

UNIVERSIDADE FEDERAL FLUMINENSE
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

AMANDA PETRUNGARO MIGUEIS

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL E GEOTÉCNICO DA FUNDAÇÃO TIPO
MONO-ESTACA DE SUCCÃO PARA TURBINA EÓLICA OFFSHORE EM SOLOS
ARGILOSOS**

PROJETO DE CONCLUSÃO DE CURSO II

Niterói
2021

AMANDA PETRUNGARO MIGUEIS

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL E GEOTÉCNICO DA FUNDAÇÃO TIPO
MONO-ESTACA DE SUCCÃO PARA TURBINA EÓLICA OFFSHORE EM SOLOS
ARGILOSOS**

PROJETO DE CONCLUSÃO DE CURSO II

Projeto de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, como requisito parcial para conclusão do curso.

Orientador:
Prof. Dr. Rubenei Novais Souza

Niterói
2021

Ficha catalográfica automática - SDC/BEE
Gerada com informações fornecidas pelo autor

M634d Migueis, Amanda Petrunaro
Dimensionamento Estrutural e Geotécnico da Fundação tipo
Mono-Estaca de Sucção para Turbina Eólica Offshore em Solos
Argilosos / Amanda Petrunaro Migueis ; Rubenei Novais Souza,
orientador. Niterói, 2021.
71 f.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia
Civil)-Universidade Federal Fluminense, Escola de Engenharia,
Niterói, 2021.

1. Fundação Offshore. 2. Estaca de Sucção. 3. Turbina
eólica offshore. 4. Dimensionamento de fundações offshore.
5. Produção intelectual. I. Souza, Rubenei Novais,
orientador. II. Universidade Federal Fluminense. Escola de
Engenharia. III. Título.

CDD -

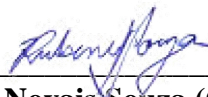
AMANDA PETRUNGARO MIGUEIS

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL E GEOTÉCNICO DA FUNDAÇÃO TIPO
MONO-ESTACA DE SUCCÃO PARA TURBINA EÓLICA OFFSHORE EM SOLOS
ARGILOSOS**

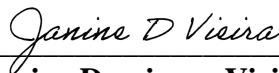
Projeto de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, como requisito parcial para conclusão do curso.

Aprovada em 05 de maio de 2021.

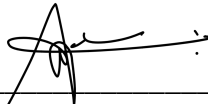
BANCA EXAMINADORA



Prof. Rubenei Novais Souza (Orientador) - UFF



Prof.^a Janine Domingos Vieira - UFF



Prof. André Luiz Lupinacci Massa - UFF

Niterói
2021

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais, Emilia Ana e João Francisco, que sempre lutaram muito e me incentivaram a sempre dar o meu melhor para conquistar os meus objetivos. Obrigada pelo amor, pelo apoio e pela compreensão ao longo de toda a minha trajetória.

Aos meus irmãos, Débora e Rafael, meus parceiros para qualquer hora, de viagens, festas e momentos de total alegria a momentos de dúvida e tristeza. Obrigada por sempre me ouvirem e me sempre fazerem rir durante essa jornada.

À minha avó Maria, aonde quer que você esteja sei que seu coração continua comigo. Obrigada pelo carinho e por me fazer ser quem sou hoje.

Ao meu namorado, Júnior, pelo amor, carinho e companheirismo. Obrigada por todos os incentivos, pela compreensão e por me ajudar a relaxar e levar a vida de um mais leve nesse período tão difícil.

Aos meus amigos do CEFET por estarem comigo durante tantos anos, cada um passando por tantas mudanças e se conhecendo cada vez mais. Mesmo com essa distância na reta final da faculdade, nossa amizade continua forte, vocês continuam me dando suporte e sempre me fazendo sorrir com nossas piadas internas da época da escola.

Aos meus amigos da UFF por todo apoio durante a nossa trajetória juntos. Nem a pandemia impediu que continuássemos nos ajudando ao longo desses períodos. Sei que não conseguiria sem nossas horas de estudo e de descontração juntos.

Ao meu orientador, Rubenei Novais, por ser sempre solícito, compreensivo e por estar disposto a estudar e aprender junto comigo um tema fora do padrão da engenharia civil da UFF. Obrigada pelos ensinamentos.

Aos meus colegas da Saipem, Daniel Bellegard, Steve Maior e tantos outros com quem tenho o privilégio de trabalhar. Obrigada por sempre estarem dispostos a me ajudar da maneira que pudessem, a tirar minhas dúvidas sempre que surgiam, por sempre me incentivarem a aprender dentro da empresa e por permitirem que eu me aprimorasse e utilizasse o PLAXIS 3D para o desenvolvimento desse trabalho.

Enfim, agradeço a todos que contribuíram de alguma forma para que eu chegasse até aqui. Obrigada!

RESUMO

Com o aumento populacional e a constante busca dos países pelo desenvolvimento, as demandas por energia tem crescido cada vez mais e, assim, tem-se aumentado o incentivo a construção de novas usinas, principalmente para a geração de energia de caráter renovável, como a eólica. Sabendo que o potencial eólico no mar é comprovadamente mais alto do que o potencial no continente, nos últimos anos tem-se observado em diversos países uma tendência a instalação das turbinas eólicas no mar (*offshore*). Buscando-se novas formas de desenvolver projetos e serviços visando reduzir impactos ambientais, entre outras vantagens, técnicas e estruturas já utilizadas no setor de óleo e gás foram adaptadas para suportar as turbinas eólicas, dentre elas, a estaca de sucção, que recentemente começou a ser usada como fundação para suportar diretamente os esforços provenientes de turbinas eólicas *offshore*. Diferentemente das fundações convencionais, essa estaca penetra no solo por meio de um mecanismo de sucção controlado pela vazão de uma bomba, o que permite um maior controle durante o ajuste do alinhamento vertical da estrutura e gera menos impactos ao ambiente marinho. Ao longo desse trabalho, o projeto da fundação de uma turbina eólica *offshore* utilizando a estrutura fixa tipo mono-estaca de sucção para uma região com solo argiloso tratado no primeiro projeto de conclusão de curso de Migueis (2019) é concluído através da realização dos dimensionamentos estrutural e geotécnico da fundação de acordo com as normas internacionais.

Palavras-chave: Estaca de Sucção. Turbina Eólica *Offshore*. Solo Argiloso.

ABSTRACT

Because of the population increase and constant search by countries for development, the demands for energy have grown more and more, so, the incentive to build new power plants has increased, especially for the generation of renewable energy, such as wind power. Knowing that the wind power potential at sea is proven higher than the potential on the continent, in recent years has been a tendency in several countries to install wind turbines at sea (offshore). Looking for different ways to develop projects and services aiming to reduce environmental impacts, among other advantages, techniques and structures already used in oil and gas sector were adapted to support wind turbines. Among them, the suction pile, which recently have been started to be used as a foundation to directly endure the loads from the offshore wind turbine. Differently from conventional foundations, this pile penetrates on the soil through a suction system controlled by pump flow, which allows a greater control on vertical alignment adjustment and generate less environmental impacts during structures installation. Throughout this work, the offshore wind turbine project using a mono suction pile fixed structure for a region with clay soil approached by the first course completion project of Migueis (2019) will be concluded through the realization of the structural and geotechnical dimensioning of the foundation according the international standards.

Keywords: *Suction Pile. Offshore Wind Turbine. Clays.*

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	10
1.1.	Motivação e Objetivo da Pesquisa	12
1.2.	Organização do Trabalho	13
2.	PARÂMETROS DE PROJETO ADOTADOS	14
2.1.	Parâmetros Geotécnicos	15
2.1.1.	Fator de Capacidade de Carga.....	15
2.1.2.	Índice de Plasticidade.....	16
2.1.3.	Fator de Tixotropia.....	16
2.1.4.	Fator segurança de material	17
2.1.5.	Coefficiente de Poisson	18
2.1.6.	Módulo de Elasticidade.....	18
2.2.	Parâmetros Estruturais	18
3.	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DA ESTACA	21
3.1.	Condições de Carregamento da Estaca	22
3.1.1.	Instalação.....	22
3.1.1.1.	Içamento da estrutura no ar	23
3.1.1.2.	Passagem pela superfície da água	24
3.1.1.3.	Içamento da estrutura na água.....	24
3.1.1.4.	Pressão de Sucção	25
3.1.2.	Operação	25
3.1.3.	Recuperação e Remoção	26
3.1.4.	Transporte	26
3.1.5.	Sobrevivência.....	27
3.2.	Determinação das Tensões Admissíveis	27
3.2.1.	Tensões Equivalentes de Von Mises.....	28
3.3.	Modelo Estrutural.....	28
3.4.	Análise do Içamento no Ar na Condição de Instalação	31
3.4.1.	Deformações	31
3.4.2.	Tensões máximas calculadas.....	32
3.5.	Análise da Condição de Operação	34
3.5.1.	Deformações	35
3.5.2.	Tensões máximas calculadas.....	36

3.6. Análise da Condição de Remoção	38
3.6.1. Deformações	39
3.6.2. Tensões máximas calculadas.....	40
4. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DA ESTACA	43
4.1. Cálculo do Efeito de Set-Up	43
4.1.1. Fator de Adesão para análise de instalação.....	44
4.1.2. Fator de Adesão para análise de recuperação	44
4.1.3. Fator de Adesão para o Set-Up completo	44
4.1.4. Tempo de Set-Up	45
4.2. Análise de Instalação.....	45
4.2.1. Determinação da Profundidade de Equilíbrio e Penetração Assistida.....	46
4.2.2. Cálculo das Pressões de Sucção Necessária e Admissível.....	48
4.2.3. Cálculo do Deslocamento Ascendente do Solo (<i>Soil heave</i>)	50
4.3. Análise de Recuperação e Remoção	52
4.3.1. Recuperação da Estrutura.....	52
4.3.2. Remoção da Estrutura	55
4.4. Resistência do Sistema Estaca-Solo ao longo do Tempo.....	57
4.5. Análise da Capacidade de Suporte do Sistema Estaca-Solo	57
4.5.1. Fator de segurança e deslocamento limite	58
4.5.2. Modelo utilizado no PLAXIS 3D	58
4.5.3. Recalque do Sistema imediatamente após a Instalação (Recalque Imediato).....	61
4.5.4. Resultados da Capacidade de Suporte do Sistema imediatamente após a Instalação	62
4.5.5. Recalque do Sistema na Condição Operacional (Recalque a Longo prazo).....	64
4.5.6. Resultados da Capacidade de Suporte do Sistema na Condição Operacional	64
5. CONCLUSÃO	67
5.1. Considerações Finais.....	67
5.2. Recomendações para Trabalhos Futuros.....	68
6. BIBLIOGRAFIA	69

1. INTRODUÇÃO

Os seres humanos como um todo dependem de itens elementares como comida e água para sobreviver, porém, no mundo moderno mais um item foi adicionado a essa lista. Esse item, entre várias funções, abastece as tecnologias que auxiliam na produção de alimentos e no transporte da água, além de possibilitar a realização de atividades típicas do cotidiano que movimentam a economia e estimulam o desenvolvimento, especialmente em grandes cidades, esse item, é a eletricidade.

Assim, como mencionado por Migueis (2019), a economia e o desenvolvimento de um país estão relacionados diretamente às suas fontes energéticas. Nesse contexto, para um país garantir o seu desenvolvimento e estabilidade econômica, mesmo em tempos de crise (sejam elas ambientais ou políticas, entre outras), ele deve possuir fontes diversificadas de energia, de forma havendo deficiência na produção de uma fonte, outra possa suprir a demanda.

Além da questão econômica, aspectos ambientais como o combate as mudanças climáticas também é de preocupação de muitos líderes mundiais. Dessa forma, em muitos países, como os que constituem a União Europeia, tem-se o incentivo ao desenvolvimento de fontes energéticas com baixa produção de gases do efeito estufa. Dentre as alternativas de fontes renováveis, uma das que deve apresentar o maior crescimento nos próximos anos, segundo a Agência Internacional de Energia, é a energia eólica.

Apesar do governo brasileiro anunciar em setembro de 2020 que o subsídio para os projetos de energia de fontes renováveis irá acabar, de acordo com o G1, os pedidos de autorização para instalação de novas turbinas eólicas no Brasil dobraram desde essa data. Segundo Elbia Gannoum, presidente-executiva da Associação Brasileira de Energia Eólica (ABEEólica), após o fim do incentivo, o preço da energia renovável no Brasil deve subir, porém, o interesse no setor deve se manter alto devido as crescentes demandas por energia no país.

Confirmando a tendência de desenvolvimento no setor no mundo como um todo, o governo dos Estados Unidos anunciou que está visando a expansão da energia eólica offshore (no mar) ao longo da próxima década (Época Negócios - Globo). Como mencionado por Migueis (2019), estudos indicam que devido ao alto potencial eólico há uma grande tendência futura de instalação das turbinas eólicas no mar, apesar dos altos custos e riscos envolvidos nesse tipo de empreendimento. Esse alto potencial ocorre porque no meio offshore, os ventos são mais constantes, estáveis (menos turbulentos) e podem atingir velocidades mais altas devido

à ausência de obstáculos e superfícies irregulares, possibilitando a utilização de turbinas maiores e mais eficientes.

Recentemente no Brasil, a Empresa de Pesquisa Energética (EPE) realizou o desenvolvimento de estudos sobre as possíveis barreiras e desafios a serem enfrentados para o desenvolvimento da fonte eólica offshore no país, elaborando um guia chamado *Roadmap Eólica Offshore Brasil*. Tais estudos foram motivados pela recente inserção dessa fonte energética no horizonte de médio prazo dos recursos energéticos do país e pela origem de empreendimentos desse tipo em fase de licenciamento ambiental.

Um desses empreendimentos em fase de análise pelos técnicos do Ibama para a emissão das liberações necessárias, segundo o Diário do Nordeste, é o projeto que prevê a instalação da primeira usina eólica offshore do país, no Ceará. Além desse, segundo a EPBR, são estudados o licenciamento de projetos para a construção de eólicas offshore nos estados do Rio de Janeiro e do Rio Grande do Sul, além de alguns projetos piloto da Petrobrás no Nordeste brasileiro.

Dentre as diversas fases envolvidas em um projeto de instalação de turbinas eólicas offshore, a seleção do tipo de estruturas e respectivas fundações é uma das que deve-se ter maior cautela, uma vez que essas tem uma grande influência no orçamento do empreendimento. Esses elementos devem ser escolhidos de acordo com a lâmina d'água e as condições do solo da região em que o empreendimento será instalado, bem como do tipo de aerogerador selecionado e a cadeia envolvida na instalação do conjunto.

Atualmente, existem diversas opções de fundações no mercado para esse tipo empreendimento, cada uma com vantagens e desvantagens que devem ser avaliadas para cada projeto. Uma dessas opções, é a utilização de uma única estaca de sucção interligada a uma coluna e a uma estrutura de transição, como pode ser vista na Figura 1. Esse tipo de fundação ainda é pouco utilizada nos projetos instalados no mundo, porém, esta é uma opção muito vantajosa do ponto de vista de instalação, despertando o interesse dos envolvidos nesses projetos. Para mais informações acerca dessa e outras opções de fundações para turbinas eólicas offshore, recomenda-se a leitura do projeto de Migueis (2019).



Figura 1 – Esquemático de turbina com fundação tipo mono-estaca de sucção.

Fonte: Subsea world news, 2018.

1.1. Motivação e Objetivo da Pesquisa

O Brasil possui um elevado potencial eólico, especialmente na região Nordeste do país. Em 2021, segundo a ANEEL, 9,64% da matriz energética brasileira é constituída pela energia eólica e, como mencionado na seção 1, este valor tem previsão de crescimento nos próximos anos, trazendo diversas oportunidades no setor.

Como mencionado anteriormente e melhor detalhado por Migueis (2019), o potencial eólico no mar é ainda mais alto do que no continente, entre outras vantagens, fazendo com que exista uma grande tendência futura de instalação turbinas eólicas no mar. Assim, uma das maiores motivações para esse trabalho foi o aprendizado e a preparação profissional para poder atuar em projetos semelhantes que serão realizados no futuro. Além disso, o tema desse projeto é pouco estudado nas universidades, sendo desafiador e interessante.

O presente estudo tem como objetivo apresentar de forma organizada o desenvolvimento dos dimensionamentos estrutural e geotécnico necessários em um projeto de fundação de turbina eólica offshore do tipo mono-estaca de sucção, complementando as informações passadas no primeiro projeto de conclusão de curso de Migueis (2019).

1.2. Organização do Trabalho

Ao longo do capítulo 1 foi resumida a necessidade de um país possuir uma matriz energética variada, principalmente de caráter renovável, e como está o desenvolvimento da energia eólica offshore na atualidade, mostrando as perspectivas promissoras desse setor para o futuro. A partir desses dados pode-se justificar o tema de estudo do presente trabalho, apresentando a motivação e o objetivo do mesmo.

O capítulo 2 apresenta quais são os dados de entrada necessários para a modelagem e as análises realizadas para o dimensionamento da estaca desse projeto, sendo esses: os parâmetros geotécnicos e estruturais.

No terceiro capítulo são apresentadas as condições de carregamento pelas quais a estaca passará ao longo de sua vida útil. Ao conhecer essas condições, pode-se determinar quais delas devem ser verificadas para o dimensionamento adequado da estrutura. Assim, nesse capítulo são exibidas as análises para uma das condições de instalação e para a condição de operação e remoção da estrutura, além do modelo estrutural usado nas análises.

O capítulo 4 apresenta os cálculos desenvolvidos durante o dimensionamento geotécnico da estrutura e os processos envolvidos na verificação geotécnica do sistema estaca-solo com o auxílio de software de elementos finitos PLAXIS 3D. Nesse capítulo também são descritos mais alguns parâmetros utilizados para os cálculos e análises e é determinada a pressão necessária para instalação, recuperação e remoção da estrutura, bem como a pressão máxima admissível.

No quinto e último capítulo são apresentadas as conclusões do estudo desenvolvido e sugestões para trabalhos futuros que podem ser elaborados para complementar o conhecimento aqui exposto ou desenvolver o conhecimento acerca de outras estruturas do setor. Como mencionado por Migueis (2019), esse projeto apresenta uma conclusão para o estudo lá exposto.

Para que os leitores desenvolvam um conhecimento mais amplo do assunto estudado, é recomendado que seja realizada a leitura do primeiro projeto de conclusão de curso de Migueis (2019). Nesse foram apresentados, os tipos de turbinas eólicas e as fundações existentes para as turbinas eólicas offshore, os tipos de estudos e investigações a serem realizados para o desenvolvimento do projeto e como são os ensaios e a coleta de amostras de solo, entre outras informações.

2. PARÂMETROS DE PROJETO ADOTADOS

Como os diversos tópicos que devem ser conhecidos pelos leitores para o melhor entendimento desse trabalho, como por exemplo os processos de investigação do solo para empreendimentos offshore e as técnicas de investigação geotécnica, estão no capítulo 2 do primeiro projeto de conclusão de curso de Migueis (2019), esse capítulo se limitará a informar os parâmetros de projeto adotados para o desenvolvimento das análises desse trabalho.

Como mencionado por Migueis (2019), para o dimensionamento de qualquer fundação é necessário definir: (a) os esforços atuantes que solicitarão a fundação durante a instalação e ao longo da vida útil da estrutura; e (b), através de técnicas de investigação geotécnica apropriadas, os parâmetros geotécnicos da região do empreendimento.

Os esforços atuantes apresentados por Migueis (2019), utilizados no dimensionamento estrutural apresentado nesse trabalho, foram aproveitados dos resultados adquiridos na dissertação de mestrado de Oliveira (2019). Em Oliveira (2019) as cargas ambientais referentes a região de Cabo Frio foram aplicadas no modelo da estrutura com a turbina eólica no software FAST, fornecendo as reações máximas e mínimas que ocorrem na base da coluna, no leito marinho. Os maiores valores em módulo para a carga horizontal, carga vertical, momento em torno do eixo X, momento em torno do eixo Z e momento torçor foram utilizados para originar os casos de carregamento (apresentados na Tabela 10 da seção 3.5 desse trabalho) usados para o dimensionamento da fundação.

Com o avanço dos estudos, constatou-se que mais parâmetros geotécnicos seriam necessários para a realização dos cálculos e outros, por recomendação de outras bibliografias são mais recomendados para os cálculos aqui desenvolvidos. Em projetos reais, tais parâmetros são obtidos através dos ensaios descritos por Migueis (2019) e, nesse trabalho, seus valores serão apresentados na seção 2.1.

Com base nesses esforços e na metodologia apresentada por Migueis (2019) foi realizado o pré-dimensionamento estrutural. Os valores de diâmetro, espessura da parede do cilindro e comprimento do mesmo obtidos nessa etapa foram utilizados para as primeiras verificações de capacidade de carga geotécnica apresentadas nesse trabalho. Com a evolução dos cálculos, constatou-se que as dimensões da estrutura precisavam ser alteradas, como explicado na seção 2.2.

2.1. Parâmetros Geotécnicos

Os parâmetros geotécnicos utilizados ao longo deste trabalho foram retirados do primeiro projeto de conclusão de curso de Migueis (2019) e estão resumidos na Tabela 1.

Tabela 1 – Dados do solo. Fonte: Migueis (2019), adaptado pela autora.

Parâmetro		Valor
ρ -	Massa específica	1,6 Mg/m ³
S_{uo} -	Resistência não drenada na superfície	5 kPa
S_{uk} -	Taxa de crescimento da resistência não drenada	2 kPa/m
S_t -	Sensibilidade	3,5
S_e -	Fator empírico da máxima taxa de deformação	5
C_e -	Coefficiente empírico da taxa de deformação	0,02 kN.s/m ²
C_o -	Constante empírica da taxa de deformação	0,06

Além desses parâmetros, tem-se o peso específico submerso do solo (γ_{sub}) determinado por Bezerra (2017) para o mesmo solo utilizado nesse trabalho, descrito na tabela acima. Bezerra (2017) usou o mesmo solo determinado por Kunitaki (2006).

$$\gamma_{sub} = 6,0 \text{ kN/m}^3$$

Outros parâmetros necessários para os cálculos foram determinados com base nas referências de acordo com as seções a seguir.

2.1.1. Fator de Capacidade de Carga

O valor apresentado para o fator de carga, 9,0, por Kunitaki (2006) para o estudo de estacas torpedo, será substituído pelos valores descritos a seguir.

Para o cálculo da resistência a penetração de estacas de sucção, Andersen e Jostad (1999) recomendam que o fator de capacidade de carga (N_c) seja o valor apresentado abaixo:

$$N_c = 7,5$$

Para o cálculo da pressão admissível, porém, Andersen e Jostad (1999) recomendam que o valor de (N_c) varie de 6,2 a 9,0 dependendo da relação de profundidade (z_i) por diâmetro da estaca (D). A variação do valor de (N_c) para essa etapa de cálculo é definida pela equação (1), fornecida pela DNV GL-RP-E303 (2017).

$$N_c = 6,2 \cdot \left(1 + 0,34 \cdot \arctan\left(\frac{z_i}{D}\right) \right) \quad (1)$$

De acordo com a DNV GL-RP-E303 (2017), essa equação só é válida para estacas cujo diâmetro atenda a equação abaixo. Tal imposição é satisfeita para a estaca desse projeto.

$$\frac{z_i}{D} \leq 4,5 \quad (2)$$

2.1.2. Índice de Plasticidade

De acordo com Andersen e Jostad (1999), o índice de plasticidade (PI) de uma argila, juntamente com a sensibilidade (definida na Tabela 1), é um parâmetro básico para se determinar a resistência ao cisalhamento ao longo do fuste da estaca e sua evolução ao longo do tempo (efeito de Set-Up).

Como nenhum valor para o índice de plasticidade está disponível para o solo utilizado nesse trabalho, tal índice será assumido como sendo igual a 50%, valor recorrente para argilas offshore brasileiras.

2.1.3. Fator de Tixotropia

A tixotropia pode ser definida como um processo físico-químico de mudança de viscosidade, no qual, segundo Andersen e Jostad (2002), o solo amolece devido a ação de perturbações que provocam seu remodelamento e, em uma relação dependente do tempo, retorna a uma resistência próxima da original sem alterar a porosidade do material nem quantidade de água em seu interior. A tixotropia de argilas naturais depende fortemente de sua composição mineralógica, porém, esta não é conhecida para o solo utilizado nesse trabalho.

Como nenhum valor foi determinado para o fator de tixotropia, a DNV GL-RP-E303 (2017) sugere adotar os valores fornecidos por Andersen e Jostad (2002) em função do tempo e do índice de plasticidade. Este sugere que para argilas com um valor de sensibilidade maior que 2,8 sejam adotados os menores valores limites da figura abaixo.

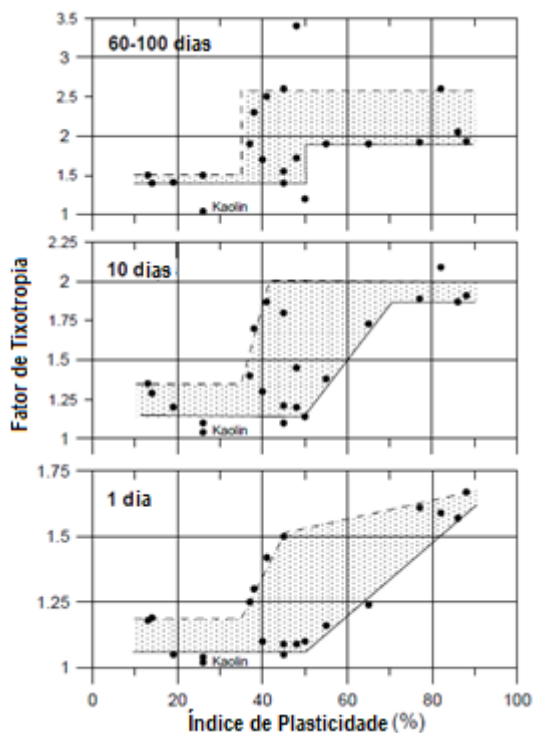


Figura 2 – Fator de tixotropia. Fonte: Andersen e Jostad (2002).

Assim, os seguintes valores são considerados:

$$C_t = 1,06 \quad \text{para } t = 1 \text{ dia}$$

$$C_t = 1,60 \quad \text{para } t = 10 \text{ dias}$$

Os tempos (t) apresentados nessa seção, segundo Andersen e Jostad (2002), devem ser corrigidos pela equação (13), apresentada na seção 4.1.4.

2.1.4. Fator segurança de material

O fator de segurança do material (γ_M) do solo para as estacas de sucção a ser aplicado nos cálculos da resistência do solo é definido na DNV GL-OS-C101 (2019) como sendo igual a 1,3 para o estado limite de serviço. Porém, a norma recomenda que durante a penetração assistida, fase em que o potencial de falha da ligação entre as partículas do solo é maior, esse valor não seja inferior a 1,5. Assim:

$$\gamma_M = 1,5 \quad \text{para a penetração assistida}$$

$$\gamma_M = 1,3 \quad \text{para as demais análises}$$

2.1.5. Coeficiente de Poisson

Para a modelagem do solo no software de elementos finitos PLAXIS 3D, seção 4.5, é necessária a determinação do coeficiente de Poisson (ν) do material. Como nenhum valor para tal coeficiente foi definido para o solo utilizado nesse trabalho, o valor apresentado abaixo será assumido para o coeficiente.

$$\nu = 0,4$$

O valor assumido é recorrente para argilas offshore brasileiras.

2.1.6. Módulo de Elasticidade

Para a modelagem do solo no software de elementos finitos PLAXIS 3D, seção 4.5, também é necessária a determinação do módulo de elasticidade (E') da argila submersa. Como nenhum valor foi definido para esse parâmetro de compressibilidade do solo utilizado nesse trabalho, será adotada a seguinte relação:

$$E' = 200 \cdot S_u \quad (3)$$

Onde (S_u) é a resistência não drenada do solo fornecida na Tabela 1. A relação adotada se aproxima dos valores recorrentes para argilas offshore brasileiras. Os valores resultantes estão em kPa.

2.2. Parâmetros Estruturais

Como mencionado nas conclusões de Migueis (2019), os dados determinados no pré-dimensionamento estrutural estão sujeitos a alterações conforme o desenvolvimento do projeto. Após realizada a verificação da capacidade axial a compressão do sistema estaca-solo (descrita por Migueis, 2019), constatou-se que as características preliminares da estaca de sucção não seriam suficientes para que a resistência necessária fosse mobilizada. Assim, as dimensões principais da estaca foram alteradas para os valores expostos na Tabela 2.

Tabela 2 – Dimensões da Estaca de Sucção. Fonte: Elaborado pela autora.

Parâmetro	Valor
Diâmetro externo (D_{ext})	9,8 m
Espessura da parede (t_{estaca})	63,5 mm (2,5")
Comprimento total	23,5 m
Penetração da estaca no solo	22,5 m

Além das dimensões da estaca de sucção, são necessárias para o desenvolvimento das análises, as dimensões e características do material da coluna e da estrutura de transição que compõe o conjunto que será instalado. Tais dimensões foram estimadas com base em trabalhos como Maiolino (2014), esses valores estão expostos na Tabela 3. Para melhor entendimento das estruturas e suas dimensões, ver a Figura 3.

Tabela 3 – Dimensões das demais estruturas do conjunto.

Parâmetro	Valor
Diâmetro externo da Coluna	4,6 m
Espessura de parede da Coluna	75 mm
Comprimento total da Coluna	18 m
Diâmetro externo da Estrutura de Transição	5,0 m
Espessura de parede da Estrutura de Transição	75 mm
Comprimento total da Estrutura de Transição	22 m

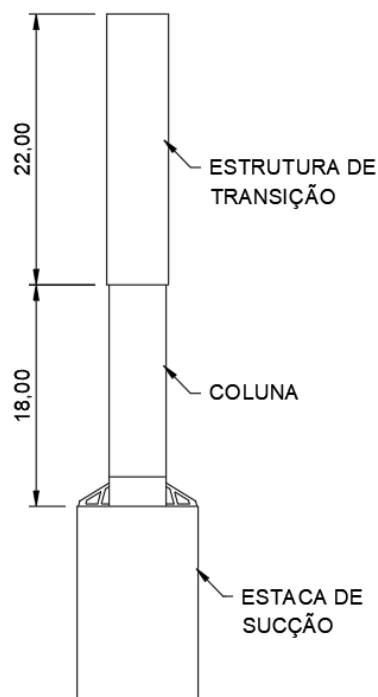


Figura 3 – Ilustração do conjunto de estruturas a ser instalado. Fonte: Elaborado pela autora.

As características do aço adotado para a estrutura estão detalhadas na seção 3.3, seção na qual mais detalhes do modelo estrutural são fornecidos. Com esses dados e o volume da estaca de sucção fornecido pelo software no qual a fundação foi modelada (descrito na seção 3.3) é possível determinar o peso aproximado da estrutura, tanto no ar (Tabela 4) quanto na água (adotando a densidade da água do mar igual a 1025 kg/m³). Ao longo desse trabalho o peso calculado será multiplicado pelos fatores de segurança adequados.

Tabela 4 – Peso aproximado das estruturas no ar.

Parâmetro	Valor (kN)
Estaca de Sucção	4391,47
Coluna	1625,12
Estrutura de Transição	2161,84
Total	8178,43

O peso das estruturas apresentado na tabela já foi acrescido do fator de contingência do peso (detalhado na seção 3.1.1.1) para simular o acréscimo de peso devido a solda e pequenas estruturas auxiliares (como olhais, por exemplo). O peso submerso da estrutura, utilizado para os cálculos de instalação (seção 4.2) varia em função da profundidade penetrada pela estaca, assim, ele deve ser calculado em função do empuxo para profundidade atingida.

O peso da estaca de sucção e da coluna não foram acrescidos do peso dos anodos. A utilização de anodos é um tipo de proteção catódica na qual o anodo (elemento mais eletronegativo do que os outros metais da estrutura) cede elétrons para proteger a estrutura que está imersa em um meio alcalino. A determinação do tipo de anodo a ser utilizado e de sua quantidade varia em função do tempo de serviço determinado para a estrutura e da área exposta a intemperes ao longo desse tempo. Como esse cálculo não é o objetivo desse trabalho, ele não será realizado.

3. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DA ESTACA

De acordo com a DNV GL-OS-C201 (2017) as estruturas de aço destinadas ao meio offshore devem ser projetadas considerando diferentes casos de carregamento para as condições que a mesma enfrentará ao longo de sua vida útil. Tais condições são: instalação, operação, recuperação, transporte e sobrevivência.

Os casos de carregamento devem ser relevantes para o desenvolvimento das análises e devem ser estabelecidos com base nas combinações das cargas funcionais (cargas devido ao funcionamento do equipamento), ambientais e/ou acidentais mais desfavoráveis para a integridade da peça, considerando os valores das cargas, suas direções e pontos de atuação.

Observa-se que todas as condições apresentadas na norma se aplicam exclusivamente a vida útil da estrutura após a sua fabricação. Na indústria, é de boa prática realizar análises preliminares para se produzir um projeto otimizado que facilite procedimentos de fabricação, por exemplo: produzir uma estrutura com dimensões e estruturas auxiliares (como olhais) que facilitem os içamentos necessários durante as etapas de montagem (como ilustrado na Figura 4).



Figura 4 – Exemplo de etapa de montagem da estrutura.

Fonte: Universal Foundation – usina eólica offshore de Forewind's Dogger Bank.

3.1. Condições de Carregamento da Estaca

3.1.1. Instalação

É a condição provisória na qual um conjunto de procedimentos é realizado afim de preparar as estruturas para a fase de operação que ocorrerá no futuro.

Nesse projeto, durante a fase de instalação o conjunto estaca, torre e estrutura de transição (ilustrados na Figura 3) será içado verticalmente do deck no local do empreendimento (içamento no ar) e, quando estiver fora da embarcação, será baixado na água (passagem pela superfície da água e içamento na água) até a ponta da estaca tocar o leito marinho. A partir de ajustes na lingada, a estaca irá penetrar no solo devido ao peso próprio e, após atingir a profundidade de equilíbrio, a bomba será acionada, gerando uma redução de pressão no interior da estaca. Com essa diferença de pressão, ocorrerá a penetração assistida até que a estaca atinja a profundidade especificada no projeto, encerrando a etapa instalação da estrutura.

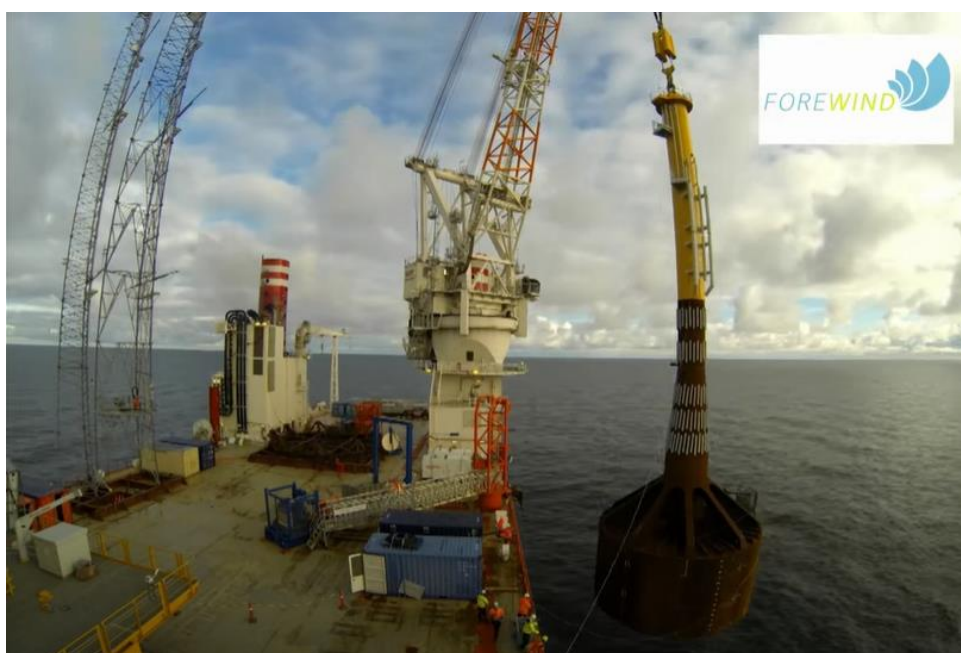


Figura 5 – Içamento da estrutura no ar momentos antes da passagem pela linha d'água.

Fonte: Universal Foundation – usina eólica offshore de Forewind's Dogger Bank.

Após a instalação, conjunto estaca, torre e estrutura de transição ficará no local do empreendimento (sujeito as cargas ambientais) sem a turbina eólica até o momento em que ela possa ser instalada. Essa etapa da vida útil do conjunto não precisa ser analisada porque durante a condição de operação, o conjunto está exposto as mesmas condições ambientais e a um carregamento muito maior, fazendo com que a análise operacional seja mais conservadora.

3.1.1.1. Içamento da estrutura no ar

O içamento para tirar a estrutura do deck pode ser realizado com o guindaste da própria embarcação ou com o de uma segunda embarcação. A segunda situação é mais comum quando mais de uma estrutura é instalada em uma mesma viagem do navio de grande porte ou quando não há espaço no deck para o transporte do conjunto, sendo necessário que o mesmo seja transportado por uma embarcação auxiliar (normalmente uma balsa).

Nesse projeto, será considerado que o içamento no ar da estrutura transportada no deck da embarcação será realizado por um único guindaste da mesma embarcação. Assim, o coeficiente de amplificação dinâmica (*Dynamic Amplification Factor - DAF*), que multiplica o peso da estrutura para considerar as acelerações e impactos que ocorrem durante a operação de içamento, será determinado segundo as especificações da DNV GL-ST-N001 (2018). Para poder utilizar o *DAF* dessa norma, foi necessário considerar que a operação não ocorrerá em condições meteorológicas adversas, o que coincide com a prática usual da indústria offshore.

O peso da estrutura no ar a ser utilizado na análise deve ser multiplicado por outros fatores de amplificação além do *DAF*. Eles são: os fatores de contingência do peso e de contingência do centro de gravidade (CG) da estrutura e do fator de consequência (γ_c). Segundo a norma, o último é usado para aumentar a segurança do projeto em relação a consequência de sua falha. Esses fatores são fornecidos pela DNV GL-ST-N001 (2018) e estão resumidos na Tabela 5.

Tabela 5 – Fatores de amplificação adotados na análise do içamento no ar.

Fator Adotado	Valor
Contingência do peso	1,10
Contingência do CG	1,05
<i>DAF</i>	1,20
Consequência	1,30

Utilizando os fatores descritos, o peso da estrutura utilizado na análise é igual ao da seguinte equação:

$$Peso\ total = (Peso\ no\ ar) \cdot 1,10 \cdot 1,05 \cdot 1,20 \cdot 1,30 = 1,80 \cdot (Peso\ no\ ar) \quad (4)$$

O içamento para instalação é realizado através dos olhais localizados na estrutura de transição da torre para a turbina eólica. Esses olhais devem ser calculados e as manilhas que serão conectadas a eles devem ser especificadas de acordo com as normas específicas para

estruturas de içamento. Como esse trabalho visa apenas o estudo da estaca de sucção, os olhais não serão dimensionados ao longo do mesmo.

3.1.1.2. Passagem pela superfície da água

Ao passar pela linha d'água, a estrutura estará sujeita a atuação de uma pressão de impacto na área exposta a ação das ondas. O cálculo da força que gera essa pressão em estruturas de formato cilíndrico é feito de através da equação (5), obtida da DNV GL-RP-C205 (2019).

$$F_s = 0,5 \cdot \rho_{\text{água}} \cdot C_s \cdot A \cdot u_s^2 \quad (5)$$

Onde ($\rho_{\text{água}}$) é a densidade da água do mar, (C_s) é o coeficiente de impacto dado pela referida norma, (A) é área da estrutura que será submetida a força de impacto durante a passagem pela superfície da água e (u_s) é a velocidade de impacto. Segundo a DNV GL-RP-C205 (2019), a velocidade de impacto é calculada de acordo com o período de onda dado pelo espectro de ondas da região do empreendimento. Como esse dado não é de conhecimento desse trabalho, esse cálculo não será realizado.

Essa verificação, contudo, não costuma ser determinante para o dimensionamento desse tipo de estrutura, uma vez que as pressões as quais ela será submetida durante a fase de recuperação costumam ser muito maiores do que a pressão devido ao impacto das ondas. Assim, uma verificação mais conservadora, a de recuperação, costuma ser realizada.

3.1.1.3. Içamento da estrutura na água

O içamento da estrutura na água é semelhante ao içamento da estrutura no ar, sendo as únicas diferenças entre eles, o peso a ser considerado na equação (4) (peso no ar da estrutura é substituído pelo peso que leva em consideração o empuxo da parte submersa da estrutura) e o *DAF*. Diferentemente do *DAF* anterior, esse deve ser calculado a partir de uma análise dinâmica realizada em um software de elementos finitos (como o OrcaFlex) considerando o efeito das ondas e, se aplicável, do vento e da correnteza. O *DAF* seria então substituído na equação (4), juntamente com o peso, e o peso total seria calculado.

Como o software necessário para o cálculo do *DAF* em condição submersa não possui uma versão gratuita ou uma versão limitada para estudantes e os dados de entrada do problema não são conhecidos, a análise do içamento da estrutura na água não será realizada, cabendo ressaltar que, dependendo das características do vento, onda e correnteza locais, essa condição de carregamento pode ser determinante para o dimensionamento da estrutura.

3.1.1.4. Pressão de Sucção

Após a penetração da estrutura apenas pela ação do peso próprio, é aplicada uma pressão de sucção para que a estaca atinja a profundidade determinada em projeto. Como mencionado na DNV GL-RP-E303 (2017), a análise utilizando o diferencial de pressões entre o interior do cilindro e o meio externo é importante para se verificar a possibilidade das paredes do cilindro implodirem durante a instalação. Segundo a norma, esse diferencial de pressão costuma ser determinante no dimensionamento da estrutura, especialmente na espessura da parede da parte superior do cilindro e quanto a determinação da necessidade ou não de enrijecedores nessa região.

Para se realizar a análise dessa condição, uma maior interação entre as disciplinas de estruturas e geotecnia é necessária. Caso a disciplina de geotecnia especifique uma pressão que altere o dimensionamento da estrutura (o que costuma alterar o peso submerso da estaca e a área de interação entre o solo e a estrutura), os cálculos estruturais deverão ser atualizados e as subsequentes implicações no projeto geotécnico compatibilizadas.

Como pode ser visto na seção 4.2.2, a diferença de pressão máxima necessária para a penetração da estaca no solo é 73,7 kPa com o meio externo. Como os valores da diferença de pressão nessa condição são menores do que os encontrados durante a recuperação e a remoção (seção 4.3), a análise dessa condição não será realizada, sendo substituída por uma mais conservadora, a análise estrutural da condição de remoção.

3.1.2. Operação

Segundo a definição da DNV GL-OS-C201 (2017), essa é a condição na qual todas as estruturas estão posicionadas para o seu propósito de produção e, assim, estão sujeitas a combinação de cargas ambientais e operacionais, sejam elas recorrentes ou especiais, até o fim de sua vida útil. Para essa condição serão verificadas as deformações, as tensões equivalentes de Von Mises (detalhado na seção 3.2.1) e a flambagem da estrutura segundo os critérios que serão apresentados adiante.

3.1.3. Recuperação e Remoção

A condição de recuperação deve ser prevista para o caso de um procedimento de contingência ser necessário para solucionar problemas identificados após a instalação (esses problemas podem ser o desalinhamento da estrutura acima das tolerâncias e a profundidade de projeto não atendida, entre outros). Nesse caso, a solução viável para tais problemas é a recuperação da estrutura e sua instalação a uma distância (determinada em projeto) do ponto original.

Segundo a DNV GL-RP-E303 (2017), recuperação e remoção de estaca de sucção apresentam a seguinte distinção: a primeira, como mencionado, é um procedimento de contingência para a fase de instalação acompanhado pela subsequente reinstalação da estaca em outra posição, enquanto a segunda é a retirada da estrutura do local após o término das atividades operacionais do equipamento (desmobilização do empreendimento).

Tanto a recuperação da estrutura quanto a sua remoção consistem na injeção de água no interior da estaca (aumento da pressão interna) e em seu içamento através dos mesmos arranjos de içamento utilizados durante a instalação. Em resumo, é o processo oposto a instalação. As equações utilizadas nas análises de recuperação e remoção são as mesmas, sendo a única diferença entre elas, a resistência do solo devido aos diferentes tempos de set-up.

Para essas análises é considerado, além do efeito de set-up ao longo da fundação, o peso submerso da estaca no início da penetração no solo (maior valor do peso) amplificado pelos fatores apropriados. Como pode ser visto na seção 4.3, a diferença de pressão máxima necessária para a retirada da estaca do solo é 260,7 kPa com o meio externo para a recuperação e 334,4 kPa para a remoção. Como o tempo de set-up da análise de remoção da estaca é maior do que o tempo de recuperação, o diferencial de pressão necessário para a remoção é maior. Assim, na análise estrutural, são utilizados os resultados do diferencial de pressão da remoção da estrutura, 334,4 kPa, tornando a análise mais conservadora.

3.1.4. Transporte

O transporte da estrutura consiste em sua movimentação (içamento) e no transporte marítimo propriamente dito (do porto ao local do empreendimento). O içamento será coberto pela análise realizada na condição de instalação, que é mais conservadora uma vez que o peso da estrutura é multiplicado pelo *DAF*. Durante o transporte marítimo a estaca sofre movimentações induzidas pela ação das cargas ambientais na embarcação, dessa forma, essa análise só pode ser feita mediante a escolha da embarcação e ao conhecimento do estado de

mar (resultado do espectro de ondas) da região pela qual a embarcação passará durante o trajeto. Por esse motivo, essa movimentação não será analisada ao longo desse trabalho.

Essa análise não costuma alterar as dimensões da estrutura, de forma que ela é realizada majoritariamente para a determinação da metodologia utilizada para garantir a estabilidade do conjunto durante o transporte. Dentre as opções de metodologia, tem-se a colocação de estruturas auxiliares (como *seafastenings*) e as fixações provisórias da estrutura no deck. Devido as dimensões da estrutura, as cargas induzidas pelo vento também deveriam ser levadas em consideração durante o desenvolvimento de tal análise.

3.1.5. Sobrevivência

A condição de sobrevivência é definida, segundo a DNV GL-OS-C201 (2017), como a condição na qual a estrutura está submetida as cargas ambientais mais severas possíveis para a região. Porém, na maioria dos empreendimentos offshore as etapas de instalação, remoção e transporte podem ser suspensas devido a condições ambientais adversas. Dessa forma, a estrutura só será submetida a tais cargas durante a etapa de operação, fazendo com que a condição de sobrevivência seja igual à condição de operação.

3.2. Determinação das Tensões Admissíveis

Utilizando metodologia de projeto pelas tensões de trabalho (*Working Stress Design – WSD*) descrita na DNV GL-OS-C201 (2017), a segurança da estrutura é atingida quando a comparação entre os valores de tensões máximas calculados para as combinações de carregamento e os valores máximos admitidos para utilização da estrutura forem menores do que o máximo fator de utilização admissível (η_p), equação (6).

$$\frac{\text{Tensões máximas calculadas (MPa)}}{\text{Tensões máximas admissíveis (MPa)}} \leq \eta_p \quad (6)$$

Pelo conservadorismo, é recomendado que a estrutura sempre seja utilizada dentro de seu regime elástico (ou seja, que o material não plastifique), as tensões máximas admitidas para utilização da estrutura serão igualadas a tensão de escoamento do material que irá compor a estrutura. As tensões máximas serão iguais as determinadas pelo critério de tensões equivalentes de Von Mises (detalhado na seção 3.2.1) e serão determinadas através do software de elementos finitos ANSYS. Segundo a DNV GL-OS-C201 (2017), o máximo fator de utilização admissível (η_p) é determinado pela equação abaixo.

$$\eta_p = \beta \cdot \eta_0 \quad (7)$$

Onde (β) é um coeficiente que depende do tipo de estrutura, modo de falha e de sua esbelteza reduzida e (η_0) é o fator básico de utilização. O coeficiente (β) é igual a 1,0 para verificações de estruturas dentro da região elástica, enquanto o fator (η_0) varia de acordo com as condições de carregamento da estrutura. Para as análises realizadas nesse projeto, os carregamentos utilizados são compostos pela combinação máxima das cargas ambientais e pelas cargas funcionais associadas, nesse caso, o fator (η_0) é igual a 0,84 para a análise na condição de operação e 0,80 para as demais. Para a análise na condição de operação um fator menos conservador pode ser adotado porque durante a ocorrência das cargas ambientais extremas (que são as cargas utilizadas nos estudos de caso dessa condição) a estrutura não será tripulada.

Assim, equação (6) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\frac{\text{Tensões calculadas (MPa)}}{\text{Tensão de escoamento do material (MPa)}} \leq \eta_0 \quad (8)$$

3.2.1. Tensões Equivalentes de Von Mises

Segundo a DNV GL-OS-C201 (2017), as tensões equivalentes de Von Mises ($\sigma_{von\ mises}$) para estruturas constituídas por chapas pode ser definida pela seguinte equação:

$$\sigma_{Von\ Mises} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau^2} \quad (9)$$

Onde (σ_x e σ_y) são respectivamente as tensões na direções X e Y da estrutura e (τ) é a tensão cortante atuante no plano XY.

3.3. Modelo Estrutural

A análise estrutural da estaca de sucção foi desenvolvida na versão educacional do software de elementos finitos ANSYS 2020. Essa versão do software possui limitações, como o número máximo de nós que o modelo pode conter, assim, foram feitas simplificações no modelo para que a análise pudesse ser executada.

Uma das simplificações utilizadas foi a utilização da condição de simetria da peça. Dessa forma apenas metade da peça foi modelada, reduzindo a quantidade de nós do modelo e, conseqüentemente, reduzindo o tempo requisitado pelo software para a convergência da análise.

A estaca e seus enrijecedores internos e externos foram modelados de forma simplificada como elementos sólidos individuais na versão educacional do software de modelagem Autodesk Inventor 2019, como apresentado na Figura 6. Além da estaca, foi modelado um pedaço da torre que é instalada no topo da estaca para a aplicação de algumas cargas e condições de contorno. Após o desenvolvimento das estruturas no Inventor, o modelo foi convertido para o formato *.sat* para que pudesse ser importado no DesignModeler do ANSYS.

A forma como os enrijecedores foram dispostos, bem como os tipos de perfis escolhidos, é apenas uma dentre várias opções de estrutura para estacas de sucção. Outras disposições estruturais e tipos de perfis podem ser adotados pelos projetistas e engenheiros desde que as análises realizadas estejam dentro dos padrões recomendados pelas normas.

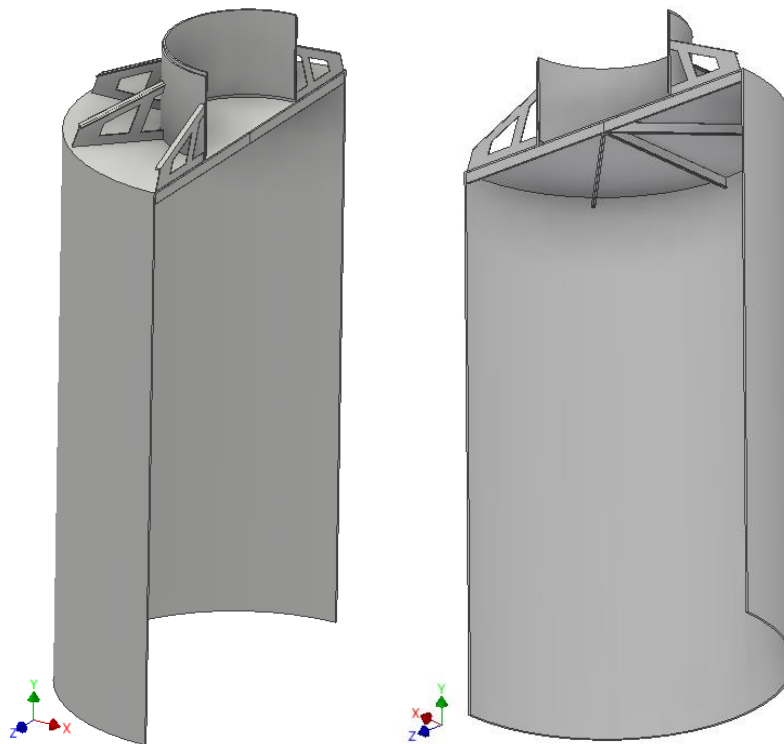


Figura 6 – Modelo de metade da estrutura no Inventor. Fonte: Elaborado pela autora.

Ao abrir o modelo no ANSYS, foi criada a condição de simetria da peça e foram selecionados os materiais que compõe a estrutura. A escolha dos materiais foi realizada com base na API RP 2A 22nd (2014). O aço escolhido para os cilindros foi o ASTM A36 e o aço para os enrijecedores internos e externos, o ASTM A572 G50. As tensões de escoamento dos materiais, segundo a API, estão resumidos na Tabela 6. Para a análise, as demais propriedades do aço como a densidade e o coeficiente de Poisson, entre outras, foram mantidas como as originais pré-definidas pelo ANSYS para aços estruturais (Tabela 7).

Tabela 6 – Tensão de escoamento dos materiais em MPa.

Tipo de Aço	Tensão de Escoamento
ASTM A36	250
ASTM A572 G50	345

Tabela 7 – Propriedades do aço estrutural pré-definida pelo ANSYS.

Propriedade	Valor
Densidade	7850 kg/m ³
Coefficiente de Expansão Térmica	1,2 . 10 ⁻⁵ C ⁻¹
Módulo de Young	200 GPa
Coefficiente de Poisson	0,3

Em seguida, foram determinados os contatos entre os cilindros e os enrijecedores que constituem a estrutura. Como os enrijecedores serão conectados nos cilindros através de soldas de penetração total feitas na fábrica, as peças podem ter um contato tipo *bonded* (colado), contato que transfere todos os esforços de uma peça para outra. Para uma análise mais conservadora, o pedaço de torre modelado foi considerado fixo a uma aresta do cilindro superior da estaca (o que representa uma solda de filete na aresta interna do cilindro colando-a a lateral da torre), enquanto o restante do contato se deu pelo atrito entre os metais (parede externa da torre e parede interna do cilindro superior).

Devido às limitações da versão utilizada do ANSYS foram adotados tipo de malha e controle de algoritmo automáticos do software. O tamanho da malha foi refinado nos pontos de contato mais críticos da estrutura e na região onde as cargas foram aplicadas, como apresentado na Tabela 8 e ilustrado na Figura 7.

Tabela 8 – Malha usada no modelo feito no ANSYS.

Região	Tamanho da malha (mm)
Cilindro maior	1000
Cilindro menor	500
Borda do cilindro menor	100
Pedaço da torre	400
Enrijecedores externos	200
Enrijecedores internos	150
Contato dos enrijecedores externos com a parede do cilindro menor	100

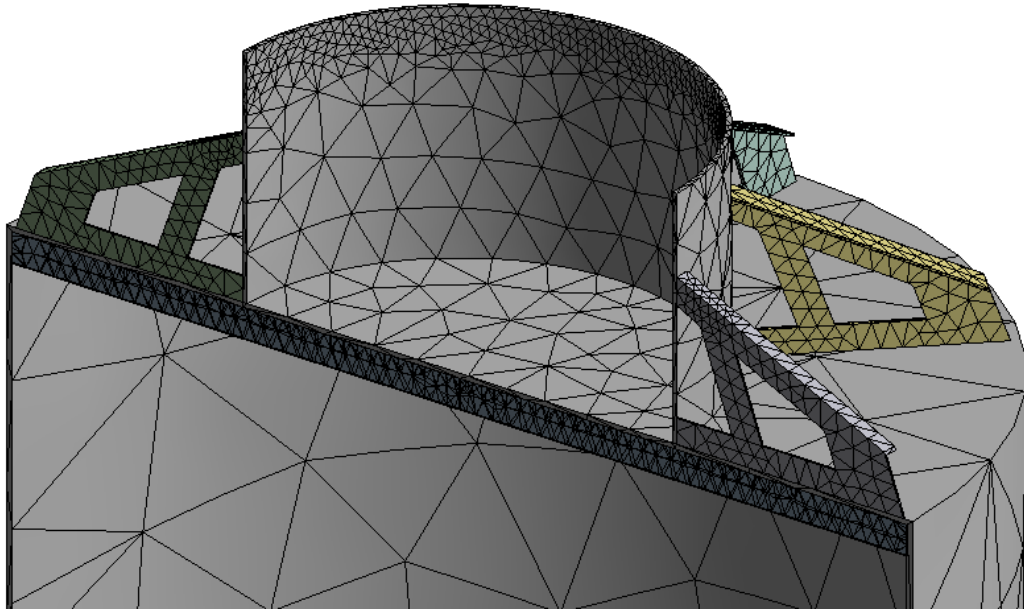


Figura 7 – Malha do modelo estrutural da fundação. Fonte: Elaborado pela autora.

Como detalhado na seção 3.1, as diferentes etapas da vida útil da estrutura estão submetidas a diferentes carregamentos e, assim, a diferentes condições de contorno. Os estudos referentes a essas etapas, considerando os respectivos carregamentos e condições de contorno, são apresentados nas seções seguintes.

3.4. Análise do Içamento no Ar na Condição de Instalação

Para a execução dessa análise, a estrutura foi fixada pelo pedaço de torre modelado e a gravidade majorada pelos coeficientes fornecidos na seção 3.1.1.1 foi aplicada em toda a estrutura representada pelo modelo descrito na seção 3.2 e apresentado na Figura 6. Com essas condições, foi possível rodar a análise, chegando-se aos resultados apresentados a seguir.

3.4.1. Deformações

A Figura 8 apresenta no primeiro plano a estrutura deformada e, como uma sombra, a estrutura indeformada (estrutura antes da aplicação do carregamento). Como pode ser observado, a estrutura está se deformando da forma esperada para os carregamentos aplicados, se deformando de no sentido positivo do eixo Y onde a estaca é puxada durante o içamento e no sentido negativo em sua parte inferior, onde o peso próprio faz com que a mesma seja esticada.

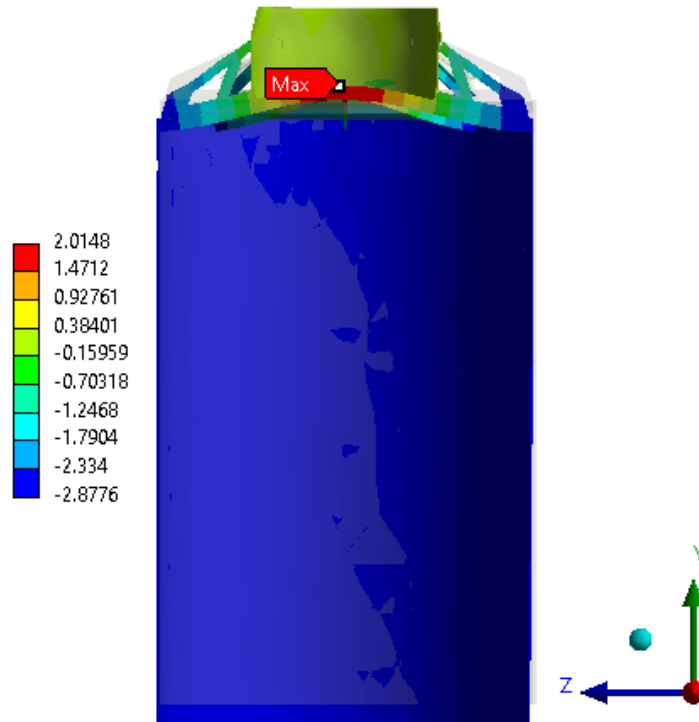


Figura 8 – Deformações específicas verticais em mm da estrutura (ao longo do eixo Y).

Fonte: Elaborado pela autora.

Para melhor visualização das deformações calculadas pelo software em milímetros (mm), a escala de visualização da deformação foi aumentada.

Os valores das deformações verticais na região da viga que sustenta a torre, segundo as análises, resultou em um valor é igual a 2,01 mm. Esse valor é menor que o limite admissível de deformações de estruturas de aço, $L/500$ ($9800 \text{ mm} / 500 = 19,6 \text{ mm}$), valor mais conservador estabelecido pela norma ABNT NBR 8800 (2008) para vigas que suportam pilares. Assim, pela análise de deformações durante a fase de içamento, a estrutura está validada.

3.4.2. Tensões máximas calculadas

Como a estrutura é constituída por dois aços com diferentes propriedades (seção 3.3), os resultados das análises tem diferentes tensões máximas admissíveis, esses limites estão definidos na Tabela 9 de acordo com o que foi enunciado na seção 3.2.

Tabela 9 – Tensões máximas admissíveis em MPa.

Tipo de Aço	Tensão Máxima Admissível
ASTM A36	$0,80 \cdot 250 = 200$
ASTM A572 G50	$0,80 \cdot 345 = 276$

Conforme apresentado na seção 3.3, os cilindros que constituem a estrutura são feitos de aço ASTM A36. As tensões equivalentes de Von Mises em MPa dessa parte da estrutura são apresentadas na Figura 9.

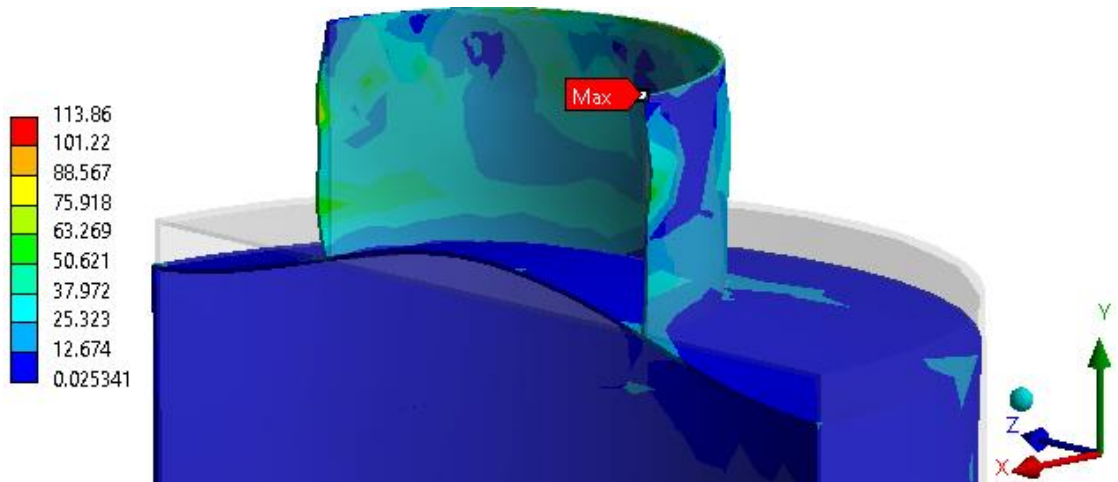


Figura 9 – Tensões equivalentes de Von Mises em MPa nas peças de aço ASTM A36.

Fonte: Elaborado pela autora.

Nessa análise foi mantida a escala aumentada de visualização de deformação do modelo e a sombra que representa o modelo indeformado da estrutura. Pode-se observar que todos os valores de tensão ficaram bem abaixo da tensão máxima admissível (200 MPa), respeitando o critério descrito na seção 3.2.

Os enrijecedores internos e externos que constituem a estrutura são feitos de aço ASTM A572 G50 (seção 3.3). As tensões equivalentes de Von Mises em MPa dessa parte da estrutura são apresentadas na Figura 10, mantendo-se a mesma escala de visualização da deformação das análises anteriores e possibilitando a visualização do modelo indeformado.

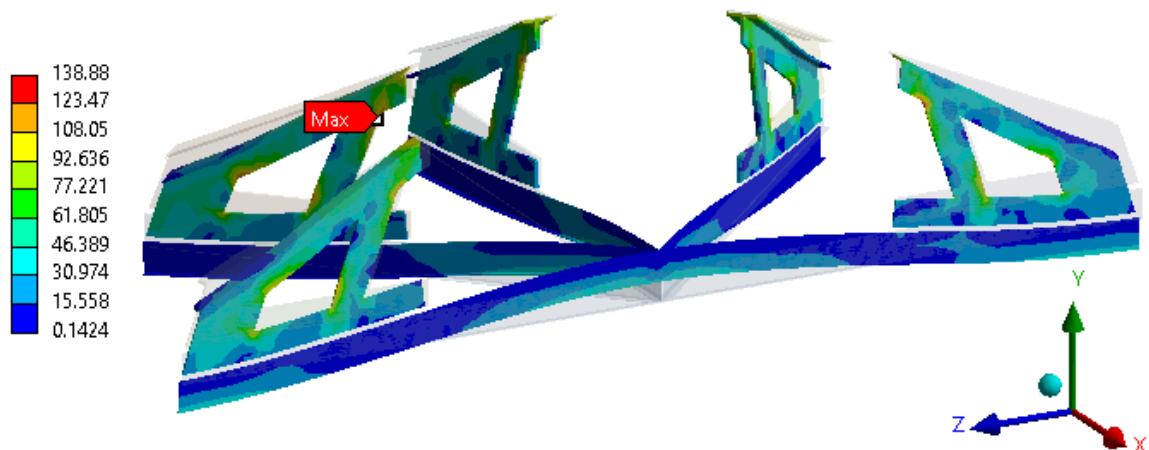


Figura 10 – Tensões equivalentes de Von Mises em MPa nas peças de aço ASTM A572 G50.

Fonte: Elaborado pela autora.

Assim como na análise dos cilindros, pode-se observar que todas as tensões ficaram abaixo da tensão máxima admissível (276 MPa). Assim, para a fase de içamento, a estrutura foi validada pelo método das tensões admissíveis.

3.5. Análise da Condição de Operação

Utilizando como carregamento os estudos de caso desenvolvidos por Migueis (2019), as forças e momentos foram aplicados no pedaço de torre modelado no interior do cilindro superior da estaca. Como mencionado anteriormente, esses estudos de caso são reações que ocorrem no topo da fundação advindas dos carregamentos de mar e vento que estão atuando na estrutura. Como os eixos usados no modelo do ANSYS (Figura 6) estavam ligeiramente diferentes dos eixos adotados por Migueis (2019), sua tabela de estudo de casos foi adaptada, resultando na Tabela 10. Uma vez que apenas metade da estrutura foi modelada (e condição de simetria foi aplicada), os valores indicados na tabela abaixo foram divididos por dois para serem aplicados no modelo.

Tabela 10 – Esforços atuantes no topo da fundação modelada em cada Estudo de Caso analisado. Fonte: Migueis (2019), adaptado pela autora.

Estudo de Caso	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
1	7474	-11254	53	-18063	-661	135810
2	1058	-11858	291	-18144	13608	126120
3	1634	-11371	-1736	185360	4058	51692
4	4787	-11328	69	-4849	908	194670
5	734	-11467	-250	24340	-14432	96970

Além dos esforços, foi aplicada à estrutura a aceleração da gravidade para contabilizar o peso próprio da mesma. Para simular a contenção do solo na superfície externa do cilindro (impedindo sua tendência a expansão horizontal ao longo dos eixos x e z) foi colocado como condição de suporte o *compression only* (apenas compressão). Para estabilizar estrutura, possibilitando a convergência da análise, foi adicionado um suporte fixo na ponta da estaca.

Como mencionado na seção 3.1.2, para um projeto real, além da análise das deformações e das tensões máximas atuantes na estrutura, também seria necessário calcular as tensões de flambagem de acordo com a DNV GL-RP-C202 (2019). Essa análise é necessária para a verificação da espessura de parede do cilindro da estaca ou da necessidade de

enrijecedores ao longo da mesma. Tal análise não será realizada, sendo recomendada para um trabalho futuro.

Com essas condições, foi possível rodar a análise, chegando-se aos resultados a seguir.

3.5.1. Deformações

Pela Figura 11, pode-se observar que a estrutura está se deformando da forma esperada para os carregamentos aplicados com os maiores valores dos deslocamentos pontuais ocorrendo no centro da estaca, reduzindo para valores próximos de zero conforme se aproximam do fuste (cilindro maior). Todo o fuste da estaca apresenta valores próximos de zero, uma vez que para simplificação da análise estrutural, foi considerado que está ela sendo contida pelo solo.

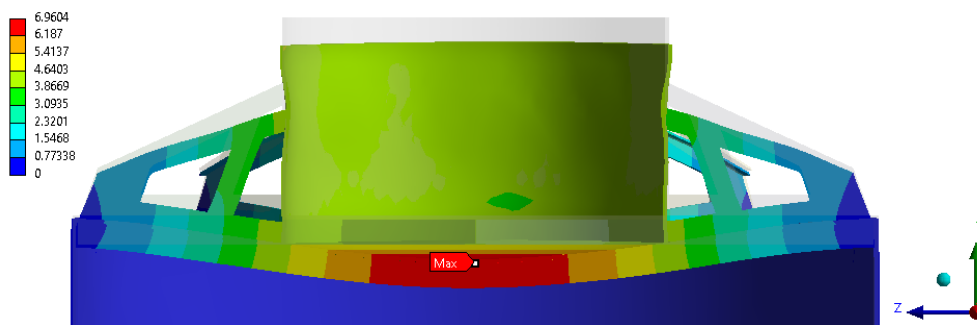


Figura 11 – Vista da deformação da estrutura com indicação dos deslocamentos pontuais totais em mm. Fonte: Elaborado pela autora.

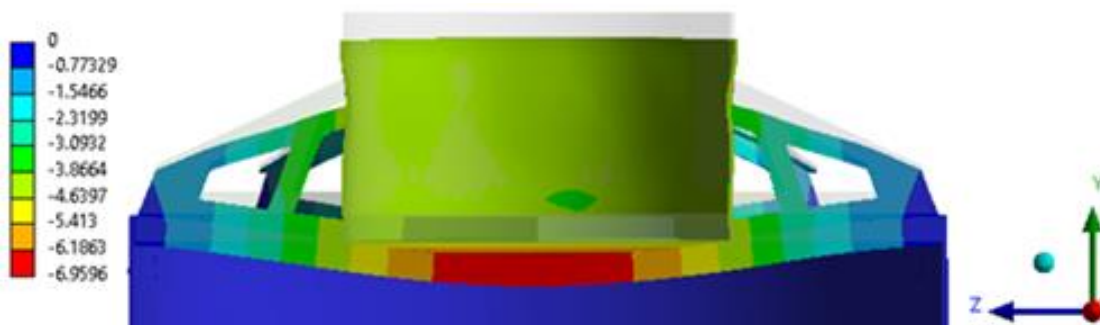


Figura 12 – Vista da deformação da estrutura com indicação dos deslocamentos pontuais verticais (ao longo do eixo Y) em mm. Fonte: Elaborado pela autora.

Como feito na análise de instalação, a escala de visualização da deformação foi aumentada para melhorar visualização das deformações e nas figuras é possível ver o modelo indeformado como uma sombra.

Os valores das deformações totais e das verticais tem módulos muito próximos, mostrando que os carregamentos que mais influenciam nas deformações da estrutura, são os verticais. Segundo as análises, a maior deformação, cujo valor é igual a 6,96 mm, ocorreu no

estudo de caso 2, caso que possui a maior força no eixo vertical da estaca. Esse valor é menor que o limite admissível de deformações de estruturas de aço, $L/500$ ($9800 \text{ mm} / 500 = 19,6 \text{ mm}$), estabelecido pela norma ABNT NBR 8800 (2008) para vigas que suportam pilares. Assim, pela análise de deformações durante a fase de operação, a estrutura está validada.

3.5.2. Tensões máximas calculadas

Como mencionado anteriormente, a estrutura é constituída por dois aços com diferentes propriedades, conseqüentemente, possuindo diferentes tensões máximas admissíveis. De acordo com o que foi enunciado na seção 3.2, o máximo fator de utilização admissível dessa análise é diferente do utilizado na fase de Instalação. Assim, as tensões máximas admissíveis são diferentes das apresentadas na Tabela 9, sendo exibidas na Tabela 11.

Tabela 11 – Tensões máximas admissíveis em MPa.

Tipo de Aço	Tensão Máxima Admissível
ASTM A36	$0,84 \cdot 250 = 210$
ASTM A572 G50	$0,84 \cdot 345 = 289,8$

Conforme apresentado na seção 3.3, os cilindros que constituem a estrutura são feitos de aço ASTM A36. As tensões equivalentes de Von Mises em MPa dessa parte da estrutura são apresentadas na Figura 13.

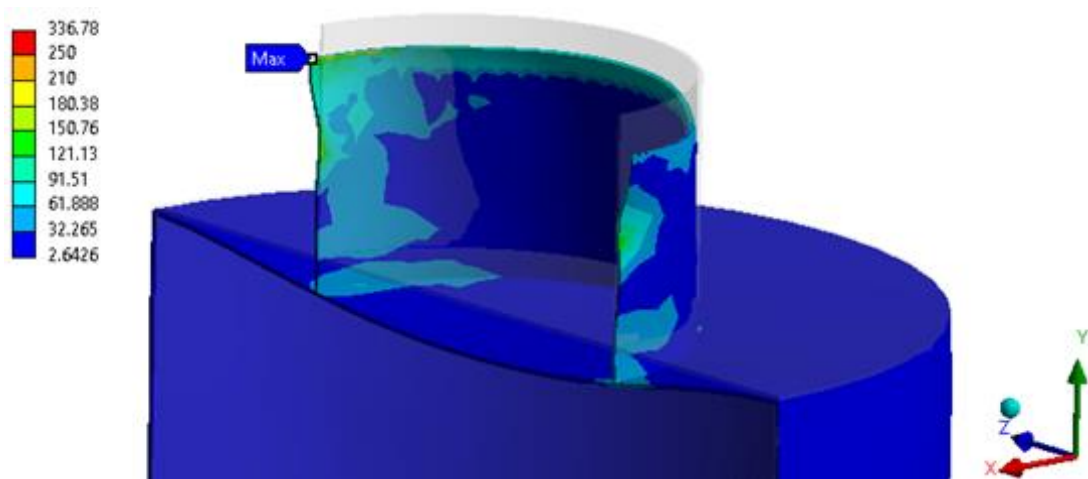


Figura 13 – Tensões equivalentes de Von Mises em MPa nas peças de aço ASTM A36.

Fonte: Elaborado pela autora.

Como na análise anterior, para melhor visualização das deformações nas figuras, a escala de visualização da deformação foi aumentada e na figura é possível ver o modelo

indeformado como uma sombra. Alterando a forma de visualização para se observar apenas as tensões em MPa que estão acima da máxima admissível, chega-se a seguinte figura.

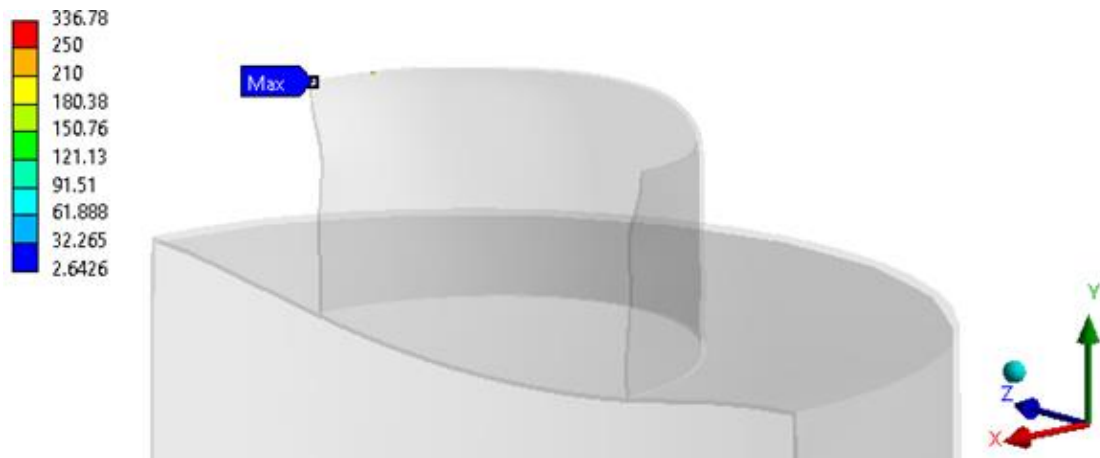


Figura 14 – Tensões equivalentes de Von Mises em MPa nas peças de aço ASTM A36 – pontos acima da tensão máxima admissível. Fonte: Elaborado pela autora.

Pode-se observar que apenas dois pontos da peça estão acima da tensão máxima admissível, sendo o de valor máximo na extremidade do cilindro. Esses picos de tensão podem ser atribuídos as imperfeições da malha e a não suavização das arestas do modelo, assim, os valores desses pontos podem ser desprezados. Dessa forma, as tensões calculadas nessa análise são menores que 210 MPa, respeitando o critério descrito na seção 3.2.

Como mencionado na seção 3.3, os enrijecedores internos e externos que constituem a estrutura são feitos de aço ASTM A572 G50. As tensões equivalentes de Von Mises dessa parte da estrutura são apresentadas em MPa na Figura 15, mantendo-se a mesma escala de visualização da deformação das análises anteriores e possibilitando a visualização do modelo indeformado.

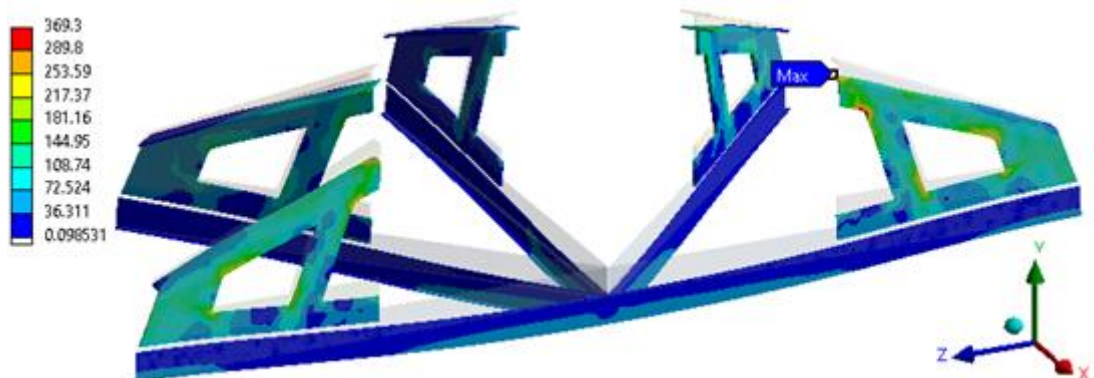


Figura 15 – Tensões equivalentes de Von Mises em MPa nas peças de aço ASTM A572 G50.

Fonte: Elaborado pela autora.

Alterando a forma de visualização para se observar apenas as tensões em MPa que estão acima da máxima admissível, chega-se a seguinte figura.

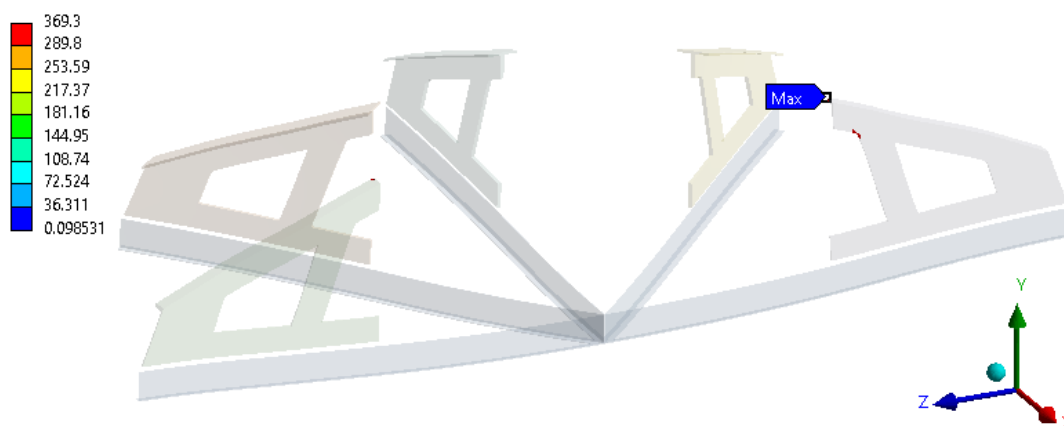


Figura 16 – Tensões equivalentes de Von Mises em MPa nas peças de aço ASTM A572 G50 – pontos acima da tensão máxima admissível. Fonte: Elaborado pela autora.

Assim como na análise dos cilindros, pode-se observar que poucos pontos da peça estão acima da tensão máxima admissível, sendo o de valor máximo na extremidade de uma das vigas com função de enrijecedor externo. Esses picos de tensão podem ser atribuídos as imperfeições da malha e a não suavização das arestas do modelo, assim, os valores desses pontos podem ser desprezados. No pico de maior valor ainda há outro fator que contribui para que esse valor possa ser desprezado, qual seja o fato de que esse trecho da viga será soldado na face externa do cilindro, adquirindo, através da solda, uma resistência maior do que a considerada para a análise dessa região. Dessa forma, as tensões calculadas nessa análise são menores que 289,8 MPa, respeitando o critério descrito na seção 3.2.

3.6. Análise da Condição de Remoção

Para a execução dessa análise, deve-se simular todo o peso submerso da estrutura sendo sustentado por um guindaste, a pressão decorrente do processo de recuperação da estrutura (atuando de dentro para fora da mesma) e o solo contendo a lateralmente o fuste da estaca.

Para simular essas condições, a estrutura foi fixada pelo pedaço de torre modelado e foi aplicada em toda a estrutura (representada pelo modelo descrito na seção 3.2) uma aceleração para que o peso da estaca fosse equivalente ao seu peso submerso majorado pelos coeficientes fornecidos na seção 3.1.1.1. Além disso, foram aplicados a pressão calculada na seção 4.3 no topo do cilindro e na faixa superior da sua face interna (região na qual não haverá solo,

equivalente a 0,5 m pelas contas do levantamento do solo, seção 4.2.3) e o *compression only* (apenas compressão) na superfície externa do cilindro. Com essas condições, foi possível rodar a análise, chegando-se aos resultados apresentados a seguir.

3.6.1. Deformações

A Figura 17 apresenta, como nas análises anteriores, em primeiro plano a estrutura deformada e, como uma sombra, a estrutura indeformada. Como pode ser observado, a estrutura está se deformando da forma esperada para os carregamentos aplicados, se deformando no sentido positivo do eixo Y onde a estaca é puxada durante o içamento e empurrada pela diferença de pressão provocada pela bomba (de dentro para fora da estrutura) e no sentido negativo em sua parte inferior, onde o peso próprio faz com que a mesma seja esticada.

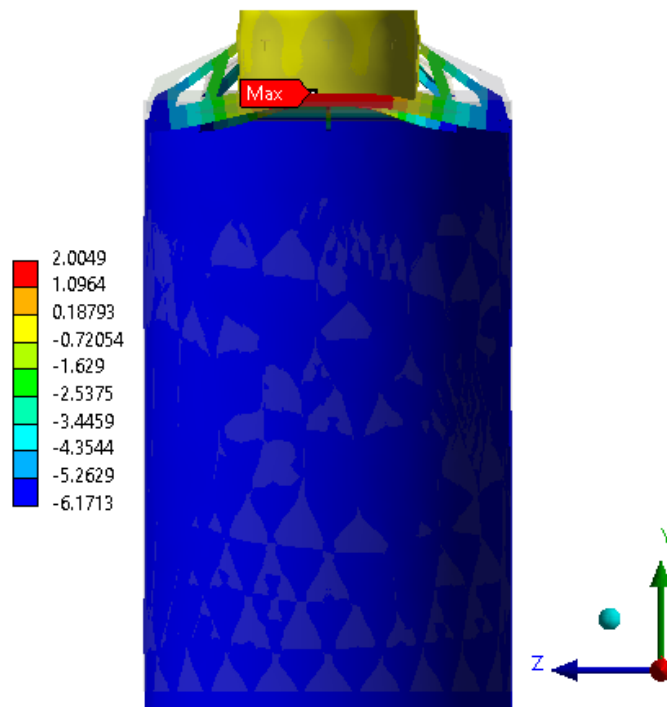


Figura 17 – Vista da deformação da estrutura com indicação de deslocamentos pontuais verticais (ao longo do eixo Y) em mm. Fonte: Elaborado pela autora.

Para melhor visualização dos deslocamentos pontuais calculados pelo software, a escala de visualização da deformação foi aumentada.

Os valores das deformações verticais (que são iguais aos deslocamentos pontuais) na região da viga que sustenta a torre, segundo as análises, resultou em um valor é igual a 2,00 mm. Esse valor é menor que o limite admissível de deformações de estruturas de aço, $L/500$ ($9800 \text{ mm} / 500 = 19,6 \text{ mm}$), estabelecido pela norma ABNT NBR 8800 (2008) para vigas que

suportam pilares. Assim, pela análise de deformações durante a fase de içamento, a estrutura está validada.

3.6.2. Tensões máximas calculadas

Como mencionado anteriormente, a estrutura é constituída por dois aços com diferentes propriedades, possuindo, conseqüentemente, diferentes tensões máximas admissíveis. De acordo com o que foi enunciado na seção 3.2, o máximo fator de utilização admissível dessa análise é o mesmo utilizado na fase de Instalação. Assim, as tensões máximas admissíveis são as mesmas apresentadas na Tabela 9 (seção 3.4.2).

Como apresentado na seção 3.3, os cilindros que constituem a estrutura são feitos de aço ASTM A36. As tensões equivalentes de Von Mises em MPa dessa parte da estrutura são apresentadas na Figura 18.

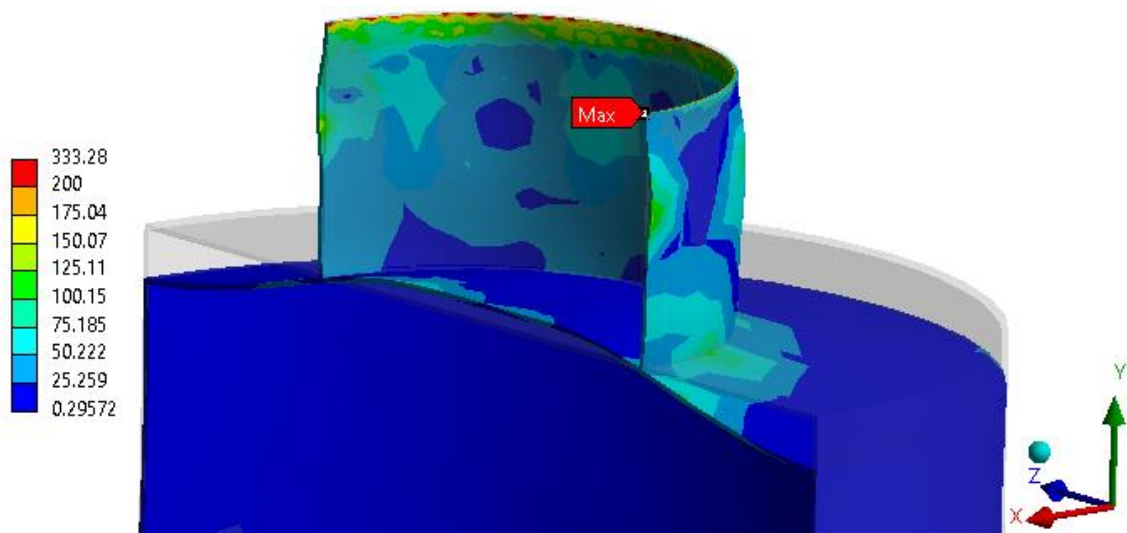


Figura 18 – Tensões equivalentes de Von Mises em MPa nas peças de aço ASTM A36.

Fonte: Elaborado pela autora.

Para melhor visualização das deformações nas figuras, a escala de visualização da deformação foi aumentada e na figura é possível ver o modelo indeformado como uma sombra. Alterando a forma de visualização para se observar apenas as tensões em MPa que estão acima da máxima admissível, chega-se a seguinte figura.

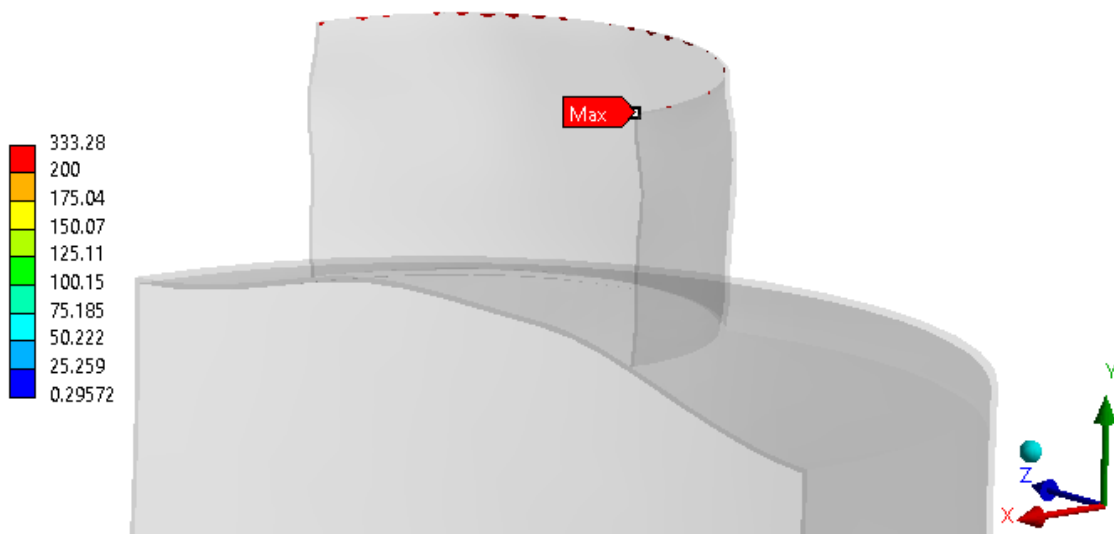


Figura 19 – Tensões equivalentes de Von Mises em MPa nas peças de aço ASTM A36 – pontos acima da tensão máxima admissível. Fonte: Elaborado pela autora.

Pode-se observar que poucos pontos da peça estão acima da tensão máxima admissível, sendo o de valor máximo na extremidade do cilindro. Esses picos de tensão podem ser atribuídos as imperfeições da malha e a não suavização das arestas do modelo, assim, os valores desses pontos podem ser desprezados. Outro fator que contribui para que esses valores de pico possam ser desprezados é que nessa região de surgimento de picos será realizada uma solda de filete, assim, nessa região o material terá uma resistência maior do que a que foi considerada para a análise. Dessa forma, as tensões calculadas nessa análise são menores que 200 MPa, respeitando o critério descrito na seção 3.2.

O fato de todas as tensões atuantes no maior cilindro ficarem abaixo da tensão máxima admissível indica que não é necessário a adoção de medidas para aumentar a resistência do material na região onde a pressão de remoção atuará. Como mencionado, algumas dessas medidas seriam a adição de mais enrijecedores e/ou o aumento de espessura na parte superior do cilindro.

Como mencionado na seção 3.3, os enrijecedores internos e externos que constituem a estrutura são feitos de aço ASTM A572 G50. As tensões equivalentes de Von Mises dessa parte da estrutura são apresentadas em MPa na Figura 20, mantendo-se a mesma escala de visualização da deformação das análises anteriores e possibilitando a visualização do modelo indeformado.

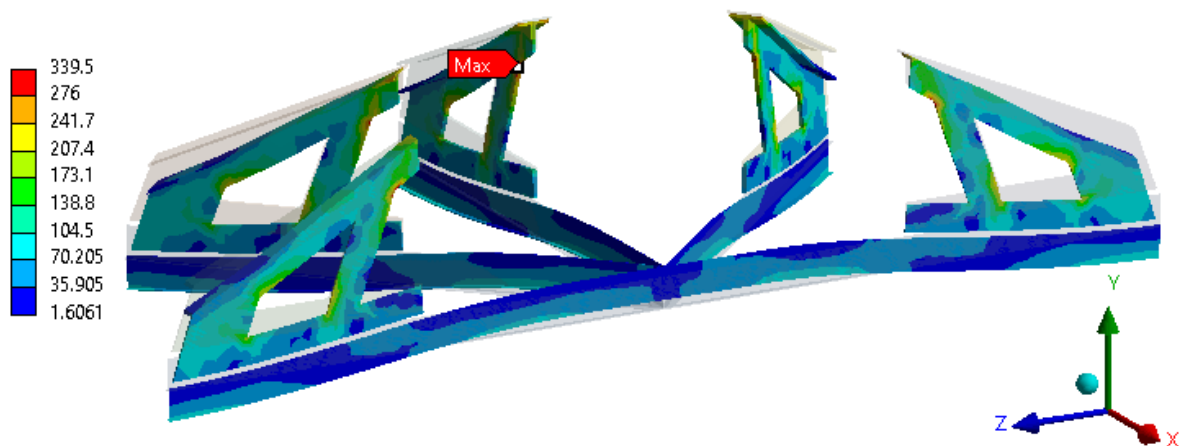


Figura 20 – Tensões equivalentes de Von Mises em MPa nas peças de aço ASTM A572 G50.

Fonte: Elaborado pela autora.

Alterando a forma de visualização para se observar apenas as tensões em MPa que estão acima da máxima admissível (276 MPa), chega-se a seguinte figura.

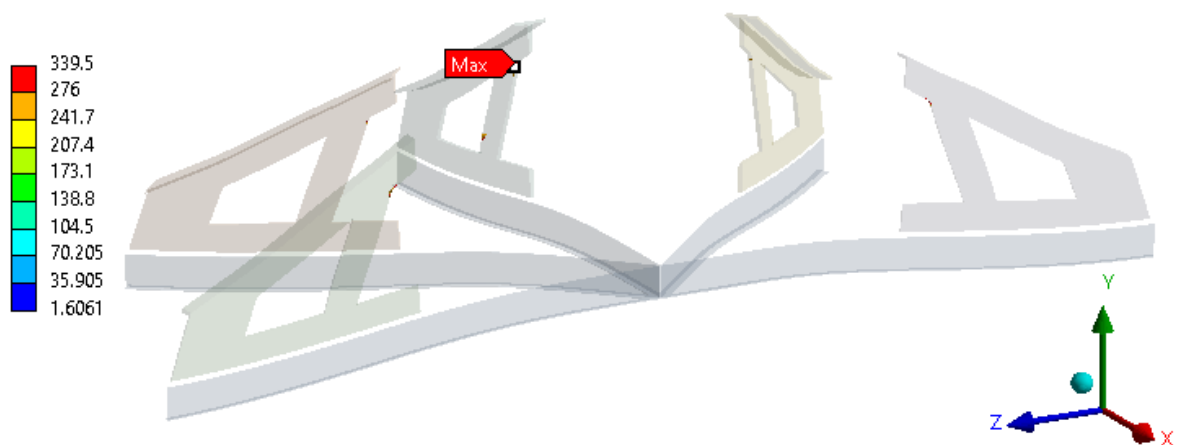


Figura 21 – Tensões equivalentes de Von Mises em MPa nas peças de aço ASTM A572 G50 – pontos acima da tensão máxima admissível. Fonte: Elaborado pela autora.

Assim como na análise dos cilindros, pode-se observar que poucos pontos da peça estão acima da tensão máxima admissível, sendo o de valor máximo na extremidade de uma das vigas com função de enrijecedor externo. Esses picos de tensão podem ser atribuídos as imperfeições da malha e a não suavização das arestas do modelo, assim, os valores desses pontos podem ser desprezados. Dessa forma, as tensões calculadas nessa análise são menores que 276 MPa, respeitando o critério descrito na seção 3.2.

4. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DA ESTACA

4.1. Cálculo do Efeito de Set-Up

O processo de penetração da estaca no solo provoca o deslocamento dos grãos que o compõe e da água entre os seus poros, gerando um remodelamento do mesmo na camada adjacente ao fuste da estrutura. Ao longo de um certo período de tempo o solo, nesse estudo, argiloso, no entorno da estaca irá se reestruturar até a sua resistência retornar a um valor próximo ao original. Essa reestruturação ocorre devido aos seguintes fenômenos:

- Comportamento tixotrópico da argila; e
- Dissipação do excesso da poro-pressão induzida durante o processo de penetração da estaca no solo, que resulta no aumento das tensões normais horizontais efetivas.

O tempo para que tais fenômenos ocorram é muito diferente. Enquanto a tixotropia pode se dar em horas e dias, o excesso de poro-pressão pode levar semanas e até meses para ocorrer, dependendo das condições de drenagem do local, das dimensões da estrutura e do tipo de solo.

Em resumo, no momento imediatamente após a instalação, esse remodelamento faz com que a resistência ao cisalhamento da interface entre a argila e a parede da estaca seja menor do que a que será readquirida com o passar do tempo. Assim, segundo Andersen e Jostad (1999), essa análise deve ser realizada para se garantir que durante as fases anteriores ao aumento de resistência a estrutura conseguirá mobilizar resistência suficiente para resistir aos esforços aos quais o conjunto estará sujeito. Devido a isso, essa análise é importante para as considerações feitas durante o projeto da estaca.

Segundo Andersen e Jostad (1999), normalmente é assumido que a resistência ao cisalhamento ao longo da parede da estaca é reduzido para uma resistência cisalhante remoldada (f_{su}) definida pela equação (10).

$$f_{su} = \alpha \cdot S_u^{DSS} \quad (10)$$

Onde (α) é fator de adesão lateral, fator que determina o comportamento da interação solo-estaca na análise, e (S_u^{DSS}) é a resistência não drenada definida a partir do teste DSS (*direct simple shear*). Como o resultado do teste DSS não é conhecido para o perfil de solo utilizado nesse trabalho, o (S_u^{DSS}) será igualado a resistência não drenada fornecida na seção 2.1.

A DNV GL-RP-E303 (2017) recomenda que o fator de adesão seja avaliado para cada fase do projeto de instalação e fase de carregamento da estrutura e que o valor não seja superior

ao limite determinado na API RP 2A (2014), $\alpha \leq 1,0$. Dessa forma, nas seções seguintes foram definidos os diferentes valores de (α).

A norma ressalta que o fator de adesão por ela determinado considera que as faces da estaca não estão pintadas. Caso as faces sejam pintadas, outros fatores devem ser assumidos.

4.1.1. Fator de Adesão para análise de instalação

Esse é o fator a ser utilizado para o cálculo da penetração da estaca no solo e para verificação de carga da estrutura imediatamente após a penetração da estaca no solo. Segundo Andersen e Jostad (1999), o fator de adesão para a análise de instalação é definido pela seguinte equação:

$$\alpha = 1/S_t \quad (11)$$

Onde (S_t) é a sensibilidade dada pela Tabela 1. Assim:

$$\alpha = 0,286$$

4.1.2. Fator de Adesão para análise de recuperação

Esse é o fator a ser utilizado para o cálculo da recuperação da estaca após um período de tempo (t). Segundo a DNV GL-RP-E303 (2017), o fator de adesão para a análise de recuperação é definido pela seguinte equação para o valor de (S_t) determinado na Tabela 1, onde (C_t) é o fator de tixotropia determinado na seção 2.1.3.

$$\alpha = C_t \cdot \left(1/S_t\right) \quad (12)$$

Assim:

$$\alpha = 0,303 \quad \text{para } t = 5 \text{ dias}$$

$$\alpha = 0,457 \quad \text{para } t = 47 \text{ dias}$$

4.1.3. Fator de Adesão para o Set-Up completo

Esse é o fator a ser utilizado para as análises de longo prazo, ou seja, para as análises em que tenha se passado tempo suficiente para que a resistência do solo retornasse a um valor próximo do original. De acordo com a DNV GL-RP-E303 (2017), para essas análises é recomendado adotar um fator de adesão para a face externa e outro para a face interna da estaca. Esses são determinados através de tabelas por meio do índice de plasticidade e da sensibilidade do solo.

A norma recomenda que para o fator de adesão da face interna, seja adotado o maior dos valores possíveis para os dados de entrada do solo da região do empreendimento.

Os fatores determinados estão resumidos abaixo:

$$\begin{array}{ll} \alpha = 0,65 & \text{para a face externa} \\ \alpha = 0,55 & \text{para a face interna} \end{array}$$

4.1.4. Tempo de Set-Up

Segundo Andersen e Jostad (2002), o tempo de set-up para a maioria dos exemplos práticos se dá em aproximadamente dois meses para estacas de diâmetro menor ou igual a 4,5m. Porém, esse tempo e os demais associados aos valores determinados de (α) devem ser ajustados (t') para estacas de diâmetros maiores através da seguinte equação:

$$t' = t \cdot \left(\frac{D}{4,5} \right) \quad (13)$$

Onde (t) é o tempo dado pelo artigo de Andersen e Jostad (2002) e (D) é o diâmetro da estaca em metros. Assim, o tempo de set-up ajustado é 9,5 meses para a estaca estudada.

Os tempos associados aos valores determinados de (α) apresentados anteriormente, já foram corrigidos pela equação (13).

4.2. Análise de Instalação

Como mencionado por Migueis (2019), a resistência da estaca de sucção é composta pela resistência devido ao atrito lateral das faces interna e externa da estrutura com o solo (Q_s) e pela resistência de ponta da estaca (Q_p). As áreas utilizadas não se limitam ao fuste da estaca, elas também devem levar em consideração a área lateral dos enrijecedores e a área de ponta dos mesmos, caso eles fiquem em contato com o solo. A resistência total é calculada através da equação (14), fornecida pelo apêndice A da DNV GL-RP-E303 (2017).

$$Q_{tot} = Q_s + Q_p = \sum A_{si} \cdot \alpha \cdot S_{u_{medio}} + A_p \left(N_c \cdot S_{u_{ponta}} + \gamma' \cdot z \right) \quad (14)$$

Onde (A_{si}) é a área interna e externa da parede da estaca; (α) é o fator de adesão lateral; ($S_{u_{medio}}$) é a resistência não drenada média ao longo da profundidade analisada; (A_p), a área da ponta da estaca; (N_c) é o fator de capacidade de carga definido na seção 2.1.1; (γ') é o peso unitário efetivo do solo calculado através da densidade do solo (seção 2.1) e da densidade da água salgada (1025 kg/m³); e (z) é a profundidade de penetração da ponta da estaca.

A DNV GL-OS-C101 (2019) recomenda que em estacas de sucção em que a penetração assistida é necessária, o fator de segurança do material (γ_M) do solo descrito na seção 2.1.4 seja considerado. Assim é recomendado que para a análise de carga axial a seguinte equação seja satisfeita, onde (W') é o peso submerso da estrutura

$$\frac{Q_{tot}}{W'} \geq \gamma_M \quad (15)$$

4.2.1. Determinação da Profundidade de Equilíbrio e Penetração Assistida

Aplicando-se a equação (14) para as profundidades de penetração pelas quais a ponta da estaca passará até atingir a profundidade final de 22,5 m utilizando o fator de adesão para a análise de instalação, pode-se obter os resultados apresentados na Tabela 12 abaixo. Para o cálculo do Q_{tot} em cada profundidade (z), é necessário calcular a progressão das áreas laterais interna e externa da estaca ao longo de z e o peso submerso (W'). Se os enrijecedores fossem ficar em contato com o solo, o valor da resistência do solo devido aos enrijecedores também deveria ser somado a resistência total do solo.

Quando a ponta da estaca toca o leito marinho, a estrutura de transição e parte da coluna estão fora da água (parte esquerda da Figura 22). À medida que a estaca penetra no solo, a estrutura como um todo vai abaixando até a estaca atingir a penetração determinada. Nesse momento, a coluna e uma parte da estrutura de transição estarão dentro da água, como mostrado (parte direita da Figura 22). Durante esse processo, o peso submerso reduz devido ao aumento do empuxo.

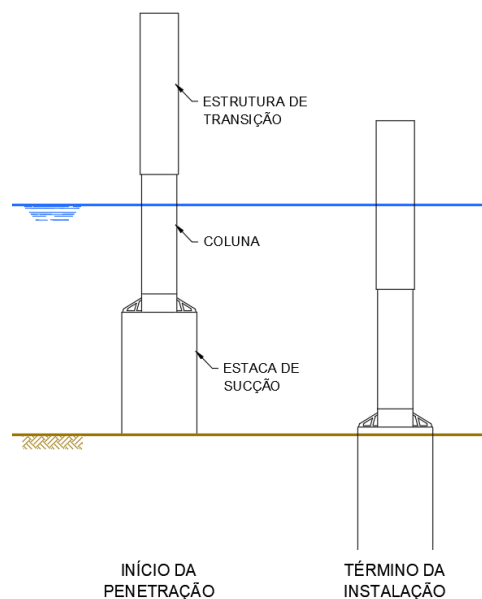


Figura 22 – Ilustração da estrutura durante o início da penetração da estaca no solo e após o término da instalação. Fonte: Elaborado pela autora.

Tabela 12 – Resistência total ao longo da profundidade. Fonte: Elaborado pela autora.

z (m)	W _{sub} (kN)	Q _{ponta} (kN)		Q _{lateral} (kN)			Q _{tot} (kN)
		Estaca	Enrij.	Interno	Externo	Enrij.	
0,0	7528,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,5	7522,5	112,4	0,0	23,9	24,2	0,0	160,5
1,0	7516,6	152,0	0,0	52,1	52,8	0,0	256,8
1,5	7510,7	191,5	0,0	84,7	85,8	0,0	362,0
2,0	7504,8	231,1	0,0	121,6	123,2	0,0	475,8
2,5	7498,9	270,7	0,0	162,8	164,9	0,0	598,4
3,0	7493,0	310,2	0,0	208,4	211,1	0,0	729,7
3,5	7487,1	349,8	0,0	258,3	261,7	0,0	869,8
4,0	7481,2	389,4	0,0	312,6	316,7	0,0	1018,6
4,5	7475,3	428,9	0,0	371,2	376,0	0,0	1176,2
5,0	7469,5	468,5	0,0	434,1	439,8	0,0	1342,5
5,5	7463,6	508,1	0,0	501,4	508,0	0,0	1517,5
6,0	7457,7	547,7	0,0	573,0	580,6	0,0	1701,3
6,5	7451,8	587,2	0,0	649,0	657,5	0,0	1893,8
7,0	7445,9	626,8	0,0	729,3	738,9	0,0	2095,0
7,5	7440,0	666,4	0,0	814,0	824,7	0,0	2305,0
8,0	7434,1	705,9	0,0	903,0	914,8	0,0	2523,7
8,5	7428,2	745,5	0,0	996,3	1009,4	0,0	2751,2
9,0	7422,3	785,1	0,0	1094,0	1108,4	0,0	2987,4
9,5	7416,4	824,6	0,0	1196,0	1211,7	0,0	3232,4
10,0	7410,5	864,2	0,0	1302,4	1319,5	0,0	3486,0
10,5	7404,6	903,8	0,0	1413,1	1431,6	0,0	3748,5
11,0	7398,7	943,3	0,0	1528,1	1548,2	0,0	4019,6
11,5	7392,8	982,9	0,0	1647,5	1669,1	0,0	4299,5
12,0	7386,4	1022,5	0,0	1771,2	1794,5	0,0	4588,2
12,5	7380,0	1062,0	0,0	1899,3	1924,2	0,0	4885,6
13,0	7373,6	1101,6	0,0	2031,7	2058,4	0,0	5191,7
13,5	7367,2	1141,2	0,0	2168,4	2196,9	0,0	5506,5
14,0	7360,7	1180,7	0,0	2309,5	2339,9	0,0	5830,1
14,5	7354,3	1220,3	0,0	2455,0	2487,2	0,0	6162,5
15,0	7347,9	1259,9	0,0	2604,7	2638,9	0,0	6503,6
15,5	7341,5	1299,4	0,0	2758,9	2795,1	0,0	6853,4
16,0	7335,1	1339,0	0,0	2917,3	2955,6	0,0	7211,9
16,5	7328,7	1378,6	0,0	3080,1	3120,5	0,0	7579,2
17,0	7322,3	1418,1	0,0	3247,2	3289,9	0,0	7955,3
17,5	7315,8	1457,7	0,0	3418,7	3463,6	0,0	8340,0
18,0	7309,4	1497,3	0,0	3594,5	3641,7	0,0	8733,6
18,5	7303,0	1536,9	0,0	3774,7	3824,3	0,0	9135,8
19,0	7296,6	1576,4	0,0	3959,2	4011,2	0,0	9546,8
19,5	7290,2	1616,0	0,0	4148,0	4202,5	0,0	9966,5
20,0	7283,8	1655,6	0,0	4341,2	4398,2	0,0	10395,0
20,5	7277,3	1695,1	0,0	4538,8	4598,3	0,0	10832,2
21,0	7270,9	1734,7	0,0	4740,6	4802,9	0,0	11278,2
21,5	7264,5	1774,3	0,0	4946,8	5011,8	0,0	11732,9
22,0	7258,1	1813,8	0,0	5157,4	5225,1	0,0	12196,3
22,5	7251,7	1853,4	0,0	5372,3	5442,8	0,0	12668,5

A profundidade de equilíbrio é a profundidade na qual a força de resistência do solo será igual ao peso submerso da estaca. Esse valor é a profundidade na qual as duas retas se cruzam no gráfico apresentado na figura abaixo.

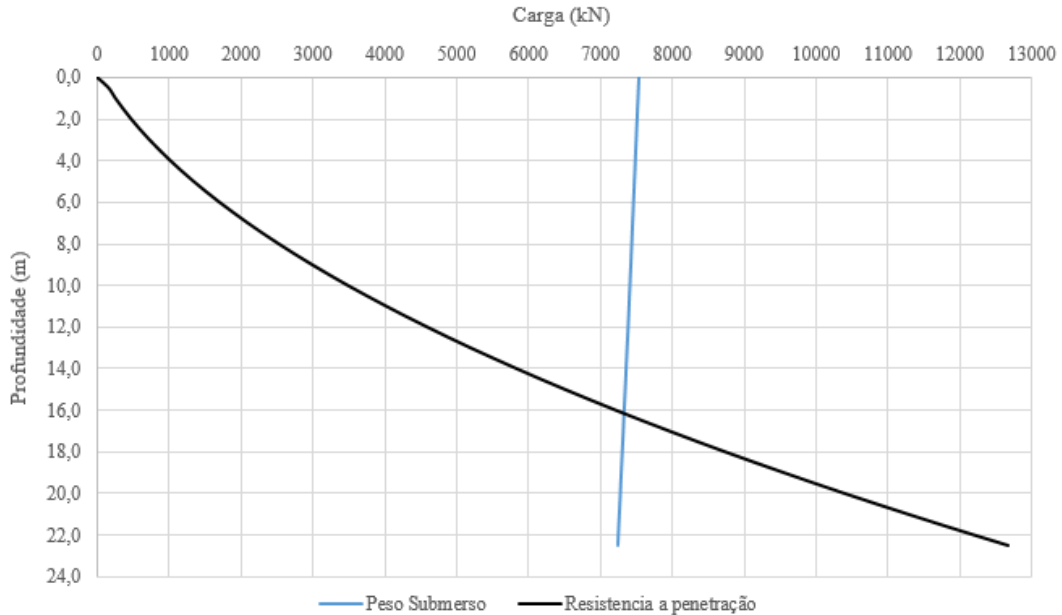


Figura 23 – Resistência do solo a penetração e Peso submerso versus profundidade.

Fonte: Elaborado pela autora.

A penetração assistida é toda a penetração que ocorrerá após a profundidade de equilíbrio (aproximadamente 16,0 m) até a profundidade de 22,5 m. Como mencionado anteriormente, para essa penetração ocorrer, é necessário o acionamento de uma ou mais bombas que alcance a pressão de sucção necessária, calculada na seção a seguir.

Substituindo-se os valores calculados na equação (15), adotando-se o maior peso submerso do conjunto, visando o conservadorismo, tem-se o seguinte resultado:

$$\frac{12668,48}{7522,5} = 1,68 \geq \gamma_M = 1,5$$

O resultado é maior do que o valor de (γ_M) definido na seção 2.1.4. Assim, a resistência total para a penetração assistida atende a recomendação da norma para resistência axial da estaca de sucção.

4.2.2. Cálculo das Pressões de Sucção Necessária e Admissível

A pressão de sucção necessária (Δu_n) para que a estaca atinja a penetração determinada é calculada através da equação fornecida pela DNV GL-RP-E303 (2017), mostrada abaixo.

$$\Delta u_n = \frac{Q_{tot} - W'}{A_{in}} \quad (16)$$

Onde (Q_{tot}) é a resistência total do solo, (W') é o peso submerso e (A_{in}) é a projeção da área interna do topo da estaca (área onde a pressão é aplicada).

A pressão de sucção admissível (Δu_a) é calculada através da equação fornecida pela DNV GL-RP-E303 (2017), mostrada abaixo. Essa pressão é determinada visando evitar o levantamento do solo para o interior da estaca devido a sucção.

$$\Delta u_a = N_c \cdot S_{u_{ponta}} + A_{lat_{in}} \frac{\alpha \cdot S_{u_{medio}}}{A_{in}} \quad (17)$$

Onde (N_c) é o fator de capacidade de carga que varia de 6,2 a 9,0 definido na equação (1), ($S_{u_{ponta}}$) é a resistência não drenada na ponta da estaca, ($A_{lat_{in}}$) é a área lateral interna da estaca e ($S_{u_{medio}}$) é a resistência não drenada média ao longo da profundidade analisada.

Para evitar o levantamento do solo devido a pressão de sucção durante a instalação da estaca, a DNV GL-RP-E303 (2017) recomenda um fator de segurança de 1,5 para a relação entre a pressão admissível e a calculada, equação (18).

$$\frac{\Delta u_a}{\Delta u_n} \geq 1,5 \quad (18)$$

Os cálculos da pressão de sucção necessária e da admissível ao longo da profundidade, assim como do fator de segurança, são apresentados na Tabela 13. O gráfico apresentado na figura abaixo ilustra a pressão necessária e a admissível ao longo da profundidade fornecidas pela Tabela 13.

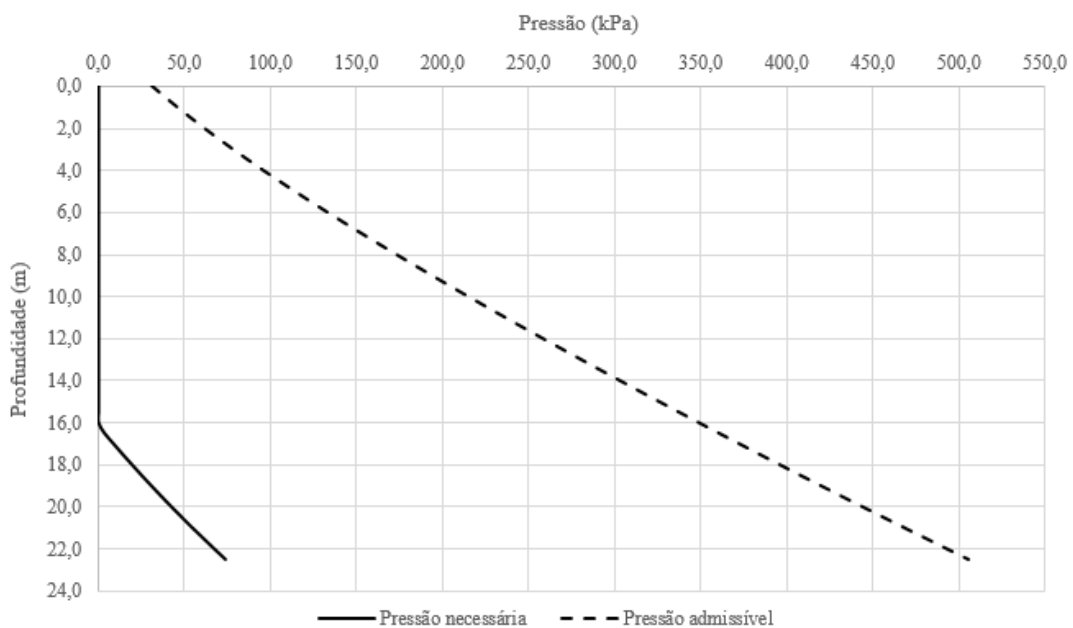


Figura 24 – Pressão necessária e admissível ao longo da profundidade.

Fonte: Elaborado pela autora.

Pelo gráfico, pode-se observar que a pressão necessária está abaixo da admissível, respeitando a recomendação da DNV GL-RP-E303 (2017). Pela Tabela 13, pode-se verificar que os valores calculados para o fator de segurança estão dentro da recomendação da norma. Assim, não ocorrerá o levantamento do solo devido a pressão de sucção durante a instalação da estaca.

4.2.3. Cálculo do Deslocamento Ascendente do Solo (*Soil heave*)

Considerando que a pressão de sucção aplicada está dentro dos limites admissíveis, ou seja, que não haverá deslocamento ascendente do solo devido a sucção, o cálculo do deslocamento ascendente do solo dentro da estaca pode ser dividido em duas fases: (a) penetração devido ao peso próprio e (b) penetração assistida. Durante a primeira, é considerado que 50% do solo deslocado pelo fuste da estaca fique no interior do cilindro, enquanto os outros 50% ficam fora do mesmo. Já durante a segunda fase, é considerado que todo o volume de solo deslocado pelo fuste e pelos enrijecedores internos fique no interior do cilindro.

Observe que a estaca já foi dimensionada com um acréscimo no comprimento de seu fuste para que o solo deslocado para o interior do cilindro pudesse ser comportado e ainda houvesse um volume sem solo (setor confinado) para que durante a fase de remoção (e, caso necessário, recuperação) a água pudesse ser adicionada com maior facilidade. Os resultados desse cálculo estão apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 – Pressão de sucção necessária e admissível. Fonte: Elaborado pela autora.

z (m)	W_{sub} (kN)	Q_{tot} (kN)	Δ_{un} (kPa)	N_c	Δ_{ua} (kPa)	FS	Levant. do solo (m)
0,0	7528,4	0,0	0,0	6,2	31,0	-	0,000
0,5	7522,5	160,5	0,0	6,3	38,2	-	0,007
1,0	7516,6	256,8	0,0	6,4	45,6	-	0,013
1,5	7510,7	362,0	0,0	6,5	53,3	-	0,020
2,0	7504,8	475,8	0,0	6,6	61,3	-	0,026
2,5	7498,9	598,4	0,0	6,7	69,5	-	0,033
3,0	7493,0	729,7	0,0	6,8	77,9	-	0,040
3,5	7487,1	869,8	0,0	6,9	86,6	-	0,046
4,0	7481,2	1018,6	0,0	7,0	95,5	-	0,053
4,5	7475,3	1176,2	0,0	7,1	104,6	-	0,059
5,0	7469,5	1342,5	0,0	7,2	113,8	-	0,066
5,5	7463,6	1517,5	0,0	7,3	123,3	-	0,073
6,0	7457,7	1701,3	0,0	7,4	132,9	-	0,079
6,5	7451,8	1893,8	0,0	7,4	142,7	-	0,086
7,0	7445,9	2095,0	0,0	7,5	152,6	-	0,093
7,5	7440,0	2305,0	0,0	7,6	162,6	-	0,099
8,0	7434,1	2523,7	0,0	7,6	172,8	-	0,106
8,5	7428,2	2751,2	0,0	7,7	183,1	-	0,112
9,0	7422,3	2987,4	0,0	7,8	193,5	-	0,119
9,5	7416,4	3232,4	0,0	7,8	204,0	-	0,126
10,0	7410,5	3486,0	0,0	7,9	214,6	-	0,132
10,5	7404,6	3748,5	0,0	7,9	225,4	-	0,139
11,0	7398,7	4019,6	0,0	8,0	236,2	-	0,145
11,5	7392,8	4299,5	0,0	8,0	247,1	-	0,152
12,0	7386,4	4588,2	0,0	8,1	258,1	-	0,159
12,5	7380,0	4885,6	0,0	8,1	269,1	-	0,165
13,0	7373,6	5191,7	0,0	8,1	280,3	-	0,172
13,5	7367,2	5506,5	0,0	8,2	291,5	-	0,178
14,0	7360,7	5830,1	0,0	8,2	302,8	-	0,185
14,5	7354,3	6162,5	0,0	8,3	314,2	-	0,192
15,0	7347,9	6503,6	0,0	8,3	325,6	-	0,198
15,5	7341,5	6853,4	0,0	8,3	337,2	-	0,205
16,0	7335,1	7211,9	0,0	8,4	348,8	-	0,211
16,5	7328,7	7579,2	3,4	8,4	360,4	105,7	0,225
17,0	7322,3	7955,3	8,6	8,4	372,1	43,2	0,238
17,5	7315,8	8340,0	13,9	8,4	383,9	27,5	0,251
18,0	7309,4	8733,6	19,4	8,5	395,8	20,4	0,264
18,5	7303,0	9135,8	24,9	8,5	407,7	16,3	0,278
19,0	7296,6	9546,8	30,6	8,5	419,7	13,7	0,291
19,5	7290,2	9966,5	36,4	8,5	431,7	11,9	0,304
20,0	7283,8	10395,0	42,3	8,6	443,9	10,5	0,317
20,5	7277,3	10832,2	48,4	8,6	456,0	9,4	0,330
21,0	7270,9	11278,2	54,5	8,6	468,3	8,6	0,344
21,5	7264,5	11732,9	60,8	8,6	480,6	7,9	0,357
22,0	7258,1	12196,3	67,2	8,6	492,9	7,3	0,370
22,5	7251,7	12668,5	73,7	8,6	505,4	6,9	0,383

4.3. Análise de Recuperação e Remoção

Como falado na seção 3.1.3, tanto a recuperação quanto a remoção da estrutura consiste na injeção de água no setor confinado da estaca, gerando um aumento da pressão interna que conduzirá a estaca para fora do solo. Durante a execução das mesmas, um equipamento de içamento igual ao utilizado na instalação será conectado ao conjunto e o guindaste içará o conjunto com uma força equivalente ao peso submerso do mesmo.

Segundo a DNV GL-RP-E303 (2017), tanto para o cálculo da pressão de recuperação quanto para o de remoção (Δu_r) será utilizada a mesma equação usada para a determinação da pressão de sucção necessária, equação (16), mas considerando a contribuição total do efeito de set-up ao longo do fuste da estaca na resistência total do sistema estaca-solo. Como o peso submerso do conjunto será sustentado pelo guindaste, a componente do peso na equação é igualada a zero. Assim, a equação (16) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\Delta u_r = \frac{Q_{tot_5dias}}{A_{in}} \quad \text{para recuperação da estaca aos 5 dias} \quad (19)$$

$$\Delta u_r = \frac{Q_{tot_47dias}}{A_{in}} \quad \text{para recuperação da estaca aos 47 dias} \quad (20)$$

$$\Delta u_r = \frac{Q_{tot_setup_comp}}{A_{in}} \quad \text{para remoção da estaca} \quad (21)$$

Para a consideração da contribuição do efeito de set-up ao longo do fuste da estaca o fator de adesão a ser utilizado deve ser substituído na equação (14), resistência total, pelos apresentados respectivamente nas seções 4.1.2 e 4.1.3. Os resultados serão apresentados a seguir.

4.3.1. Recuperação da Estrutura

Os resultados da recuperação da estrutura após um tempo de 5 dias estão apresentados na Tabela 14, enquanto os da recuperação após 47 dias estão apresentados na Tabela 15. Os valores das pressões necessárias ao longo da profundidade para ambas as recuperações estão ilustrados no gráfico da apresentado na Figura 25.

Tabela 14 – Recuperação da estrutura após 5 dias. Fonte: Elaborado pela autora.

z (m)	Q _{ponta} (kN)		Q _{lateral} (kN)			Q _{tot} (kN)	Δ _{ur} (kPa)	Δ _{ua} (kPa)
	Estaca	Enrij.	Interno	Externo	Enrij.			
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	31,00
0,5	112,4	0,0	25,3	25,6	0,0	163,4	0,0	38,19
1,0	152,0	0,0	55,2	55,9	0,0	263,1	0,0	45,65
1,5	191,5	0,0	89,7	90,9	0,0	372,2	0,0	53,38
2,0	231,1	0,0	128,8	130,5	0,0	490,5	0,0	61,37
2,5	270,7	0,0	172,6	174,8	0,0	618,1	0,0	69,61
3,0	310,2	0,0	220,9	223,8	0,0	754,9	0,0	78,09
3,5	349,8	0,0	273,8	277,4	0,0	901,0	0,0	86,80
4,0	389,4	0,0	331,3	335,7	0,0	1056,4	0,0	95,73
4,5	428,9	0,0	393,4	398,6	0,0	1221,0	0,0	104,86
5,0	468,5	0,0	460,2	466,2	0,0	1394,9	0,0	114,18
5,5	508,1	0,0	531,5	538,5	0,0	1578,1	0,0	123,68
6,0	547,7	0,0	607,4	615,4	0,0	1770,5	0,0	133,35
6,5	587,2	0,0	688,0	697,0	0,0	1972,2	0,0	143,18
7,0	626,8	0,0	773,1	783,2	0,0	2183,1	0,0	153,16
7,5	666,4	0,0	862,8	874,1	0,0	2403,3	0,0	163,28
8,0	705,9	0,0	957,2	969,7	0,0	2632,8	0,0	173,53
8,5	745,5	0,0	1056,1	1070,0	0,0	2871,5	0,0	183,91
9,0	785,1	0,0	1159,6	1174,9	0,0	3119,5	0,0	194,40
9,5	824,6	0,0	1267,8	1284,4	0,0	3376,8	0,0	205,00
10,0	864,2	0,0	1380,5	1398,6	0,0	3643,3	0,0	215,71
10,5	903,8	0,0	1497,9	1517,5	0,0	3919,1	0,0	226,52
11,0	943,3	0,0	1619,8	1641,1	0,0	4204,2	0,0	237,42
11,5	982,9	0,0	1746,3	1769,3	0,0	4498,5	0,0	248,42
12,0	1022,5	0,0	1877,5	1902,1	0,0	4802,1	0,0	259,51
12,5	1062,0	0,0	2013,2	2039,7	0,0	5115,0	0,0	270,68
13,0	1101,6	0,0	2153,6	2181,9	0,0	5437,1	0,0	281,94
13,5	1141,2	0,0	2298,6	2328,7	0,0	5768,5	0,0	293,28
14,0	1180,7	0,0	2448,1	2480,2	0,0	6109,1	0,0	304,70
14,5	1220,3	0,0	2602,3	2636,4	0,0	6459,0	0,0	316,20
15,0	1259,9	0,0	2761,0	2797,3	0,0	6818,2	0,0	327,77
15,5	1299,4	0,0	2924,4	2962,8	0,0	7186,6	0,0	339,41
16,0	1339,0	0,0	3092,3	3132,9	0,0	7564,3	102,9	351,13
16,5	1378,6	0,0	3264,9	3307,8	0,0	7951,3	108,2	362,92
17,0	1418,1	0,0	3442,1	3487,3	0,0	8347,5	113,6	374,79
17,5	1457,7	0,0	3623,8	3671,4	0,0	8753,0	119,1	386,72
18,0	1497,3	0,0	3810,2	3860,2	0,0	9167,7	124,8	398,72
18,5	1536,9	0,0	4001,2	4053,7	0,0	9591,8	130,5	410,79
19,0	1576,4	0,0	4196,8	4251,9	0,0	10025,0	136,4	422,93
19,5	1616,0	0,0	4396,9	4454,7	0,0	10467,6	142,4	435,13
20,0	1655,6	0,0	4601,7	4662,1	0,0	10919,4	148,6	447,41
20,5	1695,1	0,0	4811,1	4874,3	0,0	11380,5	154,9	459,74
21,0	1734,7	0,0	5025,1	5091,0	0,0	11850,8	161,3	472,15
21,5	1774,3	0,0	5243,6	5312,5	0,0	12330,4	167,8	484,62
22,0	1813,8	0,0	5466,8	5538,6	0,0	12819,3	174,4	497,16
22,5	1853,4	0,0	5694,6	5769,4	0,0	13317,4	181,2	509,76

Tabela 15 – Recuperação da estrutura após 47 dias. Fonte: Elaborado pela autora.

z (m)	Q _{ponta} (kN)		Q _{lateral} (kN)			Q _{tot} (kN)	Δ _{ur} (kPa)	Δ _{ua} (kPa)
	Estaca	Enrij.	Interno	Externo	Enrij.			
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	31,00
0,5	112,4	0,0	38,2	38,7	0,0	189,3	2,6	38,36
1,0	152,0	0,0	83,4	84,4	0,0	319,8	4,4	46,03
1,5	191,5	0,0	135,4	137,2	0,0	464,2	6,3	54,00
2,0	231,1	0,0	194,5	197,0	0,0	622,6	8,5	62,27
2,5	270,7	0,0	260,5	263,9	0,0	795,0	10,8	70,81
3,0	310,2	0,0	333,4	337,8	0,0	981,4	13,4	79,63
3,5	349,8	0,0	413,3	418,7	0,0	1181,8	16,1	88,70
4,0	389,4	0,0	500,1	506,7	0,0	1396,2	19,0	98,03
4,5	428,9	0,0	593,9	601,7	0,0	1624,5	22,1	107,59
5,0	468,5	0,0	694,6	703,7	0,0	1866,8	25,4	117,37
5,5	508,1	0,0	802,3	812,8	0,0	2123,1	28,9	127,37
6,0	547,7	0,0	916,9	928,9	0,0	2393,4	32,6	137,56
6,5	587,2	0,0	1038,4	1052,1	0,0	2677,7	36,4	147,95
7,0	626,8	0,0	1166,9	1182,2	0,0	2976,0	40,5	158,52
7,5	666,4	0,0	1302,4	1319,5	0,0	3288,2	44,7	169,26
8,0	705,9	0,0	1444,8	1463,7	0,0	3614,4	49,2	180,17
8,5	745,5	0,0	1594,1	1615,0	0,0	3954,6	53,8	191,23
9,0	785,1	0,0	1750,4	1773,4	0,0	4308,8	58,6	202,44
9,5	824,6	0,0	1913,6	1938,7	0,0	4677,0	63,6	213,79
10,0	864,2	0,0	2083,8	2111,2	0,0	5059,1	68,8	225,28
10,5	903,8	0,0	2260,9	2290,6	0,0	5455,3	74,2	236,90
11,0	943,3	0,0	2445,0	2477,1	0,0	5865,4	79,8	248,65
11,5	982,9	0,0	2636,0	2670,6	0,0	6289,5	85,6	260,53
12,0	1022,5	0,0	2834,0	2871,2	0,0	6727,6	91,5	272,53
12,5	1062,0	0,0	3038,9	3078,8	0,0	7179,7	97,7	284,64
13,0	1101,6	0,0	3250,7	3293,4	0,0	7645,7	104,0	296,87
13,5	1141,2	0,0	3469,5	3515,1	0,0	8125,8	110,6	309,22
14,0	1180,7	0,0	3695,3	3743,8	0,0	8619,8	117,3	321,67
14,5	1220,3	0,0	3927,9	3979,5	0,0	9127,8	124,2	334,24
15,0	1259,9	0,0	4167,6	4222,3	0,0	9649,8	131,3	346,91
15,5	1299,4	0,0	4414,2	4472,1	0,0	10185,7	138,6	359,69
16,0	1339,0	0,0	4667,7	4729,0	0,0	10735,7	146,1	372,57
16,5	1378,6	0,0	4928,2	4992,9	0,0	11299,6	153,8	385,56
17,0	1418,1	0,0	5195,6	5263,8	0,0	11877,5	161,6	398,65
17,5	1457,7	0,0	5470,0	5541,8	0,0	12469,4	169,7	411,84
18,0	1497,3	0,0	5751,3	5826,8	0,0	13075,3	177,9	425,13
18,5	1536,9	0,0	6039,5	6118,8	0,0	13695,2	186,4	438,53
19,0	1576,4	0,0	6334,7	6417,9	0,0	14329,0	195,0	452,02
19,5	1616,0	0,0	6636,9	6724,0	0,0	14976,9	203,8	465,61
20,0	1655,6	0,0	6946,0	7037,2	0,0	15638,7	212,8	479,31
20,5	1695,1	0,0	7262,0	7357,4	0,0	16314,5	222,0	493,10
21,0	1734,7	0,0	7585,0	7684,6	0,0	17004,3	231,4	506,98
21,5	1774,3	0,0	7914,9	8018,9	0,0	17708,0	241,0	520,97
22,0	1813,8	0,0	8251,8	8360,2	0,0	18425,8	250,7	535,05
22,5	1853,4	0,0	8595,6	8708,5	0,0	19157,5	260,7	549,23

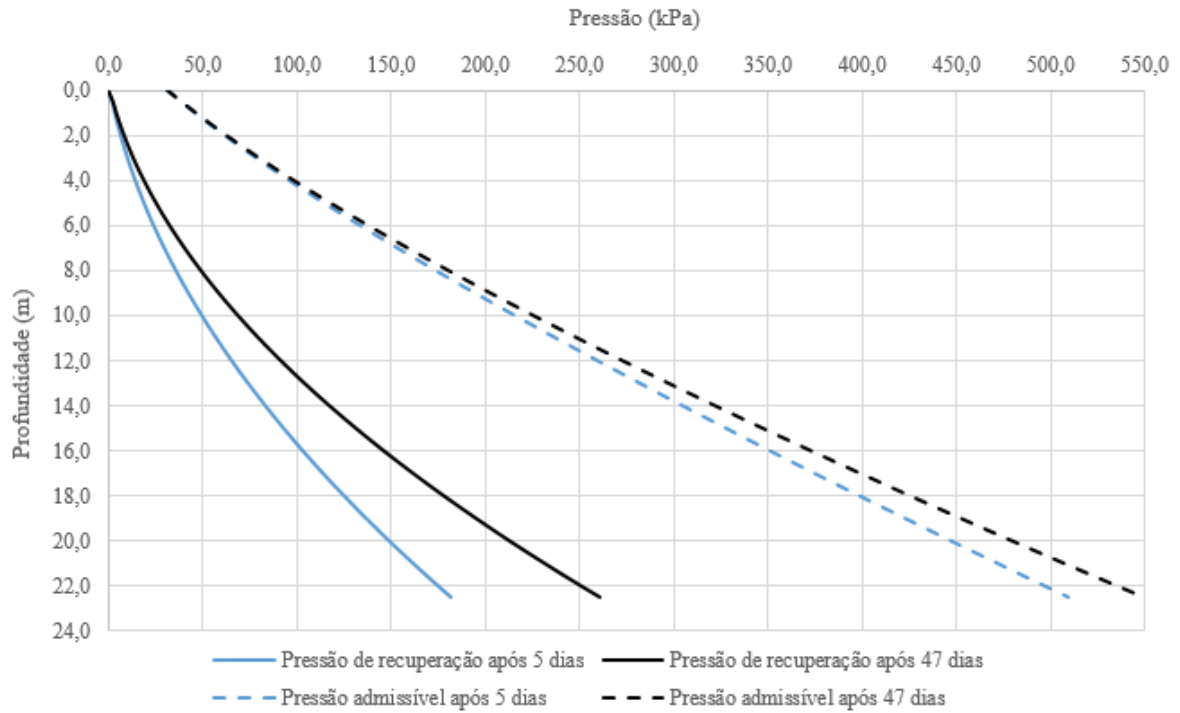


Figura 25 – Pressão necessária para recuperação. Fonte: Elaborado pela autora.

4.3.2. Remoção da Estrutura

Os resultados da remoção da estrutura após o término do tempo de serviço da mesma estão apresentados na Tabela 16. Os valores das pressões necessárias ao longo da profundidade para a remoção está ilustrado no gráfico da apresentado na Figura 26.

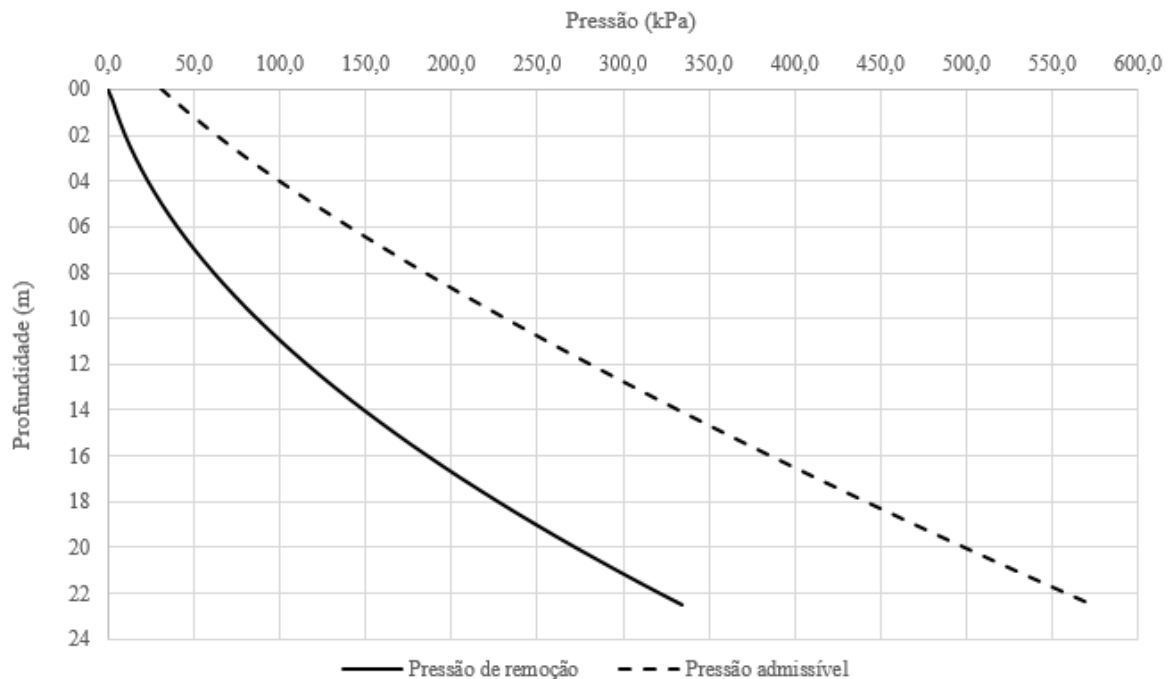


Figura 26 – Pressão necessária para remoção. Fonte: Elaborado pela autora.

Tabela 16 – Remoção da estrutura. Fonte: Elaborado pela autora.

z (m)	Q _{ponta} (kN)		Q _{lateral} (kN)			Q _{tot} (kN)	Δ _{ur} (kPa)	Δ _{ua} (kPa)
	Estaca	Enrij.	Interno	Externo	Enrij.			
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	31,00
0,5	112,4	0,0	46,0	55,0	0,0	213,4	2,9	38,47
1,0	152,0	0,0	100,3	120,1	0,0	372,3	5,1	46,27
1,5	191,5	0,0	163,0	195,1	0,0	549,6	7,5	54,38
2,0	231,1	0,0	234,0	280,2	0,0	745,3	10,1	62,80
2,5	270,7	0,0	313,4	375,2	0,0	959,3	13,1	71,53
3,0	310,2	0,0	401,1	480,3	0,0	1191,7	16,2	80,55
3,5	349,8	0,0	497,2	595,4	0,0	1442,4	19,6	89,84
4,0	389,4	0,0	601,7	720,4	0,0	1711,5	23,3	99,41
4,5	428,9	0,0	714,5	855,5	0,0	1999,0	27,2	109,23
5,0	468,5	0,0	835,7	1000,6	0,0	2304,8	31,4	119,29
5,5	508,1	0,0	965,2	1155,7	0,0	2629,0	35,8	129,58
6,0	547,7	0,0	1103,1	1320,8	0,0	2971,5	40,4	140,10
6,5	587,2	0,0	1249,4	1495,9	0,0	3332,5	45,3	150,82
7,0	626,8	0,0	1404,0	1681,0	0,0	3711,7	50,5	161,75
7,5	666,4	0,0	1566,9	1876,1	0,0	4109,4	55,9	172,86
8,0	705,9	0,0	1738,2	2081,2	0,0	4525,4	61,6	184,16
8,5	745,5	0,0	1917,9	2296,4	0,0	4959,8	67,5	195,63
9,0	785,1	0,0	2105,9	2521,5	0,0	5412,5	73,7	207,27
9,5	824,6	0,0	2302,3	2756,6	0,0	5883,6	80,1	219,08
10,0	864,2	0,0	2507,1	3001,8	0,0	6373,1	86,7	231,04
10,5	903,8	0,0	2720,2	3256,9	0,0	6880,9	93,6	243,15
11,0	943,3	0,0	2941,6	3522,1	0,0	7407,1	100,8	255,41
11,5	982,9	0,0	3171,4	3797,3	0,0	7951,6	108,2	267,81
12,0	1022,5	0,0	3409,6	4082,4	0,0	8514,5	115,9	280,36
12,5	1062,0	0,0	3656,1	4377,6	0,0	9095,8	123,8	293,04
13,0	1101,6	0,0	3911,0	4682,8	0,0	9695,4	131,9	305,86
13,5	1141,2	0,0	4174,3	4998,0	0,0	10313,4	140,3	318,81
14,0	1180,7	0,0	4445,9	5323,2	0,0	10949,8	149,0	331,88
14,5	1220,3	0,0	4725,8	5658,4	0,0	11604,5	157,9	345,09
15,0	1259,9	0,0	5014,1	6003,6	0,0	12277,6	167,1	358,43
15,5	1299,4	0,0	5310,8	6358,8	0,0	12969,0	176,5	371,89
16,0	1339,0	0,0	5615,8	6724,0	0,0	13678,8	186,1	385,47
16,5	1378,6	0,0	5929,2	7099,2	0,0	14407,0	196,0	399,18
17,0	1418,1	0,0	6250,9	7484,5	0,0	15153,6	206,2	413,01
17,5	1457,7	0,0	6581,0	7879,7	0,0	15918,5	216,6	426,96
18,0	1497,3	0,0	6919,5	8284,9	0,0	16701,7	227,3	441,03
18,5	1536,9	0,0	7266,3	8700,2	0,0	17503,3	238,2	455,22
19,0	1576,4	0,0	7621,5	9125,4	0,0	18323,3	249,3	469,53
19,5	1616,0	0,0	7985,0	9560,7	0,0	19161,7	260,7	483,96
20,0	1655,6	0,0	8356,9	10006,0	0,0	20018,4	272,4	498,50
20,5	1695,1	0,0	8737,1	10461,2	0,0	20893,5	284,3	513,17
21,0	1734,7	0,0	9125,7	10926,5	0,0	21786,9	296,5	527,95
21,5	1774,3	0,0	9522,7	11401,8	0,0	22698,7	308,9	542,85
22,0	1813,8	0,0	9928,0	11887,1	0,0	23628,9	321,5	557,86
22,5	1853,4	0,0	10341,6	12382,4	0,0	24577,4	334,4	572,99

4.4. Resistência do Sistema Estaca-Solo ao longo do Tempo

Como foi observado ao longo das seções anteriores, a instalação da estrutura estudada na região do empreendimento provoca uma redução da resistência do solo ao redor da estaca que se recupera ao longo do tempo até um valor próximo ao original. Utilizando os resultados analíticos calculados através das recomendações da DNV GL-RP-E303 (2017), originou-se o gráfico ilustrado na figura a seguir. A partir dele, pode-se ter uma melhor visualização da recuperação da resistência do sistema estaca-solo ao longo do tempo em dias.

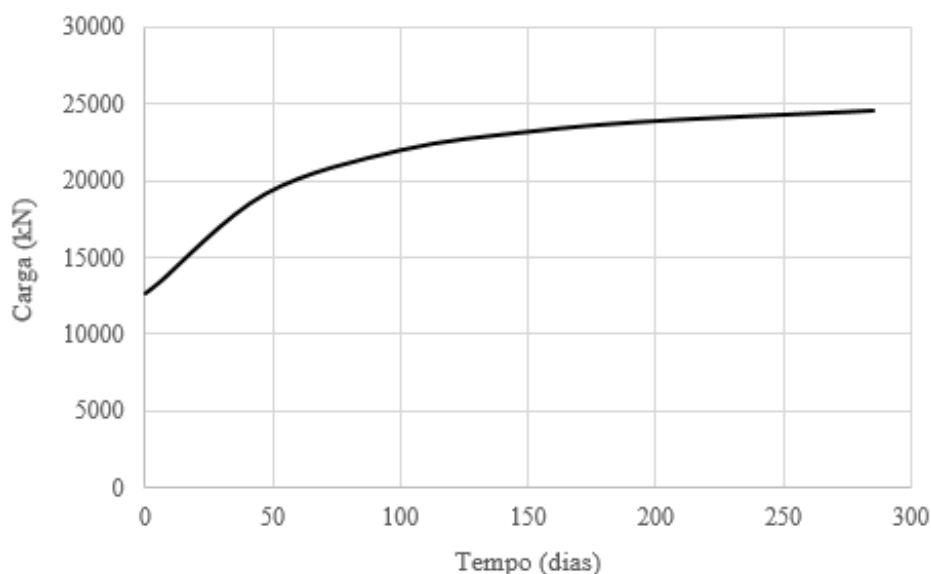


Figura 27 – Resistência do sistema estaca-solo ao longo do Tempo.

Fonte: Elaborado pela autora.

4.5. Análise da Capacidade de Suporte do Sistema Estaca-Solo

Segundo a DNV GL-RP-E303 (2017) e o apêndice E da API-RP-2SK (2005), a capacidade de suporte do sistema estaca-solo para estacas de sucção pode ser determinada através dos seguintes métodos:

- Análise numérica utilizando elementos finitos;
- Análise de equilíbrio limite ou de limite plástico; e
- Semi-empíricos.

A API-RP-2SK (2005) ressalta que para estacas de sucção com cargas majoritariamente horizontais qualquer um dos métodos pode ser utilizado, porém, para as demais, o último não é recomendado por ser um modelo muito simplificado de resistência do solo.

Nesse trabalho, o método de elementos finitos foi escolhido para o desenvolvimento da análise devido a vantagem de se poder incluir cargas complexas no modelo. O software utilizado para a análise foi a versão básica do PLAXIS 3D. Segundo a descrição da Bentley (empresa fornecedora do software), o PLAXIS é uma ferramenta de software 3D para realizar análises tridimensionais de deformação e estabilidade em engenharia geotécnica e mecânica de rochas.

Nas seções seguintes são descritos, além dos resultados da análise, os critérios de aceitação utilizados e como o modelo foi desenvolvido no software.

4.5.1. Fator de segurança e deslocamento limite

De acordo com DNV GL-OS-C101 (2019), a segurança do sistema estaca-solo é atingida quando as tensões de ruptura forem maiores que as tensões máximas calculadas majoradas pelo fator de segurança (FS) fornecido, equação (22).

$$FS \cdot \text{Tensões máximas calculadas (MPa)} \leq \text{Tensões de Ruptura (MPa)} \quad (22)$$

O fator de segurança é definido pela DNV GL-OS-C101 (2019) como a seguinte relação:

$$FS = \gamma_f \cdot \gamma_M \quad (23)$$

Onde (γ_f) é o fator de carga, 1,3, e (γ_M) é o coeficiente de material do solo (definido na seção 2.1.4) para análises de dimensionamento no estado limite ultimo para a combinação total de tensões. Assim, a equação (22) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$1,69 \leq \frac{\text{Tensões de Ruptura (MPa)}}{\text{Tensões máximas calculadas (MPa)}} \quad (24)$$

Além do fator de segurança, as análises das estacas de sucção tem seus resultados limitados ao deslocamento total de 10% do diâmetro externo da estaca. Esse valor é tradicionalmente adotado para tais verificações no meio offshore. De acordo com essa premissa, nesse projeto, o deslocamento total admissível será 98,0 cm.

4.5.2. Modelo utilizado no PLAXIS 3D

Para o desenvolvimento do modelo da estaca de sucção desse trabalho, foi utilizado como referência o tutorial 3 do Manual do PLAXIS 3D (2018), no qual é ilustrado os processos envolvidos na modelagem e verificação de uma estaca de sucção submetida a uma carga

constituída por uma componente vertical e outra horizontal atuando em um ponto da face externa do cilindro da estaca.

Diferentemente da situação apresentada no tutorial, a estaca desse projeto possui cargas em todas as direções para os diferentes casos de carregamento analisados atuando no topo da mesma. Assim, optou-se por modelar a estaca inteira, sem utilizar um plano de simetria. A opção de não utilizar um plano de simetria também se deu devido a ausência de limitações como a quantidade de nós do modelo.

O solo foi modelado utilizando o modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb e a condição não-drenada B (método de cálculo de condição de drenagem em que a resistência não drenada – S_u – é um dado de entrada). Os parâmetros do solo foram definidos com base na seção 2.1.

A interface solo-estaca foi definida através da adição dos elementos de interface positiva e negativa no modelo para a simulação da resistência não drenada de acordo com a fase que estava sendo analisada. Os coeficientes de adesão adotado para cada análise realizada estão descritos a seguir:

$R_{inter} = 0,286$ para ambas as interfaces imediatamente após a instalação

$R_{inter} = 0,55$ para a interface interna para o efeito set-up completo

$R_{inter} = 0,65$ para a interface externa para o efeito set-up completo

A estrutura foi modelada como duas superfícies (o cilindro da estaca e o seu topo), com as dimensões determinadas na seção 2.2, combinadas em um corpo rígido. O posicionamento da estrutura no solo se deu como definido na seção 2.2, com a estaca cravada no solo até uma profundidade de 22,5 m e o topo e uma parte do cilindro (1 m) para fora do solo.

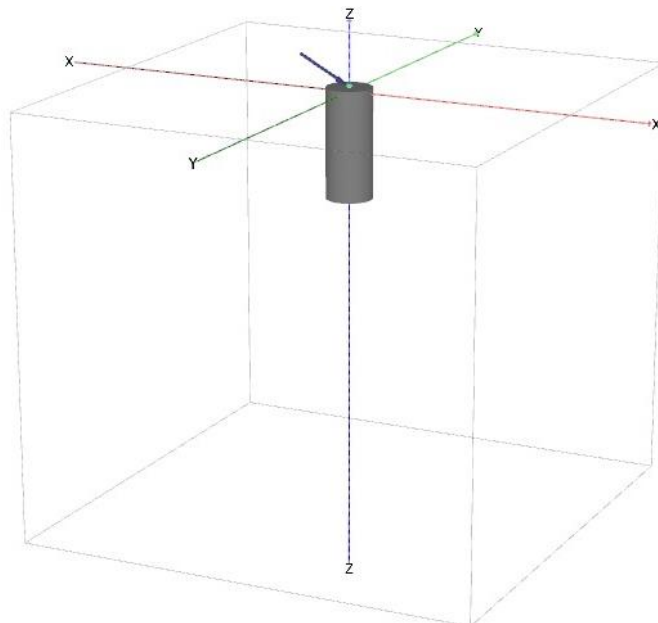


Figura 28 –Modelo da estaca de sucção com a força aplicada. Fonte: Elaborado pela autora.

Seguindo as recomendações do tutorial do PLAXIS 3D, as superfícies geradas foram selecionadas para a criação de uma malha com fator de coesão de 0,25. Diferentemente do tutorial, a malha foi refinada através do elemento de distribuição da malha para que a mesma adquirisse uma qualidade maior. A vista superior da malha pode ser vista na Figura 29.

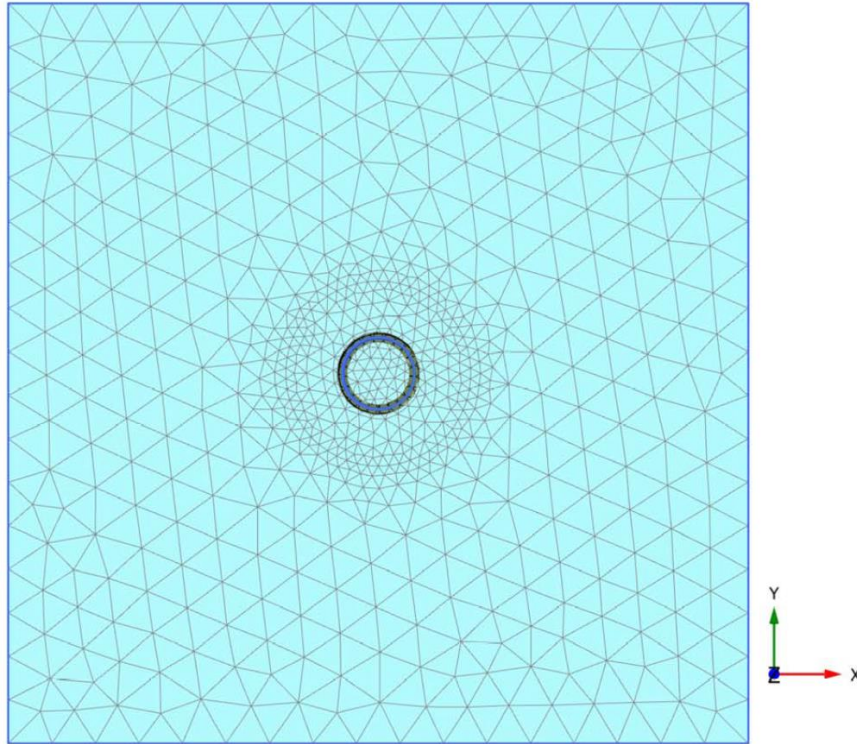


Figura 29 –Vista superior da malha do modelo. Fonte: Elaborado pela autora.

Por fim, foram determinadas as seguintes fases de cálculo necessárias para o desenvolvimento das análises:

- Fase inicial: fase definida de forma obrigatória pelo PLAXIS 3D, na qual apenas o solo modelado é verificado;
- Instalação da estaca de sucção: fase em que apenas a estaca instalada no solo com a ponta a uma profundidade de 22,5 m é analisada. Nessa fase nenhuma força, com exceção do peso próprio da estrutura, é aplicada;
- Estudo de Caso: foi definida uma fase para cada estudo de caso analisado de acordo com os esforços apresentados na Tabela 17, para as análises de capacidade de suporte do sistema estaca-solo com o efeito set-up completo, e na Tabela 18, para as análises imediatamente após a instalação da estrutura. Esses esforços foram aplicados no topo da estaca como exibido na Figura 28.

Tabela 17 – Estudos de Caso para análise com o efeito set-up completo.
 Fonte: Migueis (2019).

Estudo de Caso	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
1	7474	53	-11254	-18063	135810	-661
2	1058	291	-11858	-18144	126120	13608
3	1634	-1736	-11371	185360	51692	4058
4	4787	69	-11328	-4849	194670	908
5	734	-250	-11467	24340	96970	-14432

Diferentemente da Tabela 10 (para o dimensionamento estrutural), os eixos do sistema cartesiano dessa tabela não precisaram ser ajustados, uma vez que os eixos usados para a construção dela tem mesma orientação dos usados no modelo do PLAXIS 3D, indicados na Figura 28.

Tabela 18 – Estudos de Caso para a análise imediatamente após a instalação.
 Fonte: Migueis (2019).

Estudo de Caso	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
6	6681	83	-3414	-24408	77544	-1575
7	-3945	-44	-5074	-5427	-76302	378
8	1025	-1570	-3542	173649	1688	3652
9	3994	99	-3488	-11194	136404	-6
10	146	-270	-3677	22940	52636	-10260

Para cada um dos estudos de caso determinados, foi criada uma fase para a análise do fator de segurança referente aquela combinação de esforços. Através dessa fase, é calculado o fator que, de acordo com a equação (24), será comparado com o fator de segurança apresentado na seção 4.5.1.

4.5.3. Recalque do Sistema imediatamente após a Instalação (Recalque Imediato)

O resultado do recalque imediato do sistema obtido através do PLAXIS 3D para cada um dos estudos de caso para análise imediatamente após a instalação (Tabela 18) é apresentado em centímetros na tabela a seguir.

Tabela 19 – Recalque do sistema imediatamente após a instalação.
Fonte: Elaborado pela autora.

Estudo de Caso	Recalque (cm)
6	0,19
7	0,02
8	0,00
9	0,03
10	0,00

Como pode ser observado, os recalques previstos para os estudos de caso analisados são muito pequenos em comparação com as dimensões da estrutura, estando dentro do esperado.

4.5.4. Resultados da Capacidade de Suporte do Sistema imediatamente após a Instalação

Para o estudo de caso 6 (caso com maiores deslocamentos totais e a maior quantidade de pontos plásticos para a fase imediatamente após a instalação) são apresentados os deslocamentos totais do sistema estaca-solo na Figura 30 e na Figura 31 e os pontos plásticos formados durante a atuação dos esforços apresentados na Tabela 18, na Figura 32. Todas as figuras abaixo tiveram a sua escala de visibilidade majorada em 10 vezes para melhor identificação dos deslocamentos da estrutura e os contornos em azul da estaca representam o modelo indeformado da mesma.

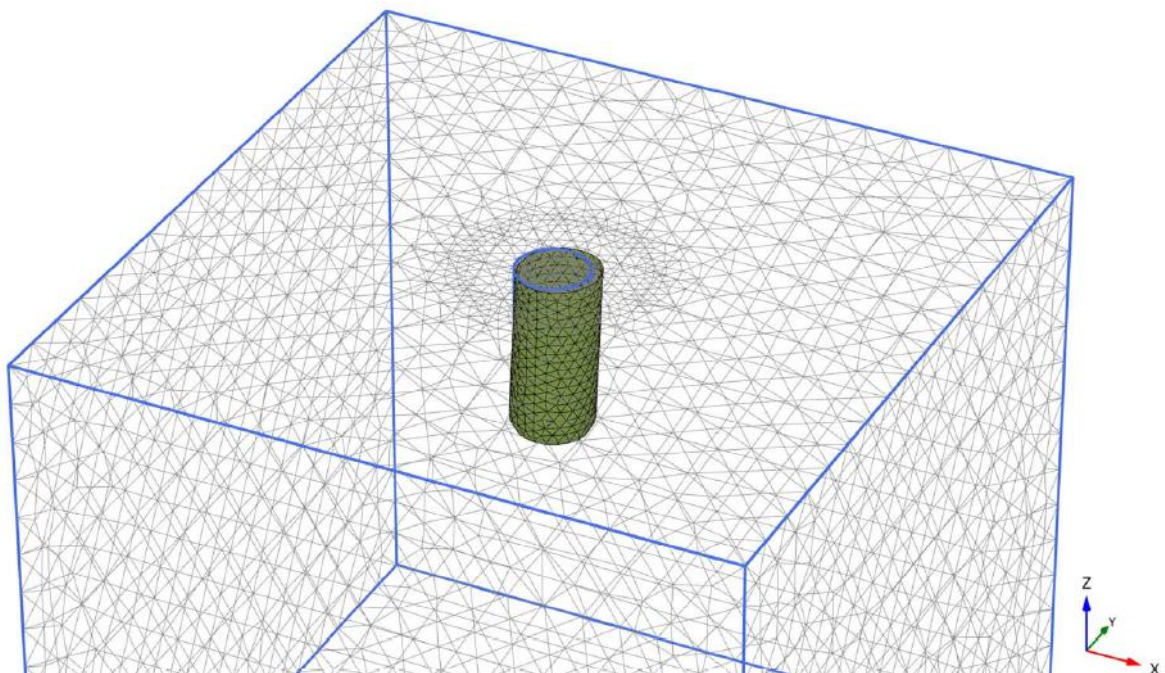


Figura 30 – Deformações totais do sistema no Estudo de Caso 6.

Fonte: Elaborado pela autora.

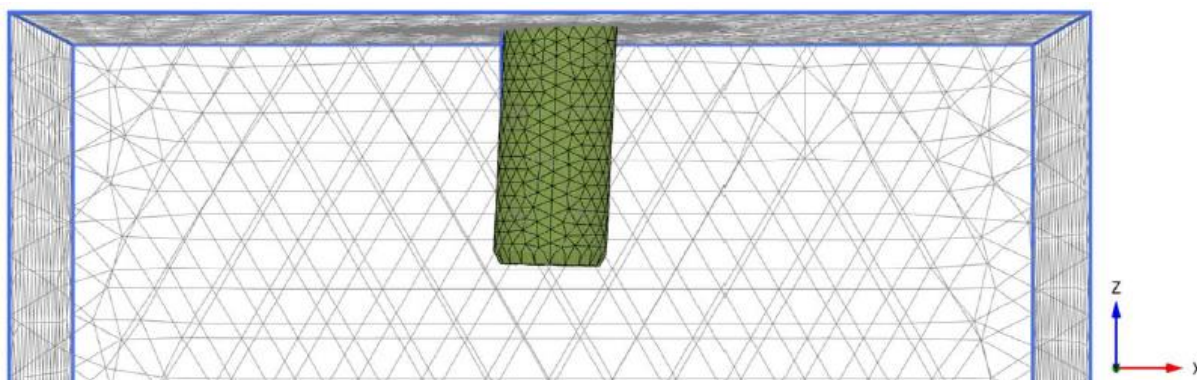


Figura 31 – Deformações totais do sistema no Estudo de Caso 6 (vista lateral).

Fonte: Elaborado pela autora.

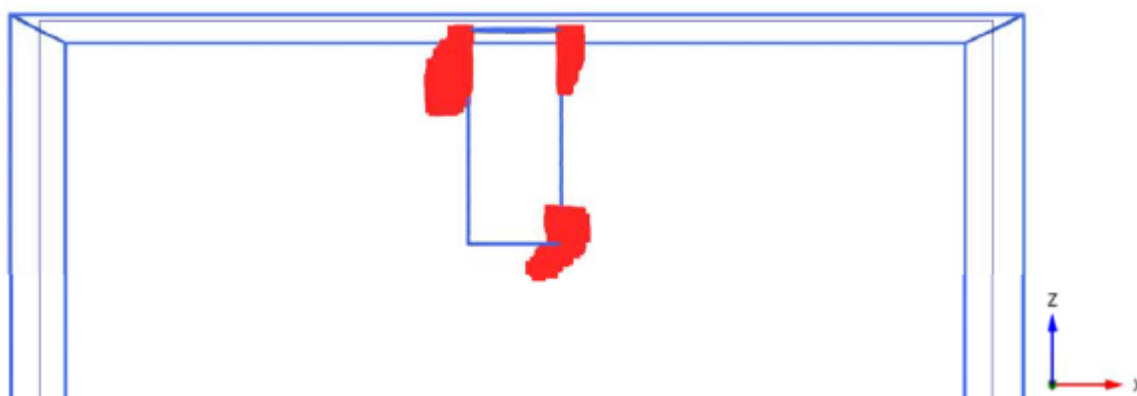


Figura 32 – Pontos plásticos do sistema no Estudo de Caso 6 (corte ao longo do eixo X).

Fonte: Elaborado pela autora.

Os deslocamentos totais da estrutura apresentados pelas figuras acima tem o valor de 10,18 cm, valor inferior ao limite admissível. Os pontos plásticos nessa etapa auxiliam na identificação do comportamento do sistema estaca-solo. Sabendo que para a fase imediatamente após a instalação esse estudo de caso possui a maior força horizontal no sentido do eixo X e um momento relativamente alto em torno do eixo Y, observa-se que tanto as deformações quanto os pontos plásticos gerados se comportam de forma esperada.

Considerando as premissas mencionadas na seção 4.5.1, as tensões de ruptura foram igualadas a menor combinação de esforços que: (a) causasse o colapso do solo e/ou (b) que fizesse a estaca atingir o deslocamento máximo admissível de 98 cm. Assim, são apresentadas na tabela a seguir, o resultado de cálculo da relação de tensões de ruptura por tensões máximas para cada estudo de caso para comparação com o fator de segurança de 1,69.

Tabela 20 – Recalque do sistema na condição operacional. Fonte: Elaborado pela autora.

Estudo de Caso	<i>Tensões de Ruptura (MPa)</i>
	<i>Tensões máximas calculadas (MPa)</i>
6	2,256
7	3,126
8	3,124
9	3,109
10	3,162

Como pode ser observado, para todos os casos estudados do sistema estaca-solo imediatamente após a instalação a relação de tensões atendeu ao fator de segurança estabelecido por norma.

4.5.5. Recalque do Sistema na Condição Operacional (Recalque a Longo prazo)

O resultado do recalque do sistema obtido através do PLAXIS 3D para cada um dos estudos de caso para análise com o efeito set-up completo (Tabela 17) é apresentado em centímetros na tabela a seguir.

Tabela 21 – Recalque do sistema na condição operacional. Fonte: Elaborado pela autora.

Estudo de Caso	Recalque (cm)
1	2,03
2	1,47
3	1,33
4	4,22
5	4,07

Como pode ser observado, os recalques previstos para os estudos de caso analisados são muito pequenos em comparação com as dimensões da estrutura, estando dentro do esperado.

4.5.6. Resultados da Capacidade de Suporte do Sistema na Condição Operacional

Para o primeiro estudo de caso (caso com maiores deslocamentos totais e a maior quantidade de pontos plásticos na condição operacional) são apresentados os deslocamentos totais do sistema estaca-solo na Figura 33 e na Figura 34 e os pontos plásticos formados durante a atuação dos esforços apresentados na Tabela 17, na Figura 35. Assim como na seção 4.5.4, todas as figuras abaixo tiveram a sua escala de visibilidade majorada em 10 vezes para melhor

identificação dos deslocamentos da estrutura e os contornos em azul da estaca representam o modelo indeformado da mesma.

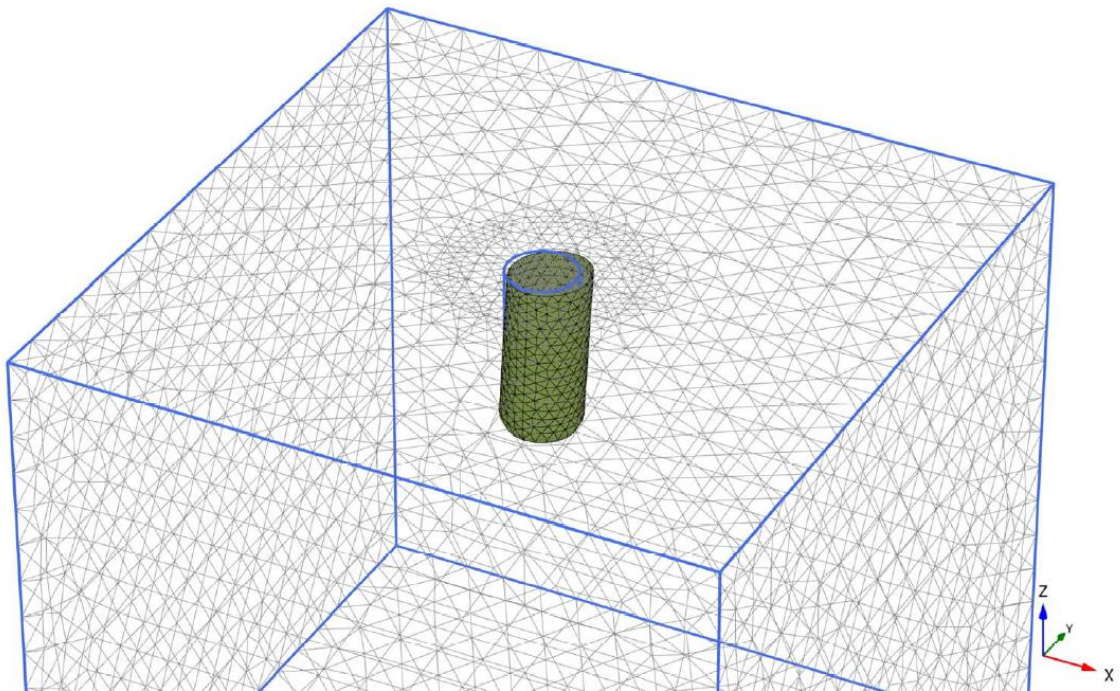


Figura 33 – Deformações totais do sistema no Estudo de Caso 1.

Fonte: Elaborado pela autora.

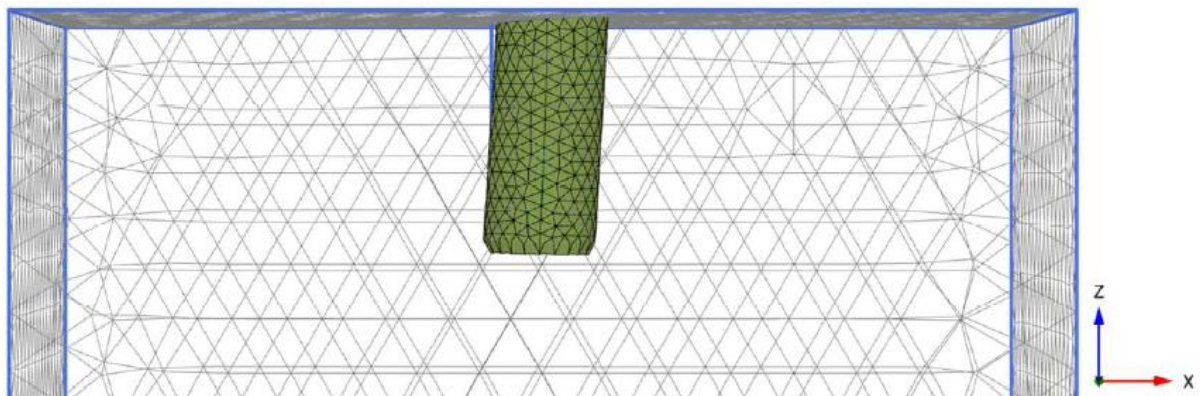


Figura 34 – Deformações totais do sistema no Estudo de Caso 1 (vista lateral).

Fonte: Elaborado pela autora.

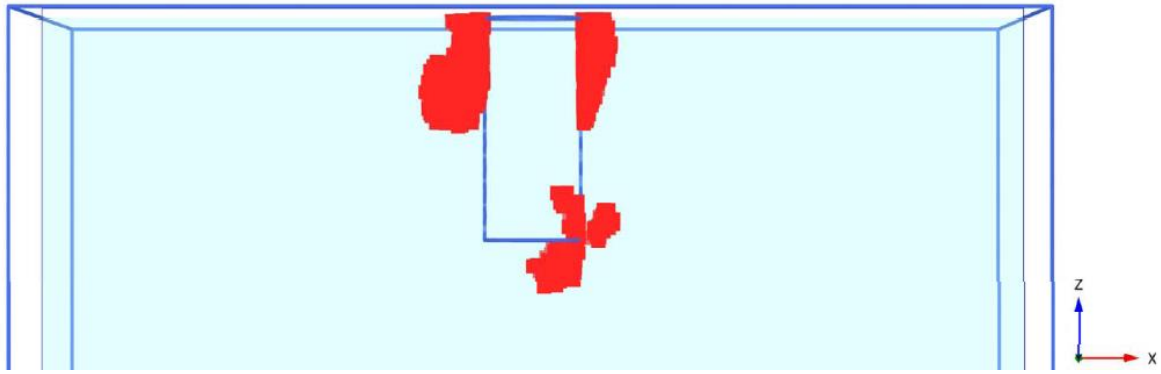


Figura 35 – Pontos plásticos do sistema no Estudo de Caso 1 (corte ao longo do eixo X).

Fonte: Elaborado pela autora.

Os deslocamentos totais da estrutura apresentados pelas figuras acima tem o valor de 12,88 cm, valor inferior ao limite admissível. Os pontos plásticos nessa etapa, além de auxiliar na identificação do comportamento do sistema estaca-solo, como na seção 4.5.4, auxilia na determinação da distância mínima para a reinstalação da estrutura caso tal procedimento seja necessário. Utilizando o PLAXIS 3D para medir a nuvem de pontos plásticos, identificou que o maior comprimento da mesma se dá ao longo do eixo X do caso 1, com um valor de 20,5 m. Assim, a distância mínima requerida para a reinstalação da estrutura é a tolerância de instalação do projeto somada ao valor de 20,5 m.

Como mencionado na seção 4.5.4, as tensões de ruptura foram igualadas a menor combinação de esforços necessária para provocar o colapso do solo e/ou fazer a estrutura atingir o deslocamento máximo. Assim, são apresentadas na tabela a seguir resultado de cálculo da relação de tensões de ruptura por tensões máximas para cada estudo de caso para comparação com o fator de segurança de 1,69.

Tabela 22 – Recalque do sistema na condição operacional. Fonte: Elaborado pela autora.

Estudo de Caso	<i>Tensões de Ruptura (MPa)</i>
	<i>Tensões máximas calculadas (MPa)</i>
1	1,810
2	1,934
3	2,020
4	2,035
5	1,996

Como pode ser observado, para todos os casos estudados do sistema estaca-solo durante a condição de operação, a relação de tensões atendeu ao fator de segurança estabelecido por norma.

5. CONCLUSÃO

5.1. Considerações Finais

A utilização de fundações tipo mono-estaca de sucção para turbinas eólicas offshore é uma técnica relativamente recente com poucas estruturas instaladas no mundo, porém, é muito promissora devido a vantagens como a rápida instalação e a geração de poucos impactos no ambiente marinho. As primeiras turbinas eólicas offshore, para fins comerciais e de estudo, instaladas com esse tipo fundação foram as duas estruturas adicionadas ao campo eólico de Deutsche Bucht, na Alemanha, no final de 2019, Figura 36.



Figura 36 – Navio Scylla transportando a estrutura para o campo eólico de Deutsche Bucht.

Fonte: Twitter da DHSS (Agencia de Logística de Energia Offshore).

Nesse contexto promissor de novos empreendimentos visando o desenvolvimento do setor energético, este trabalho apresentou os dimensionamentos estrutural e geotécnico necessários em um projeto de fundação de turbina eólica offshore do tipo mono-estaca de sucção, explicitando as análises e verificações realizadas em conformidade com as normas referenciadas e complementando os conhecimentos contemplados no trabalho de Migueis (2019). De acordo com os dados apresentados ao longo do texto, as dimensões determinadas para estrutura atendem aos critérios estabelecidos por norma.

Como mencionado ao longo do trabalho, outras análises são recomendadas durante o desenvolvimento de um projeto real para esse tipo de empreendimento. Assim, ainda há muito o que estudar dentro desse tema.

5.2. Recomendações para Trabalhos Futuros

Como mencionado na seção 3.1.2, para a verificação da espessura de parede do cilindro da estaca ou da necessidade de enrijecedores ao longo da mesma, é necessário realizar a análise das tensões de flambagem, além das análises de deformações e de tensões máximas atuantes na estrutura. Essa verificação estrutural para a flambagem durante a condição operacional do cilindro que constitui a estrutura pode ser desenvolvida em trabalhos futuros tomando como base a DNV GL-RP-C202 (2019).

Utilizando como base as pressões necessárias para a instalação, recuperação e remoção da estrutura calculadas ao longo da seção 4, pode-se realizar a determinação da bomba apropriada para as fases da vida útil da estaca de sucção. Também pode-se determinar as dimensões necessárias para as aberturas localizadas no topo da estaca para que a estrutura possa ser baixada com uma velocidade que não imponha ao solo tensões excessivas durante a aterrissagem da estrutura.

Outro trabalho futuro que pode ser realizado é a determinação das estruturas auxiliares necessárias para a instalação, como os olhais de içamento e *seafastenings*. Tais estruturas, principalmente as de içamento, devem seguir as recomendações da DNV GL-ST-N001 (2018) e outras normas específicas do setor que levam em consideração as movimentações da carga devido ao balanço da embarcação utilizada para a instalação da estaca.

Por fim, seguindo um padrão semelhante ao do trabalho desenvolvido, pode-se realizar o dimensionamento de uma estaca de sucção para turbinas eólicas offshore em uma região contendo um perfil de solo diferente, por exemplo, um perfil de solo arenoso. Ou ainda pode ser feito o dimensionamento de outra estrutura de fundação.

6. BIBLIOGRAFIA

API Recommended Practice 2A-WSD (RP 2A-WSD). Recommended Practice for Planning, Designing and Construction Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design. 21ª Edição, dez.2014.

API Recommended Practice 2GEO. Geotechnical and Foundation Design Considerations. Edição, out.2014.

API Recommended Practice 2SK. Design and Analysis of Stationkeeping Systems for Floating Structures. 3ª Edição, out.2005.

BEZERRA, Carolina Maria Nunes. Análise Numérica de Cravação de Estacas Torpedo Modeladas por Integral de Pressões/ Carolina Maria Nunes Bezerra – Rio de Janeiro, 2017.

DIÁRIO do Nordeste, Egídio Serpa. "Offshore" de Caucaia terá maiores aerogeradores do mundo, 25 de março de 2021. Disponível em: <https://diariodonordeste.verdesmares.com.br/opiniaio/colunistas/egidio-serpa/offshore-de-caucaia-tera-maiores-aerogeradores-do-mundo-1.3064905>. Acessado em: 18.abr.2021.

DNV GL Offshore standards (DNV GL-OS-C101). Design of offshore steel structures, general – LRFD method. Edição de jul.2019.

DNV GL Recommended practice (DNV GL-RP-C201). Structural design of offshore units – WSD method. Edição de jul.2017.

DNV GL Recommended practice (DNV GL-RP-C202). Buckling strength of shells. Edição de set.2019.

DNV GL Recommended practice (DNV GL-RP-C205). Environmental conditions and environmental loads. Edição de set.2019.

DNV GL Recommended practice (DNV GL-RP-E303). Geotechnical design and installation of suction anchors in clay. Edição de abr.2017.

DNV GL Standard (DNV GL-ST-N001). Marine operations and marine warranty. Edição de set. 2018.

EPBR, Gustavo Gaudarde. Neoenergia estuda três complexos eólicos offshore no Ceará, RJ e RS, 6 de janeiro de 2020. Disponível em: <https://epbr.com.br/eolicas-offshore-novos-projetos-somam-9-gw-de-capacidade-instalada/>. Acessado em: 21.abr.2021.

ÉPOCA Negócios. Biden mira expansão da energia eólica "offshore" para combater mudança climática, 29 de abril de 2021. Disponível em: <https://epocanegocios.globo.com/Sustentabilidade/noticia/2021/03/epoca-negocios-biden-mira-expansao-da-energia-eolica-offshore-para-combater-mudanca-climatica.html>. Acessado em: 21.abr.2021.

EXPANSÃO da matriz elétrica brasileira, imagem: Aneel, gov.br. Disponível em: <https://www.gov.br/pt-br/noticias/energia-minerais-e-combustiveis/2021/01/aneel-ultrapassa-meta-de-expansao-da-geracao-de-energia-em-2020/ANEELultrapassaemmaisde800MWametadeexpansodageracaoem2020FT.png/view>. Acessado em: 21.abr.2021.

G1, Fábio Amato. Pedidos para novas usinas eólicas e solares dobram após governo anunciar que subsídio acabará, 18 de abril de 2021. Disponível em: <https://g1.globo.com/economia/noticia/2021/04/17/pedidos-de-instalacao-de-usina-eolica-e-solar-dobram-apos-governo-indicar-fim-de-subsidio.ghtml>. Acessado em: 19.abr.2021.

KUNITAKI, Denise Margareth Kazue Nishimura. Tratamento de Incertezas no Comportamento Dinâmico de Estacas Torpedo para Ancoragem de Sistemas Flutuantes na Exploração de Petróleo Offshore; orientador, Breno Pinheiro Jacob; coorientadora, Beatriz de Souza Leite Pires de Lima. – Rio de Janeiro, 2006.

MAIOLINO, Priscilla. Análise Dinâmica de Turbina Eólica Offshore do Tipo Monocoluna; orientadora, Michèle Schubert Pfeil; coorientadora, Eliane Maria Lopes Carvalho. – Rio de Janeiro, 2014.

MIGUEIS, Amanda Petrungraro. Fundação Tipo Mono-Estaca de Sucção para Turbina Eólica Offshore em Solos Argilosos; orientador, Rubenei Novais Souza; coorientadora, Raquel Maciel dos Santos. – Niterói, 2019.

OLIVEIRA, Thamires de Almeida. Análise da Viabilidade técnico-econômica da turbina eólica offshore no Brasil; orientador, Segen Farid Estefen. – Rio de Janeiro, 2019.

PILOT Project, First Offshore Wind Farm testing Mono Buckets. Deutsche Bucht. Disponível em: <https://www.owf-deutsche-bucht.de/pilot-project/default.aspx>. Acesso em: 23.abr.2021.

PLAXIS 3D, Software de engenharia geotécnica 3D – Produto Bentley. Disponível em: <https://www.bentley.com/pt/products/product-line/geotechnical-engineering-software/plaxis-3d>. Acesso em: 13.abr.2021.

PLAXIS 3D, Tutorial Manual de 2018.

ROADMAP Eólica Offshore Brasil, Perspectivas e caminhos para a energia eólica marinha. Empresa de Pesquisa Energética (EPE), 30 de abril de 2020. Disponível em: https://www.epe.gov.br/sites-pt/publicacoes-dados-abertos/publicacoes/PublicacoesArquivos/publicacao-456/Roadmap_Eolica_Offshore_EPE_versao_R2.pdf