricos e dilatométricos para determinação *in situ* do comportamento tensão-deformação do solo do campo experimental de Furnas;
- Realizar ensaios geofísicos para obtenção dos parâmetros do solo do campo experimental de Furnas sob pequenas deformações;
- Usar os dados fornecidos pelos acelerômetros já instalados nos dois protótipos para determinação dos seus modos de vibração reais e suas respectivas frequências naturais e confrontá-los com as previsões dos modelos numéricos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABADIE, C.N., BYRNE, B.W. & HOULSBY, G.T. (2018). Rigid pile response to cyclic lateral loading: laboratory tests. *Géotechnique*, 69(10): 1-41.
- ABDEL-RAHMAN, K. & ACHMUS, M. (2005). Finite element modelling of horizontally loaded monopile foundations for offshore wind energy converters in Germany. 2nd International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG), ISSMGE, Perth, Australia, 391-396.
- ABDEL-RAHMAN, K. & ACHMUS, M. (2006). Numerical modelling of the combined axial and lateral loading of vertical piles. 6th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Technical University of Graz, Graz, Austria.
- ABEEÓLICA (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENERGIA EÓLICA E NOVAS TECNOLOGIAS). (2022). Boletim de geração eólica 2022. Relatório Anual, Associação Brasileira de Energia Eólica e Novas Tecnologias, Rio de Janeiro, Brasil, 19 p.
- ABEEÓLICA (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENERGIA EÓLICA E NOVAS TECNOLOGIAS). (2023a). Infovento 32. Infográfico, Associação Brasileira de Energia Eólica e Novas Tecnologias, Rio de Janeiro, Brasil, 2 p.
- ABEEÓLICA (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENERGIA EÓLICA E NOVAS TECNOLOGIAS). (2023b). Infovento 33. Infográfico, Associação Brasileira de Energia Eólica e Novas Tecnologias, Rio de Janeiro, Brasil, 2 p.
- ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS). (2000). NBR 14545: Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS). (2011). NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS). (2016a). NBR 7180: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS). (2016b). NBR 9604: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas - Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS). (2017a). NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS). (2017b). NBR 6459: Solo - Determinação do limite de liquidez. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS). (2017c). NBR 7181: Solo - Análise granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.

- ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS). (2020). NBR 16903: Solo - Prova de carga estática em fundação profunda. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS). (2022). NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS). (2023). NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- ACHMUS, M., ABDEL-RAHMAN, K. & PERALTA, P. (2005). On the design of monopile foundations with respect to static and quasi-static cyclic loading. Copenhagen Offshore Wind 2005 (COW05), DWIA, Copenhagen, Denmark.
- ACHMUS, M., ABDEL-RAHMAN, K. & KUO, Y.-S. (2007). Numerical modelling of large diameter steel piles under monotonic and cyclic horizontal loading. 10th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, ISSMGE, Rhodes, Greece, 6 p.
- ACHMUS, M., KUO, Y.-S. & ABDEL-RAHMAN, K. (2009). Behavior of monopile foundations under cyclic lateral load. *Computers and Geotechnics*, 36: 725-735.
- ACHMUS, M, THIEKEN, K., SAATHOFF, J.-E., TERCEROS, M. & ALBIKER, J. (2019). Un- and reloading stiffness of monopile foundations in sand. *Applied Ocean Research*, 84: 62-73.
- AEROÁLCOOL. (2018a). RL11 - 1 – EOL20 & EOL40 – Especificação de sensores e equipamentos de aquisição de dados para as torres eólicas. Relatório Técnico, Aeroálcool, Franca, Brasil, 34 p.
- AEROÁLCOOL. (2018b). RL11 - 2 – EOL20 & EOL40 – Especificação dos geradores para protótipos eólicos. Relatório Técnico, Aeroálcool, Franca, Brasil, 18 p.
- AEROÁLCOOL. (2019a). AA-EOL10 – Memoriais. Memorial de Cálculo, Aeroálcool, Franca, Brasil, 45 p.
- AEROÁLCOOL. (2019b). AA-EOL10 – Projeto executivo. Projeto Executivo, Aeroálcool, Franca, Brasil, 16 p.
- AEROÁLCOOL. (2019c). Projeto executivo – EOL40. Projeto Executivo, Aeroálcool, Franca, Brasil, 27 p.
- AEROÁLCOOL. (2019d). RL11 - 3 – EOL20 & EOL40 – Cargas no solo oriundas dos geradores eólicos – Revisão 2. Relatório Técnico, Aeroálcool, Franca, Brasil, 12 p.
- AGÊNCIA BRASIL. (2019). Furnas desenvolve projeto de torres eólicas mais baixas e duráveis. Artigo Jornalístico, Agência Brasil, Rio de Janeiro, Brasil.
- AGHAKOUCHAK, A., SIM, W.W. & JARDINE, R.J. (2015). Stress-path laboratory tests to characterize the cyclic behaviour of piles driven in sands. *Soils and Foundations*, 55(5): 917-928.
- ALKHOURY, P., SOUBRA, A.H., REY, V., AÏT-AHMED, M. (2021). A full three-dimensional model for the estimation of the natural frequencies of an offshore wind turbine in sand. *Wind Energy*, 24(7): 699-719.

- ALVA, F.J.G., MATOS, Y.M.P., FARIAS, M.M., CUNHA, R.P. & GUIMARÃES, M.J.R. (2019). Análise dinâmica de um gerador eólico em solo tropical. V Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro-Oeste (GEOCENTRO 2019), ABMS, Brasília, Brasil, 118-127.
- ALVA, F.J.G., MATOS, Y.M.P., FARIAS, M.M., & CABRAL, R.M. (2022). Modelagem numérica da fundação de um protótipo eólico submetida a carregamento horizontal monotônico. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (XX COBRAMSEG), ABMS, Campinas, Brasil.
- ATKINSON, J.H. (2000). Non-linear soil stiffness in routine design. *Géotechnique*, 50(5): 487-508.
- BARROS, J.M.C. & HACHICH, W. (1998). Fundações sujeitas a esforços dinâmicos. *Fundações: Teoria e prática*, Waldemar Hachich, Frederico F. Falconi, José Luiz Saes, Régis G. Q. Frota, Celso S. Carvalho & Sussumu Niyama, Editora Pini Ltda., São Paulo, Brasil, pp. 409-442.
- BARROSO, F.O.P. & MOURA, A.S. (2023). Proposition of correlations for the dynamic parameters of carbonate sands. *Soils and Rocks*, 46(1).
- BENZ, T. (2007). Small-Strain stiffness of soils and its numerical consequences. Ph.D. Thesis, University of Stuttgart, Stuttgart, Germany, 209 p.
- BHATTACHARYA, S., NIKITAS, N., GARNSEY, J., ALEXANDER, N.A., COX, J., WOOD, D.M. & NASH, D.F.T. (2013). Observed dynamic soil–structure interaction in scale testing of offshore wind turbine foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 54: 47-60.
- BHATTACHARYA, S. (2019). *Design of foundations for offshore wind turbines*. John Wiley & Sons Ltd, Chichester, United Kingdom, 371 p.
- BIAREZ, J. & HICHER, P.-Y. (1994). *Elementary mechanics of soil behaviour: Saturated remoulded soils*. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 208 p.
- BONILLA, J.D.R. (2008). Study of the behavior of bolt-type connectors of concrete and steel composite structures by means of numerical modeling (in Spanish). Ph.D. Thesis, Central University "Marta Abreu" of Las Villas, Santa Clara, Cuba, 128 p.
- BURLAND, J.B. (1989). Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture: Small is beautiful - the stiffness of soils at small strains. *Canadian Geotechnical Journal*, 26: 499-516.
- BOUZID, D.A., BHATTACHARYA, S. & OTSMANE, L. (2018). Assessment of natural frequency of installed offshore wind turbines using nonlinear finite element model considering soil-monopile interaction. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10(2): 333-346.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J., GUIMARÃES, R.C., CARDOSO, F.B.F. & PEREIRA, J.H.F. (1996). Proposta de uma nova metodologia para ensaios de sedimentação. 30.^a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Salvador, Brasil, 2: 521-531.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J., BARBOSA, M.C., MENDONÇA, R.M.G., FARIAS, W.M. & CARDOSO, F.B.F. (2023). Propriedades químicas, mineralógicas e estruturais de solos naturais e compactados. Solos não saturados no contexto geotécnico, Comissão Técnica de Solos Não Saturados, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), São Paulo, Brasil, pp. 91- 138.

- CARNEIRO, R.F. (2024). Discussion of “Proposition of correlations for the dynamic parameters of carbonate sands”. *Soils and Rocks*, 47(1).
- CARSWELL, W. (2015). Soil-structure modeling and design considerations for offshore wind turbine monopile foundations. Ph.D. Thesis, University of Massachusetts, Amherst, United States, 149 p.
- CFMS (COMITÉ FRANÇAIS DE MÉCANIQUE DES SOLS ET DE GÉOTECHNIQUE). (2011). *Recommandations sur la conception, le calcul, l’exécution et le contrôle des fondations d’éoliennes*. Comité Français de Mécanique des Sols et de géotechnique, Paris, France, 113 p.
- CEN (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION). (2004). Eurocode 7: Geotechnical design - part 1: General rules. EN 1997-1: 2004. Brussels, Belgium.
- CHARLES, J.A., GOURVENEC, S. & VARDY, M.E. (2023). Recovering shear stiffness degradation curves from classification data with a neural network approach. *Acta Geotechnica*, 18: 5619-5633.
- CHEN, X., ZHANG, J., XIAO, Y. & LI, J. (2015). Effect of roughness on shear behavior of red clay – concrete interface in large-scale direct shear tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(8).
- CONCIANI, W., BURGOS, P.C. & BEZERRA, R.L. (2023). Origem e formação dos solos, perfis de intemperismo. Solos não saturados no contexto geotécnico, Comissão Técnica de Solos Não Saturados, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), São Paulo, Brasil, pp. 69-90.
- CRUZ JUNIOR, A.J. (2023). Instrumentação de provas de carga estáticas - Estudo de carregamentos cíclicos para torres eólicas: Centro Tecnológico de Engenharia Civil - Furnas Eletrobras. Relatório Técnico, A. J. Cruz Junior, Goiânia, Brasil, 36 p.
- CUÉLLAR, P. (2011). Pile foundations for offshore wind turbines: Numerical and experimental investigations on the behaviour under short-term and long-term cyclic loading. Ph.D. Thesis, Technische Universität Berlin, Berlin, Germany, 149 p.
- CUI, L., BHATTACHARYA, S., NIKITAS, G. & BHAT, A. (2019). Macro- and micro-mechanics of granular soil in asymmetric cyclic loadings encountered by offshore wind turbine foundations. *Granular Matter*, 21(73): 1-20.
- DAFALIAS, Y.F. & MANZARI, M.T. (2004). Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *Journal of Engineering Mechanics*, 130(6): 622-634.
- DASSAULT SYSTÈMES (2014a). Abaqus 6.14 - Analysis user’s guide volume III: Materials. User Manual, Dassault Systèmes, Providence, United States, 703 p.
- DASSAULT SYSTÈMES (2014b). Abaqus 6.14 - Getting started with Abaqus: Interactive edition. User Manual, Dassault Systèmes, Providence, United States, 693 p.
- DI PRISCO, C.G. & WOOD, D.M. (2012). Mechanical behaviour of soils under environmentally induced cyclic loads. Springer Science & Business Media, Udine, Italy, 573 p.
- DNV (DET NORSKE VERITAS). (2002). Guidelines for design of wind turbines. Det Norske Veritas and Risø, Høvik, Norway, 286 p.

- DNV-GL (DET NORSE VERITAS - GERMANISCHER LLOYD). (2016). Standard DNV-GL-ST-0437. Loads and site conditions for wind turbines. Standard, Det Norske Veritas - Germanischer Lloyd, Høvik, Norway, 108 p.
- DNV (DET NORSE VERITAS). (2021). Support structures for wind turbines. DNV-ST-0126. Standard, Det Norske Veritas, Høvik, Norway.
- FERNANDES, J.B., ROCHA, B.P. & GIACHETI, H.L. (2023). Maximum shear modulus and modulus degradation curves of an unsaturated tropical soil. *Soils and Rocks*, 46(2).
- FERREIRA, J.R., SCHLIEWE, M.S., CABRAL, R.M. & CÔRTEZ, H.A. (2019). Caracterização do Campo Experimental I do Centro Tecnológico em Engenharia Civil de Furnas. V Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro-Oeste (GEOCENTRO 2019), ABMS, Brasília, Brasil, 161-164.
- FERREIRA, Y.A. & FUTAI, M.M. (2016). Análise do comportamento das fundações de torres eólicas. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (XVIII COBRAMSEG), ABMS, Belo Horizonte, Brasil.
- FERREIRA, S.R.M. & VILAR, O.M. (2023). Solos colapsíveis e expansivos. Solos não saturados no contexto geotécnico, Comissão Técnica de Solos Não Saturados, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), São Paulo, Brasil, pp. 559-595.
- FREDLUND, D.G. (2006). Unsaturated soil mechanics in engineering practice, Terzaghi Lecture. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(3): 286-321.
- FREITAS, A.P.S. (2018). Comportamento de radiers estacados como fundações de aerogeradores de energia eólica. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, 285 p.
- FURNAS. (2020). Relatório GST.E.031.2020-R1 – Campo Experimental I de Fundações – Investigação, caracterização do subsolo e execução da fundação. Relatório Técnico, Gerência de Serviços e Suporte Tecnológico de Furnas Centrais Elétricas S.A., Aparecida de Goiânia, Brasil, 257 p.
- FUTAI, M.M., DONG, J., HAIGH, S.K. & MADABHUSHI, S.P.G. (2018). Dynamic response of monopiles in sand using centrifuge modelling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115: 90-103.
- GAO, Q.-F., DONG, H., DENG, Z.-W. & MA, Y.-Y. (2017). Wind-induced dynamic amplification effects on the shallow foundation of a horizontal-axis wind turbine. *Computers and Geotechnics*, 36: 725-735.
- GAVIOLI, F.M. & ALBUQUERQUE, P.J.R. (2016). Análise da interação solo-estrutura das fundações de unidades aerogeradoras. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (XVIII COBRAMSEG), ABMS, Belo Horizonte, Brasil.
- GITIRANA JR., G.F.N., MARINHO, F.A.M. & SOTO, M.A.A. (2023). A curva de retenção de água de materiais porosos. Solos não saturados no contexto geotécnico, Comissão Técnica de Solos Não Saturados, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), São Paulo, Brasil, pp. 295-323.
- GONZÁLEZ, J.R. (2014). Estudo numérico do comportamento de estacas carregadas lateralmente. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 118 p.

- GWEC (GLOBAL WIND ENERGY COUNCIL). (2022). Global Wind Report 2022. Annual Report, Global Wind Energy Council, Brussels, Belgium, 158 p.
- HAIDERALI, A.E., NAKASHIMA, M. & MADABHUSHI, G.S.P. (2015). Cyclic lateral loading of monopiles for offshore wind turbines. 3rd International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG 2015), NGI, Oslo, Norway.
- HAIDERALI, A.E., MADABHUSHI, G.S.P & NAKASHIMA, M. (2023). Numerical investigation of monopiles in structured clay under cyclic loading. *Ocean Engineering*, 289(2): 1-14.
- HAIGH, S.K. (2014). Foundations for offshore wind turbines. 8th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, COFS, Perth, Australia.
- HARDIN, B.O., BLACK, W.L. (1969). Closure to vibration modulus of normally consolidated clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 95(SM6):1531-1537.
- HARGER, A., CARMO, L.H.S., GAY NETO, A., SIMOS, A.N., FRANZINI, G.R. & VIEIRA, G.H.R. (2023). Modal analysis of 15 mw semi-submersible floating wind turbine: Investigation on the main influences in natural vibration. *Wind*, 3(4): 548-566.
- HARR, M.E. (1984). Reliability-based design in civil engineering. Dover Pubns, New York, United States, 291 p.
- HARTE, R. & VAN ZIJL, G.P.A.G. (2007). Structural stability of concrete wind turbines and solar chimney towers exposed to dynamic wind action. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 95: 1079-1096.
- HELWANY, S. (2007). Applied soil mechanics with Abaqus applications. John Wiley & Sons, New Jersey, United States, 385 p.
- HETTLER, A. (1983). Model investigations for foundations in sand (in German). *Bauingenieur*, 58: 41-48.
- HUANG, H.S. (2022). Dynamic analysis of 10 mega-watts offshore wind turbine under wind and coupled wind–ocean–wave loads. *Composite Structures*, 291(115497): 1-16.
- ILORI A.O., UDOH, N.E. & UMENGE, J.I. (2017). Determination of soil shear properties on a soil to concrete interface using a direct shear box apparatus. *International Journal of Geo-Engineering*, 8(17): 1-14.
- JALBI, S., NIKITAS, G., BHATTACHARYA, S. & ALEXANDER, N. (2019). Dynamic design considerations for offshore wind turbine jackets supported on multiple foundations. *Marine Structures*, 67(102631): 1-20.
- JANKOWIAK, T. & ŁODYGOWSKI, T. (2005). Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. *Foundations of Civil and Environmental Engineering*, 6: 53-69.
- KONKOL, J. & MIKINA, K. (2021). Some aspects of shear behavior of soft soil–concrete interfaces and its consequences in pile shaft friction modeling. *Materials*, 14(10).
- KULHAWY, F.H. (1992). On the evaluation of soil properties. *ASCE Geotech. Spec. Publ.*, 31(1): 95-115.
- KUO, Y.-S., ACHMUS, M., & ABDEL-RAHMAN, K. (2012). Minimum embedded length of cyclic horizontally loaded monopiles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138: 357-363.

- LE, V.H. & RACKWITZ, F. (2016). Prediction of deformation for monopile foundation under horizontal cyclic multi directional loading. Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development (GEOTEC HANOI 2016), ISSMGE, Hanoi, Vietnam.
- LEBLANC, C. (2009). Design of offshore wind turbine support structures: Selected topics in the field of geotechnical engineering. Ph.D. Thesis, Aalborg University, Aalborg, Denmark, 190 p.
- LEBLANC, C., HOULSBY, G.T. & BYRNE, B.W. (2010). Response of stiff piles in sand to long-term cyclic lateral loading. *Géotechnique*, 60(2): 79-90.
- LEE, C.Y., & POULOS, H.G. (1991). Tests on Model Instrumented Grouted Piles in Offshore Calcareous Soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(11): 1738-1753.
- LEVY, N.H., EINAV, I. & HULL, T. (2009). Cyclic shakedown of piles subjected to two-dimensional lateral loading. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 33: 1339-1361.
- LI, W., IGOE, D. & GAVIN, K. (2015). Field tests to investigate the cyclic response of monopiles in sand. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, 168(5): 407-421.
- LIAO, W., ZHANG, J., WU, J. & YAN, K. (2018). Response of flexible monopile in marine clay under cyclic lateral load. *Ocean Engineering*, 147: 89-106.
- LIU, H. Y., ABELL, J.A., DIAMBRA, A. & PISANÒ, F. (2019). Modelling the cyclic ratcheting of sands through memory-enhanced bounding surface plasticity. *Géotechnique*, 69(9): 783-800.
- LO PRESTI, D.C.F., JAMIOLKOWSKI, M., PALLARA, O. & CAVALLARO, A. (1996). Rate and creep effect on the stiffness of soils. Measuring and modelling time dependent soil behaviour, Thomas C. Sheahan & Victor N. Kaliakin, ASCE, New York, New York, United States, pp. 166-180.
- LOMBARDI, D., BHATTACHARYA, S. & WOOD, D.M. (2013). Dynamic soil–structure interaction of monopile supported wind turbines in cohesive soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 49: 165-180.
- LUBLINER, J., OLIVER, J., OLLER, S. & ONATE, E. (1989). A plastic-damage model for concrete. *Int. J. Solids Struct.*, 25(3): 299-326.
- MARANHÃO, G.M. (2016). Análise da rigidez rotacional de fundações estaqueadas de torres eólicas. IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas (IX CBPE), ABPE, Rio de Janeiro, Brasil.
- MAŠÍN, D. (2014). Clay hypoplasticity model including stiffness anisotropy. *Géotechnique*, 64(3): 232-238.
- MATOS, Y.M.P., FARIAS, M.M., CUNHA, R.P., GUIMARÃES, M.J.R. & CABRAL, R.M. (2024). Dynamic analysis of a small-sized wind turbine in the Midwest of Brazil. *REM, Int. Eng. J.*, 77(1): 21-26.
- MATSUOKA, H. & NAKAI, T. (1974). Stress-deformation and strength characteristics of soil under three different principal stresses. *Proceedings of Japan Society of Civil Engineers (JSCE)*, 232: 59-70.

- MENDOZA, C. & FARIAS, M.M. (2020). Critical state model for structured soil. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 12(3): 630-641.
- MENEZES, S.M., CARVALHO, D. & ALBUQUERQUE, P.J.R. (2005). Provas de carga horizontais em estacas pré-moldadas de concreto cravadas em solo de alta porosidade. *Ciência & Engenharia*, 15(2): 77-82.
- MILITITSKY, J. (2019). Fundações de torres: aerogeradores, linhas de transmissão e telecomunicação. *Oficina de Textos*, São Paulo, Brasil, 240 p.
- MONTEIRO, F.F. (2023). Comportamento de estacas escavadas equipadas com o sistema expand body em solo tropical. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 415 p.
- MOURA, A.S., DANTAS NETO, S.A. & AGUIAR, M.F.P. (2008). A comparative study of vibration frequency estimates of the surface foundations of wind turbines built on the sand dunes of the Ceará coast. *DEWI Magazin*, 33: 77-86.
- MOURA, A.S., REIS, J.G.R. & MONT'ALVERNE, A.M. (2009). Avaliação da frequência de vibração das fundações superficiais dos aerogeradores das usinas eólicas da Prainha e da Taíba. *Revista Tecnologia (UNIFOR)*, 30(1): 77-88.
- MOURA, A.S., CUNHA, R.P. & ALMEIDA, M.C.F. (2014). Contribuição ao projeto de fundações superficiais de aerogeradores assentes nas areias de dunas do litoral cearense. *Geotecnia (Lisboa)*, 130: 101-129.
- NAKAI, T. & HINOKIO, M. (2004). A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters. *Soil and Foundations*, 44(2): 53-70.
- NAKAI, T. (2013). *Constitutive modelling of geomaterials: Principles and applications*. CRC Press, London, United Kingdom, 337 p.
- NARDELLI, A., CACCIARI, P.P. & FUTAI, M.M. (2018). Resistência da interface areia-concreto. 19.º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Salvador, Brasil.
- NARDELLI, A. (2019). Degradação do atrito lateral de estacas em fundações de torres eólicas submetidas ao carregamento cíclico axial. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 182 p.
- NICOLAI, G., IBSEN, L.B., O'LOUGHLIN, C.D., & WHITE, D.J. (2017). Quantifying the increase in lateral capacity of monopiles in sand due to cyclic loading. *Géotechnique Letters*, 7(3): 245-252.
- NIEMUNIS, A. & HERLE, I. (1997). Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 2: 279-299.
- NIEMUNIS, A., WICHTMANN, T. & TRIANTAFYLLIDIS, T. (2005). A high-cycle accumulation model for sand. *Computers and Geotechnics*, 32(4): 245-263.
- NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. (1981). Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, CNPq & ABMS, Rio de Janeiro, Brasil.
- OH, K.-Y., NAM, W., RYU, M.S., KIM, J. & EPUREANU, B.I. (2018). A review of foundations of offshore wind energy convertors: Current status and future perspectives. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, Belfast, 88: 16-36.

- OHSAKI, Y. & IWASAKI, R. (1973). On dynamic shear moduli and Poisson's ratio of soil deposits. *Soils and Foundations*, 13(4): 59-73.
- ØSTERGAARD, M.U., AUGUSTESEN, A.H., SØRENSEN, S.P.H., KRAMHØFT, C. & LARSEN, M.T. (2019). Modelling of soil-pile interaction for monopiles for offshore wind turbines - back-calculation of eigenfrequencies. *Proceedings of 1st Vietnam Symposium on Advances in Offshore Engineering*, 18: 190-195.
- OSTHOFF, D. & GRABE, J. (2015). Collision of double hull tanker with gravity base foundation of offshore wind turbine: case of horizontal drift and swell. *3rd International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG 2015)*, NGI, Oslo, Norway.
- PACHECO SILVA, F. (1970). Uma nova construção gráfica para a determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo. *IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, ABMS, Rio de Janeiro, Brasil.
- PEDROSO, D.M. (2006). Representação matemática do comportamento mecânico cíclico de solos saturados e não saturados. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 224 p.
- PETROBRAS (2011). N-1848 - Projeto de fundações de máquinas. Norma Técnica, Petrobras, Rio de Janeiro, Brasil, 50 p.
- PINTO, C.S. (2006). Curso básico de mecânica dos solos. *Oficina de Textos*, São Paulo, Brasil, 368 p.
- PISANÒ, F. (2019) Input of advanced geotechnical modelling to the design of offshore wind turbine foundations. *XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ECSMGE 2019)*, The Icelandic Geotechnical Society, Reykjavik, Iceland.
- PONTE, G.F. & MOURA, A.S. (2017). Avaliação da previsão do comportamento dinâmico das fundações superficiais de aerogeradores a partir de ensaios de pequena e grande deformações. *Revista Eletrônica de Engenharia Civil*, 13(1): 95-105.
- POTYONDY, J.G. (1961). Skin friction between various soils and construction materials. *Géotechnique*, 11(4): 339-353.
- POULOS, H.G. (1988). Cyclic stability diagram for axially loaded piles. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(8): 877-895.
- PRA-AI, S. & BOULON, M. (2016). Soil-structure cyclic direct shear tests: a new interpretation of the direct shear experiment and its application to a series of cyclic tests. *Acta Geotechnica*, 12(1): 107-127.
- RODRIGUES, A.P., ALMEIDA, L., RESENDE, L., MAGALHÃES, L.F., SÁ, M.A.M. & CAMPOS, J.E.G. (2005). Caracterização do meio físico, dos recursos minerais e hídricos do município de Aparecida de Goiânia - GO. *Superintendência de Geologia e Mineração/Governo de Goiás*, Goiânia, Brasil, 106 p.
- ROSCOE, K.H. & BURLAND, J.B. (1968). On the generalized stress-strain behavior of "wet clay". *Engineering plasticity*, J. Heyman & F.A. Leckie, Cambridge Univ. Press, Cambridge, United Kingdom, 535-609.
- RUDOLPH, C., BIENEN, B. & GRABE, J. (2014). Effect of variation of the loading direction on the displacement accumulation of large-diameter piles under cyclic lateral loading in sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(10): 1196-1206.

- SAGASETA, C., CUÉLLAR, V. & PASTOR, M. (1991). Cyclic loading. Deformation of soils and displacements of structures. 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, AGI, Florence, Italy, 981-999.
- SALES, M.M., VILAR, O.M., MASCARENHA, M.M.A., PEREIRA, J.H.F., SILVA, C.M. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2023). Fundações em solos não saturados. Solos não saturados no contexto geotécnico, Comissão Técnica de Solos Não Saturados, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), São Paulo, Brasil, pp. 913-968.
- SANTOS, F.Y.A. (2023). Modelos analíticos para cálculo de frequências naturais de torres eólicas considerando interação solo-estrutura. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 175 p.
- SHI, Y., YAO, W. & JIANG, M. (2023). Dynamic analysis on monopile supported offshore wind turbine under wave and wind load. *Structures*, 47: 520-529.
- SORIANO, H. L. (2014). Introdução à dinâmica das estruturas. Elsevier, Rio de Janeiro, Brasil, 464 p.
- STAUBACH, P. & WICHTMANN, T. (2020). Long-term deformations of monopile foundations for offshore wind turbines studied with a high-cycle accumulation model. *Computers and Geotechnics*, 124(103553): 1-15.
- SVENSSON, H. (2010). Design of foundations for wind turbines. M.Sc. Thesis, Lund University, Lund, Sweden, 91 p.
- SILVA, M.B.M. (2016). Comportamento de estacas metálicas submetidas a esforços horizontais nas condições de umidade natural e inundada do solo. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil, 124 p.
- SILVA, C.M., HERRERA, M.A.T., TERCEROS, M., ESPOSITO, C., FERNÁNDEZ, D.H. & CUNHA, R.P. (2018). Uso da tecnologia expander body em estacas solicitadas a tração e a compressão assentes em solo tropical do Brasil. 19.º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Salvador, Brasil, 4: 58-70.
- SILVA, R., SILVA, W.V., FARIAS, J.Y., SANTOS, M.A.A. & NEIVA, L.O. (2020). Experimental and numerical analyses of the failure of prestressed concrete railway sleepers. *Materials*, 13(1704): 1-20.
- SILVA, A.R.C. (2022). Modelagem computacional via MEF da interação solo-estrutura de sistemas eólicos. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 116 p.
- SILVA, A.R.C., REBOLLEDO, J.F.R., FARIAS, M.M., CORDÃO NETO, M.P., & MENDOZA, C. (2024). Implementation of a sub-loading constitutive model for structured soils. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1-11.
- TAIEBAT, H.A. (1999). Three dimensional liquefaction analysis of offshore foundations. Ph.D. Thesis, University of Sidney, Sydney, Australia, 213 p.
- TATSUOKA, F. (2001). Impacts on geotechnical engineering of several recent findings from laboratory stress-strain tests on geomaterials, 2000 Burmister Lecture at Columbia University. *Geotechnics for roads, rail tracks and earth structures*, Correia & Brandle, Balkema, London, United Kingdom, 69-140.

- TRUONG, P., LEHANE, B.M., ZANIA, V. & KLINKVORT, R.T. (2018). Empirical approach based on centrifuge testing for cyclic deformations of laterally loaded piles in sand. *Géotechnique*, 69(2): 133-145.
- TSAI, C.-C., LI, Y.-P. & LIN, S.-H. (2023). p-y based approach to predicting the response of monopile embedded in soft clay under long-term cyclic loading. *Ocean Engineering*, 275(114144): 1-10.
- TSUHA, C.H.C., FORAY, P.Y., JARDINE, R.J., YANG, Z.X., SILVA, M. & RIMOY, S. (2012). Behaviour of displacement piles in sand under cyclic axial loading. *Soils and Foundations*. 52(3): 393-410.
- VAN ZYL, W.S. & VAN ZIJL, G.P.A.G. (2015). Dynamic behaviour of normally reinforced concrete wind turbine support structures. *Journal of the South African Institution of Civil Engineering*, 57(4): 38-44.
- VAUGHAN, P.R., MACCARINI, M., & MOKHTAR, S.M. (1988). Indexing the engineering properties of residual soil. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 21(1): 69-84.
- VON WOLFFERSDORFF, P.-A. (1996). A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 1(3): 251-271.
- WICHTMANN, T., NIEMUNIS, A. & TRIANTAFYLLIDIS, T. (2010). On the determination of a set of material constants for a high-cycle accumulation model for non-cohesive soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34(4): 409-440.
- WICHTMANN, T. & TRIANTAFYLLIDIS, T. (2012). Behaviour of granular soils under environmentally induced cyclic loads. *Mechanical behaviour of soils under environmentally induced cyclic loads*, Claudio di Prisco & David Muir Wood, Springer Science & Business Media, Udine, Italy, pp. 1-136.
- WÖHLER, A. (1870). Über die Festigkeitsversuche mit Eisen und Stahl. *Zeitschrift für Bauwesen*, 20: 73-106.
- WOOD, D.M. (2012). Constitutive modelling. *Mechanical behaviour of soils under environmentally induced cyclic loads*, Claudio di Prisco & David Muir Wood, Springer Science & Business Media, Udine, Italy, pp. 137-226.
- ZAMMATARO, B.B. (2007). Comportamento de estaca tipo escavada e hélice contínua submetidas a esforços horizontais. *Dissertação de Mestrado*, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil, 187 p.
- ZHA, X., GUO, Z., WANG, L. & RUI, S. (2022). A simplified model for predicting the accumulated displacement of monopile under horizontal cyclic loadings. *Applied Ocean Research*, 129(103389): 1-16.
- ZULUAGA, R.A.G. (2016). Relação entre características microestruturais e o comportamento macroscópico de solos granulares. *Tese de Doutorado*, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 150 p.

ANEXO I – DETALHES GERAIS DOS PROTÓTIPOS EOL-10 E EOL-40

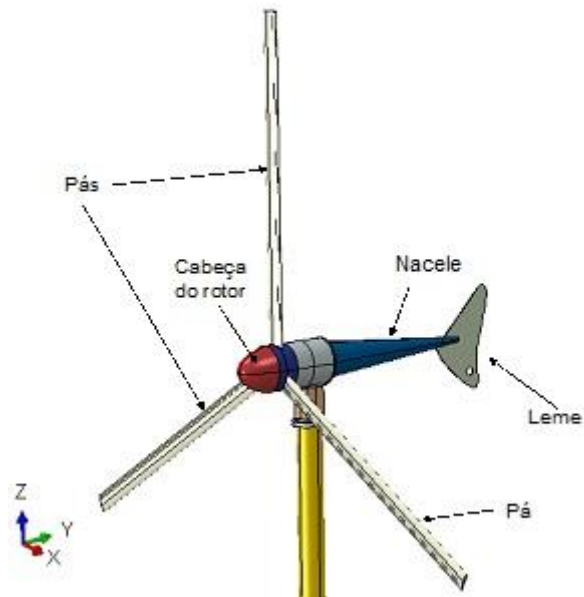
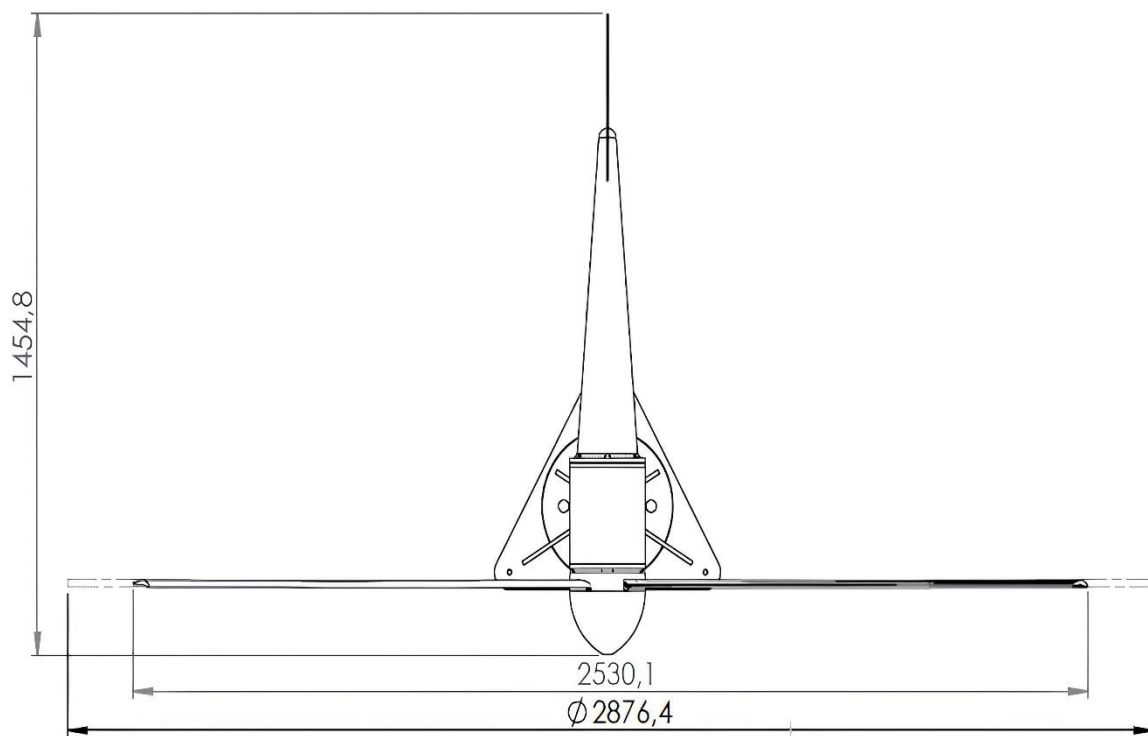
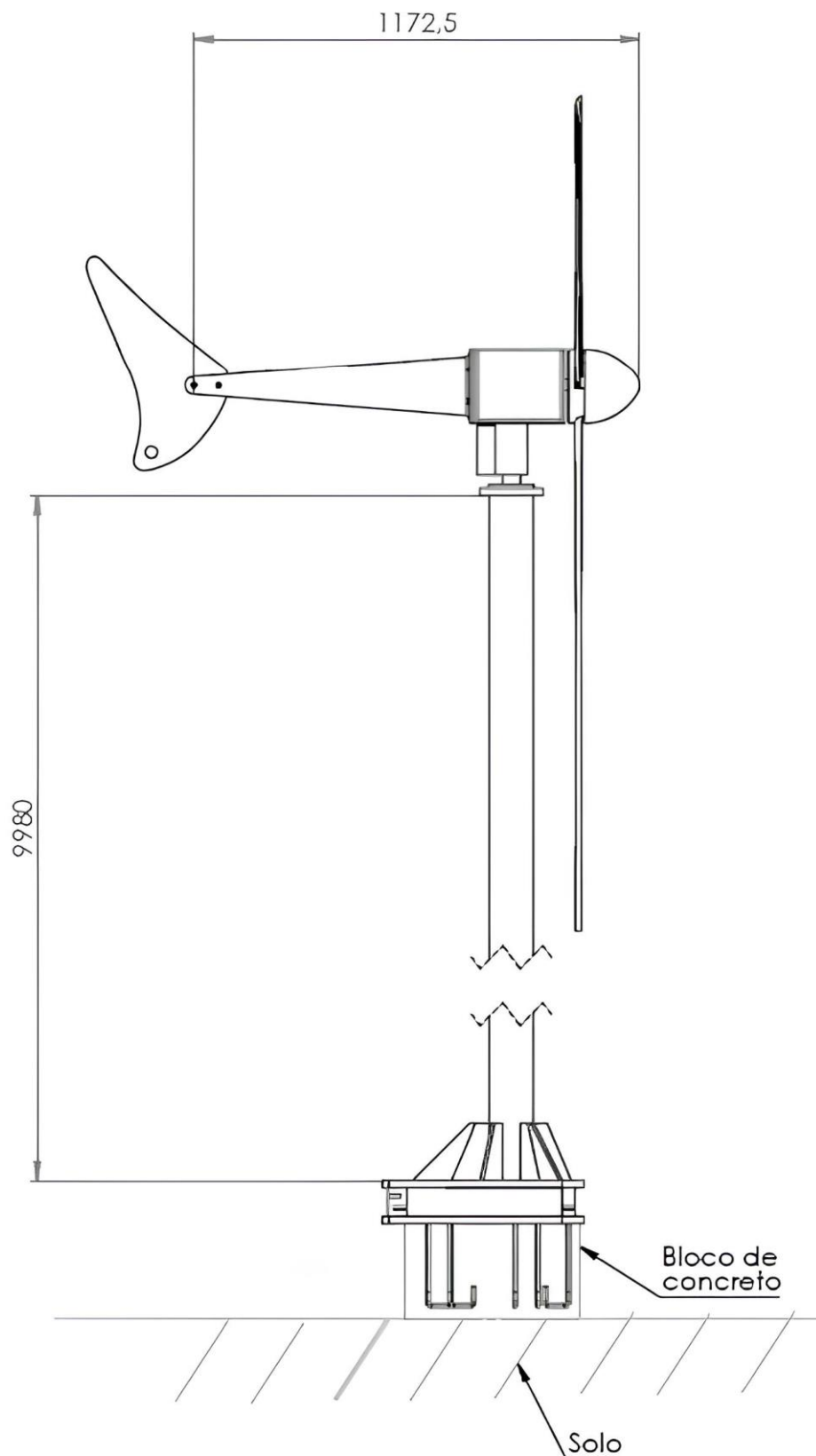


Figura I.1 Partes que compõem o conjunto nacele-rotor do EOL-10 (Alva et al., 2019).



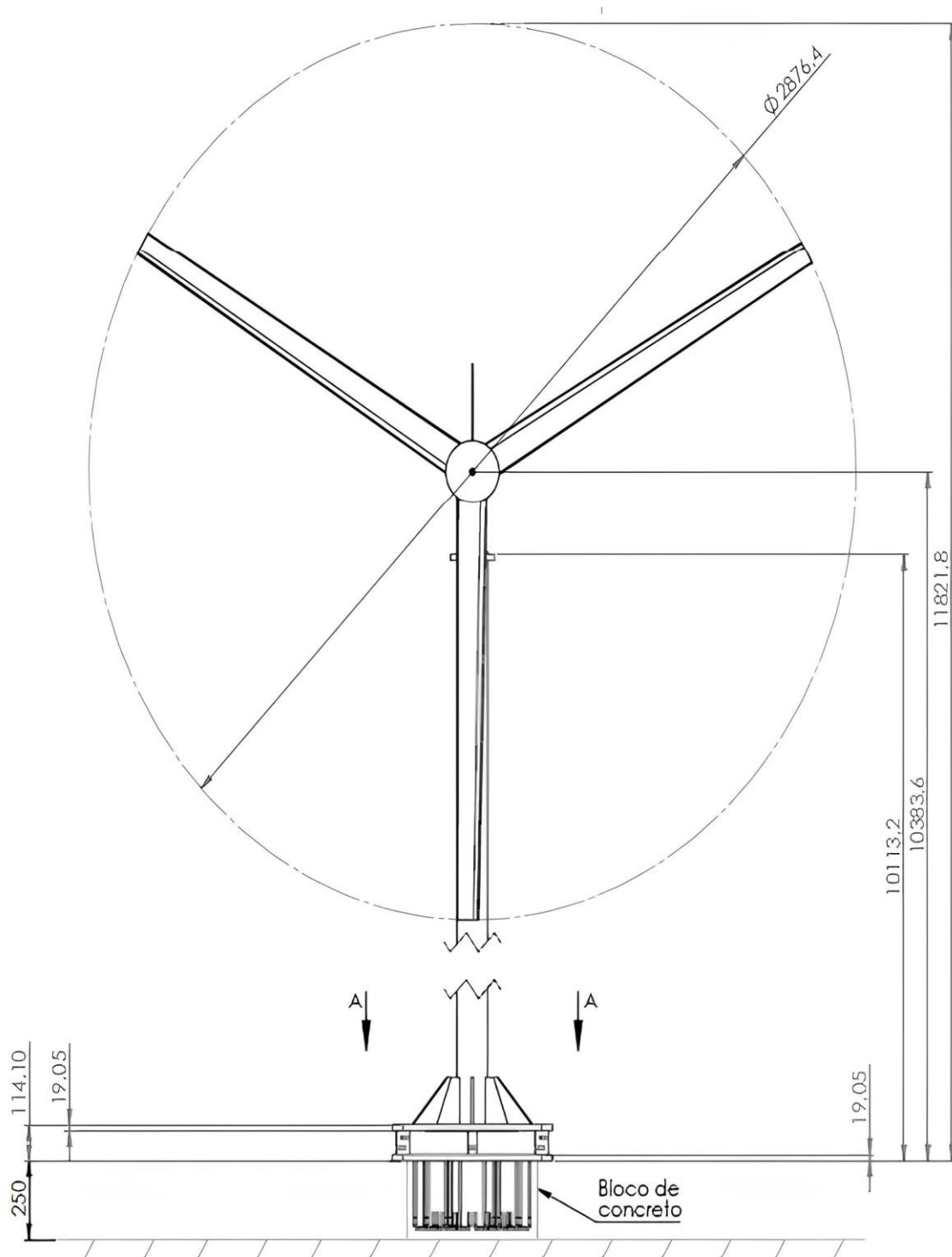
*Unidades de comprimento em milímetro

Figura I.2 Vista superior do conjunto nacele-rotor do EOL-10 (Aeroálcool, 2019b).



*Unidades de comprimento em milímetro

Figura I.3 Vista lateral do conjunto nacele-rotor do EOL-10 (Aeroálcool, 2019b).



*Unidades de comprimento em milímetro

Figura I.4 Vista frontal do conjunto nacele-rotor do EOL-10 (Aeroálcool, 2019b).

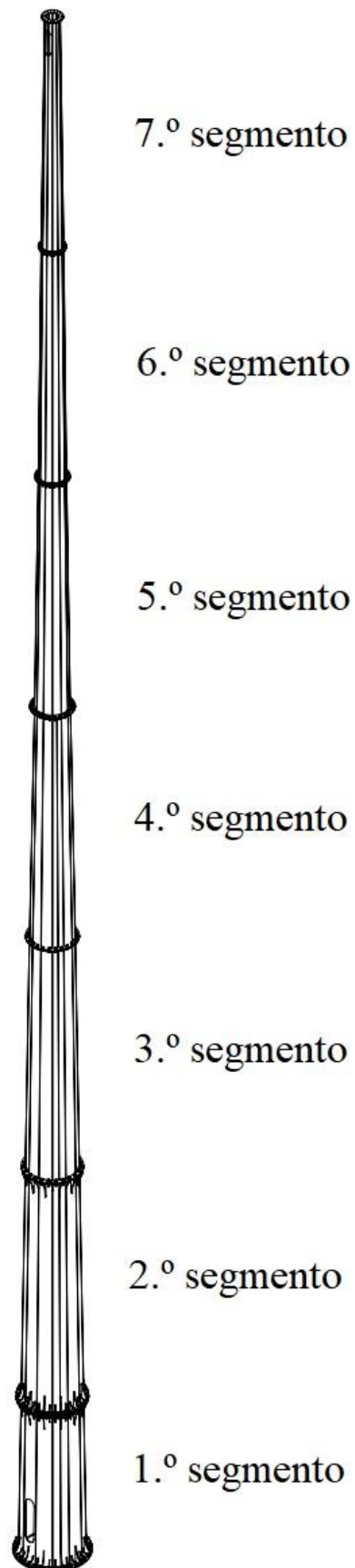
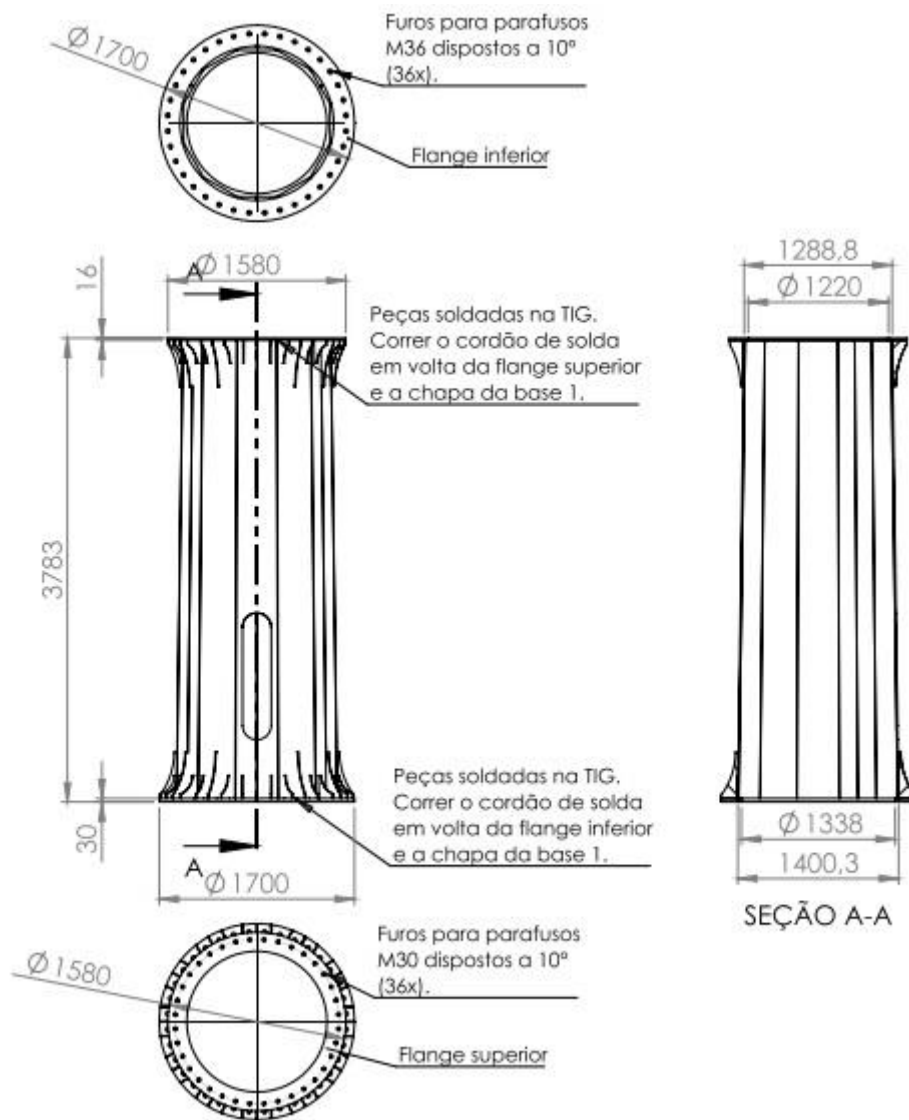
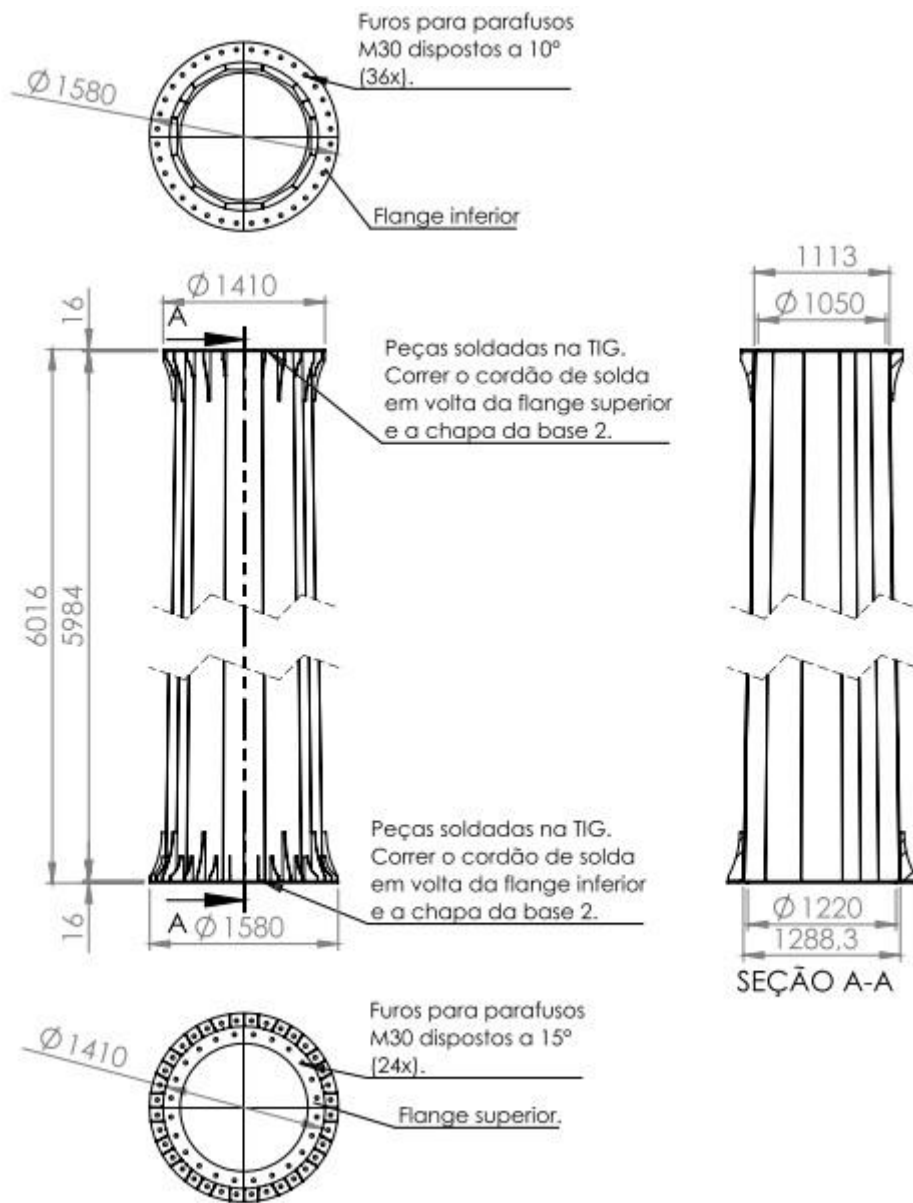


Figura I.5 Detalhes da torre do EOL-40 (Aeroálcool, 2019c).



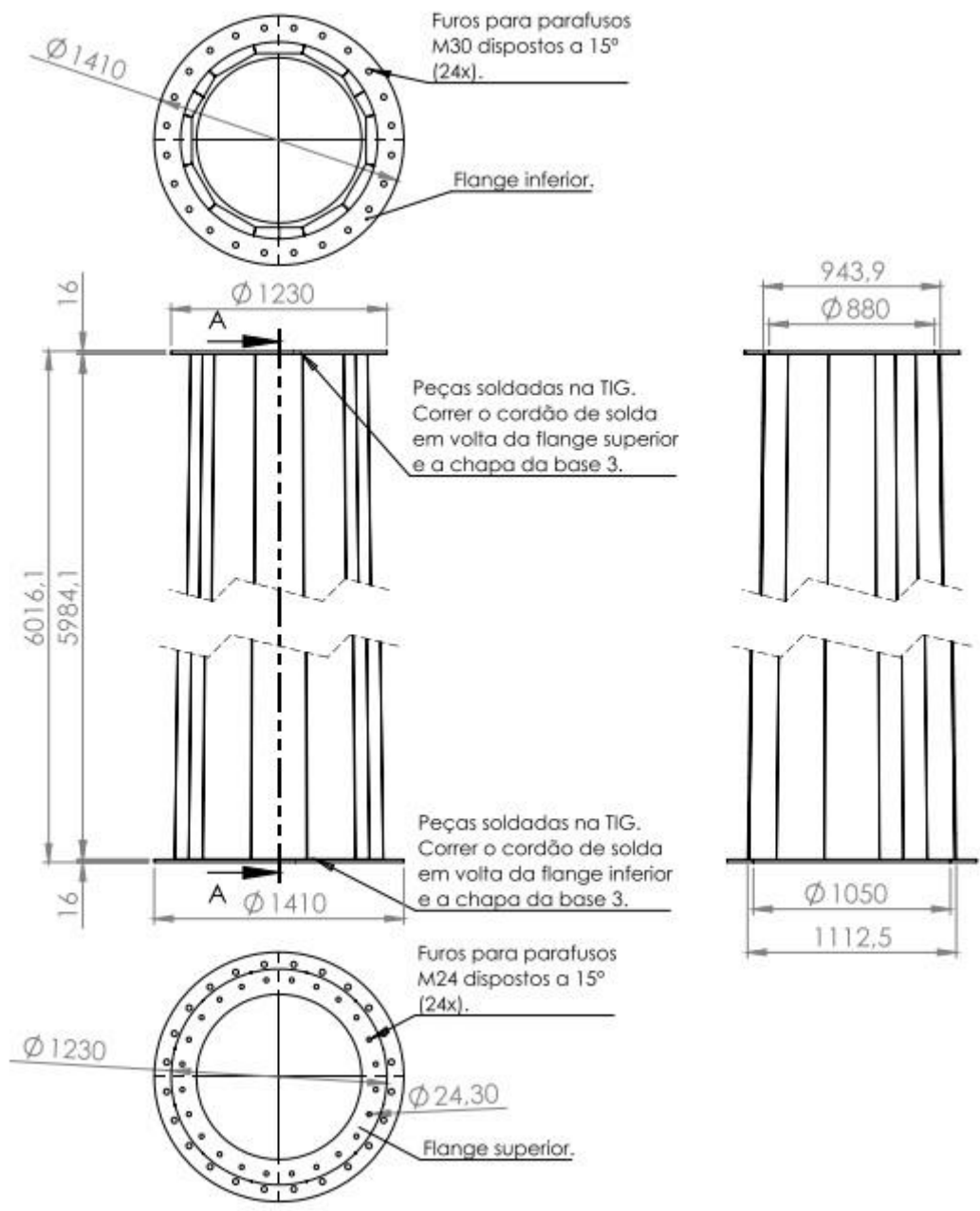
*Unidades de comprimento em milímetro

Figura I.6 Detalhes do primeiro segmento da torre do EOL-40 (Aeroálcool, 2019c).



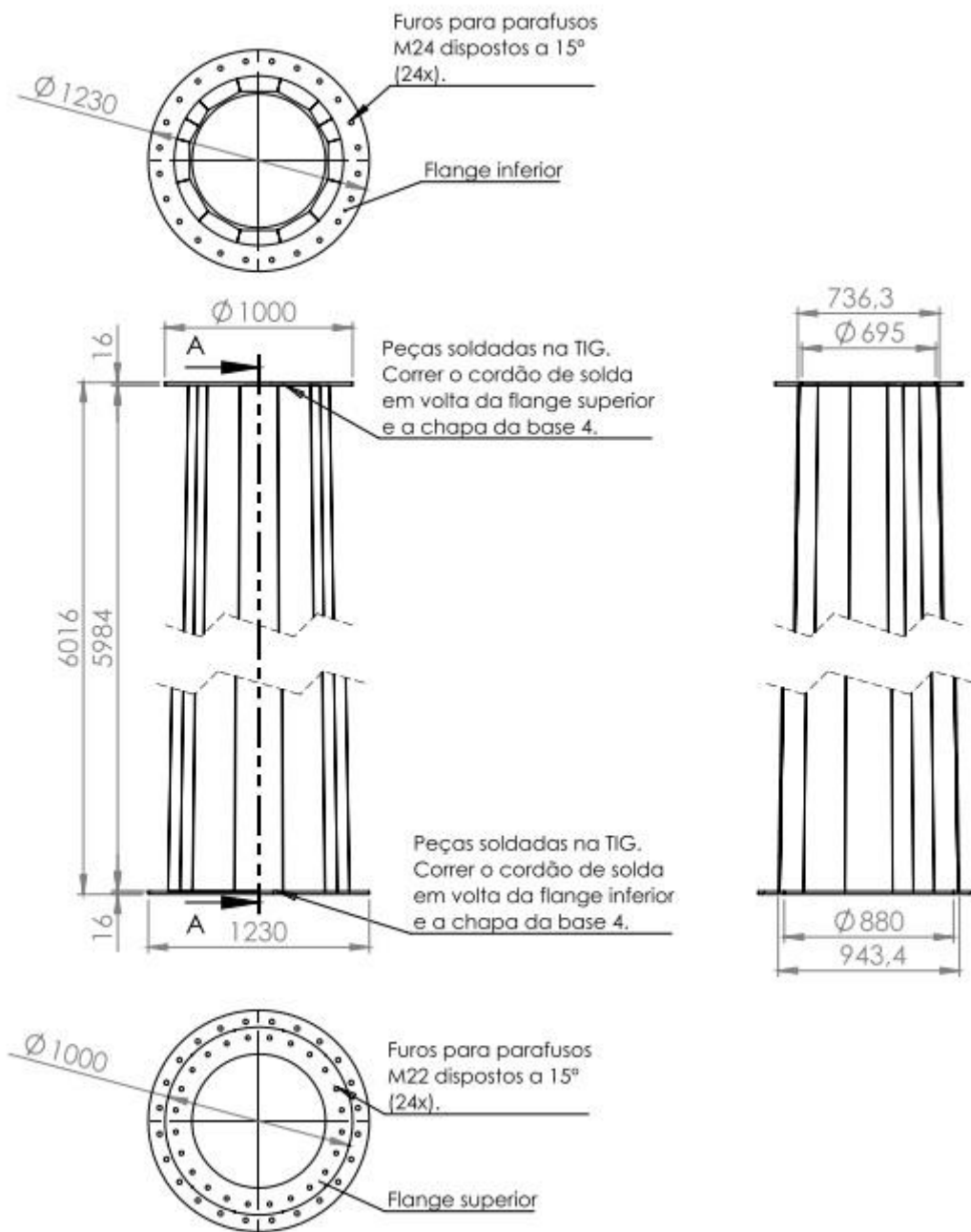
*Unidades de comprimento em milímetro

Figura I.7 Detalhes do segundo segmento da torre do EOL-40 (Aeroálcool, 2019c).



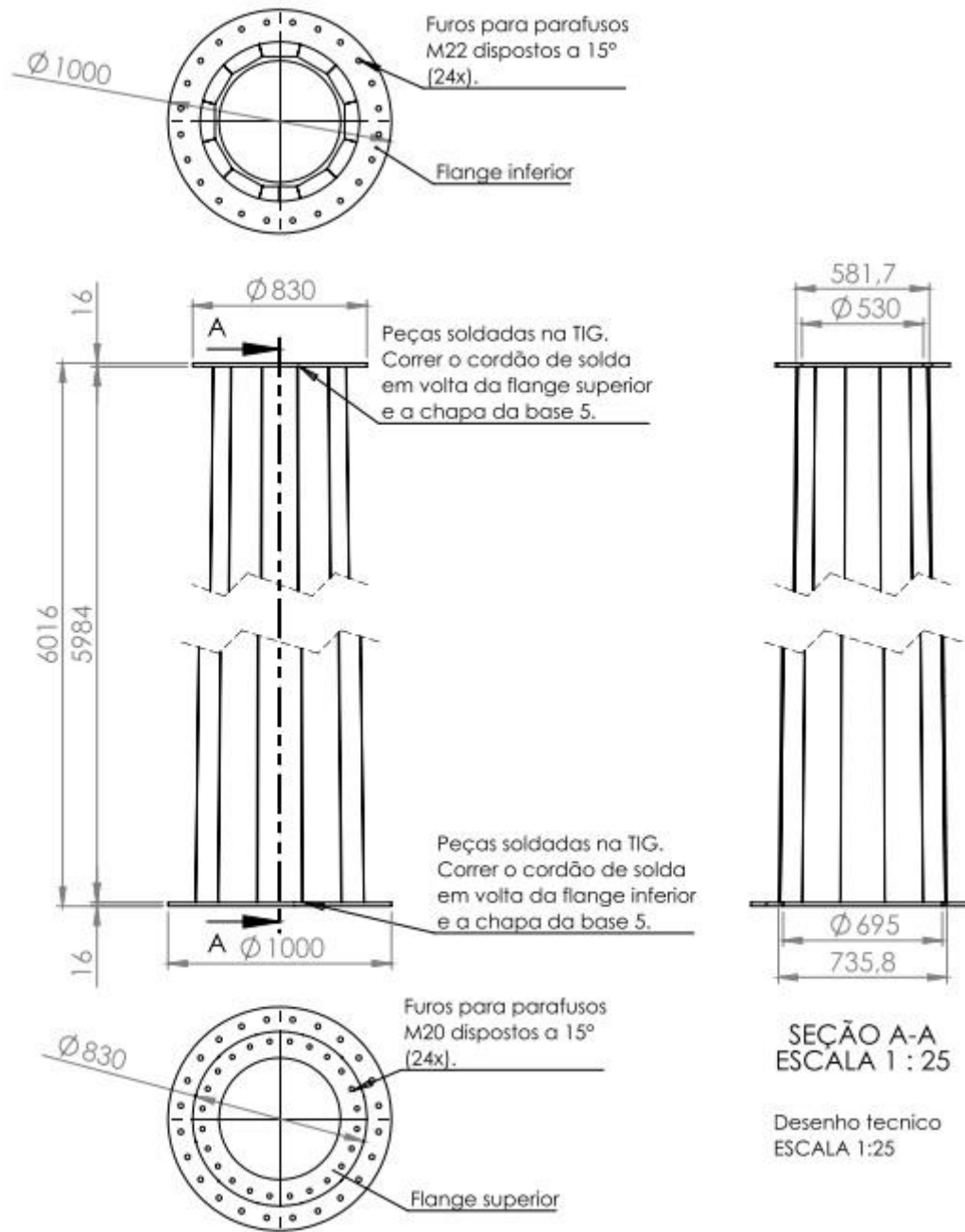
*Unidades de comprimento em milímetro

Figura I.8 Detalhes do terceiro segmento da torre do EOL-40 (Aeroálcool, 2019c).

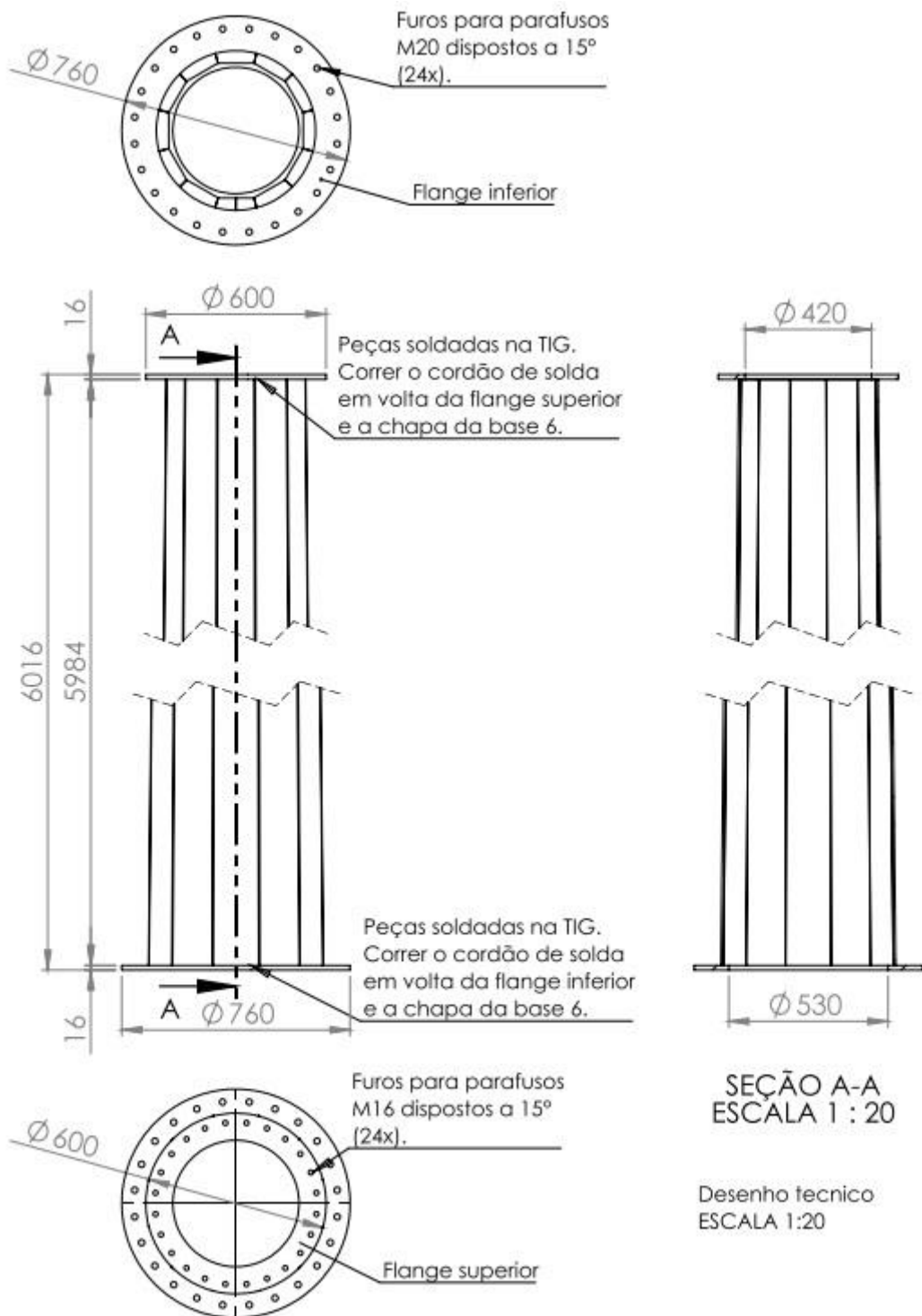


*Unidades de comprimento em milímetro

Figura I.9 Detalhes do quarto segmento da torre do EOL-40 (Aeroálcool, 2019c).

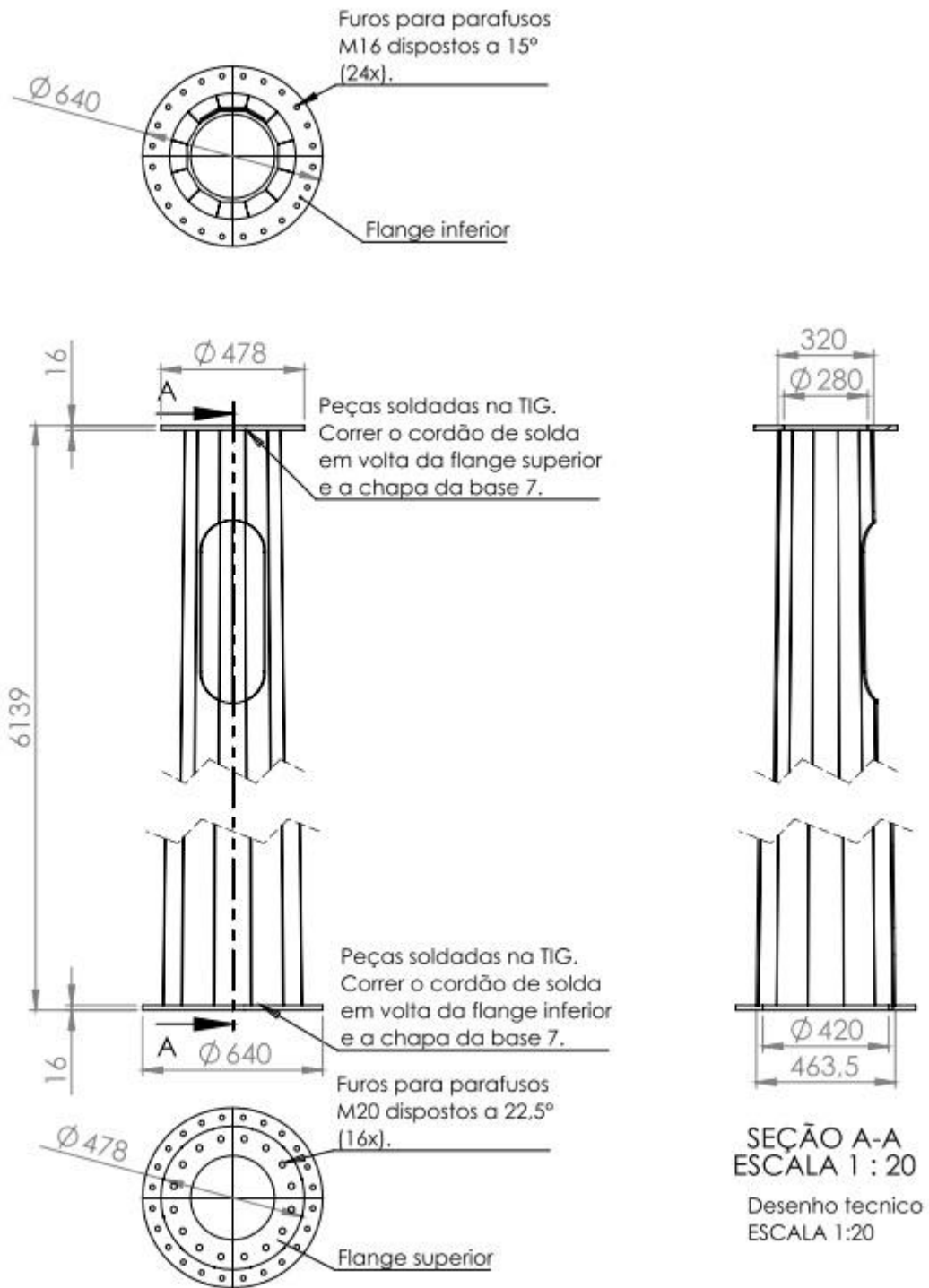


*Unidades de comprimento em milímetro
 Figura I.10 Detalhes do quinto segmento da torre do EOL-40 (Aeroálcool, 2019c).



*Unidades de comprimento em milímetro

Figura I.11 Detalhes do sexto segmento da torre do EOL-40 (Aeroálcool, 2019c).



*Unidades de comprimento em milímetro

Figura I.12 Detalhes do sétimo segmento da torre do EOL-40 (Aeroálcool, 2019c).

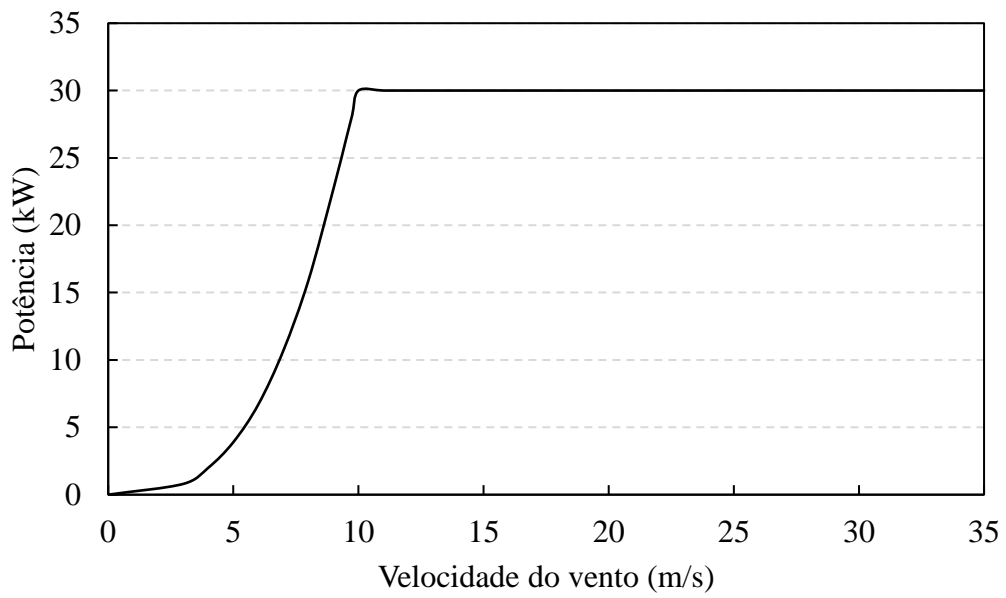


Figura I.13 Curva de desempenho do EOL-40 (Aeroálcool, 2018b).

APÊNDICE A – DADOS DOS ENSAIOS DE PROVA DE CARGA

Tabela A.1 Valores de carga axial e deslocamento medidos na prova de carga da estaca T1.

(tf)	(kN)	E1 (mm)	E2 (mm)	E3 (mm)	E4 (mm)	Média (mm)
0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,5	24,5	0,06	0,03	0,07	0,09	0,06
5,0	49,1	0,26	0,20	0,27	0,33	0,27
7,5	73,6	0,51	0,45	0,57	0,66	0,55
10,0	98,1	0,91	0,82	1,03	1,17	0,98
12,5	122,6	1,49	1,39	1,67	1,88	1,61
15,0	147,2	2,37	2,24	2,62	2,88	2,53
17,5	171,7	3,49	3,25	3,75	4,13	3,66
20,0	196,2	5,46	5,20	5,82	6,27	5,69
22,5	220,7	8,65	8,36	9,07	9,60	8,92
25,0	245,3	15,74	15,46	16,26	16,77	16,06
27,5	269,8	30,00	29,62	30,50	31,20	30,33
28,0	274,7	32,08	31,71	32,61	33,27	32,42
14,0	137,3	31,37	30,96	31,73	32,43	31,62
7,0	68,7	30,95	30,54	31,23	31,91	31,16
14,0	137,3	31,18	30,75	31,48	32,21	31,41
7,0	68,7	30,89	30,48	31,13	31,48	31,00
14,0	137,3	31,12	30,68	31,41	32,16	31,34
7,0	68,7	30,81	30,33	31,00	31,73	30,97
14,0	137,3	31,10	30,64	31,37	32,13	31,31
7,0	68,7	30,89	30,39	31,08	31,82	31,05
14,0	137,3	31,17	30,69	31,41	32,21	31,37
7,0	68,7	30,94	30,43	31,10	31,86	31,08
14,0	137,3	31,25	30,74	31,47	32,29	31,44
7,0	68,7	30,99	30,47	31,14	31,93	31,13
14,0	137,3	31,27	30,74	31,48	32,30	31,45
7,0	68,7	30,90	30,36	31,01	31,84	31,03
14,0	137,3	31,26	30,72	31,45	32,30	31,43
7,0	68,7	30,98	30,42	31,09	31,91	31,10
14,0	137,3	31,27	30,71	31,45	32,30	31,43
7,0	68,7	30,98	30,41	31,10	31,91	31,10
14,0	137,3	31,30	30,75	31,49	32,34	31,47
7,0	68,7	31,02	30,45	31,13	31,96	31,14
14,0	137,3	31,32	30,77	31,50	32,35	31,49
28,0	274,7	36,93	36,48	37,43	38,21	37,26

Tabela A.2 Valores de carga axial e deslocamento medidos na prova de carga da estaca EB.

(tf)	(kN)	E1 (mm)	E2 (mm)	E3 (mm)	E4 (mm)	Média (mm)
0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,5	34,3	0,10	0,00	0,00	0,10	0,05
7,0	68,7	0,17	0,04	0,09	0,22	0,13
0,0	0,0	0,04	0,00	0,02	0,03	0,02
3,5	34,3	0,10	0,02	0,02	0,10	0,06
7,0	68,7	0,18	0,04	0,07	0,24	0,13
10,5	103,0	0,29	0,13	0,27	0,40	0,27
14,0	137,3	0,36	0,27	0,51	0,58	0,43
17,5	171,7	0,45	0,46	0,76	0,73	0,60
21,0	206,0	0,60	0,67	1,06	0,92	0,81
24,5	240,4	0,71	0,87	1,34	1,10	1,01
28,0	274,7	0,86	1,15	1,66	1,28	1,24
31,5	309,0	1,01	1,46	2,00	1,42	1,47
35,0	343,4	1,17	1,74	2,27	1,61	1,70
38,5	377,7	1,36	2,00	2,59	1,84	1,95
42,5	416,9	1,61	2,41	3,02	2,11	2,29
46,0	451,3	1,81	2,66	3,31	2,35	2,53
49,5	485,6	2,06	3,02	3,69	2,59	2,84
53,0	519,9	2,38	3,47	4,24	3,00	3,27
56,5	554,3	2,71	-	4,71	3,35	3,59
63,5	622,9	3,34	-	5,57	4,00	4,30
70,5	691,6	4,24	-	6,66	4,89	5,26
35,0	343,4	3,27	-	5,31	3,77	4,12
17,5	171,7	2,56	-	4,41	3,01	3,33
35,0	343,4	3,04	-	5,05	3,56	3,88
17,5	171,7	2,55	-	4,40	3,00	3,32
35,0	343,4	3,02	-	5,04	3,54	3,87
17,5	171,7	2,61	-	4,45	3,05	3,37
35,0	343,4	3,00	-	5,02	3,53	3,85
17,5	171,7	2,52	-	4,35	2,97	3,28
35,0	343,4	3,02	-	5,06	3,55	3,88
17,5	171,7	2,65	-	4,50	3,10	3,42
35,0	343,4	3,10	-	5,13	3,64	3,96
17,5	171,7	2,62	-	4,48	3,06	3,39
35,0	343,4	3,09	-	5,12	3,62	3,94
17,5	171,7	2,65	-	4,50	3,11	3,42
35,0	343,4	3,10	-	5,15	3,64	3,96
17,5	171,7	2,68	-	4,52	3,14	3,45
35,0	343,4	3,16	-	5,20	3,70	4,02

17,5	171,7	2,66	-	4,53	3,11	3,43
35,0	343,4	3,01	-	5,06	3,52	3,86
17,5	171,7	2,64	-	4,49	3,11	3,41
35,0	343,4	3,12	-	5,20	3,67	4,00
49,0	480,7	3,57	-	5,83	4,16	4,52
59,5	583,7	4,01	-	6,40	4,61	5,01
70,5	691,6	4,65	-	7,19	5,26	5,70
0,0	0,0	1,89	-	3,35	2,22	2,49

Tabela A.3 Valores de carga axial e deslocamento medidos na prova de carga em T2.

(tf)	(kN)	E1 (mm)	E2 (mm)	E3 (mm)	E4 (mm)	Média (mm)
0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,0	29,4	0,16	0,13	0,16	0,17	0,16
6,0	58,9	0,49	0,61	0,72	0,57	0,60
9,0	88,3	1,13	1,36	1,63	1,32	1,36
12,0	117,7	1,99	2,47	2,97	2,37	2,45
15,0	147,2	3,49	4,24	4,92	4,06	4,18
18,0	176,6	6,06	7,05	7,88	6,77	6,94
21,0	206,0	10,49	11,80	12,75	11,35	11,60
24,0	235,4	20,51	22,24	23,25	21,55	21,89
27,5	269,8	35,93	37,92	38,97	36,98	37,45
13,8	135,4	35,79	37,25	37,98	36,52	36,89
13,8	135,4	35,64	35,58	38,18	37,88	36,82
13,8	135,4	35,88	36,97	38,14	36,98	36,99
13,8	135,4	35,62	35,52	38,33	38,01	36,87
13,8	135,4	35,89	36,97	38,16	36,98	37,00
13,8	135,4	35,64	35,57	38,42	38,04	36,92
13,8	135,4	35,94	37,00	38,28	37,12	37,09
13,8	135,4	35,63	35,48	38,47	38,20	36,95
13,8	135,4	35,91	36,99	38,32	37,13	37,09
13,8	135,4	35,66	35,58	38,51	38,18	36,98
13,8	135,4	36,01	37,05	38,35	37,19	37,15
13,8	135,4	35,76	35,73	38,67	38,27	37,11
13,8	135,4	36,08	37,20	38,51	37,24	37,26
13,8	135,4	35,79	35,65	38,76	38,34	37,14
13,8	135,4	36,05	37,15	38,57	37,29	37,27
13,8	135,4	35,80	35,77	38,76	38,35	37,17
13,8	135,4	36,16	37,29	38,61	37,31	37,34
13,8	135,4	35,89	35,90	38,87	38,43	37,27
13,8	135,4	36,18	37,35	38,73	37,37	37,41
13,8	135,4	35,87	35,66	38,87	38,49	37,22
13,8	135,4	36,20	37,39	38,72	37,37	37,42
27,5	269,8	48,52	51,81	51,99	49,53	50,46
18,4	180,5	48,58	50,85	51,69	49,44	50,14
15,2	149,1	48,42	50,52	51,30	49,15	49,85
19,0	186,4	48,48	50,60	51,30	49,28	49,92
27,6	270,8	50,57	53,00	53,85	51,55	52,24
20,0	196,2	50,62	52,97	53,81	51,46	52,22
10,5	103,0	50,19	52,10	52,63	50,76	51,42
2,3	22,6	48,92	50,43	50,60	49,14	49,77

0,0	0,0		48,67	50,18	50,28	48,74	49,47
-----	-----	--	-------	-------	-------	-------	-------

Tabela A.4 Valores de carga transversal e deslocamento medidos na prova de carga em T2.

(tf)	(kN)	E1 (mm)	E2 (mm)	Média (mm)
0,0	0,0	0,00	0,00	0,00
4,0	39,2	7,00	7,19	7,10
0,0	0,0	1,87	1,96	1,92
4,0	39,2	7,55	7,80	7,68
0,0	0,0	2,22	2,34	2,28
4,0	39,2	7,77	8,08	7,93
0,0	0,0	2,44	2,54	2,49
4,0	39,2	8,25	8,63	8,44
0,0	0,0	2,68	2,85	2,77
4,0	39,2	8,21	8,63	8,42
0,0	0,0	2,76	3,08	2,92
4,0	39,2	8,45	8,94	8,70
0,0	0,0	2,63	3,05	2,84
4,0	39,2	8,70	9,35	9,03
0,0	0,0	2,88	3,37	3,13
4,0	39,2	8,45	9,14	8,80
0,0	0,0	2,67	3,27	2,97
4,0	39,2	8,29	9,09	8,69
0,0	0,0	2,74	3,38	3,06
4,0	39,2	8,90	9,91	9,41
0,0	0,0	2,57	3,43	3,00

Tabela A.5 Valores de carga axial e deslocamento medidos na prova de carga em T3.

(tf)	(kN)	E1 (mm)	E2 (mm)	E3 (mm)	E4 (mm)	Média (mm)
0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,0	29,4	0,03	0,02	0,00	0,03	0,02
6,0	58,9	0,24	0,20	0,20	0,30	0,24
9,0	88,3	0,50	0,52	0,56	0,61	0,55
12,0	117,7	1,01	1,05	1,24	1,25	1,14
15,0	147,2	1,70	1,85	2,19	2,16	1,98
18,0	176,6	2,95	3,21	3,74	3,58	3,37
21,0	206,0	4,98	5,40	6,10	5,82	5,58
24,0	235,4	8,87	9,52	10,31	9,85	9,64
27,0	264,9	20,02	21,00	21,81	21,15	21,00
31,0	304,1	37,70	38,97	39,69	38,79	38,79
15,5	152,1	37,24	38,21	38,68	38,09	38,06
14,4	141,3	35,61	42,02	38,55	34,28	37,62
15,7	154,0	36,64	39,65	38,98	37,07	38,09
15,9	156,0	35,33	42,82	38,68	33,79	37,66
14,4	141,3	36,40	40,16	39,05	36,71	38,08
15,5	152,1	35,14	43,20	39,30	33,41	37,76
15,5	152,1	36,31	40,44	39,16	36,57	38,12
17,1	167,8	35,21	43,28	38,82	33,62	37,73
15,5	152,1	36,36	40,57	39,24	36,64	38,20
17,0	166,8	35,21	43,42	38,86	33,61	37,78
15,5	152,1	36,35	40,66	39,30	36,63	38,24
17,0	166,8	35,17	43,50	38,87	33,57	37,78
15,5	152,1	36,34	40,70	39,33	36,61	38,25
16,5	161,9	35,18	43,62	38,97	33,58	37,84
15,5	152,1	36,32	40,79	39,37	36,59	38,27
16,8	164,8	35,06	43,88	39,00	33,39	37,83
14,9	146,2	36,17	41,02	39,38	36,42	38,25
17,3	169,7	35,14	43,98	39,12	33,53	37,94
15,3	150,1	36,19	41,11	39,48	36,45	38,31
16,9	165,8	35,16	44,09	39,13	33,47	37,96
15,5	152,1	36,12	41,28	39,53	36,33	38,32
16,5	161,9	35,13	44,19	39,18	33,41	37,98
15,5	152,1	36,13	41,37	39,61	36,35	38,37
16,9	165,8	35,60	44,47	39,21	33,23	38,13
15,5	152,1	36,18	41,45	39,69	36,39	38,43
17,2	168,7	35,87	44,47	39,36	33,39	38,27
15,5	152,1	36,64	41,43	39,75	36,51	38,58
17,0	166,8	-	44,49	39,42	33,45	39,12

15,1	148,1	-	41,47	39,79	36,48	39,25
16,6	162,9	-	44,57	39,39	33,38	39,11
15,5	152,1	-	41,59	39,80	36,43	39,27
17,1	167,8	-	44,55	39,45	33,54	39,18
15,2	149,1	-	41,55	39,83	36,51	39,30
16,7	163,8	-	44,85	39,51	33,29	39,22
15,5	152,1	-	41,71	39,82	36,29	39,27
17,1	167,8	-	44,81	39,59	33,43	39,28
15,5	152,1	-	41,70	39,90	36,34	39,31
16,9	165,8	-	44,86	39,60	33,41	39,29
15,5	152,1	-	41,86	39,90	36,24	39,33
16,9	165,8	-	44,88	39,65	33,54	39,36
15,5	152,1	-	41,92	39,95	36,29	39,39
17,3	169,7	-	45,09	39,69	33,28	39,35
15,1	148,1	-	42,05	39,99	36,15	39,40
17,1	167,8	-	45,03	39,72	33,52	39,42
15,5	152,1	-	42,16	40,07	36,19	39,47
17,2	168,7	-	45,03	39,71	33,52	39,42
16,0	157,0	-	42,24	40,10	36,18	39,51
17,5	171,7	-	45,07	39,80	33,59	39,49
15,6	153,0	-	42,23	40,14	36,29	39,55
17,3	169,7	-	45,11	39,86	33,63	39,53
15,4	151,1	-	42,32	40,15	36,21	39,56
17,2	168,7	-	45,22	39,90	33,54	39,55
15,6	153,0	-	42,34	40,19	36,21	39,58
17,0	166,8	-	45,13	39,90	33,68	39,57
15,3	150,1	-	42,36	40,18	36,17	39,57
17,1	167,8	-	45,22	39,89	33,49	39,53
15,5	152,1	-	42,32	40,20	36,13	39,55
17,1	167,8	-	45,12	39,86	33,61	39,53
15,5	152,1	-	42,40	40,21	36,16	39,59
17,2	168,7	-	45,27	39,91	33,60	39,59
27,5	152,1	-	42,48	40,26	36,12	39,62
20,0	196,2	-	42,58	40,69	36,94	40,07
25,0	245,3	-	44,62	42,97	39,22	42,27
31,0	304,1	-	66,10	64,75	61,33	64,06

Tabela A.6 Valores de carga transversal e deslocamento medidos na prova de carga em T3.

(tf)	(kN)	E1 (mm)	E2 (mm)	Média (mm)
0,0	0,0	0,00	0,00	0,00
4,0	39,2	-	15,12	15,12
0,0	0,0	5,51	5,44	5,48
4,0	39,2	-	17,84	17,84
0,0	0,0	7,18	7,06	7,12
4,5	44,2	-	19,52	19,52
0,0	0,0	8,41	8,16	8,29
4,0	39,2	-	19,59	19,59
0,0	0,0	8,43	8,21	8,32
4,0	39,2	-	20,21	20,21
0,0	0,0	8,75	8,52	8,64
4,0	39,2	-	20,46	20,46
0,0	0,0	8,91	8,68	8,80
4,0	39,2	-	20,78	20,78
0,0	0,0	9,29	8,97	9,13
4,5	44,2	21,57	21,23	21,40
0,0	0,0	9,75	9,39	9,57
4,3	42,2	21,69	21,31	21,50
0,0	0,0	9,93	9,49	9,71
4,3	42,2	22,09	21,66	21,88
0,0	0,0	10,47	9,91	10,19
4,3	42,2	22,44	21,89	22,17
0,0	0,0	10,79	10,11	10,45
4,5	44,2	23,25	22,62	22,94
0,0	0,0	11,03	10,24	10,64
4,4	43,2	23,27	22,44	22,86
0,0	0,0	10,96	10,06	10,51
4,3	42,2	23,38	22,49	22,94
0,0	0,0	10,97	10,13	10,55
4,2	41,2	23,63	22,78	23,21
0,0	0,0	11,59	10,64	11,12
4,2	41,2	23,51	22,63	23,07
0,0	0,0	11,25	10,32	10,79
4,3	42,2	24,16	23,18	23,67
0,0	0,0	11,83	10,79	11,31
4,2	41,2	24,05	23,01	23,53
0,0	0,0	11,72	10,58	11,15
4,2	41,2	24,17	23,15	23,66
0,0	0,0	12,27	11,11	11,69

4,3	42,2	24,09	23,13	23,61
0,0	0,0	12,37	11,24	11,81
4,5	44,2	24,87	23,79	24,33
0,0	0,0	13,00	11,81	12,41
4,2	41,2	24,59	23,43	24,01
0,0	0,0	13,22	12,01	12,62
4,3	42,2	24,64	23,54	24,09
0,0	0,0	13,40	12,18	12,79
4,3	42,2	24,71	23,60	24,16
0,0	0,0	13,28	12,09	12,69
4,3	42,2	24,80	23,69	24,25
0,0	0,0	13,51	12,26	12,89
4,3	42,2	25,03	23,87	24,45
0,0	0,0	13,69	12,42	13,06
4,2	41,2	24,86	23,70	24,28
0,0	0,0	13,84	12,55	13,20
4,5	44,2	25,29	24,07	24,68
0,0	0,0	13,92	12,64	13,28
4,1	40,2	25,05	23,87	24,46
0,0	0,0	13,96	12,64	13,30
4,3	42,2	25,28	24,17	24,73
0,0	0,0	14,28	12,95	13,62

APÊNDICE B – CALIBRAÇÃO DO MODELO MOHR-COULOMB

Tabela B.1 Parâmetros mecânicos do solo para simulação dos ensaios triaxiais.

Profundidade (m)	E (MPa)	ν	c' (kPa)	ϕ' ($^{\circ}$)	ψ ($^{\circ}$)	γ_n (kN/m ³)
2,30	12	0,3	40	24	6	17,70
3,60	18	0,3	52	28	7	17,90
4,80	16	0,3	32	29	7	17,70
5,60	18	0,3	39	28	7	18,10
6,60	29	0,3	35	27	7	18,15
7,20	19	0,3	33	28	7	18,20

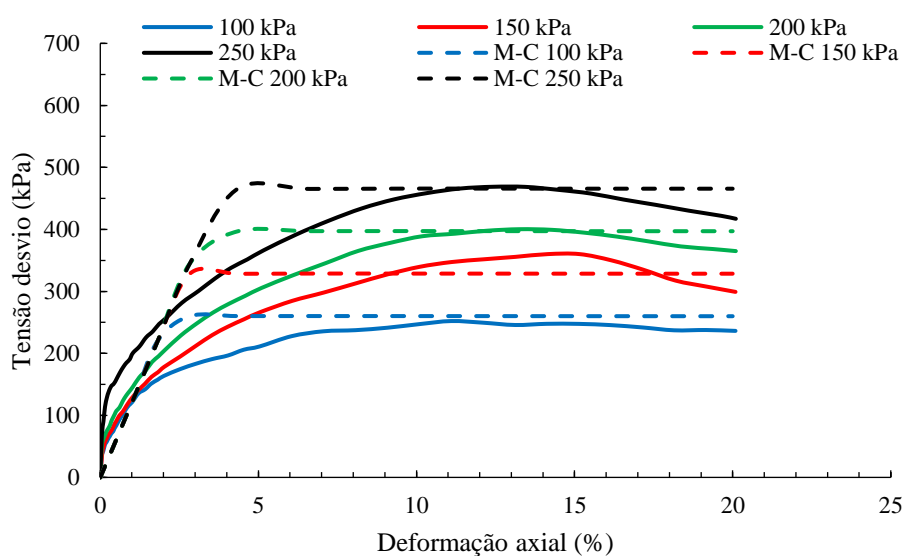


Figura B.1 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 2,30 m.

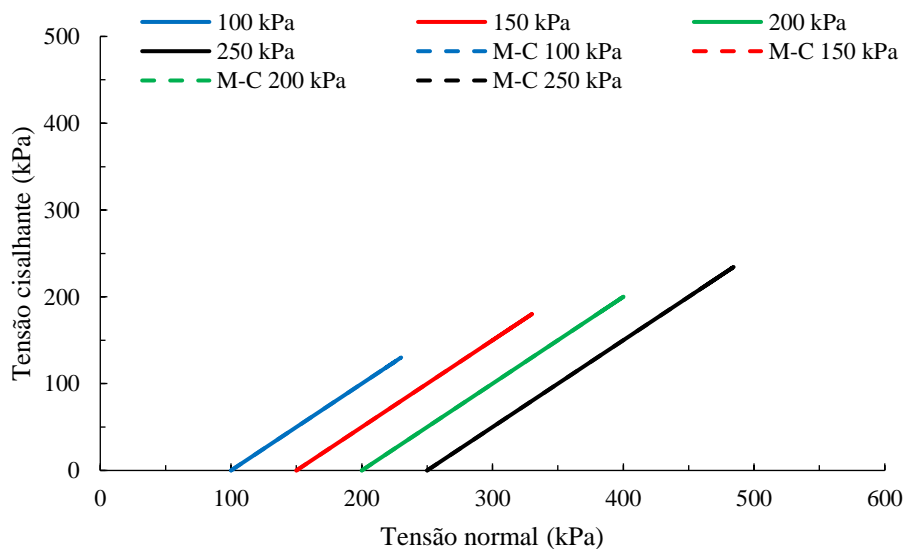


Figura B.2 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 2,30 m.

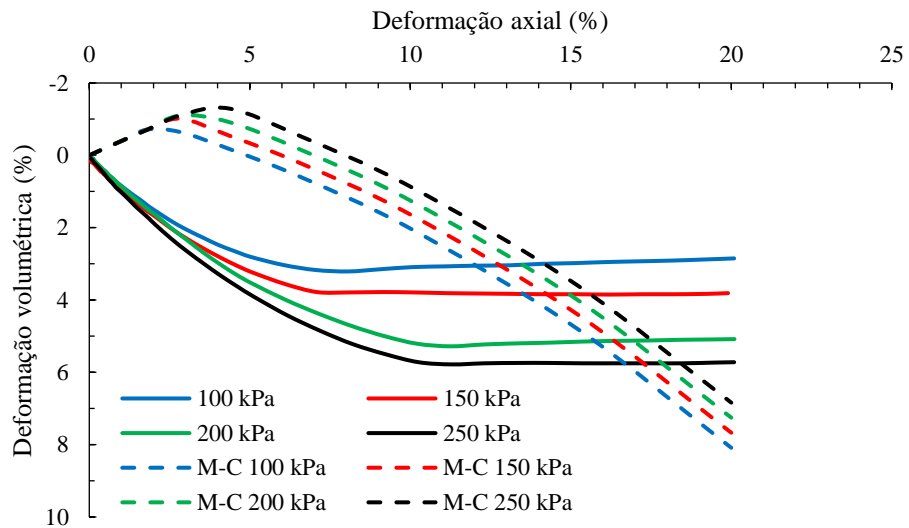


Figura B.3 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 2,30 m.

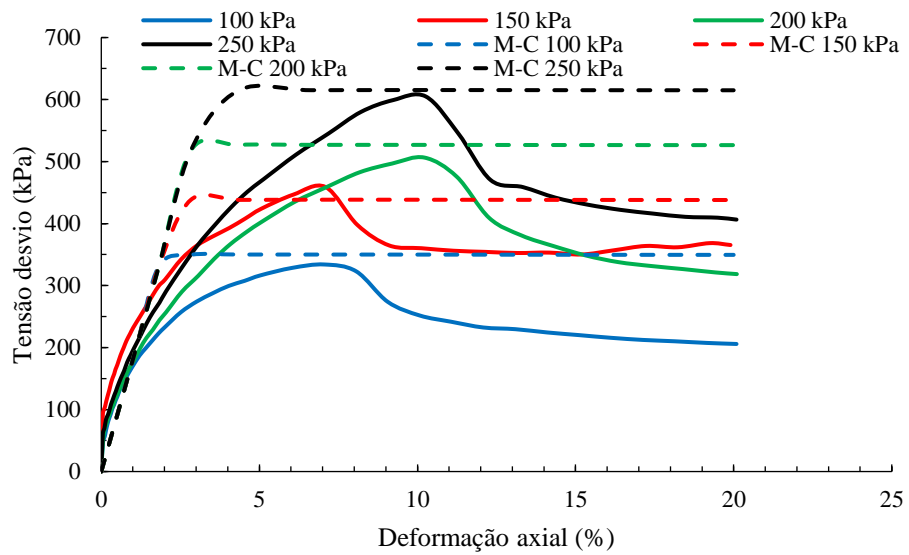


Figura B.4 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 3,60 m.

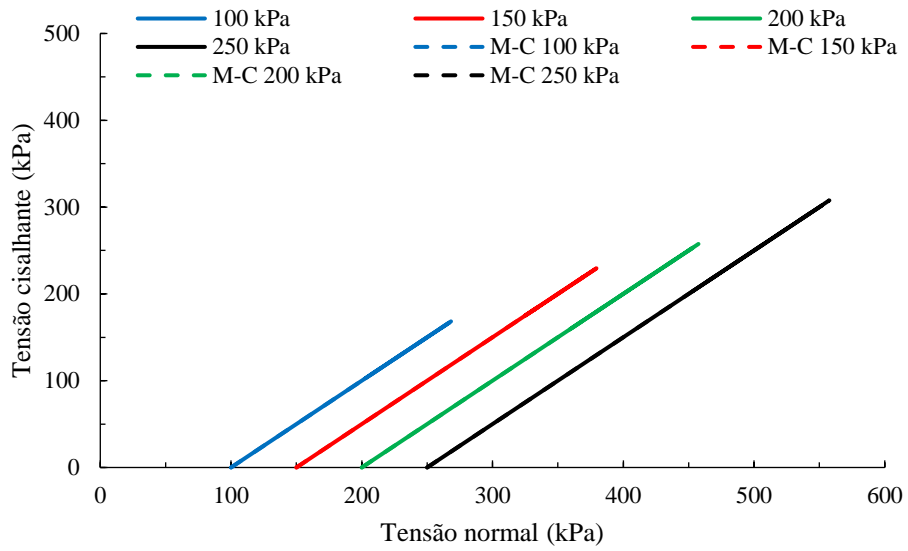


Figura B.5 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 3,60 m.

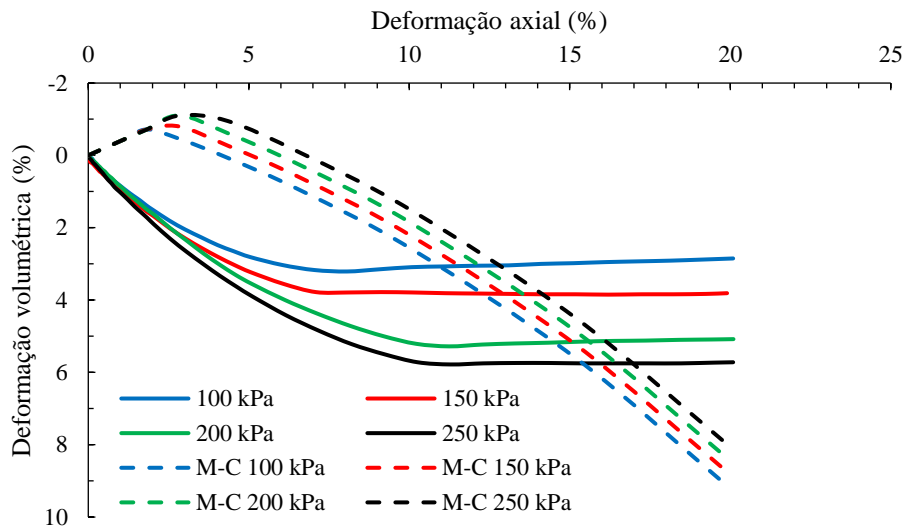


Figura B.6 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 3,60 m.

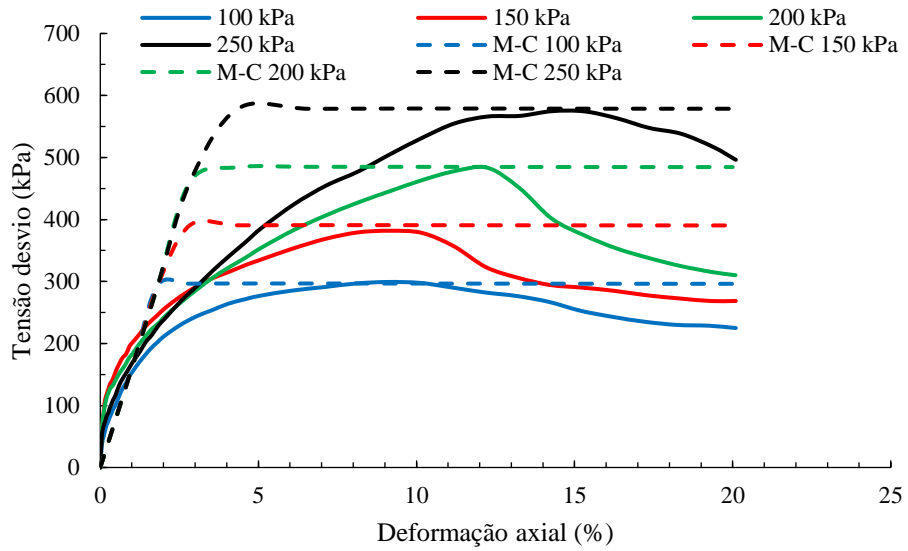


Figura B.7 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 4,80 m.

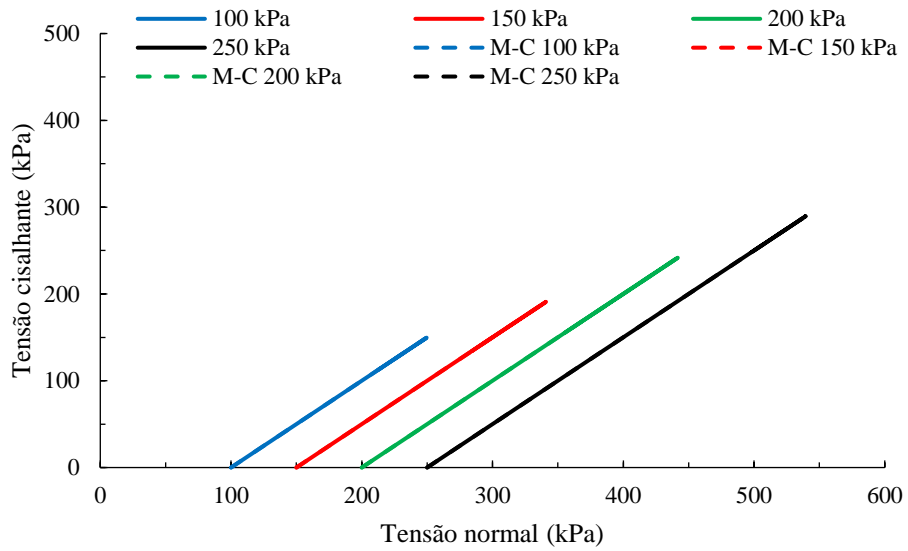


Figura B.8 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 4,80 m.

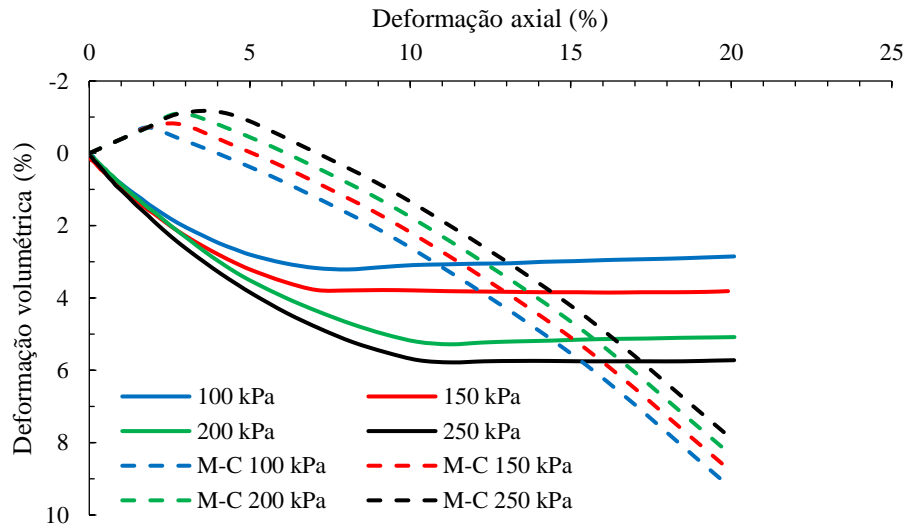


Figura B.9 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 4,80 m.

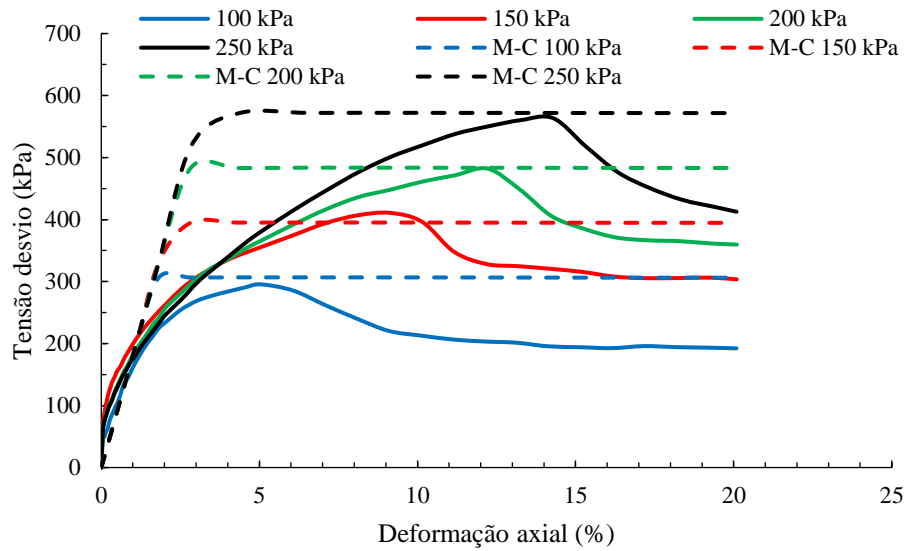


Figura B.10 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 5,60 m.

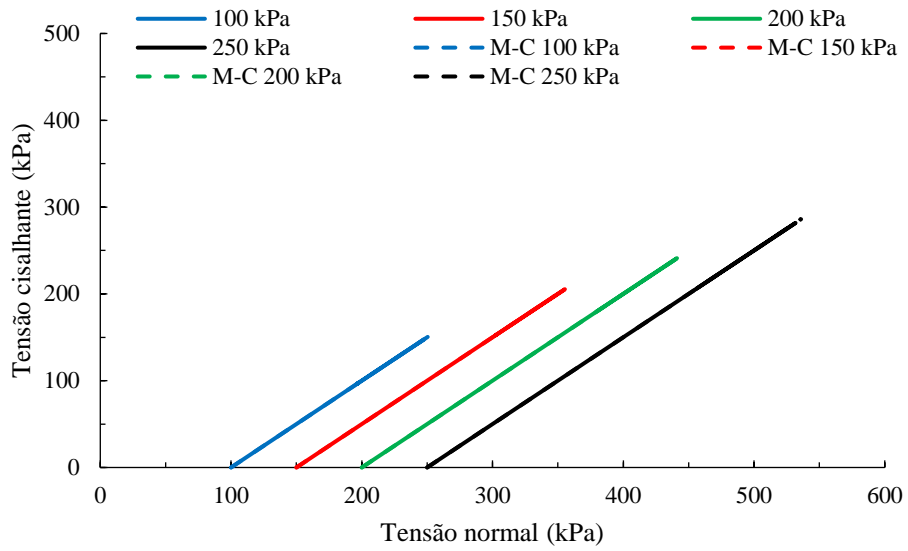


Figura B.11 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 5,60 m.

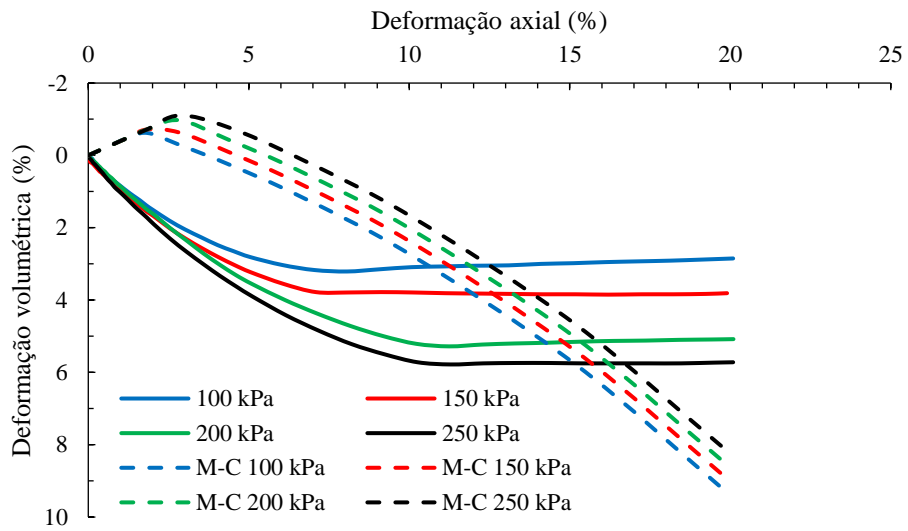


Figura B.12 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 5,60 m.

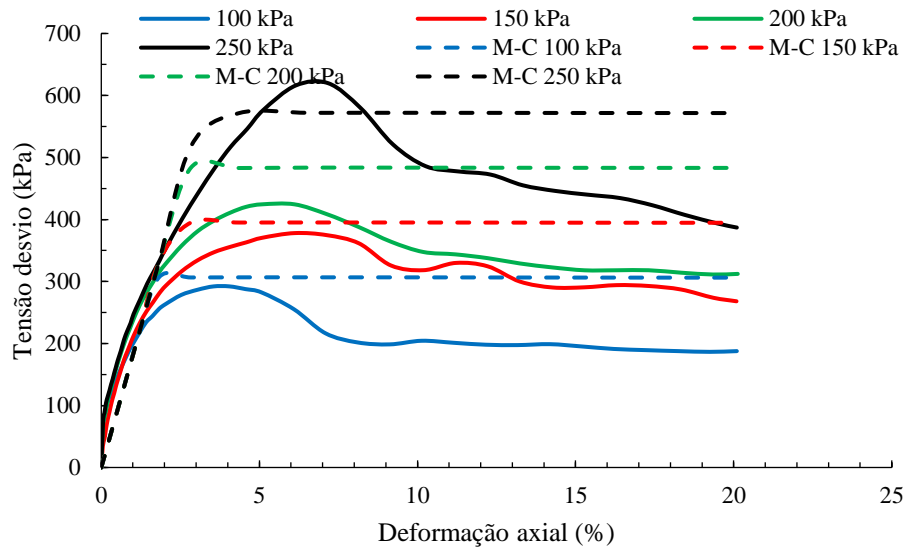


Figura B.13 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 6,60 m.

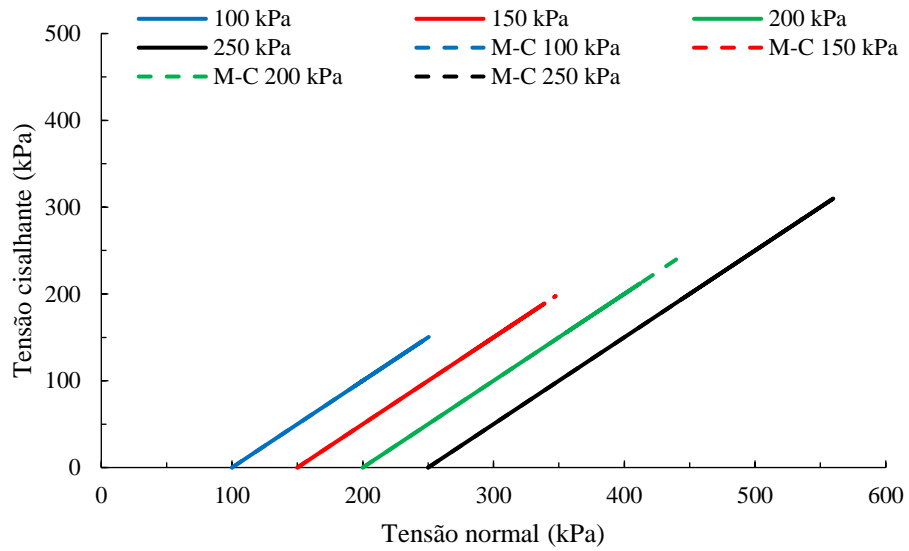


Figura B.14 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 6,60 m.

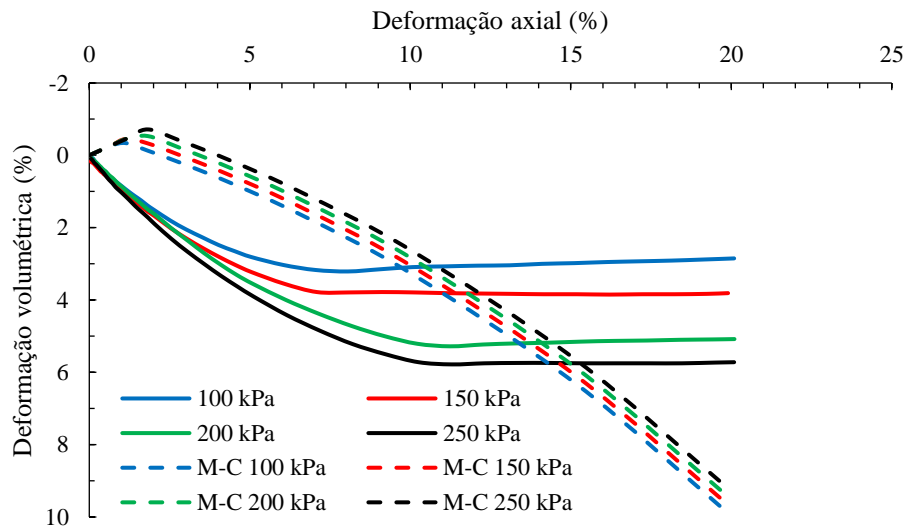


Figura B.15 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 6,60 m.

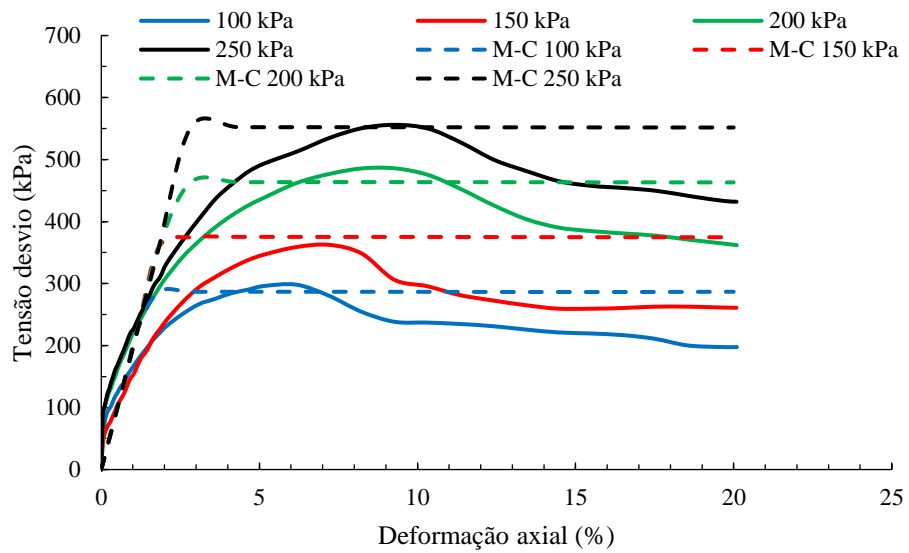


Figura B.16 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 7,20 m.

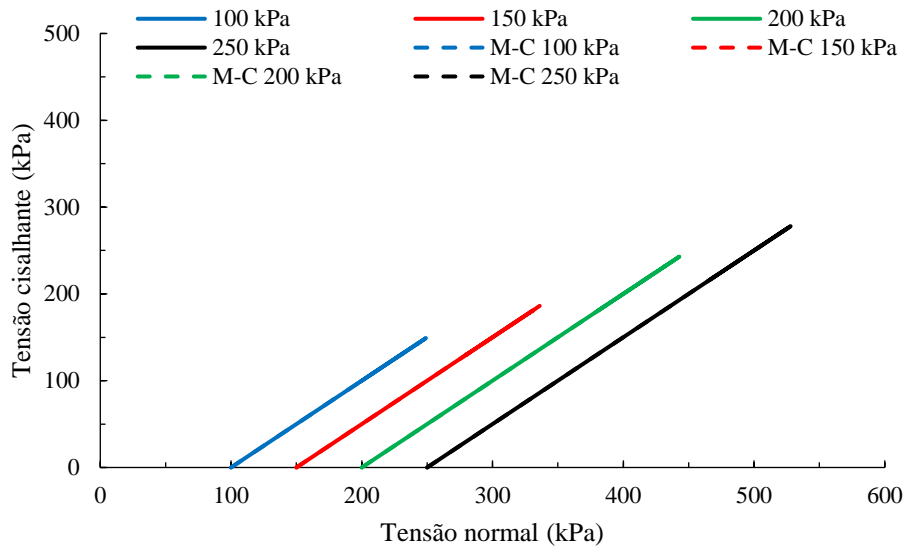


Figura B.17 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 7,20 m.

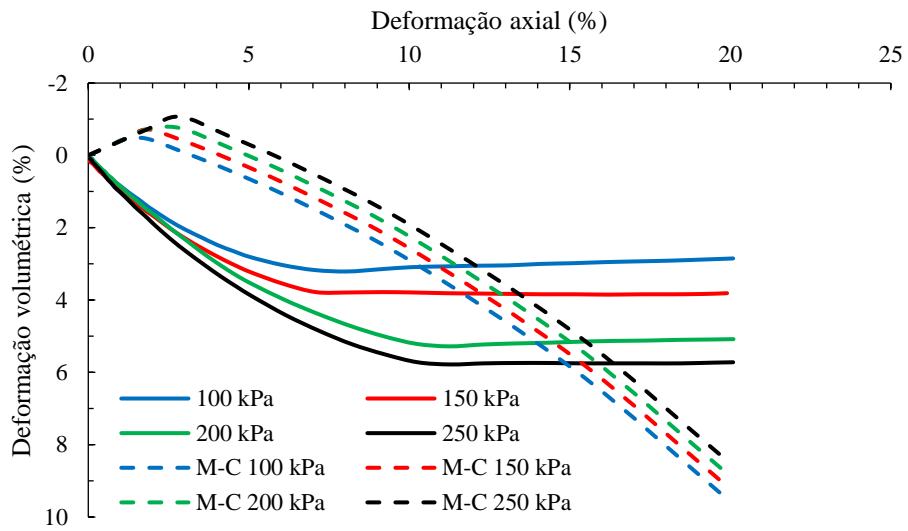


Figura B.18 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 7,20 m.

APÊNDICE C – CALIBRAÇÃO DO MODELO *STRUCTURED* *SUBLOADING CAM CLAY*

Tabela C.1 Parâmetros do modelo *Structured Subloading Cam clay*.

Profundidade (m)	κ	λ	ν	M	N	c	b
2,30	0,016	0,095	0,25	1,23	0,93	500	30
3,60	0,019	0,129	0,25	1,22	0,94	500	150
4,80	0,014	0,123	0,25	1,26	0,90	5	70
5,60	0,012	0,050	0,25	1,21	0,80	2500	50
6,60	0,023	0,123	0,25	1,13	0,82	50	750
7,20	0,033	0,141	0,25	1,18	0,83	80	250

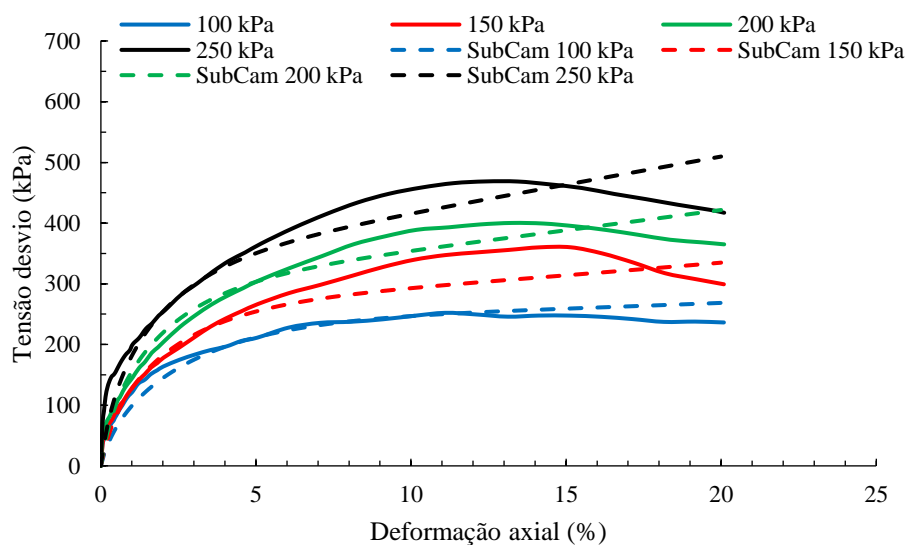


Figura C.1 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 2,30 m.

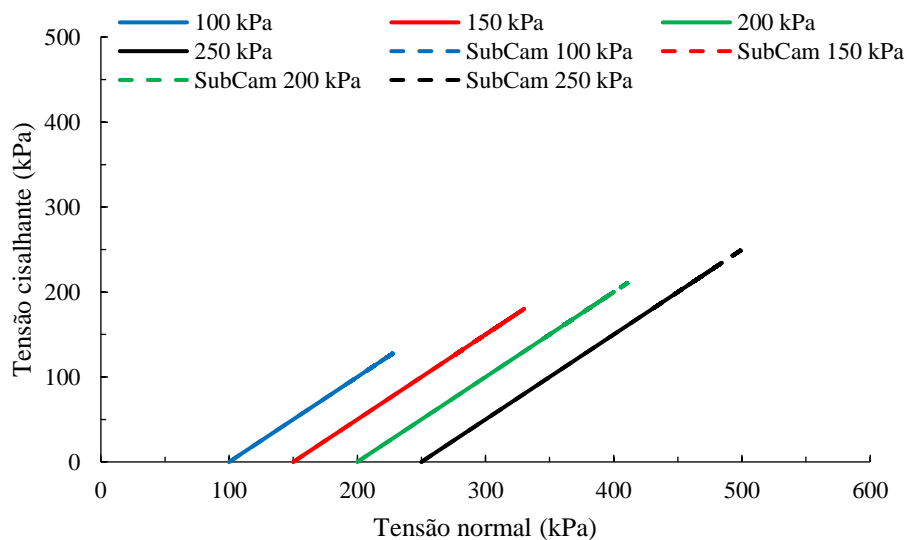


Figura C.2 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 2,30 m.

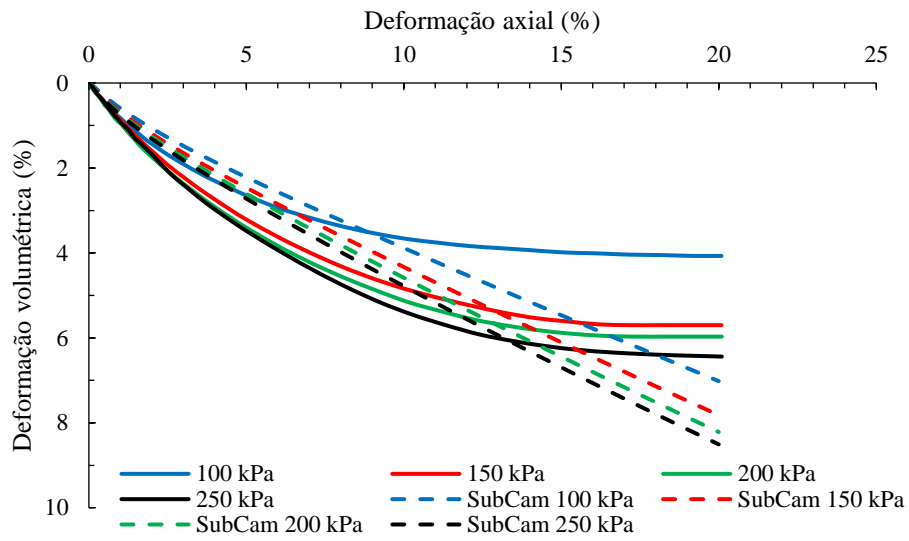


Figura C.3 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 2,30 m.

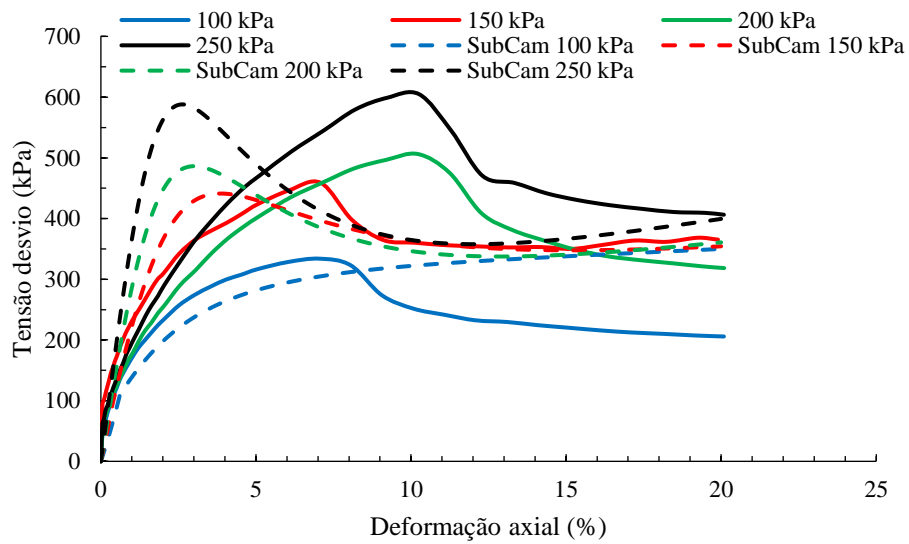


Figura C.4 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 3,60 m.

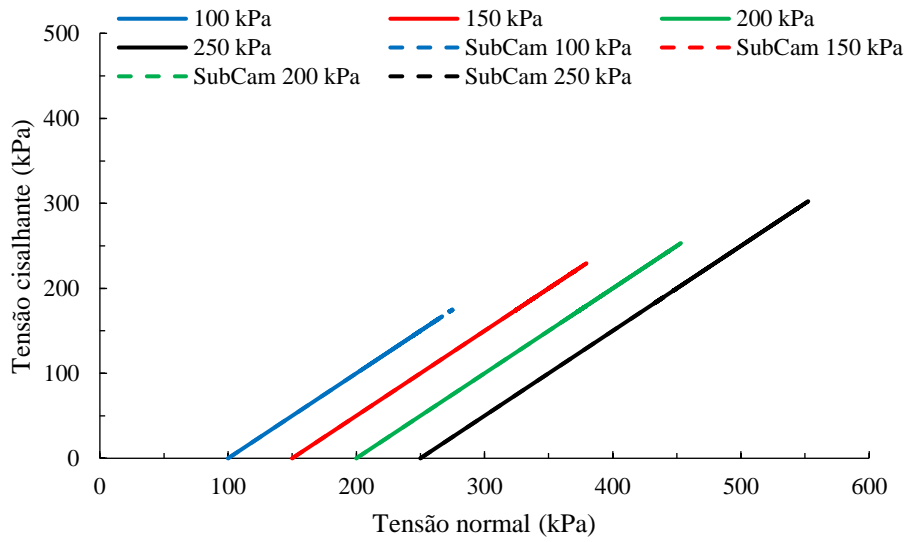


Figura C.5 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 3,60 m.

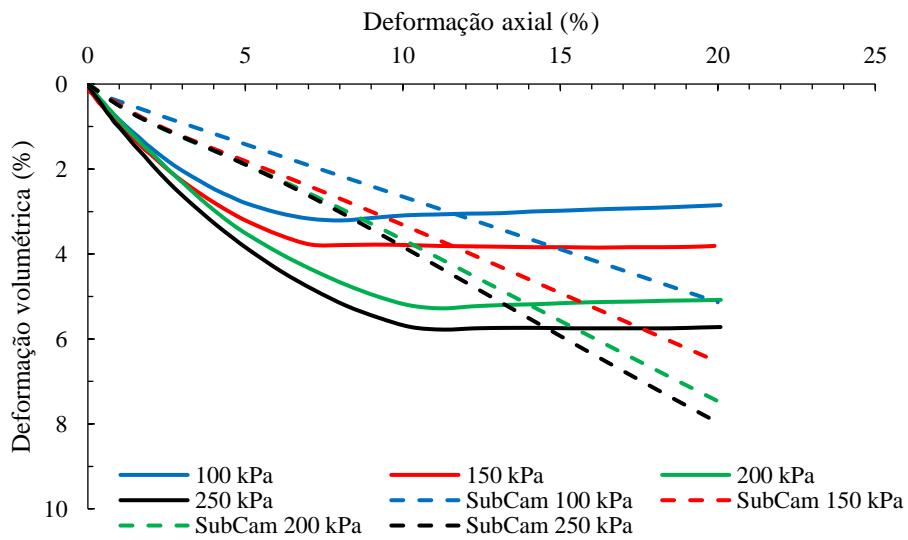


Figura C.6 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 3,60 m.

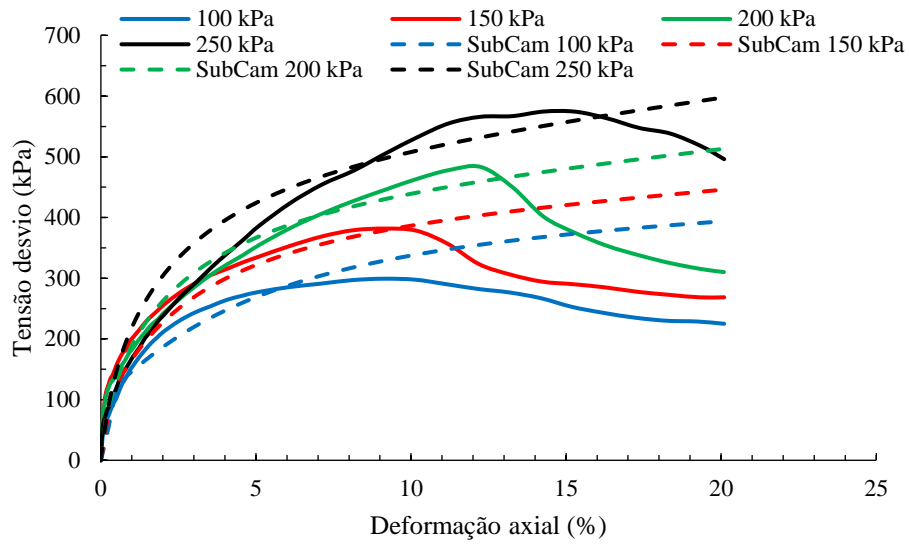


Figura C.7 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 4,80 m.

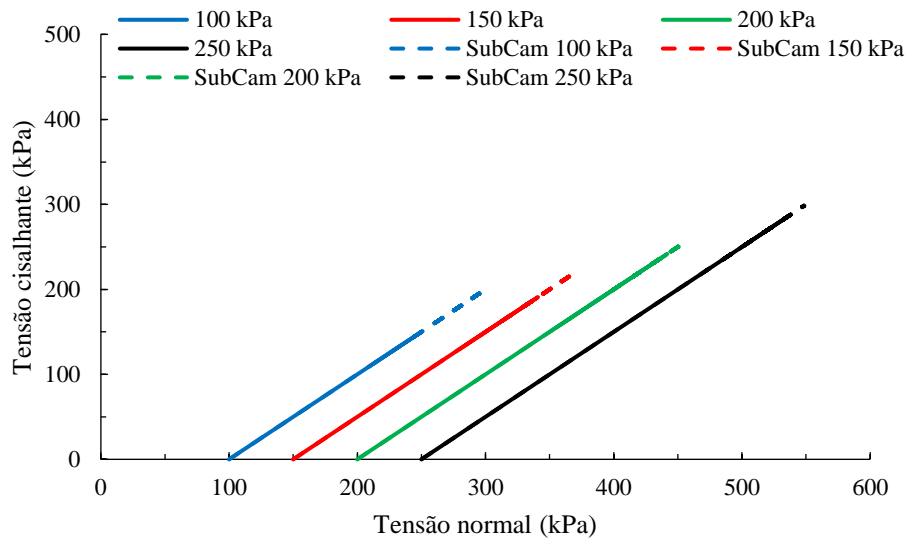


Figura C.8 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 4,80 m.

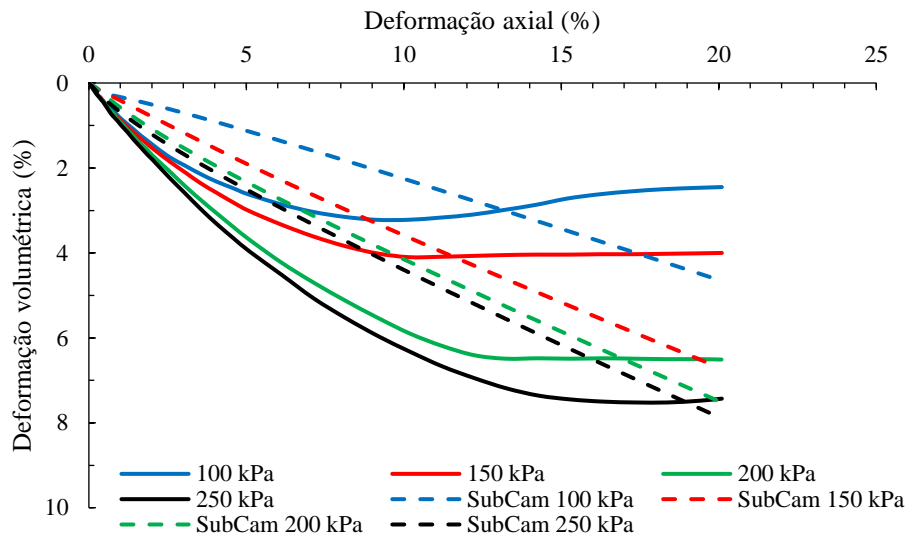


Figura C.9 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 4,80 m.

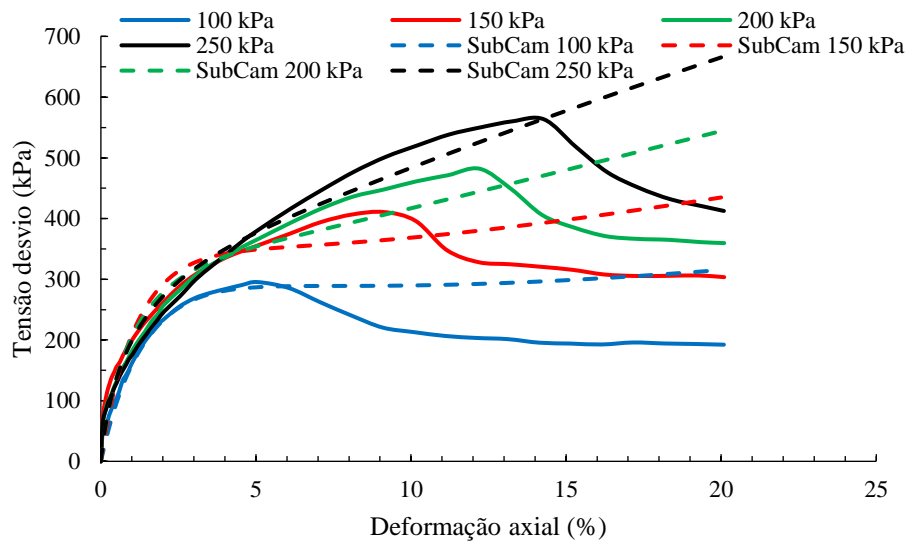


Figura C.10 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 5,60 m.

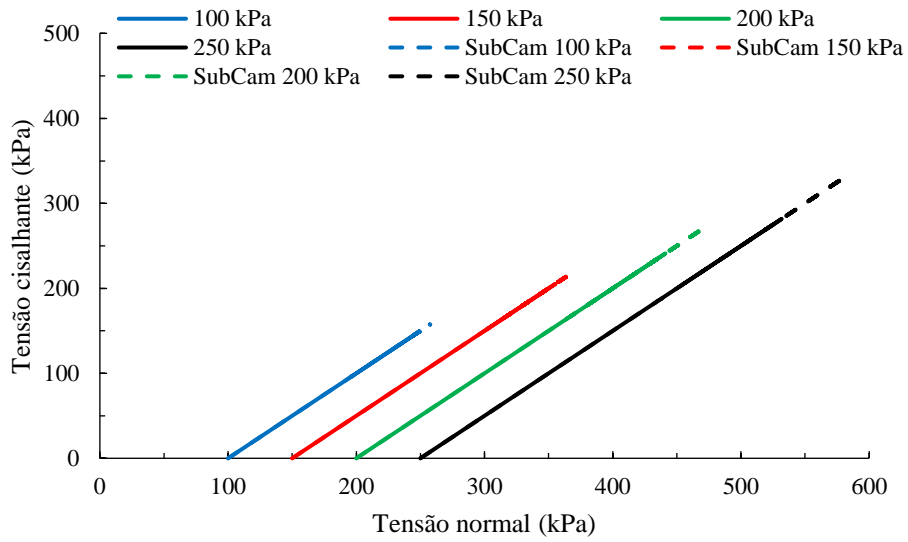


Figura C.11 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 5,60 m.

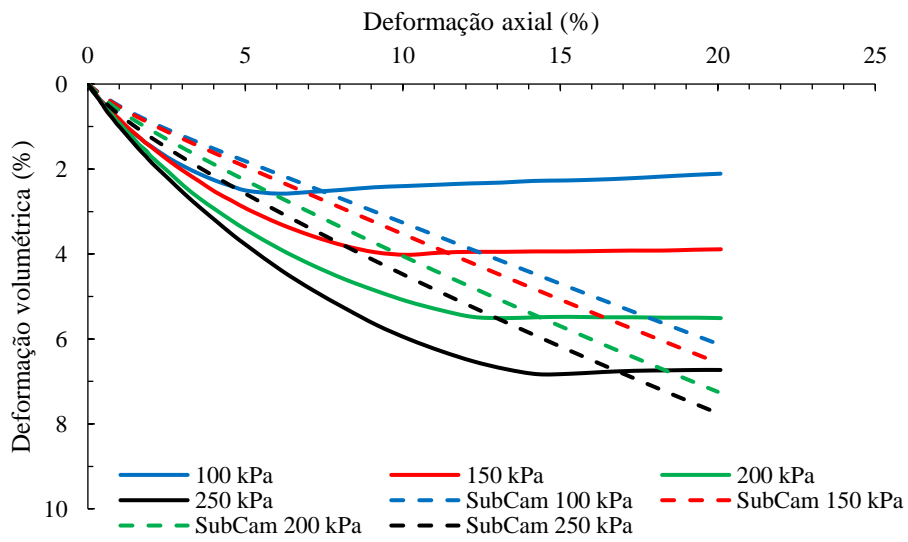


Figura C.12 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 5,60 m.

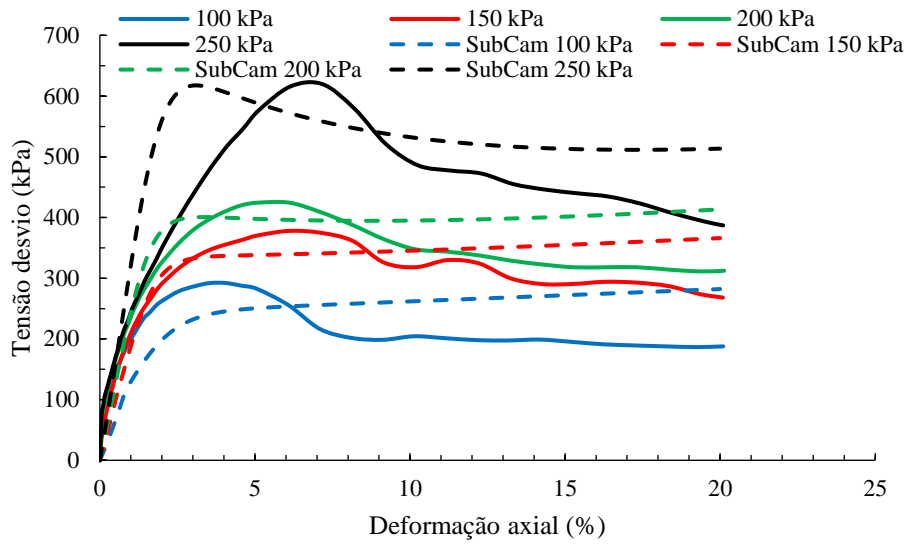


Figura C.13 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 6,60 m.

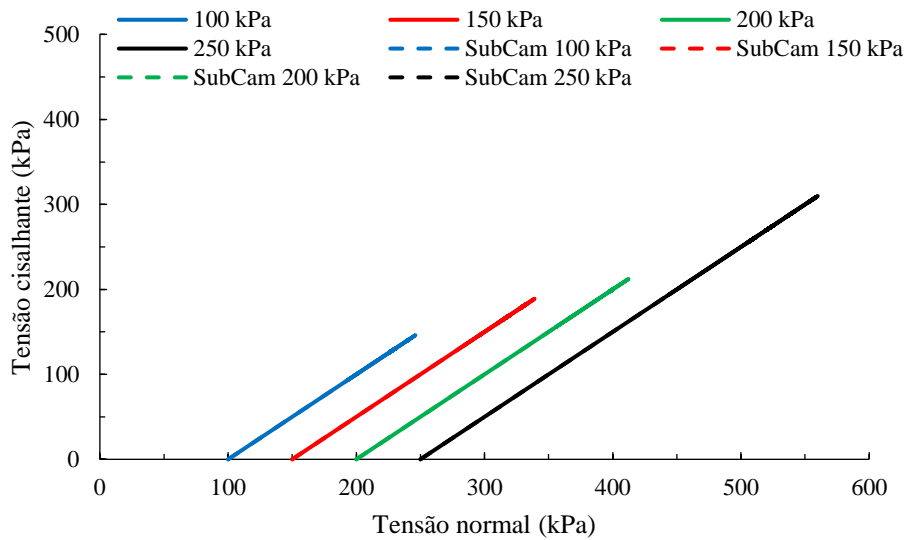


Figura C.14 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 6,60 m.

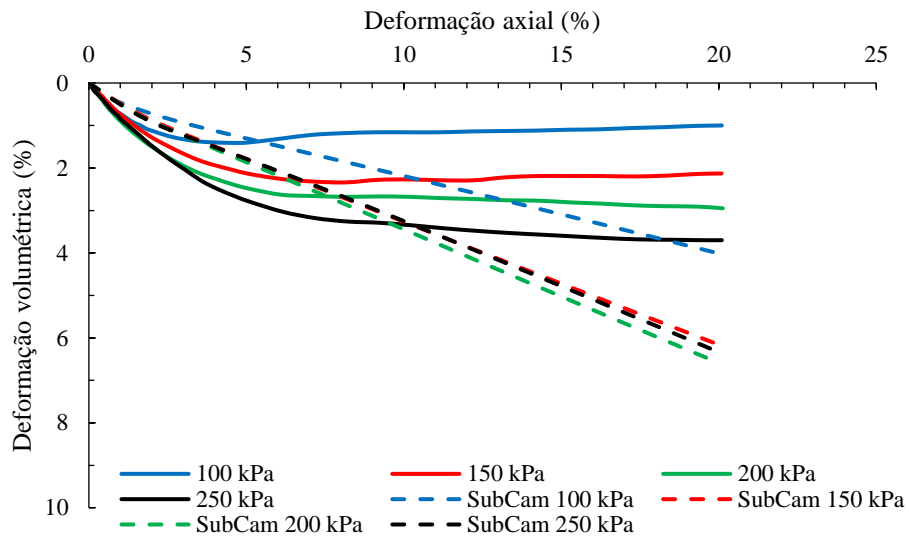


Figura C.15 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 6,60 m.

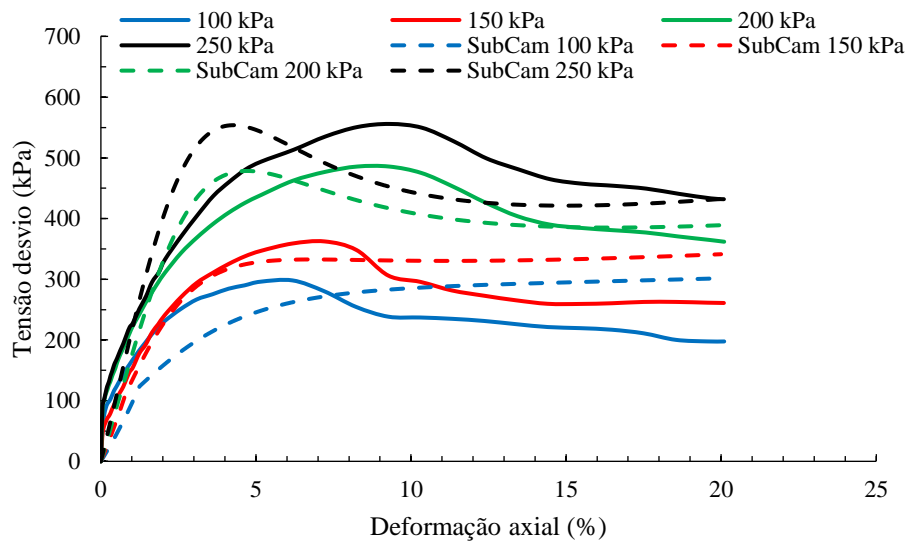


Figura C.16 Deformação axial e tensão desvio para amostra a 7,20 m.

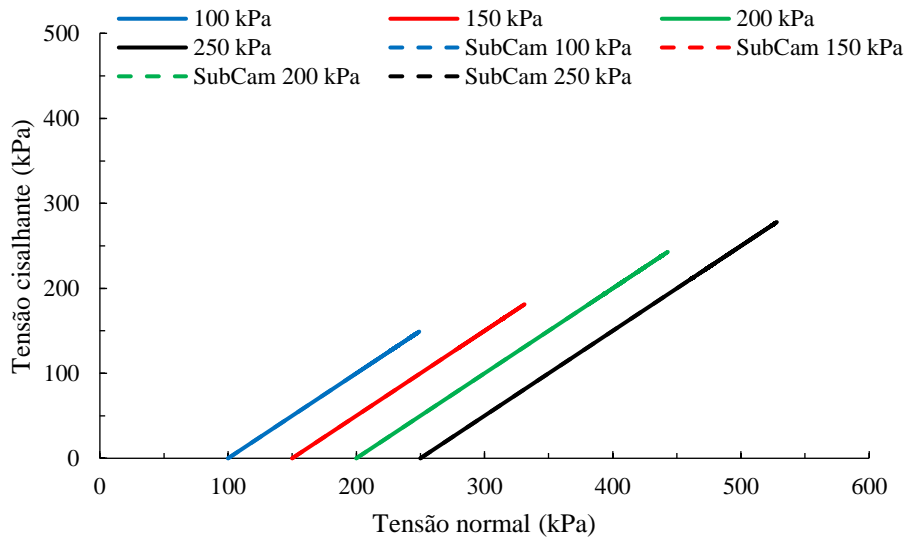


Figura C.17 Tensão normal e tensão cisalhante para amostra a 7,20 m.

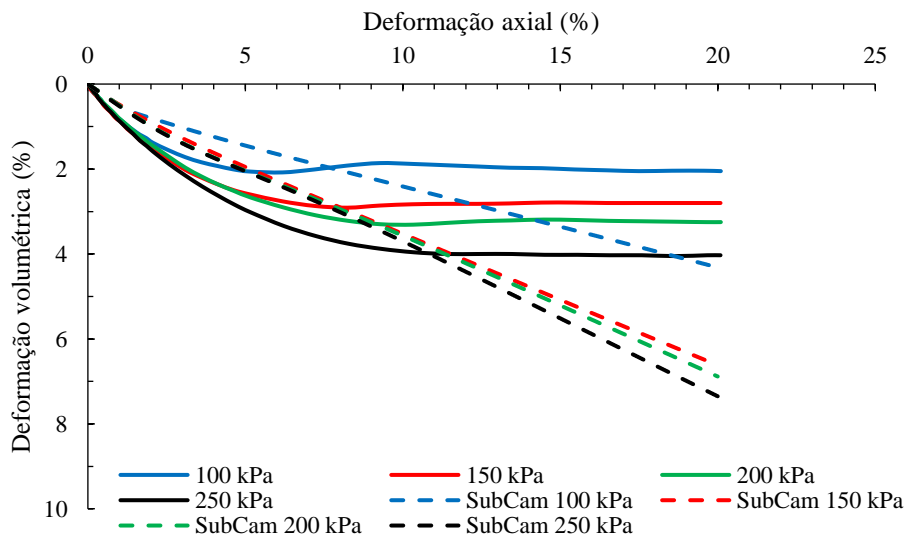


Figura C.18 Deformação axial e deformação volumétrica para amostra a 7,20 m.