



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO**  
**ESCOLA POLITÉCNICA**  
**PROGRAMA DE PROJETOS DE ESTRUTURAS**

Paulo Moss Hasselmann de Moraes

**PROJETO DE FUNDAÇÃO DE BASE DE GRAVIDADE OFFSHORE PARA  
TORRES EÓLICAS DE 10 MW NO BRASIL**



UFRJ

Paulo Moss Hasselmann de Moraes

PROJETO DE FUNDAÇÃO DE BASE DE GRAVIDADE OFFSHORE PARA  
TORRES EÓLICAS DE 10 MW NO BRASIL

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientadores:

Gilberto Bruno Ellwanger

Leonardo Sant'Anna do Nascimento

Rio de Janeiro

2024

De Moraes, Paulo Moss Hasselmann

Projeto de fundação de base de gravidade offshore para torres eólicas de 10 MW no Brasil / Paulo Moss Hasselmann de Moraes – 2024.

136 p.; 29,7cm

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2024.

Orientador: Gilberto Bruno Ellwanger e Leonardo Sant'Anna do Nascimento

1. Fundações Offshore. 2. Estrutura de Concreto. 3. Torre Eólica. I. Gilberto Bruno Ellwanger, Leonardo Sant'Anna do Nascimento II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica. III. Projeto de fundação de base de gravidade offshore para torres eólicas de 10 MW no Brasil



**UFRJ**

**PROJETO DE FUNDAÇÃO DE BASE DE GRAVIDADE OFFSHORE PARA  
TORRES EÓLICAS DE 10 MW NO BRASIL**

Paulo Moss Hasselmann de Moraes

Orientadores:

Gilberto Bruno Ellwanger

Leonardo Sant'Anna do Nascimento

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela Banca:

---

Prof. Gilberto Bruno Ellwanger, D.Sc.

---

Leonardo Sant'Anna do Nascimento, D.Sc

---

Prof. Mauro Henrique Alves de Lima Júnior, D.Sc

---

Prof. Manoel Rodrigues Justino Filho, D.Sc

---

Prof. Antonio Luiz Fernandes dos Santos, D.Sc

Rio de Janeiro

2024

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço à minha mãe Danuza pelo exemplo de pessoa, pela educação que me deu e por toda a confiança que tem em mim. Aproveito esse trabalho para homenagear a memória do meu pai Moss, com quem eu tenho uma dívida de gratidão que eu nunca vou ser capaz de retribuir. Todo o esforço e dedicação ao longo desses anos foi porque eu não queria decepcioná-lo. O seu sonho de ser um grande engenheiro continua vivo junto comigo e obrigado por me ajudar a me tornar o homem que sou hoje.

Agradeço à minha irmã, ao meu irmão, à minha namorada, à minha avó por todo o suporte e pela compreensão.

Agradeço aos meus orientadores, Gilberto Ellwanger e Leonardo Nascimento, pelos ensinamentos, pelo apoio, pela paciência e pela amizade, que foram fundamentais para me ajudar a desenvolver e concluir essa dissertação.

Agradeço à empresa Wood pelas oportunidades de aprendizado e pelo meu desenvolvimento nos últimos anos. Aos colegas de trabalho que me auxiliam a superar as dificuldades e enfrentar novos desafios com dedicação e comprometimento.

Aos meus amigos que fiz na UFRJ, pelo apoio e motivação para a conclusão dessa longa jornada.

## RESUMO

DE MORAES, Paulo Moss Hasselmann. **Projeto de fundação de base de gravidade offshore para torres eólicas de 10 MW no Brasil**. Rio de Janeiro. 2024. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2024

A utilização de fontes de energia renovável tem se tornado uma alternativa cada vez mais atraente devido ao avanço tecnológico e à conscientização da sociedade em relação aos cuidados necessários com o meio ambiente. Nesse setor, o nordeste brasileiro tem apresentado um grande desenvolvimento de parques eólicos, com significativas taxas de crescimento e geração de energia. Os resultados positivos da implantação desses parques mostraram o enorme potencial para geração de energia eólica com a instalação de turbinas offshore, gerando um menor impacto visual e auditivo às cidades da região. Em sua grande maioria, as turbinas eólicas offshore utilizam fundações do tipo *monopile*, jaquetas e fundações em base de gravidade (GBF). No nordeste do Brasil, o solo de calcário dificulta a utilização das fundações fixas do tipo *monopile*, fazendo com que as fundações dos tipos base de gravidade, tripé e jaqueta se tornem soluções bastante interessantes. Nesse trabalho, foram analisados os carregamentos ambientais que influenciam na construção das fundações de base de gravidade offshore e foi feito o dimensionamento da estrutura de fundação, verificando a sua utilização para a condição de esforços extremos. Além disso, foi feito um estudo do solo, considerando a premissa de um solo arenoso e homogêneo, avaliando a sua capacidade de carregamento e os deslocamentos, para garantir a integridade do sistema solo-estrutura. Isso foi feito buscando abordar os desafios relacionados ao projeto e à análise de fundações para estruturas eólicas, com foco na integração de softwares de engenharia especializados e, conseqüentemente, fornecer uma estrutura metodológica sólida com base no que se tem disponível em termos de dimensionamento de cada elemento isoladamente - por não haver uma solução integrada - para o projeto e a análise de fundações de gravidades de turbinas eólicas considerando a dinâmica das estruturas e os aspectos geotécnicos, bem como os requisitos normativos e de segurança.

Palavras-Chave: Energias Renováveis; Parques Eólicos; Fundações Offshore; Base de Gravidade

## ABSTRACT

DE MORAES, Paulo Moss Hasselmann. **Offshore gravity base foundation design for 10 MW wind towers in Brazil**. Rio de Janeiro. 2024. Thesis (M.Sc.) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2024.

The renewable energy sources have become an increasingly attractive alternative due to technological advances and the awareness of the necessary environment care. In this sector, the Brazilian northeast has shown a large development of wind farms, with significant rates of growth and energy generation. The positive results from the implementation of these parks demonstrated the enormous potential for generating wind energy with the installation of offshore turbines, generating less visual and auditory impact on the region's cities. The vast majority of offshore wind turbines use Monopile foundations and gravity base foundations (GBF). In the northeast of Brazil, the limestone soil makes it difficult to use fixed monopile foundations, making gravity base foundations very interesting solutions. In this work, the environmental loads that influenced the construction of offshore foundations were analyzed, and the foundation structure was designed, checked for extreme stress conditions. Furthermore, a study of the soil was carried out, considering the assumptions of a sandy and homogeneous soil, evaluating, its bearing capacity and displacements, to guarantee the integrity of the soil-structure system. This sought to address the challenges related to the design and analysis of foundations structures made for wind turbines, with a focus on the integration of specialized engineering software, used separably to provide a solid methodological structure based on what is available in terms of study in isolation - There is no integrated solution - for the design and analysis of gravity fundamentals of wind turbines considering structural dynamics and geotechnical aspects as well as regulatory and safety requirements.

Keywords: Renewable energy; Wind farms; Offshore Foundation; Gravity Base Foundation.

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Motivação.....	6
1.2	Objetivos.....	7
1.3	Organização do Trabalho.....	7
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	9
3	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	13
3.1	Energia Eólica e Turbinas Eólicas.....	13
3.2	Fundações de Gravidade de Estruturas Eólicas.....	16
3.3	Dinâmica de Estruturas e Vibrações.....	20
3.3.1	Frequência Natural.....	20
3.3.2	Modos de Vibração.....	23
3.3.3	Amortecimento.....	23
3.4	Dinâmica dos Carregamentos.....	25
3.4.1	Frequência de Excitação do Rotor.....	25
3.4.2	Carga de Vento.....	27
3.4.3	Carga de Onda.....	29
3.5	Geotecnia e Comportamento do Solo.....	35
3.5.1	Propriedades do Solo.....	35
3.5.2	Capacidade do Solo.....	38
3.5.3	Tipos de Ruptura.....	40
3.6	Integração de Softwares de Engenharia.....	43
4	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO SOLO.....	45
4.1	Caracterização do Solo.....	45
4.2	Análise do Solo no PLAXIS 2D.....	46
4.2.1	Geometria.....	46
4.2.2	Condição de Contorno.....	48
4.2.3	Malha.....	48
4.2.4	Carregamento Vertical.....	50
4.2.5	Carregamento Horizontal.....	52
4.2.6	Carregamento de Momento.....	53

4.3	Definição de rigidez equivalente .....	55
5	ANÁLISE DE VIBRAÇÃO E CARREGAMENTO DINÂMICO.....	57
5.1	Análise Estática .....	57
5.1.1	Metodologia.....	57
5.1.2	Resultados.....	65
5.2	Análise Modal .....	67
5.2.1	Frequência Natural .....	67
5.2.2	Modos de Vibração.....	68
5.3	Análise Dinâmica .....	70
5.3.1	Carregamento de Onda .....	71
5.3.2	Carregamento de Vento .....	75
5.4	Resultados.....	78
5.4.1	Espectros de Frequências.....	79
6	ANÁLISE ESTRUTURAL DA FUNDAÇÃO .....	80
6.1	Dimensionamento no STAAD .....	80
6.1.1	Metodologia.....	80
6.1.2	Resultados.....	87
6.2	Verificação Estrutural.....	93
6.2.1	Dimensionamento das Armaduras.....	93
6.2.2	Verificação Simplificada de Fadiga .....	97
6.3	Estabilidade da Fundação .....	101
6.3.1	Verificação de Tombamento .....	101
6.3.2	Verificação de Deslizamento.....	102
7	ANÁLISE DA CAPACIDADE DO SOLO .....	104
8	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	106
8.1	Principais Conclusões.....	106
8.2	Recomendações para Futuras Pesquisas.....	108
9	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	110
ANEXO A	MODELO SACS .....	114
ANEXO B	MODELO STAAD .....	119
ANEXO C	DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS .....	130

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 - Matriz energética brasileira (ABEEÓLICA, 2022).....	3
Figura 1-2 - Fator de capacidade mensal em 2022 (ABEEÓLICA, 2022).....	4
Figura 1-3 - Sistema portuário nacional (EPE, 2020) .....	5
Figura 3-1- Esquemática dos principais componentes de uma turbina eólica de eixo horizontal (KABALCI, 2020).....	13
Figura 3-2- Seção transversal de uma pá (NOGUEIRA, 2019) .....	14
Figura 3-3 - Seção transversal de uma Nacele (Hansen, 2008).....	15
Figura 3-4- Fundações típicas de turbinas eólicas <i>offshore</i> : (a) base de gravidade, (b) <i>monopile</i> , (c) jaqueta tripé, (d) jaqueta; (e) semissubmersível, (f) <i>spar buoy</i> (CABRAL, 2020).....	16
Figura 3-5- Subestruturas de base de gravidade instaladas em diversos parques eólicos (MATHERN, HAAR e MARX, 2021).....	17
Figura 3-6- Fundação de base de gravidade (GIFFORD, 2005) .....	18
Figura 3-7 - Içamento de fundação de base de gravidade (ALONSO, 2013) .....	19
Figura 3-8- Diagrama da análise de vibração. Adaptado de (LENGVARSKÝ, 2013)...	20
Figura 3-9- Função da vibração livre sem amortecimento .....	22
Figura 3-10- Vibração sem amortecimento. (LIANG e LEE, 1991).....	24
Figura 3-11- Vibração com amortecimento. (LIANG e LEE, 1991) .....	24
Figura 3-12- Faixas de frequências de excitação 1P e 3P, adaptado de Dorscheidt (DORSCHIEDT, 2020) .....	26
Figura 3-13- Intervalos de frequência para um sistema de turbina eólica. (VAN DER TEMPEL e MOLENAAR, 2002).....	27
Figura 3-14- Diagrama para seleção da teoria de onda regular (DNVGL-RP-C205, 2019) .....	30
Figura 3-15- Exemplo do espectro de Jonswap para diferentes parâmetros de pico. (DNVGL-RP-C205, 2019) .....	32
Figura 3-16 - Representação esquemática das forças de onda em estrutura cilíndrica de pequeno diâmetro (CHAKRABARTI, 1987).....	33
Figura 3-17 - Representação da distribuição de pressão da onda em um cilindro (CHAKRABARTI, 1987).....	34
Figura 3-18- Diagrama de equilíbrio de tensões do solo (DEAN, 2010) .....	37
Figura 3-19- Círculo de Mohr para tensões totais e tensões efetivas (DEAN, 2010) ....	37

Figura 3-20- Diagrama de cargas atuantes no solo. (VESIC, 1975) .....	38
Figura 3-21 - Comportamento da fundação sob cargas excêntricas (VESIC, 1975).....	39
Figura 3-22 - Seção fictícia equivalente de fundação circular com carga excêntrica (MEYERHOF, 1953) .....	39
Figura 3-23- Comportamento genérico de ruptura do solo. (TERZAGHI, 1943).....	40
Figura 3-24- Comportamento da ruptura generalizada do solo. (VESIC, 1975).....	41
Figura 3-25- Comportamento da ruptura localizada do solo. (VESIC, 1975).....	41
Figura 3-26 Comportamento do solo na ruptura por puncionamento (VESIC, 1975) ...	42
Figura 3-27- Diagrama dos diferentes modos de ruptura – Generalizada, Localizada e Puncionamento (VESIC, 1975) .....	42
Figura 4-1 - Dimensões da fundação .....	47
Figura 4-2 - Dimensões das condições de contorno do modelo .....	48
Figura 4-3 - Definição da malha do modelo PLAXIS 2D .....	49
Figura 4-4 - Qualidade da malha do solo .....	50
Figura 4-5 - Resultado do deslocamento para carregamento vertical .....	51
Figura 4-6 - Deslocamento no nó analisado .....	51
Figura 4-7 - Resultado do deslocamento para carregamento horizontal .....	52
Figura 4-8 - Deslocamento no nó analisado .....	53
Figura 4-9 - Resultado do deslocamento para carregamento de momento.....	54
Figura 4-10 - Deformação nos nós analisados.....	54
Figura 5-1 - Modelo SACS - Representação 3D .....	58
Figura 5-2 - Esquemático da fundação de concreto .....	58
Figura 5-3 - Modelo SACS - Condição de contorno .....	60
Figura 5-4 - Modelo SACS - Seção dos elementos de pás .....	62
Figura 5-5 - Modelo SACS - Seção do elemento da torre.....	62
Figura 5-6 - Modelo SACS - Peso próprio da torre e rotor .....	63
Figura 5-7 - Modelo SACS - Peso da fundação de concreto (com empuxo) .....	64
Figura 5-8 - Modelo SACS - Reação vertical .....	65
Figura 5-9 - Modelo SACS - Deslocamento vertical (em cm).....	66
Figura 5-10 - Modelo SACS - Os 2 primeiros modos de vibração da torre eólica .....	69
Figura 5-11 - Modelo SACS - Modos de vibração 3 e 4 da torre eólica.....	69
Figura 5-12 - Perfil da superfície da onda gerada .....	73
Figura 5-13 - Espectro de onda – Recorrência 50 anos.....	74

Figura 5-14 - Modelo SACS - Deslocamentos da direção -X devido à carga de vento (em cm).....	76
Figura 5-15 - Espectro de vento – Recorrência 50 anos.....	78
Figura 5-16 - Espectro da frequência natural, frequências de onda e vento.....	79
Figura 6-1 - Representação da geometria final.....	80
Figura 6-2 - Modelo STAAD - Representação 3D.....	81
Figura 6-3 - Definição da malha do modelo STAAD .....	82
Figura 6-4 - Malha do reforço na seção transversal da fundação .....	82
Figura 6-5 - Modelo STAAD - Condição de contorno.....	83
Figura 6-6 - Modelo STAAD – Carregamento do conjunto da torre e turbina .....	84
Figura 6-7 - Modelo STAAD – Carregamento de vento .....	85
Figura 6-8 - Modelo STAAD – Carregamento de lastro .....	85
Figura 6-9 - Modelo STAAD – Carregamento de onda .....	86
Figura 6-10 - Deformação GBF no STAAD - Vista isométrica.....	91
Figura 6-11 - Deformação GBF no STAAD - Vista lateral .....	92
Figura 6-12 - Resumo das armaduras da fundação por seção .....	95
Figura 6-13 - Seção transversal do fuste – A-A .....	96
Figura 6-14 - Seção transversal do reforço – B-B .....	96
Figura 6-15 - Seção transversal da base (Elementos Horizontais e Parede Cilíndrica) – C-C e D-D.....	96
Figura 6-16 – Diagrama de compatibilização das deformações.....	98
Figura 6-17 - Diagrama de forças de estabilidade ao tombamento .....	101
Figura 6-18 - Diagrama de forças de estabilidade ao deslizamento .....	102

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 4-1 - Propriedades gerais do solo.....	45
Tabela 4-2 - Propriedades mecânicas do solo .....	45
Tabela 4-3 - Propriedades dos elementos rígidos da fundação .....	47
Tabela 5-1 - Propriedades gerais da turbina de 10 MW (ENERGY, 2013) .....	59
Tabela 5-2 - Propriedades gerais da fundação.....	59
Tabela 5-3 - Propriedades do materiais .....	60
Tabela 5-4 - Rigidez de mola da fundação .....	61
Tabela 5-5 - Resumo dos carregamentos estáticos .....	61
Tabela 5-6 - Reações da análise estática SACS .....	65
Tabela 5-7 - Frequência dos modos de vibração .....	67
Tabela 5-8 - Propriedades do perfil de onda.....	72
Tabela 5-9 - Propriedades da análise dinâmica da onda.....	72
Tabela 5-10 - Carregamento de onda aplicado .....	73
Tabela 5-11 - Reação das cargas de onda.....	73
Tabela 5-12 - Propriedades do vento dinâmico .....	75
Tabela 5-13 - Carregamento de vento aplicado.....	76
Tabela 5-14 - Reação das cargas de vento.....	77
Tabela 6-1 - Propriedades do materiais .....	81
Tabela 6-2 - Fatores de combinação dos carregamentos.....	87
Tabela 6-3 -Reações da análise estática STAAD .....	87
Tabela 6-4 - Momento fletor – ELU - Fuste.....	88
Tabela 6-5 - Momento fletor – ELS - Fuste .....	88
Tabela 6-6 - Cortante – ELU - Fuste .....	88
Tabela 6-7 - Momento fletor – ELU - Reforço .....	89
Tabela 6-8 - Momento fletor – ELS - Reforço .....	89
Tabela 6-9 - Cortante – ELU - Reforço.....	89
Tabela 6-10 - Momento fletor – ELU - Base.....	89
Tabela 6-11 - Momento fletor – ELS - Base .....	90
Tabela 6-12 - Cortante – ELU - Base .....	90
Tabela 6-13 - Deslocamentos STAAD.....	90

# 1 INTRODUÇÃO

---

As mudanças das condições climáticas no mundo que ocorreram devido à poluição atmosférica e à emissão de gases causadores do efeito estufa fizeram necessária a redução da dependência dos combustíveis fósseis em âmbito global. Ao longo dos últimos 20 anos, foi possível perceber um crescimento contínuo na curva de desenvolvimento e instalação da energia eólica. Esse método de geração de energia começou o século como uma fonte de energia de nicho na Europa e nos EUA, e terminou 2023 como uma das principais fontes de energia limpa, com custo competitivo em torno do mundo (GWEC, 2024).

Essa mudança na geração de energia é baseada no avanço tecnológico, que possibilitou o aumento na eficiência energética e também devido ao estímulo ao emprego de fontes renováveis de energia em substituição às fontes mais poluentes. Dessa forma, as fontes de energia renováveis têm correspondido a parcelas cada vez mais significativas na matriz energética de diversos países (IRENA, 2023). Um exemplo é a Dinamarca, um país pioneiro no desenvolvimento da energia eólica, que em 2017 acumulou mais um recorde e a energia eólica forneceu 43% da matriz energética (NOCTULA, 2021).

A capacidade eólica instalada no mundo cresceu 116,6 GW em 2023 e atingiu um total de 1031 GW, um crescimento de 8,1% em relação ao ano anterior. A incerteza em torno da COVID-19 pode ter abrandado o desenvolvimento de projetos em países como os EUA, a Índia e Taiwan, mas as atividades demonstram o desejo de continuar o crescimento da energia eólica em todo o mundo. A China desempenhou um papel de liderança ao instalar um total de 75,8 GW de capacidade eólica em 2023. Na Europa, a capacidade instalada foi de 18,7 GW e os EUA concederam 5,8 GW de capacidade instalada. Na América Latina, a competitividade em termos de custos da energia eólica permitiu que leilões privados ganhassem popularidade, ajudando o Brasil a alcançar um ano recorde com quase 4,7 GW em novas instalações. (GWEC, 2024).

Esse crescimento da capacidade instalada deve ser ainda mais intensificado nos próximos anos devido ao avanço da migração dos parques eólicos para o mar. O desenvolvimento da tecnologia de turbinas eólicas *offshore* é relativamente recente, como projetos piloto que estudaram a viabilidade da geração de energia eólica no mar, sendo a primeira turbina instalada em 1991 na Suécia e o primeiro parque eólico instalado na

Dinamarca em 1992. Desde então, a capacidade acumulada instalada *offshore* no mundo atingiu 76,6 GW, sendo 21,1 GW de nova capacidade adicionada apenas em 2021, tornando o melhor ano da história para a indústria eólica *offshore* global até então, e 10,8 GW de nova capacidade adicionada em 2023 (GWEC, 2024).

As razões que vêm impulsionando a migração para os campos *offshore* são diversas, entre elas se destacam: geração de ruído devido à rotação das pás; fatores de poluição visual; a falta de espaço *onshore*, principalmente em países da Europa, que estão entre os líderes do desenvolvimento *offshore*; o aproveitamento dos ventos constantes; e a proximidade aos principais centros populacionais, localizados no litoral. Adicionalmente, para grandes aerogeradores (com capacidade acima de 10 MW), a implementação em campos *offshore* se torna economicamente mais atrativa quando considerados aspectos técnicos como transporte e instalação desses grandes equipamentos. No mar, essas questões podem ser superadas, desde que sejam disponibilizadas embarcações de grande porte dedicadas para essa finalidade.

No Brasil, a principal fonte de energia elétrica é proveniente de hidrelétricas e a parcela de renováveis vem aumentando consideravelmente (Figura 1-1). O desenvolvimento e instalação da fonte eólica no nosso país começa a ter um crescimento efetivo a partir de 2009 e começaram a se intensificar a construção dos parques eólicos em 2011. A partir de então esse mercado se expandiu rapidamente e, mesmo com a recente crise econômica enfrentada pelo Brasil, a energia eólica já é a segunda fonte na matriz energética nacional.

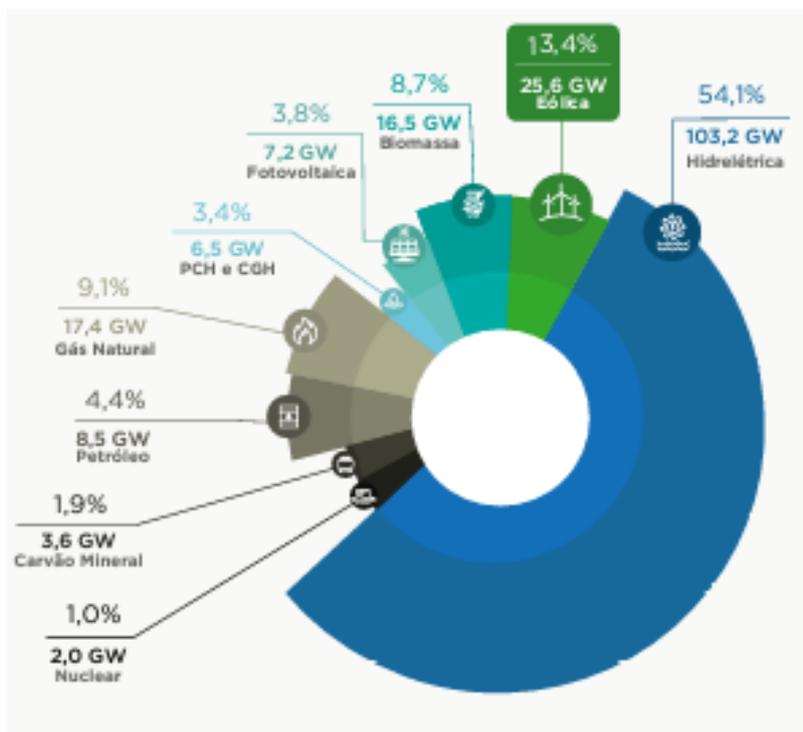


Figura 1-1 - Matriz energética brasileira (ABEEÓLICA, 2022)

O fator de capacidade de uma turbina eólica indica a porcentagem de tempo que ela opera em sua máxima eficácia em um determinado período. A eficiência da indústria eólica no Brasil é resultado da excelente qualidade dos ventos brasileiros com um fator de capacidade acima da média mundial. Esse fator costuma ser maior em regiões onde os ventos são mais constantes, com direção uniforme e com menor índice de turbulência, o que favorece a instalação de parques eólicos. A Figura 1-2 mostra que o valor médio para 2022 foi 41,5%, tendo atingido máximo valor médio mensal em setembro, com 56,5% (ABEEÓLICA, 2022).

Quando se trata de recursos eólicos, esses ventos desempenham um papel importante no Nordeste do Brasil, principalmente durante agosto e setembro. Durante esse período o ar aquecido sobe na linha do Equador, cria-se uma zona de baixa pressão que atrai o vento do Norte e do Sul para a zona tropical, essa convecção de massas de ar cria uma série de ventos fortes e constantes na região Nordeste.

## FATOR DE CAPACIDADE - 2022



Figura 1-2 - Fator de capacidade mensal em 2022 (ABEEÓLICA, 2022)

Além da qualidade dos ventos, outros fatores contribuem para a implementação dos sítios *offshore* no nosso país, como, por exemplo: a extensa faixa de litoral; baixa probabilidade de ocorrência de furacões, os quais podem aumentar significativamente os custos de projeto; familiaridade em operações *offshore*, sendo a Petrobras uma companhia líder mundial de produção de petróleo em águas profundas e ultraprofundas (PETROBRAS, 2021).

Para realizar o desenvolvimento da fonte de energia eólica *offshore* no Brasil, primeiro é necessário avaliar o potencial de energia que essa fonte é capaz de produzir no mar. A EPE realizou uma pesquisa a partir da integração dos dados buscando a avaliação do potencial eólico *offshore* do Brasil para as áreas com velocidade acima de 7m/s, que podem ser consideradas atrativas. Os resultados indicam que, a 100m de altura, o potencial do Brasil seria de 697 GW em locais com profundidade da lâmina d'água de até 50m (EPE, 2020). Esse resultado comprova o enorme potencial para produção energética *offshore* no Brasil, aumentando ainda mais a projeção para a capacidade de geração de energia no país.

Para a realização das instalações *offshore*, faz-se necessária a existência de uma estrutura portuária e de estaleiros capazes de suportar a exigência de todo o serviço de construção, montagem e transporte. No Brasil, existe uma malha de portos espalhados (Figura 1-3) principalmente ao longo da costa, que possuem construções feitas para atender a indústria de petróleo e gás, que podem ser aproveitados ou adaptados para atender a indústria eólica. Além disso, existe ainda a possibilidade da criação de novas instalações para suprir uma demanda localizada, criadas especificamente para atender às necessidades da indústria eólica *offshore* (EPE, 2020).

Atualmente no Brasil, segundo dados do EPE (EPE, 2020), existem 37 portos públicos organizados. Em relação às suas localizações, as regiões Nordeste e Sul do país possuem 11 portos organizados cada, a região Sudeste dispõe de nove portos e seis portos se encontram na região Norte



Figura 1-3 - Sistema portuário nacional (EPE, 2020)

Entretanto, apesar dessas possibilidades de implementação da indústria *offshore*, estudos de caso feitos pela GWEC (GWEC, 2024) indicam que Índia, Alemanha e Brasil ainda apresentam barreiras que a energia eólica e outras tecnologias renováveis atualmente enfrentam, que retardam o crescimento desses mercados individuais. Entre esses desafios, foram apontados os seguintes: sinais fracos para a substituição da existente capacidade de geração de energia a partir de combustíveis fósseis, levando a uma situação onde a energia eólica ainda é um nicho em muitos mercados, apesar do preço e outras vantagens; sistemas de permissão restritivos e questões sobre alocação de terras e aceitação pública; volatilidade da legislação devido à política de interesses atuais. Esses estudos de caso são projetados para fornecer uma visão instrutiva de barreiras de mercado e os desafios que devem ser resolvidos para proteger a sustentabilidade da indústria eólica.

Além disso, o sucesso e a eficiência das turbinas eólicas dependem não apenas do projeto da própria turbina, mas também das fundações que a sustentam. A fundação de uma turbina eólica desempenha um papel crítico na segurança, estabilidade e longevidade da estrutura. Ela é responsável por transmitir as cargas dinâmicas resultantes do vento, bem como o peso da torre e da turbina para o solo subjacente. Portanto, o projeto e a análise de fundações para estruturas eólicas são de importância fundamental para garantir o funcionamento confiável e seguro.

Assim, o desafio da engenharia *offshore* e geotécnica é projetar fundações que possam suportar as condições dinâmicas impostas pelas forças do vento, das ondas e das correntes, mantendo a estabilidade a longo prazo da estrutura. Isso requer uma compreensão profunda das características do solo, das cargas dinâmicas impostas pelas condições de vento e das técnicas de dimensionamento estrutural. Dessa forma, a análise de fundações para estruturas eólicas não pode ser considerada isoladamente, mas sim como parte de um sistema integrado que inclui considerações geotécnicas, estruturais e de dinâmica das estruturas.

Neste contexto, esta dissertação busca abordar os desafios relacionados ao projeto e à análise de fundações para estruturas eólicas, com foco na integração de softwares de engenharia especializados. A metodologia proposta, dado a inexistência de uma solução integrada que ataque todas as faces do desafio, envolve a utilização de três softwares amplamente reconhecidos no campo da engenharia: PLAXIS (versão 2D) (PLAXIS2D, 2018), SACS (SACS, 2021) e STAAD (STAAD, 2020). A metodologia proposta não é a única existente e foi desenvolvida e otimizada apenas para o propósito de estudo dessa dissertação. Outros desafios poderão requerer metodologias mais avançadas, como o uso de versão 3D de software de solos, análises aerodinâmicas mais complexas ou que requeiram não-linearidades que não foram abordadas nessa metodologia.

## **1.1 Motivação**

Devido à quantidade reduzida de poluentes gerados para a produção de energia eólica, ocorrendo principalmente oriundo da fabricação e montagem dos componentes, seu desenvolvimento tem se tornado uma alternativa energética bastante atraente. Sendo assim, contribuir com um estudo que favoreça a implantação e o crescimento dessa tecnologia no nosso país, ajudará na melhoria da distribuição da energia elétrica e também na redução dos impactos ambientais.

Como o único elemento natural para a produção energética é o vento, o aproveitamento e envio da energia para a rede ocorre de forma limpa. O transporte apresenta perdas relativamente baixas, pois os parques eólicos podem se localizar próximo aos grandes centros. A possibilidade de montar as turbinas em qualquer local, considerando apenas que tenha bons ventos, é uma grande vantagem.

A costa do Nordeste do Brasil apresenta um grande potencial para o desenvolvimento desse setor e já está sendo discutida no congresso a regulamentação para instalação desses parques eólicos *offshore* (ABEEÓLICA, 2020). Com o Nordeste apresentando ventos regulares, sem grandes variações na sua direção e com boa intensidade para rotacionar as turbinas, o Brasil deve incentivar a implementação das torres *offshore* nos próximos anos. Assim, a motivação se dá pela necessidade de se avançar nos estudos de projetos de fundações rasas, avaliando uma metodologia para a implementação desse tipo de estrutura *offshore* em solo brasileiro.

## **1.2 Objetivos**

O principal objetivo desta pesquisa é fornecer uma estrutura metodológica sólida para o projeto e a análise de fundações de gravidades de turbinas eólicas que leve em consideração a dinâmica das estruturas e os aspectos geotécnicos, bem como os requisitos normativos e de segurança. A pesquisa também visa contribuir para o desenvolvimento de diretrizes e melhores práticas para a análise de fundações de estruturas eólicas *offshore*, visando melhorar a eficiência e a confiabilidade desses sistemas em um contexto de geração de energia sustentável no Brasil.

A presente dissertação busca, assim, contribuir para o avanço do conhecimento no campo das fundações para estruturas eólicas, fornecendo uma abordagem prática e integrada para o projeto e análise desses sistemas fundamentais para a expansão da energia eólica como uma fonte limpa e sustentável de energia elétrica.

## **1.3 Organização do Trabalho**

A estrutura deste trabalho está organizada da seguinte forma:

O Capítulo 2 apresenta uma revisão da literatura relacionada ao tema, citando as normas, regulamentos técnicos utilizados e diretrizes pertinentes.

O Capítulo 3 apresenta uma fundamentação teórica e a metodologia de análise integrada utilizando diferentes softwares, destacando as principais contribuições e lacunas existentes.

O Capítulo 4 apresenta a metodologia utilizada para as análises geotécnicas e a criação dos modelos de análise, as abordagens e as premissas consideradas.

O Capítulo 5 descreve a estrutura da turbina, os carregamentos aplicados e o software utilizado para a análise numérica, além dos procedimentos adotados para a avaliação dinâmica da estrutura.

No Capítulo 6, realiza-se o dimensionamento da armadura e verificações do concreto com base nos resultados dos carregamentos obtidos no capítulo anterior.

O Capítulo 7 apresenta a análise final da fundação, verificando a capacidade de carga do solo e os resultados obtidos.

Por fim, a Conclusão no Capítulo 8 reúne os principais tópicos identificados da pesquisa e suas implicações práticas, além de sugerir direções para pesquisas futuras nesta área.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

A análise e o projeto de fundações para estruturas eólicas devem estar conforme normas e regulamentos específicos. Neste capítulo, é apresentada uma visão geral das normas internacionais e nacionais relevantes para o dimensionamento de fundações de turbinas eólicas e outras diretrizes pertinentes.

A literatura internacional possui um acervo muito maior e mais consolidado do que as recentes referências nacionais, desde os aspectos construtivos dessas estruturas *offshore* até o dimensionamento das fundações considerando a complexidade dos carregamentos ambientais e a análise de fadiga das turbinas eólicas.

A DNV-C205 (DNVGL-RP-C205, 2019) fornece informações básicas para condições ambientais e carregamentos ambientais aplicados conforme os padrões e práticas internacionais e é considerada um dos regulamentos mais relevantes atualmente para análise e dimensionamento de estruturas *offshore*.

Com relação ao projeto para estruturas de fundação de turbinas eólicas, a DNV-0126 (DNVGL-ST-0126, 2018) foi elaborada com base na longa experiência internacional, possibilitando o desenvolvimento de padrões para ajudar a implementação das turbinas eólicas. A norma aborda questões de construção, transporte, instalação e inspeção, considerando os principais requisitos para o projeto estrutural.

A definição das classes de turbulência *offshore*, considerando a adaptação ao ambiente, são apresentadas na DNV-0437 (DNVGL-ST-0437, 2016). Além disso, são apresentados parâmetros marítimos para definir as classes de turbinas eólicas. A norma é aplicável a todos os tipos de turbinas eólicas, incluindo a turbinas com três pás e eixo horizontal que é o modelo analisado nesse projeto.

A DNV-C502 (DNVGL-ST-C502, 2018) detalha os requerimentos técnicos para projeto de estruturas de concreto *offshore*. Esta norma fornece princípios e diretrizes para o projeto, fabricação/construção, instalação e inspeção em serviço de estruturas de concreto *offshore*.

A recomendação da DNV-C212 (DNVGL-RP-C212, 2017) fornece orientação para o planejamento e execução de investigações de solo, bem como orientação para modelagem, análise e previsão de capacidades geotécnicas de fundações *offshore*. Esta

norma pode ser usada para auxiliar projetos geotécnicos de fundações *offshore*, como estacas e fundações rasas.

Como uma diretriz complementar para a compreensão dos aspectos construtivos da fundação de base de gravidade, a dissertação de Alonso (ALONSO, 2013) reuniu uma vasta revisão bibliográfica relacionada à operação de construção, transporte içamento e instalação de fundação de base de gravidade para torres com capacidade acima de 10 MW. Nesse trabalho, são apresentados os principais procedimentos e técnicas de instalação utilizadas para essa estrutura, usando como base documentos e relatórios de estruturas de GBF já instaladas. O autor conclui que os procedimentos convencionais usados atualmente para o içamento, com enormes guindastes, e para transporte, com grandes embarcações, representam grande custo e risco para as empresas. Dessa forma, considerando o desenvolvimento da energia eólica *offshore*, as empresas estão buscando novos métodos de transporte e instalação dessas estruturas, baseado principalmente em projetos de flutuabilidade.

O artigo publicado por Alexandre Mathern (MATHERN, HAAR e MARX, 2021) aborda os desafios e tendências futuras relacionadas ao uso de concreto como estruturas de fundação de futuros projetos eólicos *offshore*. As tecnologias recentes e ainda em desenvolvimento buscam solucionar os desafios associados à utilização de fundações em concreto, permitindo que os custos de produção sejam reduzidos e o transporte e a instalação sejam facilitados. Esta evolução também indica o possível aumento da complexidade das estruturas de fundação devido ao desenvolvimento de estruturas híbridas combinando aço e concreto.

A dissertação de Koekkoek (KOEKKOEK, 2015) avalia a influência de diversos parâmetros que envolvem o projeto de turbinas eólicas *offshore*, como carregamentos ambientais e dimensões da fundação. Em sua dissertação, ele conclui que o dimensionamento da fundação de base de gravidade é gerido principalmente pelas forças de ondas e vento, mostrando que as correntes marinhas não têm uma grande influência nas cargas da fundação em lâmina d'água rasa. Como a corrente tem velocidade constante, o fluxo da água apenas induz forças de arrasto que são muito pequenas. Verificou-se também que as forças do vento possuem uma relevância significativa nos momentos fletores que atuam na fundação. Além disso, o autor apresenta um estudo sobre a influência de diversos parâmetros do solo na capacidade de suporte da fundação de base

de gravidade, concluindo que o ângulo de atrito é o parâmetro que mais influência na capacidade de resistência do solo.

O artigo publicado por Esteban et al. (ESTEBAN, LÓPEZ-GUTIÉRREZ e NEGRO, 2019) mostra diferentes campos de turbinas eólicas *offshore* existentes sobre fundações com base de gravidade. O autor também apresenta diferentes conceitos de base de gravidade, identificando e classificando as diferentes alternativas.

O livro publicado por Chakrabarti (CHAKRABARTI, 1987) apresenta uma revisão sobre estruturas *offshore* e uma vasta fundamentação teórica sobre a análise da influência das ondas na análise dessas estruturas. São apresentadas as teorias de ondas e os modelos matemáticos de espectros de ondas mais utilizados para determinação do perfil de onda. O livro apresenta também as formulações para a determinação das forças de onda atuantes na estrutura, levando em conta sua geometria, o perfil da onda e a condição de fixação no solo.

O livro escrito por Barltrop (BARLTROP e ADAMS, 1991) fornece orientação sobre projetos e análises de estruturas *offshore* sujeitas a ondas, ventos, formação de vórtices ou cargas sísmicas. O livro apresenta técnicas básicas de análise estrutural estática e dinâmica que são uma base comum para muitos dos métodos analíticos. O autor ainda fala sobre a aplicação prática dos métodos estatísticos para o cálculo dos carregamentos de ondas, ventos e terremotos. Os métodos de solução mais apropriados para os variados tipos de carregamento são apresentados, além da aplicação estatística para problemas estruturais não lineares.

Os documentos publicados por Terzaghi (TERZAGHI, 1943) e posteriormente por Vesic (VESIC, 1975) apresentam fundamentos sobre as propriedades do solo, avaliação da resistência do solo para diferentes condições e uma visão geral sobre o comportamento dos solos.

Os livros publicados por Dean (DEAN, 2010) e por Randolph (RANDOLPH e GOURVENEK, 2011) complementam a fundamentação teórica sobre o comportamento do solo com uma abordagem prática voltada para aplicação na engenharia *offshore*. Os livros apresentam uma profunda avaliação da geologia marinha, as características geotécnicas dos solos *offshore* e os métodos de análise do solo para diferentes tipos de fundações *offshore*.

A literatura nacional, apesar de contar com um acervo de documentos reduzido em comparação com a literatura internacional, apresenta normas e trabalhos que foram relevantes para o desenvolvimento dessa dissertação.

A NBR-6118 (NBR-6118, 2023), NBR-6123 (NBR-6123, 2022) e (NBR-6122, 2019) são as normas regulamentadoras nacionais utilizadas nesse projeto para definir os critérios gerais que regem o projeto das estruturas de concreto e complementam os estudos da análise estrutural de fundações e dos carregamentos de vento com enfoque nas características presentes no Brasil.

O LACEO (Laboratório de Análise e Confiabilidade de Estruturas *Offshore*) vinculado à COPPE da Universidade Federal do Rio de Janeiro desenvolveu nos últimos anos diversas dissertações de mestrado relacionadas ao estudo de soluções para a implementação de suportes de turbinas eólicas *offshore*. Esses estudos apresentam uma vasta revisão bibliográfica sobre os mecanismos de construção, instalação e operação de turbinas eólicas *offshore*.

Em uma dessas dissertações (DORSCHIEDT, 2020), o autor apresenta um estudo sobre a resposta estrutural de uma turbina eólica *offshore* de 10 MW com uma fundação de base de gravidade. O autor utiliza softwares como SIMA-RIFLEX e PLAXIS 3D para avaliação dos carregamentos e para modelagem numérica da estrutura e do solo. Com isso, o autor consegue avaliar a interação solo-estrutura e apresenta um comparativo das respostas para as diferentes abordagens realizadas.

A dissertação desenvolvida por Cabral (CABRAL, 2020) apresenta uma avaliação de uma turbina eólica *offshore* de 5 MW com uma fundação do tipo *monopile*. A autora aborda as metodologias para a obtenção dos parâmetros das curvas p-y do solo e utiliza um modelo de elementos finitos para comparar os resultados obtidos com os modelos clássicos apresentados na norma internacional.

Além desses estudos, outras dissertações realizadas na COPPE foram utilizadas como diretrizes complementares para a elaboração desse projeto, como, por exemplo, Gomes (GOMES, 2019) e Nogueira (NOGUEIRA, 2019), que apresentam uma vasta revisão bibliográfica e aprofundam nos componentes das turbinas eólicas e no funcionamento do sistema de controle dessas estruturas.

### 3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

---

A seguir, serão apresentados os principais conceitos e teorias que sustentam a pesquisa sobre fundações para turbinas eólicas, visando fornecer uma fundamentação teórica sobre os desafios e as abordagens envolvidos na análise e no dimensionamento dessas estruturas.

#### 3.1 Energia Eólica e Turbinas Eólicas

A energia eólica é uma forma de energia renovável obtida pela conversão da energia cinética do vento em energia elétrica. Este tópico abordará os princípios básicos da energia eólica, o funcionamento das turbinas eólicas, os tipos de turbinas e suas aplicações, bem como os desafios específicos associados à geração de energia a partir do vento. A Figura 3-1 mostra um esquema mais comum com os principais componentes de uma turbina eólica de eixo horizontal, podendo operar com duas ou três pás.

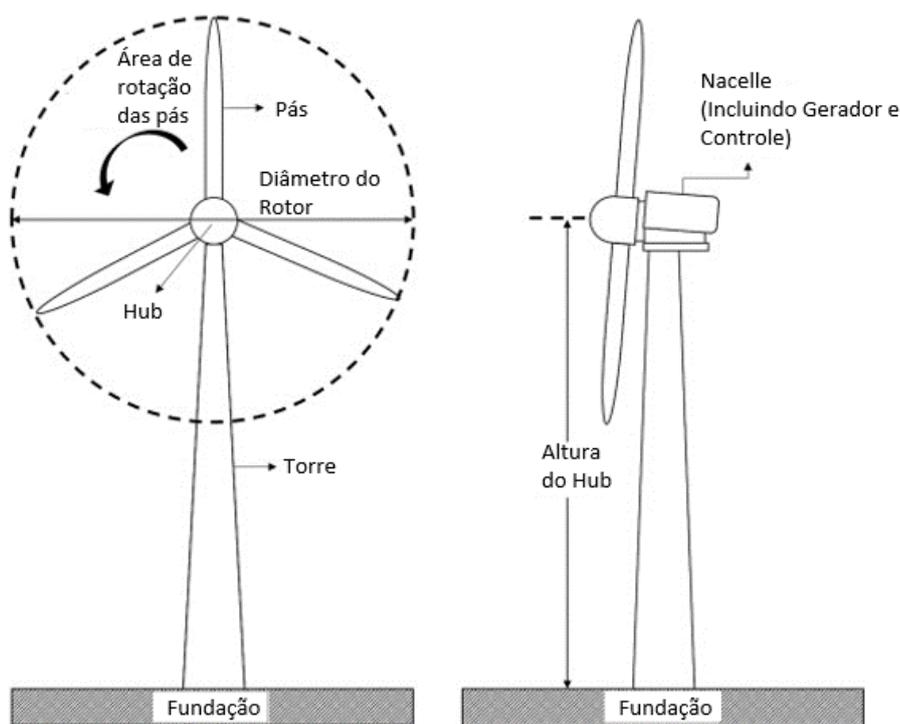


Figura 3-1- Esquemática dos principais componentes de uma turbina eólica de eixo horizontal (KABALCI, 2020)

A torre fornece suporte ao rotor (componente de rotação) e à nacelle (componente estacionário) e sua altura é um componente importante, pois a velocidade do vento aumenta com a altura acima da fundação. O diâmetro do rotor também é determinante

para a produção de energia, pois fornece a área de rotação das pás para o cálculo da potência da turbina. A relação entre o diâmetro do rotor e a altura da torre geralmente se aproxima de um (HANSEN, 2008).

Segundo Hansen (HANSEN, 2008), a construção das lâminas das pás deve ser feita de materiais rígidos e resistentes, além de ter um alto limite de resistência à fadiga. Atualmente, a maioria das lâminas utilizadas na construção de turbinas eólicas é composta de polímero e fibra de vidro reforçada. Uma seção transversal típica de uma pá (aerofólio) é apresentada na Figura 3-2. Do ponto de vista estrutural, o ponto A é chamado de *leading edge* por ser a borda do aerofólio que entra em contato primeiro com o fluxo do vento, que está à frente. Já o ponto B é chamado de *trailing edge* e é a borda traseira do aerofólio onde o fluxo do vento, separado no ponto A, se junta novamente. A reta que liga os pontos A e B é chamada de corda. A espessura de um aerofólio é medida perpendicularmente à corda (distância C-D).

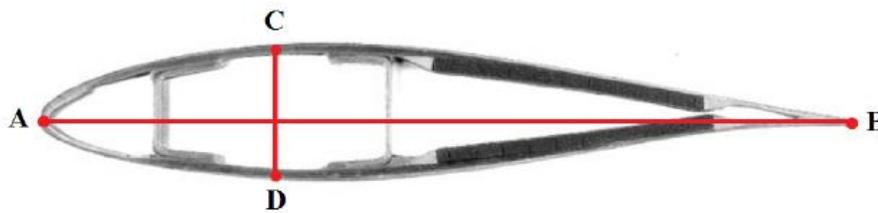


Figura 3-2- Seção transversal de uma pá (NOGUEIRA, 2019)

A Nacele da turbina abriga geralmente o gerador, o conversor de energia, o transformador elevador do lado da rede e o equipamento de monitoramento e controle (Figura 3-3). O peso da Nacele em uma turbina de 5 MW é de cerca de 300t, enquanto o rotor representa apenas cerca de 120t.

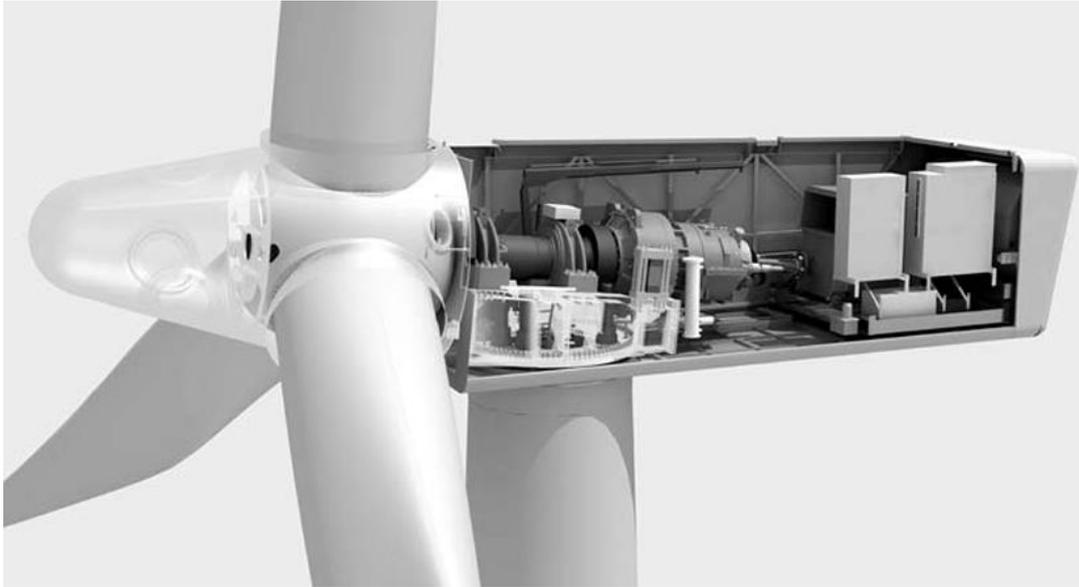


Figura 3-3 - Seção transversal de uma Nacele (Hansen, 2008)

O gerador fornece um meio de conversão entre a energia do torque mecânico do rotor e a geração de energia para a rede elétrica. O sistema de controle deve garantir que a potência nominal, sendo a potência máxima permitida para o gerador instalado, não seja excedida em ventos fortes. Sendo assim, o diâmetro e a resistência da torre dependem principalmente do peso da nacele e das cargas de vento esperadas (ISLAM, 2014).

### 3.2 Fundações de Gravidade de Estruturas Eólicas

Na implementação das turbinas eólicas, a fundação representa a forma na qual as cargas da superestrutura são transmitidas para o solo. O estudo e a escolha do tipo correto de fundação são essenciais para a implementação das turbinas eólicas *offshore*, devendo ser consideradas as propriedades do solo e a maneira que este interage com a estrutura.

Diferentes tipos de fundações foram desenvolvidos para uso na indústria *offshore*. A maioria das fundações usados na eólica *offshore*, tanto a fundação direta no solo quanto os suportes flutuantes, são conceitos herdados das indústrias *offshore* de petróleo e gás (ESTEBAN, LÓPEZ-GUTIÉRREZ e NEGRO, 2019). Os tipos mais comuns de fundações fixas são *monopiles* de aço, fundações com base de gravidade (GBF), tripés e jaquetas. Os tipos mais comuns para fundações flutuantes são as semissubmersíveis e *spar buoy* (Figura 3-4).

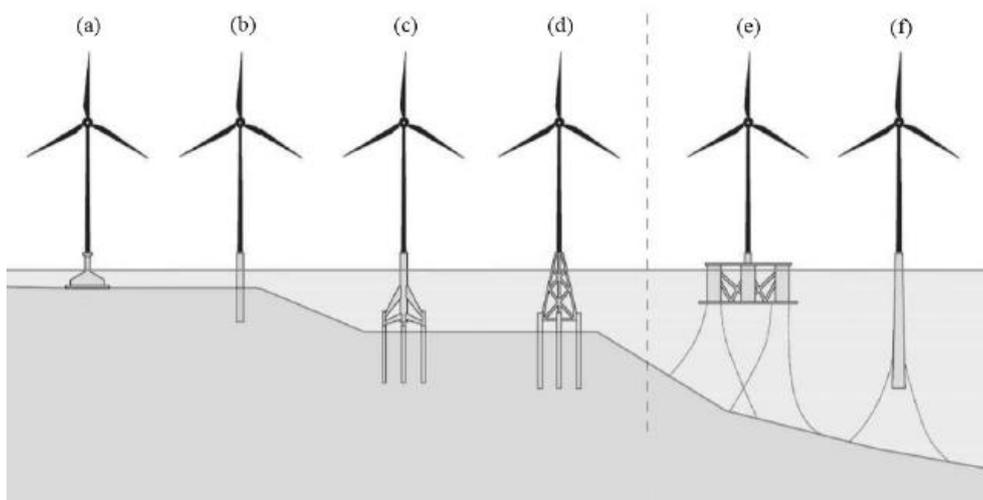


Figura 3-4- Fundações típicas de turbinas eólicas *offshore*: (a) base de gravidade, (b) *monopile*, (c) jaqueta tripé, (d) jaqueta; (e) semissubmersível, (f) *spar buoy* (CABRAL, 2020)

Outros aspectos importantes ao decidir sobre o tipo de fundação a ser usada são a profundidade da água, as cargas associadas às características da turbina eólica e as cargas ambientais (ventos, ondas, correntes marinhas, etc.). Na verdade, há muitas considerações a serem medidas ao selecionar a fundação mais apropriada para uma instalação de turbina eólica. O custo da fundação gira em torno de 35% do custo total do projeto. Este custo significativo é um fator importante ao projetar e escolher a fundação a ser usada (ESTEBAN, LÓPEZ-GUTIÉRREZ e NEGRO, 2019).

Para o caso de solos de baixa capacidade de carga, a melhor solução é utilizar fundações profundas ou propor técnicas de melhoramento do solo, como estacas, seja como *monopile* ou como fundação para jaquetas ou tripés (ESTEBAN, LÓPEZ-GUTIÉRREZ e NEGRO, 2019).

No Nordeste do Brasil, o solo de calcário dificulta a utilização das fundações fixas do tipo *monopile*, fazendo com que as fundações do tipo base de gravidade se tornem soluções bastante interessantes. Neste projeto, será utilizada a GBF, sendo um dos tipos de fundação mais adequados em casos de solos com grande capacidade de carga. Isso ocorre devido à forma como as estruturas de gravidade suportam as cargas e as transmitem para o solo. A Figura 3-5 mostra a evolução das fundações de gravidade instaladas nos parques eólicos ao longo dos anos. Estruturas de concreto têm sido usadas há muitas décadas na indústria *offshore* de petróleo e gás, mostrando alta durabilidade. Um dos principais mecanismos de degradação para estruturas de concreto em ambiente marinho, que precisa ser levado em conta no projeto, é a corrosão do aço de reforço devido à penetração de cloreto de sódio da água do mar no concreto (MATHERN, HAAR e MARX, 2021).

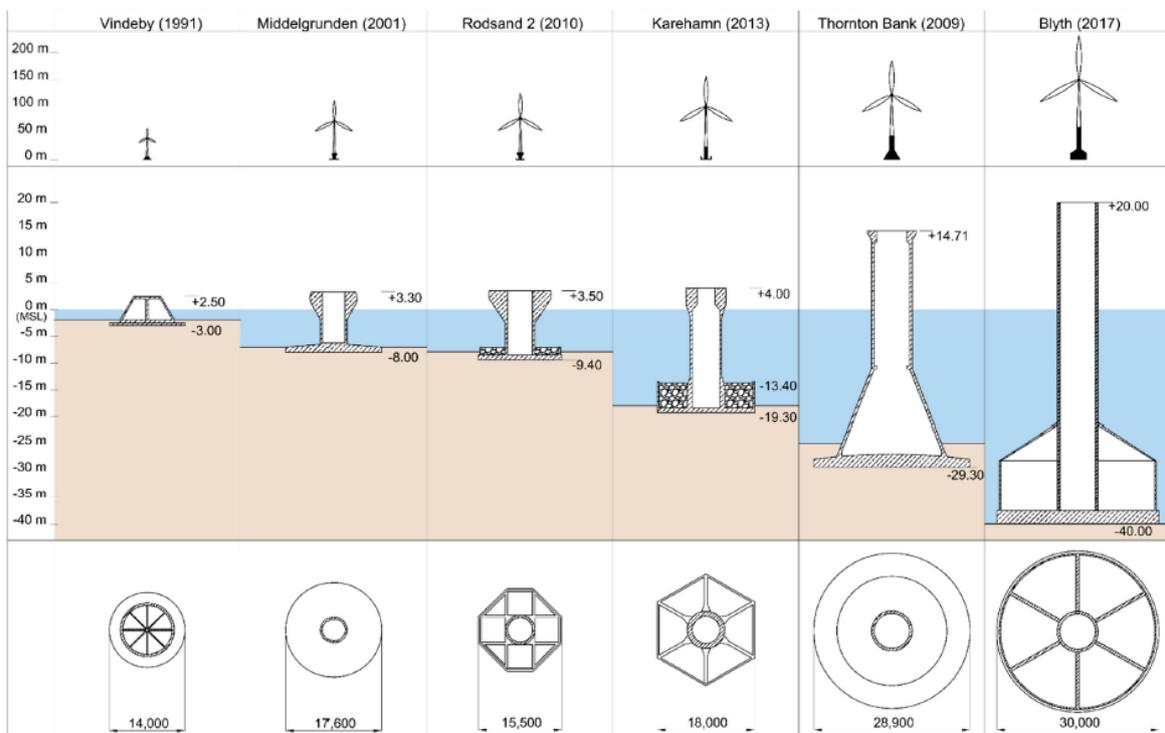


Figura 3-5- Subestruturas de base de gravidade instaladas em diversos parques eólicos (MATHERN, HAAR e MARX, 2021)

A GBF é um tipo de fundação normalmente rebocada e posteriormente afundada na água, se assentando pela ação da gravidade. São estruturas construídas com concreto e barras de aço reforçadas, oferecendo tanto resistência à tração quanto ductilidade. Além disso, o concreto é usado para reduzir a quantidade de aço necessária, oferecendo bom comportamento na resistência à compressão.

A construção desse tipo de fundação necessita de grandes áreas, como, por exemplo, um porto, onde as fundações possam ser construídas e armazenadas para só então serem transportadas (as fundações podem passar de 3.000 toneladas, o que as torna mais difíceis de transportar no mar) (KOEKKOEK, 2015). A construção da fundação de base de gravidade em concreto, em geral, é mais barata quando comparada com uma *monopile* de aço devido ao custo reduzido do concreto com relação ao aço, sendo o concreto usado para reduzir a quantidade de aço necessária. Mesmo que a diferença de peso seja considerável, os custos totais de construção podem ser menores para uma GBF, levando em conta aspectos construtivos, de instalação, assim como o tipo de solo e estratigrafia do terreno.

A Figura 3-6 mostra um exemplo da produção de uma fundação de base de gravidade. Durante a produção e instalação dessas fundações, podem ocorrer alguns problemas como, por exemplo, a fissuração térmica precoce do concreto, danos às subestruturas durante a instalação no mar, dificuldade de atendimento a critérios dimensionais geométricos e problemas de durabilidade na interface entre a subestrutura e a torre (MATHERN, HAAR e MARX, 2021).



Figura 3-6- Fundação de base de gravidade (GIFFORD, 2005)

Algumas das principais desvantagens da utilização da fundação de base de gravidade para turbinas eólicas *offshore* é o tempo de construção relativamente longo e a complexidade da construção das fundações. Devido à crescente profundidade dos parques eólicos *offshore*, a altura das fundações também tende a crescer para vencer a lâmina d'água, o que resulta em estruturas mais pesadas, o que dificulta o içamento e transporte dessas fundações (KOEKKOEK, 2015). Um exemplo da complexa engenharia necessária para realizar o içamento dessas fundações é mostrado na Figura 3-7.



Figura 3-7 - Içamento de fundação de base de gravidade (ALONSO, 2013)

### 3.3 Dinâmica de Estruturas e Vibrações

A dinâmica das estruturas é um campo crucial para a compreensão do comportamento dinâmico das turbinas eólicas. Este tópico apresentará os conceitos fundamentais da dinâmica estrutural da torre eólica *offshore* com fundação de gravidade, incluindo frequência natural, modo de vibração, amortecimento e ressonância. A análise modal, fundamental para a determinação dos modos de vibração das turbinas eólicas, também será abordada.

Em geral, os sistemas de turbinas eólicas consistem basicamente em cinco componentes físicos: rotor, transmissão, gerador, estrutura de suporte e sistema de controle. Cada um desses componentes terá impacto no comportamento dinâmico resultante do conjunto.

#### 3.3.1 Frequência Natural

A análise modal teórica de um modelo é feita através da descrição do comportamento da estrutura como modos de vibração denominado modelo modal. Este modelo é definido como um conjunto de frequências naturais com fator de amortecimento e modos naturais de vibração. A Figura 3-8 mostra a sequência de avaliação para a análise da frequência e amplitude de resposta do modelo. O resultado pode ser representado pelo método da superposição modal, que corresponde à excitação da estrutura, em um conjunto de respostas em função da frequência (LENGVARSKÝ, 2013).

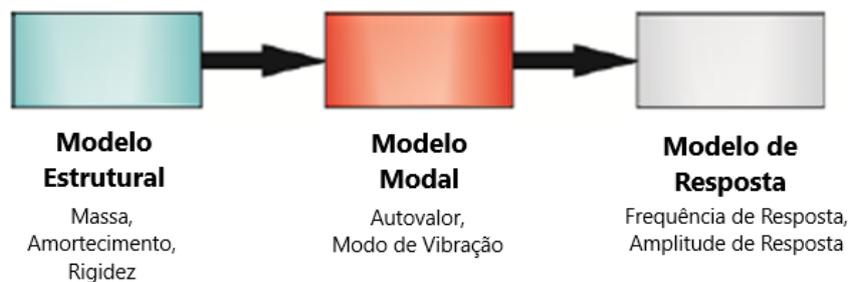


Figura 3-8- Diagrama da análise de vibração. Adaptado de (LENGVARSKÝ, 2013)

Na dinâmica estrutural o equilíbrio de um sistema vibratório é geralmente descrito conforme Equação (3-1), por um conjunto de equações diferenciais ordinárias:

$$M \cdot X''(t) + C \cdot X'(t) + K \cdot X(t) = F(t) \quad (3-1)$$

Onde,  $M$ ,  $C$  e  $K$  são matrizes de coeficientes constantes de massa, amortecimento e rigidez, respectivamente.

Conforme Barltrop (BARLTROP e ADAMS, 1991) descreve no seu texto, para explicar os princípios de análise de sistemas múltiplos graus de liberdade, um sistema com dois de graus de liberdade pode ser usado como exemplo. Quando um sistema requer duas deflexões para descrever seu movimento, ele possui dois graus de liberdade e duas frequências naturais. A vibração livre em uma dessas frequências naturais resulta em uma relação particular entre as amplitudes e fases dos dois graus de liberdade, sendo chamada de modo normal. Portanto, um sistema com 'n' graus de liberdade terá 'n' modos normais de vibração, um modo para cada uma das frequências naturais.

Quando uma força de excitação harmônica é aplicada à massa, a magnitude e a fase do deslocamento resultante dependem da frequência de excitação da estrutura. Dessa forma, a estrutura pode responder de três maneiras distintas:

- Quase estático (ou rígido)
- Ressonante
- Domínio da Inércia (ou suave)

Para frequências de excitação abaixo da frequência natural do sistema a resposta será quase estática. Nessa condição, o deslocamento da estrutura seguirá a variação da força quase instantaneamente, se aproximando do comportamento de excitação de uma força estática. Nas frequências de excitação dentro da região de frequência natural do sistema, o deslocamento da estrutura é maior do que seria estaticamente, fazendo com que o sistema vibre com amplitudes cada vez maiores, entrando na condição de ressonância. Para frequências de excitação acima da frequência natural, a estrutura não acompanha a excitação da carga. Sendo assim, a inércia do sistema domina e conseqüentemente o nível de resposta é baixo (VAN DER TEMPEL e MOLENAAR, 2002)

As forças de inércia dependem da matriz de massa  $M$ . Se a massa for modelada como concentrada nos nós, então os termos fora da diagonal na matriz de massa são todos zero. Alternativamente, a continuidade da massa na estrutura real pode ser levada em consideração. Dessa forma, é gerada uma matriz de massa consistente que possui termos fora da diagonal principal. As forças restauradoras dependem da matriz de rigidez  $K$ , onde

$k_{ij}$  é a resultante da força aplicada na direção da liberdade  $i$  devido a um deslocamento unitário na liberdade  $j$  com todos os outros deslocamentos zero. Os deslocamentos dos vários graus de liberdade são  $x_i$  que representam  $x, y, z, \theta_x, \theta_y, \theta_z$  para um nó típico em uma estrutura em análise (BARLTROP e ADAMS, 1991).

A determinação da resposta estrutural na condição de vibração livre pode ser descrita na Equação (3-2) (LENGVARSKÝ, 2013):

$$M \cdot X'' + C \cdot X' + K \cdot X = 0 \quad (3-2)$$

Essa formulação também pode ser reescrita para determinação da constante de amortecimento  $\delta$  e da frequência natural angular  $\omega_n$ :

$$X'' + 2 \cdot \delta \cdot X' + \omega_n^2 \cdot X = 0 \quad (3-3)$$

$$\delta = \frac{C}{2 \cdot M} \quad (3-4)$$

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (3-5)$$

Para o caso de uma constante de amortecimento  $\delta = 0$ , a função de deslocamento é apresentada na Equação (3-6):

$$x(t) = A \cdot \cos(\omega_n \cdot t) + B \cdot \text{sen}(\omega_n \cdot t) = \text{sen}(\omega_n \cdot t + \phi) \quad (3-6)$$

A Figura 3-9 mostra a função de vibração livre que consiste do deslocamento harmônico de  $x$ .

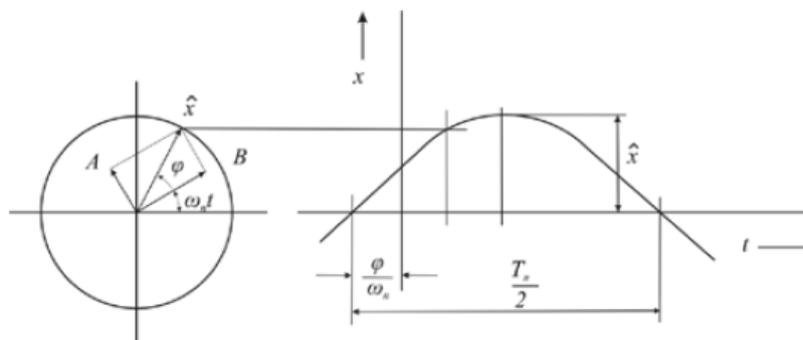


Figura 3-9- Função da vibração livre sem amortecimento

Dessa forma, os valores do período  $T_n$  e da frequência natural da estrutura  $f_n$  podem ser determinados na Equação (3-7) e na Equação (3-8).

$$T_n = \frac{2 \cdot \pi}{\omega_n} \quad (3-7)$$

$$f_n = \frac{1}{T_n} \quad (3-8)$$

### 3.3.2 Modos de Vibração

Existe outro conjunto importante de informações que pode ser obtido a partir do modelo modal. Essa informação é o padrão de deflexão associado a cada frequência natural. O padrão de deflexão associado à primeira frequência natural é chamado de primeiro modo de vibração e aquele associado à segunda frequência natural é chamado de segundo modo de vibração, e assim por diante. De maneira geral, os modos de vibração são sempre distintos, ou seja, em análise matricial eles são vetores linearmente independentes e são muito úteis para fins de análise e testes de vibração.

Dessa forma, a análise modal estuda as características naturais de uma estrutura linear. O estudo das frequências naturais e dos diferentes modos de vibração ajuda na compreensão do padrão de comportamento estrutural inicial e com aplicação de diferentes forças de excitação.

### 3.3.3 Amortecimento

O amortecimento de um sistema estrutural depende da frequência de vibração e está relacionado à perda de energia do sistema devido ao atrito ou deslizamento dentro do material. Além do amortecimento interno, existem também os amortecimentos hidrodinâmicos, histeréticos (solo) e aerodinâmicos. O amortecimento é uma questão dinâmica bem complexa e, dependendo do projeto estrutural a ser realizado, a sua avaliação deve ser feita por uma análise experimental e não apenas por análises numéricas.

Existem vários tipos de forças dissipativas através do amortecimento. A energia em um sistema vibratório é, geralmente, dissipada em calor, sendo a dissipação geralmente determinada sob condições de oscilações cíclicas. A Figura 3-10 e a Figura 3-11 mostram exemplos da dissipação de energia devido ao amortecimento em um sistema vibratório.

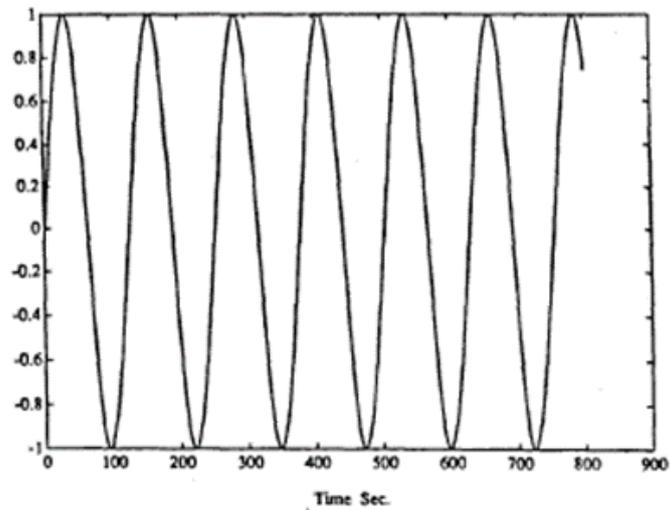


Figura 3-10- Vibração sem amortecimento. (LIANG e LEE, 1991)

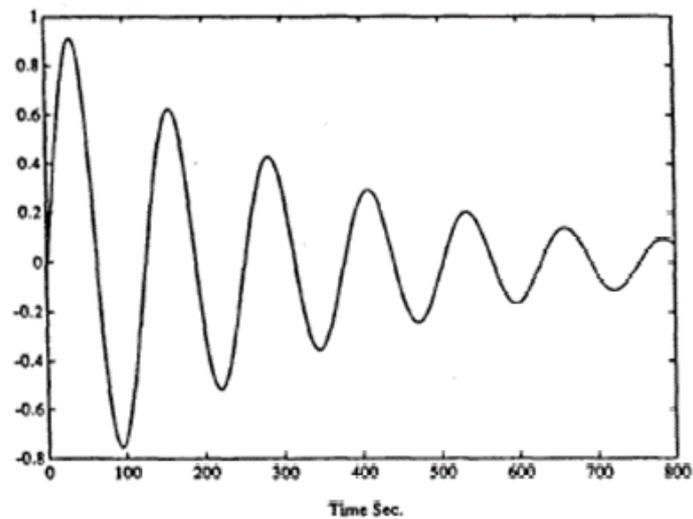


Figura 3-11- Vibração com amortecimento. (LIANG e LEE, 1991)

Como as turbinas eólicas são estruturas fracamente amortecidas, seu fator de amortecimento total é normalmente obtido através da soma dos fatores de amortecimento aerodinâmico, hidrodinâmico, estrutural e do solo (GOMES, 2019).

### 3.4 Dinâmica dos Carregamentos

Segundo as normas internacionais (DNVGL-ST-0437, 2016), as cargas atuantes nas turbinas eólicas *offshore* podem ser classificados da seguinte maneira:

- Cargas inercias e gravitacionais;
- Cargas operacionais;
- Cargas aerodinâmicas;
- Cargas hidrodinâmicas;
- Cargas hidrostáticas;
- Cargas de gelo marinho;
- Cargas sísmicas;
- Cargas de impacto do barco.

Dado que nesse desenvolvimento o sítio de localização da turbina eólica *offshore* se encontrará no Brasil, serão consideradas apenas as cargas inercias e gravitacionais, operacionais, aerodinâmicas e hidrodinâmicas, pois são consideradas as cargas mais relevantes na localidade onde a fundação será construída, simplificando o projeto.

As cargas inerciais e gravitacionais que agem na turbina podem ser estáticas ou dinâmicas. A componente estática desse carregamento é correspondente aos elementos não rotacionais que compõem a turbina, como a nacelle, torre e fundação, que são cargas permanentes, que atuam durante a vida útil da estrutura.

#### 3.4.1 Frequência de Excitação do Rotor

Além da parcela estática, existe também a componente dinâmica do carregamento, devido aos componentes rotativos. As cargas operacionais são originadas pela variação da velocidade do vento em função da altura e da interferência no vento devido à presença das pás. Esses fenômenos irão produzir a rotação das pás e o estudo dessas frequências de excitação é um importante requisito de projeto para evitar uma amplificação dinâmica da resposta estrutural.

A frequência de rotação constante da pá é a primeira frequência de excitação da turbina eólica, geralmente referida como 1P. A segunda frequência de excitação é a frequência de passagem das pás do rotor conforme o número total de pás, referida a 2P para uma turbina equipada com duas pás do rotor e 3P para um rotor de três pás (VAN

DER TEMPEL e MOLENAAR, 2002). A Figura 3-12 mostra as faixas de frequências de excitação 1P e 3P para turbinas eólicas de 10 MW.

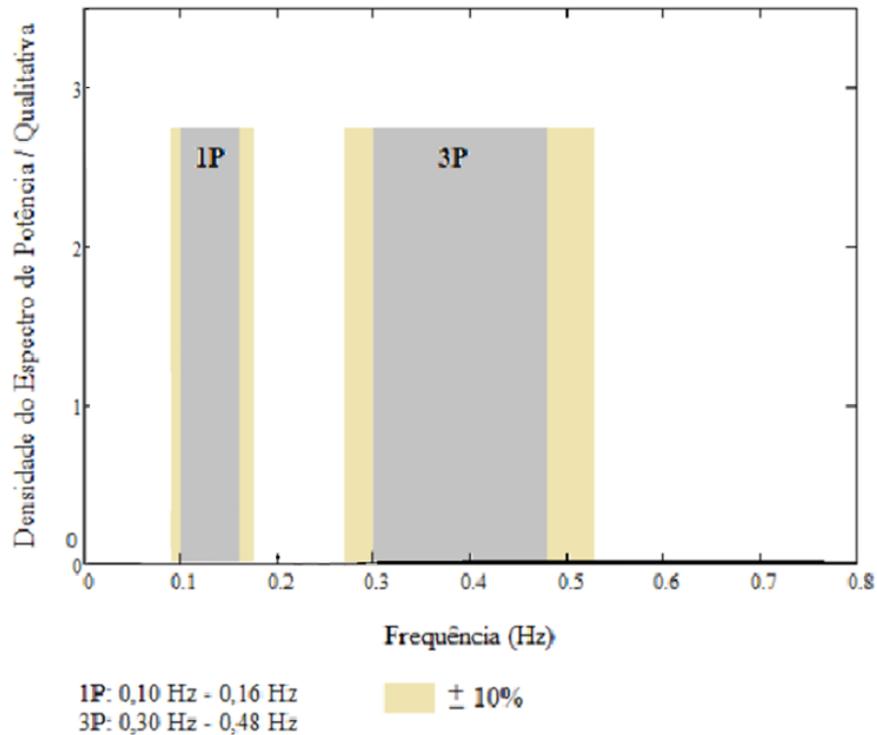


Figura 3-12- Faixas de frequências de excitação 1P e 3P, adaptado de Dorscheidt (DORSCHIEDT, 2020)

Assim, a estrutura da turbina eólica está sujeita a diferentes excitações que ocorrem devido ao seu próprio funcionamento. Conforme com a norma internacional (DNVGL-ST-0126, 2018), as frequências iguais a 1P e 3P devem ser evitadas com uma diferença de pelo menos 5% da frequência natural da estrutura, conforme indicado na Equação (3-9).

$$\frac{f_R}{f_{0,n}} \leq 0,95 \quad \text{ou} \quad \frac{f_R}{f_{0,n}} \geq 1,05 \quad (3-9)$$

Onde  $f_R$  é a frequência de excitação da faixa de frequência de rotação do rotor na condição operacional normal e frequência de transição das pás do rotor;  $f_{0,n}$  é a  $n$ -ésima frequência natural do sistema estrutural completo.

Portanto, conforme mostrado na Figura 3-13, um projeto de turbina eólica *offshore* pode ser realizado considerando três possíveis condições. Com frequência natural abaixo

da 1P (soft-soft), com frequência natural entre 1P e 3P (*soft-stiff*), ou uma estrutura bastante rígida com frequência natural acima de 3P (*stiff-stiff*).

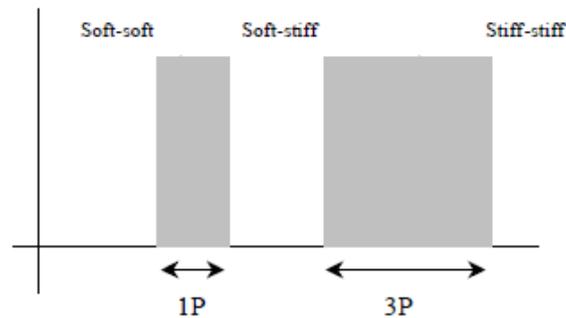


Figura 3-13- Intervalos de frequência para um sistema de turbina eólica. (VAN DER TEMPEL e MOLENAAR, 2002)

Portanto, as turbinas eólicas *offshore* costumam ser projetadas para a classificação *soft-stiff*, já que a classificação soft-soft acaba fazendo com que o sistema estrutural seja muito flexível e também suscetíveis às regiões de maior energia dos espectros de onda e vento. Já classificação *stiff-stiff* necessita de uma estrutura muito robusta, conseqüentemente mais cara.

### 3.4.2 Carga de Vento

A determinação do perfil de velocidade do vento com a altura, além de contribuir na estimativa de geração de energia da turbina eólica, também ajuda a fazer uma avaliação de ressonância como explicado na Seção 3.3.1. O perfil vertical de vento utilizado é apresentado na Equação (3-10), baseado na formulação disponível no SACS (BENTLEY, 2021) e também adotado pela referência (NBR-6123, 2022). O perfil exponencial é expresso em termos do vento médio com velocidade de referência  $V(r)$ , onde  $z$  é a altura e  $z_r$  é a altura de referência de 10 m.

$$V(z) = V(r) \cdot \left(\frac{z}{z_r}\right)^{\frac{1}{8}} \quad (3-10)$$

A distribuição da velocidade do vento durante um longo período pode ser expressa por meio de uma função de densidade de probabilidade. Segundo a norma internacional (DNVGL-RP-C205, 2019), uma distribuição Weibull pode ser assumida para o período arbitrário de 10 minutos, caso não seja especificado uma condição contrária, com

velocidade média do vento U10 em uma determinada altura z acima do nível da água do mar. A função cumulativa de probabilidade é apresentada na Equação (3-11):

$$F_{U10}(u) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{u}{A}\right)^k\right) \quad (3-11)$$

Onde o parâmetro de escala A e o parâmetro de forma k dependem da localização e da altura. Para algumas aplicações, incluindo aplicações onde a previsão de velocidades extremas do vento é de interesse, um cálculo da distribuição Weibull com três parâmetros (Equação (3-12)) pode fornecer mais flexibilidade e melhor ajuste aos dados, onde o parâmetro  $\gamma$  é referente à locação da função da distribuição de probabilidade, sendo equivalente à média na distribuição normal.

$$F_{U10}(u) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{u - \gamma}{A}\right)^k\right) \quad (3-12)$$

Caso haja a ausência de medições da velocidade do vento, a distribuição de Weibull pode ser escolhida para representar a distribuição da velocidade média dos ventos em um período de 10 minutos. Nesse período, considera-se que a velocidade média do vento e o desvio padrão devido à turbulência permanecem o mesmo. (DNVGL-RP-C205, 2019)

Para entender o comportamento das cargas dinâmicas em turbinas eólicas é muito comum a utilização da densidade espectral que buscam simular o comportamento do vento de forma mais realista. Existe uma vasta gama de espectros trazidos pela DNV (DNVGL-RP-C205, 2019) como:

- Davenport
- Harris
- Simiu e Leigh
- Ochi e Shin
- Frøya

Para o projeto apresentado nessa dissertação foi utilizado o espectro de Harris para a simulação das características estocásticas da carga de vento na estrutura e nas pás, conforme apresentado na Equação (3-13).

$$S_U(f) = \sigma_u^2 \cdot \frac{4 \cdot \frac{L_u}{U_{10}}}{\left(1 + 70,8 \cdot \left(\frac{f \cdot L_u}{U_{10}}\right)^2\right)^{5/6}} \quad (3-13)$$

Onde  $f$  corresponde à frequência;  $L_u$  é uma escala de comprimento integral. A escala de comprimento integral  $L_u$  está na faixa 60 m – 400 m com um valor médio de 180 m. A menos que seja especificado o contrário, a escala de comprimento integral  $L_u$  pode ser calculada conforme Equação (3-14), onde  $z$  é a altura e  $z_0$  é o parâmetro de rugosidade do terreno.

$$L_U = 300 \cdot \left(\frac{z}{300}\right)^{0,46+0,074 \cdot \ln(z_0)} \quad (3-14)$$

### 3.4.3 Carga de Onda

As condições de onda que devem ser consideradas para fins de projeto estrutural podem ser descritas por métodos determinísticos ou por métodos estocásticos. Para uma estrutura com resposta quase estática (conforme apresentado na Seção 3.3.1), a utilização de ondas regulares determinísticas, caracterizadas por comprimento, altura e período de onda é satisfatório. Para o método de onda determinística, os parâmetros podem ser previstos por análises estatísticas. Estruturas com resposta dinâmica significativa requerem modelagem estocástica da superfície do mar e sua cinemática por séries temporais. Um estado do mar é especificado por um espectro de frequência de onda com uma determinada altura, uma frequência representativa, uma direção média de propagação e uma função de espalhamento. (DNVGL-RP-C205, 2019)

A teoria hidrodinâmica consiste na escolha de um modelo de onda adequado que permita o cálculo da cinemática da partícula de onda. Existem diversas teorias de onda na literatura que descrevem, por meio de formulações, o comportamento da superfície do mar e o grau que ela satisfaz as condições de contorno da superfície marítima. As teorias de onda regular mais adequadas para cada caso são apresentadas no diagrama da Figura 3-14, de conforme a profundidade da lâmina d'água e com a altura da onda.

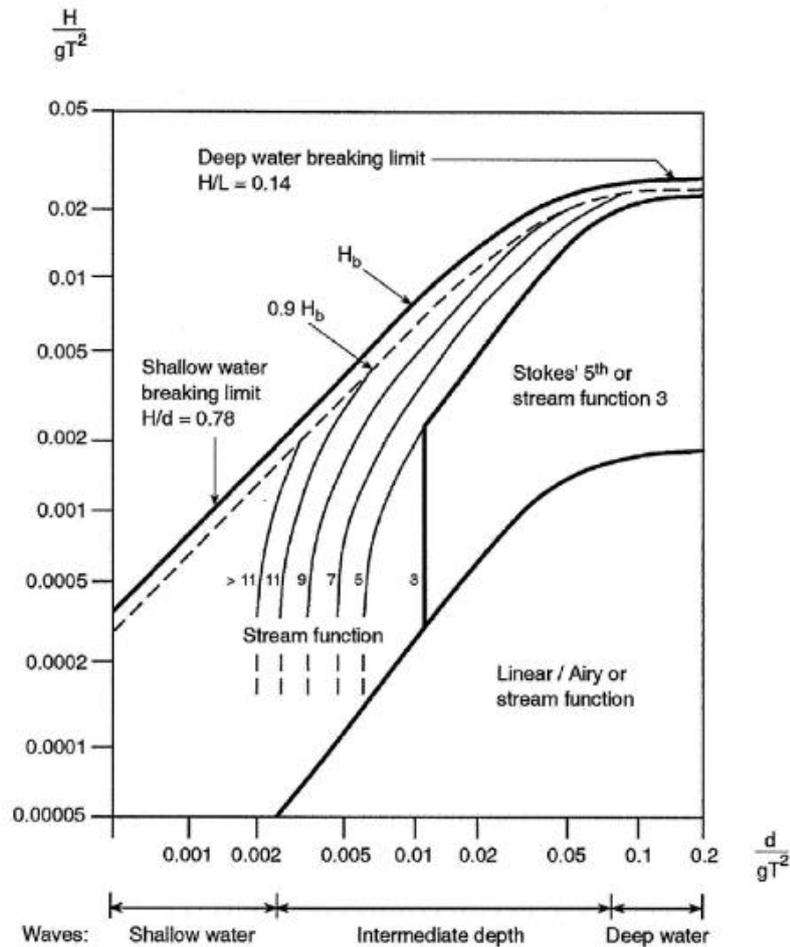


Figura 3-14- Diagrama para seleção da teoria de onda regular (DNVGL-RP-C205, 2019)

A teoria linear das ondas de Airy é um modelo matemático que descreve a propagação de ondas de pequenas amplitudes. Essa teoria é baseada nas equações de onda de Airy, considerando que a altura de onda é pequena quando comparada com o comprimento de onda ou a profundidade da lâmina d'água. A teoria linear das ondas de Airy é útil para prever o comportamento das ondas em diferentes condições, como a altura das ondas, a velocidade de propagação e a energia transportada pelas ondas (CHAKRABARTI, 1987).

Embora a altura significativa das ondas e o período médio sejam indicadores úteis da natureza das ondas, também é importante ao analisar uma estrutura no mar a condição de resposta estrutural conforme a propagação dos períodos das ondas e a propagação de direções das ondas. Essa análise pode ser realizada a partir de espectros de onda representativos da superfície marítima.

Assim como acontece para o carregamento de vento, as ondas também podem ser representadas por meio de uma densidade espectral. O espectro é composto por uma superposição de harmônicos com diferentes alturas de onda, períodos e comprimentos e, a partir dele, é possível formular um estado de mar irregular. A forma geral do espectro é muito importante para determinar se a frequência natural será excitada pelas ondas, gerando uma resposta de ressonância da estrutura. Por exemplo, o espectro do tipo JONSWAP (*Joint North Sea Wave Project*) causará mais excitação de frequências naturais próximas ao pico espectral e menor excitação de frequências naturais mais distantes do pico espectral. (BARLTROP e ADAMS, 1991)

Segundo a norma internacional (DNVGL-RP-C205, 2019), o espectro de JONSWAP é considerado um modelo com formulações razoáveis para a condição apresentada na Equação (3-15), onde  $H_s$  é a altura de onda significativa e  $T_p$  é o período de pico.

$$3,6 < \frac{T_p}{\sqrt{H_s}} < 5 \quad (3-15)$$

O espectro JONSWAP, utilizado na análise hidrodinâmica desse projeto, é frequentemente aplicado para mares de parques eólicos e foi desenvolvido a partir de medições feitas na ilha de Sylt, na baía alemã do Mar do Norte. Ainda segundo a norma internacional (DNVGL-RP-C205, 2019), o espectro JONSWAP estende o espectro de Pierson-Moscowitz (PM) para incluir mares limitados, descrevendo mares em desenvolvimento. Esses dois espectros descrevem condições de vento e mar que ocorrem frequentemente nos estados de mar mais severos. O espectro tem um pico variavelmente mais alto, mas mais estreito do que o Pierson-Moscowitz. Na Figura 3-15, são mostrados três exemplos de espectros, com os mesmos parâmetros de altura e período de onda, com a variação do parâmetro de pico  $\gamma$ .

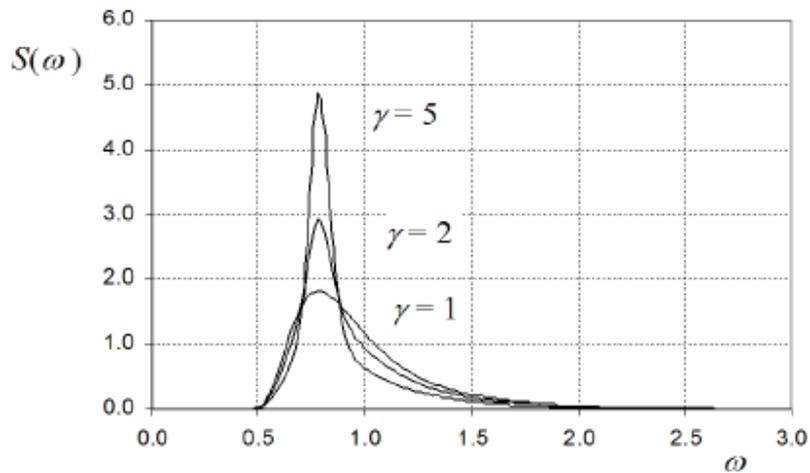


Figura 3-15- Exemplo do espectro de JONSWAP para diferentes parâmetros de pico.  
(DNVGL-RP-C205, 2019)

O espectro JONSWAP  $S_j(\omega)$ , apresentado na Equação (3-16), é formulado como uma modificação com relação ao espectro de Pierson-Moscowitz  $S_{PM}(\omega)$ , apresentado na Equação (3-17), para um estado de mar gerado pelo vento em desenvolvimento em uma situação limitada, onde  $\omega_p = 2 \cdot \pi / T_p$ ,  $\sigma$  é o parâmetro de largura do espectro,  $\gamma$  é o parâmetro de pico e  $A_\gamma$  é o fator normalizador.

$$S_j(\omega) = A_\gamma \cdot S_{PM}(\omega) \cdot \gamma^{\exp\left(-0,5 \cdot \left(\frac{\omega - \omega_p}{\sigma \cdot \omega_p}\right)^2\right)} \quad (3-16)$$

$$S_{PM}(\omega) = \frac{5}{16} \cdot H_s^2 \cdot \omega_p^4 \cdot \omega^{-5} \cdot \exp\left(-\frac{5}{4} \cdot \left(\frac{\omega}{\omega_p}\right)^{-4}\right) \quad (3-17)$$

A determinação das forças de onda nas estruturas offshore é uma das principais tarefas em um projeto de estruturas. Embora a natureza aleatória das ondas proporcione limitações na descrição matemática da superfície das ondas, algumas teorias disponíveis que foram consolidadas por meio de estudos analíticos, laboratoriais e com medições no mar são capazes de prever de forma razoavelmente assertiva as forças na estrutura geradas pelas ondas (CHAKRABARTI, 1987). As forças nas estruturas offshore podem ser calculadas das seguintes formas:

- Equação de Morison
- Teoria de Froude-Krylov
- Teoria da Difração

A equação de Morison assume que a força resultante das ondas é composta pela força de inércia e pela força de arrasto por uma soma linear. Essa equação é aplicável quando a parcela da força resultante do arrasto é significativa na estrutura, o que é comum quando o diâmetro da estrutura é pequeno quando comparado com o comprimento da onda.

Nos casos em que a parcela da força de arrasto é pequena e a força de inércia é predominante, mas a dimensão da estrutura ainda é relativamente menor do que o comprimento da onda, a teoria de Froude-Krylov é aplicável. Quando a dimensão da estrutura for comparável ao comprimento da onda, espera-se que a presença da estrutura altere o comportamento da onda e, nesses casos, a teoria da difração deverá ser utilizada para determinação das forças de onda.

Nesse trabalho, será utilizada a equação de Morison, considerando que o fuste da fundação possui diâmetro consideravelmente menor do que o comprimento da onda, conforme apresentado na Figura 3-16. Essa equação propõe que a força de onda, exercida por uma superfície de onda não afetada pela estrutura e que considera que a estrutura cilíndrica se estende até o leito marinho, é composta por componentes de arrasto e de inércia.

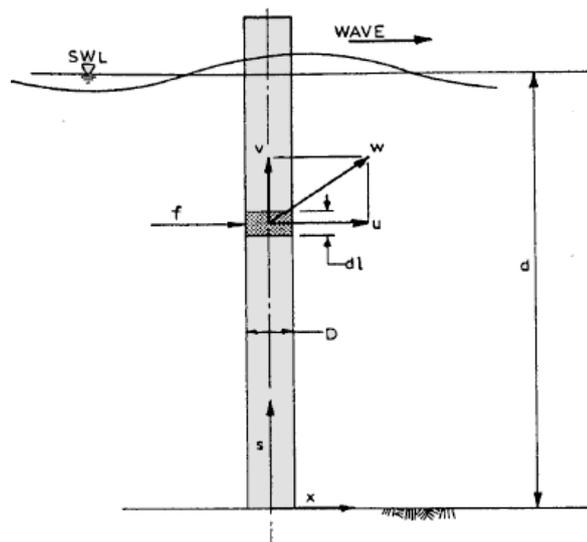


Figura 3-16 - Representação esquemática das forças de onda em estrutura cilíndrica de pequeno diâmetro (CHAKRABARTI, 1987)

Para o cálculo do componente de inércia, é considerado que, à medida que a partícula de água em movimento passa pelo cilindro circular, ela acelera e desacelera a

estrutura. A representação dessa força em um elemento infinitesimal do cilindro é descrita na Equação (3-21).

$$df_I = C_M \cdot \rho \cdot \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \frac{\delta u}{\delta t} ds \quad (3-18)$$

Onde  $df_I$  é a força de inércia no segmento  $ds$  do fuste,  $D$  é o diâmetro do fuste,  $\frac{\delta u}{\delta t}$  é a aceleração da partícula de água no centro do cilindro e  $C_M$  é o coeficiente de inércia. A principal causa do componente da força de arrasto é devido à geometria da estrutura, que gera um diferencial de pressão entre a região da face da estrutura no qual ocorre a atuação direta da superfície da onda e a face contrária da estrutura, conforme mostrado na Figura 3-17.

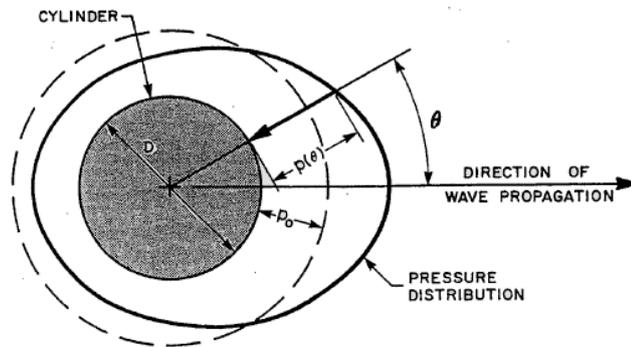


Figura 3-17 - Representação da distribuição de pressão da onda em um cilindro (CHAKRABARTI, 1987)

O cálculo da força de arrasto em um elemento infinitesimal do cilindro é apresentado Equação (3-19), onde  $df_D$  é a força de arrasto no segmento  $ds$  do fuste,  $D$  é o diâmetro do fuste,  $u$  é a velocidade instantânea da partícula de água e  $C_D$  é o coeficiente de arrasto.

$$df_D = \frac{1}{2} \cdot C_D \cdot \rho \cdot D \cdot |u| \cdot u ds \quad (3-19)$$

Assim, a equação de Morison pode ser descrita somando os dois componentes de inércia e de arrasto, conforme mostrado na Equação (3-20).

$$f = C_M \cdot \rho \cdot \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \frac{\delta u}{\delta t} + C_D \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot D \cdot |u| \cdot u \quad (3-20)$$

### 3.5 Geotecnia e Comportamento do Solo

A geotecnia desempenha um papel essencial no projeto de fundações, uma vez que a fundação de uma turbina eólica deve suportar não apenas as cargas da estrutura, mas também as condições ambientais do local. Como o solo calcário, predominante em grande área da costa *offshore* do Brasil, possui propriedades mais específicas e nenhum estudo geotécnico foi realizado para o levantamento desses dados nesse projeto, o solo arenoso foi utilizado nessa dissertação, pois apresenta elevada capacidade de carga e propriedades já difundidas nas literaturas geotécnicas, incluindo propriedades do solo, análise de capacidade do solo e o conhecimento do comportamento de ruptura do solo.

#### 3.5.1 Propriedades do Solo

Quando um solo é solicitado, o seu comportamento pode ser subdividido em respostas de compressão e cisalhamento. A compressão no solo de uma turbina eólica ocorre devido ao peso da estrutura (torre, nacelle e fundação) e dos momentos atuantes que provocam compressão do solo. Quando o solo está sujeito a esses esforços compressivos, a caracterização da resposta do solo se dá pela compressão elástica imediata, em seguida pela fase de consolidação e fluência do solo. A fase de fluência é à variação do índice de vazios para uma tensão efetiva constante ao longo do tempo. Este efeito pode ser desprezado em solos arenosos. (RANDOLPH e GOURVENEK, 2011)

A teoria da elasticidade linear isotrópica (tensão-deformação são independentes da orientação do corpo) é comumente utilizada em aplicações da mecânica estrutural. As aplicações da teoria são úteis para estimar recalques, efeitos de carregamento cíclico e rigidez da fundação. A teoria é uma aplicação da lei de Hooke a materiais isotrópicos. A teoria assume que a relação entre as tensões aplicadas a um corpo e as deformações associadas estão relacionadas por equações matemáticas lineares. Para solo de material isotrópico que obedece ao princípio de tensão efetiva de Terzaghi, as equações relativas para eixos ortogonais fixos {x, y, z} podem ser escritas conforme Equação (3-21) e Equação (3-22) (DEAN, 2010):

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \cdot \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu \\ -\nu & 1 & -\nu \\ -\nu & -\nu & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta\sigma'_{xx} \\ \Delta\sigma'_{yy} \\ \Delta\sigma'_{zz} \end{bmatrix} \quad (3-21)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (3-22)$$

Onde  $\varepsilon_{xx}$ ,  $\varepsilon_{yy}$  e  $\varepsilon_{zz}$  representam deformações normais na direção do eixo x, y ou z e  $\Delta\sigma'_{xx}$ ,  $\Delta\sigma'_{yy}$  e  $\Delta\sigma'_{zz}$  são as variações na tensão efetiva. Os parâmetros do material E e G são respectivamente o módulo de Young e o módulo de cisalhamento, e  $\nu$  é o coeficiente de Poisson.

Ainda segundo Dean (DEAN, 2010), a teoria da elasticidade assume que os parâmetros elásticos são constantes. Entretanto, esse comportamento não se aplica para os solos, pois eles particularmente dependem da tensão e, conseqüentemente, da sua condição de confinamento. Valores típicos para o módulo de Young estão na faixa de 10 - 100 MPa, considerando areia fofa para densa. Para areias submetidas a carregamentos cíclicos, esses valores podem chegar a 100 - 700 Mpa, considerando areias fofas a densas.

Para um solo saturado, a tensão eficaz na produção da resistência de atrito é a tensão entre as partículas. Assim, o princípio da tensão efetiva apresentado na Equação (3-23) afirma que a tensão efetiva  $\sigma'$  é a tensão total  $\sigma$  menos a poropressão da água  $u$  (TERZAGHI, 1943).

$$\sigma' = \sigma - u \quad (3-23)$$

De acordo com Randolph (RANDOLPH e GOURVENEK, 2011), a resposta ao cisalhamento de um solo depende do seu índice de vazios, da tensão normal efetiva e tensões de cisalhamento atuando na massa de solo. A hipótese de atrito de Coulomb é usada para determinar a combinação de tensão cisalhante e normal que irá causar a fratura do material, sendo a resistência ao cisalhamento de todos os solos não cimentados dado pela resultante da força de atrito. Dessa forma, a resistência ao cisalhamento  $\tau$  no plano de falha é apresentado na Equação (3-24) como uma função da tensão efetiva normal  $\sigma'$  e o ângulo de atrito do solo.

$$\tau = \sigma' \cdot \tan(\phi) \quad (3-24)$$

Considerando o equilíbrio do elemento triangular nas direções normal e tangencial é possível montar o seguinte diagrama de tensões:

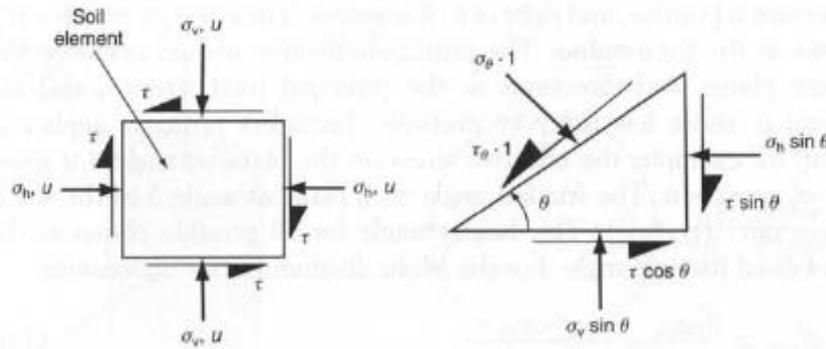


Figura 3-18- Diagrama de equilíbrio de tensões do solo (DEAN, 2010)

Aplicando o padrão de fórmulas trigonométricas, com base no equilíbrio do elemento triangular, teremos:

$$\sigma_{\theta} = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cdot \cos(2\theta) - \tau \cdot \sin(2\theta) \quad (3-25)$$

$$\tau_{\theta} = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cdot \sin(2\theta) + \tau \cdot \cos(2\theta) \quad (3-26)$$

Esses resultados podem ser plotados em um gráfico e formarão o círculo de Mohr conforme mostrado na Figura 3-19. O círculo à direita representa as tensões totais e o círculo à esquerda representa as tensões efetivas, defasados pelo valor da poropressão. A relação entre E, G e  $\mu$  também pode ser derivada usando o método de Mohr para tensão e deformação. Assim, a teoria de Mohr–Coulomb é um modelo matemático que descreve a resposta do solo à tensão cisalhante e à tensão normal.

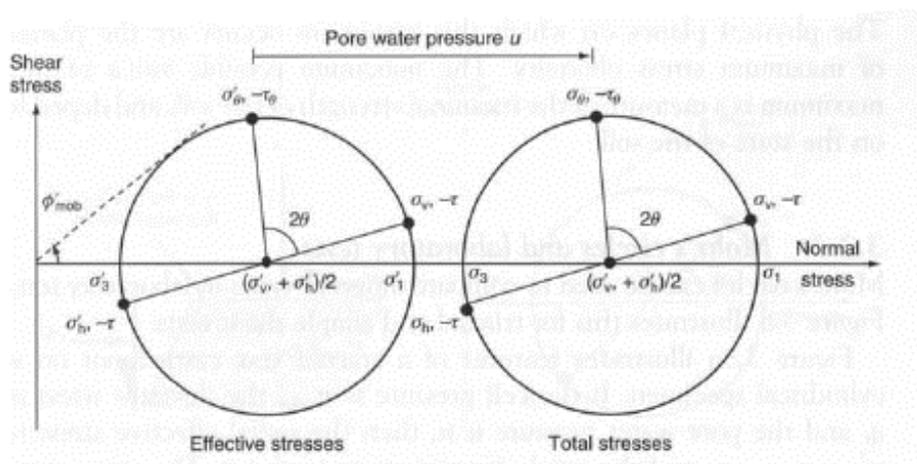


Figura 3-19- Círculo de Mohr para tensões totais e tensões efetivas (DEAN, 2010)

### 3.5.2 Capacidade do Solo

A determinação da capacidade do solo é baseada na teoria da plasticidade e, apesar das diferenças entre sistemas de fundações superficiais *offshore* e *onshore*, os métodos de projeto apresentados para o cálculo da capacidade do solo *offshore* são os mesmos adotados para projetos *onshore*. (RANDOLPH e GOURVENEC, 2011)

A capacidade de carga drenada sob compressão é geralmente maior do que a não drenada, pois o aumento nas tensões do solo leva a um aumento na resistência ao cisalhamento por atrito. Entretanto, caso a resistência seja demandada através da sucção, então a propriedade não drenada do solo apresenta condições mais vantajosas. A Figura 3-20 mostra um diagrama com as cargas atuantes no solo devido ao carregamento da fundação.

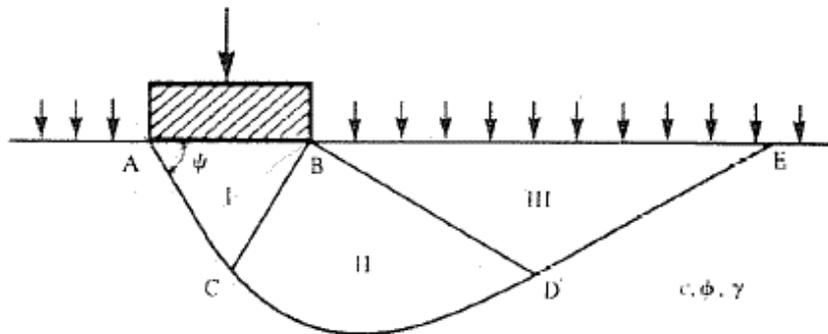


Figura 3-20- Diagrama de cargas atuantes no solo. (VESIC, 1975)

Uma abordagem recomendada para determinar a capacidade drenada de uma fundação rasa é dada por Vesic (VESIC, 1975) e apresentada na Equação (3-27). Onde  $c$  é a coesão do solo,  $q$  é a sobrepressão que atua ao redor da fundação,  $\gamma$  é a unidade de peso do solo e  $B$  é a menor dimensão da fundação.  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são coeficientes de capacidade de carga adimensionais.

$$q_0 = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (3-27)$$

Para o caso em estudo, além das cargas verticais e horizontais, também é exercido sobre a base da fundação um momento concentrado devido à aplicação da carga horizontal e o braço de alavanca da altura da torre. Nesse caso, a força de reação vertical ocorre na mesma excentricidade sobre uma base reduzida, considerando uma distribuição linear de tensão vertical ao longo de toda a área comprimida. Para fundações com

carregamentos excêntricos, gerados por momentos fletores ou forças aplicadas fora do centro de gravidade da estrutura, a excentricidade é responsável pela determinação do centro de rotação da estrutura. Para excentricidades menores do que  $B/4$ , sendo  $B$  a dimensão da base da fundação, o centro de rotação se mantém fora da projeção da fundação, fazendo com que toda a base fique comprimida conforme mostrado na Figura 3-21. Para excentricidades maiores do que  $B/4$ , o centro de rotação se posiciona abaixo da projeção da fundação, fazendo com que parte da base tenha tendências de levantamento.

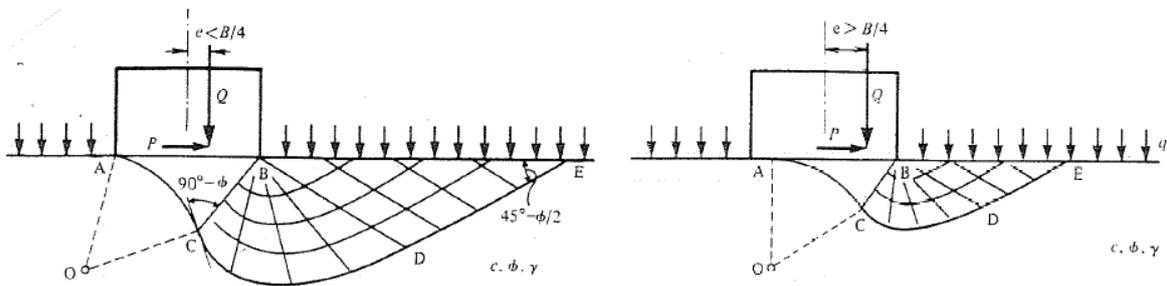


Figura 3-21 - Comportamento da fundação sob cargas excêntricas (VESIC, 1975)

Assim, o momento fletor e a carga vertical de cálculo geram uma excentricidade no carregamento ( $e = M_d/V_d$ ). Conforme sugerido por Meyerhof (MEYERHOF, 1953) e Vesic (VESIC, 1975), uma fundação circular submetida a um carregamento excêntrico pode ser analisada considerando uma fundação fictícia equivalente, centrada no ponto de aplicação da carga como mostrado na Figura 3-22.

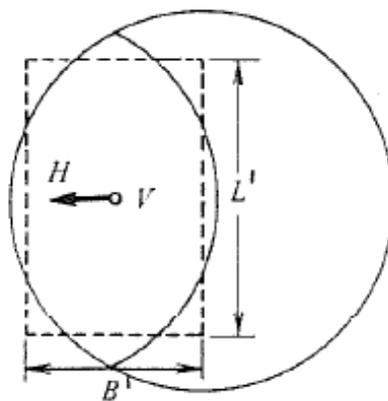


Figura 3-22 - Seção fictícia equivalente de fundação circular com carga excêntrica (MEYERHOF, 1953)

Nesse caso, a área fictícia  $A'$  e relação entre largura fictícia  $B'$  e comprimento fictício  $L'$  podem ser calculadas pela Equação (3-28) e pela Equação (3-29):

$$A' = \frac{D^2}{2} \left( \arccos \left( \frac{2 \cdot e}{D} \right) - \frac{2 \cdot e}{D} \cdot \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot e}{D} \right)^2} \right) \quad (3-28)$$

$$\frac{B'}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D - 2 \cdot e}{D + 2 \cdot e}} \quad (3-29)$$

A utilização da teoria de capacidade de carga sob carregamento combinado é particularmente significativa em projetos de fundações superficiais *offshore* devido aos grandes componentes de carga horizontal e momento resultantes dos carregamentos ambientais. Atualmente, soluções avançadas permitiram o refinamento do cálculo da capacidade de carga para fundações sob carregamento geral (carga vertical, horizontal e momento) e esses estados limites últimos podem ser previstos com relativa facilidade por meio de cálculos numéricos.

### 3.5.3 Tipos de Ruptura

Segundo Terzaghi (TERZAGHI, 1943), a ruptura do solo se dá através da curva de carga em relação à deformação e uma prova de carga em uma fundação superficial pode assumir a seguinte forma:

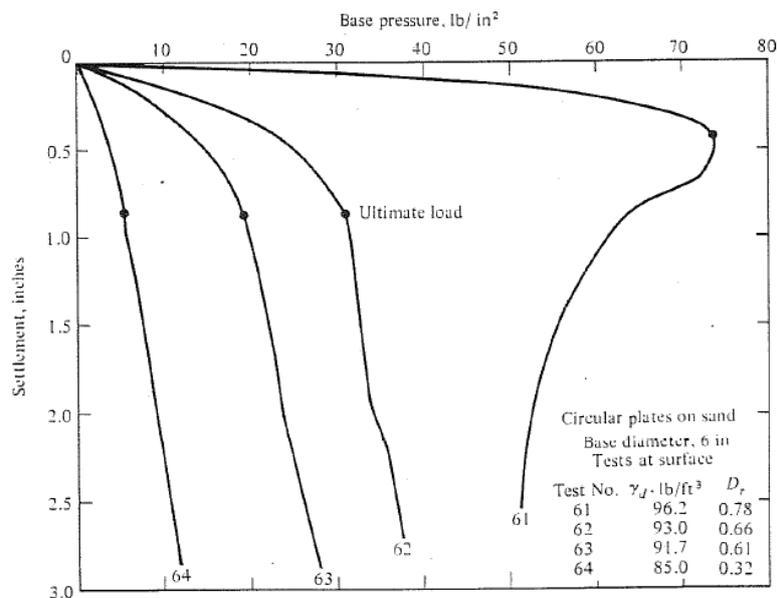


Figura 3-23- Comportamento genérico de ruptura do solo. (TERZAGHI, 1943)

No entanto, Vesic (VESIC, 1975) amplia esse conceito exemplificando a existência de três modos de ruptura, podendo ocorrer uma ruptura generalizada, localizada ou por puncionamento.

Na ruptura generalizada, o comportamento da curva de carga e deformação se aproxima do apresentado por Terzaghi, com pequenos deslocamentos para valores crescentes de carga, até que a ruptura acontece de modo brusco. Esse tipo de ruptura tem um padrão bem definido, consistindo em uma superfície de ruptura partindo de um bordo da fundação até o nível do terreno. Além disso, esse tipo de ruptura faz com que a estrutura da fundação sofra uma significativa rotação que, por sua vez, gera uma dilatação no solo adjacente. Para fundações superficiais, esse tipo de ruptura acontece principalmente em areias compactas.

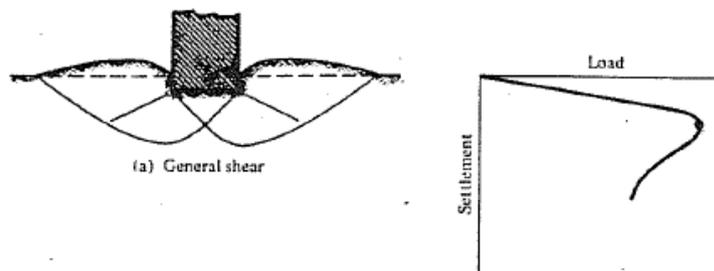


Figura 3-24- Comportamento da ruptura generalizada do solo. (VESIC, 1975)

Já a ruptura localizada se caracteriza pela existência de um padrão de ruptura bem definido apenas imediatamente abaixo da fundação. Apesar de haver a tendência de intumescimento na região adjacente à fundação, ela é menor do que ao que ocorre na ruptura generalizada e não ocorre a rotação da fundação.

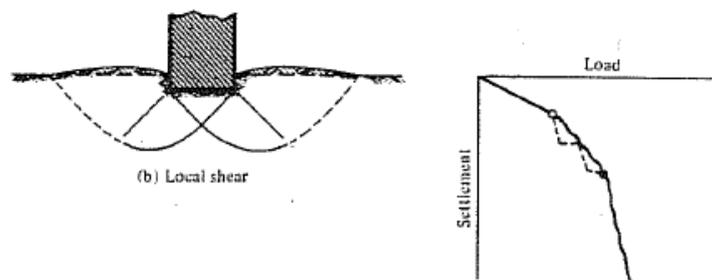


Figura 3-25- Comportamento da ruptura localizada do solo. (VESIC, 1975)

Por último, na ruptura por puncionamento, o solo adjacente à fundação permanece praticamente inalterado e, assim como na ruptura localizada, não ocorre a rotação da fundação, tornando esse um padrão de ruptura difícil de se visualizar. Na ruptura por

puncionamento a fundação continua resistindo a grandes cargas mesmo com grandes deslocamentos. Esse tipo de ruptura acontece principalmente em fundações profundas sobre areias compactas ou fundações superficiais sobre areias fofas.

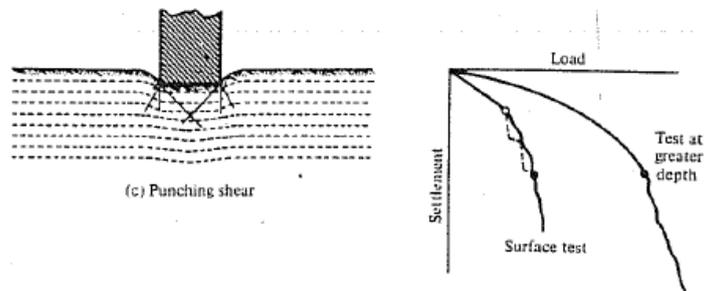


Figura 3-26 Comportamento do solo na ruptura por puncionamento (VESIC, 1975)

Dessa forma, Vesic (VESIC, 1975) mostra que não apenas o tipo de solo condiciona o modo de ruptura, mas também a compressibilidade relativa do solo para uma dada geometria da fundação e condições de carregamento. A Figura 3-27 mostra o diagrama de ruptura do solo arenoso para diferentes condições de compressibilidade do solo.

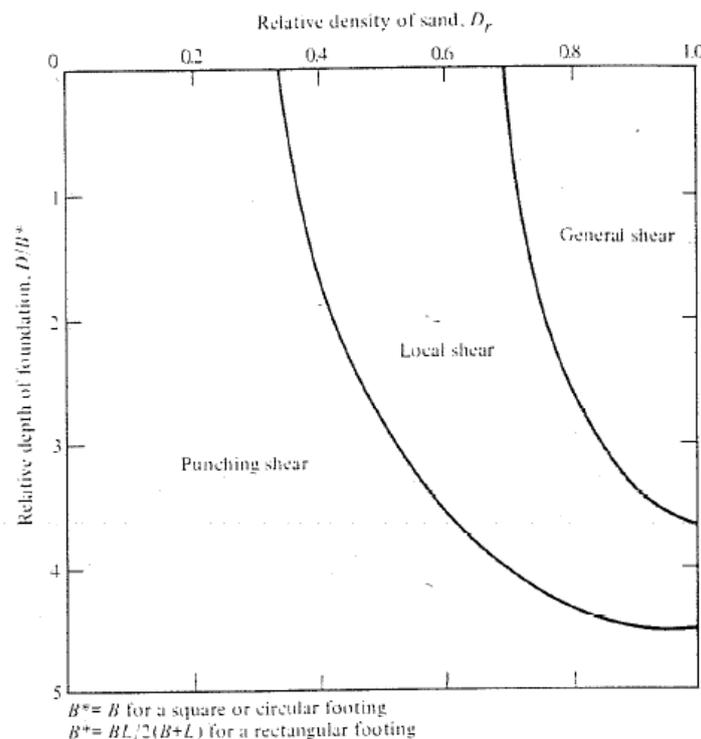


Figura 3-27- Diagrama dos diferentes modos de ruptura – Generalizada, Localizada e Puncionamento (VESIC, 1975)

### 3.6 Integração de Softwares de Engenharia

A análise integrada de fundações de turbinas eólicas envolve o uso de softwares de engenharia especializados já que a utilização de uma ferramenta integrada ainda não é uma realidade na área dado ao nível de complexidade que se busca nesse desenvolvimento. Nesta seção, serão discutidos os principais softwares utilizados na pesquisa, incluindo o PLAXIS 2D (PLAXIS2D, 2018) para análise geotécnica, o SACS (SACS, 2021) para análise global da estrutura *offshore* e o STAAD (STAAD, 2020) para análise estrutural e dimensionamento da fundação de gravidade em concreto armado.

PLAXIS 2D (PLAXIS2D, 2018) é uma ferramenta numérica baseada no método dos elementos finitos utilizado para as análises geotécnicas dessa dissertação. Esse software é atualmente comercializado pela Bentley Systems e é conhecido por ser uma ferramenta capaz de fazer uma análise numérica do comportamento geotécnico, utilizando o método de elementos finitos para avaliar a interação solo-estrutura. A versão educacional do PLAXIS 2D (BENTLEY, 2023) é utilizado para extrair os valores de rigidez do solo, que serão utilizados posteriormente para determinação do coeficiente de mola da condição de contorno da análise estrutural da fundação.

A análise da estrutura da turbina e dos carregamentos é feita utilizando o software SACS (SACS, 2021). O SACS conta com diversos módulos de análise integrados no programa que foram utilizados para os cálculos da dinâmica da estrutura e determinação dos esforços de carregamentos de onda e vento. O módulo Dynpac (BENTLEY, 2021) é responsável por gerar as características dinâmicas, incluindo autovetores (ou os modos de vibração) e autovalores (ou frequências naturais da estrutura). O módulo Dynamic Response (BENTLEY, 2021) é projetado para calcular as respostas dinâmicas de uma estrutura submetida à excitação dinâmica devido às forças dinâmicas resultantes de vibrações periódicas ou cargas de impacto. A análise espectral de vento e análise extrema também são suportadas, sendo capaz de determinar os fatores de amplificação dinâmica, gerar arquivos de solução contendo tensões, reações e deslocamentos. O módulo do programa Wave Response (BENTLEY, 2021) é projetado para calcular as respostas dinâmicas de uma estrutura sujeita à ação das ondas e das correntes, isso é, as forças inerciais e de arrasto decorrentes das velocidades. O programa utiliza as características dinâmicas calculadas pelo Dynpac e propriedades hidrodinâmicas juntamente com

cinemática das ondas calculada pelo módulo do programa Seastate utilizando a equação de Morison para determinar a carga de onda.

Para o dimensionamento da fundação é utilizado o software STAAD (STAAD, 2020). Esse software é bastante utilizado comercialmente, principalmente para análise de estruturas em concreto. O STAAD é capaz de analisar e projetar estruturas que consistem em elementos unifilares, placas, cascas e sólidos, além de contar também com recursos de elemento finitos (BENTLEY, 2012). Neste software, somente a fundação foi modelada em elementos de placa e os carregamentos aplicados foram obtidos a partir da análise do SACS. As condições de contorno consistem nas molas obtidas previamente na análise do PLAXIS 2D.

## 4 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO SOLO

---

Este capítulo aborda o aspecto geotécnico da pesquisa, concentrando-se na análise do comportamento do solo. Compreender as características do solo é fundamental para o projeto e a análise de fundações de turbinas eólicas, uma vez que a fundação deve suportar as cargas aplicadas pela estrutura e responder adequadamente às condições geotécnicas do local.

### 4.1 Caracterização do Solo

Para a realização de uma análise de um modelo construtivo específico para uma determinada localização, é necessário primeiro obter os resultados de ensaios geotécnicos. Neste trabalho, empregaram-se os parâmetros com base na literatura disponível (DEAN, 2010; RANDOLPH e GOURVENEK, 2011) e empregaram-se os parâmetros do solo com base no manual do PLAXIS 2D. O modelo de análise utilizado foi o Mohr-Coulomb e as propriedades gerais do solo são apresentadas na Tabela 4-1.

Tabela 4-1 - Propriedades gerais do solo

<b>Parâmetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidade</b>
Peso unitário	17	kN/m <sup>3</sup>
Peso unitário saturado	20	kN/m <sup>3</sup>
Índice de vazios inicial	0,5	-

As propriedades mecânicas do solo foram consideradas para um solo representativos de uma areia fofa, com características semelhantes. Os parâmetros são apresentados na Tabela 4-2 e dependem do modelo selecionado (neste caso o modelo Mohr-Coulomb).

Tabela 4-2 - Propriedades mecânicas do solo

<b>Parâmetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidade</b>
Módulo de Elasticidade	10000	kN/m <sup>2</sup>
Módulo de Cisalhamento	3846	kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson	0,3	-
Coesão	0	kN/m <sup>2</sup>

Parâmetro	Valor	Unidade
Ângulo de Atrito	35	graus

## 4.2 Análise do Solo no PLAXIS 2D

O software PLAXIS 2D é utilizado para realizar análises geotécnicas mais avançadas, levando em consideração a interação solo-estrutura. Isso inclui a criação de modelos de elementos finitos que representam o solo e a fundação da turbina eólica. As propriedades geotécnicas obtidas na caracterização do solo são introduzidas no software, permitindo a análise de tensões, deslocamentos e deformações.

Os procedimentos gerais para a criação de um modelo geométrico, a geração de uma malha de elementos finitos, a execução dos cálculos em elementos finitos e a avaliação dos resultados são descritos aqui em detalhes.

Nas seções a seguir serão apresentadas as metodologias utilizadas para realizar a análise de deformação do solo, aplicando diferentes carregamentos unitários na fundação e a determinação da rigidez equivalente de mola para o desenvolvimento do projeto.

### 4.2.1 Geometria

As informações sobre as camadas do solo são inseridas em *boreholes*. Os *boreholes* são locais na área de modelagem onde são fornecidas informações sobre a posição das camadas do solo e do lençol freático (nos casos onde exista). O PLAXIS 2D faz automaticamente a interpolação das camadas entre as diferentes profundidades definidas no projeto. Para essa pesquisa de dissertação, não foram realizados ensaios geotécnicos, sendo assim, foi considerado um solo arenoso homogêneo. O perfil de solo considerado e o nível d'água de 30 m, incluindo o diagrama de poropressão, são apresentados na Figura 4-1.

Uma fundação circular com base de diâmetro de 30 m é colocada sobre uma camada de areia fofa. A fundação tem altura de 30 metros, sendo 20 m relativos ao fuste e 10 m de altura do cilindro da base. O fuste da fundação tem diâmetro de 10 m. O propósito da análise consiste em encontrar os deslocamentos no solo causados pela carga unitária aplicada na fundação.

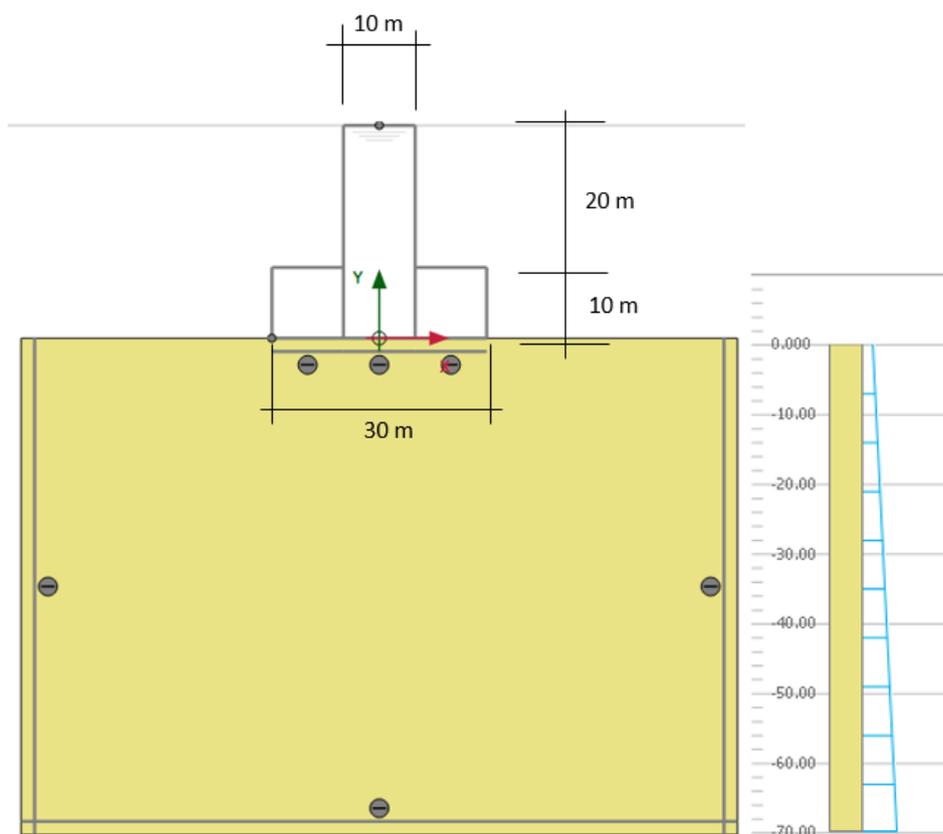


Figura 4-1 - Dimensões da fundação

A fundação desse modelo foi considerada como um elemento rígido e as propriedades extraídas do modelo são apresentadas na Tabela 4-3. Nenhuma camada rochosa está incluída no modelo, em vez disso, o limite da condição de contorno foi aplicado na parte inferior e laterais da camada de areia. Dessa forma, o modelo consegue representar os possíveis mecanismos de deslocamento da areia e evitar qualquer influência do limite externo.

Tabela 4-3 - Propriedades dos elementos rígidos da fundação

Parâmetro	Valor	Unidade
EA	$2,5 \times 10^9$	kN/m
EI	$2,5 \times 10^9$	kN·m <sup>2</sup> /m
Poisson	0,3	-

#### 4.2.2 Condição de Contorno

Além do solo homogêneo arenoso, as condições de contorno foram aplicadas em distâncias consideradas razoáveis para minimizar a influência na análise dos deslocamentos (Figura 4-2).

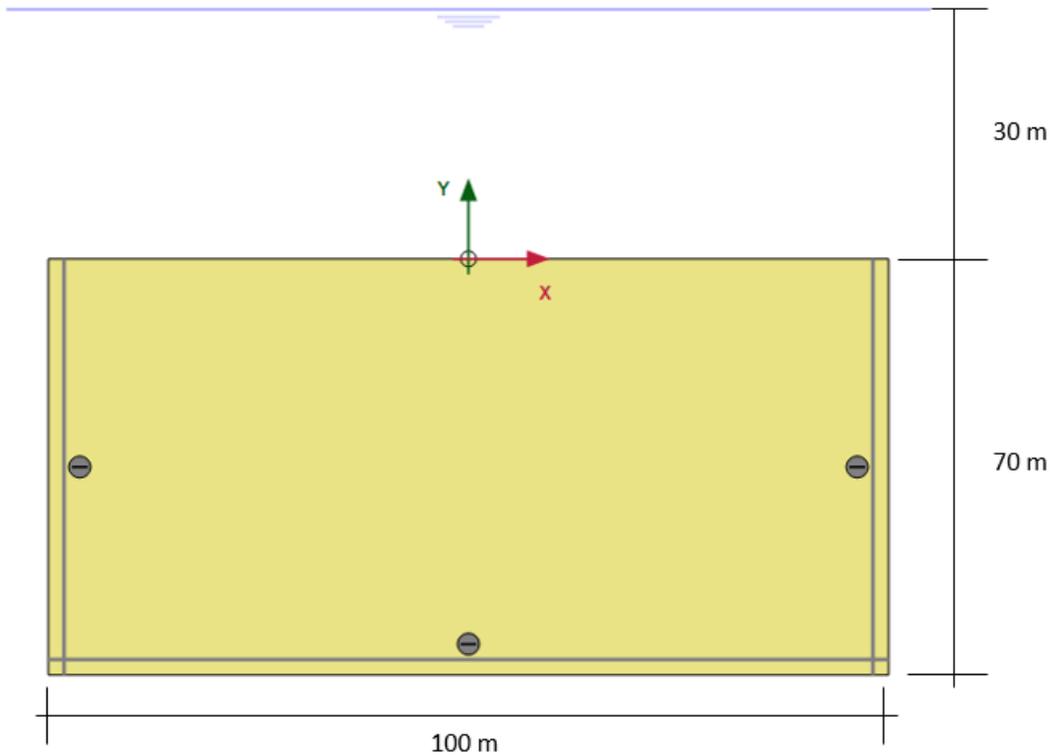


Figura 4-2 - Dimensões das condições de contorno do modelo

#### 4.2.3 Malha

O PLAXIS 2D permite um procedimento de geração de malha totalmente automática, no qual a geometria é dividida em elementos triangulares. A geração da malha leva em consideração a posição dos pontos e linhas no modelo, de modo que a posição exata de camadas, cargas e estruturas é contabilizada na malha de elementos finitos. O processo de geração é baseado em um princípio de triangulação que procura triângulos otimizados conforme mostrado na Figura 4-3.

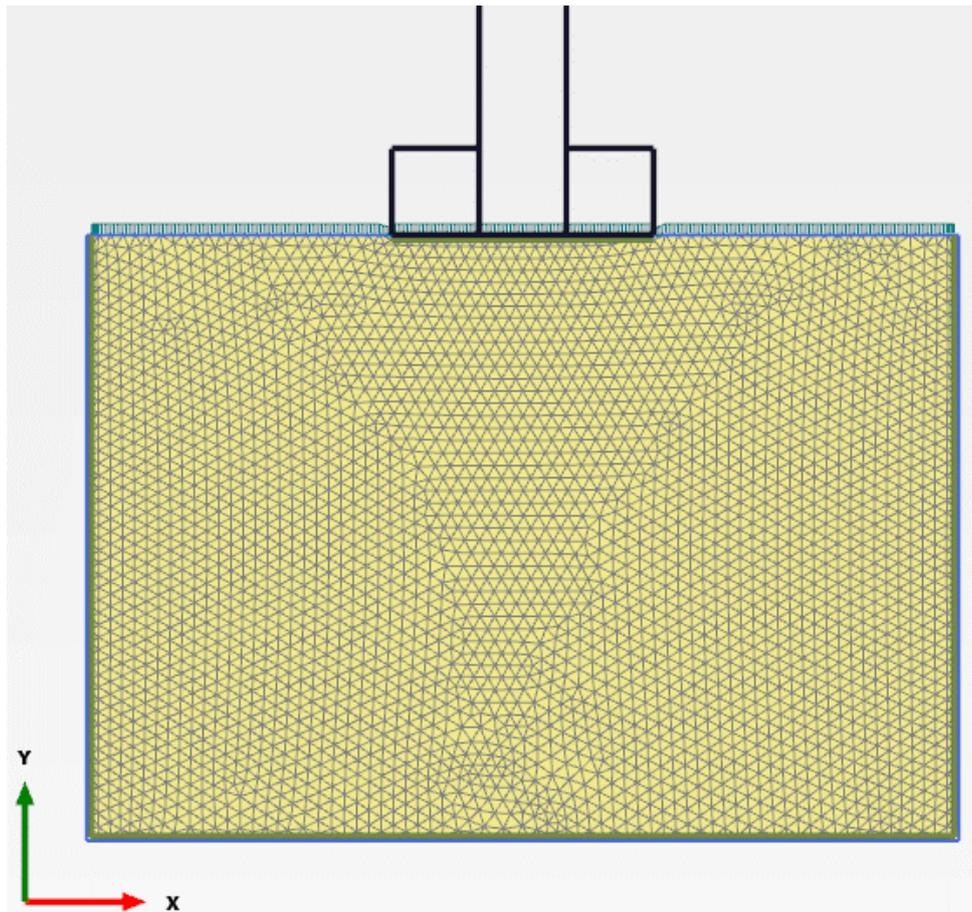


Figura 4-3 - Definição da malha do modelo PLAXIS 2D

O manual do PLAXIS 2D indica que a malha gerada automaticamente pode não ser perfeitamente adequada para o cálculo pretendido. Portanto, é recomendado que seja realizada uma inspeção na malha e, caso necessário, sejam feitos refinamentos. O valor padrão para o coeficiente de refinamento da malha é de 1,00 e, após os ajustes realizados, foi considerada uma malha com fator de refinamento de 1,414. A Figura 4-4 mostra a avaliação da qualidade da malha realizada pelo software, mediante fatores aplicados aos elementos, que podem variar de 0 a 1, sendo 1 a indicação de máxima qualidade.

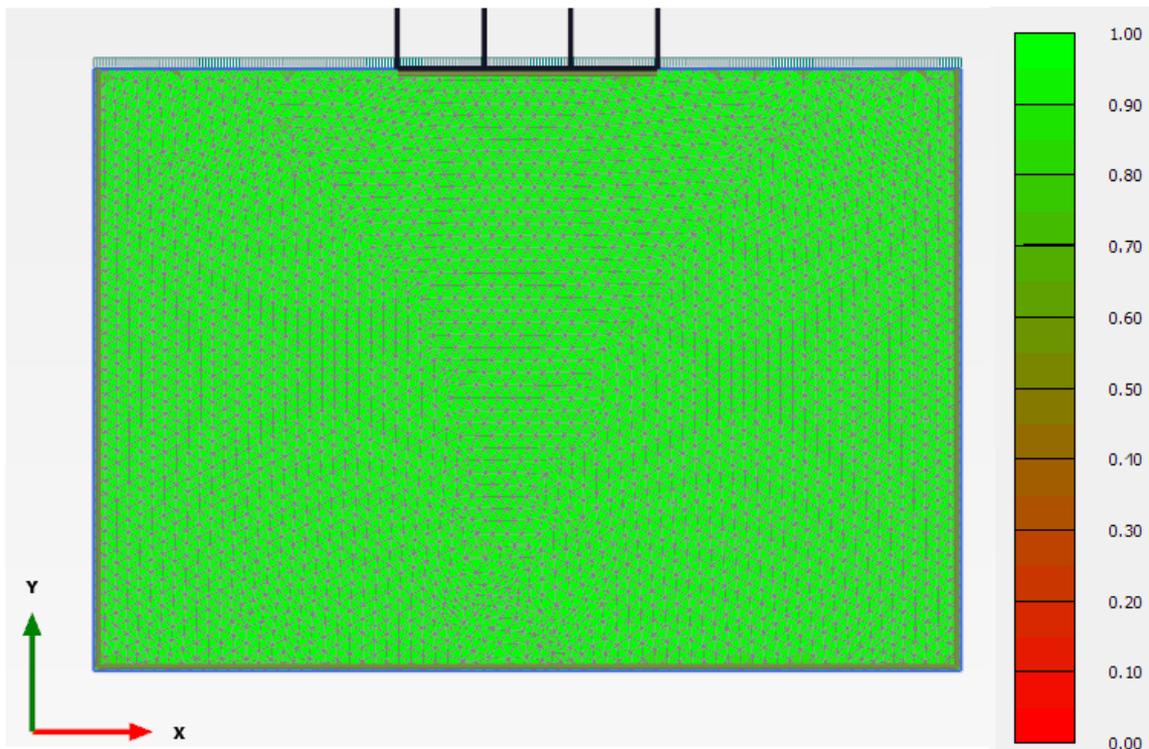


Figura 4-4 - Qualidade da malha do solo

#### 4.2.4 Carregamento Vertical

Conforme mencionado na Seção 3.5.2, a fundação de base de gravidade exerce carregamentos verticais, horizontais e momentos na interação com o solo. Como o PLAXIS 2D possui a limitação de realizar a análise em apenas duas dimensões, foi necessário separar o carregamento vertical dos carregamentos horizontais e de momento para representar um tipo de modelo mais adequado para cada caso.

Para o carregamento vertical, o modelo axissimétrico associa a simetria da estrutura à geometria aplicada na análise, seguindo a metodologia proposta pelo manual do PLAXIS 2D para fundações de base circular.

Assim, para a análise do carregamento vertical, foi aplicada uma carga distribuída de  $12,73 \text{ kN/m}^2$  no topo do fuste, de forma que a resultante total da carga vertical seja de  $1000 \text{ kN}$  nessa posição na direção vertical. Devido à magnitude dos carregamentos da fundação e das dimensões da estrutura, foi adotado um carregamento equivalente mais próximo das cargas reais que a estrutura irá estar submetida, dessa maneira o carregamento de  $1000 \text{ kN}$  foi adotado e será utilizado como parâmetro de normalização dos resultados.

#### 4.2.4.1 Resultados

O resultado dos deslocamentos devido ao carregamento vertical obtido no modelo axissimétrico é apresentado na Figura 4-5 e na Figura 4-6.

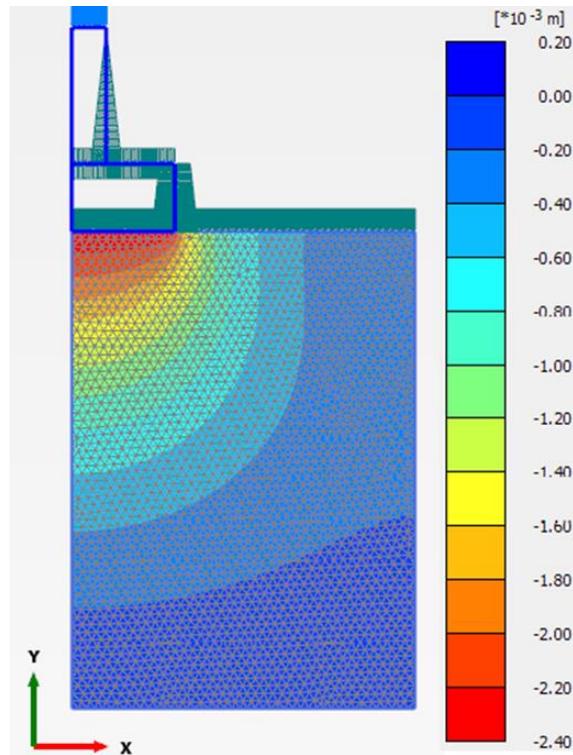


Figura 4-5 - Resultado do deslocamento para carregamento vertical

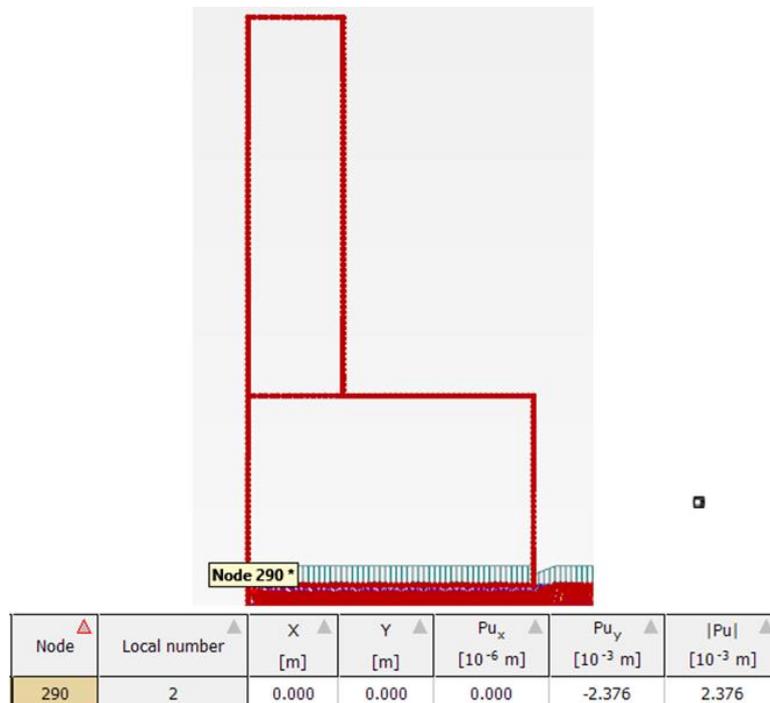


Figura 4-6 - Deslocamento no nó analisado

#### 4.2.5 Carregamento Horizontal

Para o carregamento horizontal, foi considerado um modelo em estado plano e toda a geometria da fundação modelada. Para simular um comportamento de carregamento horizontal mais próximo da realidade, foi utilizado um recurso do software para aplicação de cargas em diferentes estágios. Assim, no primeiro estágio, foi mantido o carregamento vertical de 1000 kN/m e no segundo estágio, foi aplicado um carregamento horizontal de 100 kN/m na base da fundação e na direção +X.

Para a análise do carregamento horizontal, foi considerada a profundidade de 30 m da fundação no eixo +Z, para a obtenção do carregamento total a partir do estado plano.

##### 4.2.5.1 Resultados

O resultado do deslocamento devido ao carregamento horizontal obtido no segundo estágio (apenas carga horizontal) do modelo em estado plano é apresentado na Figura 4-7 e na Figura 4-8.

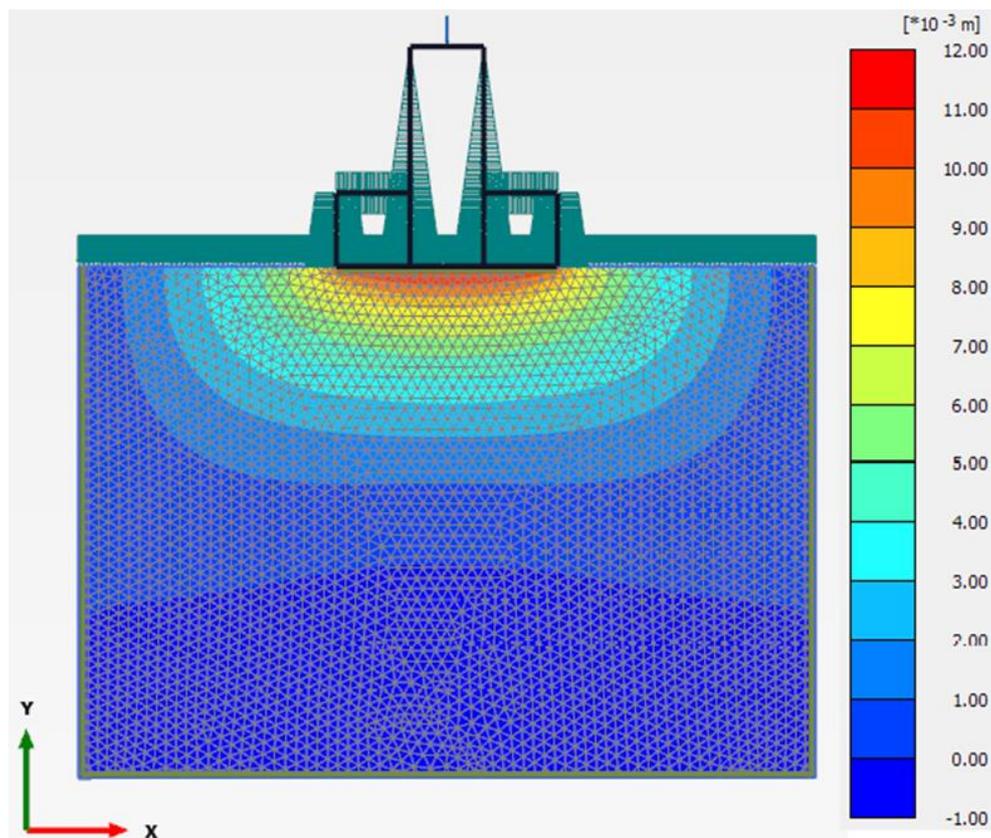


Figura 4-7 - Resultado do deslocamento para carregamento horizontal

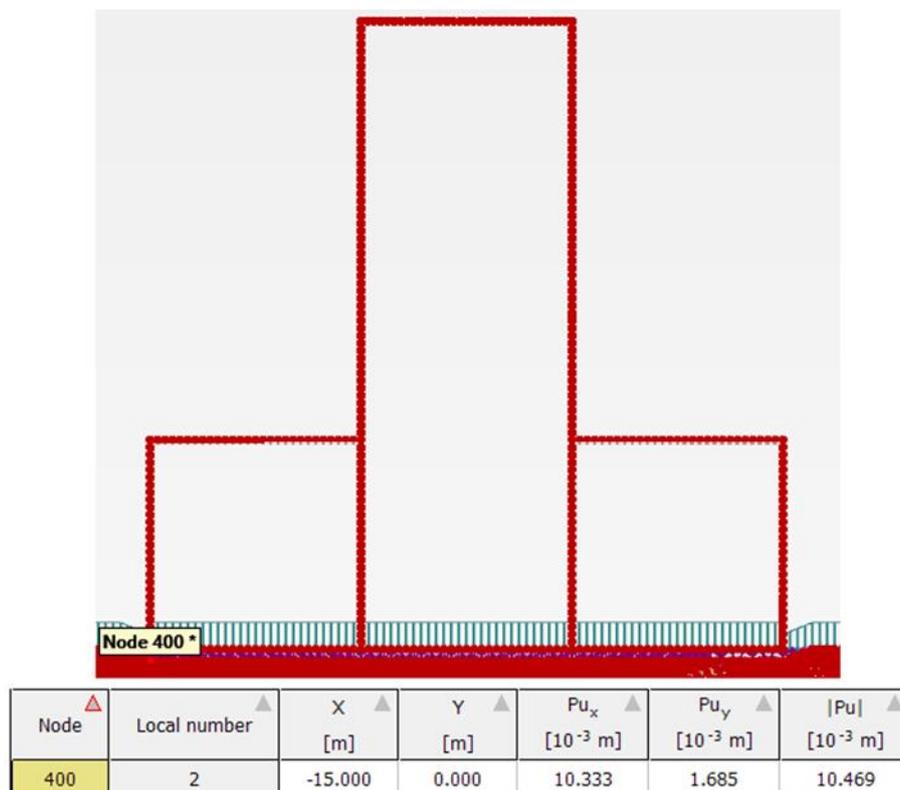


Figura 4-8 - Deslocamento no nó analisado

#### 4.2.6 Carregamento de Momento

Para o carregamento de momento, também foi considerado um modelo em estado plano e toda a geometria da fundação modelada. Para esse caso também foi utilizado o recurso de aplicação de cargas em diferentes estágios. Assim, no primeiro estágio, foi mantido o carregamento vertical de 1000 kN/m e no segundo estágio, foi aplicado um carregamento de momento concentrado. Para a análise de momento, foi aplicada uma carga unitária de 1000 kNm/m no topo do fuste.

Para o carregamento de momento, foi considerada a profundidade de 26,29 m da fundação no eixo +Z, para a obtenção do carregamento total a partir do estado plano. Essa profundidade foi calculada com base na profundidade efetiva ( $L'$ ), calculada a partir da Equação (3-28) e da Equação (3-29), apresentada também na Figura 3-20.

##### 4.2.6.1 Resultados

O resultado do deslocamento devido ao carregamento de momento obtido no segundo estágio (apenas carga de momento concentrado) do modelo em estado plano é apresentado na Figura 4-9 e na Figura 4-10.

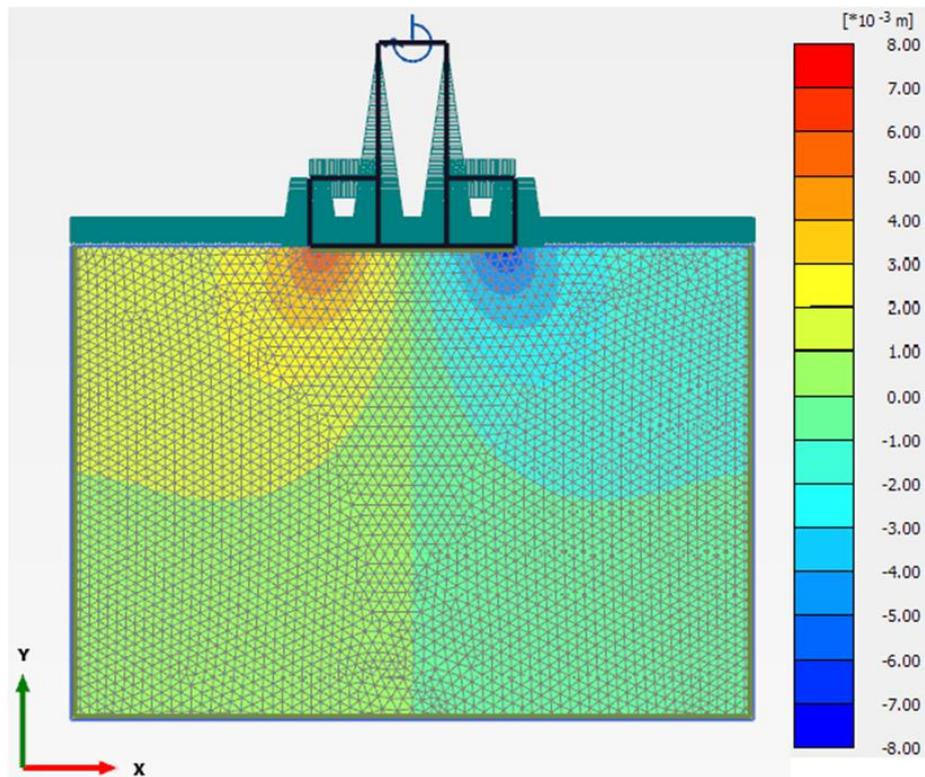


Figura 4-9 - Resultado do deslocamento para carregamento de momento

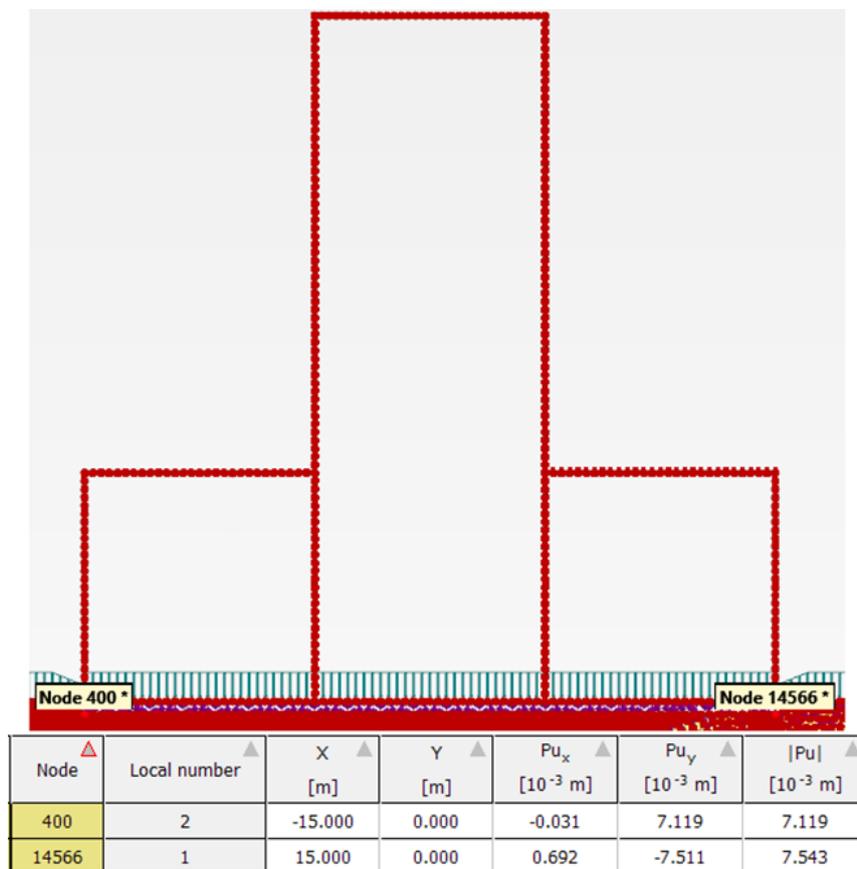


Figura 4-10 - Deformação nos nós analisados

### 4.3 Definição de rigidez equivalente

A partir das deformações obtidas para cada um dos carregamentos foi possível determinar a rigidez das molas equivalentes, apresentada na Equação (4-1), na Equação (4-2) e na Equação (4-3). Essa rigidez de mola vai ser utilizada na condição de contorno das análises subsequentes.

- Carregamento vertical

Carga vertical aplicada  $V = 1000 \text{ kN}$

Deformação vertical obtida  $\delta_v = 2,376 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

$$K_V = \frac{V}{\delta_v} = \frac{1000 \text{ kN}}{2,376 \cdot 10^{-3} \text{ m}} = 4.210 \cdot 10^5 \text{ kN/m} \quad (4-1)$$

- Carregamento horizontal

Carga horizontal aplicada  $H = 100 \text{ kN/m} \cdot 26,58 \text{ m}$

Deformação horizontal obtida  $\delta_h = 10,333 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

$$K_H = \frac{H}{\delta_h} = \frac{2658 \text{ kN}}{10,333 \cdot 10^{-3} \text{ m}} = 2,57 \cdot 10^5 \text{ kN/m} \quad (4-2)$$

- Carregamento de momento

Carga horizontal aplicada  $M = 1000 \text{ kN/m} \cdot 26,29 \text{ m}$

Deformação vertical obtida (Lado esquerdo da fundação)  $\delta_e = -7,119 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

Deformação vertical obtida (Lado direito da fundação)  $\delta_d = 7,511 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

Considerando que o diâmetro da fundação é 30 m, teremos:

$$\text{Rotação da fundação } \theta = \arcsen\left(\frac{(7,119+7,511) \cdot 10^{-3} \text{ m}}{30 \text{ m}}\right) = 0,02794^\circ$$

Rotação da fundação em radianos será:  $\theta = 4,877 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$

$$K_M = \frac{M}{\theta} = \frac{26290 \text{ kN}}{4,877 \cdot 10^{-4} \text{ rad}} = 5,39 \cdot 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m/rad} \quad (4-3)$$

Segundo a norma internacional (DNVGL-RP-C212, 2017), quando a fundação circular apoiada na superfície do solo é considerada rígida, e quando as condições do solo são homogêneas e o módulo de cisalhamento  $G$  equivalente é determinado, então a rigidez da fundação pode ser determinada de maneira simplificada com base em soluções da teoria elástica apresentadas na Equação (4-4), na Equação (4-5) e na Equação (4-6). A DNV ainda cita que geralmente nenhuma das soluções disponíveis se ajusta perfeitamente a todas as características reais relacionadas ao solo e, assim, deve-se sempre avaliar quais características são mais importantes para levar em conta nessas variações.

O valor da rigidez de mola equivalente obtido através do PLAXIS 2D foi comparado com os valores propostos para cada componente. As formulações para a obtenção da rigidez de mola apresentada pela DNVGL-RP-C212 são apresentadas a seguir:

- Mola vertical

$$K_v = \frac{4 \cdot G \cdot R}{1 - \nu} = \frac{4 \cdot 3846 \text{ kN/m}^2 \cdot 15 \text{ m}}{1 - 0,3} = 3,297 \cdot 10^5 \text{ kN/m} \quad (4-4)$$

- Mola horizontal

$$K_h = \frac{8 \cdot G \cdot R}{2 - \nu} = \frac{8 \cdot 3846 \text{ kN/m}^2 \cdot 15 \text{ m}}{2 - 0,3} = 2,715 \cdot 10^5 \text{ kN/m} \quad (4-5)$$

- Mola rotacional

$$K_\theta = \frac{8 \cdot G \cdot R^3}{3 \cdot (1 - \nu)} = \frac{8 \cdot 3846 \text{ kN/m}^2 \cdot (15 \text{ m})^3}{3 \cdot (1 - 0,3)} = 4,945 \cdot 10^7 \text{ kNm/rad} \quad (4-6)$$

Dessa forma, portanto, é possível observar uma variação de 21,6% na rigidez de mola vertical, 5,6% na rigidez de mola horizontal e 8,2% na variação da rigidez rotacional quando comparado os valores obtidos pela análise em elementos finitos no PLAXIS 2D e o método analítico simplificado proposto pela DNV.

## 5 ANÁLISE DE VIBRAÇÃO E CARREGAMENTO DINÂMICO

---

Este capítulo apresenta o desenvolvimento do modelo estrutural feito no SACS e toda a geometria considerada nessa avaliação, abordando a análise de vibração e o carregamento dinâmico, que são elementos-chave na avaliação do comportamento das estruturas de turbinas eólicas sob a ação dos carregamentos ambientais.

Serão apresentados também os carregamentos estáticos e gravitacionais. Além da análise estática, a análise modal, com a determinação das frequências naturais, e a análise dinâmica com as considerações de projeto e a aplicação dos carregamentos de vento e onda extremos também serão apresentados. Para o carregamento de corrente, foi realizada uma pré-análise estática com uma corrente de velocidade de 1 m/s e as forças de reação obtidas na base da fundação possuem valores com ordem de grandeza muito inferiores quando comparados com as forças resultantes do carregamento de vento e onda. Mostrando, assim, que as correntes marinhas não têm uma grande influência nas cargas da fundação em lâmina d'água rasa, conforme concluído por Koekkoek (KOEKKOEK, 2015) e, portanto, não foram consideradas nessa análise para simplificação do modelo.

### 5.1 Análise Estática

A análise estática é uma etapa fundamental no estudo de estruturas, sendo responsável pela determinação do modelo estrutural. Nesta etapa, serão aplicados os carregamentos estáticos e gravitacionais, sendo gerada a matriz de massa e rigidez do conjunto.

#### 5.1.1 Metodologia

A metodologia utilizada para a análise estática utilizando o software SACS é apresentada nessa seção.

##### 5.1.1.1 Geometria

A representação do modelo estrutural da turbina eólica no SACS é mostrada na Figura 5-1. A Figura 5-2 mostra um desenho esquemático da fundação de base de gravidade com as principais propriedades a serem consideradas nos cálculos. Os valores dessas propriedades são apresentados na Seção 5.1.1.2, utilizando como lastro a própria água do mar.



Figura 5-1 - Modelo SACS - Representação 3D

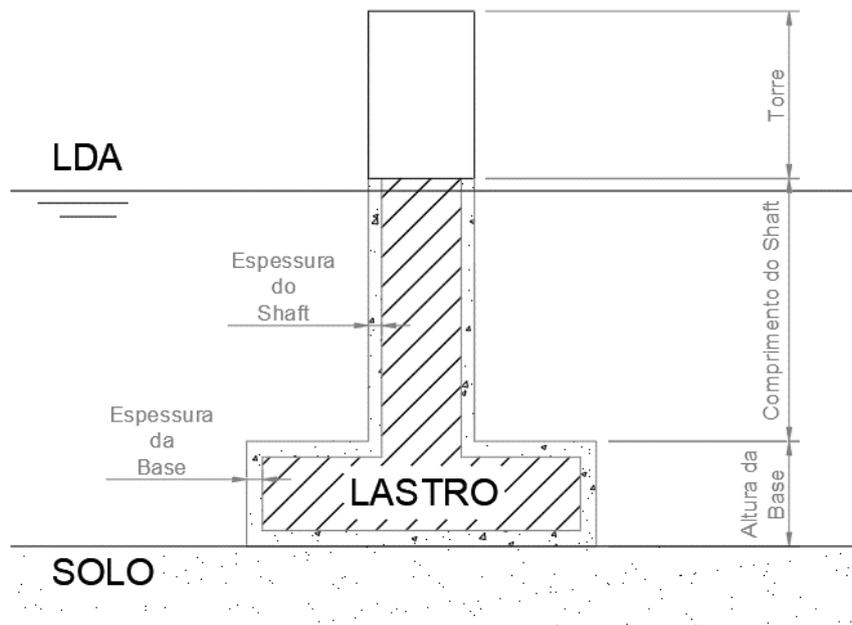


Figura 5-2 - Esquemático da fundação de concreto

### 5.1.1.2 Propriedades

As informações sobre a turbina eólica de 10 MW são apresentadas da Tabela 5-1 à Tabela 5-3.

Tabela 5-1 - Propriedades gerais da turbina de 10 MW (ENERGY, 2013)

<b>Parâmetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidade</b>
Altura do Hub (em relação a LDA)	115	m
Diâmetro do Rotor	170	m
Ângulo de Inclinação do eixo da Turbina	5	graus
Número de Pás	3	-
Velocidade de <i>Cut-in</i> do Vento	4	m/s
Velocidade de <i>Cut-out</i> do Vento	25	m/s
Massa do Rotor	251	ton
Massa da Nacele	446	ton
Massa da Torre	625	ton

Tabela 5-2 - Propriedades gerais da fundação

<b>Parâmetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidade</b>
Lâmina d'água (LDA)	30,0	m
Diâmetro externo do fuste	10,0	m
Espessura do fuste	1,10	m
Altura do fuste	20,0	m
Diâmetro externo da Base	30,0	m
Espessura da Base	1,00	m
Altura do da Base	10,0	m

Tabela 5-3 - Propriedades dos materiais

<b>Materiais</b>	<b>E (GPa)</b>	<b>G (GPa)</b>	<b>Densidade (ton/m<sup>3</sup>)</b>
Aço (Turbina Eólica)	200	77	7,85
Concreto (Fundação)	37	15	2,5

### 5.1.1.3 Condição de Contorno

A estrutura da turbina eólica é suportada pela fundação de gravidade e a sua base é considerada fixa no leito marinho. A sua rigidez é representada através dos coeficientes obtidos na Seção 4.3. A Figura 5-3 apresenta a condição de contorno aplicada no modelo.

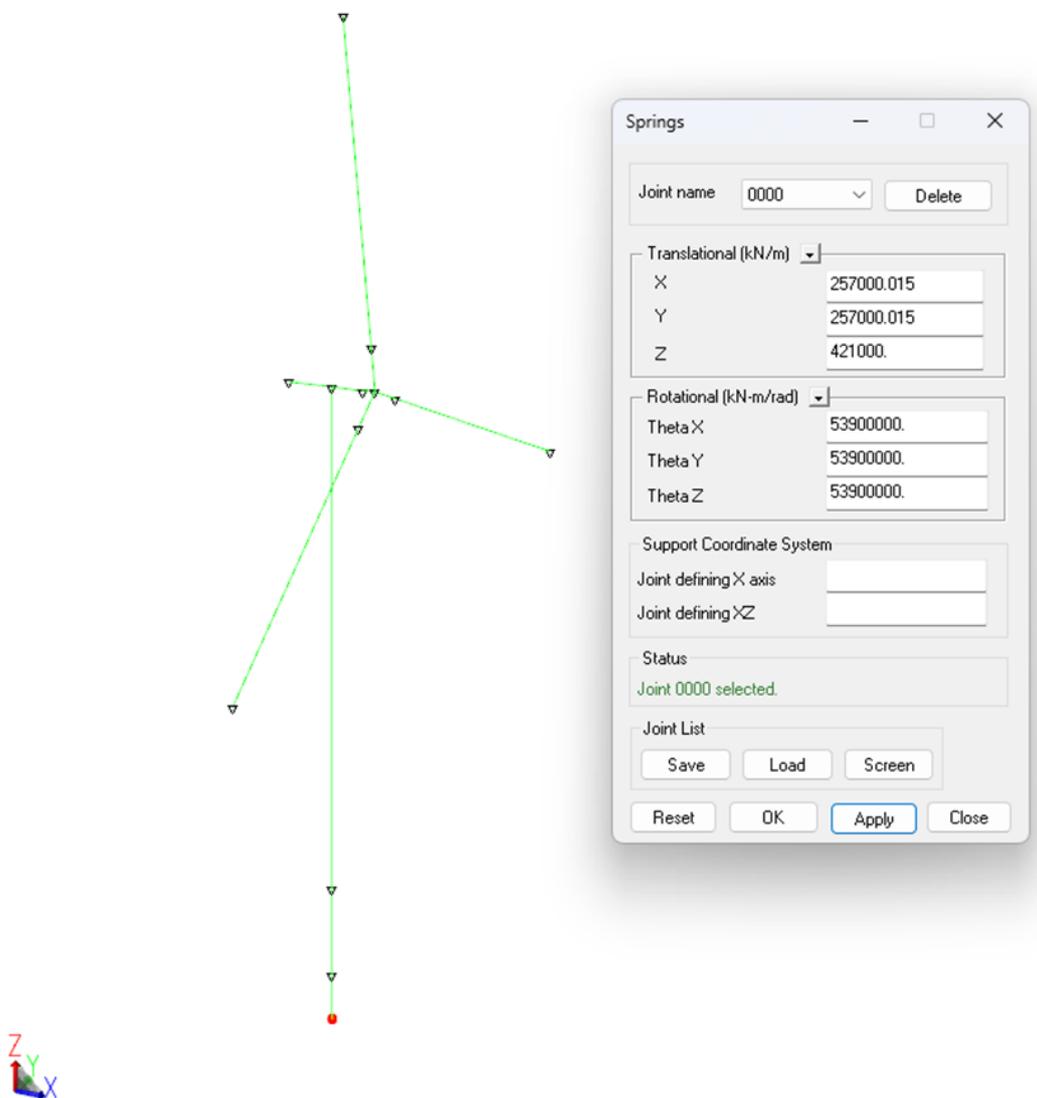


Figura 5-3 - Modelo SACS - Condição de contorno

Tabela 5-4 - Rigidez de mola da fundação

<b>Parâmetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidade</b>
Rigidez de Mola Translacional X	$2,57 \cdot 10^5$	kN/m
Rigidez de Mola Translacional Y	$2,57 \cdot 10^5$	kN/m
Rigidez de Mola Translacional Z	$4,21 \cdot 10^5$	kN/m
Rigidez de Mola Rotacional X	$5,39 \cdot 10^7$	kNm/rad
Rigidez de Mola Rotacional Y	$5,39 \cdot 10^7$	kNm/rad
Rigidez de Mola Rotacional Z	$5,39 \cdot 10^7$	kNm/rad

#### 5.1.1.4 Carregamentos

Os carregamentos estáticos considerados na análise são apresentados na Tabela 5-5.

Tabela 5-5 - Resumo dos carregamentos estáticos

<b>Carregamentos</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidade</b>	<b>Direção</b>
Peso Próprio do Rotor	-2462	kN	-Z
Peso Próprio da Torre	-6127	kN	-Z
Peso da Nacele	-4373	kN	-Z
Peso Próprio da Fundação	-77498	kN	-Z

Os elementos da fundação (base e o fuste) que estão abaixo da lâmina d'água são considerados com a propriedade '*flooded*' do SACS. Com isso, o software faz o cálculo automático do peso de lastro (de água) e do empuxo da fundação de concreto.

##### 5.1.1.4.1 Peso Próprio

O peso próprio da estrutura é gerado automaticamente pelo SACS na direção vertical a partir das propriedades e densidade atribuídos aos elementos unifilares do modelo. Nesse carregamento, está incluído o peso do rotor, o peso da torre e o peso da fundação de concreto.

A partir do peso total do rotor e do seu diâmetro foi definida a geometria dos elementos das pás modelados no SACS. Dessa forma, as pás foram modeladas como elementos cônicos, com espessura de 1,5 cm conforme mostrado na Figura 5-4. A

modelagem da torre da turbina eólica também foi feita considerando essa metodologia e a seção estrutural é mostrada na Figura 5-5 (a imagem da seção transversal não é apresentada em escala).

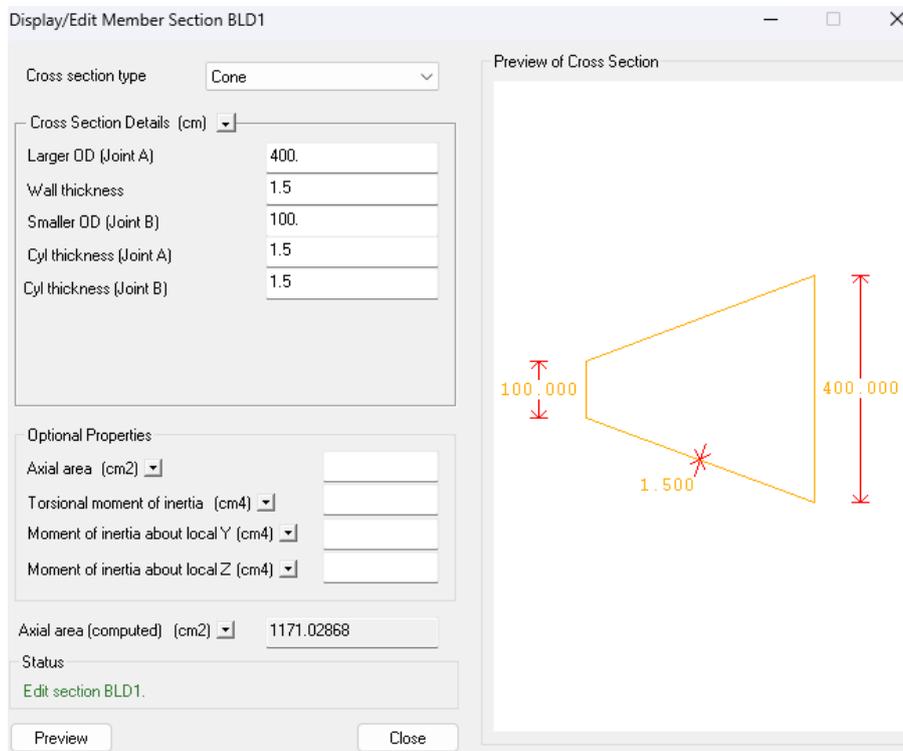


Figura 5-4 - Modelo SACS - Seção dos elementos de pás

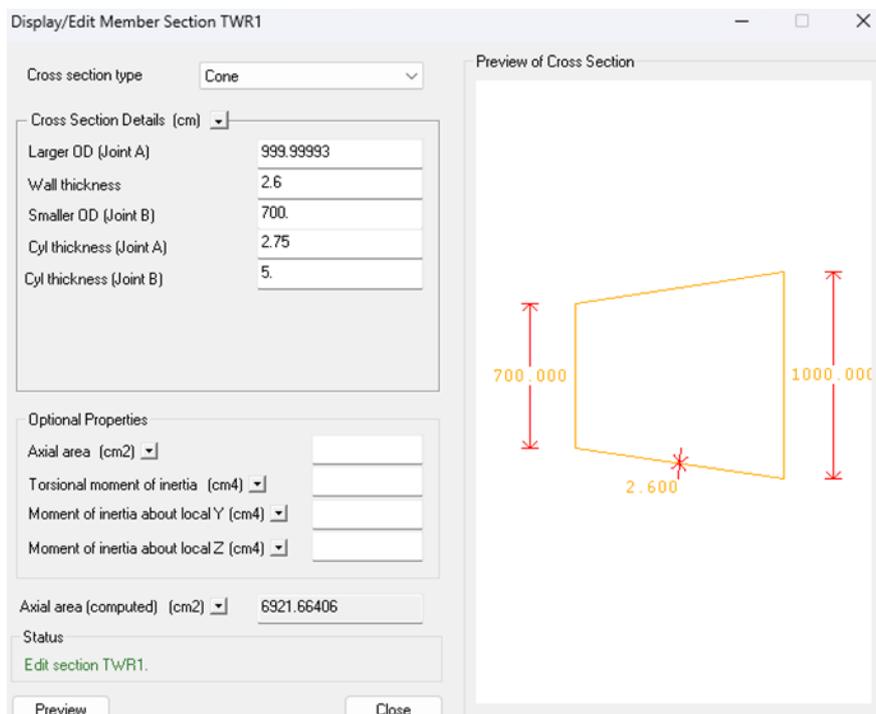


Figura 5-5 - Modelo SACS - Seção do elemento da torre

Load Condition: DEAD



Figura 5-6 - Modelo SACS - Peso próprio da torre e rotor

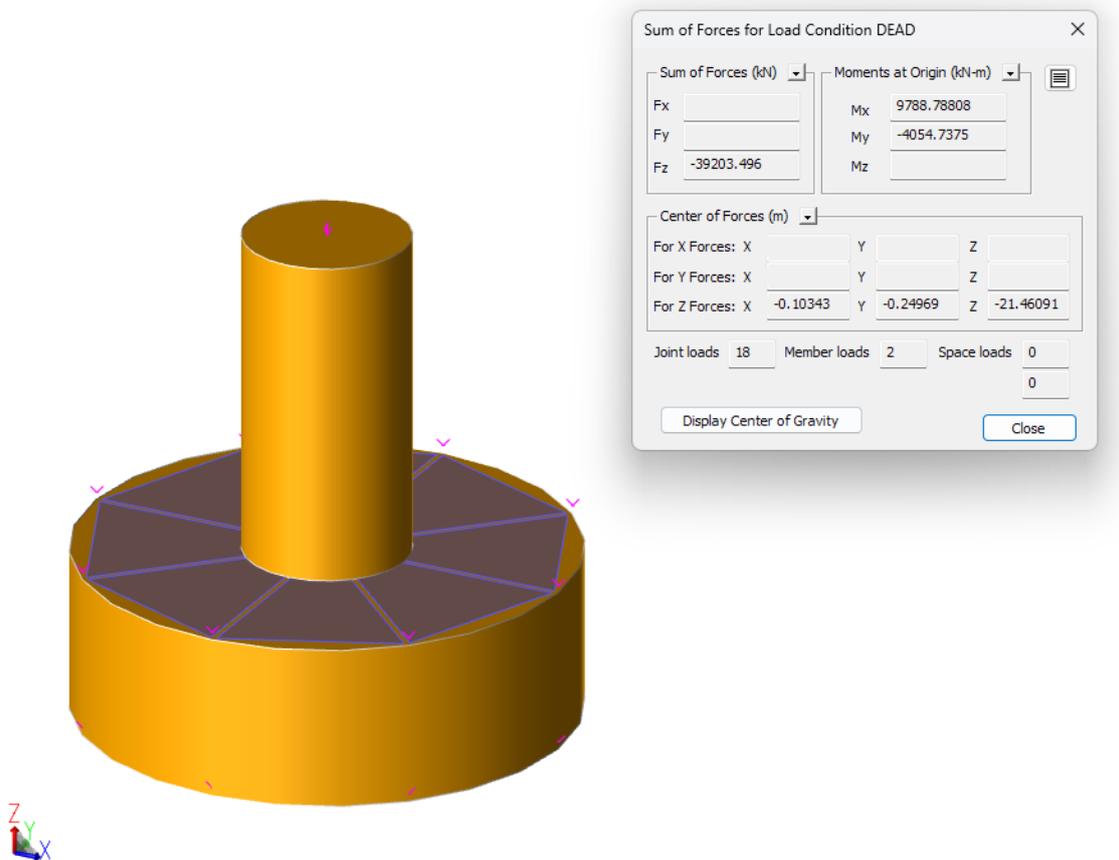


Figura 5-7 - Modelo SACS - Peso da fundação de concreto (com empuxo)

As forças gravitacionais da torre, do rotor e da fundação de concreto são convertidos posteriormente em massa pelo SACS.

## 5.1.2 Resultados

Os resultados na análise estática considerando os carregamentos gravitacionais são apresentados nessa seção.

### 5.1.2.1 Reações

O resultado da reação considerando os carregamentos verticais aplicados é obtido pelo SACS e resumido na tabela a seguir. A Figura 5-8 mostra a reação vertical.

Tabela 5-6 - Reações da análise estática SACS

Força de Reação	Valor	Unidade
Peso da Estrutura	79677	kN
Peso de Lastro	71849	kN
Força de Empuxo	28103	kN
Força de Reação Total	51574	kN

Joint Result: Force Z

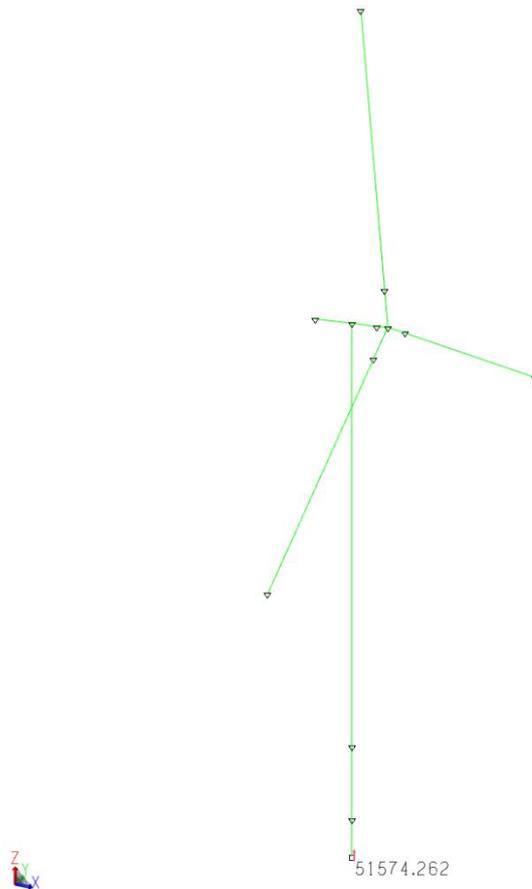


Figura 5-8 - Modelo SACS - Reação vertical

### 5.1.2.2 Deslocamentos

A análise dos deslocamentos verticais é apresentada na Figura 5-9 e mostra um recalque de 12,3 cm na base da fundação considerando os carregamentos da análise estática.

Joint Result: Displacement Z

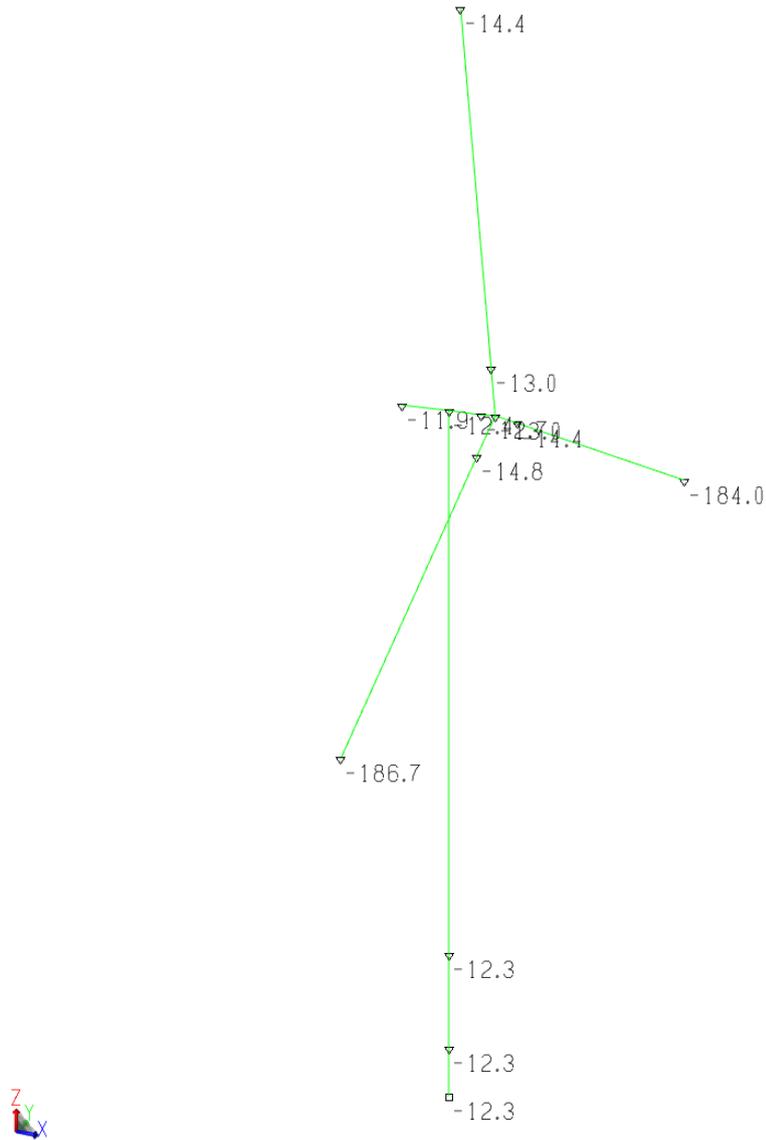


Figura 5-9 - Modelo SACS - Deslocamento vertical (em cm)

## 5.2 Análise Modal

A análise modal é uma etapa essencial no estudo de estruturas eólicas. Ela envolve a determinação das frequências naturais e dos modos de vibração da torre. Nesta seção, são abordados os conceitos básicos da análise modal e a sua aplicação na obtenção dos parâmetros modais da estrutura.

### 5.2.1 Frequência Natural

A análise modal realizada pelo SACS utiliza o modelo estrutural apresentado anteriormente na Seção 5.1 como input para geração da matriz de massa e rigidez, aplicando a mesma condição de contorno previamente estabelecida na base da fundação.

A partir do módulo Dynpac do SACS é possível realizar a análise das características dinâmicas, incluindo autovetores (ou modos de vibração) e autovalores (frequências naturais) da estrutura. Os valores das frequências dos 20 primeiros modos de vibração são apresentados na Tabela 5-7.

Tabela 5-7 - Frequência dos modos de vibração

Modo	Frequência (Hz)	Massa Generalizada	Autovalor (Eigenvalue)	Período (s)
1	0,2248	1.700E+02	5,012E-01	4,4484
2	0,2252	1,572E+02	4,993E-01	4,4397
3	0,3575	3,944E+01	1,982E-01	2,7970
4	0,3843	5,928E+01	1,716E-01	2,6025
5	0,4008	4,094E+01	1,577E-01	2,4953
6	0,4154	4,562E+01	1,468E-01	2,4074
7	0,4381	2,206E+01	1,320E-01	2,2825
8	0,4595	3,695E+01	1,200E-01	2,1762
9	0,9452	4,723E+03	2,836E-02	1,0580
10	0,9468	4,229E+03	2,826E-02	1,0562
11	1,0164	4,616E+03	2,452E-02	0,9838
12	1,1392	7,108E+03	1,952E-02	0,8778
13	2,1311	1,105E+02	5,577E-03	0,4692
14	3,0832	1,458E+02	2,665E-03	0,3243

<b>Modo</b>	<b>Frequência (Hz)</b>	<b>Massa Generalizada</b>	<b>Autovalor (Eigenvalue)</b>	<b>Período (s)</b>
15	3,1749	5,562E+02	2,513E-03	0,3150
16	3,4483	2,951E+02	2,130E-03	0,2900
17	4,0621	6,604E+01	1,535E-03	0,2462
18	5,1071	1,345E+02	9,712E-04	0,1958
19	5,2025	2,634E+02	9,359E-04	0,1922
20	5,5079	2,045E+02	8,350E-04	0,1816

Conforme apresentado na Seção 3.4.1, turbinas eólicas são frequentemente projetadas para que a estrutura seja do tipo *soft-stiff*, ou seja, uma estrutura onde sua primeira frequência estrutural é colocada na faixa acima da frequência de excitação 1P e abaixo da frequência de excitação 3P. Essa metodologia de projeto é adotada para garantir que a frequência natural estrutural não esteja próxima da frequência de excitação de operação, o que resultaria em um aumento considerável dos deslocamentos devido à ressonância.

Os valores obtidos na análise modal mostram que a primeira frequência estrutural do modelo SACS está dentro da faixa considerada *soft-stiff*, incluindo também a margem sugerida pela DNV (DNVGL-ST-0126, 2018) e apresentado na Equação (3-9). O resultado sugere que o comportamento do modelo estrutural para a análise de vibração está de acordo com o sugerido pelos regulamentos técnicos e normas vigentes.

### **5.2.2 Modos de Vibração**

A turbina eólica é um sistema estrutural complexo e possui diversos modos de vibração. Na análise linear de superposição modal, as frequências e os modos de vibração são necessários para a obtenção da resposta dinâmica do sistema. Nessa seção, será mostrado o comportamento da estrutura devido aos primeiros modos de vibração. O primeiro modo de vibração *fore-aft* (comportamento longitudinal da torre na direção de incidência do vento) e o segundo modo de vibração *side-to-side* (comportamento transversal da torre) apresentam frequências muito próximas. A Figura 5-10 e a Figura 5-11 mostram os quatro primeiros modos de vibração da estrutura, indicando a estrutura original e sua configuração deformada após a excitação.

Mode 1 Freq. 0.225 Hz Period 4.448 secs

Mode 2 Freq. 0.225 Hz Period 4.440 secs



Figura 5-10 - Modelo SACS - Os 2 primeiros modos de vibração da torre eólica

Mode 3 Freq. 0.357 Hz Period 2.798 secs

Mode 4 Freq. 0.384 Hz Period 2.603 secs



Figura 5-11 - Modelo SACS - Modos de vibração 3 e 4 da torre eólica

### 5.3 Análise Dinâmica

As turbinas eólicas estão sujeitas a cargas dinâmicas significativas devido ao vento e às ondas. A velocidade e a direção do vento variam constantemente, o que resulta em carregamentos oscilatórios na estrutura. Para realizar uma análise dinâmica precisa, é necessário modelar com precisão o vento e as ondas. Nessa seção, são apresentados os métodos e técnicas utilizados para criar modelos de vento e ondas realistas, incluindo espectros de vento e onda, distribuições de probabilidade e suas implicações na análise.

Para cada situação de projeto considerando de velocidade operacional normal, vários casos de carga de projeto devem ser considerados para verificar a integridade estrutural dos componentes da turbina eólica. A DNV (DNVGL-ST-0437, 2016) indica que devem ser considerados os carregamentos de projeto presentes na Tabela 4-3 do seu relatório. Esta tabela especifica os casos de carga para cada situação de projeto através da descrição das condições eólicas, marítimas e outras condições externas. Entretanto, para esse projeto acadêmico, apenas um caso de carga foi escolhido por ser considerado o pior caso para dimensionamento da fundação. Em um projeto construtivo, as recomendações normativas devem ser seguidas e todas as condições de carregamento devem ser avaliadas.

A situação de projeto considerada nessa análise é a 6.1 da Tabela 4-3 apresentada na DNV (DNVGL-ST-0437, 2016), na qual a turbina eólica *offshore* está estacionada de pé em condições climáticas extremas. Para esta situação de projeto, a simulação da turbina eólica *offshore* deve ser modelada usando o modelo de vento extremo turbulento em combinação com um modelo de onda estocástico e a resposta deve ser calculada usando uma simulação dinâmica completa. Neste caso, o valor de recorrência considerado para a altura significativa da onda e para a velocidade média do vento é de 50 anos. Conservadoramente, os carregamentos extremos de onda e vento foram aplicados na mesma direção e sentido para a obtenção dos piores resultados de carregamento combinado. O carregamento dinâmico de vento e onda aplicado considera a turbina eólica estática e ventos aplicados com velocidade acima do *cut-out* do sistema.

Assim, o carregamento aerodinâmico nas pás e a força geradas pela rotação desses elementos, que são carregamentos típicos de uma condição operacional da turbina eólica, não foi considerado. Essa metodologia foi utilizada, pois os carregamentos extremos de

onda e vento foram considerados como os mais relevantes para a análise do estado limite último da fundação.

O módulo Wave Response é utilizado pelo SACS para calcular as respostas dinâmicas da estrutura sob ação das ondas, incluindo forças devido às velocidades e às acelerações das partículas de água. O módulo Extreme Wind é usado para calcular as respostas dinâmicas devido ao vento extremo. As abordagens de cálculo serão melhor apresentadas nos próximos itens.

### **5.3.1 Carregamento de Onda**

O carregamento de onda utiliza o módulo Wave Response do SACS, projetado para calcular as respostas dinâmicas de uma estrutura sujeita à ação das ondas. Esse módulo utiliza as capacidades do módulo Seastate para gerar propriedades hidrodinâmicas. Conforme apresentado na seção 3.4.3 e indicado na (DNVGL-ST-0437, 2016), o modelo de análise deve considerar uma onda estocástica aplicada em uma simulação dinâmica. No procedimento de onda aleatória, variações temporais do perfil da superfície da onda e um espectro de onda são especificados. O programa reproduz o perfil da superfície ou o espectro pela combinação de ondas usando a teoria linear de Airy. A cinemática total da onda é determinada pelas velocidades e acelerações dos vários componentes.

Para análise de ondas aleatórias, a técnica aplicada é especificada como *input* do software, podendo ser uma integração de *time-history* ou através da decomposição do espectro em coeficientes de Fourier, sendo a técnica de variação temporal utilizada nesse projeto. Como a carga distribuída do membro é não linear, a técnica de variação temporal calcula a velocidade da onda para cada membro usando uma função linear para representar a segmentação da carga.

A superfície da onda foi determinada a partir de uma função de densidade espectral de Jonswap, sendo seus parâmetros obtidos a partir de medições e estimativas. Devido à falta de dados meta-oceânicos da região, o perfil da onda considerado para a situação de projeto da torre estacionada no Nordeste foi obtido a partir de trabalhos acadêmicos (NOGUEIRA, 2019; GOMES, 2019). As propriedades utilizadas para o desenvolvimento da elevação de onda encontram-se na Tabela 5-8 e na Tabela 5-9.

Tabela 5-8 - Propriedades do perfil de onda

Parâmetro	Valor	Unidade
Espectro de Onda	Jonswap	-
Altura Significativa ( $H_s$ )	7	m
Período ( $T_p$ )	14	s
Parâmetro Jonswap ( $\gamma$ )	2,4	-
Parâmetro Normalizador Jonswap ( $A_\gamma$ )	0,654	-

Tabela 5-9 - Propriedades da análise dinâmica da onda

Parâmetro	Valor	Unidade
Técnica de Análise	<i>Time-History</i>	-
Tempo de Incremento da Onda	0,1	s
Tempo de Incremento da Análise	0,2	s
Tempo de Duração da Aplicação da Onda	6000	s
Fator de Amortecimento	2	%

A força de onda é resultado da interferência da torre eólica que está estacionada acima do nível d'água com a superfície de onda. O cálculo da força das ondas é feito utilizando a equação de Morison e os coeficientes de arrasto e de inércia considerados na análise são os valores padrões do software e podem ser encontrados no manual do módulo Seastate do SACS.

A onda é aplicada na direção -X ao longo de 6000 segundos de aplicação do carregamento. A força resultante e o momento atuando na base da fundação são computados a cada 0,2 segundos da análise. O valor da carga resultante máxima que gera o maior momento na base da fundação, o tempo no qual essa carga foi aplicada e a fase da onda são extraídos do relatório do SACS e apresentados na Tabela 5-10.

Tabela 5-10 - Carregamento de onda aplicado

Carregamento	Fx (kN)	Tempo (s)	Fase (Graus)
Carregamento de Onda	-16786,0	3588,2	215,29

A Figura 5-12 mostra o perfil da onda gerada ao longo do tempo de duração da análise considerando o tempo de incremento de onda. Como os dados são gerados para o dimensionamento da fundação desse projeto, considerando a carga atuando em apenas uma direção, foi utilizada apenas uma semente (*Seed*) para a geração de dados aleatórios.

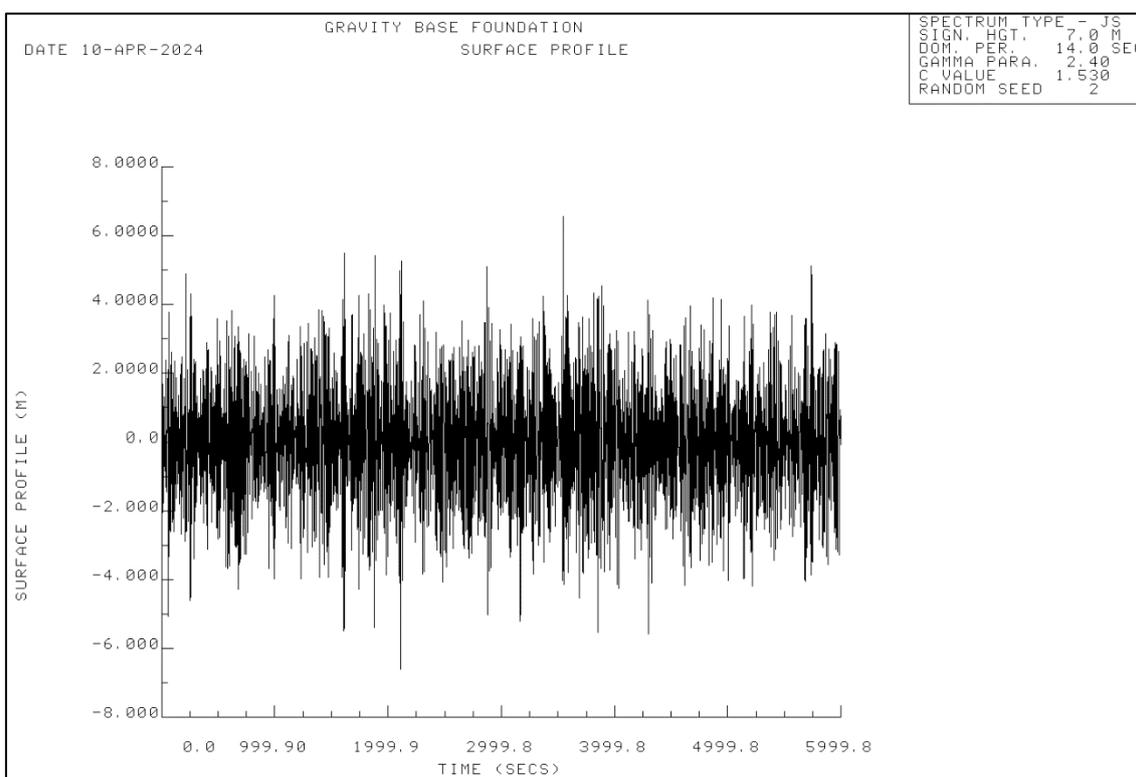


Figura 5-12 - Perfil da superfície da onda gerada

A reação na base da fundação é gerada pelo relatório do SACS para cada tempo de incremento da análise. As reações obtidas, considerando o máximo momento com o cortante associado, para o perfil de onda aplicado são apresentadas na Tabela 5-11.

Tabela 5-11 - Reação das cargas de onda

Reação	Valor	Unidade
Força X	16786	kN

Reação	Valor	Unidade
Momento Y	378589	kNm

Nota: As forças de reação em  $F_y$  e  $F_z$ , e os momentos  $M_x$  e  $M_z$  são nulos devido à direção do carregamento aplicado.

A análise dinâmica da estrutura também mostra que o perfil de onda considerado não exerce grande influência na amplificação da resposta estrutural. Isso acontece, pois o pico de energia, considerando a situação de projeto para a turbina estacionada, está concentrado em frequências muito abaixo dos 0,225 Hz da frequência natural da estrutura, conforme mostrado na Figura 5-13.

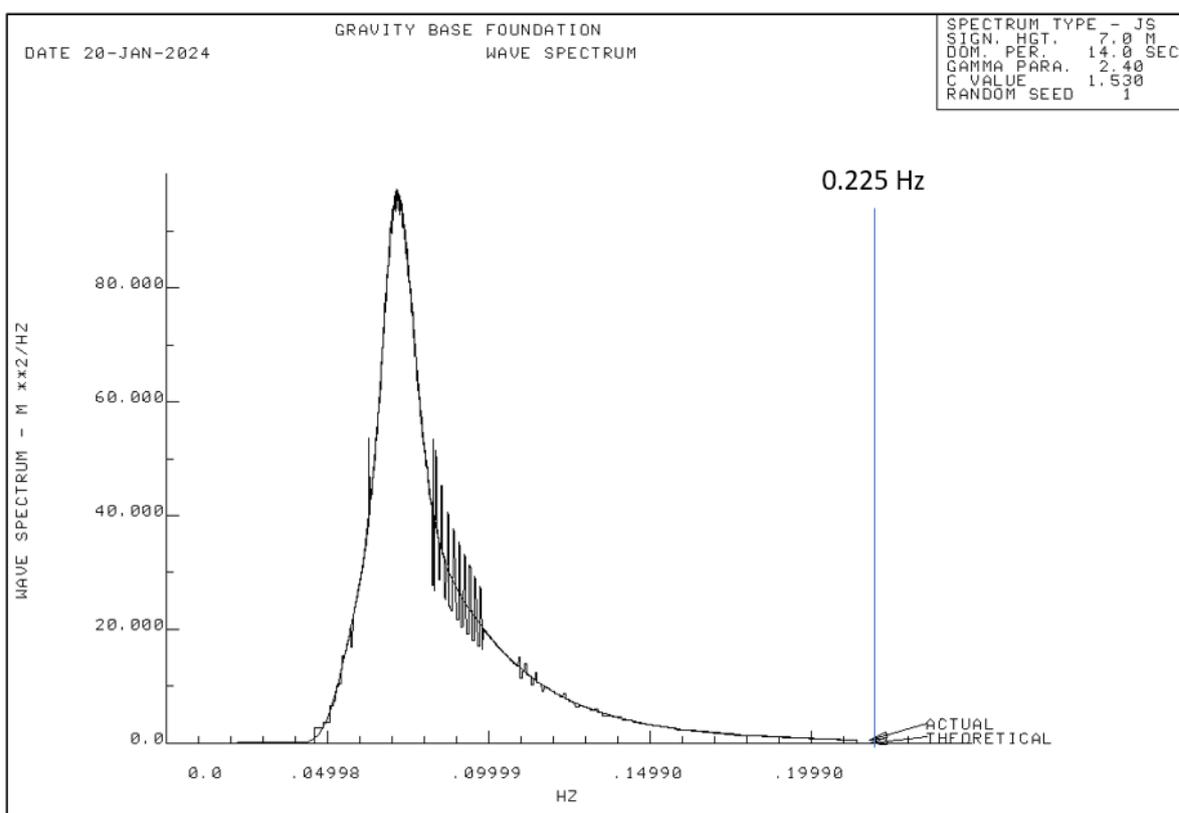


Figura 5-13 - Espectro de onda – Recorrência 50 anos

### 5.3.2 Carregamento de Vento

O carregamento de vento utiliza o módulo Dynamic Response do SACS, projetado para calcular as respostas da estrutura submetida a essa excitação dinâmica. Esse módulo utiliza o carregamento espectral do vento e as análises de vento extremo, determinando os fatores de amplificação dinâmica e obtendo os valores de carregamento equivalente devido à ação do vento.

Para a representação do carregamento de vento foi considerado a isopleta apresentada na Norma Brasileira para a região (NBR-6123, 2022) com os ventos de referência de recorrência de 50 anos. As propriedades utilizadas para o desenvolvimento da aplicação do vento encontram-se na Tabela 5-12.

Tabela 5-12 - Propriedades do vento dinâmico

<b>Parâmetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidade</b>
Velocidade Média do Vento	40	m/s
Tempo Médio do Vento	600	s
Coefficiente de Rugosidade	0,0025	-
Espectro do Tipo de Vento	Weibull	-
Parâmetro de Forma (K)	2,0	-
Parâmetro de Escala (A)	10,0	-
Espectro da Rajada de Vento	Harris	-
Comprimento de Referência do Espectro de Harris	1800	m

A força de vento é resultado da interferência do conjunto da turbina eólica que está estacionado acima do nível d'água com o perfil de vento traçado. Os coeficientes de arrasto considerados na análise são os valores padrões do software e podem ser encontrados no manual do módulo Seastate do SACS. A força resultante computada na análise é extraída do relatório do SACS e apresentada na Tabela 5-13. Os deslocamentos e a deformação devido a esse carregamento são mostrados na Figura 5-14.

Tabela 5-13 - Carregamento de vento aplicado

Carregamento	Fx (kN)
Carregamento de Vento	-1064

Joint Result: Displacement X

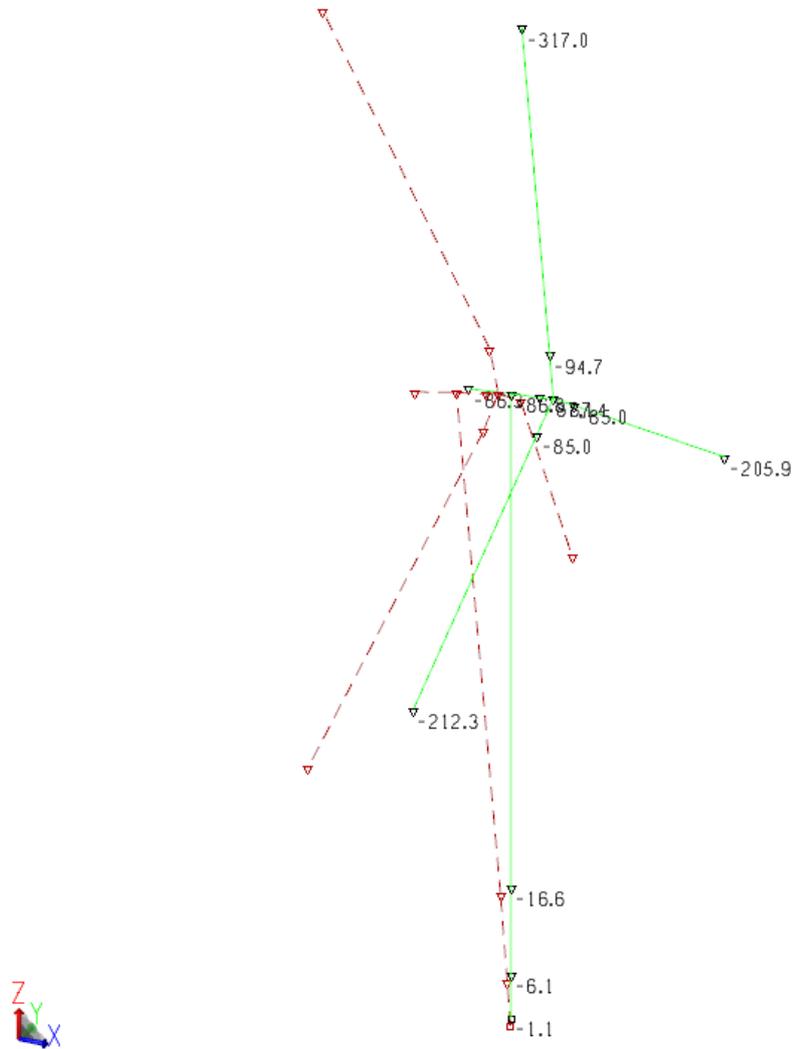


Figura 5-14 - Modelo SACS - Deslocamentos da direção -X devido à carga de vento (em cm)

Após a determinação das forças de carregamento do vento, são aplicados os fatores de amplificação dinâmica, que são determinados a partir da análise de vibração da estrutura e calculados conforme os fatores de participação dos modos de vibração. A reação da carga dinâmica obtida na base da fundação é apresentada na Tabela 5-14.

Tabela 5-14 - Reação das cargas de vento

<b>Reação</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidade</b>
Força X	2885	kN
Força Y	76	kN
Força Z	-53	kN
Momento X	163	kNm
Momento Y	197959	kNm
Momento Z	11684	kNm

Os resultados obtidos pela análise dinâmica de vento extremo do SACS mostram que a magnitude da força horizontal resultante exercida pelo vento não é relativamente significativa quando comparado com os carregamentos de onda e peso próprio. Entretanto, devido à altura da torre da turbina de 10 MW e da lâmina d'água de 30m, o momento que atua na base da fundação é bastante relevante e terá uma importante contribuição na verificação de tombamento da fundação.

Além disso, a análise dinâmica da estrutura mostra que os ventos incidentes não exercem grande influência na amplificação da resposta estrutural. Assim como acontece no carregamento de onda, o pico de energia dos ventos na situação de projeto para a turbina estacionada é predominante nas baixas frequências, conforme mostrado na Figura 5-15.

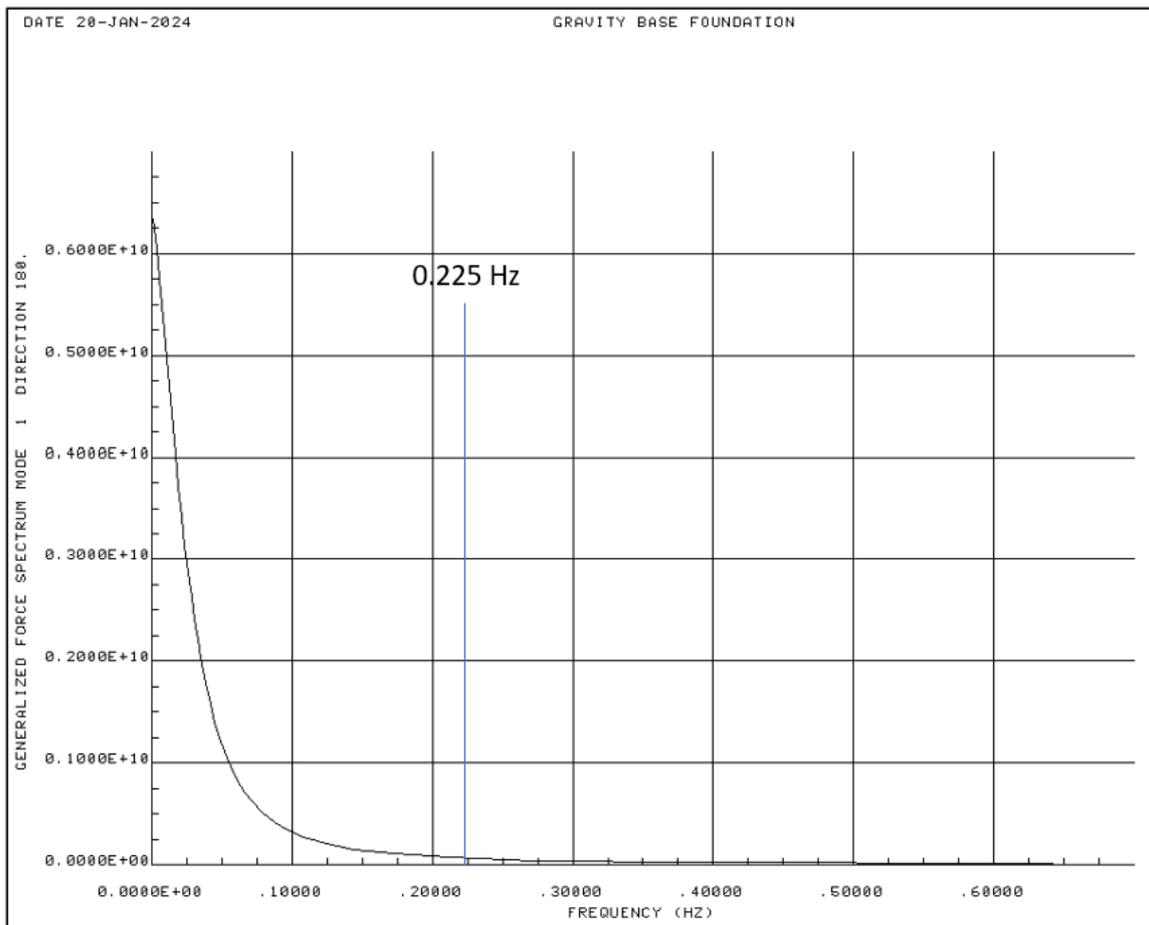


Figura 5-15 - Espectro de vento – Recorrência 50 anos

#### 5.4 Resultados

A partir dos resultados fornecidos pelas análises modal e dinâmica, percebe-se que os espectros dos carregamentos de onda e vento apresentam distribuições diferentes, mas o pico de energia em ambos os casos ocorre predominantemente em baixas frequências.

A análise estática mostra que a força de reação vertical gravitacional exercida pelo conjunto da turbina eólica possui cargas elevadas, passando de 5000 toneladas. Os esforços de momento criados pelas cargas de vento e onda também possuem valores de grande magnitude conforme mostrado nas reações da fundação. Com isso, a verificação da estabilidade da fundação é uma validação importante a ser feita para esse projeto e será apresentado adiante na Seção 6.3.

### 5.4.1 Espectros de Frequências

Os espectros obtidos em cada uma das análises dinâmicas foram sobrepostos no diagrama de frequência de operação apresentado na Seção 3.4.1. Conforme mencionado anteriormente, as frequências de onda e vento atuam predominantemente nas baixas frequências, com picos abaixo da faixa 1P. O resultado obtido na análise modal mostra que a frequência natural está fora da faixa 1P, incluindo a margem de segurança, se encontrando dentro da região considerada *soft-stiff* conforme mostrado na Figura 5-16.

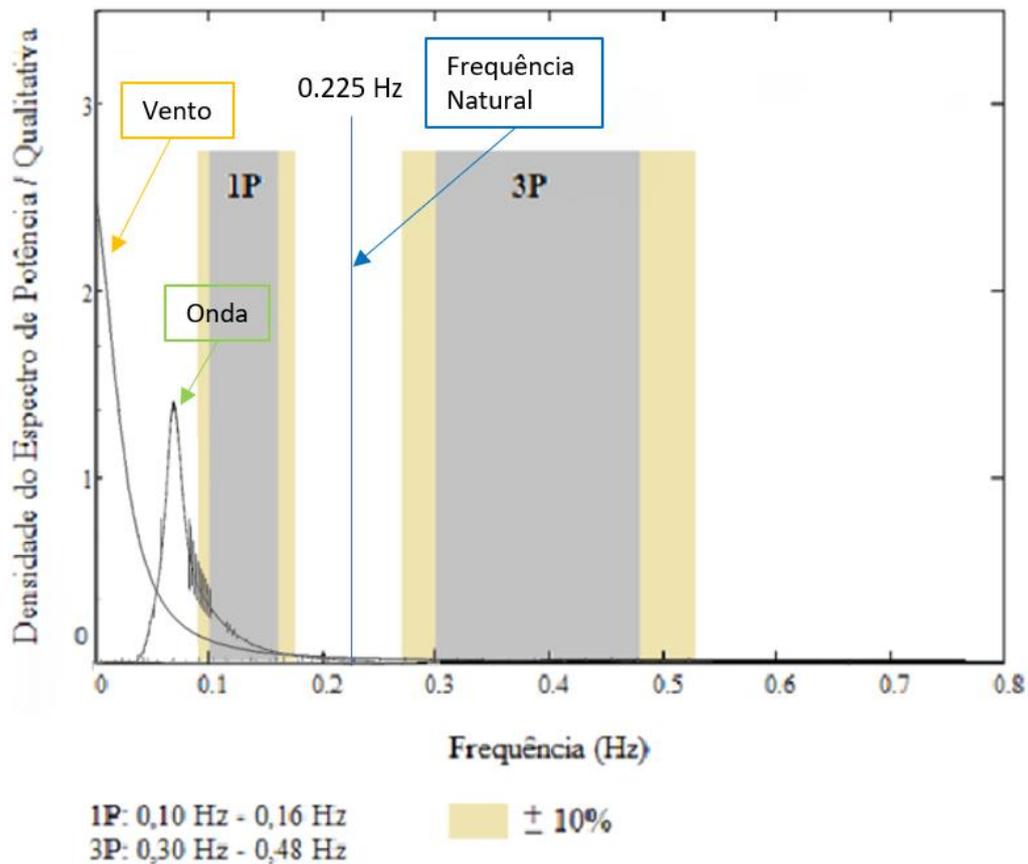


Figura 5-16 - Espectro da frequência natural, frequências de onda e vento

## 6 ANÁLISE ESTRUTURAL DA FUNDAÇÃO

Neste capítulo é abordado o dimensionamento da fundação das turbinas eólicas considerando as análises geotécnicas e dinâmicas realizadas nas seções anteriores. O dimensionamento adequado da fundação é essencial para garantir a estabilidade e a segurança da estrutura.

### 6.1 Dimensionamento no STAAD

O processo de dimensionamento da fundação começa com a modelagem detalhada no software STAAD. Para isso, foi criado um modelo de elementos finitos que representa a fundação, levando em consideração os materiais utilizados, as dimensões da estrutura de suporte e as cargas aplicadas.

#### 6.1.1 Metodologia

A metodologia utilizada para a análise estrutural utilizando o software STAAD é apresentada nessa seção.

##### 6.1.1.1 Geometria

Após algumas pré-análises considerando a geometria apresentada anteriormente na Tabela 5-2, observou-se a necessidade de introdução de reforços em forma de aletas radialmente simétricas com 35 cm de espessura em toda a fundação, conforme apresentado na Figura 6-1. Os cálculos dos efeitos hidrodinâmicos não consideram essas aletas, mas isso não altera significativamente os resultados. As propriedades dos materiais considerados na análise do STAAD são apresentadas anteriormente na Tabela 5-3.

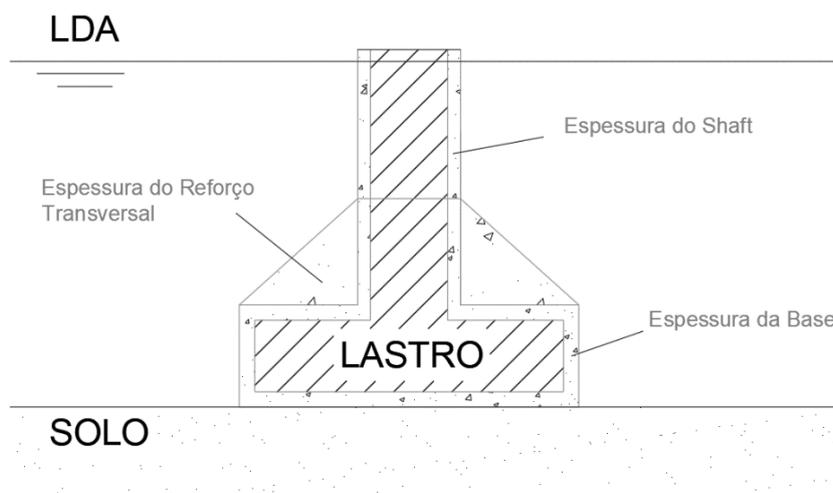


Figura 6-1 - Representação da geometria final

A representação do modelo 3D da estrutura de fundação é mostrada na Figura 6-2. No topo do fuste foram adicionados elementos unifilares rígidos, sem as propriedades associadas ao peso estrutural, conectando os elementos de placa ao centro de aplicação do carregamento. Os valores das propriedades dos materiais são apresentados na Tabela 6-1.

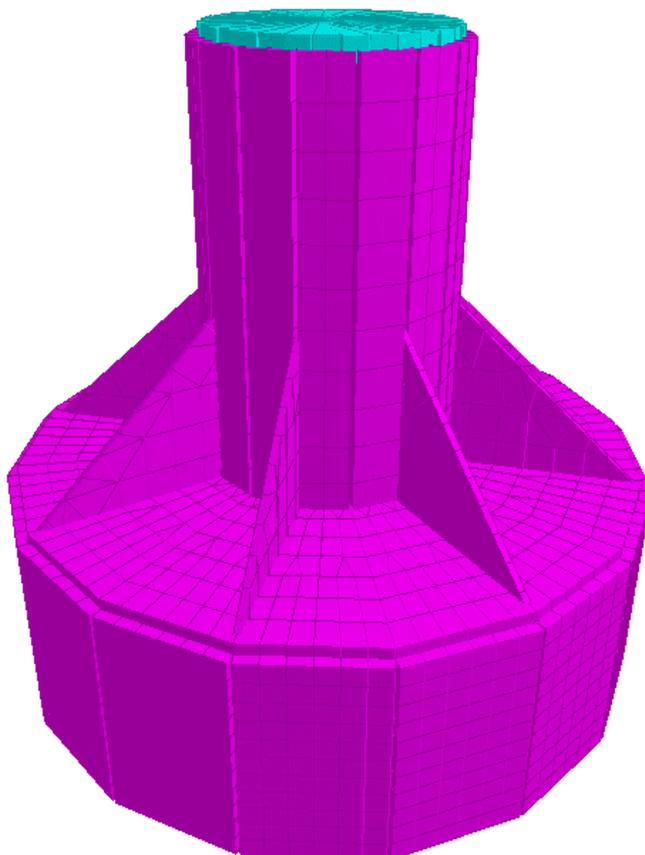


Figura 6-2 - Modelo STAAD - Representação 3D

Para a determinação do módulo de elasticidade do concreto, utilizou-se a referência associada a um  $f_{ck}$  final de 50 MPa, considerando um agregado de granito e gnaiss (parâmetro  $\alpha_E$  igual 1,2), seguindo os critérios apresentados na Norma Brasileira (NBR-6118, 2023).

Tabela 6-1 - Propriedades dos materiais

<b>Materiais</b>	<b>E (GPa)</b>	<b>Densidade (ton/m<sup>3</sup>)</b>
Elemento Rígido	$2,0 \cdot 10^9$	0,001
Concreto (Fundação)	37	2,5

### 6.1.1.2 Malha

A malha no STAAD foi gerada com elementos de aproximadamente 1 m x 1 m. Essa malha foi gerada com elementos quadrados e triangulares conforme apresentado na Figura 6-3. A Figura 6-4 mostra a distribuição da malha do reforço transversal no plano YZ, passando pelo eixo da fundação.

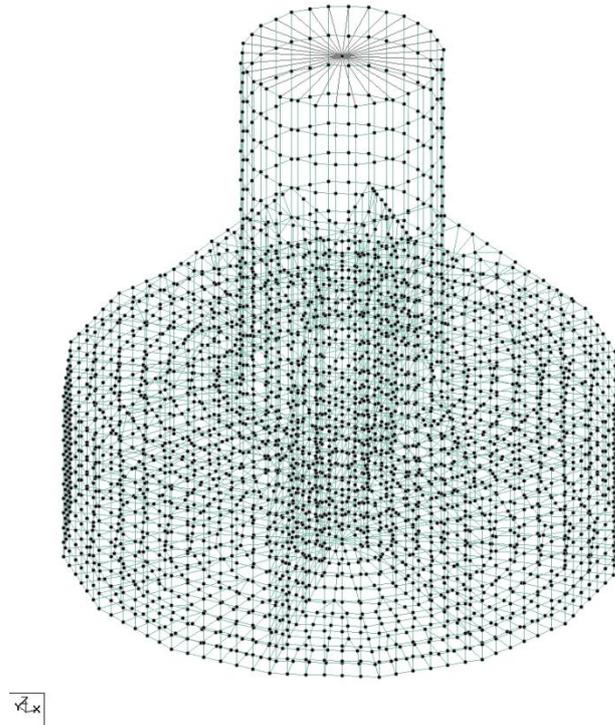


Figura 6-3 - Definição da malha do modelo STAAD

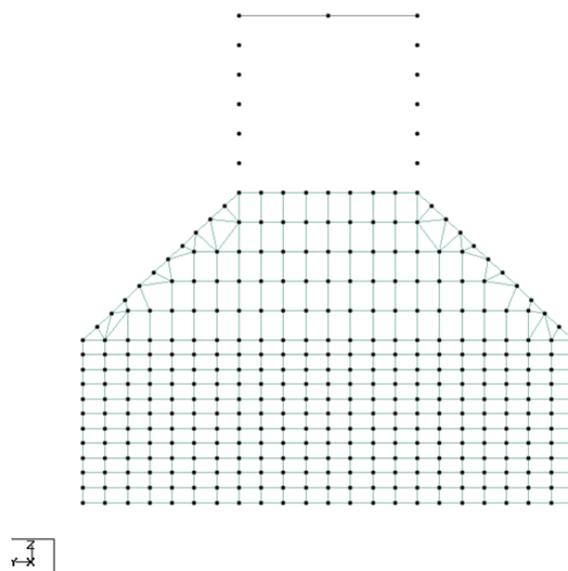


Figura 6-4 - Malha do reforço na seção transversal da fundação

### 6.1.1.3 Condição de Contorno

A fundação da turbina eólica é suportada pelo leito marinho e a rigidez de mola equivalente é representada através dos coeficientes obtidos na Seção 4.3. A Figura 6-5 mostra a condição de contorno aplicada no modelo.

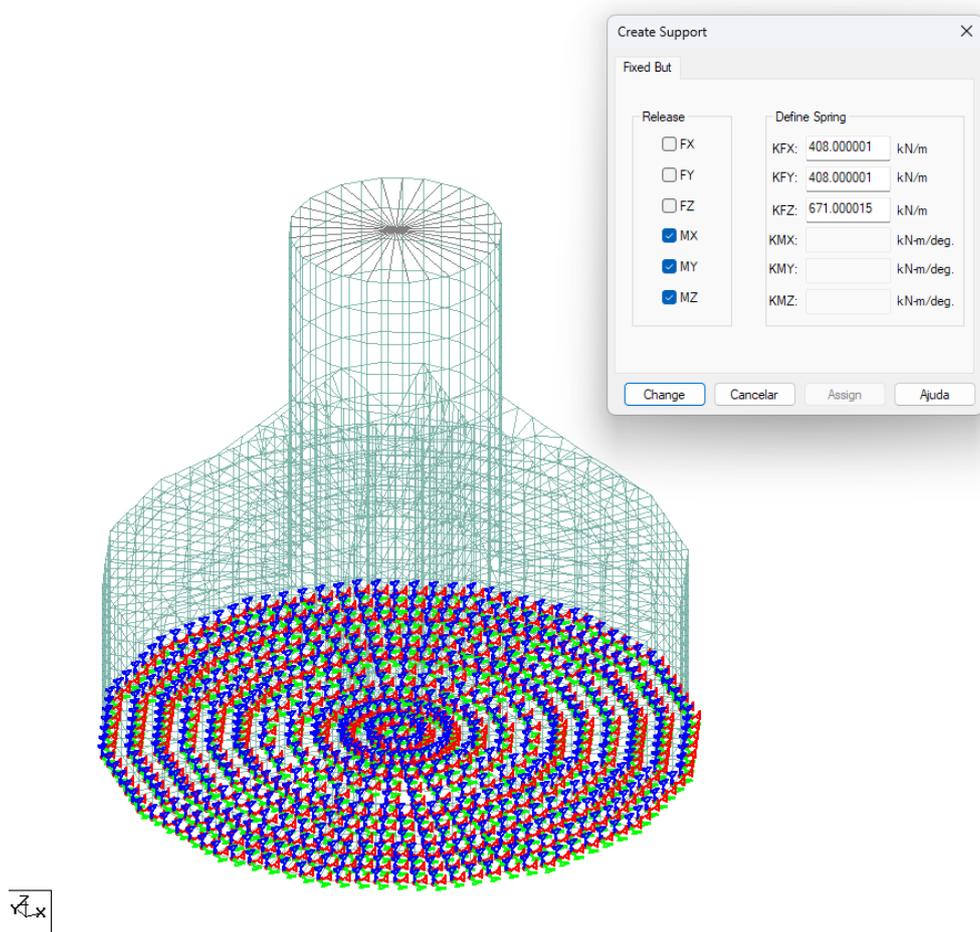


Figura 6-5 - Modelo STAAD - Condição de contorno

### 6.1.1.4 Carregamentos

Os esforços dinâmicos máximos obtidos da análise de carregamento da Seção 5.3 são aplicados como carga nodal no topo da fundação modelada no STAAD. Esses esforços consideram as cargas extremas e variações de forças ambientais, juntamente com as cargas permanentes que atuam na estrutura da turbina eólica.

- Peso Próprio

O peso próprio da fundação é gerado automaticamente pelo software com base na geometria e densidade dos elementos, aplicado na direção -Z com fator 1,0 g.

- Empuxo

O empuxo da fundação é aplicado nos elementos como um carregamento gravitacional na direção +Z. Levando em consideração a relação das densidades do concreto (2,5 toneladas/m<sup>3</sup>) e a densidade da água (1,03 toneladas/m<sup>3</sup>), o fator aplicado foi de 0,412 g.

- Peso do Conjunto da Turbina Eólica

O peso do conjunto da turbina eólica (torre, nacele e pás) obtido na análise estática do SACS é aplicado como carga permanente.

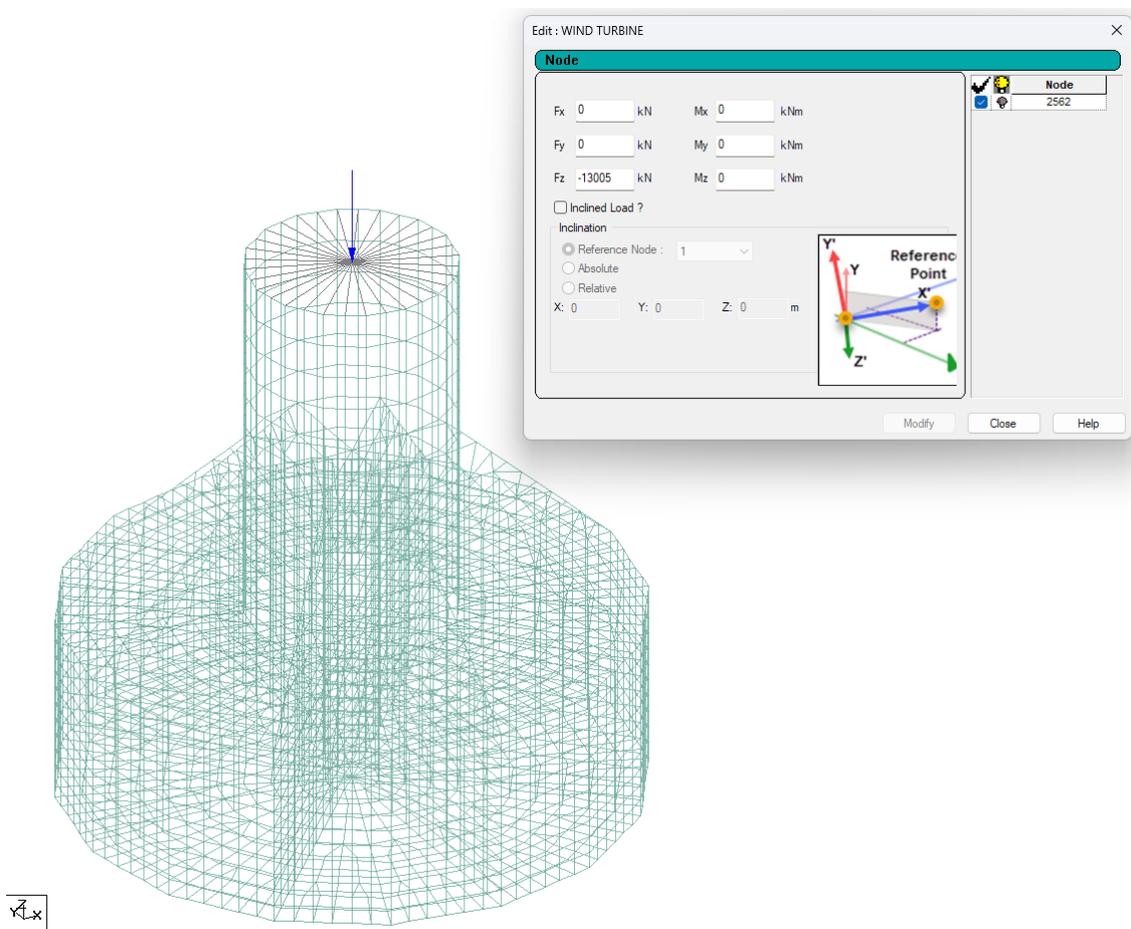


Figura 6-6 - Modelo STAAD – Carregamento do conjunto da torre e turbina

- Carregamento de Vento

Os esforços máximos devido à aplicação do vento extremo na direção X, obtidos no nó de conexão entre a torre eólica e o fuste da fundação, extraídos do SACS conforme mostrado no ANEXO A, foram aplicados no modelo do STAAD.

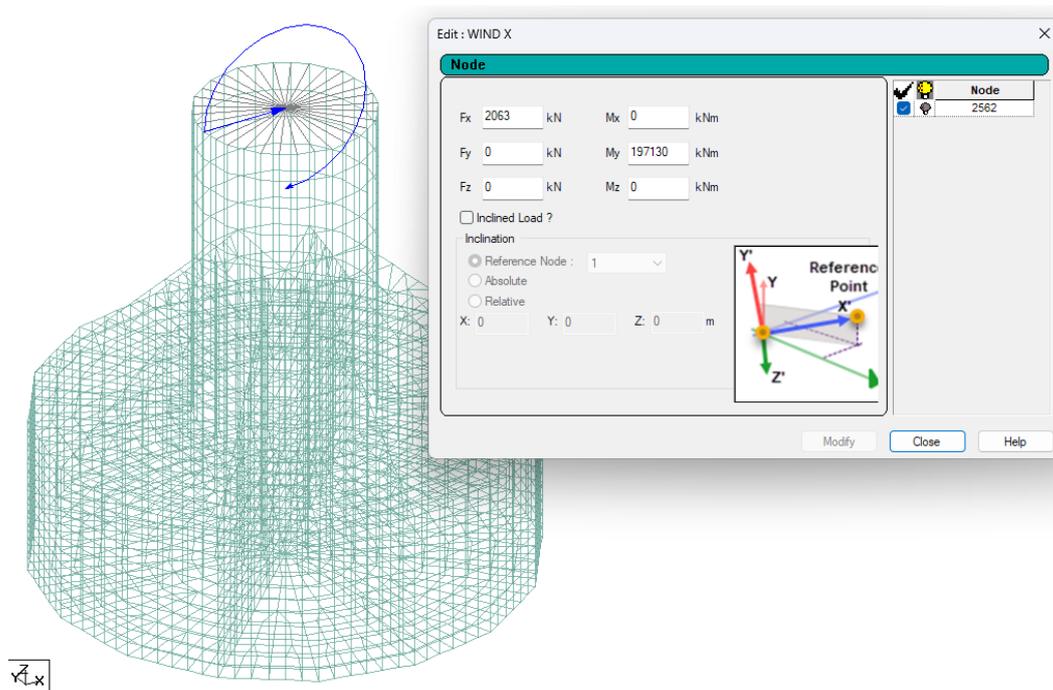


Figura 6-7 - Modelo STAAD – Carregamento de vento

- Carregamento de Lastro

O carregamento de lastro foi aplicado como carga vertical de 98 kN/m<sup>2</sup>, distribuída de apenas nas placas da base da fundação, de forma que a força resultante seja equivalente com a força de lastro obtida na análise do SACS.

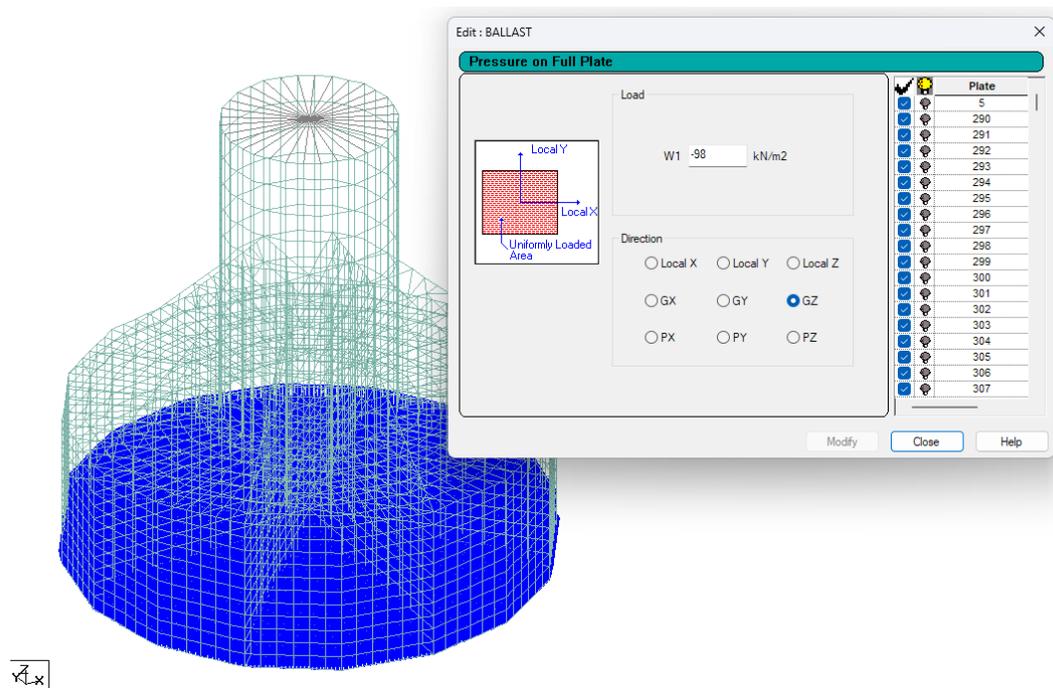


Figura 6-8 - Modelo STAAD – Carregamento de lastro

- Carregamento de Onda

Os esforços máximos devido à aplicação da onda na direção X foram extraídos do SACS e aplicados no modelo do STAAD. A força resultante do carregamento obtida na análise dinâmica do SACS, que gera o momento máximo na base da fundação, encontra-se posicionada próxima ao topo do fuste. Simplificadamente, na verificação do STAAD essa força resultante de onda é aplicada no topo do fuste. Essa abordagem é mais conservadora, pois na análise do SACS, a força resultante do carregamento de onda que gera o maior momento na base é calculada em uma altura abaixo do topo do fuste. Dessa forma, o momento na base da fundação no modelo do STAAD será maior do que o obtido no SACS levando em consideração o braço de alavanca gerado pela altura de 30 m.

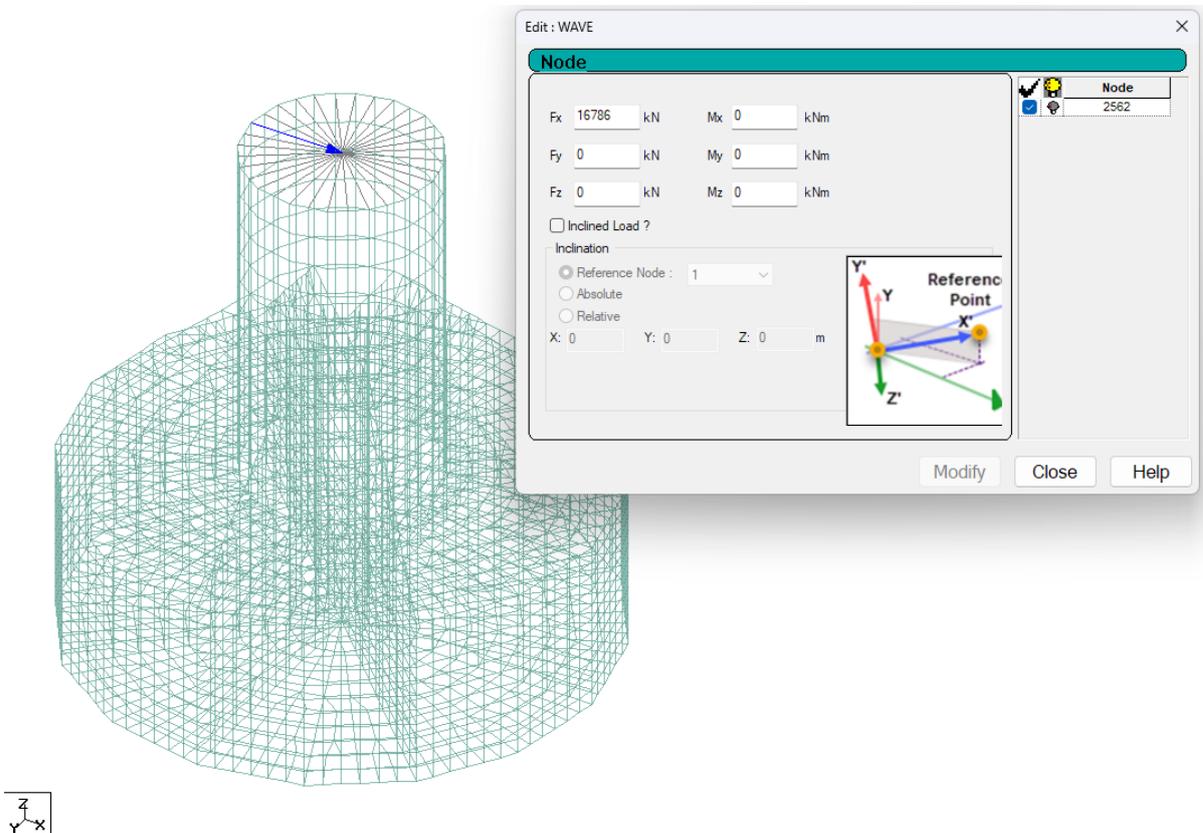


Figura 6-9 - Modelo STAAD – Carregamento de onda

#### 6.1.1.5 Combinações

Considerando a situação de projeto 6.1 mostrada na Tabela 4-3 da DNV (DNVGL-ST-0437, 2016), na qual a turbina eólica *offshore* está estacionada de pé em condições climáticas extremas, foi realizada a combinação dos carregamentos extremos. Os fatores de combinação para Estado Limite de Serviço (ELS), Estado Limite de Fadiga

(ELF) e Estado Limite Último (ELU) utilizados na análise do STAAD estão de acordo com a Tabela 4-2 da DNVGL-ST-0437 (DNVGL-ST-0437, 2016) e são apresentados na Tabela 6-2.

Tabela 6-2 - Fatores de combinação dos carregamentos

Carregamentos Ambientais		Carregamentos Permanentes		
ELU	ELS, ELF	ELU		ELS, ELF
		Favorável	Desfavorável	
1,35	1,0	0,9	1,1	1,0

Assim, foram criadas no modelo STAAD as combinações 100 para o Estado Limite de Serviço e 200 para o Estado Limite Último.

### 6.1.2 Resultados

Os resultados obtidos na análise do STAAD são apresentados nesse capítulo. Para cada propriedade de seção utilizada no software, conforme mostrado anteriormente na Figura 6-1, foi gerada uma tabela resumo com os esforços internos máximos e mínimos dos elementos de placa que serão utilizados para o dimensionamento das armaduras por meio de cálculos analíticos.

Devido à inclusão do reforço transversal e à modelagem em elementos finitos da fundação, o peso da estrutura e a força de empuxo sofreram pequenas alterações comparando com os resultados do SACS. Os valores obtidos pelo STAAD são apresentados na Tabela 6-3.

Tabela 6-3 -Reações da análise estática STAAD

Força de Reação	Valor	Unidade
Peso do Conjunto da Turbina Eólica	13005	kN
Peso da Fundação	88882	kN
Força de Empuxo	36620	kN
Força de Reação Vertical Total	65267	kN

### 6.1.2.1 Esforços Internos

Os itens a seguir mostram o resumo dos esforços no ELU e ELS para cada seção, referentes ao eixo local das placas. O ANEXO B mostra as tabelas obtidas do STAAD e imagens com a distribuição dos esforços em toda fundação.

- Modelo STAAD – Resumo dos esforços resultantes para o fuste

Tabela 6-4 - Momento fletor – ELU - Fuste

Parâmetro	Placa	Mx (kNm/m)	My (kNm/m)
Max Mx	6011	687,6	0,0
Min Mx	6015	-744,3	0,0
Max My	6974	0,0	320,3
Min My	6961	0,0	-321,2

Tabela 6-5 - Momento fletor – ELS - Fuste

Parâmetro	Placa	Mx (kNm/m)	My (kNm/m)
Max Mx	6011	517,8	0,0
Min Mx	6015	-559,7	0,0
Max My	6974	0,0	238,2
Min My	6961	0,0	-238,9

Tabela 6-6 - Cortante – ELU - Fuste

Parâmetro	Placa	SQx (kN/m <sup>2</sup> )	SQy (kN/m <sup>2</sup> )
Max Qx	6015	431,0	-25,0
Min Qx	6011	-422,0	-15,0
Max Qy	6974	-62,0	538,0
Min Qy	6961	61,0	-537,0

- Modelo STAAD – Resumo dos esforços resultantes para o reforço transversal

Tabela 6-7 - Momento fletor – ELU - Reforço

Parâmetro	Placa	Mx (kNm/m)	My (kNm/m)
Max Mx	11812	9,1	0,0
Min Mx	11793	-9,1	0,0
Max My	9495	0,0	13,9
Min My	9491	0,0	-13,9

Tabela 6-8 - Momento fletor – ELS - Reforço

Parâmetro	Placa	Mx (kNm/m)	My (kNm/m)
Max Mx	11812	6,0	0,0
Min Mx	11793	-6,0	0,0
Max My	9495	0,0	9,3
Min My	9491	0,0	-9,3

Tabela 6-9 - Cortante – ELU - Reforço

Parâmetro	Placa	SQx (kN/m <sup>2</sup> )	SQy (kN/m <sup>2</sup> )
Max Qx	9522	63,0	-79,0
Min Qx	9493	-63,0	-79,0
Max Qy	9534	-39,0	110,0
Min Qy	9469	-63,0	-79,0

- Modelo STAAD – Resumo dos esforços resultantes para a base

Tabela 6-10 - Momento fletor – ELU - Base

Parâmetro	Placa	Mx (kNm/m)	My (kNm/m)
Max Mx	1730	800,7	0,0
Min Mx	6165	-628,2	0,0
Max My	1533	0,0	698,8
Min My	1509	0,0	-707,3

Tabela 6-11 - Momento fletor – ELS - Base

Parâmetro	Placa	Mx (kNm/m)	My (kNm/m)
Max Mx	1730	628,3	0,0
Min Mx	6165	-471,2	0,0
Max My	1533	0,0	544,5
Min My	1509	0,0	-549,9

Tabela 6-12 - Cortante – ELU - Base

Parâmetro	Placa	SQx (kN/m <sup>2</sup> )	SQy (kN/m <sup>2</sup> )
Max Qx	6215	889,0	297,0
Min Qx	6208	-888,0	298,0
Max Qy	6137	9,0	700,0
Min Qy	320	11,0	-713,0

### 6.1.2.2 Deslocamentos

Os deslocamentos máximos da fundação sob as cargas dinâmicas foram verificados para garantir que não haja movimentos excessivos que possam comprometer a integridade da estrutura e são mostrados na Tabela 6-13. Essa verificação é realizada no STAAD e considera tanto os deslocamentos verticais quanto horizontais e é comparada com os resultados obtidos nas outras análises.

Tabela 6-13 - Deslocamentos STAAD

Resumo dos Deslocamentos do STAAD							
Parâmetro	Nó	Horizontal		Vertical			
		X (mm)	Y(mm)	Z(mm)	rX(rad)	rY(rad)	rZ(rad)
Max. X	747	<b>1018,398</b>	0	-329,409	0	0,032	0
Min. X	1	<b>73,829</b>	0	-155,923	0	0,031	0
Max. Y	1609	593,261	<b>0</b>	-334,884	0	0,031	0
Min. Y	2349	593,258	<b>0</b>	-334,881	0	0,031	0
Max. Z	643	385,746	0	<b>311,316</b>	0	0,031	0
Min. Z	642	385,760	0	<b>-622,835</b>	0	0,031	0
Max. rX	1258	515,010	0	-391,562	<b>0</b>	0,031	0

Resumo dos Deslocamentos do STAAD							
Parâmetro	Nó	Horizontal		Vertical			
		X (mm)	Y(mm)	Z(mm)	rX(rad)	rY(rad)	rZ(rad)
Min. rX	1265	385,735	0	-318,850	<b>0</b>	0,031	0
Max. rY	438	645,481	0	-355,245	0	<b>0,032</b>	0
Min. rY	613	437,333	0	-569,313	0	<b>0,031</b>	0
Max. rZ	1251	541,155	0	-156,011	0	0,031	<b>0</b>
Min. rZ	2339	541,155	0	-156,009	0	0,031	<b>0</b>

A Figura 6-10 mostra a deformação da fundação de gravidade para a aplicação da combinação 100 de ELS. Na imagem, os elementos unifilares em cinza representam a fundação não-deslocada e os elementos em verde representa os elementos deslocados. Na imagem, também são destacados os nós 1 e 376 que possuem deslocamentos verticais de 15,6 cm e 61,7 cm respectivamente. O nó 642, que possui maior deslocamento vertical (62,3 cm), também está destacado na imagem.

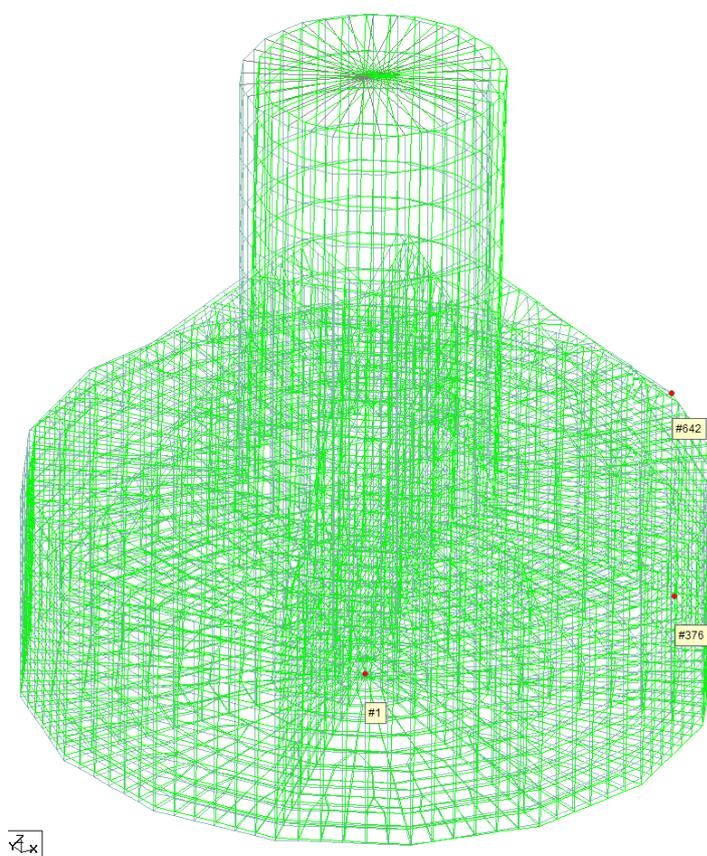


Figura 6-10 - Deformação GBF no STAAD - Vista isométrica

A Figura 6-11 mostra a vista lateral da deformação da estrutura. Os principais deslocamentos laterais obtidos em X e Y, assim como as rotações rY, ocorrem em nós dos elementos do fuste. O deslocamento no centro da fundação teve um aumento de 26,8% com relação ao deslocamento vertical obtido na análise do SACS. Esse acréscimo se deve ao peso adicionado pela implementação dos reforços transversais na estrutura.

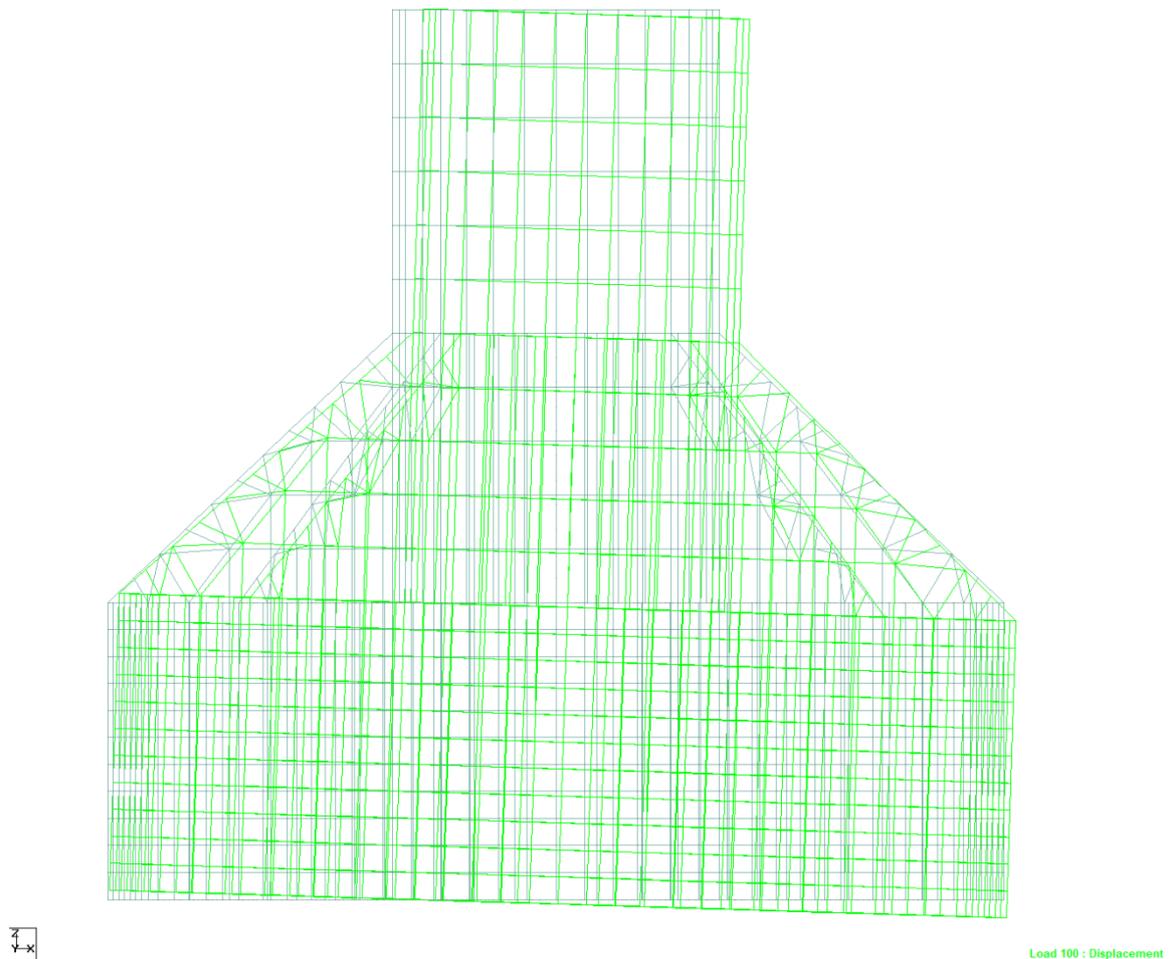


Figura 6-11 - Deformação GBF no STAAD - Vista lateral

## 6.2 Verificação Estrutural

A verificação estrutural é realizada para garantir que a fundação seja capaz de suportar as cargas dinâmicas impostas pela turbina eólica. Isso inclui a verificação de tensões, momentos, cortantes e outros parâmetros relevantes. As verificações devem atender aos critérios de segurança especificados na norma de concreto (NBR-6118, 2023) e em regulamentos aplicáveis.

### 6.2.1 Dimensionamento das Armaduras

Com base nos esforços calculados e apresentados na seção 6.1.2, é realizado o dimensionamento das armaduras da fundação. As armaduras fornecem resistência à tração e compressão e são dimensionadas conforme as normas de engenharia. Os resultados obtidos e as formulações utilizadas com base na NBR 6118 (NBR-6118, 2023) são apresentados nessa seção. A planilha de cálculo utilizada para a obtenção dos resultados é mostrada no ANEXO B.

Para as verificações no ELU foram considerados os coeficientes de ponderação das resistências de  $\gamma_c = 1,4$  para o concreto e  $\gamma_s = 1,15$  para o aço. A distribuição de tensões no concreto se faz de acordo com o diagrama parábola-retângulo, com tensão máxima de  $0,85 \cdot f_{cd}$ . Ainda segundo a NBR 6118, o dimensionamento das armaduras é feito utilizando os coeficientes de limite da linha neutra da seção  $k_x$  e braço de alavanca  $k_z$  para cada metro ( $b = 1$  m), conforme apresentado na Equação (6-1), Equação (6-2) e Equação (6-3).

$$k_{md} = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (6-1)$$

$$k_z = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{k_{md}}{1,7}} \quad (6-2)$$

$$k_x = 2,5 \cdot (1 - k_z) \quad (6-3)$$

Assim, o cálculo da área de aço necessária ( $A_s$ ) para cada metro é feito com a Equação (6-4):

$$A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (6-4)$$

Além disso, a armadura implementada deve respeitar a taxa de armadura mínima de 0,208% para o concreto utilizado de  $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$ .

Para o cálculo da resistência ao esforço cortante do elemento estrutural no ELU sem armadura transversal, a verificação é considerada satisfatória segundo a NBR 6118 quando a força cortante de cálculo obedecer às condições da Equação (6-5) a Equação(6-9):

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (6-5)$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (6-6)$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} \quad (6-7)$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot \left(0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}\right)}{\gamma_c} \quad (6-8)$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \quad (6-9)$$

Além das verificações realizadas para o ELU, também foi verificada a fissuração do concreto, seguindo as recomendações de análise apresentadas na NBR 6118, utilizando os esforços obtidos na combinação de ELS. O controle da fissuração é feito através da limitação da abertura estimada das fissuras. Os critérios apresentados a seguir são considerados como avaliações aceitáveis do comportamento geral do elemento, mas não garantem uma avaliação precisa da abertura de uma fissura específica (NBR-6118, 2023).

O valor característico da abertura de fissuras  $w_k$  é determinado pelo menor valor resultante da Equação (6-10) e Equação (6-11), considerando cada parte da região do concreto de envolvimento ao redor da armadura tracionada.

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (6-10)$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left( \frac{4 \cdot \sigma_{si}}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (6-11)$$

Onde  $E_{si}$  é o módulo de elasticidade da barra de aço;  $\phi_i$  é o diâmetro da barra;  $\sigma_{si}$  é a tensão de tração atuante na armadura e  $\rho_{ri}$  é a taxa de armadura passiva aderente.

A partir das formulações apresentadas, foi realizado o dimensionamento da armadura da fundação e os resultados são apresentados nas imagens a seguir com base nos cálculos analíticos apresentados no ANEXO B.

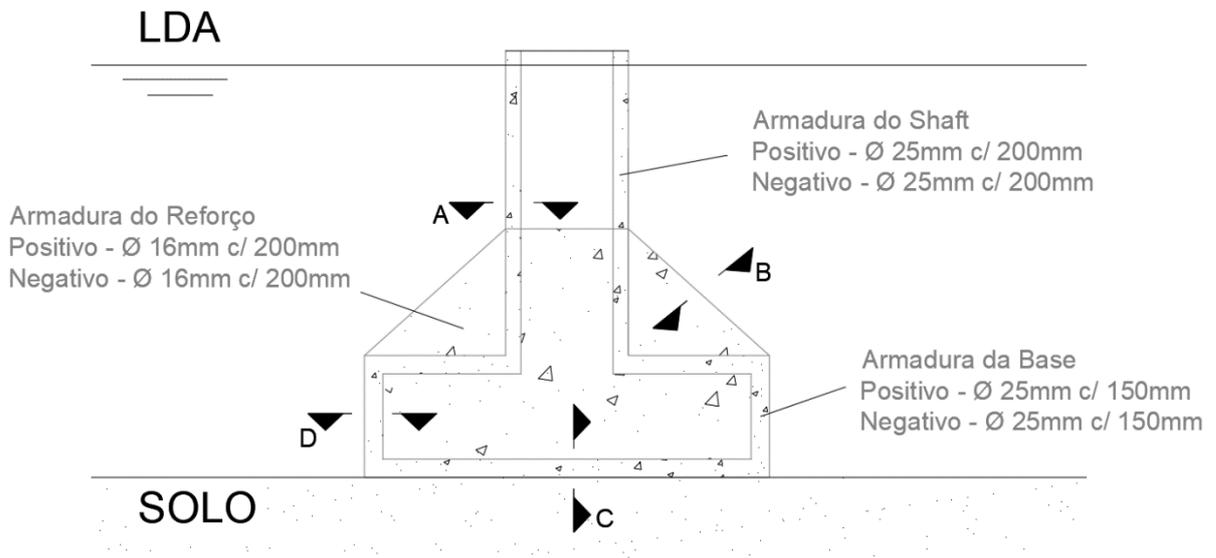


Figura 6-12 - Resumo das armaduras da fundação por seção

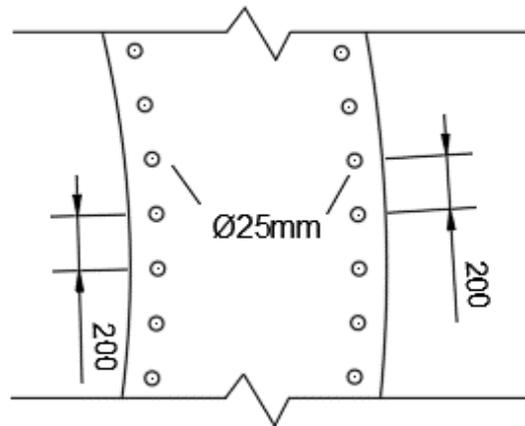


Figura 6-13 - Seção transversal do fuste – A-A

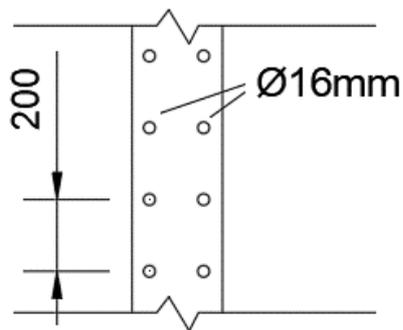


Figura 6-14 - Seção transversal do reforço – B-B

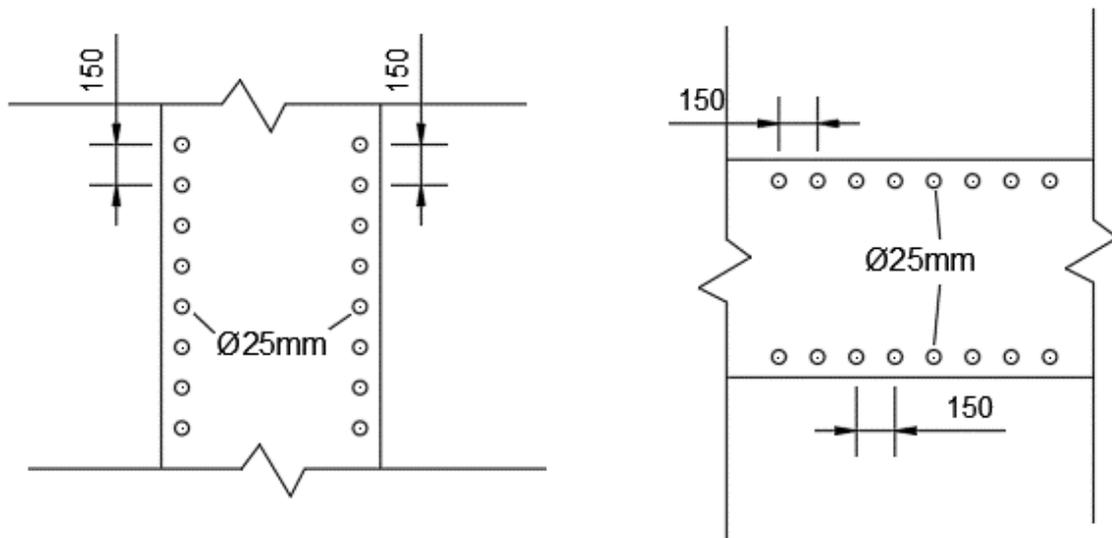


Figura 6-15 - Seção transversal da base (Elementos Horizontais e Parede Cilíndrica) – C-C e D-D

Os resultados mostram que as armaduras para flexão estão dentro do critério normativo apresentado pela NBR 6118. Os cálculos também indicam que a previsão de abertura de fissura está dentro do limite estipulado de  $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$ , com valor máximo obtido de 0,151 mm na base. Entretanto, o dimensionamento das armaduras para a base mostrou que os esforços solicitantes de cálculo para o cortante são ligeiramente superiores à resistência de cisalhamento do concreto. Levando em consideração o conservadorismo adotado na análise e, que as tensões de pico do cortante, de 29% acima do valor admissível por norma, ocorrem em elementos pontuais da malha, as tensões obtidas foram consideradas aceitáveis e as tensões de pico podem ser reduzidas propondo detalhes locais para as regiões críticas.

### **6.2.2 Verificação Simplificada de Fadiga**

Além do dimensionamento estrutural, é importante avaliar o impacto das cargas dinâmicas na fadiga do concreto e das armaduras. Para os cálculos, foram utilizadas as recomendações da NBR 6118 e o método simplificado da DNVGL-STC502 na verificação da fadiga devido às variações nas cargas dinâmicas ao longo do tempo. Essa análise visa garantir a vida útil da fundação para as cargas cíclicas que estará submetida.

De acordo com a NBR 6118, para a verificação da fadiga, seja do concreto ou do aço, os esforços solicitantes podem ser calculados em regime elástico e o cálculo das tensões decorrentes do esforço de flexão composta pode ser feito no estágio II, onde é desprezada a resistência à tração do concreto. A abordagem simplificada na NBR 6118 para fadiga envolve a utilização de coeficientes de segurança e fatores de correção para estimar a vida útil da estrutura sob carregamentos cíclicos, levando em consideração aspectos como o tipo de carregamento, condições ambientais, qualidade do concreto, entre outros.

Segundo a norma internacional DNV (DNVGL-ST-C502, 2018), a verificação simplificada da fadiga considera aspectos específicos da indústria offshore, como os efeitos das ondas, correntes, vento, corrosão, entre outros. Também são fornecidos métodos analíticos simplificados para estimar a vida útil das estruturas sob esses carregamentos cíclicos. Nessa norma, a capacidade do concreto ao esforço de fadiga pode ser assumida como adequada quando a vida útil de projeto calculada corresponder a pelo menos  $2,0 \cdot 10^6$  ciclos se a carga de fadiga for causada por ações variáveis como vento, ondas, tráfego, etc.

Para o cálculo da tensão máxima da armadura foi utilizada uma seção equivalente, levando em consideração a área de aço, área de concreto e a relação entre os módulos de elasticidade dos dois materiais. Assim, a linha neutra foi calculada a partir da igualdade dos momentos estáticos que resulta em uma equação de segundo grau no qual os coeficientes são apresentados a seguir:

$$A = b/2$$

$$B = \alpha_e \cdot A_s \tag{6-12}$$

$$C = -\alpha_e \cdot A_s \cdot d$$

Sendo  $b$  a largura da seção;  $\alpha_e$  a relação entre os módulos de elasticidade;  $A_s$  a área de aço na largura da seção e  $d$  a altura útil da seção. A partir da linha neutra, foi calculada a inércia da seção no estágio II e, com isso, foi possível determinar a tensão atuante na armadura utilizando a Equação (6-19) utilizando o momento máximo no ELF obtido no item 6.1.2:

$$\sigma_s = \frac{M \cdot y}{I} \tag{6-13}$$

Para a verificação das tensões no concreto, admitiu-se o modelo linear elástico, compatibilizando as deformações a partir da relação dos módulos de elasticidade do aço e concreto, conforme exemplificado do diagrama da Figura 6-16. Para a variação da tensão  $\Delta\sigma_s$  e  $\Delta\sigma_c$  foram consideradas as seguintes tensões:  $\sigma_{min} = 0 \text{ MPa}$ ;  $\sigma_{s,max} = 213,8 \text{ MPa}$  e  $\sigma_{c,max} = 7,09 \text{ MPa}$  que foram obtidos no cálculo devido ao máximo esforço fletor atuante na base.

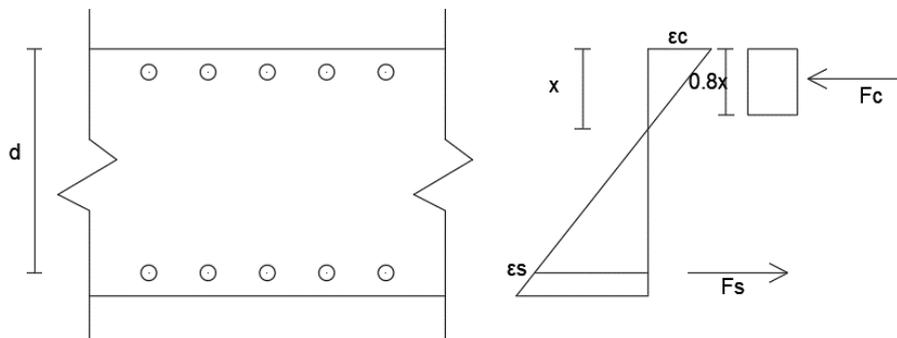


Figura 6-16 – Diagrama de compatibilização das deformações

A vida útil de projeto do concreto submetido a esforços cíclicos pode ser calculada conforme Equação (6-14):

$$\log_{10}Nc = C_1 \cdot \frac{\left(1 - \frac{\sigma_{c.max}}{C_5 \cdot f_{rd}}\right)}{\left(1 - \frac{\sigma_{c.min}}{C_5 \cdot f_{rd}}\right)} \quad (6-14)$$

A DNV (DNVGL-ST-C502, 2018) também indica que, caso a vida útil calculada do concreto  $\log_{10}Nc$  seja superior ao valor X, dado pela Equação (6-15), então a vida útil pode ser aumentada multiplicando o valor de  $\log_{10}Nc$  pelo fator  $C_2$ , calculado conforme Equação (6-16).

$$X = \frac{C_1}{\left(1 - \frac{\sigma_{c.min}}{C_5 \cdot f_{rd}} + 0,1 \cdot C_1\right)} \quad (6-15)$$

$$C_2 = (1 + 0,2 \cdot (\log_{10}Nc - X)) > 1,0 \quad (6-16)$$

A vida útil das armaduras de aço submetidas às tensões cíclicas pode ser calculada conforme Equação (6-17), com base na formulação simplificada apresentada pela DNV (DNVGL-ST-C502, 2018):

$$\log_{10}Ns = C_3 - C_4 \cdot \log_{10}\Delta\sigma_s \quad (6-17)$$

O coeficiente  $C_1$  é considerado 8,0 para estruturas submersas que apresentam variação de tensão na faixa tração-compressão. O Coeficiente  $C_5$  é o parâmetro de resistência à fadiga que, para o concreto, deve ser considerado igual a 1,0. Os coeficientes  $C_3$  e  $C_4$  são tabelados de acordo com a amplitude da variação de tensões conforme apresentado na DNVGL-STC502. Para os cálculos foram considerados os fatores  $C_3$  e  $C_4$  como 15,7 e 4,5 respectivamente.

O número de ciclos do concreto é apresentado a seguir:

$$\log_{10}Nc = 8 \cdot \frac{\left(1 - \frac{7,09}{1 \cdot 35,7}\right)}{\left(1 - \frac{0}{1 \cdot 35,7}\right)} = 6,41$$

$$X = \frac{8}{\left(1 - \frac{0}{1 \cdot 35,7} + 0,1 \cdot 8\right)} = 4,444$$

$$C_2 = (1 + 0,2 \cdot (6,60 - 4,444)) = 1,39 > 1,0$$

$$Nc = 8,12 \cdot 10^8 \text{ ciclos}$$

A vida útil das armaduras é apresentada a seguir:

$$\log_{10}Ns = 15,7 - 4,5 \cdot \log_{10}213,8 = 5,21$$

$$Ns = 1,64 \cdot 10^5 \text{ ciclos}$$

Pelos resultados obtidos nos cálculos de fadiga da fundação de base de gravidade percebe-se que o concreto apresenta um número de ciclos elevado, superior ao número de ciclos  $2,0 \cdot 10^6$  considerado pela DNVGL-STC502 como um valor mínimo adequado. A análise de fadiga mostra que o número de ciclos da armadura é inferior à do concreto, sendo então o componente limitante para essa verificação

### 6.3 Estabilidade da Fundação

Nas fundações submetidas a momentos fletores e esforços horizontais, a avaliação da estabilidade se dá através da verificação de tombamento e deslizamento seguindo as recomendações da NBR 6122 (NBR-6122, 2019).

#### 6.3.1 Verificação de Tombamento

A verificação ao tombamento é feita comparando o momento fletor solicitante  $M_{y,s}$ , apresentado na Equação (6-18), com o momento fletor estabilizador ou de restauração  $M_{y,R}$ , apresentado na Equação (6-19), em torno de um ponto 1 conforme mostrado na Figura 6-17. Para essa verificação de estabilidade é comumente utilizado um fator de segurança ( $F_s$ ) mínimo de 1,5, conforme calculado na Equação (6-20).

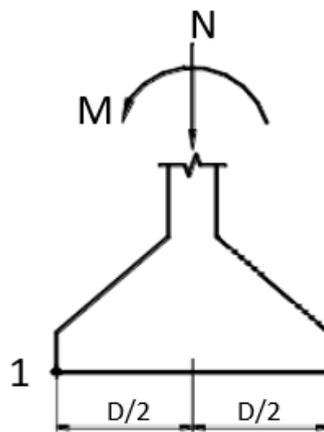


Figura 6-17 - Diagrama de forças de estabilidade ao tombamento

- Momento Solicitante de Tombamento

$$M_{y,s} = M_{y.vento} + M_{y.onda} \quad (6-18)$$

$$M_{y,s} = 197959 \text{ kNm} + 378589 \text{ kNm} = 576548 \text{ kNm}$$

- Momento de Estabilização

$$M_{y,R} = (F_{z.reakção} + Lastro) \cdot \frac{D}{2} \quad (6-19)$$

$$M_{y,R} = (65267 \text{ kN} + 71849 \text{ kN}) \cdot 15 \text{ m} = 2056740 \text{ kNm}$$

- Fator de Segurança

$$F_s = \frac{M_{y.R}}{M_{y.S}} = 3,56 > 1,5 \quad (6-20)$$

### 6.3.2 Verificação de Deslizamento

A verificação ao deslizamento é feita comparando a força de atrito gerada pelo carregamento vertical  $H_{x.R}$ , apresentado na Equação (6-22), com o carregamento horizontal atuante na fundação  $H_{x.S}$ , apresentado na Equação (6-21), conforme mostrado na Figura 6-18. Essa verificação de estabilidade também utiliza um fator de segurança ( $F_s$ ) mínimo de 1,5, conforme calculado na Equação (6-23).

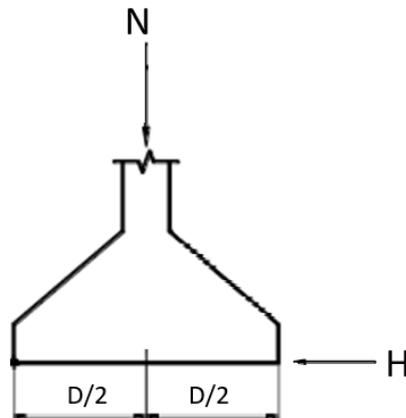


Figura 6-18 - Diagrama de forças de estabilidade ao deslizamento

- Força Horizontal Solicitante de Deslizamento

$$H_{x.S} = H_{x.vento} + H_{x.onda} \quad (6-21)$$

$$H_{x.S} = 2885 \text{ kN} + 16786 \text{ kN} = 19671 \text{ kN}$$

- Força Horizontal de Estabilização

$$H_{x.R} = (F_{z.reakção} + Lastro) \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \phi\right) \quad (6-22)$$

$$H_{x.R} = (65267 \text{ kN} + 71849 \text{ kN}) \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 35^\circ\right) = 64006 \text{ kN}$$

- Fator de Segurança

$$F_s = \frac{H_{x.R}}{H_{x.S}} = 3,25 > 1,5 \quad (6-23)$$

A verificação de estabilidade mostra que os fatores de segurança obtidos nas condições de tombamento e deslizamento estão acima do mínimo indicado de 1,50, sendo a condição de deslizamento a que fornece o menor fator. Caso a condição de fator de segurança mínimo não fosse atendido, seria necessário alterar o material utilizado como lastro da fundação, considerando um material com uma densidade maior do que a da água e conseqüentemente, aumentando a força de reação e o momento de estabilização.

## 7 ANÁLISE DA CAPACIDADE DO SOLO

---

Neste capítulo, é realizada a verificação final da fundação das turbinas eólicas. Essa etapa é crucial para garantir que todas as análises, verificações e dimensionamentos realizados anteriormente resultem em uma fundação segura e estável. A verificação das tensões do solo é um dos aspectos finais do projeto da fundação e, utilizando os métodos analíticos apresentados por Vesic (VESIC, 1975) e também presentes na DNV (DNVGL-RP-C212, 2017), as tensões do solo foram calculadas considerando a linearidade da resposta em condição drenada. Essa análise permite verificar se as tensões no solo permanecem dentro dos limites aceitáveis, garantindo a estabilidade da fundação.

Para a determinação analítica da capacidade do solo, é proposta a utilização de fatores de capacidade adimensionais  $N_q$ ,  $N_c$  e  $N_\gamma$ , formulados com base na teoria da plasticidade e apresentados na Equação (7-1), na Equação (7-2), na Equação (7-3), que variam de acordo com a propriedade do solo.

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (7-1)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi) \quad (7-2)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi) \quad (7-3)$$

Utilizando o ângulo de atrito do solo, teremos  $N_q = 33,3$ ,  $N_c = 46,12$  e  $N_\gamma = 48,03$ .

Para fundações com formato circular, é recomendada a utilização de fatores de forma, tendo sido consideradas premissas semi empíricas para a avaliação do efeito do formato da fundação para a determinação da capacidade do solo. Os fatores de forma para fundações circulares são apresentados na Equação (7-4), na Equação (7-5) e na Equação (7-6):

$$\xi_q = 1 + \tan(\phi) \quad (7-4)$$

$$\xi_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \quad (7-5)$$

$$\xi_\gamma = 0,60 \quad (7-6)$$

A partir da Equação (3-28) e Equação (3-29) fornecidas anteriormente, considerando a excentricidade de  $e = \frac{576548 \text{ kNm}}{137116 \text{ kN}} = 4,20 \text{ m}$ , o valor obtido para a área fictícia da fundação submetida ao carregamento excêntrico é  $A' = 458,20 \text{ m}^2$ , sendo  $B' = 18,54 \text{ m}$  e  $L' = 24,72 \text{ m}$ . Os fatores devido à inclinação do carregamento são apresentados na Equação (7-7), na Equação (7-8) e na Equação (7-9):

$$\zeta_q = \left(1 - \frac{H_s}{V_s + A' \cdot c \cdot \cot g(\phi)}\right)^2 \quad (7-7)$$

$$\zeta_c = \zeta_q - \frac{1 - \zeta_q}{N_c \cdot \tan(\phi)} \quad (7-8)$$

$$\zeta_\gamma = \left(1 - \frac{H_s}{V_s + A' \cdot c \cdot \cot g(\phi)}\right)^3 \quad (7-9)$$

Para os quais  $H_s$  é a força horizontal solicitante;  $V_s$  a força vertical solicitante;  $c$  a coesão do solo;  $\phi$  o ângulo de atrito do solo.

Assim, a capacidade do solo  $q_0$  é definida pela Equação (7-10), utilizando os fatores aplicados para a condição de solos drenados (VESIC, 1975):

$$q_0 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sub} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \zeta_\gamma \quad (7-10)$$

Sendo  $\gamma_{sub}$  o peso específico submerso do solo e  $B'$  a largura efetiva da fundação.

$$q_0 = \frac{1}{2} \cdot \frac{10 \text{ kN}}{\text{m}^3} \cdot 18,54 \text{ m} \cdot 48,03 \cdot 0,6 \cdot 0,673 = 1797,9 \text{ kN/m}^2$$

$$q = \frac{V_s}{A'} = \frac{137116 \text{ kN}}{458,20 \text{ m}^2} = 299,2 \text{ kN/m}^2 < q_0$$

Portanto, percebe-se que, para um solo arenoso, utilizando as propriedades conforme as premissas para esse estudo, a verificação analítica utilizando os fatores para solos drenados mostra que a capacidade do solo atenderia às tensões solicitantes  $q$  da fundação.

## 8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

---

Este capítulo representa o ponto culminante da pesquisa e sintetiza os principais resultados e contribuições do estudo sobre o projeto e a análise de fundações para turbinas eólicas tipo GBF de concreto. Além disso, este capítulo aborda as conclusões gerais, implicações práticas e recomendações para futuras pesquisas.

### 8.1 Principais Conclusões

Nesta seção, serão resumidas as principais conclusões do estudo, destacando os resultados mais significativos alcançados ao longo da pesquisa. Isso inclui a validação da metodologia de análise integrada, os principais *insights* obtidos nas análises de comportamento do solo e carregamento dinâmico, e a eficácia das estratégias de dimensionamento e verificação.

O principal objetivo desta pesquisa é o desenvolvimento de uma estrutura metodológica sólida para o projeto e a análise de fundações de gravidades de turbinas eólicas, considerando a dinâmica das estruturas e os aspectos geotécnicos, atendendo e evidenciando os requisitos normativos e de segurança. Pode-se concluir, portanto, que a metodologia de análise aplicada é satisfatória para a verificação da fundação, utilizando a integração de diferentes softwares para a obtenção dos resultados, e que os principais tópicos para o dimensionamento da estrutura foram abordados, como, por exemplo, a engenharia geotécnica, análises estáticas e dinâmicas, distribuição dos esforços internos na fundação, verificação de fissuração, fadiga entre outras avaliações pertinentes.

A utilização do software PLAXIS 2D, simulando as condições de solo arenoso e homogêneo utilizando os elementos finitos, mostrou-se ser uma metodologia razoável para a determinação da rigidez equivalente da mola. A variação da rigidez obtida pela análise em elementos finitos se mostrou pequena com relação ao modelo analítico simplificado proposto pela norma para os movimentos horizontais e rotacionais. Na condição de carregamento vertical, a rigidez proposta pelo método da norma teve um resultado cerca de 20% inferior. O resultado mostrou que a rigidez do solo equivalente tem considerável sensibilidade ao módulo de elasticidade do solo utilizado, evidenciando que para um projeto de fundação de base de gravidade, o levantamento de cada uma das propriedades do solo na região de instalação da turbina é fundamental.

A mola equivalente aplicada como condição de contorno no software SACS também se mostrou satisfatória para a análise de um modelo unifilar. Levando em consideração outros projetos de fundação de base de gravidade já executados, a análise de vibração da estrutura obtida pelo SACS mostra que a frequência natural está dentro do esperado para uma fundação com diâmetro de 30 m, ficando dentro da faixa soft-stiff, considerada como fundamental para a viabilidade da estrutura.

É importante ressaltar que por se tratar de um projeto acadêmico, para a análise dinâmica da estrutura foi considerada apenas uma situação de projeto com a turbina estacionada e submetida a carregamentos extremos. Em outras palavras, o carregamento dinâmico de vento e onda aplicado considera a turbina eólica estática e ventos aplicados com velocidade acima do *cut-off* do sistema. Dessa forma, o carregamento aerodinâmico nas pás e as forças geradas pela rotação desses elementos, que são carregamentos típicos de uma condição operacional da turbina eólica, não foram considerados. Essa metodologia foi utilizada, pois os carregamentos extremos de onda e vento foram considerados como os mais relevantes para a análise do estado limite último da fundação.

A metodologia proposta nessa dissertação também mostra a possibilidade de aplicação dos carregamentos dinâmicos resultantes como cargas pontuais no software STAAD. A partir dessa metodologia, a estrutura apresentou o comportamento esperado para a distribuição dos esforços internos, sendo necessário incluir reforços transversais para a diminuição da concentração dos esforços. Essa inclusão da solução com reforços na estrutura também é utilizada em projetos de fundação de base de gravidade já executados, conforme mostrado na Seção 3. Embora as armaduras de flexão tenham sido calculadas e atendam à área mínima para resistir aos esforços solicitantes, o dimensionamento mostrou que alguns elementos da base apresentam pico de tensões de cortante com valores até 29% acima do limite normativo. Devido ao conservadorismo adotado na aplicação das cargas e por serem tensões pontuais, esse valor foi considerado aceitável e no desenvolvimento do projeto um detalhe poderia ser proposto para reduzir esse pico de tensão.

Além do dimensionamento da estrutura, a partir dos esforços internos obtidos na análise do STAAD também foi possível fazer as verificações de fissuração do concreto e fadiga do concreto e das armaduras. A estimativa de abertura de fissura máxima acontece na região da base, com uma abertura calculada de 0,151 mm, inferior ao limite normativo

de 0,2mm. Para o cálculo da fadiga dos elementos da fundação, utilizou-se o método simplificado apresentado pela norma e concluiu-se que o concreto é capaz de resistir a um número de ciclos superior à armadura, indicando que a possível falha devido à fadiga ocorrerá primeiro na armadura de aço. Entretanto, vale ressaltar que a verificação da fadiga na fundação foi feita utilizando os carregamentos extremos. Para uma análise mais assertiva deverão ser consideradas combinações com carregamentos operacionais, que possuem um número maior de ciclos de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura.

Por fim, a capacidade do solo foi calculada analiticamente com base nas formulações da norma e referências presentes na revisão bibliográfica, e concluiu-se que, com as propriedades tomadas como premissas para esse projeto, um solo arenoso fofo na condição drenada é capaz de resistir aos carregamentos excêntricos da fundação.

Os resultados dos estudos aqui mostrados constataam que a implementação das turbinas eólicas *offshore* no Brasil pode ajudar significativamente na transição para energias renováveis. A indústria pode considerar utilizar parte da infraestrutura existente, como portos, estaleiros, navios e tecnologia no segmento *offshore* utilizada atualmente para o setor de petróleo e gás, para iniciar o desenvolvimento desse novo setor de produção energética no país. Observado isto, fica mais uma vez evidente a necessidade de aprofundar os estudos na área acadêmica e avançar em cooperação com a indústria eólica para termos metodologias cada vez mais consolidadas, considerando principalmente a eficiência nas análises.

## **8.2 Recomendações para Futuras Pesquisas**

Com base nas descobertas e nas limitações identificadas, são apresentadas recomendações para futuras pesquisas. As recomendações visam a ampliação e continuidade de estudos referentes à análise de fundações para turbinas eólicas *offshore* no Brasil, oportunidades para refinamento da metodologia e investigações mais aprofundadas em tópicos específicos relacionados ao projeto de fundações para turbinas eólicas.

- Utilizar a fundação dimensionada nessa dissertação para avaliar os carregamentos da turbina eólica na situação de projeto operacional, e assim determinar a vida útil dos elementos submetidos à fadiga e comparar os resultados.

- Além da análise estrutural da fundação, o içamento e transporte são avaliações críticas que podem ter um impacto significativo no projeto da fundação. Dessa forma, uma sugestão é a realização de um estudo avaliando a viabilidade de içamento, transporte e instalação dessas fundações.
- Avaliação da conexão entre a torre eólica e a fundação de gravidade, indicando possíveis métodos de conexão, avaliando os carregamentos extremos e os esforços de fadiga.
- Estudo de fundações de base de gravidade em concreto para aerogeradores de até 20 MW no Brasil.
- Avaliar a interação solo-estrutura utilizando também o software Plaxis3D
- Propõe-se avaliar também a influência da estratigrafia do solo, diversas camadas com diferentes propriedades e comparar os resultados obtidos nas respostas dinâmicas da estrutura.

## 9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

ABEEÓLICA. **Site da ABEEólica**, 2020. Disponível em: <<http://abeeolica.org.br/noticias/dia-mundial-do-vento-brasil-completa-16-gw-de-capacidade-instalada-de-energia-eolica/>>. Acesso em: 17 Julho 2020.

ABEEÓLICA. **Boletim Anual**. [S.l.]. 2022.

ALONSO, I. R. D. T. **Gravity Base Foundations for Offshore Wind Farms**. Dissertação de Mestrado, Univesity of Cantabria. Espanha. 2013.

BARLTROP, N. D. P.; ADAMS, A. J. **Dynamics of Fixed Marine Structures**. 3<sup>a</sup>. ed. Oxford: The Marine Technology Directorate Limited, 1991.

BENTLEY. **STAAD.Pro Technical Reference Manual V8**. Bentley Systems. [S.l.]. 2012.

BENTLEY. **SACS Dynamic Response Tutorial Manual V16**. Bentley Systems. [S.l.]. 2021.

BENTLEY. **SACS Dynpac Tutorial Manual V16**. Bentley Systems. [S.l.]. 2021.

BENTLEY. **SACS Open WindPower Fixed Foundation Tutorial Manual V16**. Bentley Systems. [S.l.]. 2021.

BENTLEY. **SACS Seastate Tutorial Manual V16**. Bentley Systems. [S.l.]. 2021.

BENTLEY. **SACS Wave Response Tutorual Manual V16**. Bentley Systems. [S.l.]. 2021.

BENTLEY. **PLAXIS 2D Tutorial Manual V22**. Bentley Systems. [S.l.]. 2023.

CABRAL, F. E. S. **Modelo em Elementos Finitos de Interação Solo-Estaca para a Monopile de Uma Turbina Eólica Offshore de 5MW**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 2020.

CHAKRABARTI, S. K. **Hydrodynamics of Offshore Structures**. Plainfield, Illinois: WIT Press, 1987.

DEAN, R. **Offshore Geotechnical Engineering**. London: Thomas Telford, 2010.

DNVGL-RP-C205. **Environmental conditions and environmental loads**. Det Norske Veritas. Oslo. 2019.

DNVGL-RP-C212. **Offshore soil mechanics and geotechnical engineering**. Det Norske Veritas. Oslo. 2017.

DNVGL-ST-0126. **Support structures for wind turbines**. Det Norske Veritas. Oslo. 2018.

DNVGL-ST-0437. **Loads and site conditions for wind turbines**. Det Norske Veritas. Oslo. 2016.

DNVGL-ST-C502. **Offshore concrete structures**. Det Norske Veritas. Oslo. 2018.

DORSCHIEDT, E. **Interação Solo-Estrutura de Turbinas Eólicas Offshore sobre Fundação de Gravidade**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 2020.

ENERGY, D. W. **The DTU 10-MW Reference Wind Turbine**. Dinamarca. 2013.

EPE. **RoadMap Eólica Offshore**. Empresa de Pesquisa Energética. [S.l.]. 2020.

ESTEBAN, M. D.; LÓPEZ-GUTIÉRREZ, J.-S.; NEGRO, V. **Gravity-Based Foundations in the Offshore**. Journal of Marine Science and Engineering. [S.l.]. 2019.

GIFFORD. Concrete Wind Towers. **Revista The Concrete Centre**, 2005.

GOMES, F. A. **Análise de Fadiga de Turbinas Eólicas Offshore tipo Monopile com Conexão Grauteada**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 2019.

GWEC. **Global Wind Report**. Global Wind Energy Council. Brussels. 2024.

HANSEN, M. O. L. **Aerodynamics of Wind Turbines**. 2. ed. London: Earthscan, 2008.

IRENA. **Global Energy Transformation**. International Renewable Energy Agency. [S.l.]. 2023.

ISLAM, M. R. A review of offshore wind turbine nacelle: Technical challenges, and research and developmental trends. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**, 2014.

KABALCI, E. **Hybrid Renewable Energy Systems and Microgrids**. [S.l.]: [s.n.], 2020.

KOEKKOEK, R. **Gravity Base Foundations for Offshore Wind Turbines**. Dissertação de Mestrado, Delft University of Technology. Delft, Holanda. 2015.

LENGVARSKÝ, P. Theoretical Basis of Modal Analysis. **American Journal of Mechanical Engineering**, v. Volume 1, 2013.

LIANG, Z.; LEE, G. C. **Damping of Structures: Part 1 - Theory of Complex Damping**. State University of New York. Buffalo, Nova York. 1991.

MATHERN, A.; HAAR, C. V. D.; MARX, S. **Concrete Support Structures for Offshore Wind Turbines: Current Status, Challenges, and Future Trends**. Chalmers University of Technology. Gothenburg, Suécia. 2021.

MEYERHOF. **The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads**. International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. [S.l.]. 1953.

NADAL, A. O. **Time Domain Simulation Parameters for Fatigue Assessment of an Offshore Gravity Based Wind Turbine**. Dissertação de Mestrado, Norwegian University of Science and Technology. Trondheim. 2018.

NBR-6118. **Projeto de estruturas de concreto**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2023.

NBR-6122. **Projeto e execução de fundações**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2019.

NBR-6123. **Forças devidas ao vento em edificações**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2022.

NOCTULA. Disponível em: <<https://noctula.pt/energias-renovaveis-que-paises-estao-na-linha-da-frente/>>. Acesso em: 20 Fevereiro 2021.

NOGUEIRA, G. **Avaliação do Comportamento de Turbinas Eólicas Offshore Fixas do Tipo Monopile**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 2019.

PETROBRAS. **Petrobras**, 2021. Disponível em: <<https://petrobras.com.br/pt/quem-somos/trajetoria/premios-e-certificacoes/>>. Acesso em: 20 fev. 2021.

PLAXIS2D. **2D Geotechnical Engineering Software**. Bentley Systems | Infrastructure Engineering Software Company. [S.l.]. 2018.

RANDOLPH, M.; GOURVENEC, S. **Offshore Geotechnical Engineering**. Crawley, Austrália: Spon Press, 2011.

**SACS. Offshore Structural Analysis And Design Software.** Bentley Systems | Infrastructure Engineering Software Company. [S.l.]. 2021.

**STAAD. 3D Structural Analysis And Design Software.** Bentley Systems | Infrastructure Engineering Software Company. [S.l.]. 2020.

**TERZAGHI, K. Theoretical Soil Mechanics.** Nova York: John Wiley and Sons, 1943.

**VAN DER TEMPEL, J.; MOLENAAR, D. Soft-Soft not hard enough?** Delft University of Technology. Delft. 2002.

**VESIC, A. Bearing Capacity of Shallow Foundations.** Duke University. Durham. 1975.

## ANEXO A    MODELO SACS

---

A seguir, são apresentadas imagens do modelo unifilar do SACS.

Joint Label: Name

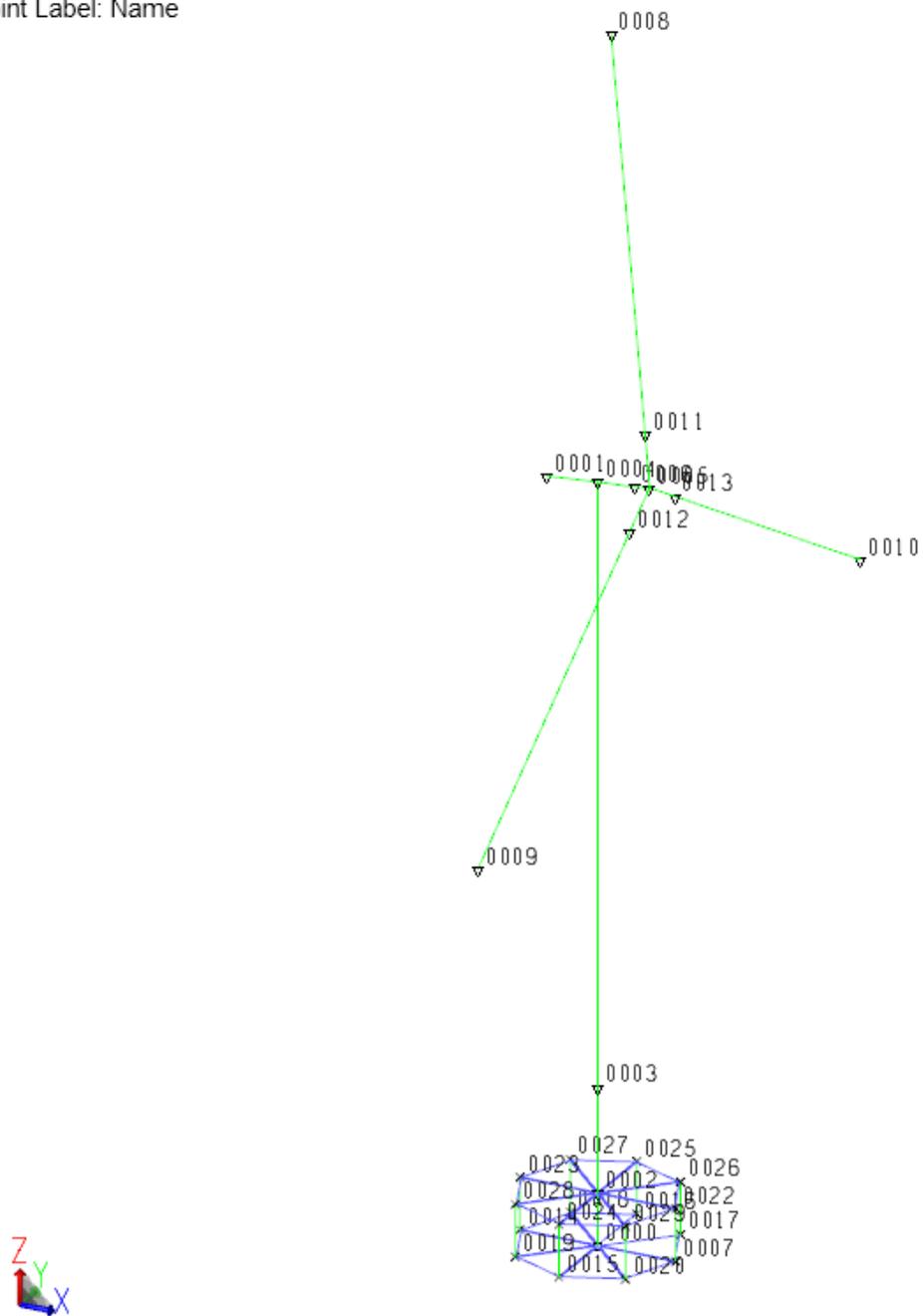


Figura A. 1 - Modelo SACS - Numeração dos nós

Member Label: Group

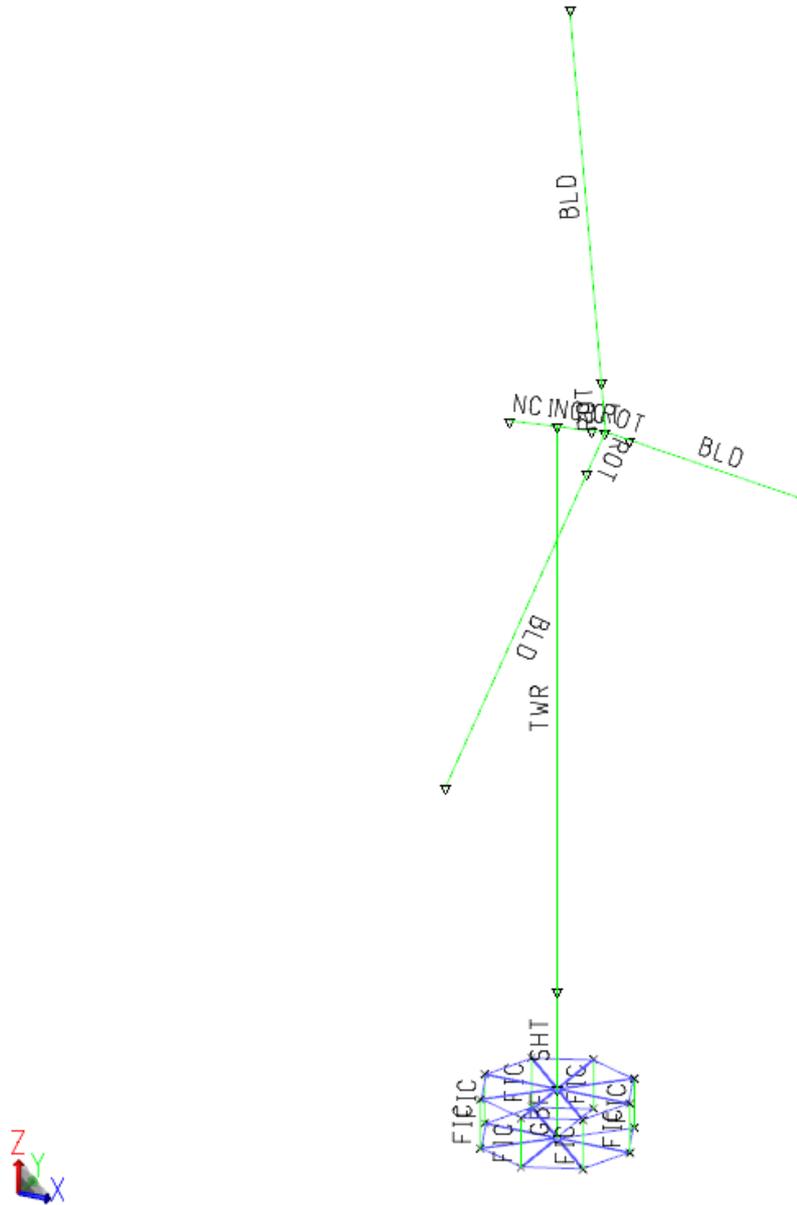


Figura A. 2 - Modelo SACS – Grupo dos membros

GRAVITY BASE FOUNDATION

DATE 15-Apr-2024 TIME 19:54:31

Member Group Report

Name	Section	OD (cm)	WT (cm)	E (kN/cm <sup>2</sup> )	G (kN/cm <sup>2</sup> )	Fy (kN/cm <sup>2</sup> )	Ky	Kz	SPC	SAM	F	Density (tonne/m <sup>3</sup> )	Length (m)	Section
BLD	BLD1			20000.000	7722.000	24.800	1.00	1.00				7.849		
FIC		100.000	10.000	20000000.0	7722.000	24.800	1.00	1.00		0.50		10.0000029-5		
GBF	GBF			3700.000	1522.000	24.800	1.00	1.00				2.500		
NC1	NCL1			20000.000	7722.000	24.800	1.00	1.00				0.263		
ROT		400.000	1.500	20000.000	7722.000	24.800	1.00	1.00		0.50		7.849		
SHT		1000.00	110.000	3700.000	1522.000	24.800	1.00	1.00		0.50		2.500		
TWR	TWR1			200000.000	7722.000	24.800	1.00	1.00				7.849		

Figura A. 3 - Propriedade dos grupos

Plate Label: Group

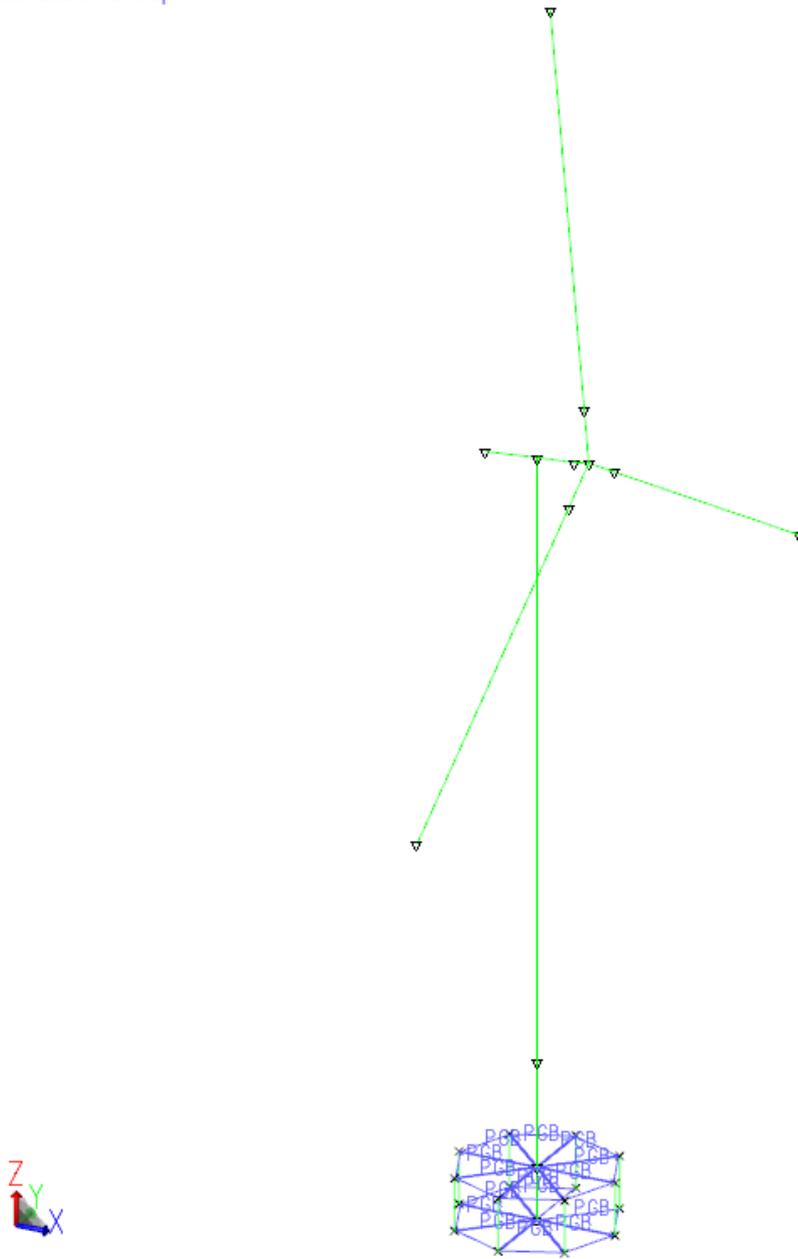


Figura A. 4 - Modelo SACS – Grupo das placas

GRAVITY BASE FOUNDATION

DATE 15-Apr-2024 TIME 19:56:45

Plate Group Report

Name	Z Thickness (cm)	M	E (kN/cm <sup>2</sup> )	U	Fy (kN/cm <sup>2</sup> )	Z Offset (cm)	Section	Spacing (cm)	L T	Density (tonne/m <sup>3</sup> )
PGB	100.000	I	3700.000	0.200	24.800					2.500

Figura A. 5 - Propriedade das placas

Joint Label: Fixity

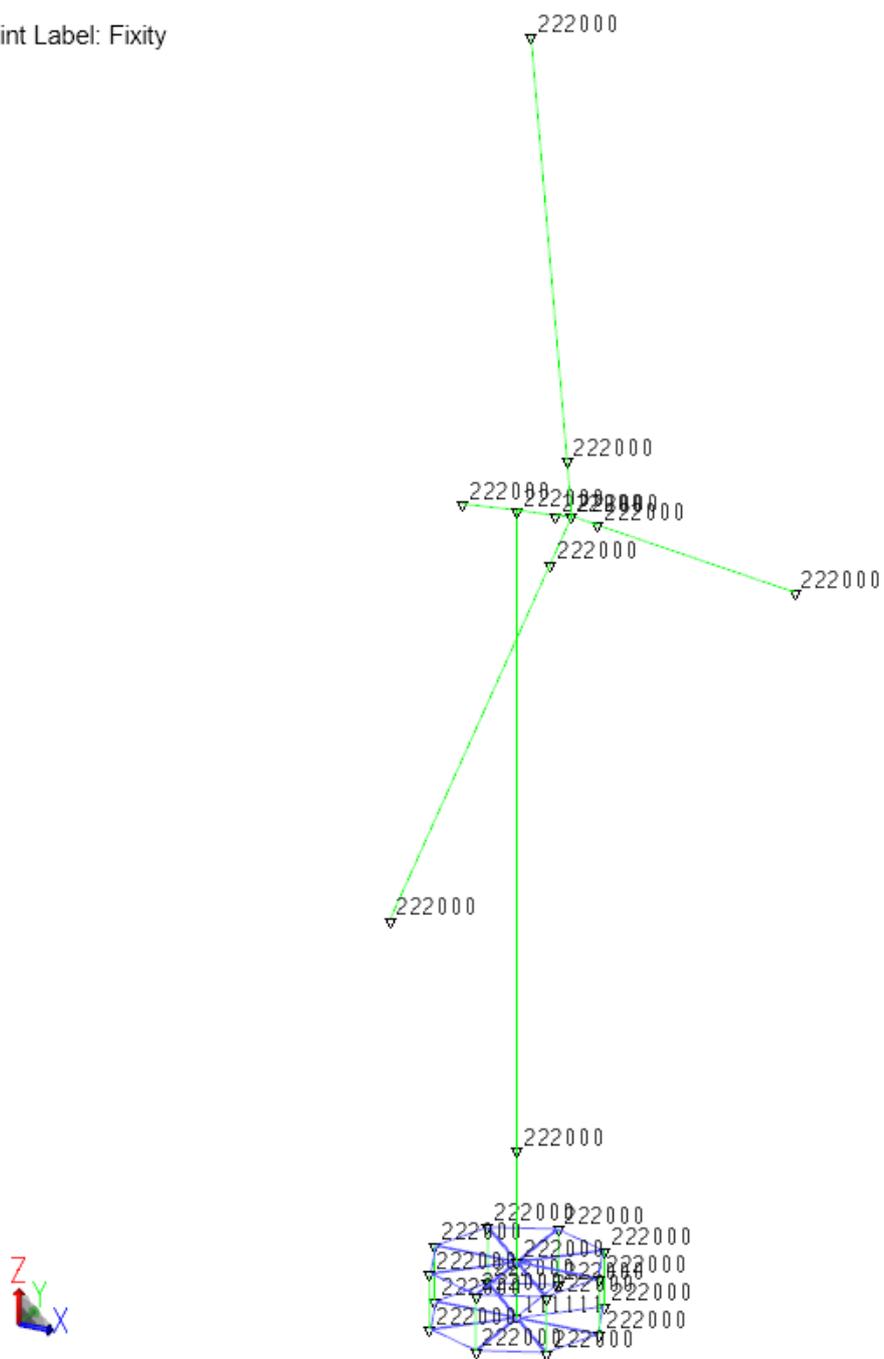


Figura A. 6 - Modelo SACS – Condição de contorno dos nós

Algumas das listagens dos resultados do SACS são apresentadas a seguir:

\*\*\*\*\* SUMMARY OF SEASTATE GENERATED DEAD AND BUOYANCY LOADS \*\*\*\*\*

WATER DEPTH = 30.000 M.  
 ELEMENT WEIGHT = 79677.367 KN  
 TOTAL DEAD WEIGHT = 79677.367 KN  
 CENTER OF GRAVITY -X- = 0.143 M.  
 -Y- = -0.209 M.  
 -Z- = -3.590 M.  
 ELEMENT BUOYANCY = 28103.467 KN  
 TOTAL BUOYANCY LOAD (DISPLACEMENT) = 28103.467 KN  
 CENTER OF BUOYANCY -X- = -0.101 M.  
 -Y- = -0.244 M.  
 -Z- = -21.541 M.  
 \*NOTE: BUOYANCE LOAD SHOWN BASED ON MARINE METHOD

Figura A. 7 - Modelo SACS - Resumo do peso próprio e empuxo gerados

SACS-IV SYSTEM				MEMBER FORCES AND MOMENTS						
MEMBER NUMBER	MEMBER END	GROUP ID	LOAD CASE	***** KN *****			***** KN-M *****			
				FORCE(X)	FORCE(Y)	FORCE(Z)	MOMENT(X)	MOMENT(Y)	MOMENT(Z)	
0011-0008	0011	BLD	1	-681.62	9.24	269.78	0.00	-18024.41	692.76	
	0008		1	-8.18	9.24	210.87	0.00	0.00	-0.00	
0012-0009	0012	BLD	1	350.71	191.88	608.18	0.00	-23632.15	-14388.77	
	0009		1	13.99	191.88	22.10	0.00	0.00	-0.00	
0013-0010	0013	BLD	1	322.53	-184.14	606.13	-0.00	-23478.57	13808.90	
	0010		1	-14.19	-184.14	20.05	-0.00	0.00	0.00	
0001-0004	0001	NC1	1	-95.30	-90.54	270.22	0.10	5.15	4.31	
	0004		1	129.34	-90.54	-2296.18	0.10	-10137.74	904.60	
0004-0006	0004	NC1	1	-1238.20	66.97	3945.89	-5580.72	-14815.70	-14525.74	
	0006		1	-1125.88	66.97	2152.34	-5580.72	8502.98	-14363.66	
0005-0011	0005	ROT	1	-799.38	-41.20	656.93	0.04	-24370.71	996.85	
	0011		1	-655.39	-41.20	644.33	0.04	-18024.43	-692.76	
0005-0012	0005	ROT	1	377.89	551.44	784.24	0.79	-30811.68	-19733.24	
	0012		1	305.88	551.44	658.91	0.79	-23632.20	-14388.52	
0005-0013	0005	ROT	1	377.47	-527.56	785.11	-0.77	-30625.18	18915.02	
	0013		1	305.46	-527.56	659.78	-0.77	-23478.58	13808.65	
0006-0005	0006	ROT	1	-1331.24	85.14	2341.60	-6466.87	8502.43	13981.95	
	0005		1	-1324.94	85.14	2298.24	-6466.87	15786.15	13884.78	
0002-0003	0002	SHT	1	-21833.15	2479.55	74.48	-15167.08	-2071.41	-241010.64	
	0003		1	-12965.77	2479.55	74.48	-15167.08	-2063.63	-197130.39	
0003-0004	0003	TWR	1	-12964.73	1865.44	40.20	-15167.08	-2063.64	-197130.39	
	0004		1	-6837.89	1865.44	40.20	-15167.08	4939.17	1425.19	
0000-0002	0000	GBF	1	-43751.92	3096.54	624.15	-15426.58	-8157.21	-268216.91	
	0002		1	-30617.95	3096.54	624.15	-15426.58	-2319.40	-241064.50	

Figura A. 8 Figura A. 6 - Modelo SACS – Forças internas devido ao carregamento de vento

## ANEXO B    MODELO STAAD

---

A seguir, são apresentadas imagens dos resultados obtidos no STAAD e as tabelas com o resumo dos esforços máximos.

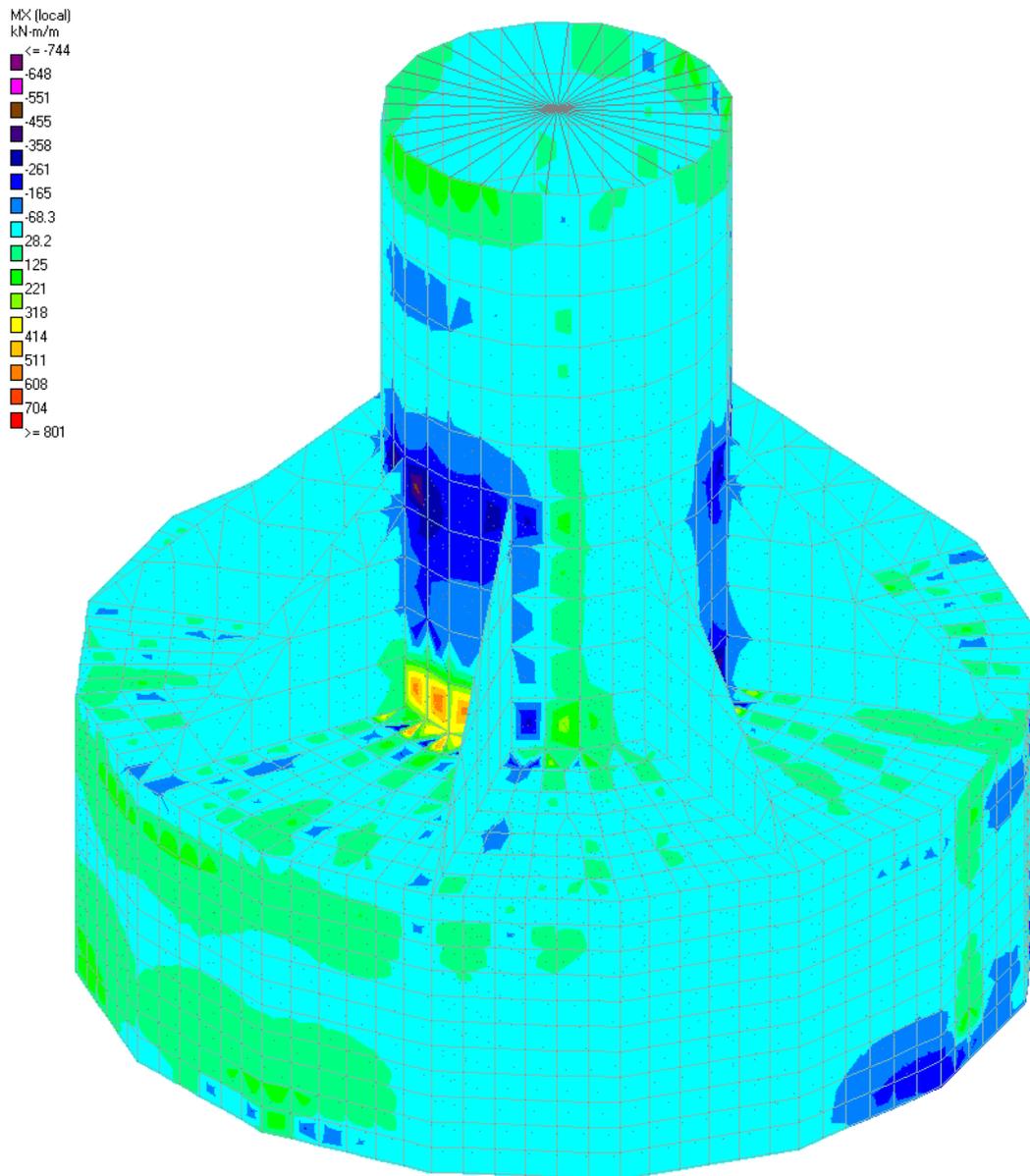


Figura B. 1 - Modelo STAAD – Momento Mx local (kNm/m) – Vista superior

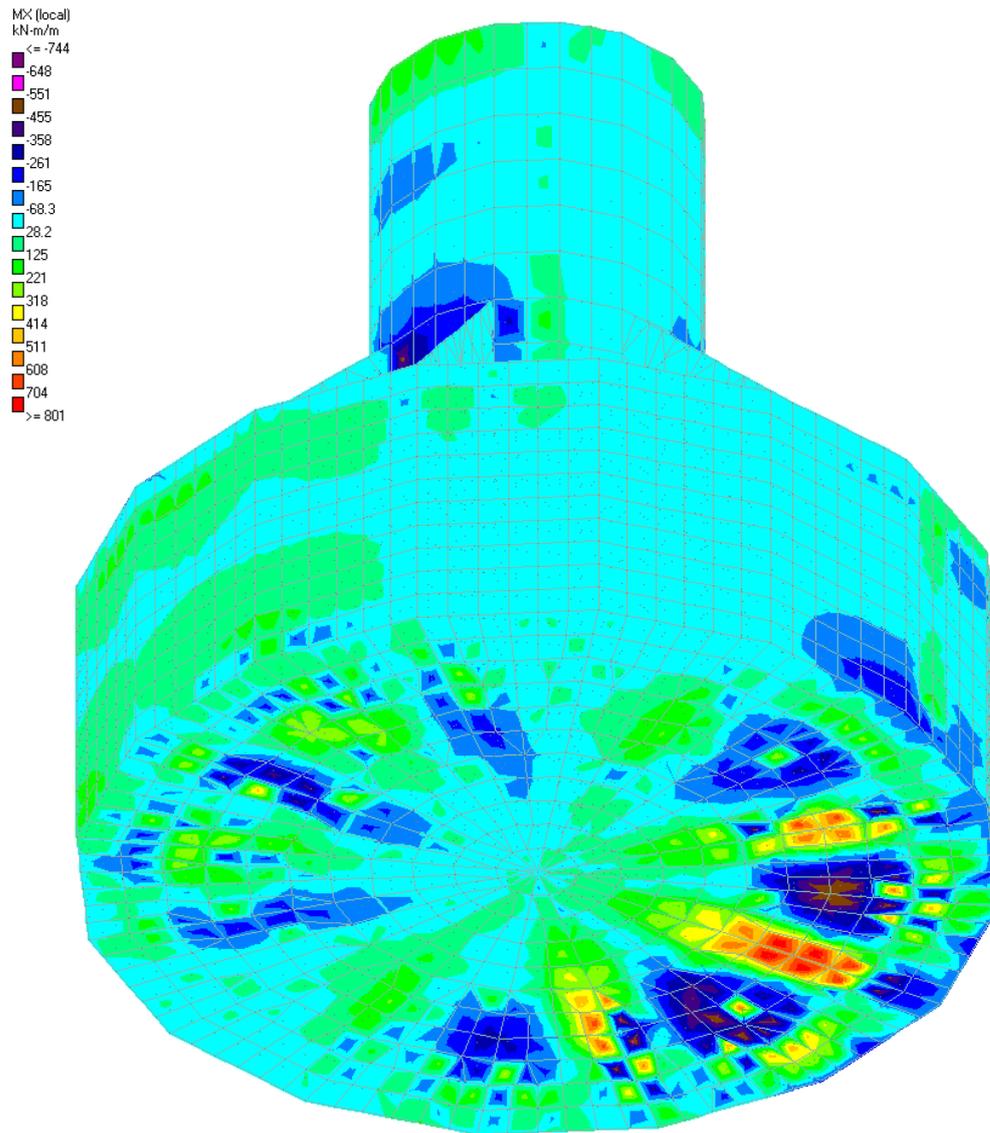


Figura B. 2 - Modelo STAAD – Momento Mx local (kNm/m) – Vista inferior

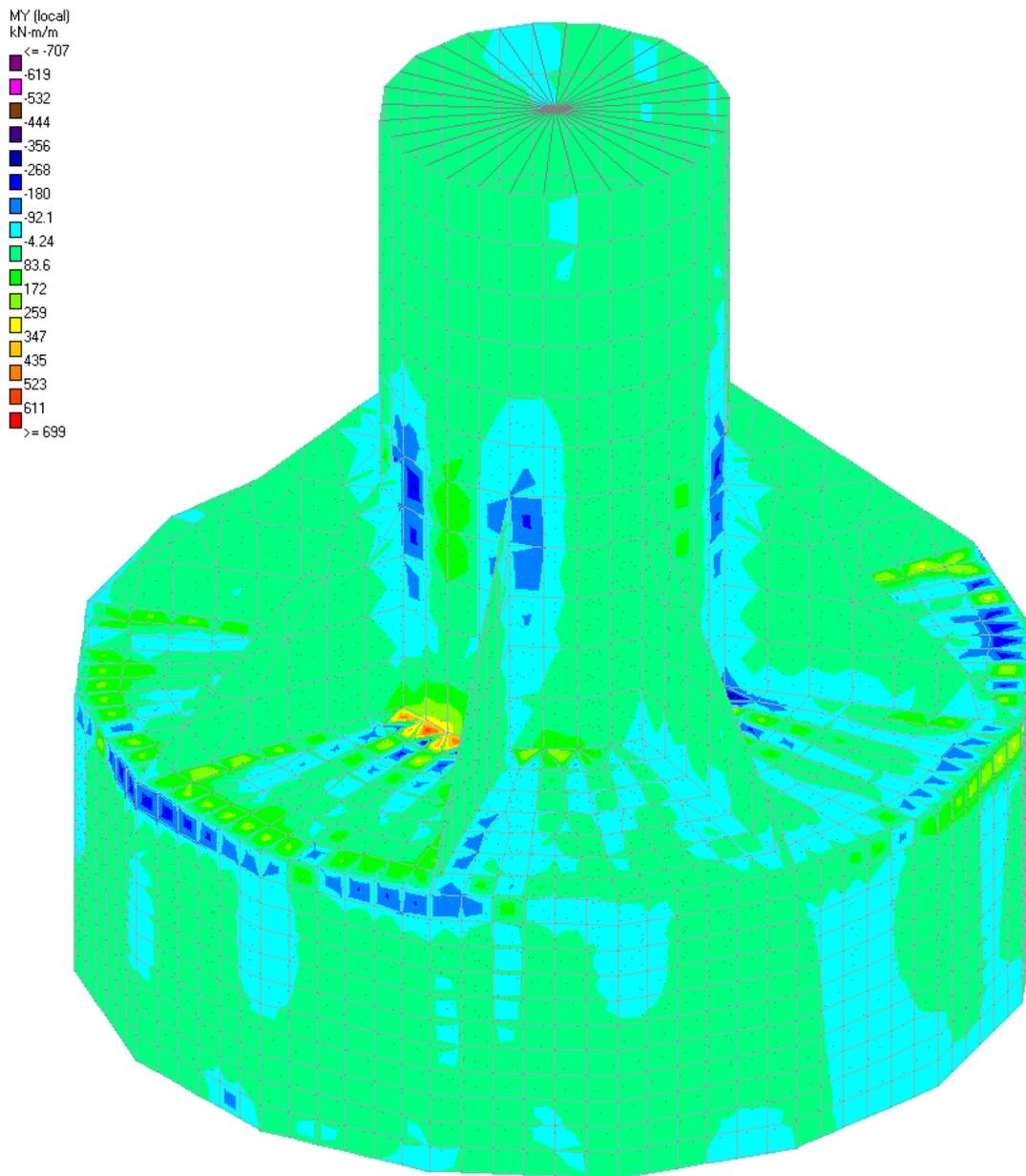


Figura B. 3 - Modelo STAAD – Momento My local (kNm/m) – Vista superior

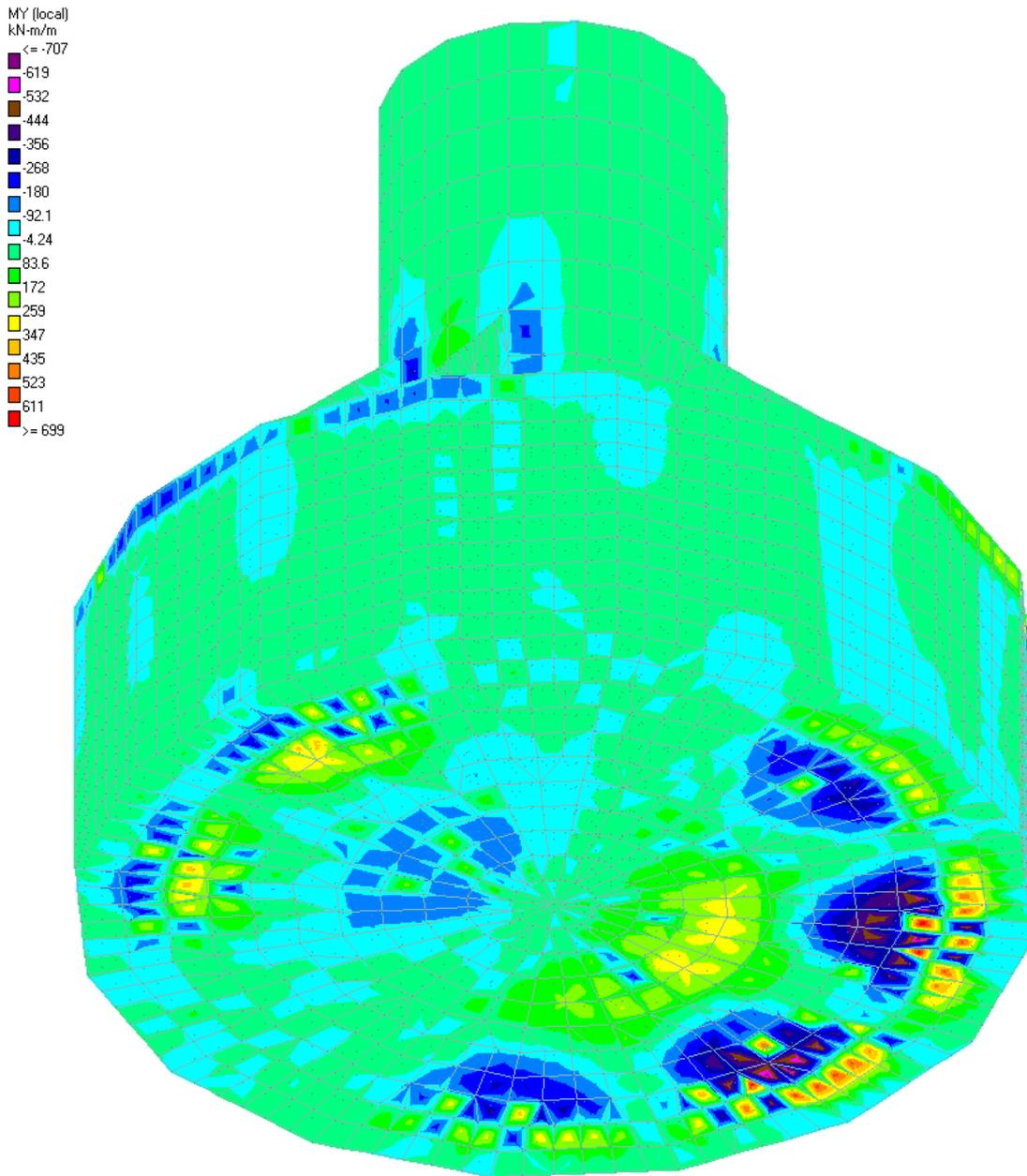


Figura B. 4 - Modelo STAAD – Momento My local (kNm/m) – Vista inferior

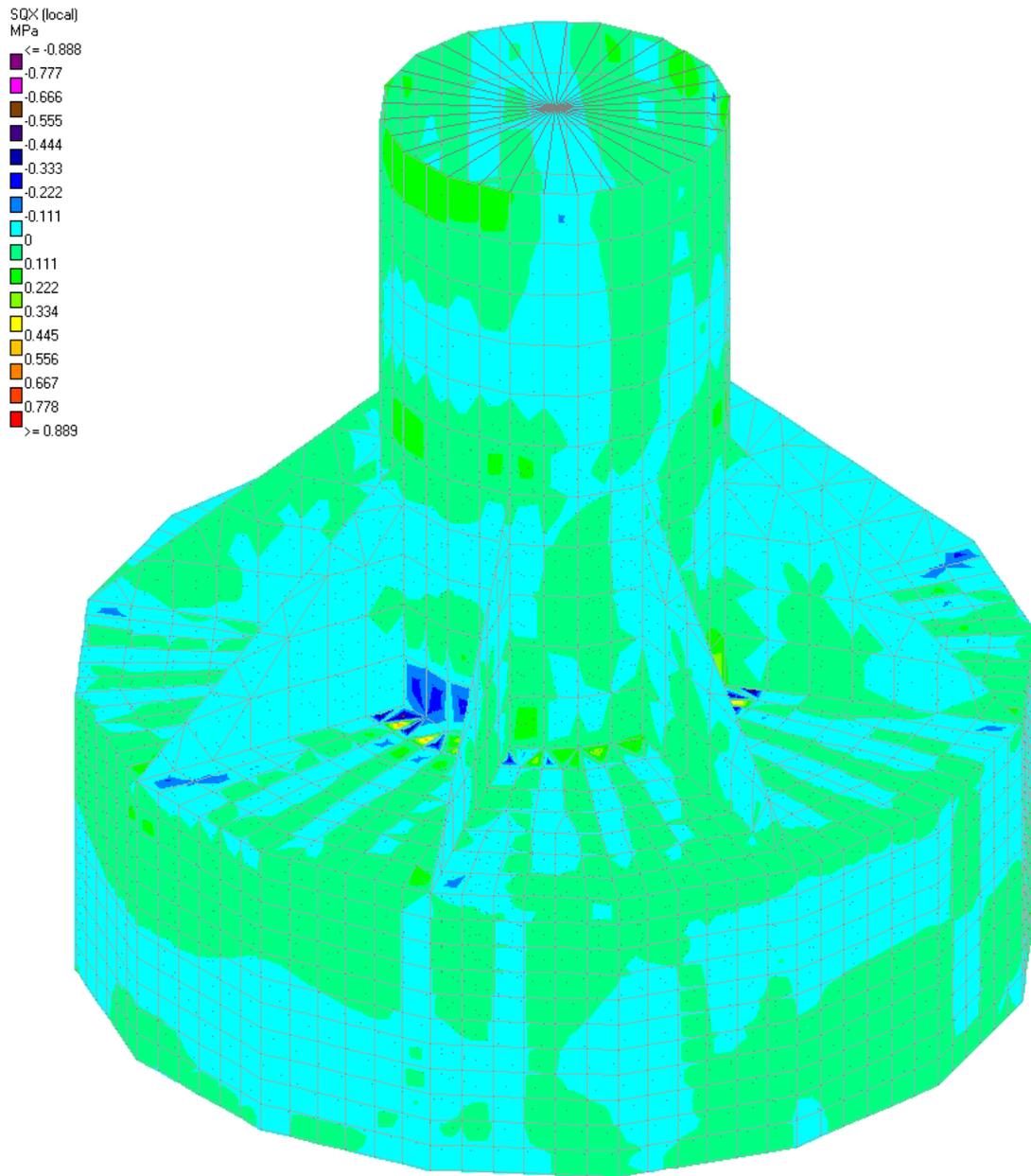


Figura B. 5 - Modelo STAAD – Tensão de cisalhamento SQx (MPa) - Vista superior

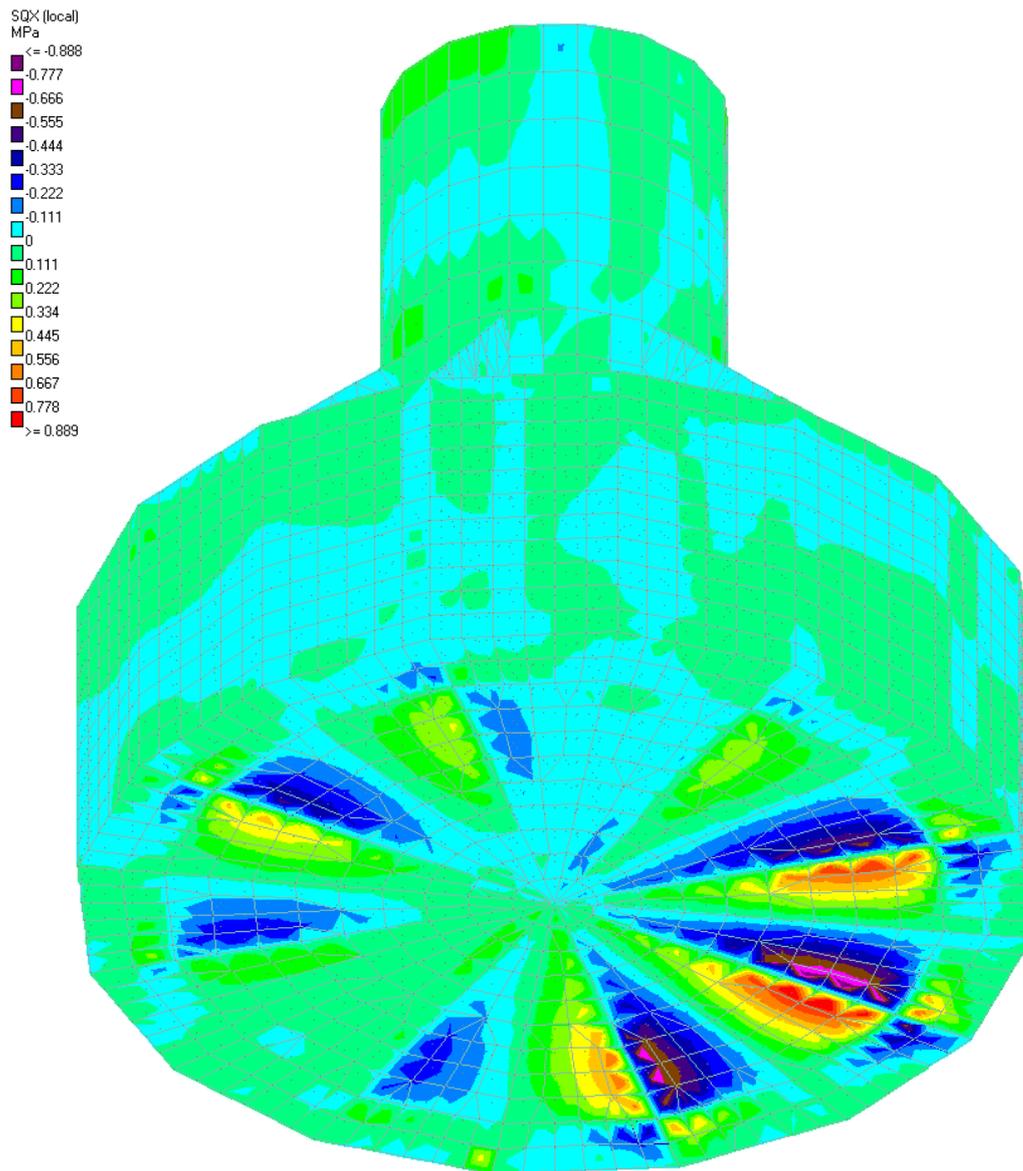


Figura B. 6 - Modelo STAAD – Tensão de cisalhamento SQx (MPa) - Vista inferior

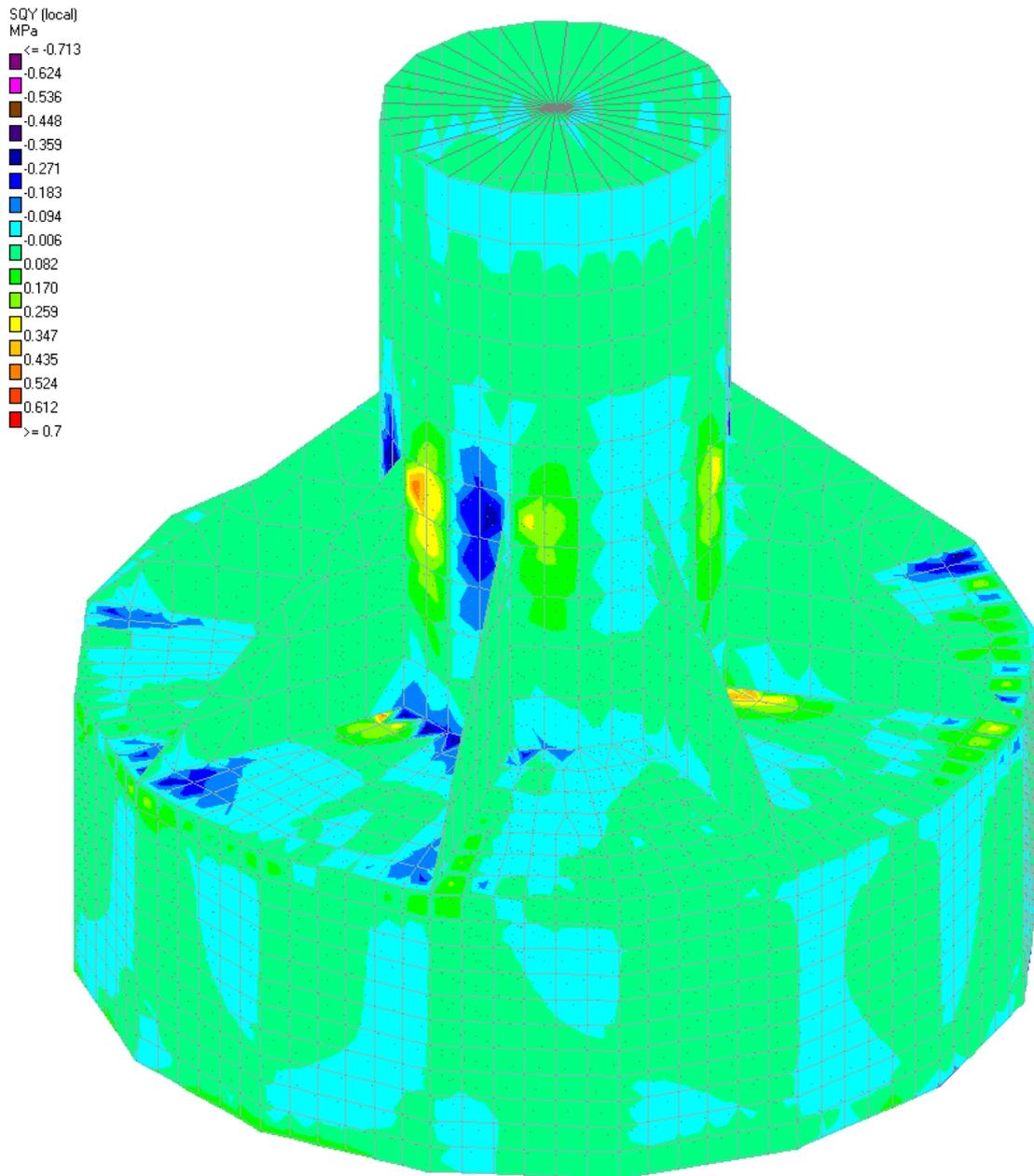


Figura B. 7 - Modelo STAAD – Tensão de cisalhamento SQy (MPa) - Vista superior

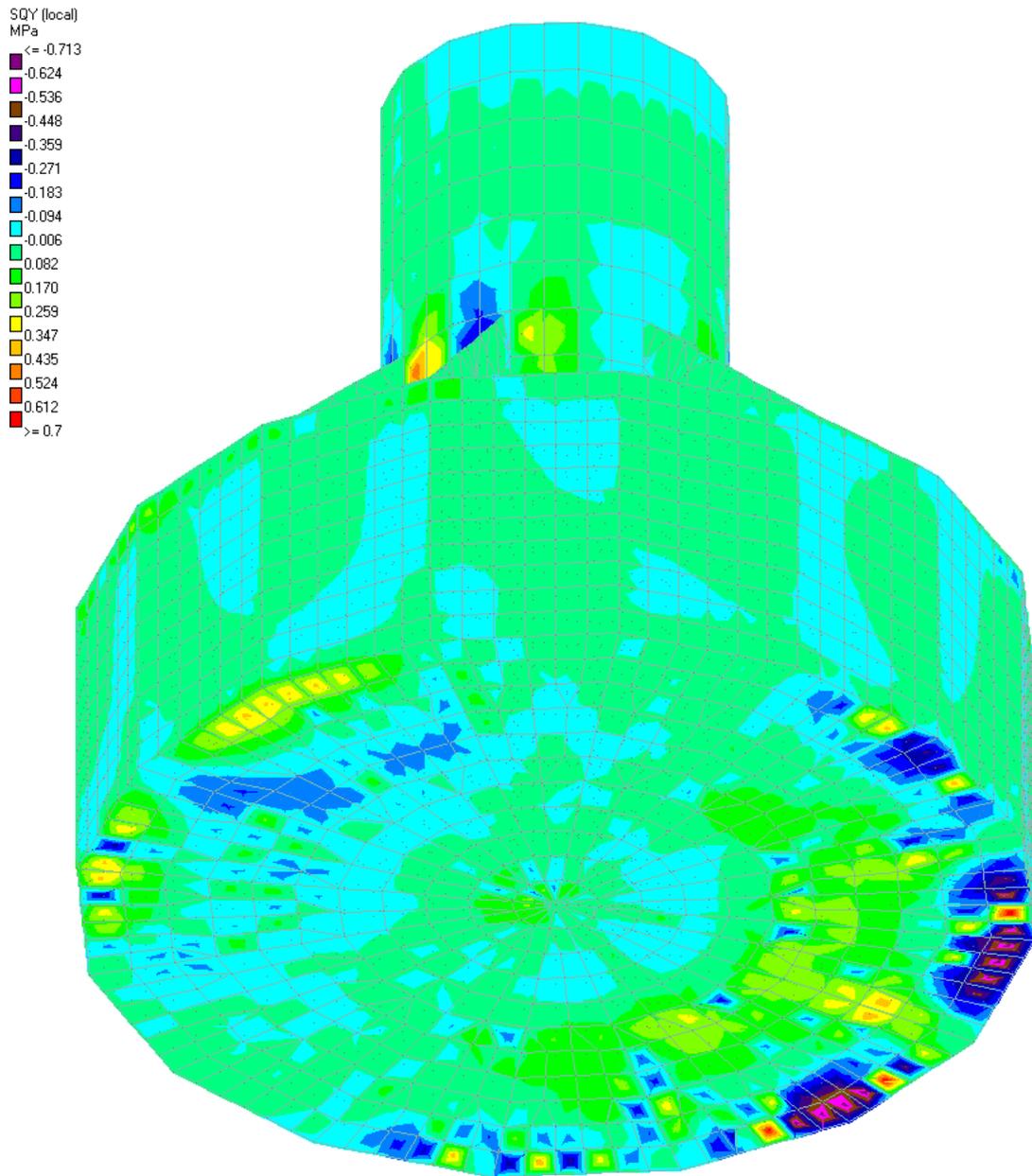


Figura B. 8 - Modelo STAAD – Tensão de cisalhamento SQy (MPa) - Vista inferior

A seguir, são as tabelas com os resumos dos esforços locais dos elementos de placas usados para o dimensionamento da estrutura

Tabela B. 1 - Esforços ELU na seção do fuste

<b>Resumo dos Resultados do STAAD</b>						
<b>Parâmetro</b>	<b>Placa</b>	<b>SQx (MPa)</b>	<b>SQy (MPa)</b>	<b>Mx (kNm/m)</b>	<b>My (kNm/m)</b>	<b>Mxy (kNm/m)</b>
Max. SQx	6015	<b>0,431</b>	-0,025	-744,253	-181,988	-28,341
Min. SQx	6011	<b>-0,422</b>	0,015	687,578	174,394	13,56
Max. SQy	6974	0,062	<b>0,538</b>	521,763	320,305	15,583
Min. SQy	6961	-0,061	<b>-0,537</b>	-523,22	-321,163	-16,293
Max. Mx	6011	-0,422	-0,015	<b>687,578</b>	174,394	13,56
Min. Mx	6015	0,431	-0,025	<b>-744,253</b>	-181,988	-28,341
Max. My	6974	-0,062	,0538	521,763	<b>320,305</b>	15,583
Min. My	6961	0,061	-0,537	-523,22	<b>-321,163</b>	-16,293
Max. Mxy	6008	-0,221	0,018	402,655	90,693	<b>52,331</b>
Min. Mxy	6028	0,221	-0,018	-403,37	-90,936	<b>-52,243</b>

Tabela B. 2 - Esforços ELS na seção do fuste

<b>Resumo dos Resultados do STAAD</b>						
<b>Parâmetro</b>	<b>Placa</b>	<b>SQx (MPa)</b>	<b>SQy (MPa)</b>	<b>Mx (kNm/m)</b>	<b>My (kNm/m)</b>	<b>Mxy (kNm/m)</b>
Max. SQx	6015	<b>0,324</b>	-0,018	-559,741	-136,906	-21,177
Min. SQx	6011	<b>-0,318</b>	-0,011	517,768	131,274	9,857
Max. SQy	6974	-0,048	<b>0,401</b>	387,802	238,235	11,624
Min. SQy	6961	0,047	<b>-0,40</b>	-388,876	-238,87	-12,15
Max. Mx	6011	-0,318	-0,011	<b>517,768</b>	131,274	9,857
Min. Mx	6015	0,324	-0,018	<b>-559,741</b>	-136,906	-21,177
Max. My	6974	-0,048	0,401	387,802	<b>238,235</b>	11,624
Min. My	6961	0,047	-0,40	-388,876	<b>-238,87</b>	-12,15
Max. Mxy	6008	-0,169	0,013	306,718	69,285	<b>38,946</b>
Min. Mxy	6028	0,169	-0,013	-307,243	-69,465	<b>-38,88</b>

Tabela B. 3 - Esforços ELU na seção do reforço

<b>Resumo dos Resultados do STAAD</b>						
<b>Parâmetro</b>	<b>Placa</b>	<b>SQx (MPa)</b>	<b>SQy (MPa)</b>	<b>Mx (kNm/m)</b>	<b>My (kNm/m)</b>	<b>Mxy (kNm/m)</b>
Max. SQx	9448	<b>0,063</b>	-0,079	-1,438	5,62	-0,00079
Min. SQx	9469	<b>-0,063</b>	-0,079	-1,442	5,629	0,00079
Max. SQy	9459	-0,039	<b>0,110</b>	-0,00016	-8,289	-0,00016
Min. SQy	9469	-0,063	<b>-0,079</b>	-1,442	5,629	0,00079
Max. Mx	11812	0,021	-0,029	<b>9,138</b>	4,106	-0,00091
Min. Mx	11793	-0,021	0,029	<b>-9,149</b>	-4,117	0,0009
Max. My	9495	-0,054	-0,022	4,175	<b>13,9</b>	1,27
Min. My	9491	0,054	0,022	-4,153	<b>-13,897</b>	-1,275
Max. Mxy	9497	-0,019	0,005	0,00038	5,868	<b>2,299</b>
Min. Mxy	9809	0,002	-0,004	-2,541	-4,433	<b>-2,486</b>

Tabela B. 4 - Esforços ELS na seção do reforço

<b>Resumo dos Resultados do STAAD</b>						
<b>Parâmetro</b>	<b>Placa</b>	<b>SQx (MPa)</b>	<b>SQy (MPa)</b>	<b>Mx (kNm/m)</b>	<b>My (kNm/m)</b>	<b>Mxy (kNm/m)</b>
Max. SQx	9491	<b>0,038</b>	0,015	-2,808	-9,256	-0,00083
Min. SQx	9495	<b>-0,038</b>	-0,015	2,822	9,259	0,00083
Max. SQy	9459	-0,027	<b>0,075</b>	-0,00012	-5,731	-0,00009
Min. SQy	11609	0,020	<b>-0,053</b>	,0001	4,077	0,00004
Max. Mx	11812	0,014	-0,019	<b>6,01</b>	2,73	-0,0006
Min. Mx	11793	-0,014	0,019	<b>-6,019</b>	-2,738	0,0006
Max. My	9495	-0,038	-0,015	2,822	<b>9,259</b>	0,00083
Min. My	9491	0,038	0,015	-2,808	<b>-9,256</b>	-0,00083
Max. Mxy	9497	-0,013	0,003	,00028	4,02	<b>1,502</b>
Min. Mxy	9809	0,001	-0,002	-1,602	-2,778	<b>-1,544</b>

Tabela B. 5 - Esforços ELU na seção da lateral e da base da fundação

<b>Resumo dos Resultados do STAAD</b>						
<b>Parâmetro</b>	<b>Placa</b>	<b>SQx (MPa)</b>	<b>SQy (MPa)</b>	<b>Mx (kNm/m)</b>	<b>My (kNm/m)</b>	<b>Mxy (kNm/m)</b>
Max. SQx	1671	<b>0,889</b>	0,297	787,156	-18,093	111,358
Min. SQx	1672	<b>-0,888</b>	0,298	787,012	-17,703	-111,134
Max. SQy	332	0,009	<b>0,70</b>	-193,431	45,367	-43,187
Min. SQy	320	0,011	<b>-0,713</b>	201,458	-26,877	-35,858
Max. Mx	1730	-0,875	0,243	<b>800,691</b>	73,765	-129,418
Min. Mx	6165	0,60	0,112	<b>-628,229</b>	-585,562	-61,842
Max. My	1533	0,078	-0,042	571,132	<b>698,809</b>	-24,905
Min. My	1509	0,038	0,044	-559,548	<b>-707,285</b>	-35,226
Max. Mxy	6146	-0,592	0,624	319,897	-58,517	<b>144,432</b>
Min. Mxy	6150	0,591	-0,624	-319,804	57,475	<b>-144,504</b>

Tabela B. 6 - Esforços ELS na seção da lateral e da base da fundação

<b>Resumo dos Resultados do STAAD</b>						
<b>Parâmetro</b>	<b>Placa</b>	<b>SQx (MPa)</b>	<b>SQy (MPa)</b>	<b>Mx (kNm/m)</b>	<b>My (kNm/m)</b>	<b>Mxy (kNm/m)</b>
Max. SQx	1671	<b>0,702</b>	0,237	612,591	-23,967	86,524
Min. SQx	1672	<b>-0,702</b>	0,237	612,597	-23,764	-86,446
Max. SQy	332	0,005	<b>0,550</b>	-147,788	52,152	-32,509
Min. SQy	320	0,007	<b>-0,559</b>	153,89	-38,436	-26,943
Max. Mx	1730	-0,693	0,196	<b>628,311</b>	49,976	-101,893
Min. Mx	1722	-0,604	-0,168	<b>-471,215</b>	-40,593	-101,594
Max. My	1533	0,058	-0,013	449,872	<b>544,504</b>	-19,551
Min. My	1509	0,027	0,016	-438,357	<b>-549,922</b>	-26,653
Max. Mxy	6146	-0,453	0,476	238,432	-49,342	<b>108,34</b>
Min. Mxy	6150	0,452	-0,476	-238,377	48,56	<b>-108,389</b>

## ANEXO C DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS

A seguir, são apresentadas as planilhas de dimensionamento usadas para a definição das armaduras, verificação do cortante e avaliação das aberturas de fissuras.

- **Dimensionamento das armaduras - Fuste**

### Verificação Flexão

#### Resumo Forças

	Plate	L/C	Mx kNm/m	My kNm/m
Max Mx	6011	200 COMBINATION 200 ULS	687.6	0.0
Min Mx	6015	200 COMBINATION 200 ULS	-744.3	0.0
Max My	6974	200 COMBINATION 200 ULS	0.0	320.3
Min My	6961	200 COMBINATION 200 ULS	0.0	-321.2
Max Mx	6011	100 COMBINATION 100 SLS	517.8	0.0
Min Mx	6015	100 COMBINATION 100 SLS	-559.7	0.0
Max My	6974	100 COMBINATION 100 SLS	0.0	238.2
Min My	6961	100 COMBINATION 100 SLS	0.0	-238.9

#### Armadura em X-dir

Md <sub>X INTER</sub> =	744.25	kN-m / m	Momento fletor de cálculo (face interna X-dir)
h =	1.100	m	Espessura elemento
c =	0.100	m	Cobrimento da armadura
d =	0.975	m	Altura útil
Kmd =	0.026		
Kx =	0.039		
Kz =	0.985		
ρ <sub>min</sub> =	0.00208		Taxa mínima de armadura (NBR 6118)
As <sub>MIN</sub> =	2288.000	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura mínima
As <sub>calc</sub> =	1783.148	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura calculado

Usar  $\phi$  25 @ 200 mm  
 As<sub>ADOT</sub> = 2454.369 mm<sup>2</sup>/m **Ok**

Md <sub>X EXTER</sub> =	687.58	kN-m / m	Momento fletor de cálculo (face externo X-dir)
h =	1.100	m	Espessura elemento
c =	0.100	m	Cobrimento da armadura
d =	0.975	m	Altura útil
Kmd =	0.024		
Kx =	0.036		
Kz =	0.986		
ρ <sub>min</sub> =	0.00208		Taxa mínima de armadura (NBR 6118)
As <sub>MIN</sub> =	2288.000	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura mínima
As <sub>calc</sub> =	1645.372	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura calculado

Usar  $\phi$  25 @ 200 mm  
 As<sub>ADOT</sub> = 2454.369 mm<sup>2</sup>/m **Ok**

### Armadura em Y-dir

Md <sub>Y INTER</sub> =	321.16	kN-m / m	Momento fletor de cálculo (face interna Y-dir)
h =	1.100	m	Espessura elemento
c =	0.100	m	Cobrimento da armadura
d =	0.963	m	Altura útil
K <sub>md</sub> =	0.011		
K <sub>x</sub> =	0.017		
K <sub>z</sub> =	0.993		
ρ <sub>min</sub> =	0.00208		Taxa mínima de armadura (NBR 6118)
As <sub>MIN</sub> =	2288.000	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura mínima
As <sub>calo</sub> =	772.680	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura calculado
<b>Usar φ</b>	<b>25</b>	<b>@</b>	<b>200</b> mm
As <sub>ADOT</sub> =	2454.369	mm <sup>2</sup> /m	Ok

Md <sub>Y EXTER</sub> =	320.31	kN-m / m	Momento fletor de cálculo (face externo Y-dir)
h =	1.100	m	Espessura elemento
c =	0.100	m	Cobrimento da armadura
d =	0.963	m	Altura útil
K <sub>md</sub> =	0.011		
K <sub>x</sub> =	0.017		
K <sub>z</sub> =	0.993		
ρ <sub>min</sub> =	0.00208		Taxa mínima de armadura (NBR 6118)
As <sub>MIN</sub> =	2288.000	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura mínima
As <sub>calo</sub> =	770.602	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura calculado
<b>Usar φ</b>	<b>25</b>	<b>@</b>	<b>200</b> mm
As <sub>ADOT</sub> =	2454.369	mm <sup>2</sup> /m	Ok

### Verificação Força Cortante

#### Resumo Forças (a distância " C ")

	Plate	L/C	SQx kNm <sup>2</sup>	SQy kNm <sup>2</sup>
Max Qx	6015	200 COMBINATION 200 ULS	431.0	-25.0
Min Qx	6011	200 COMBINATION 200 ULS	-422.0	-15.0
Max Qy	6974	200 COMBINATION 200 ULS	-62.0	538.0
Min Qy	6961	200 COMBINATION 200 ULS	61.0	-537.0

#### Força cortante de cálculo

V <sub>sd</sub> /b <sub>w</sub> *d =	538.00	kN/m <sup>2</sup>	
f <sub>cdt</sub> =	2.04	Mpa	τ <sub>Rd</sub> = 0,25 f <sub>ctd</sub> f <sub>ctd</sub> = f <sub>ctk,inf</sub> / γ <sub>c</sub> (NBR 6118)
τ <sub>Rd</sub> =	0.51	Mpa	
ρ <sub>1</sub> =	0.00255		
V <sub>Rd1</sub> =	662.66	kN/m <sup>2</sup>	V <sub>Rd1</sub> = [τ <sub>Rd</sub> k (1,2 + 40 ρ <sub>1</sub> ) + 0,15 σ <sub>cp</sub> ] b <sub>w</sub> d

V<sub>sd</sub>/b<sub>w</sub>\*d < V<sub>Rd1</sub>/b<sub>w</sub>\*d ⇒ Espessura Laje OK

### Verificação Fissuração (NBR 6118)

$\phi$ =	25.00	mm	diâmetro da barra adotado
$A_{s \text{ barra}}$ =	4.91	cm <sup>2</sup>	área da barra
$A_{CR}$ =	150.00	cm <sup>2</sup>	área da região de envolvimento protegida pela barra
$M_d$ =	744.25	kN-m / m	Momento fletor de cálculo
$I_{II}$ =	0.01172	m <sup>4</sup>	
$\rho$ =	0.03		
$\sigma_{st}$ =	205.93	Mpa	$w = \frac{\phi_l \sigma_{st} 3\sigma_{st}}{12,5\eta_l E_{st} f_{ctm}}$ (NBR 6118)
$w_{k1}$ =	0.19	mm	$w = \frac{\phi_l \sigma_{st}}{12,5\eta_l E_{st}} \left( \frac{4}{\rho_{rl}} + 45 \right)$ (NBR 6118)
$w_{k2}$ =	0.15	mm	
$w_k$ =	<b>0.146</b>	<b>mm</b>	Grandeza da abertura de fissura => OK

- Dimensionamento das armaduras – Base

### Verificação Flexão

#### Resumo Forças

	Plate	L/C	Mx kNm/m	My kNm/m
Max Mx	1730	200 COMBINATION 200 ULS	800.7	0.0
Min Mx	6165	200 COMBINATION 200 ULS	-628.2	0.0
Max My	1533	200 COMBINATION 200 ULS	0.0	698.8
Min My	1509	200 COMBINATION 200 ULS	0.0	-707.3
Max Mx	1730	100 COMBINATION 100 SLS	628.3	0.0
Min Mx	1722	100 COMBINATION 100 SLS	-471.2	0.0
Max My	1533	100 COMBINATION 100 SLS	0.0	544.5
Min My	1509	100 COMBINATION 100 SLS	0.0	-549.9

#### Armadura em X-dir

Md <sub>X INTER</sub> =	628.23	kN-m / m	Momento fletor de cálculo (face interna X-dir)
h =	1.000	m	Espessura elemento
c =	0.100	m	Cobrimento da armadura
d =	0.875	m	Altura útil
Kmd =	0.027		
Kx =	0.040		
Kz =	0.984		
ρ min =	0.00208		Taxa mínima de armadura (NBR 6118)
As <sub>MIN</sub> =	2080.000	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura mínima
As <sub>calc</sub> =	1678.471	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura calculado

Usar  $\varnothing$  25 @ 150 mm  
As<sub>ADOT</sub> = 3272.492 mm<sup>2</sup>/m

Ok

Md <sub>X EXTER</sub> =	800.69	kN-m / m	Momento fletor de cálculo (face externo X-dir)
h =	1.000	m	Espessura elemento
c =	0.100	m	Cobrimento da armadura
d =	0.875	m	Altura útil
Kmd =	0.034		
Kx =	0.052		
Kz =	0.979		
ρ min =	0.00208		Taxa mínima de armadura (NBR 6118)
As <sub>MIN</sub> =	2080.000	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura mínima
As <sub>calc</sub> =	2149.145	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura calculado

Usar  $\varnothing$  25 @ 150 mm  
As<sub>ADOT</sub> = 3272.492 mm<sup>2</sup>/m

Ok

#### Armadura em Y-dir

Md <sub>Y INTER</sub> =	707.29	kN-m / m	Momento fletor de cálculo (face interna Y-dir)
h =	1.000	m	Espessura elemento
c =	0.100	m	Cobrimento da armadura
d =	0.863	m	Altura útil
Kmd =	0.031		
Kx =	0.047		
Kz =	0.981		
ρ min =	0.00208		Taxa mínima de armadura (NBR 6118)
As <sub>MIN</sub> =	2080.000	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura mínima
As <sub>calc</sub> =	1922.184	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura calculado

Usar  $\varnothing$  25 @ 150 mm  
As<sub>ADOT</sub> = 3272.492 mm<sup>2</sup>/m

Ok

Md <sub>Y EXTER</sub> =	698.81	kN-m / m	Momento fletor de cálculo (face externo Y-dir)
h =	1.000	m	Espessura elemento
c =	0.100	m	Cobrimento da armadura
d =	0.863	m	Altura útil
K <sub>md</sub> =	0.031		
K <sub>X</sub> =	0.046		
K <sub>Z</sub> =	0.981		
ρ <sub>min</sub> =	0.00208		Taxa mínima de armadura (NBR 6118)
AS <sub>MIN</sub> =	2080.000	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura mínima
AS <sub>calc</sub> =	1898.705	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura calculado
<b>Usar φ</b>	<b>25</b>	<b>@</b>	<b>150</b> mm
AS <sub>ADOT.</sub> =	3272.492	mm <sup>2</sup> /m	<b>Ok</b>

### Verificação Força Cortante

#### ResumoForças (a distância " C ")

	Plate	L/C	SQx kNm <sup>2</sup>	SQy kNm <sup>2</sup>
Max Qx	1671	200 COMBINATION 200 ULS	889.0	297.0
Min Qx	1672	200 COMBINATION 200 ULS	-888.0	298.0
Max Qy	332	200 COMBINATION 200 ULS	9.0	700.0
Min Qy	320	200 COMBINATION 200 ULS	11.0	-713.0

#### Força cortante de cálculo

V <sub>sd</sub> /b <sub>w</sub> *d =	889.00	kN/m <sup>2</sup>	
f <sub>ctd</sub> =	2.04	Mpa	τ <sub>Rd</sub> = 0,25 f <sub>ctd</sub> f <sub>ctd</sub> = f <sub>ctk,inf</sub> / γ <sub>c</sub>
τ <sub>Rd</sub> =	0.51	Mpa	(NBR 6118)
ρ <sub>1</sub> =	0.00379		
V <sub>Rd1</sub> =	687.99	kN/m <sup>2</sup>	V <sub>Rd1</sub> = [τ <sub>Rd</sub> k (1,2 + 40 ρ <sub>1</sub> ) + 0,15 σ <sub>cp</sub> ] b <sub>w</sub> d

V<sub>sd</sub>/b<sub>w</sub>\*d > V<sub>Rd1</sub>/b<sub>w</sub>\*d    ⇒    Espessura Laje OK\*

\*Obs: O pico de cortante de 29% acima do VRd1 foi considerado aceitavel pois é apenas uma tensão pontual.

### Verificação Fissuração (NBR 6118)

φ =	25.00	mm	diâmetro da barra adotado
AS <sub>barras</sub> =	4.91	cm <sup>2</sup>	área da barra
A <sub>CR</sub> =	150.00	cm <sup>2</sup>	área da região de envolvimento protegida pela barra
Md =	800.69	kN-m / m	Momento fletor de cálculo
I <sub>II</sub> =	0.01108	m <sup>4</sup>	
σ =	0.03		
σ <sub>si</sub> =	213.82	Mpa	$w = \frac{\phi_l \sigma_{si} 3\sigma_{si}}{12,5\eta_l E_{si} f_{ctm}}$ (NBR 6118)
w <sub>k1</sub> =	0.20	mm	$w = \frac{\phi_l \sigma_{si}}{12,5\eta_l E_{si}} \left( \frac{4}{\rho_{fi}} + 45 \right)$ NBR 6118)
w <sub>k2</sub> =	0.15	mm	
w <sub>k</sub> =	0.151	mm	Grandeza da abertura de fissura => OK

- Dimensionamento das armaduras – Reforço

### Verificação Flexão

#### Resumo Forças

	Plate	L/C	Mx kNm/m	My kNm/m
Max Mx	11812	200 COMBINATION 200 ULS	9.1	0.0
Min Mx	11793	200 COMBINATION 200 ULS	-9.1	0.0
Max My	9495	200 COMBINATION 200 ULS	0.0	13.9
Min My	9491	200 COMBINATION 200 ULS	0.0	-13.9
Max Mx	11812	100 COMBINATION 100 SLS	6.0	0.0
Min Mx	11793	100 COMBINATION 100 SLS	-6.0	0.0
Max My	9495	100 COMBINATION 100 SLS	0.0	9.3
Min My	9491	100 COMBINATION 100 SLS	0.0	-9.3

#### Armadura em X-dir

Md <sub>X INTER</sub> =	9.15	kN-m / m	Momento fletor de cálculo (face interna X-dir)
h =	0.350	m	Espessura elemento
c =	0.050	m	Cobrimento da armadura
d =	0.284	m	Altura útil
Kmd =	0.004		
Kx =	0.006		
Kz =	0.998		
ρ min =	0.00208		Taxa mínima de armadura (NBR 6118)
AS <sub>MIN</sub> =	728.000	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura mínima
AS <sub>calc</sub> =	74.258	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura calculado

Usar  $\phi$  16 @ 200 mm  
 AS<sub>ADOT</sub> = 1005.310 mm<sup>2</sup>/m **Ok**

Md <sub>X EXTER</sub> =	9.14	kN-m / m	Momento fletor de cálculo (face externo X-dir)
h =	0.350	m	Espessura elemento
c =	0.050	m	Cobrimento da armadura
d =	0.284	m	Altura útil
Kmd =	0.004		
Kx =	0.006		
Kz =	0.998		
ρ min =	0.00208		Taxa mínima de armadura (NBR 6118)
AS <sub>MIN</sub> =	728.000	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura mínima
AS <sub>calc</sub> =	74.168	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura calculado

Usar  $\phi$  16 @ 200 mm  
 AS<sub>ADOT</sub> = 1005.310 mm<sup>2</sup>/m **Ok**

#### Armadura em Y-dir

Md <sub>Y INTER</sub> =	13.90	kN-m / m	Momento fletor de cálculo (face interna Y-dir)
h =	0.350	m	Espessura elemento
c =	0.050	m	Cobrimento da armadura
d =	0.276	m	Altura útil
Kmd =	0.006		
Kx =	0.009		
Kz =	0.996		
ρ min =	0.00208		Taxa mínima de armadura (NBR 6118)
AS <sub>MIN</sub> =	728.000	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura mínima
AS <sub>calc</sub> =	116.221	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura calculado

Usar  $\phi$  16 @ 200 mm  
 AS<sub>ADOT</sub> = 1005.310 mm<sup>2</sup>/m **Ok**

Md <sub>Y EXTER</sub> =	13.90	kN-m / m	Momento fletor de cálculo (face externo Y-dir)
h =	0.350	m	Espessura elemento
c =	0.050	m	Cobrimento da armadura
d =	0.276	m	Altura útil
K <sub>md</sub> =	0.006		
K <sub>x</sub> =	0.009		
K <sub>z</sub> =	0.996		
ρ <sub>min</sub> =	0.00208		Taxa mínima de armadura (NBR 6118)
AS <sub>MIN</sub> =	728.000	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura mínima
AS <sub>calc</sub> =	116.246	mm <sup>2</sup> /m	Area da seção transv da armadura calculado
<b>Usar φ</b>	<b>16</b>	<b>@</b>	<b>200</b> mm
AS <sub>ADOT.</sub> =	1005.310	mm <sup>2</sup> /m	<b>Ok</b>

### Verificação Força Cortante

#### Resumo Forças (a distância " C ")

	Plate	L/C	SQx kNm <sup>2</sup>	SQy kNm <sup>2</sup>
Max Qx	9448	200 COMBINATION 200 ULS	63.0	-79.0
Min Qx	9469	200 COMBINATION 200 ULS	-63.0	-79.0
Max Qy	9459	200 COMBINATION 200 ULS	-39.0	110.0
Min Qy	9469	200 COMBINATION 200 ULS	-63.0	-79.0

#### Força cortante de cálculo

V <sub>sd</sub> /b <sub>w</sub> *d =	110.00	kN/m <sup>2</sup>	
f <sub>ctd</sub> =	2.04	Mpa	τ <sub>Rd</sub> = 0,25 f <sub>ctd</sub> f <sub>ctd</sub> = f <sub>ctk,inf</sub> / γ <sub>c</sub> (NBR 6118)
τ <sub>Rd</sub> =	0.51	Mpa	
ρ <sub>1</sub> =	0.00364		
V <sub>Rd1</sub> =	906.80	kN/m <sup>2</sup>	V <sub>Rd1</sub> = [τ <sub>Rd</sub> k (1,2 + 40 ρ <sub>1</sub> ) + 0,15 σ <sub>cp</sub> ] b <sub>w</sub> d

V<sub>sd</sub>/b<sub>w</sub>\*d < V<sub>Rd1</sub>/b<sub>w</sub>\*d    ⇒    Espessura OK

### Verificação Fissuração (NBR 6118)

φ =	16.00	mm	diâmetro da barra adotado
AS <sub>barra</sub> =	2.01	cm <sup>2</sup>	área da barra
A <sub>CR</sub> =	75.00	cm <sup>2</sup>	área da região de envolvimento protegida pela barra
Md =	13.90	kN-m / m	Momento fletor de cálculo
I <sub>II</sub> =	0.00039	m <sup>4</sup>	
ρ =	0.03		
σ <sub>si</sub> =	33.14	Mpa	$w = \frac{\phi_i \sigma_{si} 3\sigma_{si}}{12,5\eta_1 E_{si} f_{ctm}}$ (NBR 6118)
w <sub>k1</sub> =	0.00	mm	
w <sub>k2</sub> =	0.02	mm	$w = \frac{\phi_i \sigma_{si}}{12,5\eta_1 E_{si}} \left( \frac{4}{\rho_{fi}} + 45 \right)$ (NBR 6118)
w <sub>k</sub> =	0.003	mm	Grandeza da abertura de fissur: => OK