



UNIVERSIDADE D  
COIMBRA

Matheus Loures Sá

ANÁLISE DE FATORES DE RISCO GEOTÉCNICO EM  
SISTEMAS DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA EM  
USINAS  
EÓLICAS “NEARSHORE”  
ESTUDO DE CASO ‘WINDPLAN BLAUW’

Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica,  
orientada pelo Professor Doutor Paulo A. L. F. Coelho e pelo Professor Doutor  
Paulo L. Pinto. e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da  
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Setembro de 2022

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra  
Departamento de Engenharia Civil

Matheus Loures Sá

# **ANÁLISE DE FATORES DE RISCO GEOTÉCNICO EM SISTEMAS DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA EM USINAS EÓLICAS “NEARSHORE”**

## **ESTUDO DE CASO ‘WINDPLAN BLAUW’**

**Assessment of Geotechnical Factors of Risk in “Nearshore” Systems of Power  
Transmission Lines**

**Case Study ‘WindPlan Blauw’**

Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica,  
orientada pelo Professor Doutor Paulo A. L. F. Coelho e pelo Professor Doutor Paulo L. Pinto.

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC  
declina qualquer responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões que possa conter.

Setembro de 2022

1 2  9 0

UNIVERSIDADE D  
COIMBRA

## AGRADECIMENTOS

A vida é repleta de desafios. Começar um mestrado em plena pandemia, aulas por videochamadas, em uma situação global instável, e ainda trabalhando de outro país, em outro fuso horário, foram alguns dos destes últimos 2 anos. Entretanto, sempre em nossas vidas temos pessoas com quem dividimos os fardos, as decepções, as angústias e encontramos nelas forças para seguir em frente.

Este agradecimento vai em memória aos meus avós, Olar e Dalva. Ambos nos deixaram nestes últimos 2 anos, mas deixaram em nós lembranças carinhosas e uma história de luta e dedicação conosco e um com o outro inigualáveis.

Este agradecimento vai para meus pais, que com muita (muita) paciência e carinho me ensinaram a agir com calma, foco nos objetivos e dedicação em um ideal. Gostaria que soubessem sempre, amo vocês. Agradecer também meus irmãos, Daniel, Lucas, parte indispensável no meu crescimento como pessoa. Aos amigos, tios, primos e minha avó Eva, meu muito obrigado por sempre estarem comigo.

Este agradecimento vai para a Paula, minha melhor amiga, minha companheira e minha motivadora. Você me desafia a ir mais longe, a me dedicar aquele “um pouco mais” que sempre existe em nós. Obrigado por ser você.

Agradecer à Universidade Federal de Minas Gerais, por ter me aberto as portas do mundo, por ter me formado engenheiro. Agradecer à Universidade de Coimbra por ampliar de forma indescritível meus conhecimentos de geotecnia, mas também por ensinar que muito do conhecimento ainda está em aberto, e aos Professores Doutores Paulo Coelho e Paulo Pinto pela paciência e auxílio durante este trabalho.

E, finalmente, agradecer aos envolvidos no projeto Windplan Blauw pela disponibilização dos dados e possibilitação de apresentá-los neste trabalho.

Do mar de montanhas de Minas, entre as brumas densas da Escócia, às planícies inundadas da Holanda... o horizonte será minha casa.

Às cinco estrelas...

## RESUMO

A matriz energética global migra, em consequência do aumento na conscientização ambiental, para geração de baixo carbono, como a de energia eólica e solar. O aproveitamento energético e o custo-benefício destas indústrias quando instaladas onshore é menor quando comparadas à instalação offshore. Instalação de equipamentos offshore geram diversos desafios, entre eles a transmissão da energia por cabos enterrados no fundo do mar ou em lagos. Este trabalho apresenta um estudo de caso, demonstrando inicialmente a evolução da matriz energética mundial e o contexto do projeto em voga e aborda alguns dos fatores de risco geotécnicos para execução de projetos de transmissão de energia eólica offshore e nearshore, focados no projeto WindPlan Blauw, a ser executado na área lacustre do IJsselmeer, Holanda. Para possibilitar a execução das análises apresentadas neste estudo de caso foi realizada a delimitação da estratigrafia ao longo do percurso dos cabos de transmissão a serem instalados entre as turbinas eólicas. A partir da estratigrafia e de análises laboratoriais, foram definidos os parâmetros de entrada das análises para os estratos do solo. Foram executadas análises de estabilidade dos taludes de praia para trincheira, como alternativa à Perfuração Horizontal Direcional, de estabilidade de cabos assentados em solos moles compressíveis, de estabilidade de colchões de concreto a serem instalados para proteção física de cabos em cruzamentos e ainda de penetração de âncoras em solos estratificados. As três primeiras análises foram executadas com auxílio dos programas Slide2 e RS2, ambos da empresa canadense Rocscience. A análise de penetração de âncoras em solos estratificados foi realizada a partir de modelos apresentados na bibliografia estudada, adaptando as curvas de penetração de âncoras por e tratando a penetração como simples perda de energia potencial da âncora em cada estrato de espessura conhecida. O estudo permitiu concluir que taludes com geometria 3:1 são considerados seguros para trincheiras, em solos não perturbados, os cabos são estáveis à profundidade de enterramento sugerida pelo empreendedor (2m), os colchões de concreto levam a recalques consideráveis e tensionamento dos cabos, podendo causar danos aos mesmos, o modelo sugerido para penetração de âncoras por peso e litologia encontrou resultados de penetração consideráveis nos solos estratificados, evidenciando um risco ao empreendimento. A cargo de trabalhos posteriores fica a melhor calibração de modelos de penetração de âncoras, a partir de mais testes e ensaios, aumentando a precisão das análises e definição da profundidade necessária para enterramento de cabos.

**Palavras-chave:** Energia Eólica Offshore, Transmissão de Energia, Cabos de Energia, Solos Moles, Argila Mole, Turfa, Estabilidade de Cabos, Estabilidade de Taludes, Colchões de Concreto, Penetração de Âncoras, Profundidade de Enterramento de Cabos.

---

## ABSTRACT

As a result of the increase in environmental awareness, the global energy matrix migrates towards low carbon generation, such as wind and solar energy. The energy use and cost-effectiveness of these industries when installed onshore is lower when compared to offshore installation. Offshore equipment installation faces several challenges, amongst them the transmission of energy by cables buried in the seabed or in lakebeds. This paper presents a case study, initially demonstrating the evolution of the world energy matrix and the context of the project in study and addresses some of the geotechnical risk factors for the execution of offshore and nearshore wind energy transmission projects, focused on the WindPlan Blauw project, to be carried out in the lake area of the IJsselmeer, Netherlands. To enable the execution of the analyses presented in this case study, the delimitation of the stratigraphy was carried out along the path of the transmission cables to be installed between the wind turbines. From the stratigraphy and laboratory analyses, the input parameters of the analyses for the soil strata were defined. Stability analyses were performed on the beach slopes for trenches, as a possible alternative to Horizontal Directional Drilling, on the stability of cables laid in soft compressible soils, on the stability of concrete mattresses possibly installed for physical protection of cables at crossings and also on the penetration of anchors in stratified soils. The first three analyses were performed using the Slide2 and RS2 programs, both from the Canadian company Rocscience. The analysis of anchor penetration in stratified soils was performed using models presented in the studied bibliography, adapting the penetration curves of anchors by, and treating penetration as a simple loss of potential energy of the anchor in each stratum of known thickness. The study allowed to conclude that slopes with 3:1 geometry are considered safe for trenches, in undisturbed soils, cables are stable at the buried depth suggested by the entrepreneur (2m), concrete mattresses lead to considerable settlements and cable tension, what may cause damage to them. The anchor penetration model per anchor weight and lithology suggested found considerable penetration results in stratified soils, evidencing a risk to the development. It is up to further studies a more precise calibration of the anchor penetration model, based on field and laboratory tests, to better predict the necessary burial depth of cables.

**Keywords:** Offshore Wind Power, Power Transmission, Power Cables, Soft Soils, Soft Clay, Peat, Cable Stability, Slope Stability, Concrete Mattresses, Anchor Penetration, Cable Burial Depth.

## ÍNDICE

AGRADECIMENTOS .....	I
RESUMO .....	II
ABSTRACT .....	III
ÍNDICE DE FIGURAS .....	VI
ÍNDICE DE TABELAS .....	VIII
SIMBOLOGIA .....	IX
ABREVIATURAS .....	XIII
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 DESAFIOS DA TRANSIÇÃO PARA PRODUÇÃO DE ENERGIA DE BAIXO CARBONO .....	1
1.2 PRODUÇÃO DE ENERGIA OFFSHORE/NEARSHORE: MOTIVAÇÃO E DESAFIOS.....	4
1.3 ESTUDO DE CASO WINDPLAN BLAUW .....	4
1.3.1 O projeto.....	4
1.3.2 Motivação dos estudos geotécnicos.....	6
1.3.3 Objetivos específicos .....	8
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....	10
2.1 ANÁLISE DO SOLO – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E PERFIS .....	10
2.2 ANÁLISES GEOTÉCNICAS .....	20
2.2.1 Estabilidade de taludes de praia.....	21
2.2.2 Estabilidade dos cabos em solos saturados.....	24
2.2.3 Estabilidade de estruturas de proteção em cruzamentos .....	28
2.2.4 Profundidade de enterramento - proteção dos cabos contra penetração e arranque por âncoras.....	29
3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS DO ESTUDO DE CASO .....	39
3.1 SONDAJENS DE CAMPO .....	39
3.2 ENSAIOS LABORATORIAIS E PARÂMETROS .....	48
3.2.1 Discussão dos resultados das análises laboratoriais .....	49
4 ANÁLISES DE ESTABILIDADE DO ESTUDO DE CASO .....	56
4.1 TALUDES DE PRAIA .....	56
4.2 ESTABILIDADE DOS CABOS SOBRE SOLO .....	59
4.3 ESTABILIDADE DE COLCHÕES DE CONCRETO .....	61
5 PENETRAÇÃO DE ÂNCORAS NOS SOLOS DO ESTUDO DE CASO .....	64
5.1 PROPOSIÇÃO DE MODELOS PARA DIFERENTES TIPOS DE SOLOS .....	67
5.2 MODELO PARA SOLOS ESTRATIFICADOS - SUGESTÃO PARA ESTUDOS POSTERIORES .....	69
6 CONCLUSÕES .....	74

7	SUGESTÕES PARA ESTUDOS POSTERIORES .....	77
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	78

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 Consumo energético mundial por fonte (2019). Dados disponíveis em: <a href="http://iea.org">iea.org</a> .....	2
Figura 1-2 Geração de redes elétricas por fonte de produção (1990-2019). (International Energy Agency, 2022) .....	3
Figura 1-3 Consumo energético por setor (2019). (International Energy Agency, 2022).....	3
Figura 1-4 - Mapa de Localização Turbinas Eólicas e empreendimento WindPlan Blauw.....	5
Figura 1-5 - Mapa Batimétrico região IJsselmeer - Precisão 5 m.....	7
Figura 1-6 - Mapa Batimétrico Rota dos Cabos - Precisão 1 m.....	8
Figura 2-1 - Mapa IJsselmeer - Pares de sondagens CPT/Furo de sondagem executados .....	11
Figura 2-2 - Sistema de prospecção da empresa Fugro - McClelland TSP. Lunne, (2012) .....	12
Figura 2-3 - Ábaco Robertson (2010) - Razão de atrito normalizada x Resistência de ponta normalizada .....	14
Figura 2-4 - Sequenciamento metodológico dos trabalhos executados.....	21
Figura 2-5 - Fatia genérica e polígono de forças - método de Bishop. Da Silva (2011).....	22
Figura 2-6- Fatia genérica e polígono de forças - método de Spencer. Da Silva (2011) .....	23
Figura 2-7 – Uma das fases de carregamento do ensaio edométrico e cálculo da tensão efetiva $\sigma'$ .....	25
Figura 2-8 - Resultado típico redução índice de vazios conforme acréscimo de pressão vertical .....	26
Figura 2-9 - Proteção cabo por colchão de concreto e cargas aplicadas ao solo.....	29
Figura 2-10 - Desenho exemplificativo - Âncora padrão .....	31
Figura 2-11 - 3 Etapas do comportamento das âncoras segundo Peng e Liu (2019). Peng et al. (2021) .....	37
Figura 3-1 – Exemplo - Relatório CPT DKMP-001 .....	40
Figura 3-2 – Exemplo - Furo de Sondagem B-001 .....	41
Figura 3-3 - Perfil do solo cabo 1 .....	44
Figura 3-4 - Perfil do solo cabo 2 .....	45
Figura 3-5 - Perfil do solo cabo 3 .....	45
Figura 3-6 - Perfil do solo cabo 4 .....	46
Figura 3-7 - Perfil do solo cabo 5 – subestação à turbina BU19.....	46
Figura 3-8 - Perfil do solo cabo 5 - BU19 a BU12.....	47
Figura 3-9 - Perfil do solo cabo 5 - BU19 a BU16.....	47
Figura 3-10 - Parametrização - Relação $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> ) x Profundidade (m) .....	50
Figura 3-11 - Parametrização - Relação Su (kPa) x Profundidade (m) .....	51
Figura 3-12- Parametrização - Tensão vertical $\sigma'_v$ (kPa) x Relação Su (kPa) .....	52
Figura 3-13 - Parametrização - Tensão vertical $\sigma'_v$ (kPa) x Relação Su (kPa) – Filtro para distâncias de 0 a 3 metros abaixo do solo marinho .....	53
Figura 3-14 - Distribuição Normal Valores Su - Argila Mole e Turfa.....	54
Figura 4-1 - Estabilidade Talude - Condição freática no pé do talude .....	57
Figura 4-2 - Estabilidade Talude – Condição de enchimento rápido .....	58
Figura 4-3 - Estabilidade de Talude – Condição de esvaziamento rápido .....	59

---

Figura 4-5 - Estabilidade dos cabos – geração de excesso de poropressão – desenho representativo fora de escala.....	60
Figura 4-6 - Estabilidade dos cabos - Assentamento do solo no tempo de vida do empreendimento .....	61
Figura 4-7 - Estabilidade colchão de concreto - Assentamentos com parâmetros pré-definidos .....	62
Figura 4-8 - Estabilidade colchão de concreto - Assentamentos a partir de parâmetros encontrados no local .....	62
Figura 5-1 - Comparativo modelos para penetração de âncoras em rocha e cascalho .....	64
Figura 5-2 - Comparativo modelos e experimentos para penetração de âncoras em areias .....	65
Figura 5-3 - Comparativo modelos e experimentos para penetração de âncoras em argilas médias a rijas .....	66
Figura 5-4 - Comparativo modelos e experimentos para penetração de âncoras em argilas moles e turfas .....	66
Figura 5-5 - Comparativo modelos e experimentos para penetração de âncoras entre os diferentes materiais apresentados .....	67
Figura 5-6 - Demonstração das curvas propostas na Tabela 5-1 em forma gráfica .....	69
Figura 5-7 - Estratigrafia do solo no Cruzamento Norte da área do IJsselmeer - baseado em CPTs e furos de sondagem .....	71
Figura 5-8 – Curva de penetração de âncoras - Aplicação do modelo proposto para penetração de âncoras de diversas massas em solo estratificado.....	73

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1-1 - Profundidade de enterramento cabos x classes de curso d'água. (Rijkswaterstaat, 2020).....	6
Tabela 2-1 - Aplicabilidade do ensaio para informações do solo - International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering - Geotechnical & Geophysical Investigations For Offshore And Nearshore Developments, (2005).....	15
Tabela 2-2 - Resistência dos solos finos e areias. (Davison e Springman, 2000).....	17
Tabela 2-3 - Resistência das areias. (Davison & Springman, 2000).....	17
Tabela 2-4 - Resistência dos solos finos. British Standards BS EN ISO14688-2:2004).....	17
Tabela 2-5 - Resumo - Valores de resistência não drenada $S_u$ (kPa) encontrados em trabalhos anteriores.....	19
Tabela 2-6 - Valores médios de amostras de turfa. Dhowian e Edil (1980).....	19
Tabela 2-7 - Valores de Permeabilidade em estratos IJsselmeer. Hoogland et al. (2020).....	20
Tabela 2-8 – Grau de consolidação médio $\bar{U}$ x Fator tempo $T_v$ .....	27
Tabela 2-9 - Profundidade de penetração da âncora, estimada por modelos numéricos - Nakamura et al. (1992) apud Moore, et al. (2021). ....	33
Tabela 2-10 - Profundidade de penetração da âncora, estimada em função do comprimento da pata. Senez e Nel (2021).....	34
Tabela 2-11 - Relação DWT, peso da âncora e comprimento da pata. Senez e Nel (2021).....	34
Tabela 2-12 - Resultados de penetração em ensaios experimentais a partir da massa da âncora e do tipo de solo - Zhu, et al (2019).....	35
Tabela 3-1 – Exemplo de compilação em Excel dos resultados da estratigrafia por sondagem (CPTu DKMP001 e Furo de sondagem B001).....	42
Tabela 3-2 – Exemplo de união dos dados das sondagens no pior cenário apresentável (CPTu DKMP001 e Furo de sondagem B001).....	43
Tabela 3-3 – Compilação dos resultados de análises laboratoriais.....	49
Tabela 3-4 - Parâmetros de entrada para análises computacionais.....	54
Tabela 4-1 - Parâmetros físicos dos cabos em comparação aos do solo.....	59
Tabela 5-1 - Proposição de curvas de Massa da âncora por penetração para diversos substratos.....	68
Tabela 5-2 – Aplicação do modelo proposto para penetração de âncoras de diversas massas em solo estratificado conforme exemplificado na Figura 5-6.....	72

## SIMBOLOGIA

a	- Área da ponteira cônica
A	- Área (em vista de perfil), metros quadrados, acima da linha d'água quando navio carregado com carga máxima até o ponto mais alto do navio
$A_b$	- Área efetiva da âncora
$A_s$	- Área efetiva na direção de translação
$A_{smp}$	- Área efetiva da âncora projetada no plano da pata
$A_{snp}$	- Área efetiva no plano perpendicular ao plano da pata
b	- Fator de área fornecido pelo fabricante do piezocone
B	- Largura moldada, em metros
$B_q$	- Razão de poropressão
$c'$	- Coesão efetiva
$C_1$	- Fator de penetração de âncoras na fase 1
$C_2$	- Fator de penetração de âncoras na fase 2
$C_{2+3}$	- Soma dos fatores de penetração de âncoras nas fases 2 e 3
$C_3$	- Fator de penetração de âncoras na fase 3
$C_c$	- Índice de compressibilidade
$C_v$	- Coeficiente de consolidação vertical
d	- Comprimento máximo do caminho de drenagem
e	- Índice de vazios
E	- Módulo de elasticidade do solo
$e_0$	- Índice de vazios inicial
$E_1$ e $E_2$	- Resultante das forças normais entre as fatias
$E_{50}$	- Módulo de elasticidade do solo a 50% da tensão de ruptura
$E_{50}$	- Módulo de Young (módulo secante), passando pela origem e por $\sigma_{50\%}$ (50 % da tensão na ruptura)
$e_f$	- Índice de vazios final
$F_b$	- Capacidade de resistência de ponta do solo
$F_r$	- Razão de atrito normalizada
$F_s$	- Capacidade de resistência lateral do solo

---

$f_t$	- Atrito lateral corrigido
$h$	- Altura efetiva, em metros (da linha d'água quando navio carregado com carga máxima até o ponto mais alto do navio)
$H_0$	- Espessura inicial da camada de solo compressível
$I_c$	- Índice comportamental do solo
$k_z$ e $K_s$	- Coeficiente de permeabilidade do solo na direção vertical
$L_b$	- Distância entre a traseira da âncora até o ponto de conexão entre a pata e a haste
$L_c$	- Distância entre a traseira da âncora até a intersecção com a força de arraste (transmitida pela haste)
$L_k$	- Distância entre a traseira da âncora até o centro rotacional da âncora
$M_a$	- Momento relativo às forças de arraste
$M_{âncora}$	- Massa das âncoras
$M_{âncora,HHP}$	- Massa das âncoras de alto poder de ancoragem (HHP)
$M_b$	- Momento relativo às forças de ponta
$M_s$	- Momento relativo às forças de cisalhamento
$m_v$	- Coeficiente de compressibilidade volumétrica
$M_W$	- Momento relativo às forças do peso da âncora
$n$	- Porosidade
$N$	- Força normal
$N_c$ e $N_q$	- Fatores de resistência de ponta
$Q$	- Força resultante entre fatias
$q_t$	- Resistência de ponta corrigida
$Q_t$	- Resistência de ponta normalizada
$R_f$	- Razão de atrito
$S$	- Grau de Saturação
$S_u$ e $C_u$	- Coesão não drenada
$S_{u0}$	- Resistência não drenada inicial - constante
$T$	- Força resistente ao corte
$t$	- Tempo em consolidação
$T_a$	- Força de arraste da âncora

---

$T_v$	- Fator de tempo no estudo da consolidação vertical
$\bar{U}$	- Grau de consolidação médio da camada
$u_0$	- Pressão hidrostática
$v_0, v_1, v_2$	- Velocidade do navio nos instantes 0, 1 e 2
$w$	- Teor de umidade
$W$	- Peso da fatia
$z$	- Profundidade
$\nabla$	- Volume submerso, volume de água deslocada
$\Delta$	- Tonelagem deslocada, peso do navio baseado no volume de água (em m <sup>3</sup> ) que o casco desloca a diferentes cargas
$\alpha$	- Fator de adesão
$\delta$	- Ângulo de atrito da interface
$\epsilon_{50}$	- Deformação a $\sigma_{50\%}$ (50 % da tensão na ruptura)
$\phi'$	- Ângulo de atrito em termos de tensões efetivas
$\gamma$	- Peso específico natural
$\gamma_d$	- Peso específico seco
$\gamma_{sat}$	- Peso específico saturado
$\gamma_{sub}$	- Peso específico do solo submerso
$\gamma_w$	- Peso específico da água
$\theta$	- Inclinação constante com a horizontal em cada fatia
$\theta_a$	- Ângulo entre a corrente e a pata da âncora
$\sigma'$	- Tensão normal efetiva aplicada ao solo
$\sigma'_0$	- Tensão efetiva inicial
$\sigma'_f$	- Tensão efetiva final
$\sigma'_{v0}$	- Tensão vertical efetiva inicial
$\sigma_{50\%}$	- 50 % da tensão na ruptura
$\sigma_{ef,1}$	- Tensão efetiva no instante 1
$\sigma_{total,1}$	- Tensão total no instante 1
$\sigma_{v0}$	- Tensão vertical total inicial

$\tau$  - Tensão cisalhante (Mohr Coulomb)

---

## ABREVIATURAS

BH	- Furo de sondagem
CID	- Ensaio triaxial em situação consolidada, cargas isotrópicas e drenada
CIU	- Ensaio triaxial em situação consolidada, cargas isotrópicas e não drenada
CPT	- Ensaio de penetração cônica
CPTu	- Ensaio de penetração cônica com leituras de poropressão
DNV	- Det Norske Veritas
DWT	- Porte do navio, definido pelo peso do navio completamente carregado (carga, combustível, água, etc) menos o peso do navio completamente descarregado;
EN	- Número do Equipamento;
FEM	- Modelo de elementos finitos
GT	- Tonelagem bruta, que é a medida do volume interno total;
GW	- Giga Watts
GWEC	- Conselho de energia eólica global
HDD	- Perfuração Horizontal Direcional
IEA	- Agência internacional de energia
ISSMGE	- Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
KIS-ORCA	- Serviço de informação Kingfisher — Conscientização sobre cabos e energia renováveis Offshore
LD FE	- Método de elementos finitos 3D para grandes deformações
MBES	- Multibeam Echosounder
NAP	- Nível de água Amsterdã - referência para a Holanda

- ROV - Veículo operado remotamente
- WTG - Turbinas de geração de energia eólica

---

## 1 INTRODUÇÃO

No âmbito da busca por novas matrizes energéticas e de novas áreas para se instalar as tecnologias de geração energética atuais, abriu-se espaço para diversos tipos de infraestrutura, que exigem diferentes aplicações para os conceitos de engenharia pré-existentes.

A indústria de energias renováveis, especificamente nos modais solar e eólica, percebeu que, para aumentar sua capacidade de produção, o custo de investir em mais áreas e terrenos competindo com o mercado imobiliário se torna muito dispendioso e por vezes inviabiliza os empreendimentos.

Especificamente para a indústria de energia eólica, fatores como menor resistência de órgãos ambientais, maior amplitude de área disponível, constância e velocidades do vento, e capacidade de dissipação de calor dos cabos de transmissão apontam para uma saída em direção à produção eólica offshore. Para alturas de até 10 metros, por exemplo, dados comparativos entre as mesmas regiões sugerem que a velocidade dos ventos, essencial fator para a geração energética, seja quase três vezes maior quando offshore do que onshore, para uma mesma microrregião (Li et al., 2020).

As áreas lacustres e off-shore portanto se tornaram alternativas atrativas para implantação destas indústrias, mesmo considerando outros desafios e custos que são acrescidos a estes empreendimentos.

### 1.1 Desafios da transição para produção de energia de baixo carbono

Em constante desenvolvimento, a indústria eólica offshore continua em constante expansão. Dados do Global Wind Energy Council (GWEC) (Lee & Zhao, 2022), estipulam que em 2021, 94 GW de capacidade foi adicionada, o segundo ano de maior crescimento na história (1,8 % pior do que o de 2020 - recorde da série histórica) o que demonstra que, apesar do cenário pandêmico vivenciado nos anos de 2020 e 2021, investimentos na indústria energética não sofreram negativamente.

O movimento global de redução da utilização de combustíveis fósseis, em busca de neutralidade na emissão de carbono, indica que o cenário de expansão na indústria de renováveis deve se intensificar. Além disso, em 2022, a Rússia, segunda maior produtora de gás natural do mundo, com cerca de 702 bilhões de metros cúbicos produzidos em 2021 (Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás, 2022), e maior exportadora de gás para países da União Europeia, entrou em guerra com a Ucrânia, causando desconfiança entre líderes da comunidade europeia, inflação nos preços de gás e combustíveis derivados de petróleo e, possivelmente, acelerando o processo de transição para energias renováveis.

Dados da International Energy Agency (Lorenzic et al., 2022), relativo às fontes diretas de consumo energético, apontam que até 2019 apenas 0,6 % de todo o consumo energético mundial

tinha como fonte direta a energia eólica ou solar, conforme demonstrado na Figura 1-1. Apresenta-se também o dado de que 40,3 % do consumo de energia é proveniente de derivados de petróleo, fonte energética de alguns dos principais meios de transporte do mundo.

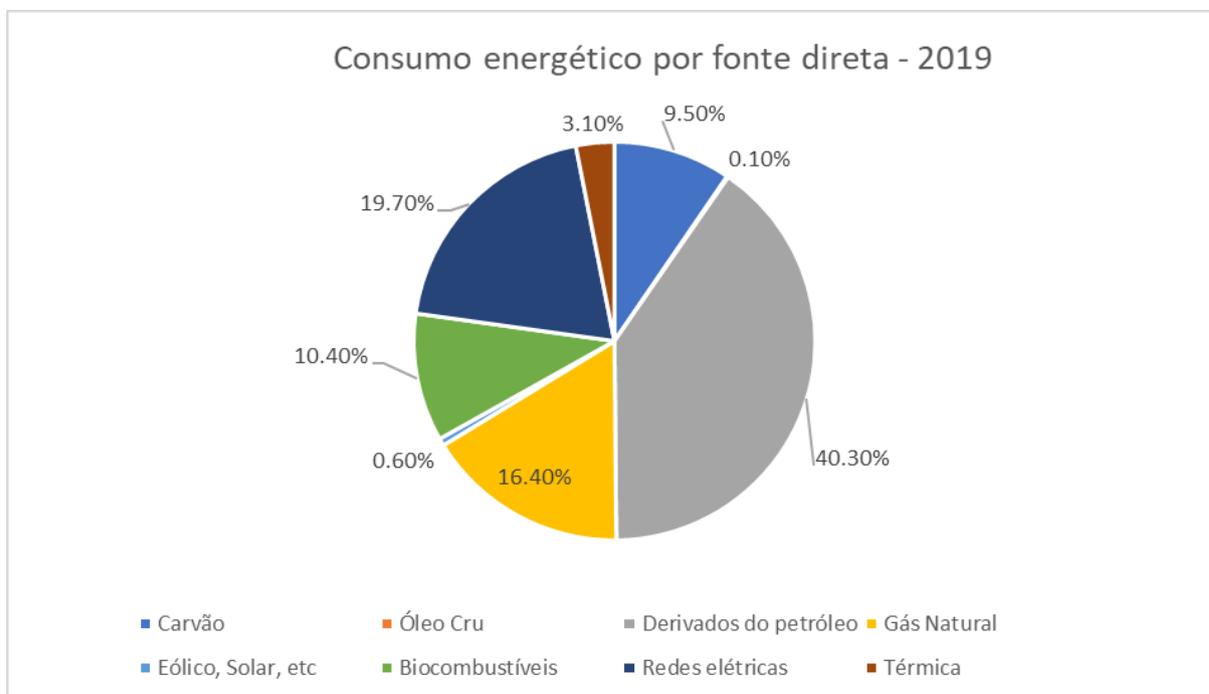


Figura 1-1 Consumo energético mundial por fonte (2019). Dados disponíveis em: [iea.org](http://iea.org)

Entretanto, a principal parte da produção eólica atende a rede elétrica, que representa 19,7 % do consumo energético. Dados também do IEA apontam que 14,4 % da energia que alimentava as redes elétricas em 2019 tinha como fonte a energia eólica.

Vários países do mundo já se comprometeram, a partir da assinatura do Tratado de Paris, a reduzir a emissão de carbono na atmosfera. A Holanda, por exemplo, desenvolveu um acordo climático próprio, manifestando os objetivos climáticos e ambientais do país para 2030 e 2050 (Government of the Netherlands, 2019). Neste acordo, manifesta o interesse de aumentar sua produção de energia eólica offshore em 10,7 GW. Este aumento representa dobrar a produção eólica offshore atual, e se tornar a principal fonte de produção energética do país.

A expectativa é que os bons números de investimento e crescimento do setor no período recente façam que o setor eleve sua importância no cenário energético mundial. Como é perceptível no gráfico apresentado na Figura 1-2, pelo crescimento nos investimentos em energia eólica, observado pelos dados do GWEC, e adesão de vários países ao Tratado de Paris, a tendência é esta fonte de produção apenas expandir sua participação.

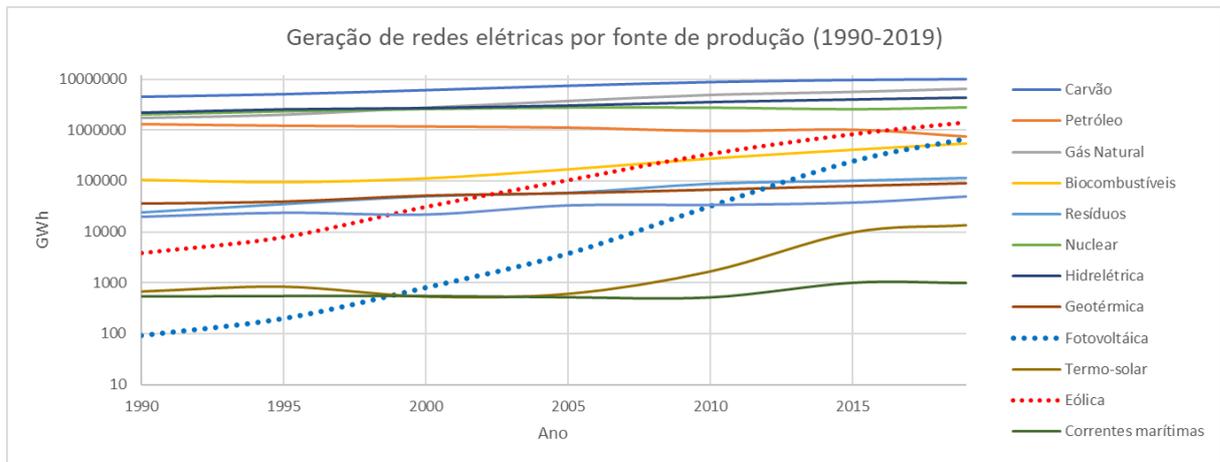


Figura 1-2 Geração de redes elétricas por fonte de produção (1990-2019). (International Energy Agency, 2022)

Também a partir de dados da IEA, os setores de transporte e indústria representam, somados, 57,9 % do gasto energético do mundo, conforme demonstrado no gráfico da Figura 1-3.

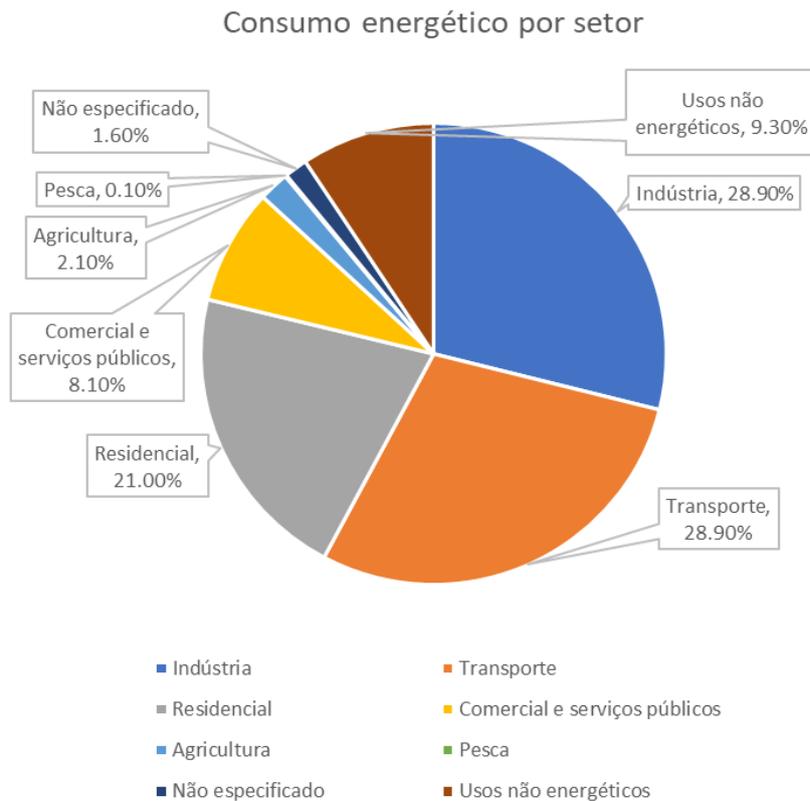


Figura 1-3 Consumo energético por setor (2019). (International Energy Agency, 2022)

Para atender a meta de neutralidade nas emissões de carbono, há a tendência, principalmente entre os países europeus, de incentivar uma rápida escalada na produção e venda de automóveis e equipamentos elétricos, que implicará no aumento da demanda por energia elétrica e redução do consumo de combustíveis fósseis.

## **1.2 Produção de energia offshore/nearshore: motivação e desafios**

Motivados pela adesão aos acordos climáticos, vários países têm visto a produção de energia eólica offshore com bons olhos. A evolução na tecnologia de ancoragem das turbinas eólicas ao fundo do mar, possibilitando turbinas flutuantes, abriu espaço para empreendimentos em mares profundos. A rápida escalada na eficiência na produção energética das turbinas e de painéis fotovoltaicos torna financeiramente atrativos investimentos no setor.

Entretanto, um dos gargalos da produção energética offshore e nearshore é a transmissão. O conhecimento e a experiência sobre a transmissão por cabos submarinos já estão se solidificando desde o crescimento do uso da internet. Entretanto, cabos de fibra óptica e cabos de energia apresentam características distintas. Notadamente, cabos de energia, em caso de falhas, interrompem a transmissão para regiões inteiras, colocando em risco hospitais e serviços essenciais.

Com a experiência adquirida até o presente, percebeu-se que é necessário proteger os cabos contra riscos naturais (terremotos por exemplo) e antrópicos (âncoras de embarcações e redes de pesca, por exemplo). Uma das formas de proteger os cabos, especialmente contra riscos antrópicos é enterrá-los a profundidades consideradas seguras. Para tal, equipamentos capazes de abrir trincheiras por escavação, por fluidização do solo, por corte de rocha, entre outros, foram desenvolvidos e são utilizados, a depender das características do solo no leito marinho. Essas características dependem fortemente de fatores geotécnicos, como a resistência do solo e suas características de deformação.

## **1.3 Estudo de caso WindPlan Blauw**

Este estudo de caso é focado nos fatores geotécnicos que serão importantes para a segura implantação da usina eólica WindPlan Blauw, na Holanda.

### **1.3.1 O projeto**

Em Flevoland, próximo a Swifterbank, norte de Lelystad, uma nova usina eólica será desenvolvida. Ao todo serão 61 turbinas eólicas (WTG), das quais 24 na área lacustre do IJsselmeer. WindPlan Blauw é uma iniciativa de um consórcio de associações investidoras, companhias e habitantes locais. A potência produzida estimada será de aproximadamente 340 MW, o equivalente à demanda energética de cerca de 450 mil residências. A Figura 1-4 mostra adequadamente a locação das turbinas eólicas a serem instaladas no IJsselmeer.

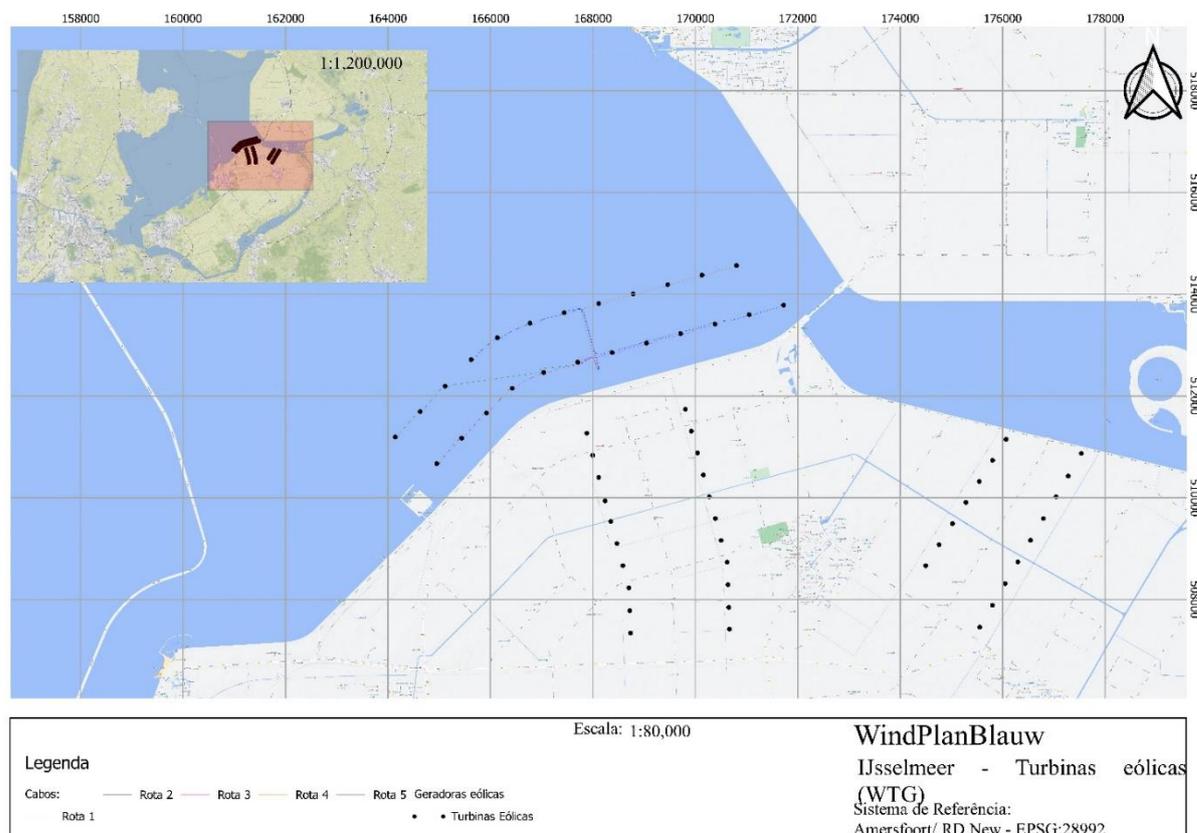


Figura 1-4 - Mapa de Localização Turbinas Eólicas e empreendimento WindPlan Blauw

A empresa Ballast Nedam foi selecionada para executar o design e a instalação das fundações para as turbinas eólicas offshore assim como a instalação da malha interna de cabos (cabos que conectam as torres eólicas) e os cabos de exportação até a subestação localizada em terra. Para a execução dos trabalhos offshore, a Ballast Nedam contratou a empresa N-Sea.

Como demonstrado na Figura 1-4, as 24 turbinas eólicas a serem instaladas próxima à costa serão conectadas por 5 cabos internos. A malha interna foi projetada com 2 diferentes tipos de cabos, a serem detalhados posteriormente, e 4 cruzamentos entre cabos em uma localidade à norte e outra à sul.

No estágio de valoração pré-contratual, a profundidade na qual os cabos deveriam ser enterrados foi estimada em 2m. Investigações executadas pela empresa Fugro, em 2018, demonstraram que há presença consistente de solos moles e orgânicos em camadas superficiais do leito do IJsselmeer, o que pode influenciar tanto na metodologia de instalação quanto na profundidade na qual os cabos devem ser enterrados. Nova campanha de ensaios foi realizada pela mesma empresa em 2021, buscando atingir profundidades maiores e uma maior quantidade de amostras coletadas para aprofundar os estudos geotécnicos.

Para o projeto WindPlan Blauw, a pedido da empresa N-Sea após estudo preliminar da profundidade de enterramento dos cabos (N-Sea, 2021), consultoria especializada foi contratada para estudar a influência dos solos moles na profundidade-alvo na qual os cabos devem ser enterrados. A Primo Marine foi encarregada de conduzir os estudos.

Esta dissertação apresenta e discute o estudo deste caso específico e todas as análises geotécnicas ora apresentadas são de execução do autor. O trabalho avança para além do apresentado ao cliente pois apenas a definição da estratificação do solo ao longo da rota dos cabos e a definição dos parâmetros geotécnicos (item 2.1) fez parte do escopo do serviço ao cliente.

### 1.3.2 Motivação dos estudos geotécnicos

O Rijkswaterstraat (Diretório Geral para Projetos Públicos e Gestão das Águas) é o órgão responsável por coordenar os projetos públicos e gerenciamento das águas na Holanda. Este órgão em 2020 publicou um guia direcionado especificamente para projetos em cursos d'água e leito marinho, conhecido como "Waterway Guidelines 2020" (Rijkswaterstaat, 2020). Este guia separa os cursos d'água em classes, de acordo com a navegabilidade. Com base nesse guia, o IJsselmeer, foco deste estudo, é classificado como classe V, comportando embarcações com até 110 m de comprimento e 3000 toneladas.

A Tabela 1-1, extraída diretamente do Waterway Guidelines 2020, indica profundidades de recobrimento para cabos e condutos de óleo e gás de acordo com as diferentes classes e tipos de solo.

Tabela 1-1 - Profundidade de enterramento cabos x classes de curso d'água.  
(Rijkswaterstaat, 2020)

Classe do curso d'água	Solo Arenoso ou argila rija (m)	Solo siltoso ou argila mole (m)
Recreativo	1	1,5
I - II	1,5	5
III - IV	1,75	6
V - VI	2	8

A expectativa inicial das investigações geotécnicas do empreendedor era encontrar solo arenoso até a profundidade de 2 m, o que permitiria o avanço facilitado das avaliações de viabilidade do projeto. Foram conduzidas pela Fugro, em 2018, cerca de 139 pares de análises geotécnicas do tipo CPT com furo de sondagem no leito lacustre até profundidades próximas a 2 m. A expectativa de que somente solo arenoso fosse encontrado em tais investigações foi frustrada. Percebeu-se que de forma majoritária, existia apenas uma pequena camada de areia cobrindo solos argilosos e orgânicos.

Além das sondagens em profundidade, foram conduzidas sondagens batimétricas utilizando o método MBES – Multibeam Echosounder, que consiste em um mapeamento do leito marinho utilizando-se de feixe de sinais enviados por um sonar, analisando a reflexão das ondas de forma

computacional para se obter distâncias entre a saída e o retorno das ondas. A precisão da batimetria depende, entre outros aspectos, da largura do feixe que é enviado ao solo e retorna ao MBES. Feixes mais largos conferem menores precisões do que feixes menores e mais concentrados.

A sondagem executada pela empresa Fugro estabeleceu um feixe de largura de 5 m para a área geral e 1 m para as rotas dos cabos. Com isso, obteve uma sondagem mais ampla para a área geral e outra mais precisa para as rotas dos cabos específicas. A Figura representa a um mapa batimétrico da área geral determinado pela sondagem de feixe de 5 m de largura, com delimitação por cores para representar a faixa de profundidades à qual a área se insere.

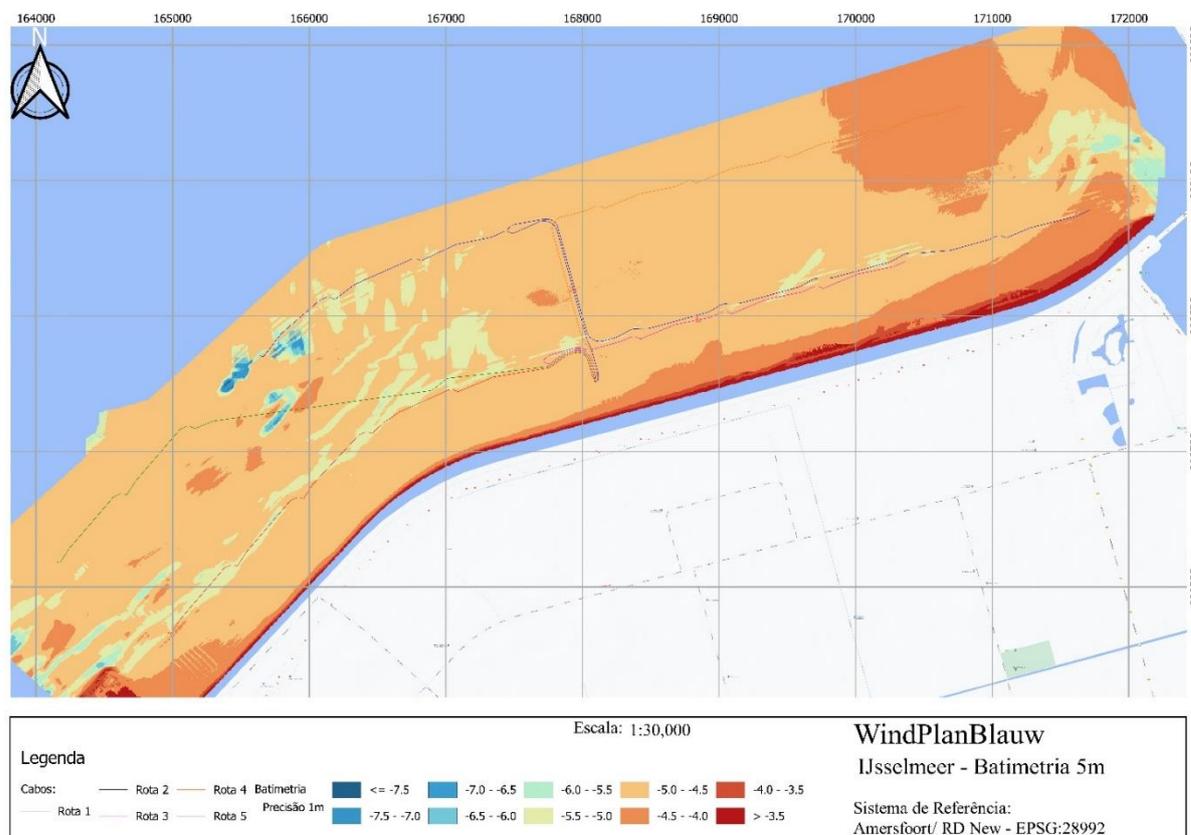


Figura 1-5 - Mapa Batimétrico região IJsselmeer - Precisão 5 m

A Figura 1-6 representa a mesma área apresentada na imagem anterior, com a mesma separação de cores em faixas de profundidades, para os resultados da sondagem executada com feixes de 1 m de largura. Apresenta, portanto, maior precisão que a anterior, mas não tem a abrangência em toda a área do empreendimento.

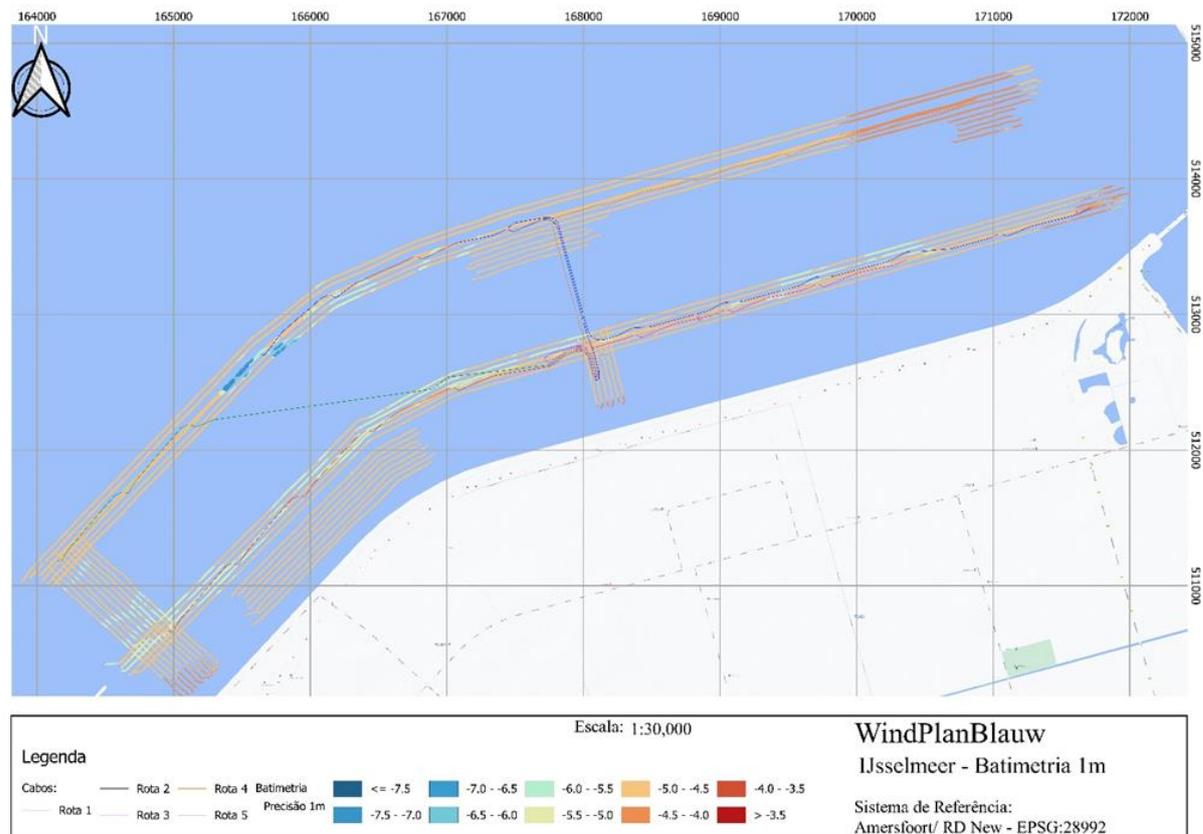


Figura 1-6 - Mapa Batimétrico Rota dos Cabos - Precisão 1 m

Para seguir à risca as recomendações do Rijkswaterstraat sem estudos aprofundados, seria necessário enterrar os cabos até a profundidade de 8 m abaixo do nível do solo marinho. Este tipo de operação seria muito dispendiosa economicamente e, portanto, procedeu-se a etapas posteriores de análises geotécnicas para determinar profundidades específicas de acordo com riscos aceitáveis a este empreendimento.

### 1.3.3 Objetivos específicos

O objetivo deste trabalho é, através do estudo de caso, apresentar alguns dos fatores de riscos geotécnicos mais relevantes relacionados ao enterramento de cabos de distribuição de energia eólica offshore/nearshore.

Pode-se definir que 3 são os grupos de fatores essenciais que devem ser analisados em projetos de transmissão de energia offshore e nearshore:

- Fatores de condutividade térmica do solo;
- Estabilidade do solo e dos cabos no solo;
- Proteção dos cabos, em particular em relação ao arrancamento.

O sobreaquecimento é um problema à expectativa de vida do projeto pois além de levar à falência precoce dos cabos, causa perda de energia no sistema, que ocorre principalmente

devido às características de condutividade térmica dos solos nos quais os cabos são enterrados. Caso enterrados em materiais com baixa condutividade térmica, como solos orgânicos, o calor fica retido no entorno dos cabos. Apesar de essencialmente importante, este projeto não focará neste assunto pois associa análises termo-elétricas que são além do escopo de estudo da geotecnia.

A estabilidade do solo envolve fatores de capacidade de carga do solo para que, quando enterrados, os cabos não se percam em profundidades desconhecidas, envolve também a estabilidade dos taludes de praia, importantes para a conexão entre a estação marítima perto da costa e a localizada em terra. Assuntos relacionados a este item serão discutidos e aprofundados neste trabalho, como a estabilidade dos cabos em solos moles, a estabilidade de taludes a serem executados na praia para realização de trabalhos e a estabilidade do solo para solicitação da estrutura necessária para execução de cruzamentos.

Em projetos offshore, diversos riscos externos à própria estrutura também devem ser levados em consideração. Correntes marítimas, ondas, movimentos das ondas de areia, que podem deixar os cabos expostos, entre outros fatores devem ser estudados. Entretanto, para o projeto estudado, em área de lago, o risco mais relevante envolvendo a proteção dos cabos é o de arranque por âncoras e redes de pesca. O último tópico deste estudo de caso, portanto será voltado a compreensão deste risco e como mitigá-lo.

---

## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Os estudos geotécnicos presentes neste trabalho seguem conceitos consagrados da geotecnia clássica, aplicados à realidade offshore. Cada uma das análises a ser apresentada apoia-se em trabalhos anteriores, artigos e livros. Os conceitos e fontes bibliográficas mais importantes serão detalhados nesta seção. Esta seção não é exaustiva quanto às fontes bibliográficas introduzidas neste estudo, apresenta, entretanto, conhecimento necessário para compreensão das atividades desenvolvidas posteriormente. Durante a apresentação de resultados e discussões, outras referências serão introduzidas pontualmente, trazendo comparações pertinentes ao momento discutido posteriormente.

Para os estudos geotécnicos, a principal diferença deste empreendimento nearshore para empreendimentos offshore é relacionado à profundidade de água, muito menor no caso em estudo. Ao se comparar com estruturas onshore, as diferenças vão desde a metodologia de ensaios, com aspectos mais diversos como marés, correntes e ventos influenciando os ensaios, até o grau de saturação do solo marinho. Em nearshore, assim como offshore, trata-se de solos muito saturados, geralmente sedimentares em camadas superficiais.

Serão efetuadas análises geotécnicas de estabilidade e subsidência do solo sob efeito ações antrópicas (adição de peso dos cabos, abertura de trincheiras e instalação de colchões de concreto). Buscar-se-á, ao final deste trabalho, enfatizar a importância de analisar a penetração de âncoras no solo marinho. De acordo com a KIS-ORCA (2019) (Kingfisher Information Service—Offshore Renewable and Cable Awareness), organização especializada em analisar os causadores de falhas em infraestruturas de cabos offshore, cerca de 70 % de todas as falhas em cabos são causadas por ancoragens de redes de pesca e âncoras de embarcações e apenas cerca de 14 % das falhas são ocasionadas por causas naturais.

### 2.1 Análise do solo – Parâmetros de resistência e perfis

Na segunda etapa de reconhecimento geotécnico, executada também pela empresa Fugro, em 2021, outros 169 ensaios do tipo CPT (dos quais alguns apresentam ensaios de dissipação de poropressão) e 144 furos de sondagem com recolhimento de amostras foram executados. Nesta etapa, ensaios em profundidades de até 40 m foram executados. A maioria, porém, alcança profundidades entre 15 e 20 metros, suficiente para o escopo deste trabalho. Todas as análises deste trabalho são embasadas nas análises da segunda etapa de ensaios. A locação de todos estes ensaios está demonstrada na Figura 2-1. Para efeitos de visualização, a legenda de alguns dos pares de sondagens foram omitidos para não comprometer a visualização dos pontos.

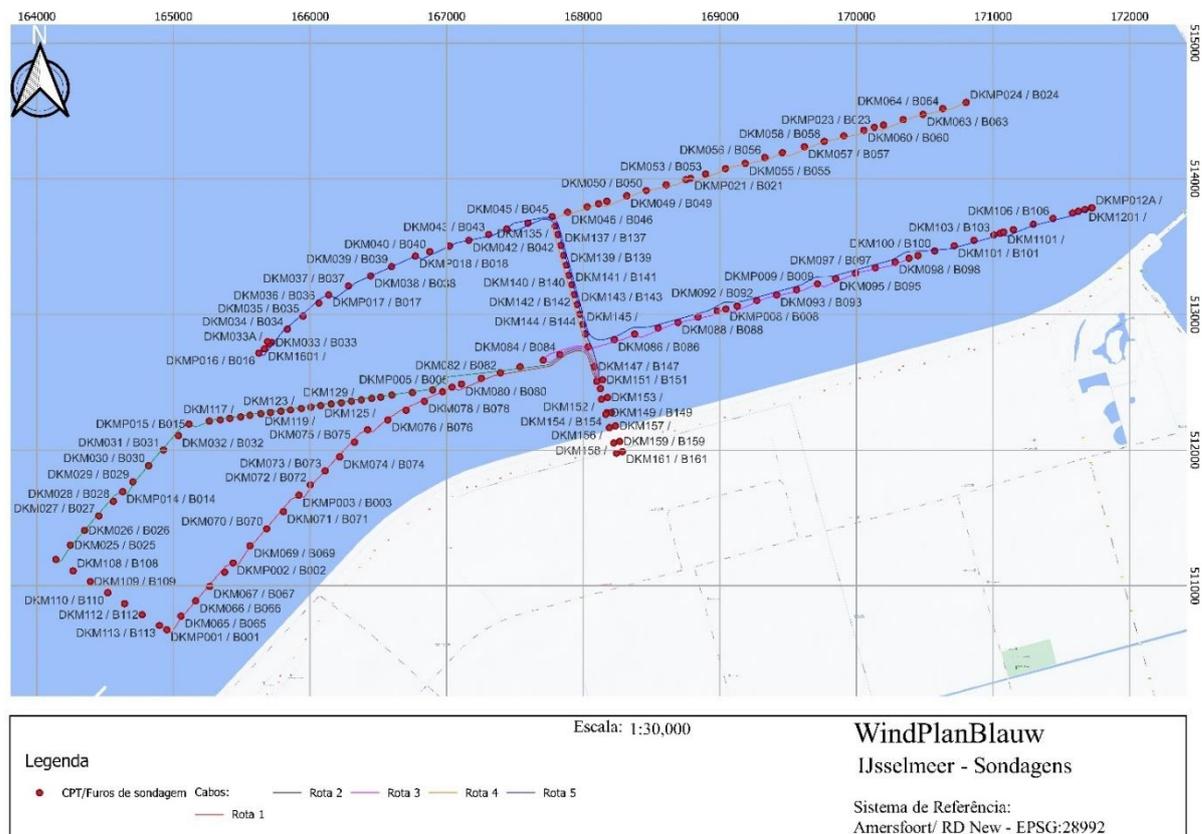


Figura 2-1 - Mapa IJsselmeer - Pares de sondagens CPT/Furo de sondagem executados

A partir do material coletado nos furos de sondagem foram selecionadas 325 amostras para análises laboratoriais. Em 218 amostras de argila e argila orgânica foram realizados ensaios triaxiais em situação consolidada, cargas isotrópicas e não drenada (CIU) e ensaios triaxiais em situação consolidada, cargas isotrópicas e drenada (CID).

Inicialmente, foi realizada a síntese dos ensaios de campo realizados na campanha de 2021, buscando definir um perfil geotécnico para o solo estratificado e os parâmetros de resistência do solo nos estratos envolvidos. A primeira etapa é a de interpretação dos ensaios de campo, tanto do tipo “furo de sondagem”, que contou com recolhimento de amostras para ensaios laboratoriais posteriores, quanto do tipo “Cone Penetration Test” ou CPT.

Os furos de sondagem são executados penetrando o solo forçadamente com um cilindro oco em solos moles ou até a partir de trados e perfuratrizes em caso de rochas. A partir do material deformado extraído do cilindro, procede-se à análise tátil visual do solo, anotando suas características físicas e visuais.

Nos furos de sondagem executados por trados vazados, foram retiradas amostras a partir de um amostrador do tipo Shelby, um amostrador cilíndrico oco, capaz de, através de sucção, manter o solo perfurado dentro do cilindro.

Furos de sondagem aliados à coleta de amostras através do amostrador Shelby permitem a retirada de amostras deformadas e indeformadas, e a descrição do solo depende da experiência da equipe de execução.

Sondagens do tipo CPT são cada vez mais utilizadas no meio geotécnico. Apesar de não obterem parâmetros geotécnicos de forma direta, seus resultados, associados a cada vez mais trabalhos técnicos na área, permitem de forma indireta parametrizar os solos com certa precisão. Além disso são amplamente utilizados para caracterização comportamental dos solos. Um exemplo de como essa sondagem é realizada offshore/nearshore está exemplificada na Figura 2-2, extraída de Lunne (2012).

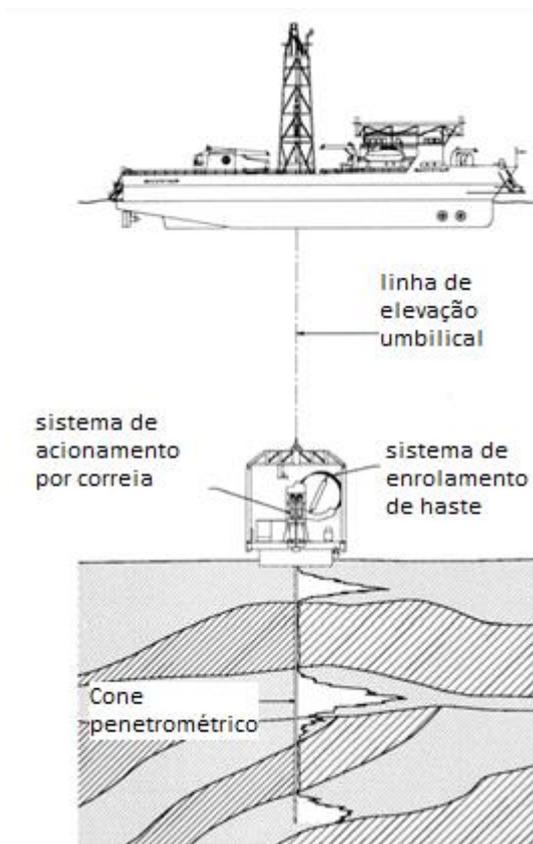


Figura 2-2 - Sistema de prospecção da empresa Fugro - McClelland TSP.  
Lunne, (2012)

O ensaio consiste na cravação de uma ponteira cônica, associada a um fuste cilíndrico, no solo a velocidade constante. Em geral, a velocidade de cravação é igual a 2 cm/segundo, suficientemente lenta para dissipação de poropressão em solos arenosos, mas suficientemente rápida para sua manifestação em solos finos. Durante a cravação, mede-se a resistência do solo ao avanço da ponteira ( $q_c$ ), ou resistência de ponta, e a resistência atritiva do fuste durante a cravação ( $f_s$ ), ou resistência lateral. Quando a medida da poropressão ( $u_2$ ) também é efetuada, importante parâmetro para se caracterizar solos finos, caracteriza-se o Ensaio de cone penetrométrico com leitura de poropressão (CPTu).

A forma mais comum de caracterização do solo a partir do ensaio CPTu passa pelo seguinte tratamento dos dados extraídos do ensaio:

Correção da resistência de ponta:

$$q_t = q_c + u_2 \times (1 - a) \quad (1)$$

Onde:

- $q_t$  = Resistência de ponta corrigida e;
- $a$  = área do cone.

Correção do atrito lateral:

$$f_t = f_s + u_2 \times (1 - b) \quad (2)$$

Onde:

- $f_t$  = atrito lateral corrigido e;
- $b$  = fator de área fornecido pelo fabricante.

Normalização da resistência de ponta:

$$Q_t = (q_t - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo} \quad (3)$$

Onde:

- $Q_t$  = Resistência de ponta normalizada
- $\sigma_{vo}$  = tensão vertical
- $\sigma'_{vo}$  = tensão vertical efetiva

Normalização da razão de atrito:

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \times 100\% \quad (4)$$

Onde:

- $F_r$  = Razão de atrito normalizada

Razão de poropressão:

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{q_t - \sigma_{vo}} \quad (5)$$

Onde:

- $B_q$  = Razão de poropressão;
- $u_0$  = pressão hidrostática

Razão de atrito:

$$R_f = \frac{f_s}{q_t} \times 100\% \quad (6)$$

Onde:

- $R_f$  = Razão de atrito.

Índice comportamental do solo:

$$I_c = ((3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2)^{0.5} \quad (7)$$

Onde:

- $I_c$  = índice comportamental do solo

Os resultados analisados ponto a ponto são plotados sobre o ábaco de Robertson (2010), apresentado na Figura 2-3 e assim procede-se à caracterização comportamental destes solos. A partir de dados brutos dos ensaios e correlações matemáticas disponíveis na bibliografia é possível obter uma diversos outros parâmetros e até a resistência não drenada do solo. O acesso aos dados brutos, entretanto não foi disponibilizado a tempo para este trabalho.

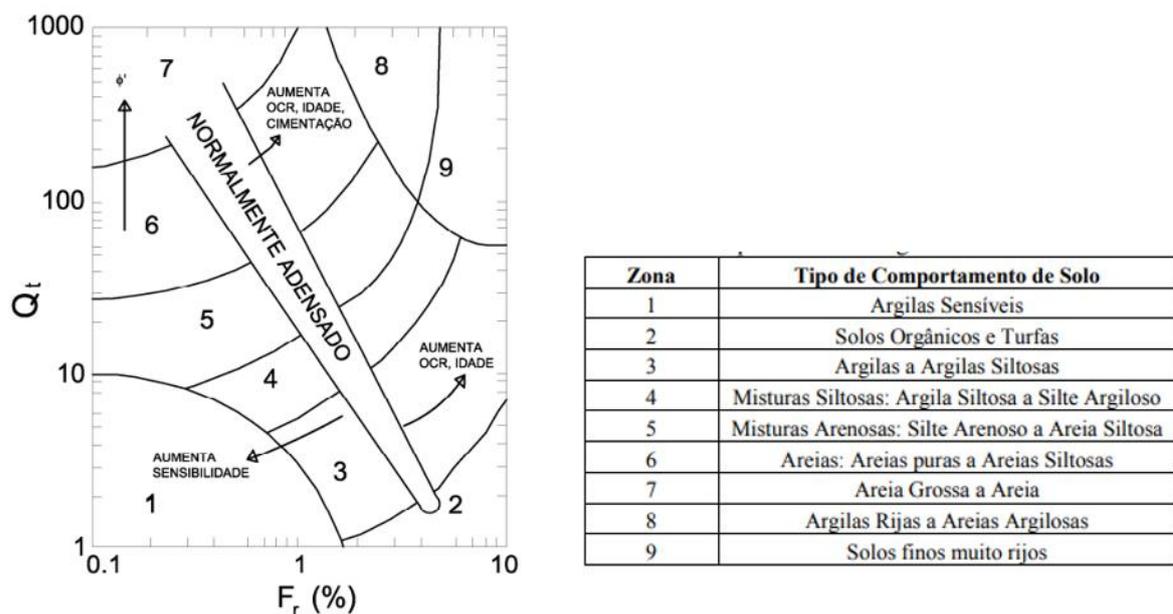


Figura 2-3 - Ábaco Robertson (2010) - Razão de atrito normalizada x Resistência de ponta normalizada

Uma das principais limitações do ensaio CPTu é a ausência de amostragem. Ao se adicionar um furo de sondagem em localidades próximas, esta limitação é mitigada e foi assim que a empresa Fugro executou os ensaios da campanha de 2021, associando os ensaios de penetração de cone ao recolhimento de amostras por sucção no amostrador contínuo. O comportamento dos solos, por vezes, difere de sua aparência tátil visual, por isso é importante cuidadosa análise para corretamente classificar os estratos do solo.

Os ensaios que serviram de fonte para estimativa dos parâmetros foram selecionados seguindo fonte mais confiável dentre as opções de informações extraídas. Para direcionar a escolha, a Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ISSMGE), no relatório International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering - Geotechnical & Geophysical Investigations For Offshore And Nearshore Developments, (2005), apresenta uma tabela no qual pontua de 1 a 5 a confiabilidade dos resultados de ensaios para os parâmetros estudados (sendo: 1= inapropriado, 2= aceitável para análises não-críticas, 3= moderadamente boa, 4= boa, 5= muito boa). A Tabela 2-1, adaptada do relatório do ISSMGE, apresenta a escolha de quais ensaios foram utilizados para obter os parâmetros que foram utilizados nas análises deste neste estudo.

Tabela 2-1 - Aplicabilidade do ensaio para informações do solo - International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering - Geotechnical & Geophysical Investigations For Offshore And Nearshore Developments, (2005)

Informação	Aplicabilidade										Fonte do resultado a ser utilizado	
	Ensaio in situ				Ensaios de laboratório							
	CPT		Furo de sondagem		Ensaios de caracterização		Triaxial CIU/CID		Cisalhamento direto		Areia	Argila
	Areia	Argila	Areia	Argila	Areia	Argila	Areia	Argila	Areia	Argila		
Camadas do solo	2 a 5	2 a 5	4	4	-	-	-	-	-	-	CPT + Furo de Sondagem	CPT + Furo de Sondagem
Distribuição granulométrica	-	-	-	-	5	5	-	-	-	-	Ensaios de caracterização	Ensaios de caracterização
Teor de umidade	-	-	-	-	5	5	-	-	-	-	Ensaios de caracterização	Ensaios de caracterização
Limites de Atterberg	-	-	-	-	-	5	-	-	-	-	-	Ensaios de caracterização
Resistência do solo (não drenada)	-	3 a 4	-	-	-	-	-	4	-	3 a 4	-	Triaxial CIU/CID
Ângulo de resistência	-	3 a 4	-	-	-	-	5	5	4	1	Bibliografia	-
Deformabilidade	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Bibliografia	Edométrico

Ensaio do tipo CPT não recorrem à coleta de amostras, por isso por vezes são falhos na caracterização das camadas do solo, apesar de quanto maior o conhecimento que se tem do local de estudo e da calibração do equipamento, mais preciso é a informação adquirida, tanto em termos de caracterização do solo quanto em termos de definição de parâmetros de resistência. Furos de sondagem, em geral executados paralelamente aos ensaios CPT auxiliam no reconhecimento estratigráfico do solo.

Distribuição granulométrica, teor de umidade e os Limites de Atterberg são normalmente definidos em ensaios de caracterização em laboratório e esta é a metodologia mais adequada.

Para os parâmetros de resistência do solo, o indicado é a analisar tanto os dados de ensaios de laboratório CIU e CID e de campo como o CPT, compará-los, e definir assim parâmetros aceitáveis para os solos no estrato de estudo. Entretanto, de forma individual, conforme demonstrado na Tabela 2-1, nem ensaios de campo nem laboratoriais são completamente

confiáveis pois, enquanto em campo têm-se as condições exatas do solo, parâmetros só podem ser inferidos através de correlações e em laboratório, embora tenha-se o cuidado com as amostras, sempre haverá perda de assertividade nas condições de confinamento do solo.

Parâmetros de deformabilidade, apesar de não constarem na tabela original do ISSMGE, são geralmente definidos através de ensaios edométricos.

Para a definição dos perfis estratigráficos, optou-se por realizar uma análise manual, a partir das definições estratigráficas dos furos de sondagem e dos ensaios CPT, expressos de forma indireta através do ábaco proposto por Robertson (2010). A escolha da síntese manual dos dados de ensaios de campo se deve à necessidade de maior flexibilidade quando as informações dos ensaios divergiam entre CPT e furo de sondagem em localizações muito próximas. Tais divergências, conforme explicado anteriormente, se devem a bolsões de matéria orgânica entremeados por argila mole espalhados por toda a área. Mesmo em distâncias inferiores a 2 m entre si, alguns pares de ensaios CPT e Furos de sondagem apresentavam pequenos pontos de discordância, que foram identificados, analisados e interpretados para o pior cenário, no caso em estudo representados como turfa.

Definido os estratos e executadas análises laboratoriais (ensaios de peso específico, teor de umidade, porosidade, índice de vazios, grau de saturação, curva granulométrica, coesão não drenada, e ensaios triaxiais dos tipos CIU e CID), definiu-se os seguintes parâmetros essenciais para este estudo para cada tipo de solo (Coesão não drenada não se aplica a areias):

- Peso específico natural  $\gamma$  (KN/m<sup>3</sup>);
- Peso específico saturado  $\gamma_{sat}$  (KN/m<sup>3</sup>);
- Peso específico seco  $\gamma_d$  (KN/m<sup>3</sup>);
- Teor de umidade  $w$  (%);
- Porosidade  $n$ ;
- Índice de vazios  $e$  (%);
- Coesão não drenada  $S_u$  (KPa);;
- Deformação a  $\sigma_{50\%}$  (50 % da tensão na ruptura)  $\epsilon_{50}$  (%);
- Módulo de Young (módulo secante), passando pela origem e por  $\sigma_{50\%}$  (50 % da tensão na ruptura)  $E_{50}$  (Mpa).

Materiais arenosos não apresentam comportamento não drenado em carregamentos estáticos pois, quando um carregamento é aplicado a uma areia, a compressão do solo e expulsão da água acontece de forma instantânea, sem a geração de um excesso de poropressão e, portanto, utiliza-se os parâmetros clássicos de Mohr Coulomb, relação entre a tensão cisalhante,  $\tau$ , em kPa, coesão efetiva  $c'$ , em kPa, tensão normal aplicada ao solo  $\sigma'$ , em kPa, e ângulo de atrito  $\phi'$ , em graus, conforme:

$$\tau = c' + \sigma' \times tg\phi' \quad (\delta)$$

Entretanto, quando em estado saturado, os materiais finos apresentam comportamento não drenado. Isto ocorre porque, quando sofrem um carregamento, a água intersticial do solo não

consegue sair imediatamente, não há deformação instantânea pois a água é praticamente incompressível. É gerado um excesso de poropressão que é dissipado à medida que a água encontra saída entre as partículas do solo. O parâmetro de resistência comumente utilizado em casos de materiais finos saturados, como argilas e materiais orgânicos, é a coesão não drenada ( $S_u$  ou  $C_u$ ).

Davison e Springman (2000) e os padrões britânicos (BS EN ISO14688-2:2004, 2004) apresentam semelhante caracterização do solo em relação à resistência não drenada dos solos moles. As Tabela 2-2, Tabela 2-3 e Tabela 2-4 extraídas dos trabalhos citados serviram de embasamento teórico para se referir aos solos encontrados na região. Davison e Springman (2000) apresentam ainda valores habituais para areias soltas, como a encontrada no IJsselmeer. Estes valores também serão levados em consideração nas análises geotécnicas realizadas.

Tabela 2-2 - Resistência dos solos finos e areias. (Davison e Springman, 2000)

Resistência dos solos finos. Fonte: Davison et al. (2000)	
Termo Utilizado	Resistência não drenada $S_u$ ou $C_u$ [kPa]
Solo Muito mole	<20
Solo Mole	20-40
Solo firme	40-75
Solo duro	75-150
Solo Muito duro	>150

Tabela 2-3 - Resistência das areias. (Davison & Springman, 2000)

Resistência das areias. Fonte: Davison et al. (2000)		
Termo Utilizado	$c'$ (kPa)	$\phi'$
Areia solta	0	30° - 35°
Areia compacta	0	>35°

Tabela 2-4 - Resistência dos solos finos. British Standards BS EN ISO14688-2:2004)

Resistência dos solos finos (BS EN ISO14688-2:2004)	
Termo Utilizado	Resistência não drenada $S_u$ ou $C_u$ [kPa]
Extremamente baixa.	<10
Muito Baixa	10-20
Baixa	20-40
Média	40-75
Alta	75-150
Muito Alta	150-300
Extremamente alta	>300, ser descrito como rocha

Assim como fizeram outros autores como Cheng et al. (2021), a tentativa inicial foi tratar a resistência não drenada como função da profundidade. A partir dos resultados dos ensaios triaxiais e edométricos nas amostras saturadas, buscou-se encontrar uma relação semelhante. Os autores assumem que:

$$Su(z) = Su_0 + kz \quad (9)$$

Entretanto, conforme será demonstrado, não foi possível ajustar uma curva que relacionasse os resultados de  $Su$  em ensaios com a profundidade da amostra, portanto estudos posteriores se tornaram necessários.

O “Handbook for Marine Geotechnical Engineering” (Thompson & Beasley, 2012) discute diversos fatores intervenientes à engenharia Geotécnica em trabalhos offshore e discute a parametrização dos solos de acordo com características geológicas. Afirma também que os depósitos de solo em vários deltas de rio na área continental são subconsolidados pois não passaram por uma tensão de sobreconsolidação em seu histórico de tensões. Estes solos apresentam resistências abaixo da esperada para a condição de carregamento existente. Nos depósitos de areia, os materiais são considerados areias soltas e nos depósitos argilosos, em geral, são formados por argilas moles a rijas.

Outros trabalhos como o de He, Yang e Andersen (2021) - “Soil parameters for offshore wind farm foundation design: A case study of Zhuanghe wind farm” - no qual semelhante parametrização foi realizada, foram estudados e utilizados como forma de verificar os resultados encontrados e como se assemelham com a realidade de outros locais. Houve a necessidade de se comparar com outras localidades porque, como será demonstrado posteriormente, não foi encontrada relação forte suficiente para associar a coesão não drenada com a profundidade e tensão vertical efetiva, tendo-se optado por utilizar uma coesão não drenada constante nas análises. Isto pode se dever ao fato das profundidades das amostras em solos argilosos e matéria orgânica não serem muito variáveis tornando os valores médios mais significantes na análise estatística. Esta ausência de correlação forte também pôde ser encontrada neste trabalho apesar do autor ter optado por utilizar-se da razão de resistência (relação entre a coesão não drenada e a tensão efetiva aplicada à profundidade de interesse) para parametrizar seu solo de estudo.

Solos moles são presentes em várias partes do mundo, a critério de comparação, na região Norte do Recife, em Pernambuco, Brasil, Ferreira et al. (2022) encontrou parâmetros de resistência não drenada que variam entre 16 kPa e 21 kPa para o material local. Em Jacarepaguá, no Rio de Janeiro, Brasil, Alves e Delfino (2021) encontraram valores que variam de 4 kPa a 30 kPa a depender da profundidade e método de correlação. Esteves (2014), em extensa pesquisa em solos moles portugueses trabalha com valores de resistência não drenada na faixa de 5 a 100 kPa a depender da profundidade e do método de análise. Para as profundidades de interesse deste trabalho (solos moles encontrados entre 0 e 6 metros), valores de 4 a 40 kPa foram encontrados.

Tabela 2-5 - Resumo - Valores de resistência não drenada  $S_u$  (kPa) encontrados em trabalhos anteriores

Fonte	Região	Valores Mínimos $S_u$ (kPa) –mesma faixa de profundidades de interesse (0 a 6 m)	Valores Máximos $S_u$ (kPa) - mesma faixa de profundidades de interesse (0 a 6 m)
Ferreira et al (2022)	Recife-PE (Brasil)	16	21
Alves e Delfino (2021)	Jacarepaguá-RJ (Brasil)	4	30
Esteves (2014)	Portugal	4	40

Segundo Dhowian e Edil (1980), as características de consolidação das turfas diferem dos solos inorgânicos. Os poros do solo controlam sua compressibilidade, o índice de vazios do solo rege a razão de compressão secundária e terciária.

Os valores encontrados para o material orgânico neste estudo serão comparados com os de outras localidades e será observada a compatibilidade com análises laboratoriais e de campo de outras localidades pelo mundo. Dhowian e Edil (1980), apresentaram a Tabela 2-6, comparativa entre diversas diferentes turfas.

Tabela 2-6 - Valores médios de amostras de turfa. Dhowian e Edil (1980)

Fonte das amostras	Teor de umidade $w$ (%)	Peso específico natural $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Coesão não drenada (Vane Test) $S_u$ (kPa)
Fond du Lac County	240	10.2	27.0
Portage	600	9.6	14.4
Waupaca County	460	9.6	15.0
Middleton	510	9.1	22.0

Parâmetros de permeabilidade, para as análises geotécnicas, serão estimados através da bibliografia pois não foram executados ensaios de permeabilidade nas amostras.

Para os solos moles silto-argilos aluvionares de Portugal. Esteves (2014) encontrou uma correlação entre os valores de permeabilidade e o carregamento vertical imposto pelo ensaio edométrico. Em geral, a faixa de valores de permeabilidade encontrada em materiais portugueses ficou entre as potências  $10^{-7}$  e  $10^{-9}$  (m/s). Estes valores divergem dos encontrados por Hoogland et al. (2020), em estudo focado na mesma região deste trabalho.

Segundo Hoogland et al. (2020), a faixa de permeabilidade ( $K_s$ ) da turfa da região de Flevolândia, na Holanda, é cerca de 0,1 a 0,2 m/dia, ou seja, 1,16 a 2,32 ( $\cdot 10^{-6}$  m/s). Nas análises apresentadas neste trabalho, com material da mesma região, o valor a ser utilizado será o intermediário,  $1,74 \cdot 10^{-6}$ . A argila mole, com traços de matéria orgânica, apresenta valores de  $1 \cdot 10^{-7}$  m/s enquanto a areia fina valores na faixa de  $1 \cdot 10^{-4}$  m/s. Para as análises geotécnicas, portanto, serão adotados valores conforme a Tabela 2-7.

Tabela 2-7 - Valores de Permeabilidade em estratos IJsselmeer.  
Hoogland et al. (2020)

Solo	Permeabilidade Ks (m/s)
Areia	$1.10^{-4}$
Argila Mole	$1.10^{-7}$
Turfa	$1,74.10^{-6}$

## 2.2 Análises Geotécnicas

Definidos parâmetros de resistência dentro da margem de estudo, o escopo deste estudo de caso prossegue às análises geotécnicas.

Uma das premissas do projeto, que não será abordada em detalhes neste trabalho, é a de que a instalação dos cabos deve evitar ao máximo profundidades onde se encontram solos orgânicos, buscando minimizar o aquecimento dos cabos.

Segundo o “Guia Gerenciamento de Cabos”, produzido pela empresa Legrand, durante a transmissão elétrica, a perda de energia ocorre em forma de calor. Otimizar a dissipação deste calor, portanto, significa reduzir as perdas. O efeito Joule, como é conhecida a transformação de energia em calor, é causada pela resistividade, capacidade de resistir à passagem de corrente elétrica, do material condutor, seja ele alumínio ou cobre. A resistividade dos materiais aumenta com a temperatura, portanto, quanto menos o calor gerado por efeito Joule se dissipar, mais energia será perdida durante a transmissão.

Para minimizar as perdas, projetos de transmissão offshore/nearshore buscam geralmente solos arenosos, mais susceptíveis à dissipação de calor em contato com a água, excelente condutor térmico. Solos argilosos, em especial os orgânicos, possuem maior capacidade de retenção do calor pois são solos finos e, no caso dos orgânicos, possuem microrganismos que decompõem matéria orgânica em um processo exotérmico, ou seja, liberam calor no solo.

Dentre as análises geotécnicas executadas na região, as seguintes serão alvo de pesquisa teórica individualizada, a ser apresentada nos subseqüentes itens, para fundamentação teórica dos estudos demonstrados em etapa posterior:

- A estabilidade de taludes de praia – alternativa à realização do HDD (“Horizontal Directional Drilling” ou Perfuração Horizontal Direcional), item 2.2.1;
- A estabilidade dos cabos apoiados diretamente sobre solos moles saturados, item 2.2.2;
- A estabilidade de estruturas de proteção de cruzamentos entre cabos (mais especificamente os colchões de concreto), item 2.2.3;
- A proteção dos cabos contra penetração e arranque por âncoras, item 2.2.4.

A Figura 2-4 apresenta a seqüência metodológica a ser seguida para os trabalhos que foram executados.

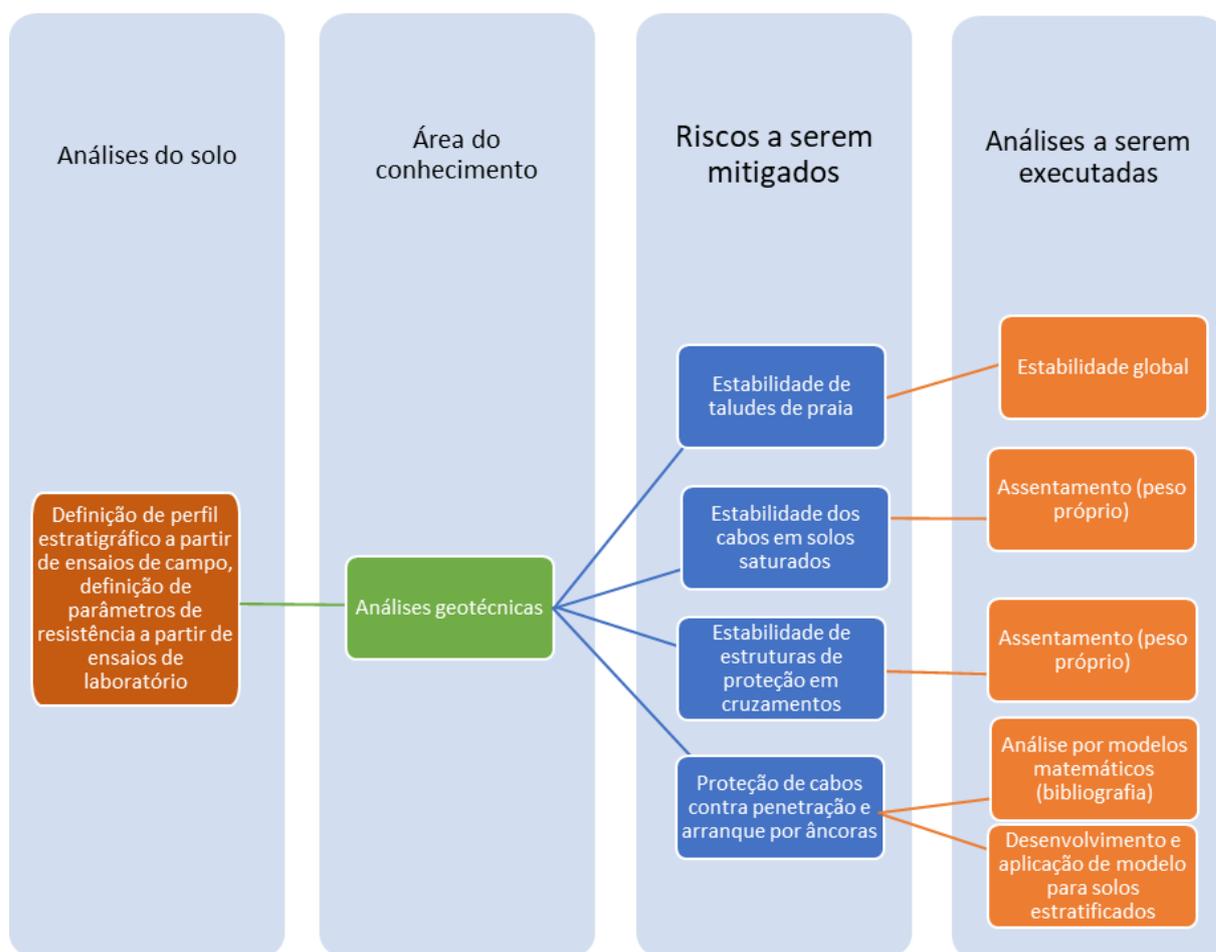


Figura 2-4 - Sequenciamento metodológico dos trabalhos executados

### 2.2.1 Estabilidade de taludes de praia

Para conectar o cabo entre a subestação offshore e a estação transformadora em terra existem 2 alternativas: a abertura de uma trincheira na área de praia e a colocação de trilhos para guiar os cabos enquanto são puxados ou a conexão através de perfuração, método conhecido como HDD. Este trabalho avalia a possibilidade de conexão através da abertura de trincheira.

O dimensionamento da trincheira e dos taludes é efetuado de forma simplificada a partir de análises de estabilidade de talude. Nesta etapa foi avaliada a estabilidade global de taludes com geometria 3:1 a partir dos métodos de equilíbrio limite. Equilíbrio limite é a base dos cálculos de ruptura de taludes encontrados na bibliografia.

Em resumo, taludes rompem quando as forças ou momentos com direção e sentido do deslizamento superam as forças em direção e sentido contrárias ao deslizamento. Fatores de segurança tanto para equilíbrio de momentos quanto de esforços podem ser calculados. Existem, entretanto, diversas metodologias de cálculo e análise de equilíbrio limite. Segundo Da Silva (2011), existem 3 métodos nos quais as formulações se apoiam. O método geral, no qual as condições de equilíbrio são aplicadas a toda massa de solo potencialmente instável e

cujo comportamento admite-se como de corpo rígido (no momento da ruptura, a geometria se mantém constante), o método das fatias, que divide a massa potencialmente instável em fatias verticais e aplica-se condições de equilíbrio a cada fatia individualmente e o método das cunhas, no qual a camada de solo potencialmente instável é dividida em cunhas e as condições de equilíbrio são aplicadas a cada zona individualmente de forma isolada.

Serão apresentados resultados de fatores de segurança para equilíbrio limite a partir da metodologia de fatias, utilizando-se as formulações de Bishop Simplificado, Spencer e Morgenstern-Price. Da Silva (2011), pontua que os métodos de Spencer e Morgenstern-Price são mais rigorosos pois consideram as forças nas duas direções ou os momentos para calcular o fator de segurança. Estes 3 métodos estão entre os mais aceitos e estudados pela bibliografia.

O método de Bishop utiliza a divisão do talude em fatias, mas ignora as forças de corte entre as fatias. O método satisfaz o equilíbrio de momentos, de onde é calculado o fator de segurança. O peso da fatia ( $W$ ) é equilibrado pela normal ( $N$ ), pela de corte ( $T$ ) e pela resultante das forças normais entre as fatias ( $E_1$  e  $E_2$ ).

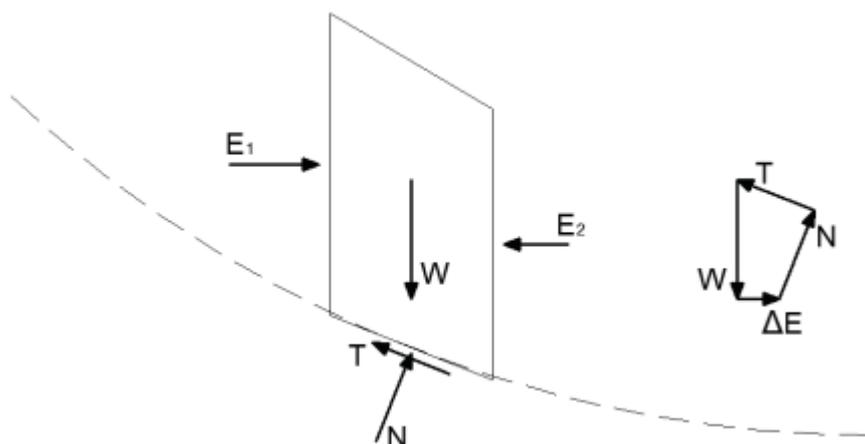


Figura 2-5 - Fatia genérica e polígono de forças - método de Bishop. Da Silva (2011)

O Método de Spencer, considerado um método rigoroso pois satisfaz todas as equações de equilíbrio, momentos e forças, e também utiliza a divisão do talude em fatias. As forças de interação entre as fatias são representadas por uma resultante ( $Q$ ), que assume inclinação constante ( $\theta$ ) com a horizontal em cada fatia. Spencer compreende que há uma razão constante entre as forças de corte ( $X$ ) e as normais ( $E$ ). A resultante é aplicada na base da fatia e no ponto intermediário. A reação normal ( $N$ ) é obtida pelo equilíbrio de forças na direção paralela e perpendicular à base das fatias. O fator de segurança pode ser obtido ou pelo somatório dos momentos em relação a um ponto ou pelo somatório de forças na direção paralela à base das fatias.

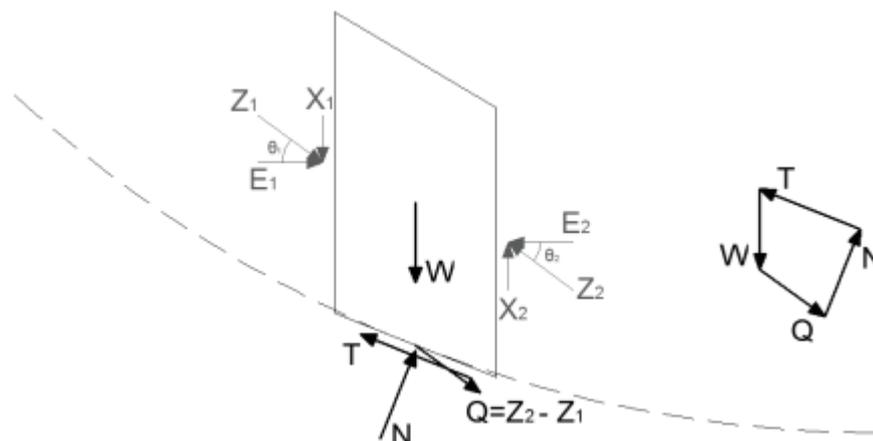


Figura 2-6- Fatia genérica e polígono de forças - método de Spencer. Da Silva (2011)

O método de Morgenstern-Price também é um método rigoroso, satisfazendo todas as condições de equilíbrio, e as forças de interação entre as fatias é controlado por uma função matemática. A função determina a inclinação das forças entre as fatias e se a função for constante os resultados são idênticos aos de Spencer.

Também foram executadas e serão demonstradas análises de estabilidade em situação de enchimento rápido e esvaziamento rápido, simulando o efeito das marés, possivelmente existentes na área lacustre do IJsselmeer. Estas análises considerarão a estabilidade do talude nos casos de:

- Enchimento da trincheira em 1 hora, na condição prévia de ausência de freática intervindo no modelo;
- Esvaziamento da trincheira em 1 hora, após a trincheira estar em condição completamente coberta pela linha d'água.

A análise do talude de trincheira sob efeito de ondas é importante fator para determinar a estabilidade de taludes de praia, conforme clarifica Chen et al., (2021). Entretanto, a informação fornecida pela empresa que executou os estudos na região é a de que não há ondas nesta área, portanto, as análises desconsideraram este fator.

Para execução desta etapa de análises, o software Slide2, da empresa canadense Rocscience foi utilizado, propondo fatores de segurança para os 3 diferentes métodos citados anteriormente.

Para os taludes de praia, também é importante desempenhar uma análise do deslocamento e assentamento da trincheira aberta, pois há um interim de 1 ano entre os trabalhos de campo e o fechamento da trincheira. Como a situação inicial é de existência do carregamento no solo, a abertura de trincheira leva ao alívio das tensões do solo. Este alívio de tensões é considerado uma sollicitação no solo pois este tende a retornar ao estado de tensões inicial. Esta sollicitação, caso não seja contraposta com instalação de estruturas de contenção, pode levar a assentamentos

importantes com o tempo e até o fechamento da trincheira. Esta análise foi executada com auxílio do software RS2, também da empresa canadense Rocscience.

Conforme será demonstrado no modelo numérico, o alívio das tensões no interior da trincheira e as cargas dos taludes laterais fazem com que o solo do interior da trincheira se levante.

### 2.2.2 Estabilidade dos cabos em solos saturados

Solos saturados, em especial solos finos e moles, tendem a suportar cargas elevadas de curta duração, mas, após a dissipação do excesso de poropressão, tendem a assentar-se. Para compreender este fenômeno, recorre-se à Teoria do Adensamento, explicada por diversos autores, entre eles Taylor, D.W. (1948).

Na situação de campo sem solicitação adicional, considera-se a poropressão constante e igual a  $u_0$ . A tensão efetiva, portanto, pode ser descrita como:

$$\sigma_{ef,1} = \sigma_{total,1} - u_0 \quad (10)$$

onde:

$\sigma_{ef,1}$  - tensão efetiva em qualquer instante

$\sigma_{total,1}$  - tensão total no instante qualquer

Caso haja acréscimo de tensão neste sistema confinado, ele é respondido inicialmente por um acréscimo da poropressão. Portanto, neste caso, a poropressão aumenta para  $u_0 + \Delta\sigma$  e, como as partículas de água são incompressíveis, não há variação de volume.

A poropressão se dissipa enquanto a água flui para fora do sistema, reduzindo o volume do solo e, assim, seu índice de vazios. Esta redução no índice de vazios leva ao adensamento do solo e seu aumento de resistência. O solo volta à estabilidade quando a poropressão retorna ao estado de equilíbrio,  $u_0$ . A tensão efetiva se torna:  $(\sigma_{total,1} + \Delta\sigma) - u_0$ .

Como o peso dos cabos pode ser considerado uma carga elevada sob uma pequena área de solo, o solo pode reduzir muito seu volume e seu índice de vazios. Caso a solicitação torne o sistema solo/cabos instável, este poderia, através de consolidação vertical, atingir profundidades na qual os solos orgânicos se encontram, o que é desaconselhável.

Uma consideração normalmente feita nestas análises é a de que o solo se adensa de forma unidimensional, ou seja, considera apenas a extensão vertical como consolidável.

Para se definir parâmetros necessários para os cálculos de consolidação o recomendado é a execução do ensaio edométrico. Este ensaio consiste em colocar uma amostra não perturbada em um anel de aço que impede deformações laterais. Pedras porosas são colocadas na parte superior e inferior da amostra para permitir a expulsão da água e consequente alívio da poropressão. Carga vertical é adicionada e a deformação vertical é medida durante intervalos de tempo pré-definidos. Progressivamente mais carga é adicionada, o dobro do escalão de carga anterior, e mais leituras de deformação são realizadas. Preferencialmente é realizado também

uma fase de descarga, quando carga progressivamente é retirada e novamente mede-se as deformações. O ensaio deve abranger o campo de tensões relevantes para o estudo.

A partir dos resultados, é possível calcular a relação entre o índice de vazios e a tensão efetiva, medida quando há dissipação do excesso da poropressão e a relação entre os assentamentos e tempo em cada uma das fases do ensaio, retirando-se a velocidade de assentamento. A Figura 2-7 representa um desenho esquemático de uma das fases de carregamento do ensaio edométrico.

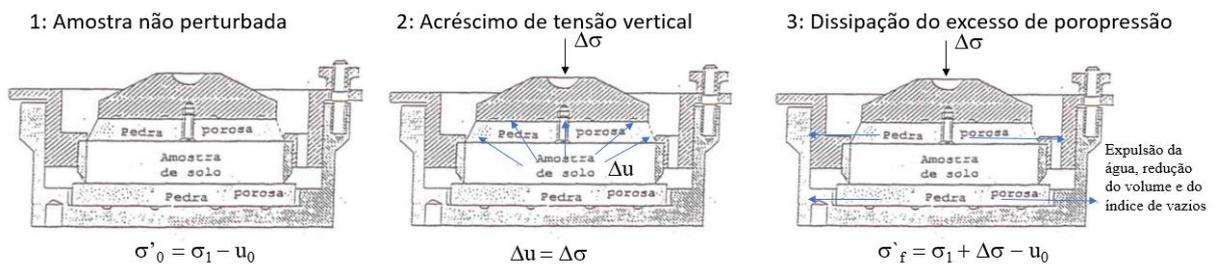


Figura 2-7 – Uma das fases de carregamento do ensaio edométrico e cálculo da tensão efetiva  $\sigma'$

As relações matemáticas entre o índice de vazios final e a tensão efetiva aplicada ao solo normalmente consolidado é conforme a equação:

$$e_f = e_0 - C_c \times \log_{10}\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0}\right) \quad (11)$$

onde:

$e_f$  – índice de vazios final

$e_0$  – índice de vazios inicial

$\sigma'_0$  – tensão efetiva inicial (kPa)

$\sigma'_f$  – tensão efetiva final (kPa)

$C_c$  – índice de compressibilidade, e é dado por:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta(\log_{10}\sigma')} \quad (12)$$

Esta formulação só é válida para solos normalmente adensados, em deformações elásticas pois não atingiram a cedência, que é a fronteira comportamental da deformação do solo.

O resultado típico de variação do índice de vazios conforme o acréscimo da tensão efetiva vertical é dado conforme a Figura 2-8. Esta figura é representativa de solos normalmente adensados, como o deste estudo e durante deformações elásticas, ou seja, reversíveis (Ortigão, 2007).

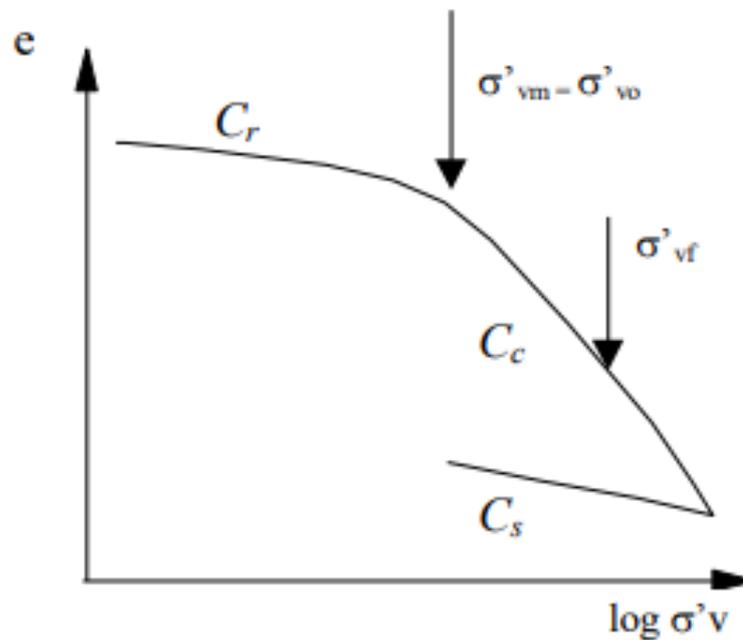


Figura 2-8 - Resultado típico redução índice de vazios conforme acréscimo de pressão vertical

Considerando que a consolidação ocorre de forma unidimensional, tem-se que a variação da espessura de uma camada de solo é dada por:

$$\Delta H = \left( \frac{1}{1 + e_0} \right) \times H_0 \times C_c \times \log_{10} \left( \frac{\sigma'_f}{\sigma'_0} \right) \quad (13)$$

Onde:

$H_0$  – Espessura inicial da camada de solo compressível (cm)

Para compreender como os assentamentos podem influenciar as condições de campo no tempo, é necessário entender como a consolidação se desenvolve no tempo. Para tanto, introduz-se o fator de tempo, em formulação dada por:

$$T_v = \frac{(C_v \times t)}{d^2} \quad (14)$$

Onde:

t – tempo em consolidação (s);

d – comprimento máximo do caminho de drenagem (cm), definido por:

- distância entre o ponto médio da camada compressível às camadas drenantes – em caso de drenagem dupla;
- largura total da camada compressível – em caso de drenagem simples.

$C_v$  – coeficiente de consolidação vertical ( $\text{cm}^2/\text{s}$ ), dado por:

$$C_v = \frac{k_z}{(\gamma_w \times m_v)} \quad (15)$$

No qual:

$k_z$  – permeabilidade do solo no sentido vertical ( $\text{cm/s}$ );

$\gamma_w$  – Peso específico da água ( $\text{N/m}^3$ );

$m_v$  – coeficiente de compressibilidade volumétrica ( $\text{kPa}^{-1}$ ) e é dado por:

$$m_v = 1/E \quad (16)$$

onde:

E – Módulo de elasticidade do solo.

Finalmente, introduz-se o conceito de grau de consolidação  $\bar{U}$ , utilizado para se verificar quanto da consolidação máxima já ocorreu para determinado fator de tempo  $T_v$ , e comporta-se conforme a Tabela 2-8 a seguir:

Tabela 2-8 – Grau de consolidação médio  $\bar{U}$  x Fator tempo  $T_v$

$\bar{U}$	$T_v$
0.1	0.008
0.15	0.018
0.2	0.031
0.25	0.049
0.3	0.071
0.35	0.096
0.4	0.126
0.45	0.160
0.5	0.198
0.55	0.241
0.6	0.289
0.65	0.343
0.7	0.405
0.75	0.478
0.8	0.567
0.85	0.682
0.9	0.849
0.95	1.163

A análise dos assentamentos a partir da teoria da consolidação também foi realizada com auxílio do software RS2.

### 2.2.3 Estabilidade de estruturas de proteção em cruzamentos

Por critérios de segurança térmicos e elétricos, cruzamentos entre cabos ou cruzamentos entre cabos e condutos de óleo e gás não podem ser executados sem a instalação de estrutura de proteção e isolamento. Atualmente, no mercado, existem diversos tipos de estruturas diferentes, como espaçadores, buchas acolchoadas articuladas e a mais comum para cruzamentos entre cabos, que são os colchões de concreto.

Miller (1986) disserta a respeito de colchões de concreto e pontua que colchões de concreto devem seguir algumas premissas básicas, entre elas vale a pena citar: devem ser construídos para serem pesados, devem ser articulados, de fácil instalação, devem ser passíveis de serem instalados por um veículo operado remotamente (ROV), devem possuir sistema de içamento prático e devem ser duráveis para efeitos de água do mar.

O peso dos colchões de concreto deve ser elevado para impedir sua retirada por correntes marítimas. As articulações são necessárias para o ajuste dos colchões aos cabos nos quais visam proteger. ROV's são equipamentos controlados remotamente, dotados de câmeras, que podem operar complicadas tarefas em profundidades difíceis para mergulhadores.

Estes colchões são instalados sobre o cabo ou conduto que se deseja proteger. Como peso elevado é uma das premissas deste sistema, em geral para evitar que correntes submarinas carreguem o equipamento e deixem de proteger os cabos, gera-se uma solicitação no solo marinho. Caso esta solicitação seja muito grande, os colchões podem induzir recalque no solo. Recalques acentuados em áreas localizadas induzem os cabos a se curvarem, sendo tensionados, em um tipo de solicitação na qual eles não são dimensionados a receber. A Figura 2-9 representa um desenho esquemático do sistema sendo usado como proteção de um cabo.

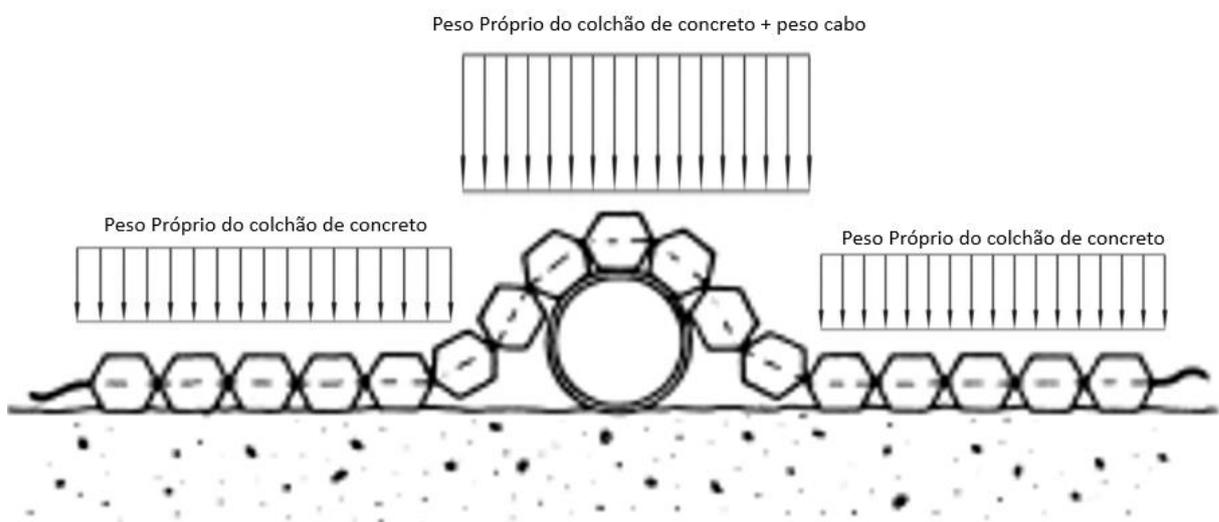


Figura 2-9 - Proteção cabo por colchão de concreto e cargas aplicadas ao solo

No caso de cruzamentos podem vir a ser utilizados mais de um colchão caso opte-se por inserir um colchão de concreto para proteger cada cabo ou conduto. Neste caso a carga sobre o solo seria ainda maior. Entretanto, esta solução é comumente usada para proteger estruturas apoiadas diretamente sobre o solo, casos em que o solo é muito resistente, e não seja possível enterrá-las.

Reda et al (2020) pontua que diversos fatores devem ser considerados quando se projeta estruturas em cruzamentos, entre elas a capacidade de suporte do solo. Colchões de concreto representam uma carga considerável para o solo e, caso ocorram grandes assentamentos, podem causar danos à estrutura de transmissão de energia que visava proteger. A análise de consolidação e recalque aqui proposta é semelhante à análise explicada no item 2.2.2.

Novamente, trata-se de recalque/assentamento da estrutura, neste caso os colchões de concreto, induzida pelo efeito do peso próprio dos colchões sobre o solo. O programa utilizado para as análises foi o mesmo proposto anteriormente, o RS2.

#### **2.2.4 Profundidade de enterramento - proteção dos cabos contra penetração e arranque por âncoras**

Geralmente, os cabos devem ser enterrados a uma profundidade tal que mitigue o risco de arranque por âncoras e linhas de pesca pois este é, historicamente, o maior causador de danos tanto a infraestruturas de óleo e gás quanto para cabos instalados offshore. Esta etapa, a última a ser discutida neste trabalho, baseia-se em normas e modelos matemáticos pré-existentes para analisar até qual profundidade determinadas âncoras se tornam um risco aos cabos.

Para tal análise, foram utilizadas referências diversas de trabalhos com modelos matemáticos, testes, estudos com recomendações, entre outros, que serão discutidos de forma sintetizada a seguir.

A nomenclatura e os termos relacionados à profundidade a ser atingida devem ser explicados, conforme documento guia metodológico de análise de risco para enterramento de cabos produzido pela empresa Carbon Trust [Carbon Trust (2015)] pontua:

- Profundidade de enterramento mínima recomendada: Profundidade mínima que os cabos devem ser enterrados para proteção de ameaças externas.
- Profundidade de enterramento alvo: Profundidade que deve ser buscada na instalação, especificada pelo desenvolvedor do projeto. Deve ser igual ou maior que a profundidade de enterramento mínima recomendada.
- Profundidade alvo de trincheira: Alguns equipamentos de enterramento de cabos abrem trincheiras para assentamento dos cabos e posterior enterramento. Estas trincheiras devem ser mais profundas que a profundidade de enterramento alvo, pois é esperado um levantamento do solo em alguns casos.

- Profundidade de cobrimento: A largura de solo do topo do cabo até onde a trincheira é recoberta. Pode vir a não ser o nível médio do leito marinho.

As dimensões das âncoras dos navios são definidas a partir regulamentações, guias e normas aplicáveis regionalmente ou através das recomendações do International Association of Classification Societies, (2008), onde o cálculo do Número do Equipamento (EN) pode ser expresso conforme:

$$EN = DWT^{\frac{2}{3}} + (2 \times h \times B) + \left(\frac{A}{10}\right) \quad (17)$$

Onde:

DWT: Porte do navio, definido pelo peso do navio completamente carregado (carga, combustível, água, etc) menos o peso do navio completamente descarregado;

B: Largura moldada, em metros;

h: Altura efetiva, em metros (da linha d'água quando navio carregado com carga máxima até o ponto mais alto do navio);

A: Área (em vista de perfil), metros quadrados, acima da linha d'água quando navio carregado com carga máxima até o ponto mais alto do navio.

A partir dos Números do Equipamento é possível estimar o peso das âncoras dos navios pois o peso é um dos fatores principais para definir o poder de ancoragem. A massa da âncora também é proporcional ao comprimento das patas da âncora, a parte responsável pela fixação ao solo.

Outros importantes termos são:

- Tonelagem bruta (GT), que é a medida do volume interno total;
- Volume submerso ( $\nabla$ ), volume de água deslocada;
- Tonelagem deslocada ( $\Delta$ ), peso do navio baseado no volume de água (em  $m^3$ ) o casco desloca a diferentes cargas. Pode ser calculado através de uma das formulações:

$$\Delta = \nabla \times g \times \rho \quad (18)$$

ou

$$\Delta = 1.968 \times DWT^{0.956} \text{ (Luger, 2021)} \quad (19)$$

Assim como a massa das âncoras, o tipo de solo também é fator determinante para se definir a profundidade de penetração das âncoras. Em relatório do US Naval Civil Engineering Laboratory, NCEL (1987), a profundidade de 1 comprimento de pata da âncora é considerada a penetração máxima em areias e argilas rijas. Em solos moles a estimativa é que a penetração cresça para de 3 a 5 vezes o comprimento da pata da âncora.

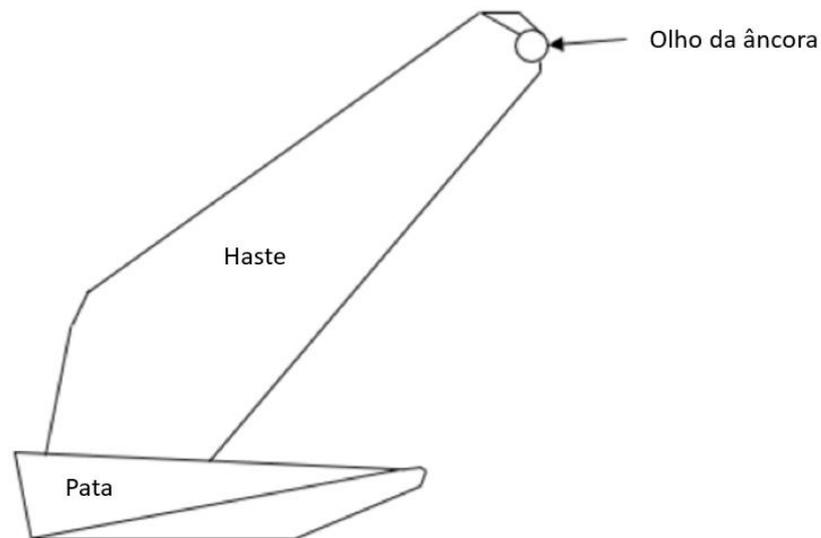


Figura 2-10 - Desenho exemplificativo - Âncora padrão

Recomendações do DNV (Det Norske Veritas, 2010), consideram os riscos relacionados à fase construtiva, relacionados ao impacto e arranque de condutos de óleo e gás por âncoras acionadas de forma emergencial por embarcações que trafegam sobre infraestruturas submarinas. A análise de risco apresentada no trabalho é probabilística, ou seja, considera a frequência dos incidentes e as consequências deles para análise de risco de empreendimentos. Como o escopo deste trabalho é a fase de operação, fontes que buscam prever de forma determinística a profundidade que tais âncoras podem atingir são os mais interessantes.

Neste caso, análises como a de (Luger, 2021) se tornam interessantes. É proposto pelo autor que a massa da âncora pode ser calculado conforme:

$$M_{âncora} = 3.1025 \times EN. \text{ para todos tipos de âncora padrão} \quad (20)$$

$$M_{âncora} = 2.3269 \times EN. \text{ para âncoras de alto poder de ancoragem (HHP)} \quad (21)$$

O autor propõe um modelo dividido em 3 etapas, relacionadas à velocidade de arraste do navio, no qual duas são preponderantes para se definir a profundidade na qual âncoras podem afetar os cabos enterrados.

- A primeira etapa é a de impacto no solo, no qual a energia cinética da submersão da âncora encontra o solo. O arraste é rápido, sem penetração significativa. A velocidade de arraste é maior que  $v_1$  e a distância de arraste pode ser tida como  $L_1$ .
- A segunda etapa é a de arraste da âncora que, devido ao seu formato e a função da pata, penetra no solo. A velocidade de arraste é reduzida para  $v_2$  por uma distância  $L_2$ . Este arraste é relativo à energia necessária para causar a frenagem da embarcação, mas é pequeno devida à condição não drenada a carregamentos tão rápidos e à incompressibilidade da água.

- A terceira etapa é a de arraste mais lento, atingindo o potencial de ancoragem máximo, e penetração máxima. A velocidade de arraste vai de  $v_2$  a 0, e o arraste à condição drenada é igual a  $L_3$ .

Sendo:

$v_0$  – velocidade do navio no momento que a âncora é liberada;

$v_1$  – velocidade do navio marcando a transição da etapa 1 para a etapa 2

$v_2$  – velocidade do navio marcando a transição da etapa 2 para a etapa 3

Cada uma das fases possui características próprias, seu próprio fator de eficiência e profundidade de penetração. A eficiência da âncora determina a força de arraste e a distância que leva para frear o navio e passar de uma fase para a seguinte. As formulações matemáticas são comparáveis a testes e apresentam margem de erro baixa. O modelo, entretanto, é específico para leito marinho arenoso.

A penetração ( $P$ , em metros), em cada uma das fases, é dada por uma função das massa da âncora ( $M_{\text{âncora}}$ ) e o fator de penetração ( $C$ , em  $\text{m.kg}^{-1/3}$ ), conforme:

Fase 1:

$$P_1 = C_1 \times M_{\text{âncora}}^{1/3} \quad (22)$$

Onde  $C_1$  – varia de 0,009 a 0,015  $\text{m.kg}^{-1/3}$  sendo mais conservador utilizar o maior valor em análises de risco.

Fase 2:

$$P_2 = C_2 \times M_{\text{âncora}}^{1/3} \quad (23)$$

Onde  $C_2$  – 0,055  $\text{m.kg}^{-1/3}$ .

Fase 3:

$$P_3 = C_3 \times M_{\text{âncora}}^{1/3} \quad (24)$$

Onde  $C_3$  - 0,1  $\text{m.kg}^{-1/3}$ .

Luger (2021) pontua que não há modelos suficientemente consolidados para argilas, mas faz uma estimativa de que:

- Para argilas rijas,  $C_1 = 0,015 \text{ m.kg}^{-1/3}$ ,  $C_{2+3} = 0,009$  a  $0,100 \text{ m.kg}^{-1/3}$
- Para argilas moles,  $C_1 = 0,015 \text{ m.kg}^{-1/3}$ ,  $C_{2+3} = 0,260$  a  $0,300 \text{ m.kg}^{-1/3}$

Modelos numéricos, como o de Grabe et al. (2015), são limitados pela capacidade computacional e modelos tradicionais de elementos finitos. Deformações irregulares na malha acarretam distorções no modelo. No trabalho desenvolvido, estas distorções na malha foram superadas utilizando um método chamado “Coupled Eulerian-Lagrangian”, que abrange

grandes deformações, em um sistema conhecido como LDFE (Método de elementos finitos 3D para grandes deformações). Este método resolve a interação fluido-estrutura simultaneamente, dentro de um ábaco. A metodologia tenta agregar as características positivas tanto do método Lagrangiano quanto do Euleriano. O método Lagrangiano é usado para discretizar o penetrador, no caso a âncora, enquanto o Euleriano discretiza o solo. A fronteira do domínio Lagrangiano é usado para representar a interface entre a âncora e o solo.

Kim et al. (2017) utilizou-se também de modelação numérica em LDFE para analisar a penetração de âncoras de formato cilíndrico, do tipo torpedo, no solo. Uma interessante adição deste trabalho foi a proposição de uma expressão simples, utilizando o conceito de energia total para prever a penetração da âncora em solos com duas camadas. A camada de entrada é a responsável por reter a energia de impacto da âncora no leito marinho e a dissipar parte da energia cinética, dependendo de suas características geotécnicas.

Wang, Wang e Yu, (2016) analisaram a profundidade de penetração de âncoras do tipo torpedo em solos coesivos. O modelo preditivo foi baseado em diversos experimentos e chegou-se a formulações matemáticas que associam fatores do solo, como coesão não drenada, a perda de energia cinética durante a penetração da âncora. Concluiu-se que os principais fatores intervenientes à penetração de âncoras no solo são: velocidade de impacto no solo, espessura de sedimento, coesão não drenada e fatores associados à geometria da âncora. Âncoras do tipo torpedo, entretanto, possuem diferentes características geométricas e funções do que as âncoras de navios, portanto as formulações matemáticas estudadas pelos autores não são de interesse deste estudo.

Moore, Haigh e Eichhorn, (2021) realizaram testes em laboratório, em escala reduzida, para simular o arraste e penetração de âncoras em areias. Os resultados laboratoriais, segundo os autores, foram semelhantes aos encontrados a partir de modelos numéricos como o de Nakamura et al. (1992), que estimam a penetração de âncoras de diversas massas em diferentes tipos de solo uniformes. Os resultados do modelo de Nakamura et al. (1992) estão sintetizados na Tabela 2-9, extraídos de Moore, et al (2021).

Tabela 2-9 - Profundidade de penetração da âncora, estimada por modelos numéricos - Nakamura et al. (1992) apud Moore, et al. (2021).

Peso do navio (ton)	Massa da âncora (tons)	Profundidade de Penetração (m)		
		Argila orgânica	Areia	Cascalho
1000	1,0	1	0,5	0,5
5000	2,8	2	1	0,8
15000	4,8	3	1,5	1,0
50000	8,2	4	2	1,2
100000	12,4	5	2,5	1,4

Outros trabalhos, também apresentam correlações entre o comprimento da pata da âncora, e consequentemente sua massa, com a penetração em diferentes tipos de solo. É o caso do relatório do RTE, sociedade anônima ligada à gestão da rede elétrica francesa, em Senez e Nel (2021). Os autores identificam, em estudo direcionado a um determinado projeto de estrutura

offshore localizada no canal da mancha, que são válidas as relações entre solo, comprimento da pata da âncora e profundidade de penetração conforme Tabela 2-10.

Tabela 2-10 - Profundidade de penetração da âncora, estimada em função do comprimento da pata. Senez e Nel (2021)

Tipo de solo	Profundidade de penetração como um múltiplo do comprimento da pata da âncora (m)
Rocha (UCS > 1 MPa)	0,25
Cascalho	0,50
Argila Rija	0,50
Solo arenoso	1,00
Argila mole a rija (Su entre 40 e 150 kPa)	1,50
Argila mole (Su < 40 kPa)	4,00
Turfa / solo siltoso	2,00 a 4,00

Portanto, para estimar a profundidade que uma âncora de determinada massa penetra no solo, é necessário utilizar-se da Tabela 2-11, no qual a relação entre DWT, massa da âncora e comprimento da pata é detalhado.

Tabela 2-11 - Relação DWT, peso da âncora e comprimento da pata. Senez e Nel (2021)

DWT (ton)	Massa âncora (kg)	Comprimento da pata (m)
100	482	0.73
250	522	0.75
500	588	0.78
750	653	0.81
1000	718	0.84
1500	846	0.89
2000	973	0.94
5000	1695	1.21
10000	2771	1.52
15000	4100	1.8
20000	5216	1.98
40000	7862	2.26
50000	9042	2.35
75000	11615	2.53
100000	13702	2.65
150000	16697	2.8

DWT (ton)	Massa âncora (kg)	Comprimento da pata (m)
200000	18582	2.86
250000	19912	2.91
300000	21242	2.96
400000	26122	3.58

Em trabalho focado em estudar a profundidade de enterramento de condutos de óleo e gás baseado em penetração de âncoras, Zhu, et al (2019) aplicam uma metodologia de cálculo de penetração de âncoras em solos marinhos a partir da energia mobilizada pela âncora ao alcançar o solo. A partir das formulações propostas pelos autores, é gerado um programa de cálculo capaz de estimar a profundidade de penetração em diferentes tipos de solo. Ao comparar os resultados dos cálculos com resultados experimentais, apresentados na Tabela 2-12 os autores chegaram à uma fórmula para solos argilosos e outra para solos arenosos, estipuladas através de regressão polinomial dos resultados de penetração (z) por massa da âncora (M), conforme:

$$z = 1.736025 + 0.195281 \times M - 0.007310 \times M^2 + 0.000140 \times M^3$$

para solos argilosos (25)

$$z = 0.514570 + 0.164297 \times M - 0.008163 \times M^2 + 0.000163 \times M^3$$

para solos arenosos (26)

Tabela 2-12 - Resultados de penetração em ensaios experimentais a partir da massa da âncora e do tipo de solo - Zhu, et al (2019)

Massa da âncora(kg)	Substrato	Penetração medida (m)
500	Silte	1.88
1000	Silte	2
2000	Silte arenoso	1.52
2500	Turfa	1.81
3000	Silte	2.3
3410	Silte arenoso	1.32
6000	Turfa	1.91
8000	Silte	2.2
9700	Silte	3.03
18000	Silte arenoso	2.63
500	Areia	0.05
1000	Areia	0.45
1500	Areia	0.75
1750	Areia com turfa	0.25
3400	Areia	0.34
8800	Solo arenoso	0.9

Massa da âncora(kg)	Substrato	Penetração medida (m)
12500	Areia com turfa	0.84
14800	Solo arenoso	1.64
18800	Solo arenoso	0.71
20000	Solo arenoso	1.93
20900	Solo arenoso	1.75

Poucos são os modelos capazes de teorizar a penetração de âncoras de arraste em solos estratificados. Peng et al. (2021) pontuam que os modelos teóricos se subdividem em 3 tipos, os de análise do limite plástico, análise de equilíbrio limite e modelos cinemáticos. Apresentam um modelo teórico, de mais abrangente aplicação que os modelos numéricos, em especial utilizando LDFE, para solos estratificados, a partir da extensão dos estudos em solos uniformes de Peng e Liu (2019).

O modelo engloba solos com um número  $i$  qualquer de camadas, compostas por solos coesivos e não coesivos, com diversas resistências diferentes. Considera-se o tamanho da âncora, possíveis perfis de solo e estratificação horizontal (válida para pequenas distâncias de arraste).

Segundo Peng e Liu (2019), o comportamento da âncora é dividido em 3 etapas, a primeira é o mergulho da âncora, em um ângulo  $\theta_m$  com a pata, a segunda é a de arraste da âncora, com movimento em ângulo praticamente perpendicular ( $\theta_{mp}$ ) à pata da âncora e a terceira é a etapa de fixação da âncora no solo, em que ocorre um movimento rotacional ao redor do centro de rotação.

A Figura 2-11 extraída de Peng et al. (2021) exemplifica os 3 comportamentos explicados. O ponto "A" representa a âncora e as forças atuantes em cada um dos momentos. A variável  $F_b$  representa a capacidade de resistência de ponta do solo,  $F_s$  representa a resistência cisalhante do solo e  $T_a$  representa a força de arraste da âncora, relativa ao peso e à velocidade do navio. O peso submerso da âncora é denotado por  $W$ . Quando ocorre a fixação da âncora no solo, os momentos relativos às forças de ponta, cisalhamento, arraste e peso da âncora são denotados por  $M_b$ ,  $M_s$ ,  $M_a$  e  $M_W$  respectivamente. O ângulo entre a corrente e a pata da âncora é dado por  $\theta_a$  e as distâncias  $L_c$ ,  $L_k$  e  $L_b$  representam a distância entre a traseira da âncora até a intersecção com a força de arraste (transmitida pela haste), a distância entre a traseira da âncora até o centro rotacional da âncora e da traseira da âncora até o ponto de conexão entre a pata e a haste respectivamente.

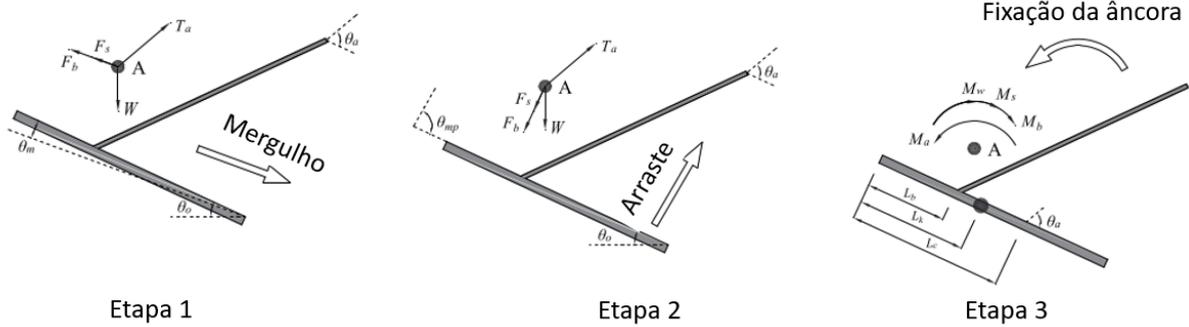


Figura 2-11 - 3 Etapas do comportamento das âncoras segundo Peng e Liu (2019). Peng et al. (2021)

É válida a relação  $\theta_a - \theta_0 = \theta_{ah}$  em que  $\theta_{ah}$  é o ângulo de arraste com a horizontal. Os autores denotam que a força de arraste  $T_a$  varia em cada uma das etapas e pode ser calculada conforme:

Etapa 1:

$$T_a = \frac{1}{\cos(\theta_a + \theta_m)} \times (F_b + F_s - W \times \sin(\theta_0 + \theta_m)) \quad (27)$$

Etapa 2:

$$T_a = \frac{1}{\cos(\theta_a + \theta_{mp})} \times (F_b + F_s - W \times \sin(\theta_0 + \theta_{mp})) \quad (28)$$

Etapa 3:

$$T_a = \frac{1}{L_c \times \sin\theta_a} \times (M_b + M_s + M_W) \quad (29)$$

A capacidade de resistência de ponta do solo à âncora, em cada tipo de solo, é dada por:

$$F_b = N_c \times Su \times A_b \text{ em solos argilosos} \quad (30)$$

$$F_b = \frac{1}{20} \times (17 \times K + 3) \times \gamma'_{sub} \times z \times N_q \times A_b \text{ em solos arenosos} \quad (31)$$

Onde  $N_c$  e  $N_q$  são os fatores de resistência de ponta,  $Su$  é a resistência não drenada do solo e  $A_b$  é a área efetiva, a projeção da área da âncora no plano perpendicular à direção de translação.  $K$  é o fator de tensão lateral,  $\gamma'_{sub}$  é o peso específico submerso.

As forças de resistência para os diferentes tipos de solo são dadas por:

$$F_s = \alpha \times Su \times A_s \text{ em solos argilosos} \quad (32)$$

$$F_s = \frac{1}{20} \times (3 \times K + 17) \times \gamma'_{sub} \times z \times A_{smp} \times \tan\delta + K \times \gamma'_{sub} \times z \times A_{snp} \times \tan\delta \text{ em solos arenosos} \quad (33)$$

Onde  $\alpha$  é o fator de adesão,  $A_s$  é a área efetiva na direção de translação,  $A_{smp}$  é a área efetiva da âncora projetada no plano da pata,  $A_{snp}$  é a área efetiva no plano perpendicular ao plano da pata.  $\delta$  é o ângulo da interface de atrito.

Percebe-se que este modelo é altamente dependente das características geométricas da âncora, o que é um fator limitante pois o mercado oferece uma série de diferentes geometrias de âncora e, para análises focadas em proteção de cabos em função da estratigrafia de certo local, sem conhecimento definido sobre as âncoras dos navios que trafegam à área, torna-se de difícil aplicação.

A revisão bibliográfica do estudo de Peng et al. (2021) chega a semelhante conclusão da fundamentação teórica pesquisada para o presente estudo. Não existe consenso entre os modelos, muito menos modelos que sejam abrangentes o suficiente para todos os tipos de solo e, principalmente, não existem suficientes trabalhos para apresentação de um modelo coeso de comportamento de âncoras em solos estratificados. Há defasagem de modelos que tratem solos estratificados, sendo a maioria deles apenas para solos uniformes arenosos ou argilosos. Não há legislação unificada para diferentes países ou mesmo regiões específicas, ficando a critério do empreendedor analisar a profundidade de enterramento na qual se acredita minimizar os riscos à infraestrutura.

Algumas empresas e pesquisas, considerando as incertezas existentes, executam ensaios experimentais previamente à construção da estrutura para prever localmente a profundidade segura. Deltares, no relatório "Anchor Tests German Bight", (Luger & Harkes, 2013), Zhu, et al (2019), entre outros são apenas alguns dos experimentos já executados nesta direção e que servirão de apoio para este trabalho.

### 3 Caracterização geotécnica dos solos do estudo de caso

Serão apresentados a seguir, os resultados tanto das sondagens de campo, utilizados para a definição dos perfis estratigráficos, quanto dos ensaios laboratoriais, utilizados para a parametrização, e em especial a interpretação destes ensaios para a sequência dos trabalhos.

#### 3.1 Sondagens de campo

Foram executados pela empresa Fugro, em 2021, 169 ensaios do tipo CPT (dos quais alguns apresentam ensaios de dissipação de poropressão) e 144 furos de sondagem com recolhimento de amostras foram executados. A Figura 2-1 representa os ensaios que foram executados dos quais os resultados serão compilados para traçar o perfil estratigráfico de cada um dos cabos.

Os pares de sondagens foram locados a distâncias que variam de 50 a 150 metros entre si. Esta distância foi considerada como muito boa para as análises que serão apresentadas a seguir pois permitiu a criação de um perfil estratigráfico para os cabos com informação em pontos próximos entre si quando comparados ao comprimento total de cada um dos cabos, entre 3390 metros e 6770 metros de comprimento.

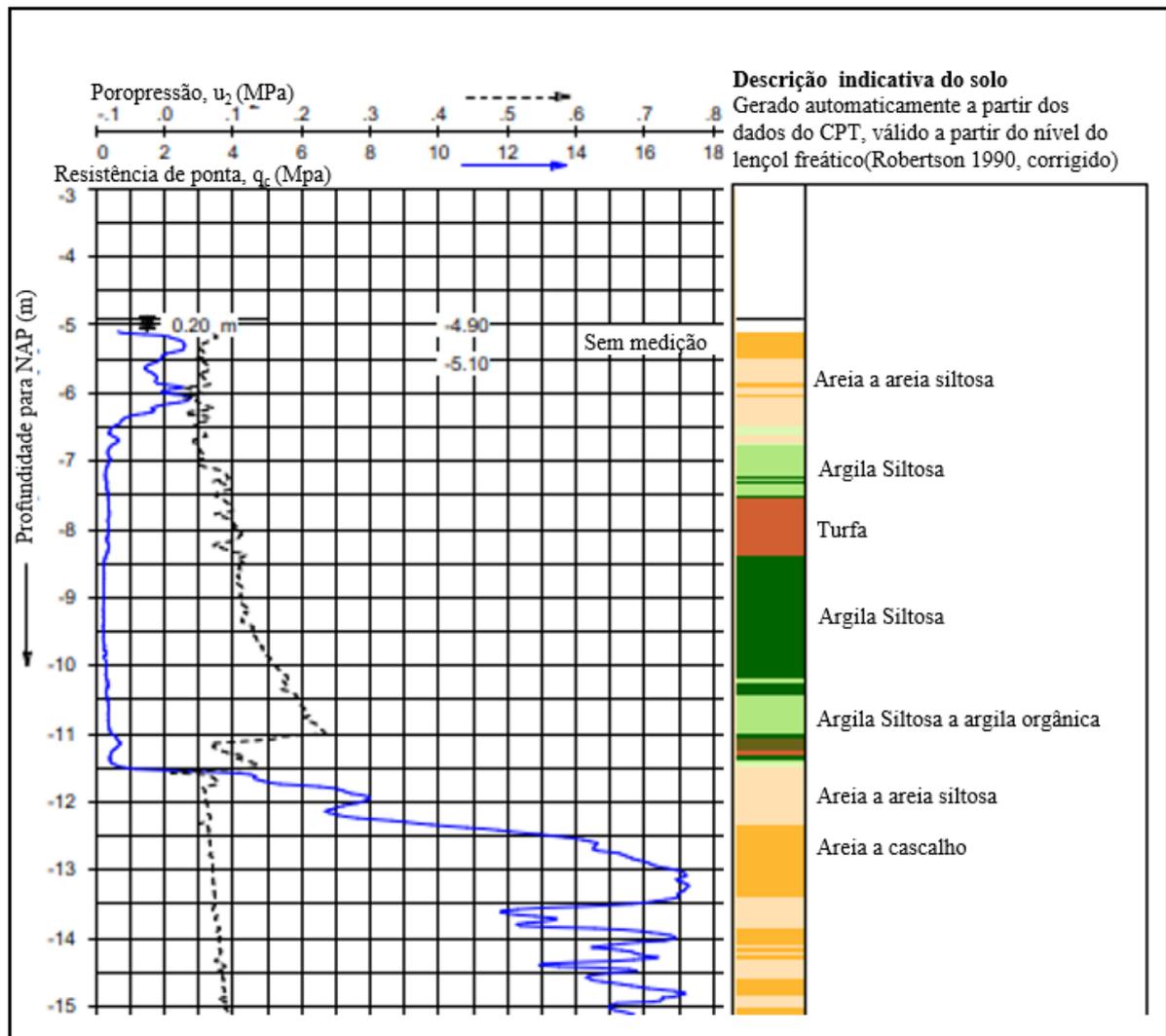
A partir das sondagens de campo, cujos resultados foram analisados tanto de forma tátil visual quanto à luz do ábaco proposto por Robertson (2009) e dos ensaios laboratoriais, foram detectados 4 estratos diferentes de forma consistente:

- Argila mole – Argila de baixa resistência não drenada, frequentemente com presença de matéria orgânica, alto grau de saturação e alto excesso de poropressão detectado nos ensaios CPTu.
- Turfa (argila orgânica) – Material escuro, de baixa resistência não drenada, elevada presença de matéria orgânica, elevado excesso de poropressão detectado nos ensaios CPTu.
- Areia – Foram identificadas duas camadas de areia, A primeira, superficial, é formada por areia fina e a camada raramente supera 1,5 m de espessura. A outra camada de areia identificada é mais profunda, normalmente entre 10 e 15 m abaixo do Normaal Amsterdams Peil (NAP), o nível de água referência para a Holanda (2,67 m abaixo do nível d'água padrão internacional), e consiste em areia fina a média, densa, na qual o tamanho dos grãos cresce com a profundidade.
- Argila Rija – Formações ocasionais de argila encontrada em profundidades superiores à relacionada ao escopo deste trabalho. Os resultados dos ensaios nesta argila foram descartados.

Para todos os furos de sondagem há um ensaio CPT próximo. Isso permite uma comparação do comportamento observado pelo piezocone com a análise tátil-visual realizada quando da execução dos furos.

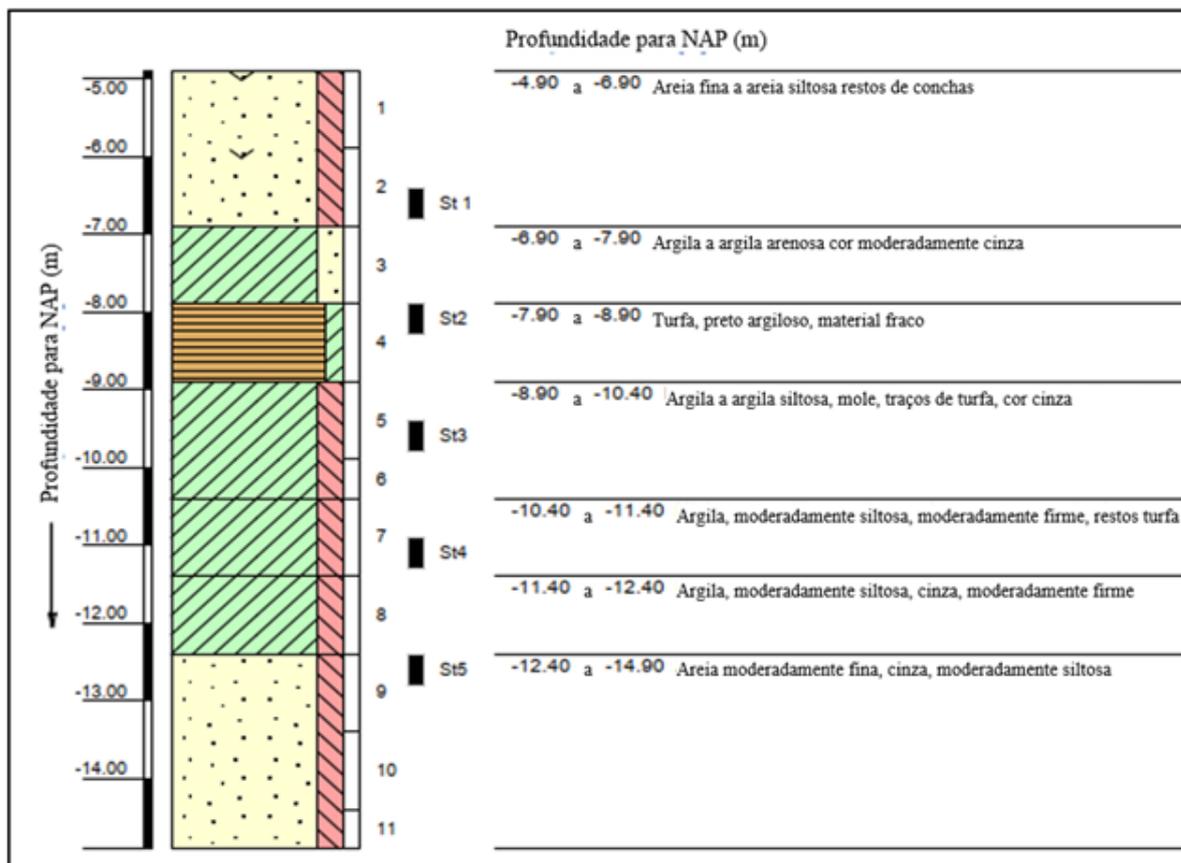
Individualmente, portanto, a descrição de cada um dos 144 furos de sondagem foi comparada com o ensaio CPT realizado próximo a ele para cada profundidade e estrato. Como o subsolo da região é formado por uma camada que mistura características de argila e argila orgânica

algumas divergências foram observadas. Para a realização da comparação, foram analisados os relatórios das sondagens CPT e furos de sondagem, fornecidos pela empresa executora. Um extrato exemplificativo de cada um destes relatórios, para os resultados da sondagem CPT DKMP-001 e para o furo de sondagem B-001 respectivamente, estão demonstrados nas Figura 3-1 e Figura 3-2.



## Ensaio CPT DKMP-001

Figura 3-1 – Exemplo - Relatório CPT DKMP-001



### Furo de sondagem B-001

Figura 3-2 – Exemplo - Furo de Sondagem B-001

Um detalhe a notar nos relatórios de sondagens CPT, recorrente em vários pontos executados, é que não houve medição nos primeiros 0,2 m. Segundo a contratada para execução, para se executar a sondagem CPT em leito marinho, uma estrutura de estabilização é colocada sobre o solo. Quando da colocação desta estrutura, o solo se assentou, recalando na distância indicada. A baixa capacidade de suporte do solo à carga da estrutura do ensaio CPT foi um dos indícios que motivou os estudos de capacidade de carga que serão apresentados mais adiante.

Os resultados dos ensaios foram compilados em planilha Excel e a concordância entre os ensaios foi analisada individualmente. O exemplo retratado nas Figura 3-1 e Figura 3-2 foi compilado conforme a Tabela 3-1, onde o furo de sondagem é indicado pela sigla BH (“Borehole”), retrata um caso que com pequenas divergências de profundidade, as sondagens convergiram de forma aceitável.

Tabela 3-1 – Exemplo de compilação em Excel dos resultados da estratigrafia por sondagem (CPTu DKMP001 e Furo de sondagem B001)

Ensaio 001			
Nome	DKMP001	Nome	B001
X	164952.1	X	164954.1
Y	510676	Y	510669.6
Profundidade de início do ensaio (m para NAP)	-4.9	Profundidade de início do ensaio (m para NAP)	-4.9
Material		Ensaio	Profundidade para NAP (m)
Areia	início	CPT	-4.9
		BH	-4.9
	Fim	CPT	-6.8
		BH	-6.9
Argila Mole	início	CPT	-6.8
		BH	-6.9
	Fim	CPT	-7.6
		BH	-7.9
Turfa	início	CPT	-7.6
		BH	-7.9
	Fim	CPT	-8.4
		BH	-8.9
Argila Mole	início	CPT	-8.5
		BH	-8.9
	Fim	CPT	-11.5
		BH	-12.4
Areia	início	CPT	-11.5
		BH	-12.4
	Fim	CPT	-40.5
		BH	-14.9

Com isso, é possível unificar as duas sondagens para traçar um perfil para aquela localidade específica. Para as profundidades em que foram encontradas divergências de tipo de solo entre as sondagens, foi considerado para o perfil estratigráfico o pior dos casos, sendo na sequência do pior para o melhor: turfa, argila mole e areia. A Tabela 3-2 representa, portanto, o pior cenário possível, identificado através das sondagens, para a microrregião das sondagens 001, descritos na Tabela 3-1. Ambas as tabelas são exemplos ilustrativos de como se procedeu a definição estratigráfica no local, utilizados para explicar como se procedeu para todas outras localidades.

Tabela 3-2 – Exemplo de união dos dados das sondagens no pior cenário apresentável (CPTu DKMP001 e Furo de sondagem B001)

Ensaio 001			
Nome	DKMP001	Nome	B001
X	164952.1	X	164954.1
Y	510676	Y	510669.6
Profundidade de início do ensaio (m para NAP)	-4.9	Profundidade de início do ensaio (m para NAP)	-4.9
Material		Ensaio	Profundidade para NAP (m)
Areia	início	CPT	-4.9
		BH	
Fim		CPT	-6.8
		BH	
Argila Mole	início	CPT	-6.8
		BH	
Fim		CPT	-7.6
		BH	
Turfa	início	CPT	-7.6
		BH	
Fim		CPT	-8.9
		BH	
Argila Mole	início	CPT	-8.9
		BH	
Fim		CPT	-12.4
		BH	
Areia	início	CPT	-12.4
		BH	
Fim		CPT	-40.5
		BH	

Ao executar o mesmo procedimento para todos os outros pares de furos de sondagem e CPT, e utilizando uma interpolação linear entre os subsequentes pares, foi possível definir um perfil estratigráfico nas rotas de cada um dos 5 cabos. Nos casos em que não houve a execução do furo de sondagem paralelo ao CPT, os resultados estratigráficos do ensaio CPT foram aceites. Percebeu-se também que houve divergências significativas nos resultados da estratigrafia em 3 pares de sondagens, a saber:

- DKMP-002 e B-002;
- DKMP-099 e B-099;
- DKMP-101 e B-101.

Como a sondagem CPT não apresenta recolhimento de amostras, a partir das fotos anexas ao relatório dos furos de sondagem específicos e a análise tátil visual, foi definido um perfil para estes pares.

As Figura 3-3, Figura 3-4, Figura 3-5, Figura 3-6, Figura 3-7, Figura 3-8, e Figura 3-9 a seguir apresentam os perfis estratigráficos ao longo da rota dos 5 cabos. As linhas verticais, indicadas com a sigla "BU", representam a localização das turbinas eólicas ao longo da rota dos cabos. O cabo 5 possui a peculiaridade de se dividir em duas direções apesar de fazer parte do mesmo sistema e, portanto, apresenta-se dividido em 3 perfis: o primeiro até o ponto em que se dividem e os dois seguintes representam os caminhos de cada uma das divisões. O ponto inicial de cada uma das rotas é a saída do HDD.

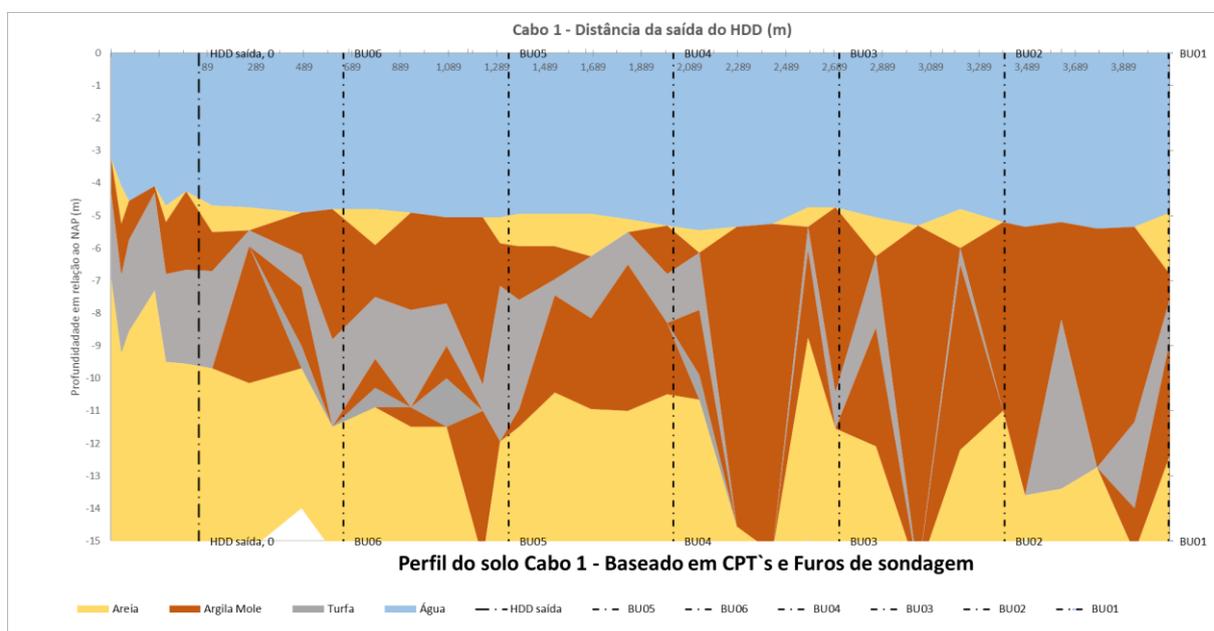


Figura 3-3 - Perfil do solo cabo 1

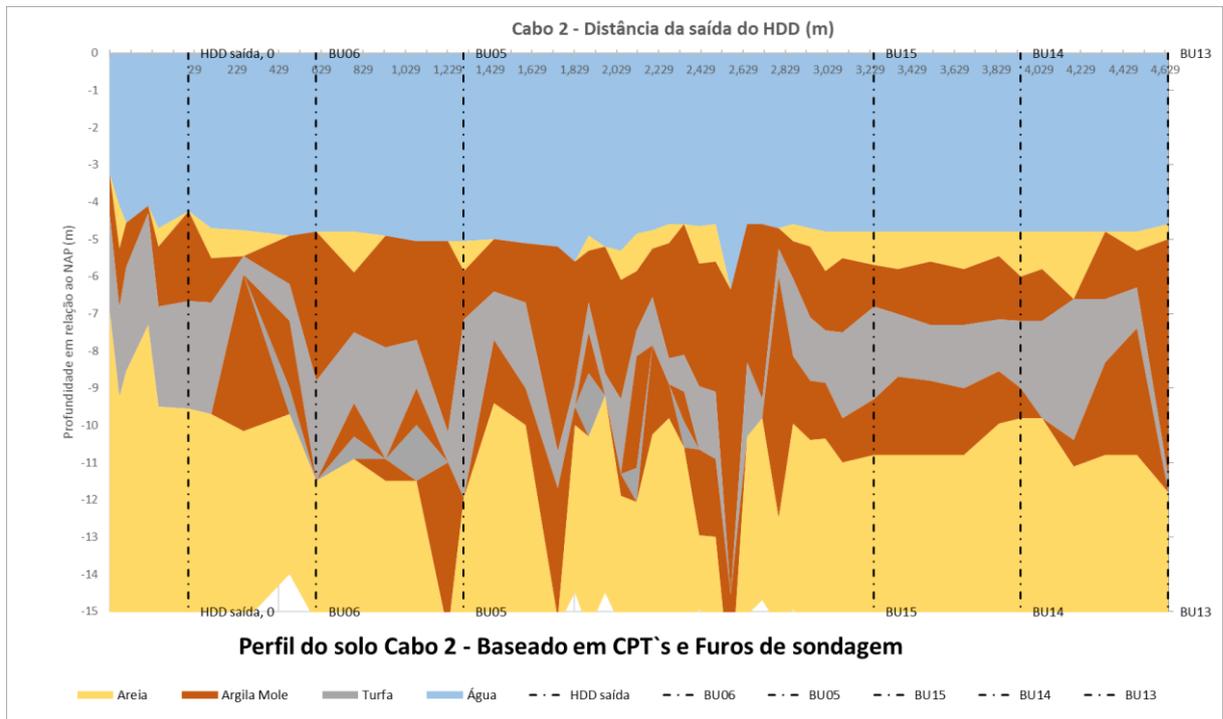


Figura 3-4 - Perfil do solo cabo 2

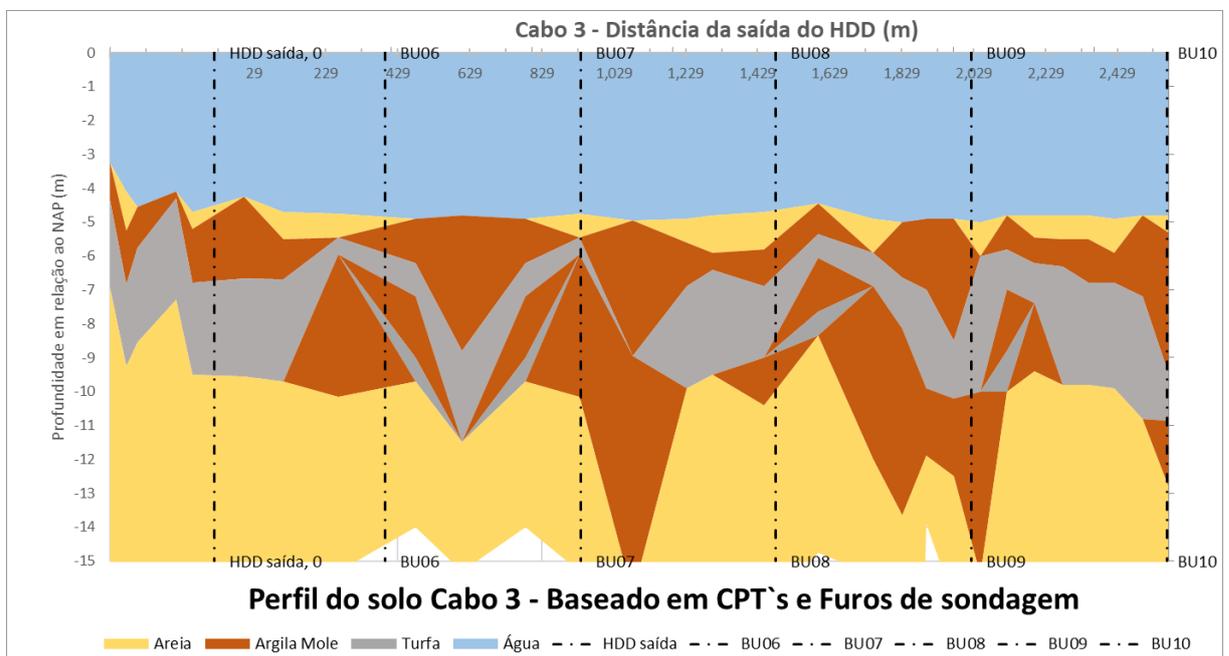


Figura 3-5 - Perfil do solo cabo 3

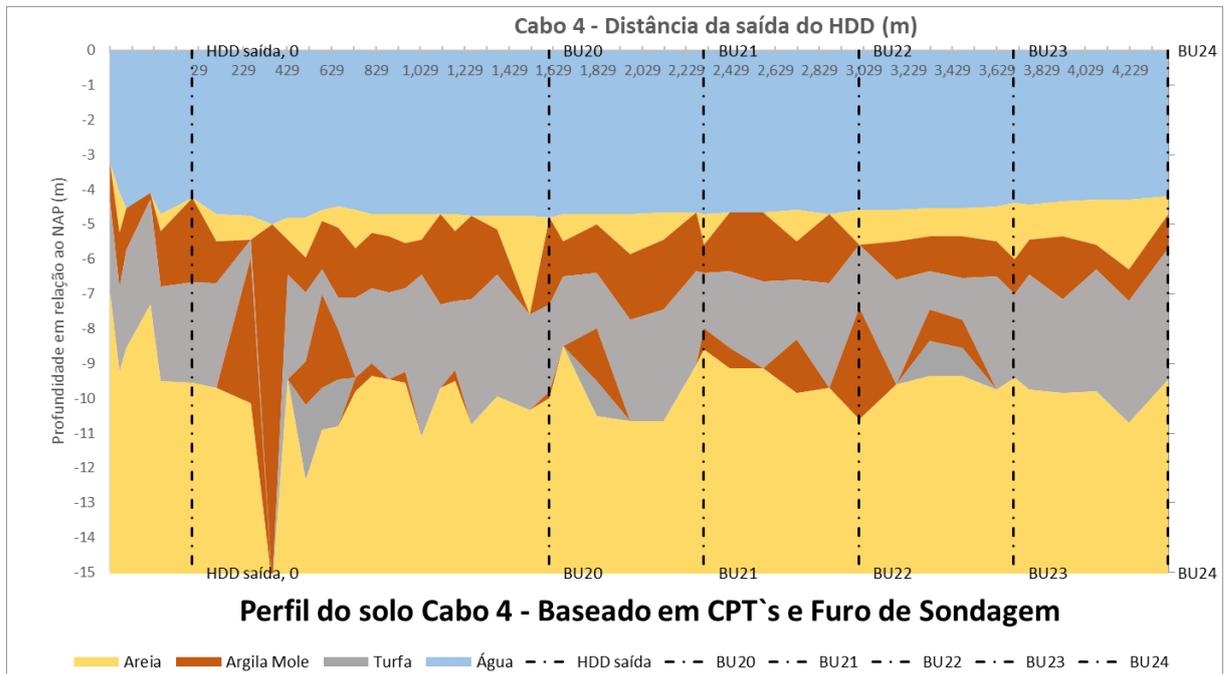


Figura 3-6 - Perfil do solo cabo 4

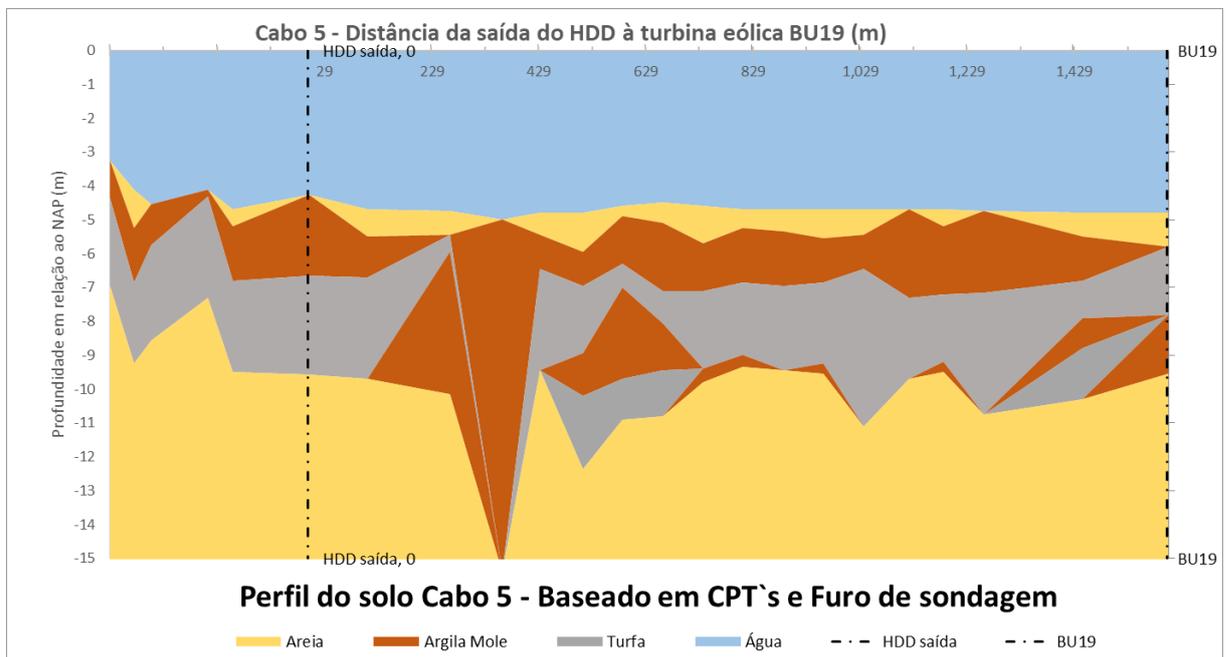


Figura 3-7 - Perfil do solo cabo 5 – subestação à turbina BU19

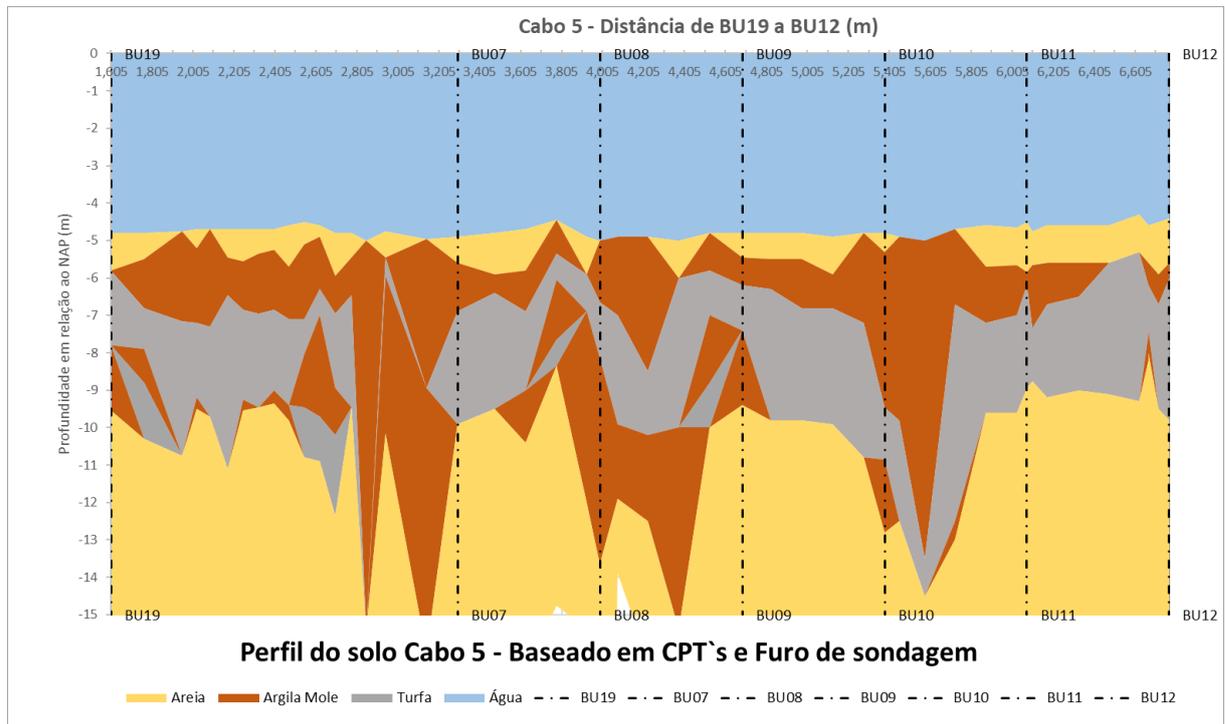


Figura 3-8 - Perfil do solo cabo 5 - BU19 a BU12

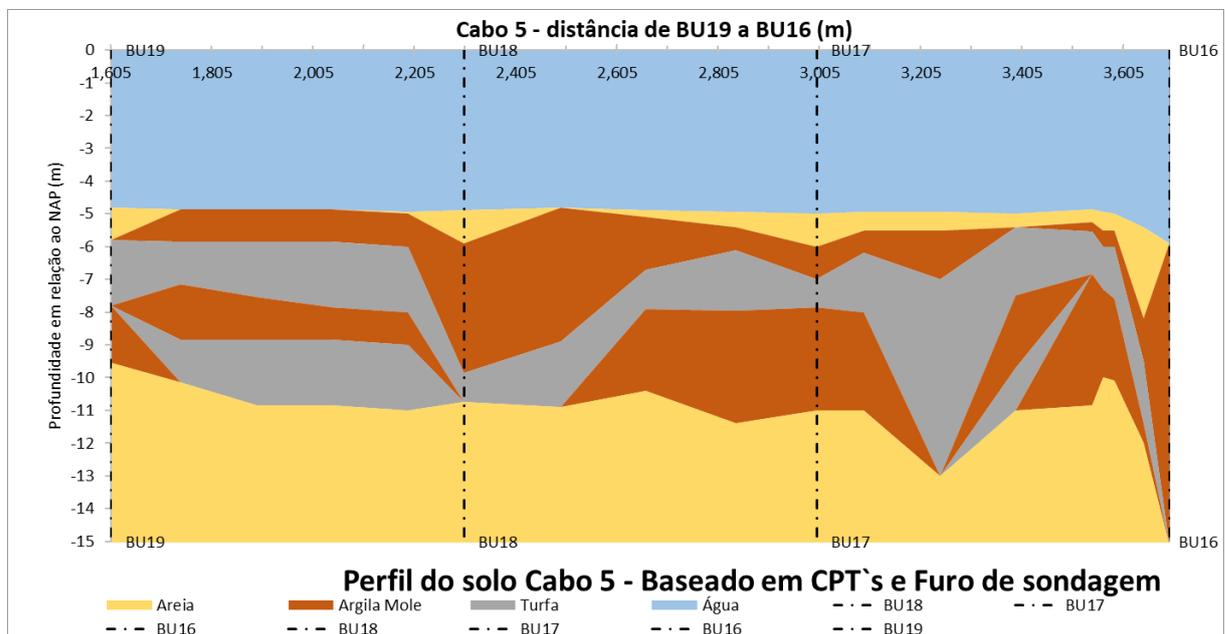


Figura 3-9 - Perfil do solo cabo 5 - BU19 a BU16

Apesar dos materiais não serem homogêneos, optou-se por representar o solo pelos comportamentos predominantes. Conforme será demonstrado posteriormente, a argila encontrada na região em sua maioria, analisada à luz dos ensaios laboratoriais, é considerada mole. A turfa, apresenta elevada quantidade de matéria orgânica em decomposição, cheiros e

cores característicos, e a areia apresenta comportamento drenado e granulometria específica na faixa das areias. Foram, portanto, representados materiais em apenas 3 diferentes tipos, Argila mole, turfa e areia.

Percebe-se a presença consistente de material fino compressível (argila mole e turfa) até a profundidade aproximada de -10 m NAP. Material arenoso apresenta-se em uma fina camada superficial e principalmente abaixo da camada de material compressível.

### **3.2 Ensaios laboratoriais e parâmetros**

Os dados dos ensaios de laboratório e das sondagens de campo foram compilados e algumas considerações merecem destaque. Em termos de profundidade, camadas de argila mole e turfa se sobrepõem, sendo impossível determinar um valor fixo de profundidade para cada material em toda a área. Alguns bolsões de matéria orgânica aparecem em algumas sondagens e desaparecem em sondagens seguintes. Entretanto, a camada que compreende solos moles (argila mole e turfas) é consistente durante toda as rotas dos cabos, como foi demonstrado anteriormente.

Conforme citado anteriormente, a partir do material coletado nos furos de sondagem foram selecionadas 325 amostras para análises laboratoriais. A todas foram realizados testes de Peso específico úmido, Peso específico saturado, Peso específico seco, Teor de umidade, Porosidade, e índice de vazios.

Em 218 amostras de argila e argila orgânica foram realizados ensaios triaxiais do tipo CIU e CID, e foram encontrados valores de coesão não drenada ( $S_u$ ) e, em 23 amostras, obtidos valores de deformação a 50 % da força de ruptura e o respectivo Módulo de Young (E50).

Foi realizada uma compilação dos resultados das análises laboratoriais a partir dos relatórios fornecidos pela contratada, separando os materiais nos 3 tipos de solo (Turfa, argila mole e areia) demonstrados no item 3.1.

Para as análises estatísticas, as 3 amostras que apresentaram os maiores valores de resistência não drenada e as 3 que apresentaram menores valores de resistência não drenada foram descartadas. Isso foi necessário porque em algumas amostras, principalmente na turfa, traços de tocos e raízes foram encontrados e poderiam afetar a confiabilidade da amostragem.

A Tabela 3-3 mostra a compilação dos dados, demonstrando valores mínimos, máximos e médios e algumas análises estatísticas como desvio padrão de cada parâmetro, e o valor referente ao percentil de 5 % das amostras (valor em que apenas 5 % dos resultados amostrados é inferior) e 95 % das amostras (valor em que 95 % das amostras apresenta valor inferior).

Destacados em vermelho os valores de parâmetros de deformabilidade encontrados para areias. Percebe-se que a areia apresenta deformação inferior e módulo de Young superior aos solos finos, como era de se esperar, e preferencialmente deve ser o solo no qual devem se assentar os cabos.

Tabela 3-3 – Compilação dos resultados de análises laboratoriais

Tipo de solo	Estatística	Profundidade para NAP (m)	Peso específico natural ( $\gamma$ ) KN/m <sup>3</sup>	Peso Específico Saturado ( $\gamma$ ) KN/m <sup>3</sup>	Peso específico Seco ( $\gamma$ ) KN/m <sup>3</sup>	Teor de umidade w (%)	Porosidade n (%)	Índice de Vazios e	Grau de Saturação S (%)	$\epsilon_{50}$ (%)	E50 (Mpa)	Percentil (25%) Su (kPa)	Percentil (95%) Su (kPa)
Argila Mole	Min	-15.6	9.4	14.2	1.4	0.3	22.7	0.3	3.1	0.3	2.7		
	Max	-5.7	20.2	22.3	20.1	577.5	72.9	2.7	99.4	1.1	15.7		
	Média	-8.7	13.8	16.1	7.3	107.5	61.0	1.7	90.3	0.6	6.8	15.9	37.7
	Desvio Pac	1.7	1.3	1.1	2.0	38.6	7.0	0.4	5.4	0.3	3.6		
Areia	Min	-32.3	9.5	15.1	2.4	12.7	28.8	0.4	42.4	0.2	9.6		
	Max	-5.2	21.2	21.3	18.5	292.6	67.2	2.1	96.5	1.2	74.2		
	Média	-14.7	18.2	19.1	14.6	31.2	42.4	0.8	83.5	0.4	41.5		
	Desvio Pac	5.8	1.6	1.2	2.3	18.0	7.2	0.3	7.3	0.2	13.5		
Turfa	Min	-14.0	8.3	14.9	1.3	23.8	41.7	0.7	84.5	0.8	2.8		
	Max	-5.7	18.8	19.2	15.1	613.1	68.8	2.2	93.3	1.0	3.9		
	Média	-8.6	11.2	16.7	3.8	275.1	57.1	1.4	88.7	0.9	3.3	18.8	47.0
	Desvio Pac	1.4	1.4	1.2	1.9	123.9	7.6	0.4	2.1	0.1	0.4		

Destacado também está a média de valores encontrados para cada parâmetro em cada tipo de solo. Para valores de Peso específico úmido, Peso específico seco, teor de umidade, porosidade, índice de vazios, grau de saturação e parâmetros de deformabilidade, a média será utilizada como base para análises posteriores.

### 3.2.1 Discussão dos resultados das análises laboratoriais

Foram realizadas análises em materiais saturados e não saturados, de amostras retiradas em sondagens executadas e locadas conforme a Figura 2-1. Alguns valores, entretanto, fogem ao expectável para os materiais de interesse.

Dentre os materiais de interesse, a argila mole é o que apresentou maior volatilidade entre valores máximo e mínimo de peso específico seco. Trata-se de um material extremamente heterogêneo, apresentando em algumas localidades granulometria com significativa percentual arenoso e até cascalho. Os vazios do percentual arenoso são preenchidos por solo fino e água, apresentando, portanto, maiores valores de peso específico seco em algumas poucas regiões.

Como algumas amostras foram retiradas da região de praia, algumas amostras de argila e de turfa apresentam baixo grau de saturação. Por se tratar apenas de poucas amostras não saturadas, são pouco relevantes no cálculo de médias, inclusive percebendo-se que o grau de saturação médio das argilas moles é maior que 90%.

É interessante notar o comportamento dos valores de teor de umidade (w) para os materiais. Apesar das poucas amostras não saturadas, a maioria das amostras apresenta elevado teor de umidade, sendo que a turfa tem uma capacidade impressionante de reter água em seu interior, apresentando um teor de umidade médio de 275,1%. Isso significa dizer que o volume de água presente no material, em média, é 2,75 vezes o volume de sólidos.

Os valores dos parâmetros encontrados para a turfa estão em consonância com testes em outras argilas orgânicas, conforme Dhowian e Edil (1980).

Há baixa correlação de parâmetros de peso específico conforme as profundidades. Entretanto, percebe-se visível diferenciação entre o peso específico natural de cada um dos materiais, conforme pode ser observado na Figura 3-10.

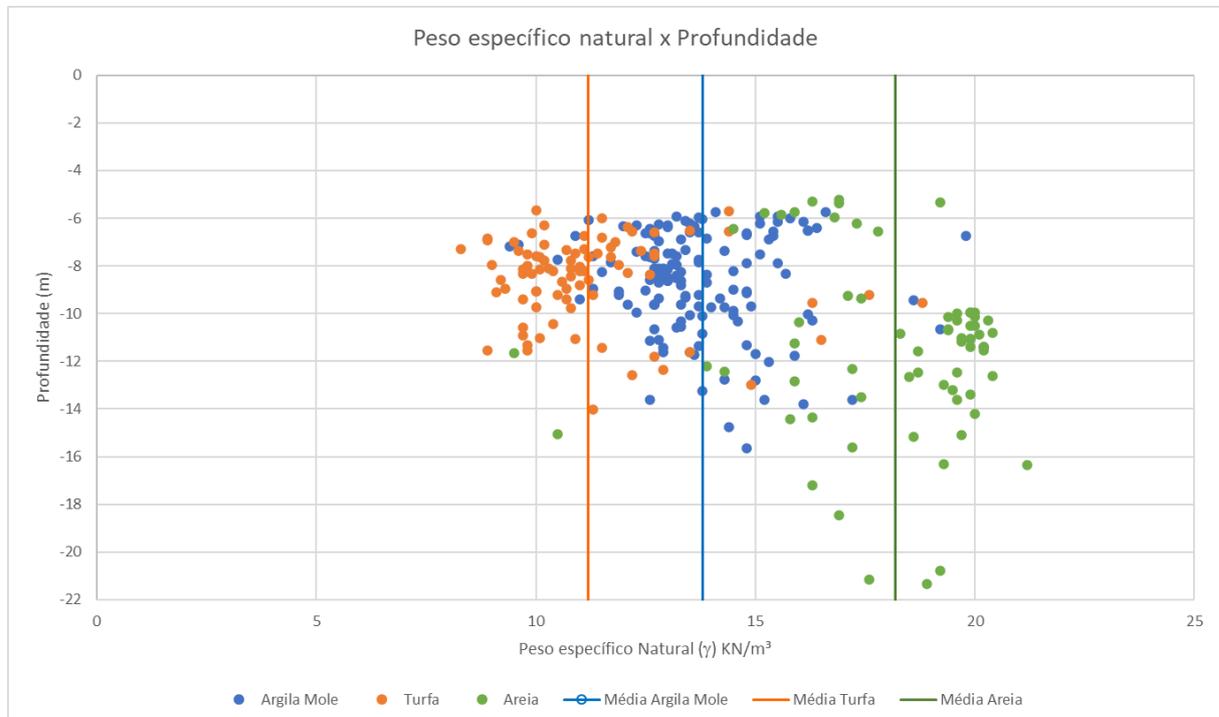


Figura 3-10 - Parametrização - Relação  $\gamma$  (KN/m<sup>3</sup>) x Profundidade (m)

Para valores relativos à resistência não drenada, seguindo os valores de comparação das Tabela 2-2 e Tabela 2-4, os solos finos são classificáveis como solos moles, estando mais de 95 % dos ensaios executados em argila abaixo de 40 kPa de resistência não drenada e cerca de 90 % dos ensaios realizados na turfa abaixo deste valor. A turfa apresentou parâmetros de resistência superiores ao da argila. O suposto motivo para isto é que a matéria orgânica presente na turfa ainda não está completamente decomposta, então alguns traços de raízes e tocos podem interferir a favor da resistência do material.

As propriedades geotécnicas de solos orgânicos dependem de uma série de fatores, tais como, quantidade de matéria orgânica presente no solo, tipo de matéria orgânica, grau de decomposição da matéria orgânica e índice de vazios. O tipo de matéria orgânica e o grau de decomposição são dois fatores críticos que afetam a resistência, permeabilidade e compressibilidade do solo. Uma estrutura mais fibrosa e com menor grau de decomposição geralmente leva a maiores permeabilidades e compressibilidade. A resistência do solo orgânico é reduzida com a presença de matéria orgânica, entretanto, se existir estrutura fibrosa, pode ocasionar em aumento de resistência e alguma resistência a tração também pode ser expectável (Huang et al., 2009).

Em campo, entretanto, o estado fibroso no qual a matéria orgânica é encontrada pode não ter o mesmo impacto de aumento de resistência não drenada de testes laboratoriais. Para comparar

os resultados de resistência do solo em campo e em laboratório, testes de carga em campo tornar-se-iam necessários.

É comum, quando se parametriza o solo através de análises laboratoriais e de campo, a apresentação de parâmetros não drenados em relação à profundidade (ou tensão efetiva) na qual o solo se encontra. Para buscar relação entre os parâmetros encontrados e a profundidade, todos os resultados dos ensaios de resistência não drenada em argilas moles e turfas foram plotados em um gráfico em função da profundidade na qual a amostra foi retirada (a partir do NAP). Os dados de coesão não drenada também foram comparados aos de tensão vertical efetiva, calculados através dos pesos específicos médios dos materiais.

Buscou-se, através de regressão linear, traçar uma curva que se ajustasse para os pontos de cada um dos solos ensaiados. O ajuste desta curva é analisado pelo coeficiente de determinação  $R^2$ , que varia de 0 a 1 sendo o valor de 0 indicativo de que o ajuste não correlaciona de forma alguma os resultados e o valor 1 indicativo de que há ajuste perfeito entre a curva e os resultados.  $R^2$  é calculado como 1 menos a razão da soma dos quadrados dos erros para a soma total dos quadrados (que é a variação total no modelo).

Não foi possível, de acordo com os resultados encontrados e conforme pode ser visto nas Figura 3-11 e Figura 3-12, identificar relação direta entre a profundidade e o parâmetro  $S_u$  em nenhum dos dois materiais.

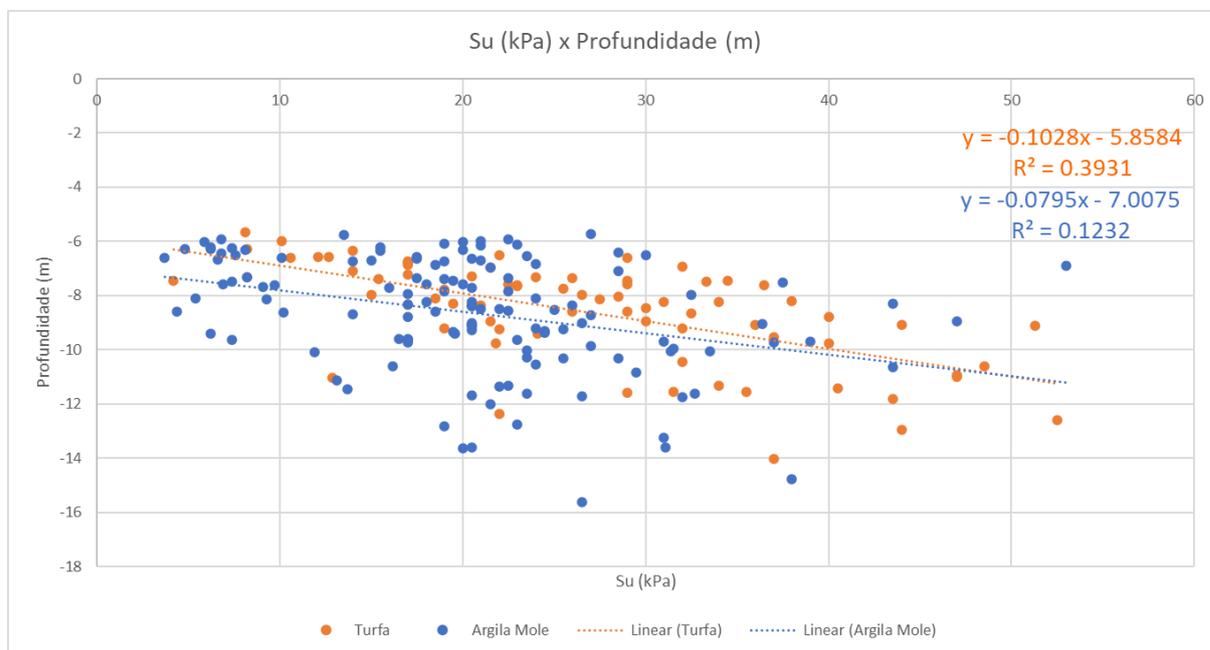


Figura 3-11 - Parametrização - Relação  $S_u$  (kPa) x Profundidade (m)

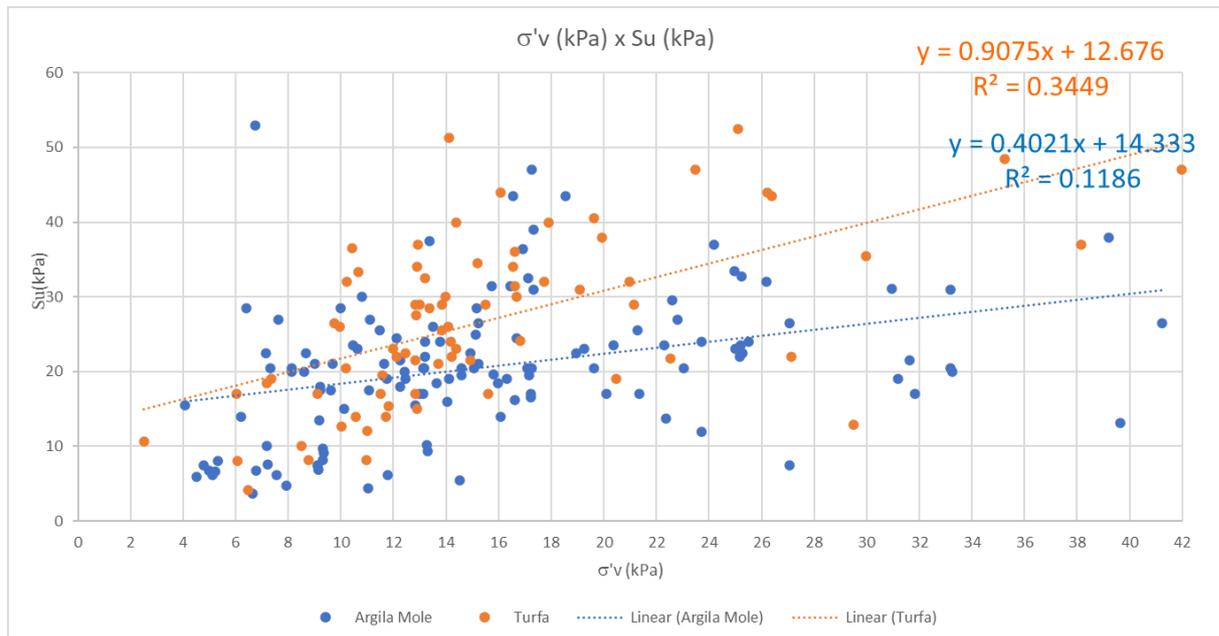


Figura 3-12- Parametrização - Tensão vertical  $\sigma'_v$  (kPa) x Relação  $S_u$  (kPa)

A baixa correlação encontrada pode ter diversos motivos. O mais plausível deles sendo que, para ambos os materiais, existe uma heterogeneidade muito grande relativa à presença de um material tão complexo como a matéria orgânica, fazendo deste o fator mais relevante para a resistência não drenada do material e não o seu estado de solicitações.

Como consequência da baixa correlação encontrada têm-se a necessidade de adotar parâmetros mais conservadores para as posteriores análises geotécnicas, sendo que valores médios neste caso, não são representativos de amostras tão variadas.

Em curvas de ajuste linear, do tipo “ $y = ax + b$ ”, a constante “a” define o ângulo da curva com o eixo x. Conforme pôde ser observado na Figura 3-12, apesar da deficiência do ajuste, os valores de “a” encontrados no ajuste linear são pequenos. Isso significa que, especialmente para a faixa de baixas profundidades e baixas tensões efetivas verticais deste estudo, assumir valores fixos de resistência não drenada para cada um dos materiais apresentará pequenos erros nas análises geotécnicas.

A faixa de interesse do estudo são principalmente os materiais até 3 metros abaixo do leito marinho, ou seja, submetidos a uma faixa de tensões verticais efetivas de até 17 kPa. Filtrando-se os valores desta faixa, conforme pode ser observado na Figura 3-13, a argila mole apresenta valores de resistência não drenada entre 3,7 e 53 kPa na faixa de profundidades de interesse, sendo o segundo maior valor, 37,5 kPa. A turfa, por sua vez, apresenta valores de resistência não drenada entre 4,2 e 36,5 kPa.

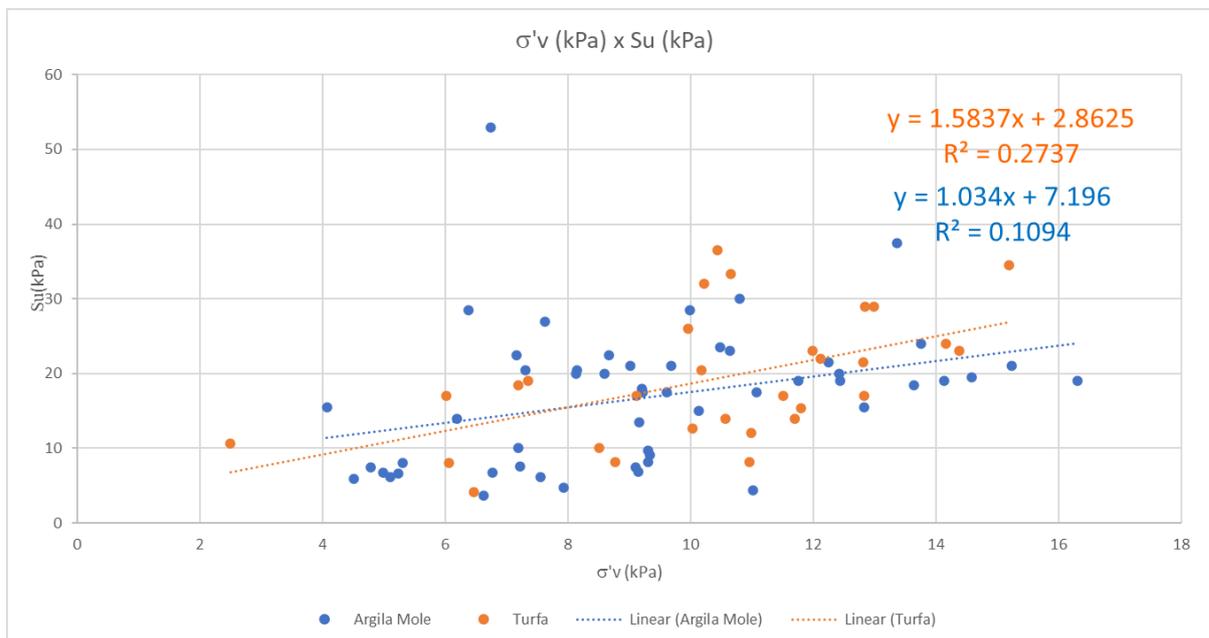


Figura 3-13 - Parametrização - Tensão vertical  $\sigma'_v$  (kPa) x Relação  $S_u$  (kPa)  
 – Filtro para distâncias de 0 a 3 metros abaixo do solo marinho

Foi constatado que, pela heterogeneidade dos materiais finos, fazer uso de parâmetros estabelecidos através da média dos resultados de resistência não drenada também seria muito arrojado. Entretanto, utilizar os valores no percentil de 5 % seria extremamente conservador. Ao analisar a curva de distribuição normal, apresentada na Figura 3-14, e os parâmetros calculados através da regressão linear das curvas apresentadas na Figura 3-12 e os valores encontrados na bibliografia e apresentados tanto no item 2.1 (especialmente nas Tabela 2-5 e Tabela 2-6) opta-se pela utilização de valores no percentil 25 %, pois estes valores apresentam satisfatória segurança frente ao espectro analisado.

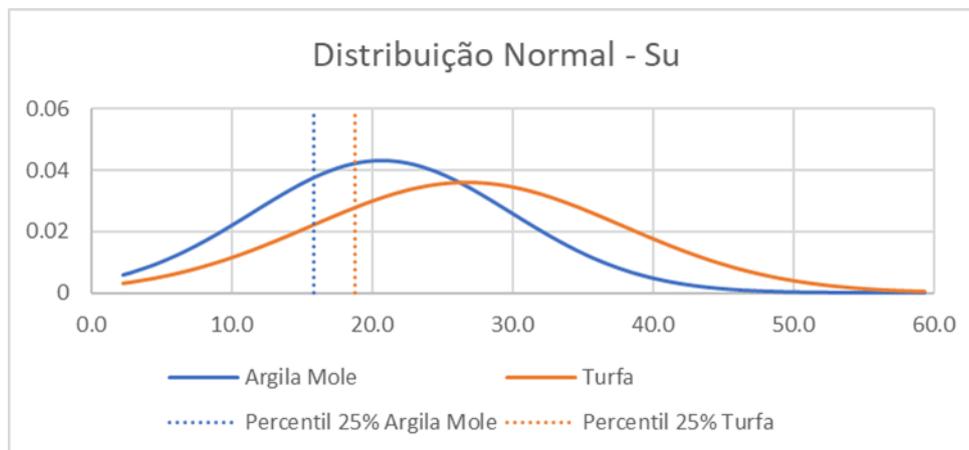


Figura 3-14 - Distribuição Normal Valores Su - Argila Mole e Turfa

Considerando que a areia local, especialmente a areia superficial, é encontrada solta, o parâmetro de ângulo de atrito a ser utilizado nas análises será o de 30°, conforme expresso na Tabela 2-2. Em síntese, os parâmetros de entrada das análises a serem apresentadas a seguir são conforme Tabela 3-4 a seguir:

Tabela 3-4 - Parâmetros de entrada para análises computacionais

Tipo de solo	Peso específico natural ( $\gamma$ ) KN/m <sup>3</sup>	Gravidade Específica	Peso Específico Saturado ( $\gamma_{sat}$ ) KN/m <sup>3</sup>	Peso específico Seco ( $\gamma_d$ ) KN/m <sup>3</sup>	Teor de umidade w (%)	Porosidade n (%)	Índice de Vazios e	Grau de Saturação S (%)	$\epsilon_{50}$ (%)	E50 (Mpa)	Percentil (25%) Su (kPa)	Ângulo de atrito (°)	Permeabilidade Ks (m/s)
Argila Mole	13.8	1.4	16.1	7.3	107.5	61.0	1.7	90.3	0.6	6.8	15.9		1.00E-07
Areia	18.2	1.9	19.1	14.6	31.2	42.4	0.8	83.5	0.4	41.5		30	1.00E-04
Turfa	11.2	1.1	16.7	3.8	275.1	57.1	1.4	88.7	0.9	3.3	18.8		1,74E-6

Alguns dos parâmetros apresentados carecem discussão. Em apenas 7 amostras de turfa foram analisados valores de índice de vazios, porosidade, peso específico saturado e grau de saturação. Apesar da amostragem total ser extensa, a baixa quantidade aferida destes parâmetros em turfas resulta em baixa qualidade no resultado e, portanto, discrepância na parametrização. Entretanto, o resultado de teor de umidade, aferidos nas 84 amostras de turfas, indicam claramente um solo altamente poroso, com tendência a um valor bastante superior no índice de vazios do que o indicado na Tabela 3-4.

Outro indicador de que há uma tendência de a turfa possuir um valor mais de índice de vazios é o peso específico seco do material. O indicador é resultado do cálculo entre o peso apenas dos sólidos dividido pelo volume total da amostra. O peso específico seco também permite uma clara distinção entre as turfas e as argilas moles, que, apesar de possuírem um alto valor de índice de vazios ainda apresenta peso específico seco superior às turfas.

Os parâmetros de caracterização que apresentaram maior amostragem, conseqüentemente maior confiança na informação, e que permitem uma melhor distinção, portanto, entre as argilas moles e as turfás são o peso específico natural e o peso específico seco.

## 4 Análises de estabilidade do estudo de caso

Para o avanço do projeto, algumas análises de estabilidade se fizeram necessárias, tais como estabilidade do talude de praia, estabilidade do cabo sobre o solo e estabilidade de colchões de concreto sobre o solo. Os resultados de cada uma destas análises serão discutidos neste tópico.

Todos os parâmetros utilizados nas análises apresentadas são resultados das análises apresentadas no item 3.2.1 ou resultados da fundamentação teórica apresentada na seção 2.1.

### 4.1 Taludes de praia

Conforme pôde ser observado pelos perfis estratigráficos dos cabos, em algumas localidades não há camada de areia recobrindo as camadas de solos finos. Este é o caso da área próxima à subestação offshore, ponto final da trincheira a ser aberta.

A análise de estabilidade dos taludes de praia, portanto, considerará a estratigrafia definida pelas sondagens realizadas no local da subestação (DKM-150 e BU150) para modelagem das condições de contorno. As espessuras das camadas, segundo a análise explicada no item 3.1, é conforme:

- Argila mole – leito a -2,85 m;
- Turfa – -2,85 a -5,75 m;
- Areia - -5,75 a -20 m.

Inicialmente, será aplicada a geometria 3:1 do talude lateral, indicando que para cada metro de profundidade, o talude se desenvolve três metros horizontalmente. A profundidade da trincheira necessária, conforme indicação do empreendedor, é de 2 metros, portanto, para a geometria inicial, o talude se desenvolverá em 6 m de comprimento.

A análise demonstrada pelas figuras a seguir considerará 3 momentos para análise do transiente hidráulico. Aplica-se a análise de estabilidade global em curvas de ruptura circulares para cada uma das etapas. Como trata-se de trincheira provisória de baixo risco, fatores de segurança acima de 2 são considerados satisfatórios. O fator de segurança mais crítico dentre os métodos de Bishop-Simplificado, Spencer e Morgenstern-Price será apresentado nas Figura 4-1, Figura 4-2 e Figura 4-3. Na coluna “Strength Type” é informado o tipo de metodologia que os parâmetros de resistência do solo são introduzidos no modelo. Neste caso, para a areia foram introduzidos parâmetros “Mohr-Coulomb” (coesão e ângulo de atrito) e para a argila mole e turfa foram introduzidos parâmetros não-drenados (“Undrained”), a coesão não drenada.

No primeiro momento considera-se a linha freática no nível do fundo da trincheira aberta. Esta análise representa a situação de maré baixa, na qual a linha freática encontra-se na cota de fundo da trincheira, e está apresentada na Figura 4-1. O fator de segurança global de 3,4 encontrado é satisfatório e permite o prosseguimento das análises de estabilidade do talude.

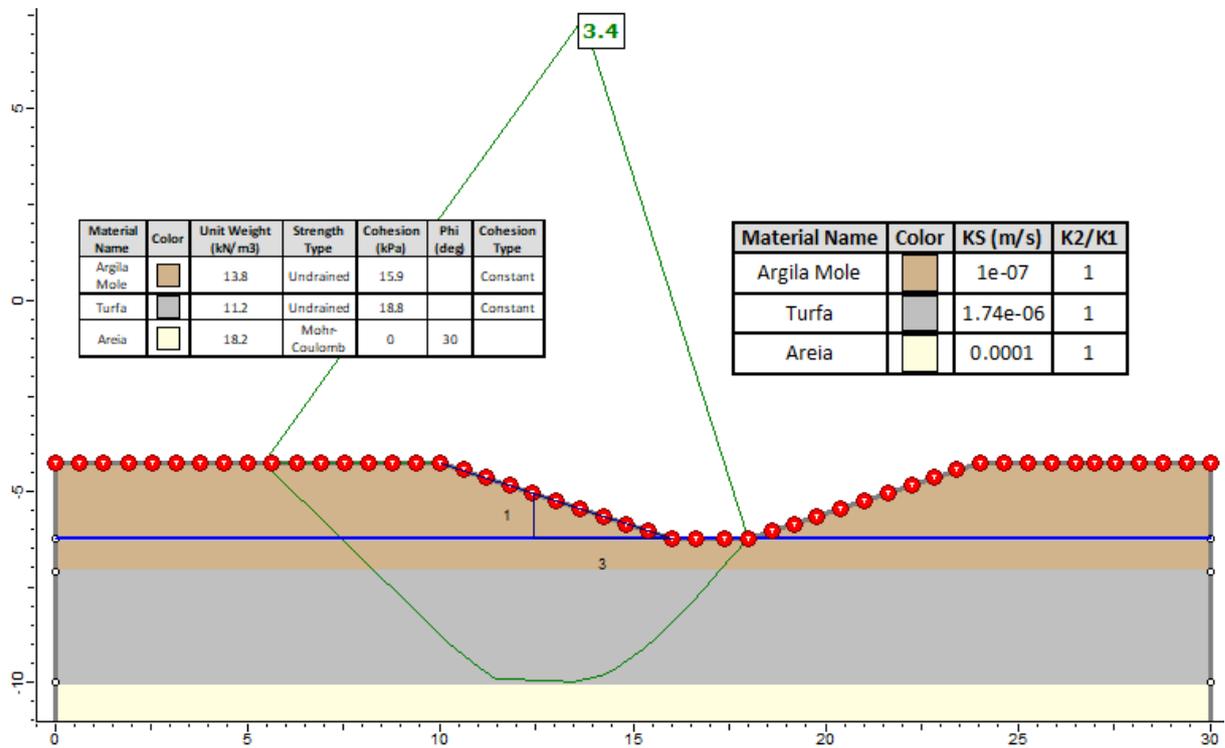


Figura 4-1 - Estabilidade Talude - Condição freática no pé do talude

O segundo momento é de enchimento rápido (considerado íterim de 1 h). Este momento representa a subida da maré sem o efetivo tempo necessário para a freática estabilizar dentro do material fino de baixa permeabilidade e está representado na Figura 4-2. Esta análise apresenta alto teor de segurança pois o próprio peso da água atua como estabilizador deste talude. Percebe-se que, pelo enchimento modelado ter ocorrido em 1 h, a freática no interior da argila mole não teve tempo de estabilizar no mesmo gradiente hidráulico da água no interior da trincheira.

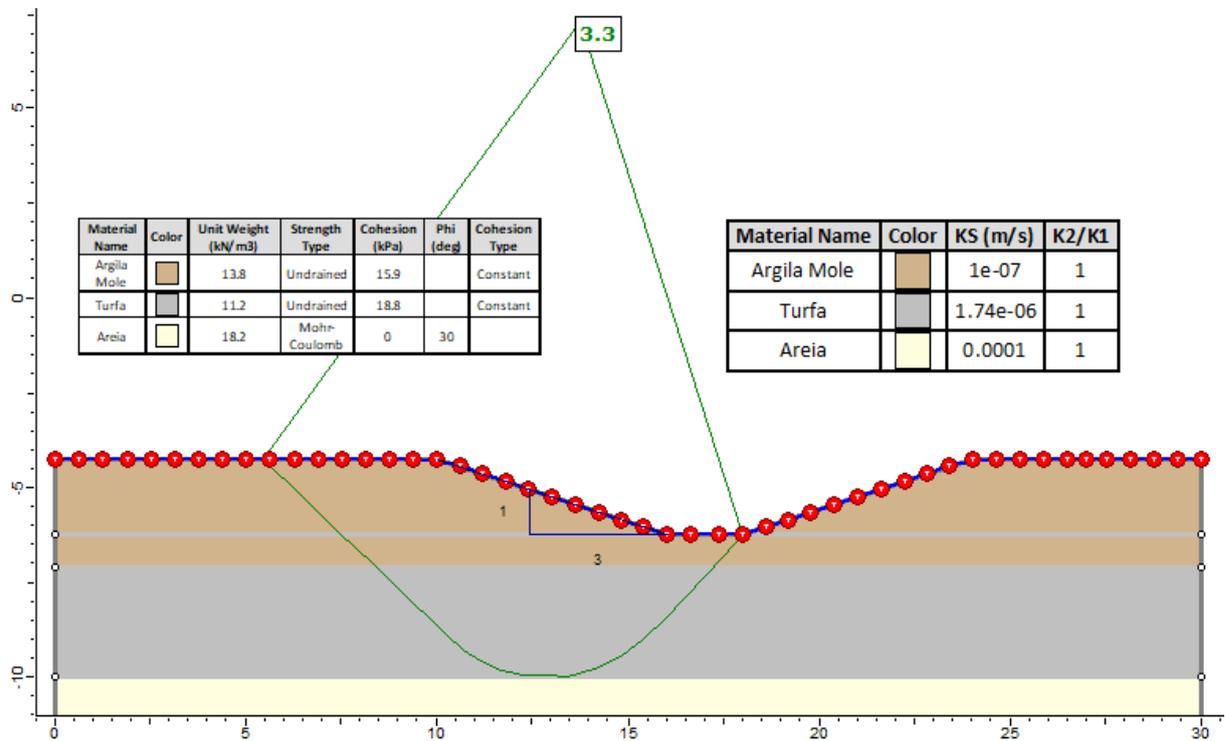


Figura 4-2 - Estabilidade Talude – Condição de enchimento rápido

O último momento considera que, após a maré subir e a freática se estabilizar à superfície do solo argiloso, há um esvaziamento rápido da trincheira (também decorridos em 1 h). Esta análise está representada na Figura 4-3 e é a mais crítica dentre as 3 análises de estabilidade. No esvaziamento rápido, a argila mole mantém-se saturada, mas o peso da água no interior da trincheira é retirado e, com isso o fator de segurança cai para 3,3. Ainda assim, é um fator de segurança confortável tratando-se de estrutura de uso provisório.

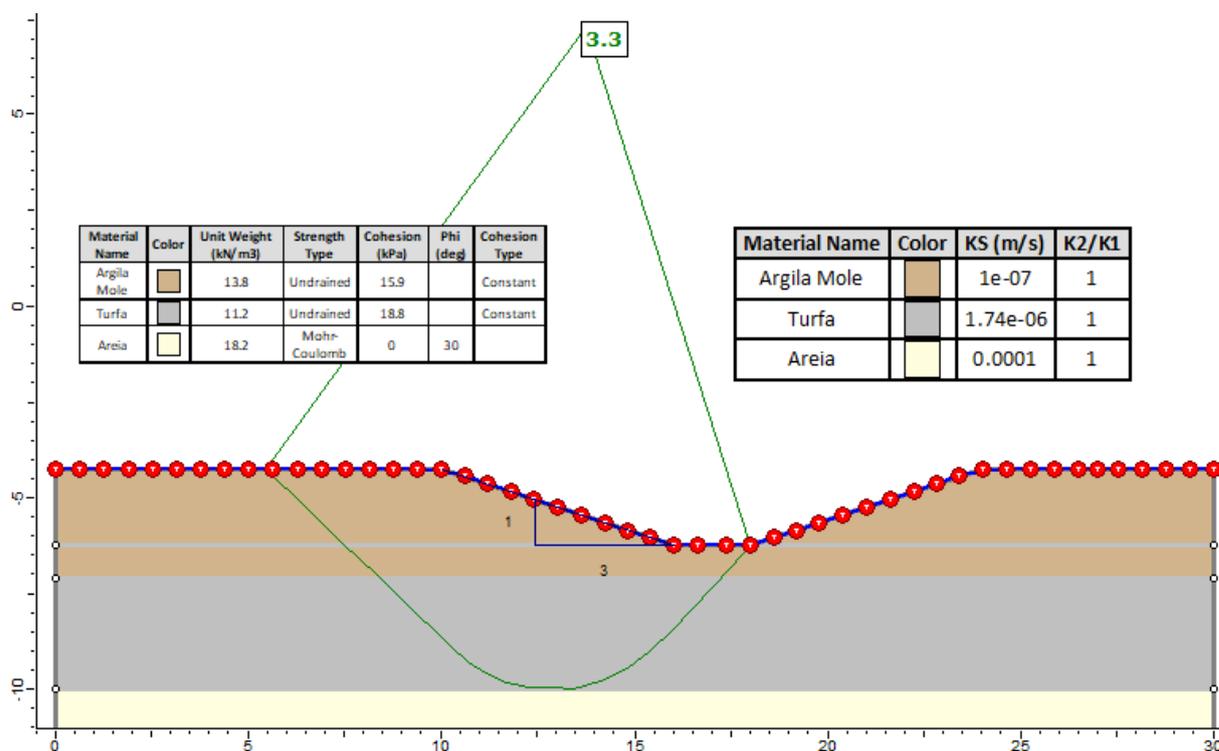


Figura 4-3 - Estabilidade de Talude – Condição de esvaziamento rápido

Percebeu-se, portanto, que, em relação à estabilidade global dos taludes de trincheira, a geometria 3:1 atende aos requisitos de segurança contra rupturas globais.

#### 4.2 Estabilidade dos cabos sobre solo

Busca-se, através desta análise, verificar se enterrar e assentar os cabos sobre argila mole ou areia é estável, ou seja, o solo é capaz de absorver a carga dos cabos sem grandes recalques. Para tal análise, é necessário conhecer as características dos cabos a serem instalados. A empresa TKF, apresentou os parâmetros estimados dos cabos, que são comparados aos parâmetros do solo na Tabela 4-1.

Tabela 4-1 - Parâmetros físicos dos cabos em comparação aos do solo

Tipo de cabo / solo	Diâmetro externo cabo (m)	Peso específico ( $\gamma$ ) KN/m <sup>3</sup>	Densidade Relativa
TKF 36kV Al 3x400 mm <sup>2</sup>	0,133	17.6	1.8
TKF 36kV Cu 3x800 mm <sup>2</sup>	0,160	25.5	2.6
Argila mole		13.8	1.4
Turfa		11.2	1.1
Areia		18.2	1.9

Como o cabo de 3 núcleos de 800 mm<sup>2</sup> em cobre (TKF 36 KV Cu 3x800 mm<sup>2</sup>) é o mais pesado as análises demonstradas serão considerando-o. A análise de estabilidade foca no cabo assentado sobre a argila mole pois, caso seja considerado estável, o cabo instalado sobre areia também o será.

Uma consideração importante do modelo analisado é que ao proceder com os trabalhos de corte, enterramento e recolocação do solo no leito marinho, o solo não será perturbado. Esta condição não é realista, mas, como é difícil prever o distúrbio nas condições do solo, a aproximação se faz necessária.

No momento de enterramento dos cabos, espera-se que não haja nenhum assentamento do cabo. Isto se deve pelo efeito da geração de um excesso de poropressão no momento em que o solo é carregado pelo peso do cabo, conforme pode ser visto na Figura 4-4. Os solos finos das camadas superiores são drenados no fundo pela camada arenosa.

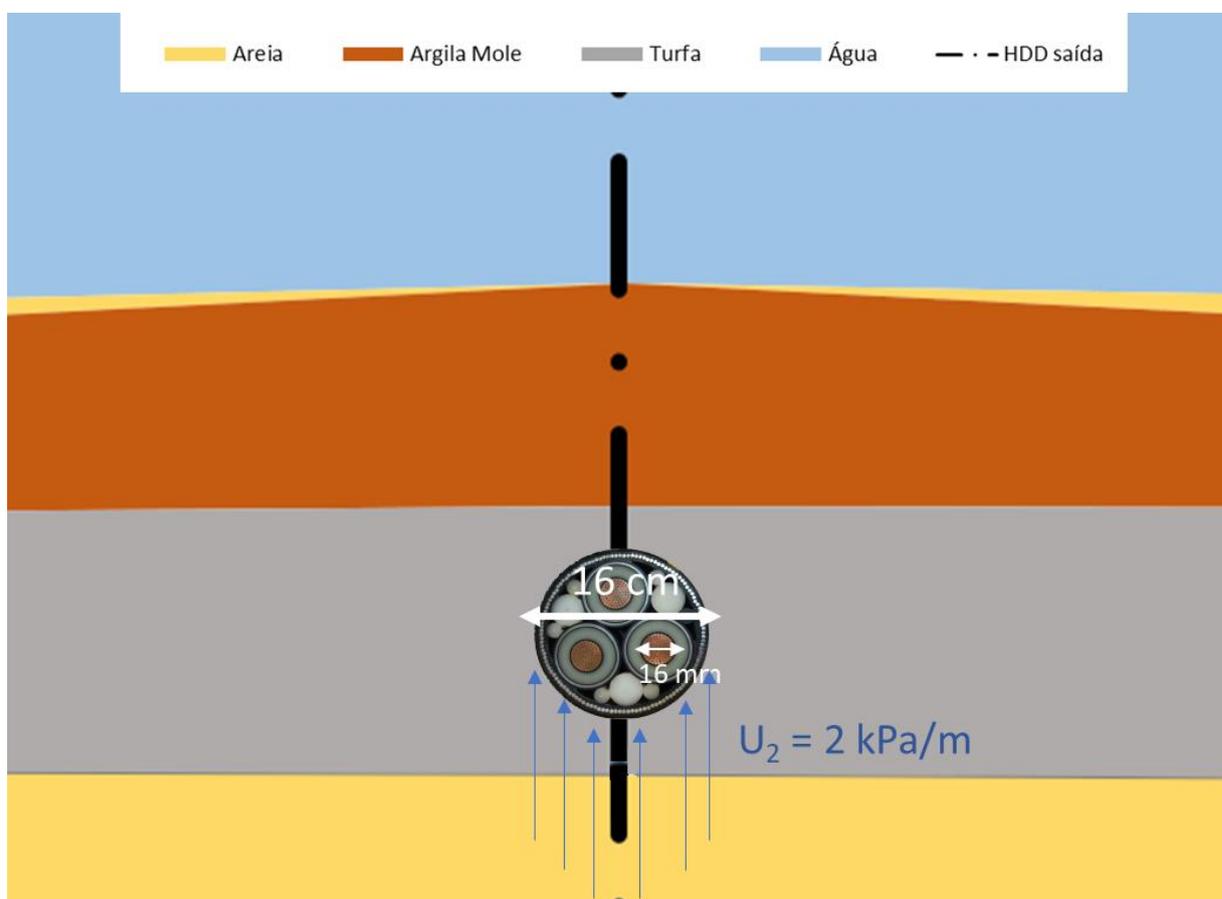


Figura 4-4 - Estabilidade dos cabos – geração de excesso de poropressão – desenho representativo fora de escala

Após a dissipação do excesso de poropressão, o assentamento encontrado nesta análise foi negligenciável, na ordem de milímetros, mesmo se verificado após o tempo de vida do

empreendimento, de 30 anos. A análise computacional dos assentamentos finais está demonstrada na Figura 4-5.

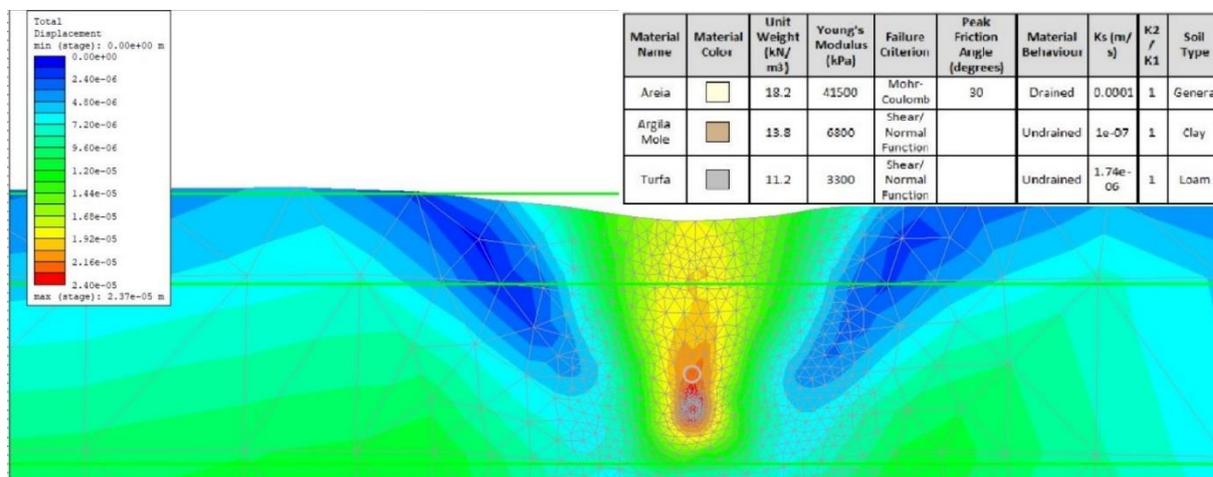


Figura 4-5 - Estabilidade dos cabos - Assentamento do solo no tempo de vida do empreendimento

Verifica-se, portanto, que assentar os cabos na argila mole, em critérios puramente geotécnicos é estável. Os assentamentos são muito pequenos e, a partir do momento que o solo se assenta e adensa, há uma tendência de elevação da sua resistência.

### 4.3 Estabilidade de colchões de concreto

Colchões de concreto têm a função de separação física e entre duas estruturas que se cruzam no solo marinho. Esta separação se faz necessária para criação de uma barreira física de proteção da estrutura inferior, pois o equipamento de enterramento poderia se prender à estrutura inferior e danificá-la e ainda para isolar as duas estruturas de forma que o calor gerado por uma não interfira na temperatura no entorno da outra estrutura.

A proteção das estruturas de cruzamentos entre diferentes empreendimentos offshore causa transtornos pois é necessário muito diálogo para que seja viabilizada uma solução adequada e que atenda os interesses das diferentes partes. No caso deste projeto, como os cruzamentos são entre cabos do mesmo empreendimento, a solução de proteção proposta leva em conta apenas fatores de segurança da estrutura e isolamento térmico.

Entretanto, faz-se necessário a verificação da capacidade de suporte do solo para as cargas induzidas pela colocação dos colchões de concreto. Segundo especificações da SPS (Subsea Protection Systems), empresa especializada em estruturas de proteção de infraestrutura marinha, colchões de concreto apresentam a densidade de 2400 kg/m<sup>3</sup> e dimensões padrão de 6 x 3 x 0,3 m (Profundidade x Largura x Altura).

Para a modelagem bidimensional, portanto, será considerado o colchão de concreto como uma carga aplicada de forma distribuída, no valor de 7.2 KN/m<sup>2</sup> ao longo de 6 m. A Figura 4-6 apresenta o resultado de deformação desde solo para as cargas aplicadas considerando os

parâmetros pré-definidos e o íterim de 30 anos da vida útil do empreendimento. Nesta análise bidimensional percebe-se que as deformações máximas do solo considerando os parâmetros definidos é na ordem de centímetros, mesmo considerando assentamentos no final do tempo de vida do empreendimento.

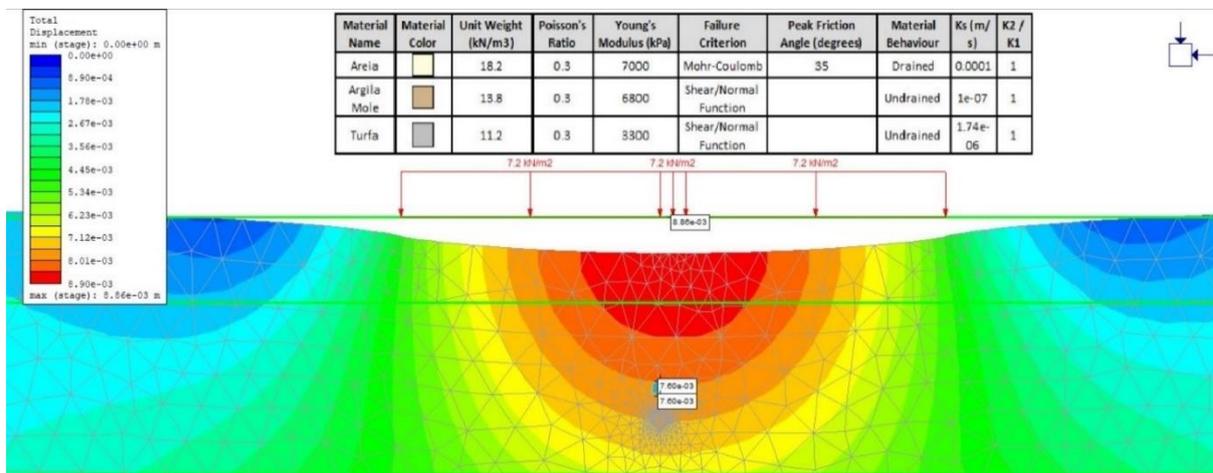


Figura 4-6 - Estabilidade colchão de concreto - Assentamentos com parâmetros pré-definidos

A turfa e a argila mole de um dos locais de cruzamento, entretanto, apresentou os piores resultados de deformação e deformabilidade dentre as amostras ensaiadas. Uma das amostras de turfa do local apresentou módulo de Young a 50 % da tensão de ruptura ( $E_{50}$ ) de 0,1 MPa enquanto a amostra de argila mole apresentou 0,3 MPa. Uma análise extra foi realizada alterando os parâmetros de deformabilidade dos materiais para estes valores ensaiados a fim de compreender o efeito desse bolsão de solo mole. Esta análise, apresentada na Figura 4-7, demonstra que as deformações aumentam para a ordem de dezenas de centímetros.

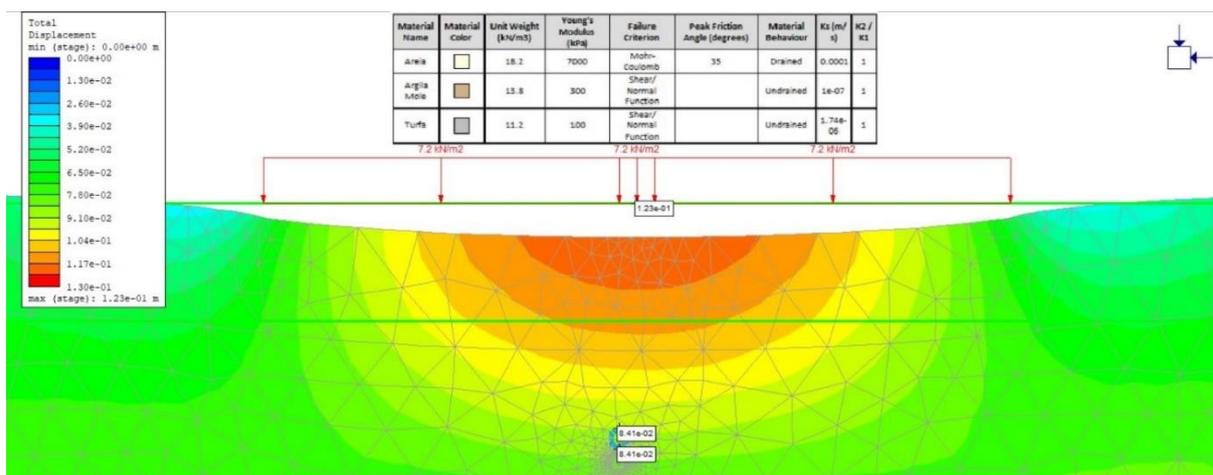


Figura 4-7 - Estabilidade colchão de concreto - Assentamentos a partir de parâmetros encontrados no local

Deformações desta magnitude poderiam causar impactos negativos nos cabos pois a transmissão dessa carga gera tensionamento nos cabos e estes não são dimensionados para tais solicitações. Como o bolsão de solo mole é concentrado na região de cruzamento, outras soluções para proteção devem ser postas em prática como, por exemplo, a substituição do material local por um material arenoso. Estas soluções e suas aplicações práticas não serão discutidas neste estudo, sendo necessário um estudo ulterior, específico para o assunto.

## 5 Penetração de âncoras nos solos do estudo de caso

Ainda sem modelo solidificado para a penetração de âncoras em solos estratificados, este trabalho buscou executar uma análise comparativa dentre alguns dos modelos apresentados na fundamentação teórica.

Em solos rochosos e cascalhos, em geral, estudos de penetração de âncoras são ignorados. Os modelos existentes de penetração de âncoras em rochas e cascalho demonstram realmente baixas penetrações de âncoras, mesmo as com massas consideráveis, entretanto, tanto as estimativas de Nakamura et al. (1992) apud Moore, Haigh e Eichhorn (2021) quanto do RTE (Senez e Nel, 2021) apontam que a penetração de âncoras muito pesadas em cascalho pode superar 1,5 m, conforme pode ser observado na Figura 5-1.

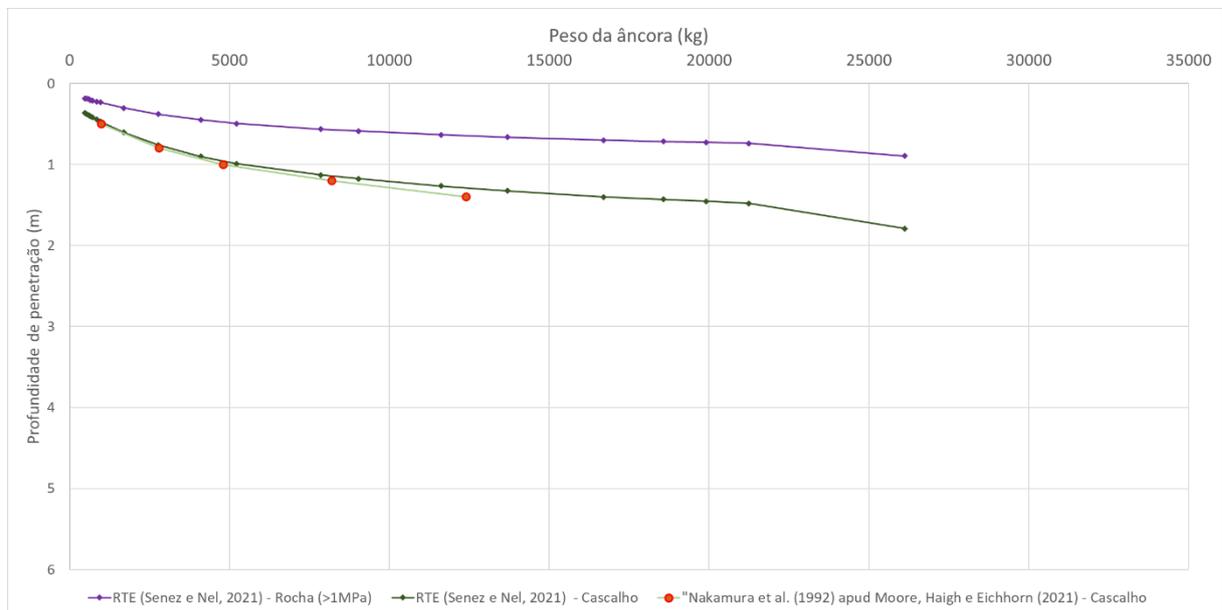


Figura 5-1 - Comparativo modelos para penetração de âncoras em rocha e cascalho. Em solos arenosos, e argilas rijas, a penetração de âncoras, em geral, é mais reduzida do que em solos moles. Isso pôde ser observado nos resultados tanto dos modelos estudados quanto dos experimentos executados nestes tipos de solos.

A Figura 5-2 demonstra o comportamento que a curva de penetração de âncoras por peso adota nos diferentes modelos, para solos arenosos. Conforme pode ser observado, os modelos de penetração para areias existentes são muito conservadores em comparação aos modelos propostos pelos autores. Como o propósito dos modelos é a proteção das estruturas, pode-se assim ser explicado o conservadorismo adotado. O modelo proposto por Zhu, et al (2019) é o que mais se aproxima dos resultados experimentais, sendo visivelmente o mais arrojado dentre os apresentados.

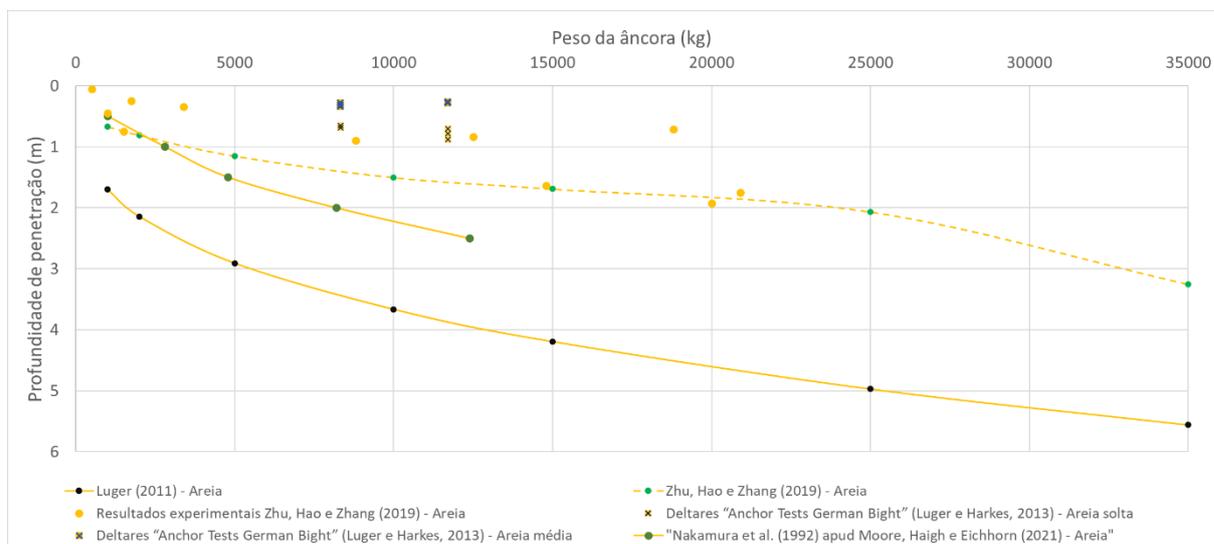


Figura 5-2 - Comparativo modelos e experimentos para penetração de âncoras em areias

Solos argilosos submersos são por vezes classificados pela consistência (argilas duras, rijas, médias, moles e muito moles) e por vezes pelo seu valor de coesão não drenada  $S_u$ , conforme pode ser observado na Figura 5-3.

A estimativa de penetração de âncoras apresentadas pelo RTE (Senez & Nel, 2021) para argilas rijas são comparáveis com as análises de solos arenosos, apresentando inclusive valores inferiores de penetração de âncoras para determinadas massas.

Para argilas médias a rijas, os modelos propostos por Luger (2021), Zhu, et al (2019) e pelo RTE (Senez & Nel, 2021) apresentam similaridade de formato e valores. Para pesos mais reduzidos de âncoras o modelo de Zhu, et al (2019) é mais conservador do que as estimativas do RTE (Senez & Nel, 2021) mas as curvas se cruzam em 2500 kg e se mantêm aproximadamente paralelas após pesos de âncoras superiores a 5000 kg.

O modelo proposto por Zhu, et al (2019) é conservador para todos os resultados, entretanto a penetração estimada através do modelo de Luger (2021) é superada por alguns experimentos demonstrados em outros trabalhos. As estimativas do RTE (Senez & Nel, 2021) para argilas moles a rijas ( $S_u$  entre 40 e 150 kPa) são as mais conservadoras considerando âncoras maiores.

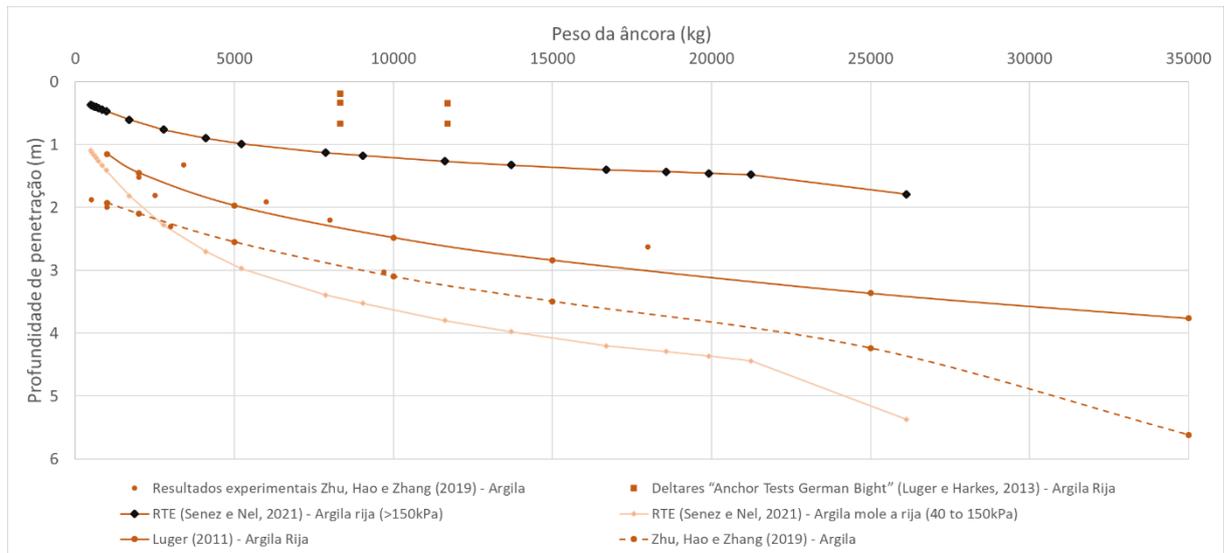


Figura 5-3 - Comparativo modelos e experimentos para penetração de âncoras em argilas médias a rijas

Solos moles são os mais susceptíveis à penetração de âncoras, possuem baixa resistência e elevado índice de vazios. São solos muito presentes em todas as partes do mundo e em específico na estratigrafia do IJsselmeer. Devido à possível heterogeneidade destes solos, os modelos aplicáveis a estes tipos de solo diferem muito entre si, conforme pode ser observado na Figura 5-4.

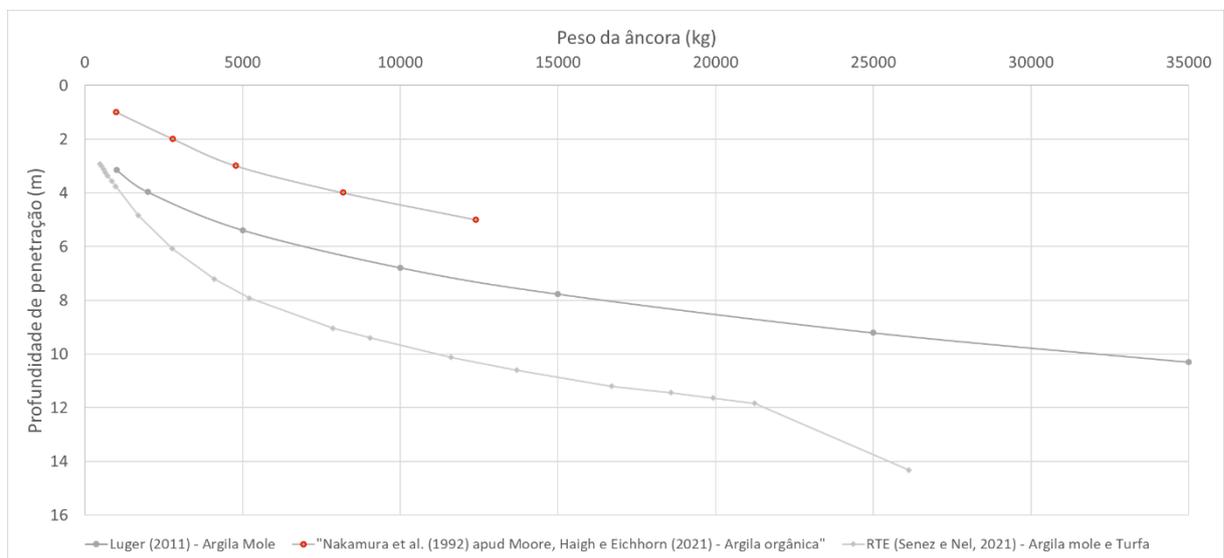


Figura 5-4 - Comparativo modelos e experimentos para penetração de âncoras em argilas moles e turfas

Para compreender melhor como a penetração de âncoras pode ser observada comparando os diferentes tipos de solo, a Figura 5-5 apresenta todas as curvas dos diferentes modelos ora

apresentadas. Em tons de amarelo são as curvas de penetração de âncoras em solos arenosos, em tons de marrom em solos argilosos e tons de cinza em argilas moles e orgânicas.

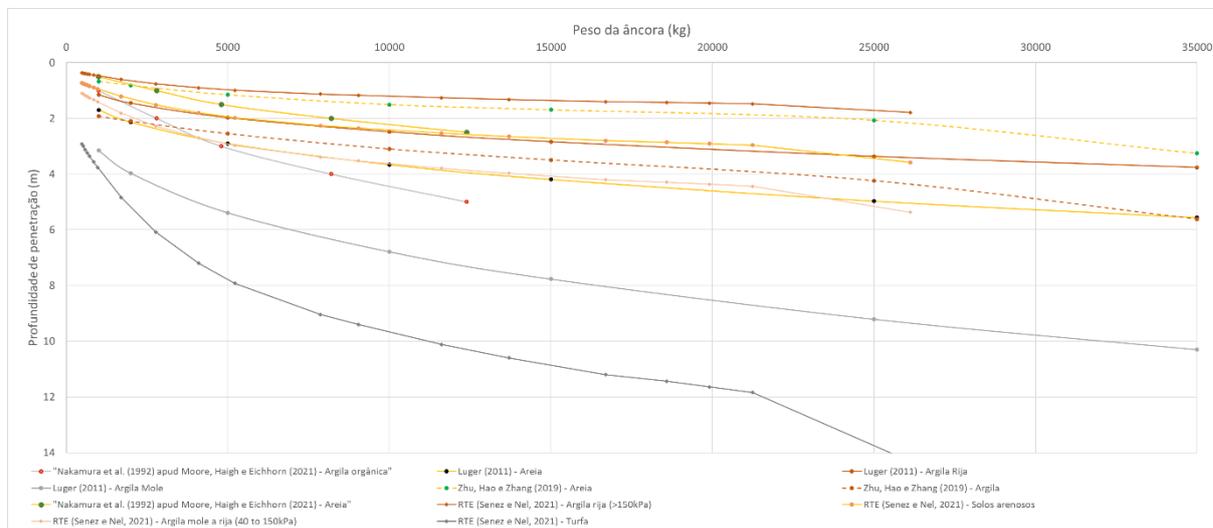


Figura 5-5 - Comparativo modelos e experimentos para penetração de âncoras entre os diferentes materiais apresentados

Percebe-se que a compactidade das areias e a resistência das argilas interferem de forma perceptível nas curvas de penetração de âncoras nos respectivos materiais. Para a proposição de curvas adequadas a cada um dos solos, portanto, é importante distinguir areias soltas, médias e compactas assim como atrelar a penetração de âncoras em argilas à resistência não drenada expectável do material.

Argilas orgânicas e turfas são materiais extremamente heterogêneos, portanto, como pôde ser observado, curvas de penetração de âncoras nestes materiais variam muito entre si, mas apresentam sempre profundidades de penetração superiores às curvas de argilas inorgânicas.

### 5.1 Proposição de modelos para diferentes tipos de solos

Os modelos propostos por (Luger, 2021) provaram-se conservadores em comparação aos experimentos executados. Entretanto, as formulações de curvas potenciais dos modelos mostram-se bastante versáteis para aproximar-se dos outros modelos ou ensaios. A partir do modelo proposto pelo autor, em comparação a outros, é possível associar características do solo (no caso do solo argiloso a coesão não drenada e no caso das areias a compactidade) ao mesmo tempo que ao peso das âncoras.

Para rochas e cascalho não foram encontrados mais modelos ou estimativas com diferentes características para comparação, uma aproximação direta por curva potencial das estimativas apresentadas pelo RTE (Senez & Nel, 2021) será apresentada como proposição para estes tipos de estratos. A profundidade de penetração ( $z$ ), associada à massa da âncora ( $M_{âncora}$ ), compactidade em areias e coesão não drenada para argilas, para cada um dos diferentes tipos de solos são sumarizadas na Tabela 5-1.

Para solos arenosos, foi observado que uma curva potencial poderia ser utilizada para adaptar-se aos outros modelos em areias médias e compactas. A formulação potencial a servir de base foi:

$$z = \alpha \times M_{\text{âncora}}^{0.3333} - c \quad (34)$$

em que  $\alpha$  e  $c$  são valores arbitrários que foram ajustados para adequar-se às curvas de areias médias e densas de outros modelos. A formulação de Luger (2021) foi mantida como indicativo para areias soltas.

Em solos argilosos, percebeu-se que a curva proposta pelo modelo de Luger (2021) também poderia ser deslocada para adequar-se aos outros modelos, definidos pela coesão não drenada.

Neste caso, manteve-se fiel às variáveis  $\alpha$  dos modelos de argilas rijas e moles propostos por Luger (2021) pois, ao analisar à qual fator a formulação original teria que ser subtraída ou acrescida para se aproximar de outros modelos cuja coesão não drenada é indicada, foi possível definir valores de “a” e “b” que satisfizessem a equação  $(a * Su + b) = c$  para ambos os valores de “c” e “Su” conhecidos ao se deslocar a curva original de Luger (2021) a fim de se sobrepor às curvas de outras propostas.

Um detalhe observado também que, ao adequar uma curva aos outros modelos, a formulação original de Luger (2021) convergia extremamente bem com a proposição expressa na Tabela 5-1 quando o valor de entrada da coesão não drenada se aproxima de 100 kPa em argilas médias a rijas e 20 kPa para argilas moles.

Tabela 5-1 - Proposição de curvas de Massa da âncora por penetração para diversos substratos

Substrato	Tipo de solo	Fórmula da curva
Rocha (UCS > 1 MPa)	-	$z = 0.0169 * M_{\text{âncora}}^{0.3861}$
Cascalho	-	$z = 0.0338 * M_{\text{âncora}}^{0.3861}$
Areia	Areia compacta	$z = 0.12 * M_{\text{âncora}}^{0.3333} - 1.05$
	Areia média	$z = 0.15 * M_{\text{âncora}}^{0.3333} - 1.05$
	Areia solta	$z = 0.17 * M_{\text{âncora}}^{0.3333}$
Argilas	Argila Rija a média Su > 40 kPa	$z = 0.115 * M_{\text{âncora}}^{0.3333} + (-0.020909 * Su + 2.04)$
	Argila mole e turfa Su < 40 kPa	$z = 0.315 * M_{\text{âncora}}^{0.3333} + (-0.22 * Su + 4.40)$

Como forma exemplificativa, a Figura 5-6 demonstra os gráficos plotados para cada um dos tipos de solos, em argilas rijas a médias foi adotado um valor de coesão não drenada de 100 kPa e em argilas moles um valor de 20 kPa.

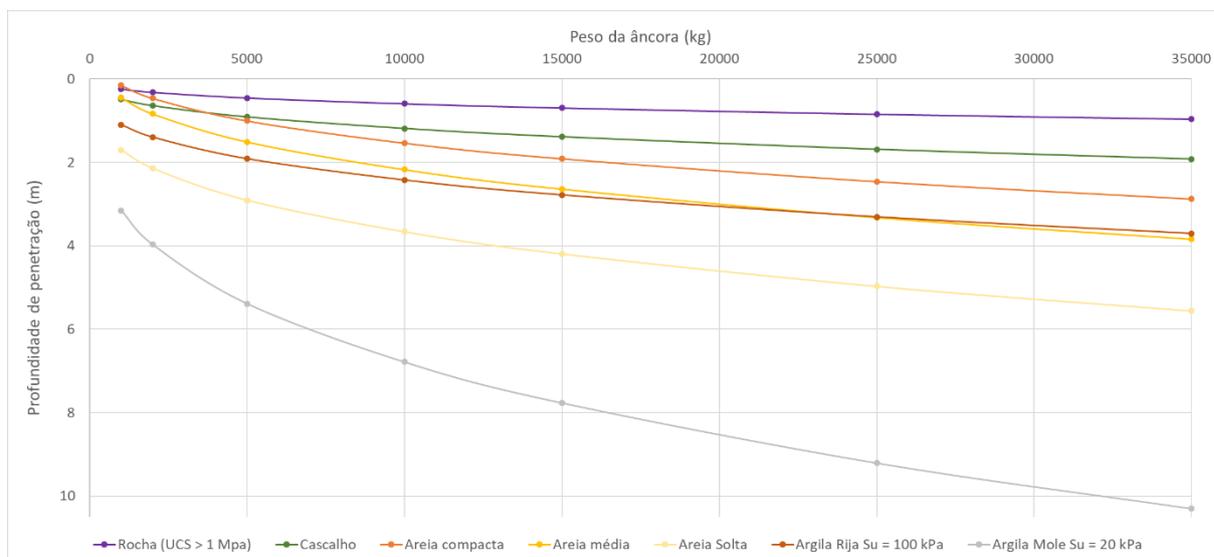


Figura 5-6 - Demonstração das curvas propostas na Tabela 5-1 em forma gráfica

## 5.2 Modelo para solos estratificados - sugestão para estudos posteriores

Propostas formulações para cada um dos substratos, questiona-se como estas formulações se aplicariam em solos estratificados. Conforme explicado na fundamentação teórica, poucos trabalhos nesta direção puderam ser encontrados. Sem a oportunidade de executar experimentos in situ ou laboratoriais neste sentido, ou mesmo comparar uma proposta para perfis estratificados com outras, este trabalho apresenta apenas uma sugestão de modelo que pode ser refutado ou confirmado em estudos posteriores. Sugere-se, portanto, uma metodologia que possa servir de ponto inicial para novos estudos.

O ponto de partida para a proposição apresentada é o conceito de energia potencial gravitacional. Este conceito associa a altura com a qual o objeto está como a energia inicial do sistema, conforme:

$$E = m \times g \times h \quad (35)$$

Onde:

m - massa do objeto (g)

g – aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>)

h – altura na qual o objeto se encontra (m)

Se for assumido que, pelas características do solo e massa da âncora, em um solo uniforme, a penetração da âncora que absorve 100 % da energia do sistema é “z”, é plausível assumir que, se a espessura do solo não permitir o desenvolvimento completo da penetração, apenas uma fração da energia se dissiparia nesta camada e caberia à posterior absorver a energia restante.

A energia máxima que a cada camada consegue absorver é limitada pela espessura da camada. Se o tipo de solo com a determinada espessura é incapaz de absorver toda a energia da âncora, subentende-se que a âncora ultrapassará a esta camada e alcançará a inferior até que seja parada, ou seja, dissipação de 100% da energia. Para exemplificar, se uma âncora de 5000 kg é capaz de penetrar 1.91 m em solo argiloso com coesão não drenada de 100 kPa mas o estrato tem apenas 1 m de espessura, assume-se esta camada será capaz de absorver apenas 52 % da energia da âncora, sendo esta uma projeção linear, ou seja, assumindo que a absorção da energia dá-se de forma constante durante a penetração.

Caso o estrato superior seja incapaz de absorver toda a energia potencial da âncora (que varia de acordo com o tipo de solo e a massa da âncora), o estrato seguinte será encarregado de absorver toda energia da âncora menos o que já foi absorvido pela camada superior.

A hipótese de que a energia se dissipa de forma constante, em função do tipo de solo, não é precisa. Outros fatores como a velocidade em que a âncora atinge o leito marinho, levando a uma penetração inicial ao mesmo tempo que a uma compactação do solo, a velocidade do próprio navio que lançou a âncora, pois o solo deve ser capaz de absorver toda a energia cinética deste movimento, a geração de excesso de poropressão e a geometria da âncora, são importantes fatores que intervêm na penetração real das âncoras. O modelo apresentado neste trabalho utiliza-se de curvas de penetração de outros modelos que, comparados a experimentos, estão sempre a favor da segurança.

Ao negligenciar a velocidade do carregamento em solos argilosos, negligencia-se também o fato de que a geração de excesso de poropressão atuará de forma positiva à paralisação da embarcação, ou seja, resultará em uma absorção de energia muito superior à esperada em curtos espaços de tempo. É esperado, portanto, que apesar das incertezas do modelo apresentado, este ainda esteja a favor da segurança, ou seja, espera-se que experimentos em solos estratificados e amplamente bem estudados apresentem resultados de penetração de âncoras inferiores às indicadas nas curvas apresentadas no modelo deste estudo.

Um exemplo de aplicação deste modelo está apresentado na Tabela 5-2 com a estratigrafia do cruzamento norte, apresentado na Figura 5-7, que é caracterizado conforme:

- Estrato 1 – 0,1 m de areia solta
- Estrato 2 – 2,0 m de argila mole
- Estrato 3 – 4,0 m de turfa
- Estrato 4 – 5,0 m de areia média
- Estrato 5 – 5,0 m de areia densa

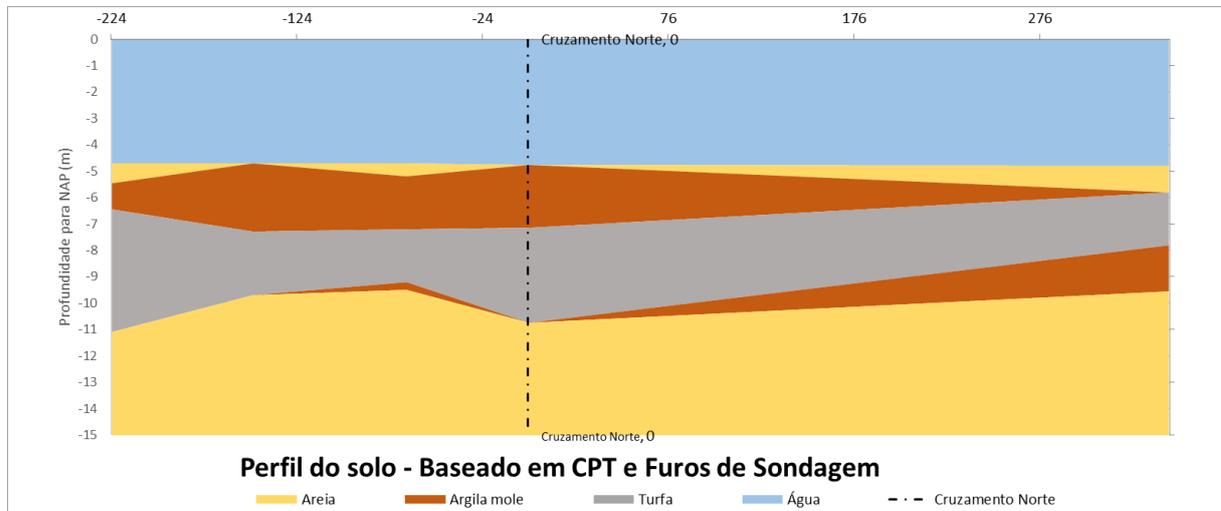


Figura 5-7 - Estratigrafia do solo no Cruzamento Norte da área do IJsselmeer - baseado em CPTs e furos de sondagem

A partir desta estratigrafia, para diferentes massas de âncora, os valores de coesão não drenada da argila mole e da turfa definidos na Tabela 3-4, aplicando o modelo proposto, chega-se aos resultados de penetração total indicados na Tabela 5-2. Cabe dizer que, para aplicação do modelo apresentado no projeto, esta análise poderia ser replicada em diversos pontos do trajeto dos cabos determinando, assim, profundidades ideais ao longo do percurso.

Tabela 5-2 – Aplicação do modelo proposto para penetração de âncoras de diversas massas em solo estratificado conforme exemplificado na Figura 5-7

Argila rija Su (kPa) =	Argila mole Su (kPa) =	Turfa Su (kPa) =	Mâncora (Kg)								
100	15.9	18.8	1000			2000			5000		
	Espessura (m)	Solo	Penetração máx (m)	Penetração calculada (m)	% Energia Absorvida	Penetração máx (m)	Penetração calculada (m)	% Energia Absorvida	Penetração máx (m)	Penetração calculada (m)	% Energia Absorvida
Estrato 1	0.1	Areia solta	1.70	0.10	6%	2.14	0.10	5%	2.91	0.10	3%
Estrato 2	2	Argila mole Su < 40 kPa	4.05	2.00	55%	4.87	2.00	46%	6.29	2.00	35%
Estrato 3	4	Turfa	3.41	1.53	100%	4.23	2.30	100%	5.65	3.66	100%
Estrato 4	5	Areia média	0.45	FIM	100%	0.84	FIM	100%	1.51	FIM	100%
Estrato 5	5	Areia compacta	0.15	FIM	100%	0.46	FIM	100%	1.00	FIM	100%
			Penetração total (m)	3.63		Penetração total (m)	4.40		Penetração total (m)	5.76	
Argila rija Su (kPa) =	Argila mole Su (kPa) =	Turfa Su (kPa) =	Mâncora (Kg)								
100	15.9	18.8	10000			15000			25000		
	Espessura (m)	Solo	Penetração máx (m)	Penetração calculada (m)	% Energia Absorvida	Penetração máx (m)	Penetração calculada (m)	% Energia Absorvida	Penetração máx (m)	Penetração calculada (m)	% Energia Absorvida
Estrato 1	0.1	Areia solta	3.66	0.10	3%	4.19	0.10	2%	4.97	0.10	2%
Estrato 2	2	Argila mole Su < 40 kPa	7.69	2.00	29%	8.67	2.00	25%	10.11	2.00	22%
Estrato 3	4	Turfa	7.05	4.00	86%	8.03	4.00	75%	9.47	4.00	64%
Estrato 4	5	Areia média	2.18	0.32	100%	2.65	0.65	100%	3.33	1.20	100%
Estrato 5	5	Areia compacta	1.53	FIM	100%	1.91	FIM	100%	2.46	FIM	100%
			Penetração total (m)	6.42		Penetração total (m)	6.75		Penetração total (m)	7.30	
Argila rija Su (kPa) =	Argila mole Su (kPa) =	Turfa Su (kPa) =	Mâncora (Kg)								
100	15.9	18.8	35000								
	Espessura (m)	Solo	Penetração máx (m)	Penetração calculada (m)	% Energia Absorvida						
Estrato 1	0.1	Areia solta	5.56	0.10	2%						
Estrato 2	2	Argila mole Su < 40 kPa	11.20	2.00	20%						
Estrato 3	4	Turfa	10.56	4.00	58%						
Estrato 4	5	Areia média	3.85	1.64	100%						
Estrato 5	5	Areia compacta	2.87	FIM	100%						
			Penetração total (m)	7.74							

A curva de penetração de âncoras para os estratos específicos do cruzamento norte, portanto, fica conforme a Figura 5-8.

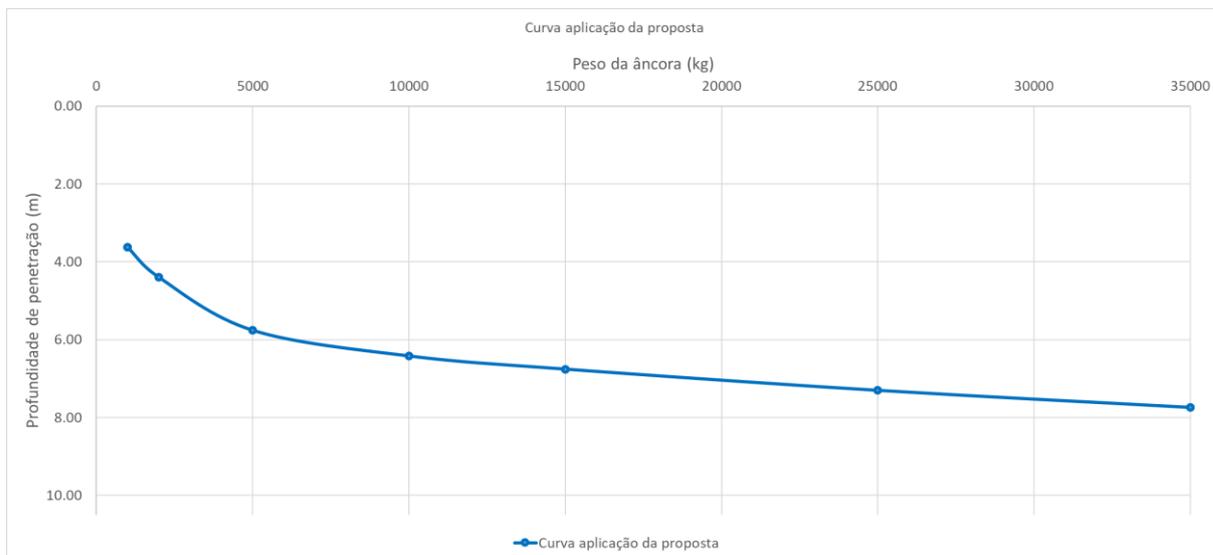


Figura 5-8 – Curva de penetração de âncoras - Aplicação do modelo proposto para penetração de âncoras de diversas massas em solo estratificado

Conforme citado no item 1.3.2, o IJsselmeer é um curso d'água classificado como classe V, comportando embarcações com até 110 m de comprimento e 3000 toneladas, que apresentam âncoras de até 30000 kg. Isto equivale dizer que, de forma determinística, para evitar quaisquer riscos para os cabos, estes devem ser enterrados a profundidades superiores a 7,5 m de profundidade do leito marinho para a região indicada.

---

## 6 Conclusões

O desenvolvimento tecnológico observado nos últimos séculos só foi possível através do crescimento proporcional da produção energética em escala global. Contudo, o acelerado crescimento da produção energética só foi possível através da queima de combustíveis fósseis, gases e carvão mineral e conseqüentemente a liberação de gás carbônico na atmosfera. Entretanto, estudos climáticos mais recentes observaram que há uma relação intrínseca entre as alterações climáticas e a concentração de gás carbônico na atmosfera. Neste contexto, por meio de acordos e tratados internacionais, países de todo o mundo buscam migrar sua matriz energética para as de baixa emissão de carbono, como a produção eólica e solar.

Devido a diversos fatores, como falta e custo do espaço geográfico onshore, melhor aproveitamento energético, licenciamento ambiental entre outros, as indústrias de energia renovável de baixo carbono se direcionam para a produção offshore. Entretanto, produzir em áreas lacustres e marítimas geram outros desafios para a indústria, entre eles na transmissão para a rede em terra.

O estudo de caso apresentado demonstrou alguns fatores geotécnicos, focados na transmissão da energia, que devem ser analisados quando se estuda a viabilidade construtiva de projetos de energia eólica em região lacustre. O objetivo deste trabalho, portanto, é demonstrar a problemática que envolve o solo da região do IJsselmeer, na Holanda, relativo especialmente a solos moles e orgânicos.

Os trabalhos geotécnicos realizados neste estudo de caso passaram por diversas etapas até sua conclusão. Sondagens e análises geotécnicas foram o ponto de partida deste projeto que é atual em relação ao conhecimento geotécnico aplicado, por vezes ainda não difundido de forma abrangente pela comunidade científica.

A análise dos relatórios de sondagem foi executada para definir o perfil estratigráfico do solo ao longo da rota dos cabos. Para tal, individualmente foram analisados os relatórios dos furos de sondagem e dos ensaios CPT, comparados os resultados e definido um perfil onde, caso houvesse divergência entre os resultados, representasse o pior cenário possível, considerando a turfa como o pior material, seguido da argila mole e da areia.

As amostras retiradas do solo local foram levadas ao laboratório onde foram realizadas análises de parâmetros geotécnicos nas amostras, a fim de se obter uma melhor caracterização e parametrização do solo. Os resultados das análises mostraram que em amostras de turfa deveriam ter sido executadas mais ensaios para definir índice de vazios, porosidade, peso específico saturado e grau de saturação. Entretanto, a partir dos ensaios executados, procedeu-se para parametrização e subsequente análises geotécnicas.

A primeira análise geotécnica executada foi a estabilidade do solo submetido ao peso próprio dos cabos. A possibilidade dos cabos se perderem em profundidades desconhecidas foi uma preocupação do empreendedor e, a partir de cálculos geotécnicos de consolidação, se mostrou negligenciável. Foi aconselhado ao empreendedor, contudo, evitar grandes distúrbios na

---

condição atual do solo, como usar jatos de água sob pressão para se abrir trincheira para enterrar-se os cabos, pois tais distúrbios podem levar o solo a se comportar como fluido e, assim os cabos podem afundar devido ao seu peso próprio.

O projeto prevê cruzamentos em duas localidades na área do lago IJsselmeer. A preocupação específica com os cruzamentos é justificável pois busca-se evitar a interferência do calor gerado por um cabo no outro visto que o aumento na resistividade elétrica, mesmo que de forma localizada, pode causar perdas importantes de energia gerada. A solução inicial sugerida pelo empreendedor, de separação física por colocação de colchões de concreto se mostrou ineficiente pois o peso dos colchões de concreto pode acarretar em um recalque muito relevante no solo, o que levaria ao tensionamento dos cabos, algo que estes não são projetados a resistir. Foi sugerido ao empreendedor, neste caso, a dragagem e retirada do solo local e substituição por solo arenoso, melhorando as características de resistividade elétrica do solo ao redor do cabo e podendo-se, ainda, enterrar os cabos a uma distância segura, sem a necessidade de colocação de uma barreira física como por exemplo os colchões de concreto.

Diversas proposições e metodologias puderam ser encontradas em artigos acadêmicos acerca da penetração de âncoras em solo marinho. Alguns estudos utilizam formas muito complexas de modelar o problema ou só são replicáveis por modelos computacionais avançados e de grande complexidade. Os modelos e experimentos mais simples dentre os encontrados foram utilizados para estimar possíveis curvas de penetração de âncoras no solo, mas apenas em solos uniformes.

Para o caso de solos estratificados, como o objeto de estudo deste trabalho, foi adicionado um modelo linear de perda de energia relativa à capacidade de cada tipo de solo (com base nas formulações de penetração sugeridas por outros autores) deter a penetração das âncoras de diversas massas. O modelo apresentado tem como premissa que a energia dissipada durante a penetração de âncoras em solo marinho ocorre de forma direta, linear, em relação às características e tipos de solo. Esta relação pode não ser confirmada em experimentos futuros. Outra premissa adotada é a de que a penetração ocorre de forma perpendicular ao estrato, o que não é verdadeiro pois, durante a penetração, ocorre também o arraste das âncoras, ou seja, o perfil do solo se altera conforme a âncora se arrasta, de forma tridimensional. Neste caso, o mais indicado seria trabalhar com modelos computacionais capazes de modelações tridimensionais complexas. O escopo deste trabalho, entretanto, é encontrar correlações de fácil aplicação e estimativas plausíveis de penetração de âncoras em solo marinho, deixando para trabalhos futuros, estudos mais complexos acerca do tema.

Algumas das suposições adotadas no modelo apresentado não são precisas. A energia durante a penetração não é dissipada de forma constante pois não é introduzido o fator velocidade de penetração ao modelo. Além disso, a velocidade da embarcação, que está relacionada à energia cinética que deve ser dissipada durante a ancoragem, a geometria da âncora, entre outros são fatores que também podem gerar divergências nos resultados de penetração em escala real. Negligenciar a velocidade do carregamento em solos argilosos significa negligenciar o fato de que a geração de excesso de poropressão atuará de forma positiva à paralisação da embarcação, ou seja, resultará em uma absorção de energia muito superior à esperada em curtos espaços de

---

tempo pois a água intersticial do solo é incompressível e não consegue ser expulsa do solo argiloso de forma imediata. É esperado, portanto, que apesar das incertezas do modelo apresentado, este ainda esteja a favor da segurança,

Para o caso do IJsselmeer, no qual embarcações de até 3000 toneladas, e conseqüentemente âncoras de até aproximadamente 30000 kg, trafegam, com base na estratigrafia do local de cruzamento norte, um dos locais de maior presença das camadas argila mole e turfa, estipulou-se, de acordo com o modelo proposto, para a localidade do cruzamento norte, que os cabos devem ser enterrados à profundidade superior a 7,5 m para impedir que as âncoras os atinjam. Esta profundidade é indicada apenas para a sub-região do cruzamento norte, podendo ser replicada para várias localidades ao longo do trajeto dos cabos, estipulando profundidades seguras de acordo com a estratigrafia ao longo dos cabos.

De forma prática, a solução adotável para este caso é delimitar um caminho de tráfego de embarcações onde, apenas dentro desta zona, os barcos possam navegar. Neste caminho delimitado, medidas de melhoria no solo a fim de proteger os cabos devem ser tomadas, como a troca do solo ou a colocação de pedras sobre o leito para reduzir a penetração das âncoras. A delimitação deste caminho de tráfego das embarcações, no caso deste projeto que ocorre em área lacustre e de baixa susceptibilidade a grandes marés e correntes, é suficiente para reduzir bastante o risco de arrancamento de cabos por âncoras. Espera-se que, em caso de ancoragem emergencial, as embarcações não tenham problema em se manter dentro dos limites delimitados. A análise dos riscos atrelados ao empreendimento pode também ser estudada através de modelos probabilísticos de análise de risco que devem ser introduzidos para se delimitar os riscos aceitáveis a este projeto e quais são as medidas mitigadoras para riscos considerados inaceitáveis.

## 7 Sugestões para estudos posteriores

A partir de diferentes análises geotécnicas, este trabalho buscou demonstrar a importância de se conhecer a estratificação do solo em projetos offshore e nearshore. Para cada tipo de empreendimento, diferentes desafios geotécnicos podem ser encontrados e diferentes soluções e cálculos devem ser executados. Entretanto, com a expansão da indústria energética offshore, percebe-se que mais estudos são necessários para estimar alguns dos riscos mais importantes para a transmissão.

Conhecimentos acerca de fatores naturais, como terremotos, vulcões submarinhos, acidez do solo e da água podem e devem ser aprimorados.

Estudos em direção a compreender fatores intervenientes à instalação, como o tensionamento excessivo dos cabos, sobrecarga devido à movimentação de solo marinho, entre outros, também abrem possibilidades de desenvolvimento.

E, finalmente, riscos antrópicos, como resquícios explosivos de guerras, arrancamento dos cabos por redes de pesca e em especial a possibilidade de âncoras atingirem e ou arrancarem os cabos de transmissão causando danos merecem especial desenvolvimento.

Para tanto, aprimorar modelos de penetração de âncoras, garantindo maior confiabilidade ao se proceder para o enterramento dos cabos é necessário. O modelo desenvolvido e apresentado neste trabalho baseia-se em um conjunto de suposições derivadas de outros modelos existentes na bibliografia. É necessário, em estudos futuros, analisar a precisão do modelo em situação de campo, para estratos de solo bem identificados cujos parâmetros sejam bem analisados em laboratório. Adaptações e melhorias serão identificadas e gradualmente pode-se proceder a modelos que atendam à problemática em voga.

---

## Referências Bibliográficas

- Allan, P. G. (1998, Novembro). Geotechnical Aspects of Submarine Cables. *IBC Conference on Subsea Geotechnics, Aberdeen*.
- Alves, J. S., & Delfino, R. K. R. (2021, Junho 30). Resistência não drenada de argilas muito moles na região da baixada de Jacarepaguá – RJ. *Revista Principia - Divulgação Científica e Tecnológica Do IFPB*. <https://doi.org/10.18265/1517-0306a2021id5066>
- Bai, Yong., & Bai, Qiang. (2011). *Subsea structural engineering handbook*. Gulf Professional Pub.
- Blake, A. P. (2015). *An Experimental Study to Assess the Geotechnical Performance of Dynamically Embedded Plate Anchors*. The University of Western Australia.
- Brown, K. H., Burns, S. P., & Christon, M. A. (2002). *Coupled Eulerian-Lagrangian Methods for Earth Penetrating Weapon Applications* [Sandia National Laboratories]. <http://www.doe.gov/bridge>
- BS EN ISO14688-2:2004. (2004). British Standards. Em *BS EN ISO14688-2:2004*.
- Camargo, J. M. R., Silva, M. V. B., Júnior, A. V. F., & Araújo, T. C. M. (2019). Marine geohazards: A bibliometric-based review. *Geosciences (Switzerland)*, 9(2). <https://doi.org/10.3390/geosciences9020100>
- Carbon Trust. (2015). *Cable Burial Risk Assessment Methodology: Guidance for the Preparation of Cable Burial Depth of Lowering Specification*. 1–62.
- Chen, W., Wang, D., Xu, L., Lv, Z., Wang, Z., & Gao, H. (2021). On the slope stability of the submerged trench of the immersed tunnel subjected to solitary wave. *Journal of Marine Science and Engineering*, 9(5). <https://doi.org/10.3390/jmse9050526>
- Cheng, X., Jiang, Z., Zhang, J., Wang, P., & Zhao, Y. (2021). Numerical investigation of inclined plate anchors in clay with linearly increasing undrained shear strength. *Ocean Engineering*, 236. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2021.109579>
- Davison, L., & Springman, S. (2000). *Basic mechanics of soils*. Disponível em: <http://environment.uwe.ac.uk/geocal/geoweb.htm>
- Det Norske Veritas. (2010). *Risk Assessment of Pipeline Protection*. 5–44. Disponível em: [https://shaghoor.ir/Files/RISK-ASSESSMENT-OF-PIPELINE-PROTECTION-RP-F107\\_2010-10.pdf](https://shaghoor.ir/Files/RISK-ASSESSMENT-OF-PIPELINE-PROTECTION-RP-F107_2010-10.pdf)
- Dhowian, A. W., & Edil, T. B. (1980). Consolidation Behavior of Peats. *Geotechnical Testing Journal*, 3(3), 105–114. <https://doi.org/10.1520/GTJ10881J>
- Esteves, E. F. M. da C. E. (2014). *Aluviões Silto-Argilosos Moles de Portugal Parametrização para o Dimensionamento de Estruturas Geotécnicas* [Tese de Doutorado]. Universidade do Porto.

- Ferreira, S. R. de M., Oliveira, J. T. R. de, Cadete, A. N., Rocha, F. M. de A., & Oliveira, M. S. de. (2022). Comportamento tensão-deformação-resistência de uma argila orgânica mole da região norte da cidade do Recife-PE, Brasil. *Research, Society and Development*, 11(3), e3711326123. <https://doi.org/10.33448/rsd-v11i3.26123>
- Fugro (2019). Sondagens geotécnicas Parque eólico Blauw Flevoland (24 turbinas sobre o IJsselmeer) (Versão 2.0) [Geotechnisch onderzoek Windpark Blauw Flevoland (24 turbines op IJsselmeer) (Versie 2.0)]. Em 1318-0121-001\_21.KR01 (pp. 1–420). Nootdorp, Fugro NL Land B.V.
- Fugro (2019). Relatório de análises laboratoriais (Versão 2.0) [Rapportage laboratoriumonderzoek (Versie 2.0)]. Em 1318-0121-171 (pp. 1–300). Arnhem, Fugro NL Land B.V.
- Fugro (2021). Relatório de levantamento geotécnico | Lelystad (Versão 1.0) [Rapportage geotechnisch onderzoek | Lelystad (Versie 1.0)]. Em 1321-193237 (pp. 1–163). Groningen, Fugro NL Land B.V.
- Fulton, T., & Stewart, W. (1994). *Vertical Loads on Drag Embedment Anchors*. Artigo apresentado na “26th Annual Offshore Technology Conference, May 2 - 5 1994, Houston, Texas”. Disponível em <https://stewart-usa.com/wp-content/uploads/2018/10/OTC-7491-Vertical-Loads-on-Drag-Embedment-Anchors-1994.pdf>.
- Government of the Netherlands. (2019). *Climate Agreement*. 5–246. Disponível em: <https://www.klimaataakkoord.nl/documenten/publicaties/2019/06/28/national-climate-agreement-the-netherlands>
- Grabe, J., Qiu, G., & Wu, L. (2015). *Numerical Simulation of the penetration process of ship anchors in sand*. <https://doi.org/10.1002/gete.201400022>
- He, B., Yang, S., & Andersen, K. H. (2021). Soil parameters for offshore wind farm foundation design: A case study of Zhuanghe wind farm. *Engineering Geology*, 285. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106055>
- Hoogland, F., Roelandse, A. S., de La Loma Gonzaoólez, B., Waterloo, M. J., Mooij, P. W., Verhagen, S. A., & Velstra, J. (2020). Investigating the effectiveness of drain infiltration to minimize peat oxidation in agricultural fields in Flevoland, the Netherlands. *Proceedings of the International Association of Hydrological Sciences*, 382, 747–753. <https://doi.org/10.5194/piahs-382-747-2020>
- Huang, P.-T., Patel, M., Santagata, M. C., & Bobet, A. (2009). *Report - Classification Of Organic Soils* (FHWA/IN/JTRP-2008/2; SPR-3005).
- Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás. (2022). *Maiores produtores mundiais de gás natural em 2021*. Artigo disponível em: <https://www.ibp.org.br/observatorio-do-setor/snapshots/maiores-produtores-mundias-de-gas-natural-em-2020/>

- 
- International Association of Classification Societies. (2008). Requirements concerning mooring, anchoring and towing. Em *Common Structural Rules for Oil Tanker* (Rev. 5). International Association of Classification Societies.
- Jaksa, M. B., James, P., & Toll, D. G. (2000). *Computer Aided Learning in GeoEngineering Education: Current Resources and Future Trends*. [www.civeng.adelaide.edu.au/CATIGE](http://www.civeng.adelaide.edu.au/CATIGE)
- Joosten, S. (2018). *Analysis of the quantity of CPTs in relation to the inner slope stability*. Delft University of Technology. Disponível em: <http://resolver.tudelft.nl/uuid:7203d650-9e8d-40ec-9fc5-ee46fbe6da43>
- Kim, B. M. (2005). *Upper Bound Analysis for Drag Anchors in Soft Clay* [Tese de Mestrado]. Korea University.
- Kim, Y. H., Hossain, M. S., Wang, D., & Randolph, M. F. (2015). Numerical investigation of dynamic installation of torpedo anchors in clay. *Ocean Engineering*, 108, 820–832. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2015.08.033>
- Kim, Y., Muhammad, H., & Joonkyu, L. (2017). Dynamic Installation of a Torpedo Anchor in Two-layered Clays. *Canadian Geotechnical Journal*. <https://mc06.manuscriptcentral.com/cgj-pubs>
- KIS-ORCA. (2019). *Maintenance / Repair Operations*. Artigo disponível em: <https://kis-orca.org/subsea-cables/maintenance-repair-operations/>
- Koldenhof, Y., & Looije, D. (2014). Invloed Windpark Fryslan op Scheepvaartveiligheid. 3-50. Relatório 26897-1-MSCN-rev.8 Disponível em: [https://www.planviewer.nl/imro/files/NL.IMRO.0000.EZip15wpfryslan-2001/b\\_NL.IMRO.0000.EZip15wpfryslan-2001\\_tb20.pdf](https://www.planviewer.nl/imro/files/NL.IMRO.0000.EZip15wpfryslan-2001/b_NL.IMRO.0000.EZip15wpfryslan-2001_tb20.pdf)
- Lee, J., & Zhao, F. (2022). GWEC Global Wind Report 2022. Em *Global Wind Report 2022* (pp. 2–152). Global Wind Energy Council. [www.gwec.net](http://www.gwec.net)
- Legrand. (2011). Guia Gerenciamento de Cabos. Em *Guia Eletromecânico* (pp. 4–169). Legrand.
- Li, Y., Huang, X., Tee, K. F., Li, Q., & Wu, X. P. (2020). Comparative study of onshore and offshore wind characteristics and wind energy potentials: A case study for southeast coastal region of China. *Sustainable Energy Technologies and Assessments*, 39. <https://doi.org/10.1016/j.seta.2020.100711>
- Liu, H., Zhang, W., Zhang, X., & Liu, C. (2010). Experimental investigation on the penetration mechanism and kinematic behavior of drag anchors. *Applied Ocean Research*, 32(4), 434–442. <https://doi.org/10.1016/j.apor.2010.09.004>
- Liu, X., Fu, Y., Yeo, C. H., Li, Y., Lee, F. H., Gu, H., & Sun, J. (2016). Technique for Modeling Installation and Pullout of DIAs on a Beam Centrifuge. *Geotechnical Testing Journal*, 39(6). <https://doi.org/10.1520/GTJ20160056>
-

- 
- Longva, V., Ji, G., Sævik, S., Ye, N., Gjøsteen, J. K. Ø., Giertsen, E., & Wang, Y. (2021). Algorithmic formulation of clay and sand pipe–soil interaction models for on-bottom stability analysis. *Marine Structures*, 78. <https://doi.org/10.1016/j.marstruc.2021.102985>
- Lorenczik, S., Copier, J. J., Bertoli, E., Chambeau, L., Dubreuil, J.-B., Everhart, K., Álvarez, C. F., Guyon, J., Hart, C., Hattori, T., Henriot, P., Hevia-Koch, P., Hungerford, Z., Lopez, L., Losz, A., Molnar, G., Richani, A., Rozite, V., Tavares, E. G., & Warichet, J. (2022). *Electricity Market Report*. [www.iea.org](http://www.iea.org)
- Luger, D. (2020). Quantification of anchor drag length and depth. Em *Memo 11206142-002-GEO-0001*, v2.0 (pp. 1–10). Deltares.
- Luger, D. (2021). Improved anchor risk analysis. Em *Report LG-011-01* (pp. 3–24). LUGER Geotechnics.
- Luger, D., & Harkes, M. (2013). Anchor Tests German Bight Test set-up and results. Em *Ref: 1207052-002-GEO-0003* (pp. 1–145). Deltares.
- Lunne, T. (2012). The Fourth James K. Mitchell Lecture: The CPT in offshore soil investigations - a historic perspective. *Geomechanics and Geoengineering*, 7(2), 75–101. <https://doi.org/10.1080/17486025.2011.640712>
- Maushake, C. (2013, Novembro 14). How deep does an anchor penetrate the seafloor? *6th Workshop "Seabed Acoustics"*. [www.innomar.com/seabed-acoustics-2013.php](http://www.innomar.com/seabed-acoustics-2013.php)
- Miedema, S. A., Kerkvliet, J., Strijbis, D., Jonkman, B., & Hatert, M. (2006). The Digging and Holding Capacity of Anchors. Artigo apresentado na Conferência: 26<sup>a</sup> WEDA TAMU em San Diego, California, EUA.
- Moore, E., Haigh, S. K., & Eichhorn, G. N. (2021). Anchor penetration depth in sandy soils and its implications for cable burial. *Ocean Engineering*, 235. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2021.109411>
- N-Sea (2021) Ballast Nedam WindPlan Blauw Preliminary Burial Assessment Study (Rev 1.0). Em PJ00269-NSW-GEO-REP-0404 (pp. 1–19). Dordrecht, N-Sea NL Headquarters.
- N-Sea (2022) Ballast Nedam WindPlan Blauw Desktop Study – Soil Data (Rev 1.0). Em PJ00269-NSW-GEO-REP-0403 (pp. 1–21). Dordrecht, N-Sea NL Headquarters.
- Ortigão, J. A. (2007). *Mecânica dos solos dos Estados críticos* (3.<sup>a</sup> ed.). Terratek.
- Peng, J., & Liu, H. (2019). Analytical study on comprehensive behaviors of drag anchors in the seabed. *Applied Ocean Research*, 90. <https://doi.org/10.1016/j.apor.2019.101855>
- Peng, J., Liu, H., Liang, K., & Xiao, Z. (2021). A theoretical model for analyzing the behavior of drag anchors in layered soils. *Ocean Engineering*, 222. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2021.108568>
-

- 
- Perveen, R., Kishor, N., & Mohanty, S. R. (2014). Off-shore wind farm development: Present status and challenges. Em *Renewable and Sustainable Energy Reviews* (Vol. 29, pp. 780–792). <https://doi.org/10.1016/j.rser.2013.08.108>
- Rawlings, J., Bentley, K. T., Bruen, F., Dering, J., Logan, C., Mavin, R., Marsh, R., Partridge D. J., Partridge D. W., Pritchard, J., Wardle, D., Hollobone, T. A., Alexander, F. J., Chambers, N., Davey, S., Hendrick, J. E., Mills, G., Smith, J., & Watson, G. (1986). *Advances in Underwater Technology, Ocean Science and Offshore Engineering* (Graham & Trotman Limited, Ed.; 1.<sup>a</sup> ed., Vol. 5). Springer Netherlands. <https://doi.org/10.1007/978-94-009-4203-5>
- Reda, A., Rawlinson, A., Sultan, I. A., Elgazzar, M. A., & Howard, I. M. (2020). Guidelines for safe cable crossing over a pipeline. *Applied Ocean Research*, 102. <https://doi.org/10.1016/j.apor.2020.102284>
- Rijkswaterstaat. (2020). *Waterway Guidelines 2020* (O. C. Koedijk, Ed.). Rijkswaterstaat, Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat.
- Robertson, P. K. (2009). CPT-DMT Correlations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(11), 1762–1771. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000119](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000119)
- Senez, A., & Nel, S. le. (2021). *NAV-ERS-01\_Employer's Requirements for Fishing & Shipping Risk Assessment Studies*. [www.rte-france.com](http://www.rte-france.com)
- Silva, J. P. M. da. (2011). *Os Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Taludes* [Universidade do Porto]. <http://www.fe.up.pt>
- Stewart, W. P. (1992). Drag Embedment Anchor Performance Prediction in Soft Soils. *Artigo apresentado na "24th Annual Offshore Technology Conference, May 4 - 7 1992, Astrodomain Complex, Houston, Texas"*.
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics* (I.-N. Y. John Wiley & Sons & L.-L. Chapman & Hall, Eds.; 1.<sup>a</sup> ed., Vol. 1). Massachusetts Institute of Technology.
- Technical Committee 1, I. S. for S. M. and G. E. (2005). *Geotechnical & Geophysical Investigations for Offshore and Nearshore Developments* (E. Danson, Ed.; 1.<sup>a</sup> ed.). International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- Thompson, D., & Beasley, D. J. (2012). *Handbook for Marine Geotechnical Engineering* (D. Thompson, D. Beasley, D. G. True, S. T. Lin, J.-L. Briaud, W. N. Seelig, & B. Jung, Eds.). NAVFAC - Naval Facilities Engineering Command.
- Void, R. C., & Eie, J. (1983). *Anchor Holding Tests in the Norwegian Trench*. <http://onepetro.org/OTCONF/proceedings-pdf/83OTC/All-83OTC/OTC-4529-MS/2032411/otc-4529-ms.pdf/1>
-

- 
- VRYHOF. (2018). Vryhof Manual - The guide to anchoring. Em *8th edition* (pp. 1–170). Vryhof.
- Wang, W., Wang, X., & Yu, G. (2016). Penetration depth of torpedo anchor in cohesive soil by free fall. *Ocean Engineering*, *116*, 286–294. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2016.03.003>
- Wang, X., Wang, H., Liang, R. Y., & Liu, Y. (2019). A semi-supervised clustering-based approach for stratification identification using borehole and cone penetration test data. *Engineering Geology*, *248*, 102–116. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.11.014>
- Willis, D. J., Niezrecki, C., Kuchma, D., Hines, E., Arwade, S. R., Barthelmie, R. J., DiPaola, M., Drane, P. J., Hansen, C. J., Inalpolat, M., Mack, J. H., Myers, A. T., & Rotea, M. (2018). Wind energy research: State-of-the-art and future research directions. Em *Renewable Energy* (Vol. 125, pp. 133–154). Elsevier Ltd. <https://doi.org/10.1016/j.renene.2018.02.049>
- Yonggang, J., Chaoqi, Z., Liping, L., & Dong, W. (2016). Marine Geohazards: Review and Future Perspective. *Acta Geologica Sinica*, *90*(4), 1455–1470. <https://doi.org/10.1111/1755-6724.12779>
- Zhang, W., Klein, B., Randolph, M. F., & Puzrin, A. M. (2021). Upslope Failure Mechanisms and Criteria in Submarine Landslides: Shear Band Propagation, Slab Failure and Retrogression. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, *126*(9). <https://doi.org/10.1029/2021JB022041>
- Zheng, X., Ge, Y., Lu, Z., Cao, C., Zhou, P., Li, S., & Chen, J. (2022). Study on Buried Depth Protection Index of Submarine Cable Based on Physical and Numerical Modeling. *Journal of Marine Science and Engineering*, *10*(2). <https://doi.org/10.3390/jmse10020137>
- Zhu, X., Hao, Q., & Zhang, J. (2019a). Buried depth of a submarine pipeline based on anchor penetration. *Journal of Marine Science and Engineering*, *7*(8). <https://doi.org/10.3390/jmse7080257>
- Zhu, X., Hao, Q., & Zhang, J. (2019b). Buried depth of a submarine pipeline based on anchor penetration. *Journal of Marine Science and Engineering*, *7*(8). <https://doi.org/10.3390/jmse7080257>
- Zhuang, Y., Li, Y., & Su, W. (2015). *Influence of Anchoring on Burial Depth of Submarine Pipelines*. Wuhan University of Technology. PLoS ONE *11*(5): e0154954. <https://doi.org/10.1371/journal.pone.0154954>
-