



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia


Érica Pereira Affonso Guedes

**Análise de Enterramento de Duto Submarino em Região de Águas
Ultraprofundas**

Rio de Janeiro
2023

Érica Pereira Affonso Guedes

**Análise de Enterramento de Duto Submarino em Região de Águas
Ultraprofundas**



Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadores: Prof^ª. Dr. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira
Prof. Dr. Armando Prestes De Menezes Filho

Rio de Janeiro

2023

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

G924 Guedes, Érica Pereira Affonso.
Análise de enterramento de duto submarino em região de águas ultraprofundas / Érica Pereira Affonso Guedes. – 2023.
83 f.

Orientadores: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira, Armando Prestes de Menezes Filho.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Geotécnica marinha - Teses. 3. Oleodutos submarinos - Teses. 4. Solos argilosos - Teses. 5. Método dos elementos finitos - Teses. I. Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla. II. Menezes Filho, Armando Prestes de. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 624.131.22

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Érica Pereira Affonso Guedes
Assinatura

03 de dezembro de 2023

Data

Érica Pereira Affonso Guedes

**Análise de Enterramento de Duto Submarino em Região de Águas
Ultraprofundas**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 31 de agosto de 2023.

Banca Examinadora:



Profa. Dra. Ana Cristina Fontenla Sieira (Orientadora)
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Dr. Armando Prestes de Menezes Filho (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Dr. Bruno Teixeira Lima
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Dr. Antonio Cláudio Soares
Universidade Federal Fluminense – UFF

Rio de Janeiro

2023

AGRADECIMENTOS

Ao Adriano, meu companheiro de vida e melhor amigo, pelo suporte incondicional há 12 anos.

À minha irmã, mãe, avós, tia e primo, por todo incentivo e apoio em tudo que me proponho a fazer.

Aos meus dois gatinhos, Maurício Talco e Ceguinha, pela mais pura demonstração de carinho e afeto que me proporcionam todos os dias.

Aos meus orientadores, Prof. Dr. Armando Prestes de Menezes Filho e Prof^a. Dr^a. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira, pelos ensinamentos prestados dentro e fora de sala.

A todo corpo docente do PGECIV, pela receptividade singular e pelos conhecimentos transmitidos.

À Sondotécnica Engenharia e a todos os amigos do setor de geotecnia, pelo aprendizado diário e pelos momentos de descontração.

RESUMO

GUEDES, Érica Pereira Affonso. *Análise de enterramento de duto submarino em região de águas ultraprofundas*. 2023. 83 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

Em águas profundas, os dutos são comumente projetados para serem simplesmente apoiados no leito marinho, ou seja, sem a aplicação de ações específicas para enterrá-los. O enterramento inicial é determinado pelo peso próprio do duto, pela capacidade de suporte do leito marinho e pelos efeitos dinâmicos que ocorrem durante a instalação, como a concentração de tensões e a movimentação da embarcação. Nesse contexto, uma caracterização adequada do leito marinho por meio de rigorosa campanha de investigação geotécnica é essencial para prever com maior precisão o enterramento inicial. O processo de realização de ensaios *in situ* e coleta de amostras no leito marinho, em águas profundas, apresenta desafios. É necessário tomar cuidados quanto à calibração dos equipamentos que serão submetidos a altas pressões, bem como no processo de retirada de amostras indeformadas. O presente estudo visa apresentar os principais ensaios geotécnicos para caracterização do leito marinho e os desafios associados a estes, bem como os mais relevantes métodos de previsão de enterramento inicial de um duto (analíticos e numéricos). Por fim, é realizada comparação entre os resultados de enterramento obtidos por meios analíticos e por software de elementos finitos. Como esperado, os métodos analíticos mais modernos apresentaram resultados em termos de deformação similares aos obtidos por modelagem numérica.

Palavras-chave: Dutos submarinos; Enterramento de dutos; Caracterização geotécnica; Leito marinho argiloso.

ABSTRACT

GUEDES, Érica Pereira Affonso. *Submarine pipeline embedment analysis in deepwater region*. 2023. 83 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

In a deepwater environment, pipelines are typically designed to be simply laid on the seabed, without specific actions taken to bury them. The initial embedment is determined by the weight of the pipeline, the bearing capacity of the seabed, and the dynamic effects that occur during installation, such as stress concentration and vessel movement. Therefore, conducting a rigorous geotechnical investigation campaign to adequately characterize the seabed is crucial for accurately predicting the initial embedment. Performing in situ testing and collecting undisturbed samples in deep water poses significant challenges. It is essential to exercise great caution in calibrating equipment to account for the high water pressure and in the process of obtaining undisturbed samples. This study aims to present the main geotechnical tests used to characterize the seabed soil and the associated challenges. Additionally, it explores the most relevant methods for predicting the initial embedment of a submarine pipeline, including both analytical and numerical approaches. Finally, a comparison is made between the initial embedment results obtained from the analytical methods and those obtained through finite element analysis. As anticipated, the more recent analytical methods yielded similar results to those obtained by numerical modeling.

Keywords: Submarine pipelines; Pipeline embedment; Geotechnical characterization; Clayey seabed.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Sistema de dutos submarinos (Adaptado de Bai e Bai, 2004).	14
Figura 2 - Amostrador tipo Box Corer (Benthic Solutions, 2020).....	21
Figura 3 - Sub-amostragem realizada no Box Corer (Oceanology International, 2020)	21
Figura 4 - Amostrador tipo Gravity Corer (Hydro Mappers, 2021).....	22
Figura 5 - Mecanismo de atuação do <i>Gravity Piston Corer</i> (Adaptado de Georgiopoulou, 2018).....	23
Figura 6 - Penetrômetros de fluxo - <i>T-Bar</i> e <i>Ball</i> (Adaptado de Andersen et al., 2008)	27
Figura 7 - Enterramento do duto no solo (Adaptado de Bruton et al., 2008).....	29
Figura 8 - Fator de correção F (Adaptado de DNVGL-RP-F114, 2021)	33
Figura 9 – Nível de referência para consideração da profundidade em condições não drenadas (Adaptado de DNVGL-RP-F114, 2021).....	34
Figura 10 – Disposição do duto durante a instalação (Adaptado de Randolph e Gourvenec, 2011).....	36
Figura 11 – Efeitos da movimentação do duto durante a instalação (Adaptado de Westgate et al., 2010)	38
Figura 12 – Mecanismo de enterramento dinâmico devido à parcela vertical do movimento (Adaptado de Randolph e White, 2008).....	38
Figura 13 – Efeitos da movimentação do duto durante a instalação (Adaptado de Randolph e White, 2008).....	39
Figura 14 – Perfil esquemático dos mecanismos dinâmicos de instalação (Adaptado de Randolph e White, 2008).....	39
Figura 15 – Linha do tempo do enterramento dinâmico do duto (Adaptado de Randolph e White, 2008).....	40
Figura 16 – Exemplo do estado plano de deformações (à direita) e do problema axissimétrico (à direita) (PLAXIS, 2023).....	45
Figura 17 – Curva de plastificação.	47
Figura 18 – Representação do comportamento plástico dos materiais.....	47
Figura 19 – Apresentação da superfície de escoamento (SE) e da direção do fluxo plástico.	48

Figura 20 – Comportamento de um solo argiloso submetido à compressão isotrópica.	49
Figura 21 – Comportamento de um solo argiloso submetido à expansão isotrópica.	50
Figura 22 – Comportamento de um solo argiloso submetido à recompressão isotrópica.	50
Figura 23 – Relação entre p , q e e na compressão isotrópica e no estado crítico. ...	51
Figura 24 – Representação das razões de pré-adensamento.....	52
Figura 25 – Variação do peso específico natural ao longo da profundidade.	54
Figura 26 – Variação de S_u com a profundidade (Adaptado de Fagundes et al., 2012)	55
Figura 27 – Curva v x $\ln p'$ para consolidação isotrópica (Adaptado de Fagundes et al., 2012)	55
Figura 28 – Geometria do problema.....	59
Figura 29 – Malha gerada.	60
Figura 30 – Definição do nível d'água.	60
Figura 31 – Etapas de cálculo.	61
Figura 32 – Deformada após etapa “operação”, em escala aumentada em 5x.....	62
Figura 33 – Campo de deslocamentos em y após a etapa “operação”, em escala aumentada em 5x.....	62

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Aplicabilidade dos ensaios a partir do tipo de solo analisado (Adaptado de OSIG, 2004)	20
Tabela 2 - Critério proposto para a avaliação do grau de amolgamento da amostra (Adaptado de Lunne et al., 2008)	24
Tabela 3 – Variação de parâmetros para uso da Equação (11) (Adaptado de Verley e Lund, 1995)	32
Tabela 4 – Dados do duto.	53
Tabela 5 – Parâmetros do solo	54
Tabela 6 – Resumo dos resultados de enterramento obtidos pelos métodos propostos.	56
Tabela 7 – Parâmetros dos materiais de solo para modelagem.	58
Tabela 8 – Parâmetros do material do duto para modelagem.	58
Tabela 9 – Peso linear submerso durante cada fase.	59
Tabela 10 – Resultados de enterramento inicial a partir da análise por MEF.	63
Tabela 11 – Resultados de enterramento inicial.	63

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

2D	Duas Dimensões
CPTu	<i>Piezocone Penetration Test</i>
CSS	<i>Cyclic Simple Shear</i>
DSS	<i>Direct Simple Shear</i>
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
LCN	Linha de Consolidação Normal
LE	Linha de Expansão ou Recompressão
LEC	Linha de Estado Crítico
MEF	Método de Elementos Finitos
OCR	<i>Overconsolidation Ratio</i>
PC	<i>Pontos Críticos</i>
ROV	Veículo Operado Remotamente
SBP	<i>Sub-Bottom Profiling</i>
TDP	<i>Touchdown Point</i>
TDZ	<i>Touchdown Zone</i>
UU	<i>Unconsolidated Undrained Test</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Coeficiente da função geral de plasticidade
A_{bm}	Área da seção transversal enterrada do duto
B	Largura de contato solo-duto
b	Coeficiente da função geral de plasticidade
B_q	Razão de poropressão do cone
C_c	Coeficiente de compressibilidade
C_e	Coeficiente de expansão
d	Diâmetro da barra cilíndrica
D	Diâmetro externo do duto
d_{ca}	Fator de correção de profundidade
e_0	Índice de vazios inicial
F	Fator que varia em função da rugosidade do duto
f_{dyn}	Fator de multiplicação para contabilização dos efeitos dinâmicos
f_s	Resistência lateral do cone
G	Fator adimensional de Verley
k	Rigidez do solo
k_0	Coeficiente de empuxo em repouso
k_{lay}	Fator de contato solo-duto durante a instalação
M	Inclinação da linha de estado crítico
N_b	Fator de capacidade de carga para <i>T-Bar</i>
N_c	Fator de capacidade de carga para argilas
N_{kt}	Fator de capacidade de carga do CPTu

P	Força por unidade de comprimento atuante no cilindro
p_0	Média das tensões principais iniciais
p_{pa}	Parâmetro de endurecimento
q_c	Resistência de ponta do cone
q_t	Resistência da ponta do cone corrigida
R_0	Invariante da razão de pré-adensamento unidimensional
S	Fator adimensional de Verley
S_t	Sensibilidade do solo
S_u	Resistência não drenada
$S_{u,0}; S_{u,inverso}$	Resistência não drenada no nível "z"
$S_{u,1}$	Resistência não drenada média acima do nível de referência da base
$S_{u,2}$	Resistência não drenada média abaixo do nível de referência da base
S_{ur}	Resistência não drenada em condição amolgada
T_0	Componente horizontal da tensão no TDP
u_2	Poropressão medida pelo cone
V	Força vertical
W	Peso submerso do duto
W_i	Peso submerso do duto na instalação
W_{op}	Peso submerso do duto na operação
W_{TH}	Peso submerso do duto no teste hidrostático
z	Enterramento nominal
z_{ini}	Enterramento inicial após a instalação
z_{op}	Enterramento após primeira operação

z_{TH}	Enterramento após alagamento
Z_w	Extensão da lâmina d'água
γ	Peso específico do solo
γ' ou γ_{sub}	Peso específico submerso
Δe	Varição do índice de vazios
ϵ_{vol}	Deformação volumétrica
κ	Módulo da declividade da reta de expansão ($\ln(p) \times e$)
λ	Módulo da declividade da reta de compressão ($\ln(p) \times e$)
ν	Coefficiente de Poisson
ρ	Coefficiente angular da equação $S_u(z)$
σ'_{ho}	Tensão efetiva horizontal inicial
σ_{vo}	Tensão vertical inicial
σ'_{vo}	Tensão efetiva vertical inicial
φ	Ângulo de penduro
φ'	Ângulo de atrito efetivo (mohr-coulomb)

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	14
1 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	17
1.1 Investigação geotécnica aplicada a dutos submarinos	17
1.1.1 Considerações iniciais.....	17
1.1.2 Amostragem	20
1.1.3 Ensaios em laboratório.....	24
1.1.4 Ensaios <i>in situ</i>	26
1.2 Enterramento do duto em solos coesivos	28
1.2.1 Métodos para estimativa de enterramento estático	31
1.2.1.1 Verley e Lund (1995).....	31
1.2.1.2 DNVGL-RP-F114 – Modelo 1	32
1.2.1.3 Bruton et al. (2006).....	34
1.2.1.4 DNVGL-RP-F114 – Modelo 2 / SAFEBUCK III (2015)	35
1.2.2 Efeitos devido à instalação.....	35
1.2.2.1 Concentração de força durante a instalação	35
1.2.2.2 Amolgamento/deslocamento do solo devido à movimentos cíclicos durante a instalação do duto	37
1.2.3 Comentários a respeito do enterramento	42
2 MODELAGEM COMPUTACIONAL	44
2.1 Plaxis	44
2.2 Cam clay modificado	46
3 APLICAÇÃO PRÁTICA	53
3.1 Definição dos parâmetros geotécnicos	53
3.2 Previsão do enterramento inicial – Métodos teóricos e empíricos	55
3.3 Previsão do enterramento inicial – Modelagem numérica	57
4 CONCLUSÕES	65
4.1 Sugestões para pesquisas futuras	66
REFERÊNCIAS	67
APÊNDICE A	72

INTRODUÇÃO

Os dutos submarinos têm como objetivo o transporte de petróleo e seus derivados entre poços, plataformas e outras estruturas em terra. Um arranjo típico da disposição de dutos submarinos é apresentado na Figura 1.

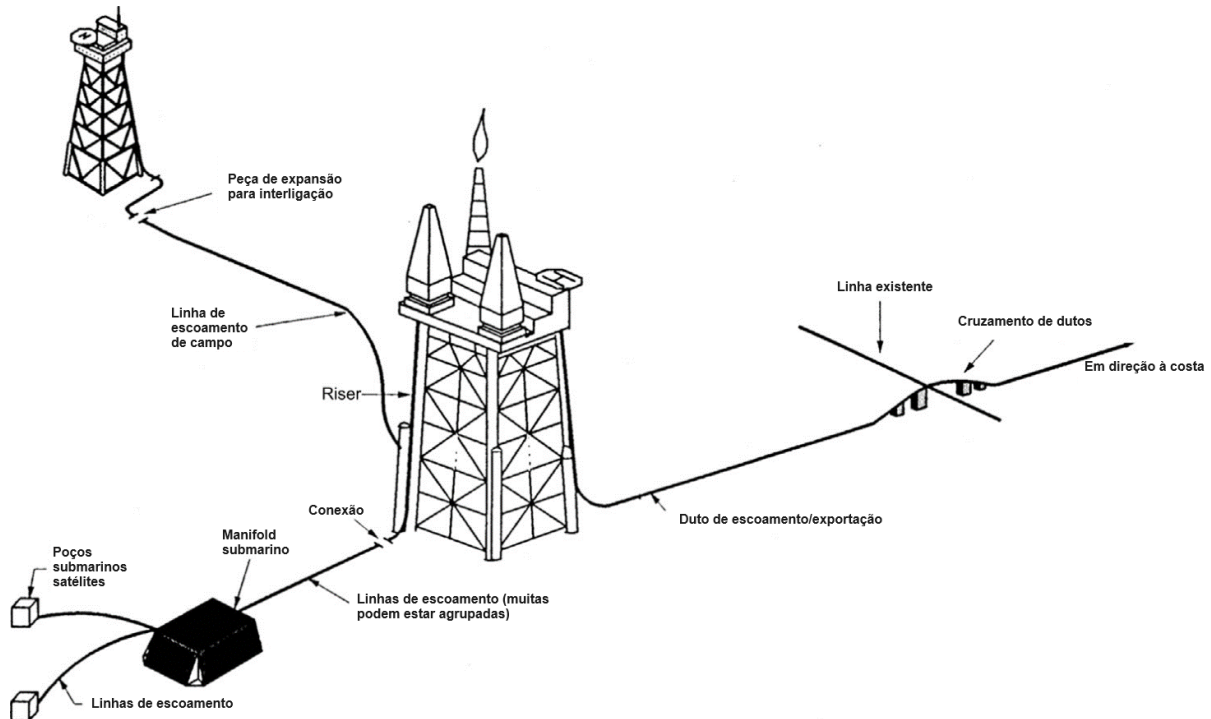


Figura 1 - Sistema de dutos submarinos (Adaptado de Bai e Bai, 2004).

Devido ao contínuo desenvolvimento dos campos de exploração de óleo e gás, é de suma importância a manutenção da produção de maneira eficiente e segura. Neste âmbito, estudos detalhados de interação solo-duto são indispensáveis para o bom funcionamento do sistema.

Os principais desafios nas análises de interação solo-duto estão relacionados ao entendimento dos processos que ocorrem nas etapas instalação e operação e aos estudos de flambagem e caminhamento do duto (Bruton et al., 2007).

Em regiões de águas ultraprofundas (aquelas cuja profundidade ultrapassa 1.500 m), os dutos geralmente são rígidos (feitos de aço, com revestimentos para combate à corrosão, abrasão e proteção contra impactos) e encontram-se simplesmente apoiados no leito marinho – ou parcialmente enterrados devido a uma combinação de seu peso próprio e de pressões de contato adicionais em alguns

pontos durante operações de instalação (White e Randolph, 2007; Randolph e Gouvernec, 2011).

A estimativa do enterramento de um duto é fundamental para o seu projeto. Esses dados são utilizados como entrada para outras etapas da interação solo-duto, como estudos de estabilidade, resistência lateral e axial.

Uma previsão do enterramento começa com uma campanha de investigação geotécnica completa e detalhada, envolvendo a execução de ensaios *in situ* (diretamente no leito marinho e em laboratório offshore), além dos ensaios em laboratório em terra.

Motivação

A descoberta do pré-sal gerou a necessidade de explorar petróleo em águas mais profundas e distantes da costa. Esse marco impulsionou os estudos da interação solo x duto em águas profundas, onde o solo predominante é composto por argila mole. Nesse contexto, a previsão adequada do enterramento do duto em argila mole, sob uma grande lâmina d'água, torna-se um fator crucial para o sucesso de um projeto.

Objetivos

Este estudo tem como objetivo apresentar os principais ensaios necessários para a caracterização adequada do solo marinho em regiões de águas profundas, bem como as limitações e aplicabilidade de cada método. Além disso, o trabalho busca apresentar os principais métodos de enterramento (bem como comparar os métodos analíticos e numéricos) e explorar as considerações a serem feitas em relação aos efeitos decorrentes da instalação.

Estrutura da dissertação

A presente dissertação é composta por cinco capítulos.

Inicialmente, tem-se uma breve introdução ao tema, motivação e os objetivos da pesquisa.

No capítulo 1, apresenta-se a fundamentação teórica do trabalho, que abrange as investigações geotécnicas aplicadas a projetos de dutos submarinos. Além disso, são discutidos os principais métodos de estimativa do enterramento inicial de um duto simplesmente apoiado em solo argiloso, juntamente com a análise dos efeitos da instalação.

O capítulo 2 disserta sobre o método dos elementos finitos e o modelo constitutivo cam-clay.

O capítulo 3 tem como objetivo realizar uma aplicação prática dos conceitos apresentados no capítulo anterior. O enterramento do duto é previsto utilizando os quatro métodos analíticos mencionados anteriormente, além de ser feita uma modelagem numérica utilizando o programa Plaxis e o modelo constitutivo cam-clay.

No capítulo 4 são apresentadas as considerações finais e sugestões para futuras pesquisas.

1 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

1.1 Investigação geotécnica aplicada a dutos submarinos

1.1.1 Considerações iniciais

Primeiramente, é importante caracterizar os sedimentos típicos encontrados em regiões de águas profundas. Andersen et al. (2008) relatam que os solos marinhos nesses locais são compostos majoritariamente por argilas moles (normalmente adensadas). Contudo, argilas pré-adensadas podem existir em locais onde tenham ocorrido deslizamentos com conseqüente carreamento da sobrecarga. O processo ativo de sedimentação e erosão também podem estar relacionados a presença de material sobreadensado.

A presença de uma crosta superficial em região de águas profundas é comumente indicada durante a investigação do solo marinho. McGeary e Damuth (1973) apontam a ocorrência de crostas superficiais em região de águas profundas na margem equatorial ocidental do atlântico. Essa camada tem espessura de cerca de 1cm e é composta de material com alto teor de ferro, matéria orgânica e minerais terrígenos. Sua formação está ligada ao período pós-glacial – com o aumento do nível do mar, houve uma diminuição da sedimentação (suspensão da movimentação de sedimentos terrígenos para região de águas profundas). Estudos no mar da Nigéria, realizados por Ehlers et al. (2005), apontam que a crosta superficial encontrada neste local é produto de atividade biogênica (como bioturbação e alterações geoquímicas).

Além da predominância de argilas moles e da possível presença de crostas superficiais, DeGroot et al. (2011) apontam ainda outras dificuldades que podem ser encontradas ao se estudar o solo marinho:

- Poropressões não hidrostáticas: excesso de poropressão pode ser encontrado em regiões que sofreram rápida sedimentação, em locais com vulcões de lama e presença de atividade humana, entre outros;
- Baixos valores de tensão efetiva: a caracterização do primeiro metro do solo, muito importante para os estudos de interação solo-duto, apresenta baixos valores de tensão efetiva (cerca 2-3 kPa a 0,5 metro de profundidade). Tal situação dificulta a obtenção de valores confiáveis de parâmetros importantes em laboratório, como a resistência ao cisalhamento. Para os métodos de investigação *in situ* (como CPTu e *T-Bar*) a pressão hidrostática da água que

age na ponta do equipamento pode ser muito grande em relação à baixa resistência à penetração oferecida pela camada superficial do solo, o que gera aumento da imprecisão das leituras;

- Topografia do leito marinho altamente irregular: diversos fatores (do passado e do presente) podem criar irregularidades no fundo marinho, como: vulcões de lama, deslizamentos submarinos, fluxo de detritos, canais de erosão, falhas, diapirismo salino, entre outros;
- Exsolução de gás: o alívio de tensões decorrente do processo de amostragem, principalmente em águas profundas, pode causar a exsolução de pequena quantidade de gás dissolvido na água dos poros do solo. Em situações de comportamento não drenado, a expansão pode danificar a estrutura do solo – impactando a qualidade da amostra;
- Alta salinidade: algumas regiões, como no campo de *West Azeri* (mar Cáspio), apontado por van Passen e Gareau (2004), apresentam alto grau de salinidade no fluido dos poros (acredita-se que essa situação é mais comumente percebida em regiões com vulcões de lama em atividade). Essa salinidade deve ser levada em consideração nas análises da poropressão *in situ*. Também pode impactar em diversos aspectos nos ensaios de laboratório, como na determinação das propriedades index que dependem do peso seco e na necessidade de compatibilizar o fluido utilizado na saturação para ensaios com aquele presente no leito marinho;
- Mudança de temperatura: a temperatura em águas ultraprofundas frequentemente se aproxima de 0° (não há congelamento devido a concentração de sal). A diferença de temperatura no leito marinho com a percebida nos laboratórios (cerca de 20°) pode gerar perturbação na amostra e alterar o comportamento da mesma.

A partir do conhecimento geral sobre principais peculiaridades encontradas para caracterização do leito marinho, pode-se compreender melhor as investigações geotécnicas do solo – com ênfase nas necessidades para projetos de dutos submarinos.

A investigação geotécnica para projetos de dutos submarinos tem como objetivo a obtenção de dados confiáveis para permitir – de maneira segura e econômica - a instalação e operação destas estruturas.

Enquanto os estudos geofísicos (como sonar, batimetria e sísmica de alta resolução – SBP) proporcionam um mapeamento amplo do fundo marinho, os ensaios geotécnicos são capazes de caracterizar, com maior nível de detalhamento, pontos específicos. OSIG (2004) indica que as investigações geotécnicas sejam realizadas após a definição da rota do duto e do levantamento geofísico. Com isso, os pontos a serem investigados a partir dos ensaios geotécnicos podem ser definidos de maneira mais efetiva – com direcionamento de testes para identificação de alteração de estratigrafia, anomalias e características específicas do leito marinho.

Com relação a profundidade a ser investigada nos projetos de dutos apoiados no leito marinho, White e Randolph (2007) salientam a importância da caracterização das camadas mais superficiais do solo (entre 0,1 e 0,7 m) para os cálculos de projeto. Já OSIG (2004) evidencia que as propriedades geotécnicas devem ser definidas até entre 1 e 2 m (dependendo das condições de projeto). OSIG (2004) sugere, ainda, o espaçamento médio entre os pontos de investigação – que deve ser entre 1 e 5 km (os espaçamentos acima de 1 km devem ser empregados apenas em regiões de geologia consistente, em que as condições geotécnicas já sejam bem conhecidas).

Em uma campanha de investigação geotécnica para subsidiar projetos de dutos submarinos, é necessária a realização de diversos ensaios *in situ* e em laboratório para determinação dos principais parâmetros geotécnicos. Para tal, faz-se necessário a utilização de ensaios que possuam boa aplicabilidade para solos cada tipo de solo, a depender da região estudada. A Tabela 1 apresenta os principais parâmetros geotécnicos a serem analisados e a aplicabilidade para cada tipo de solo.

Tabela 1 - Aplicabilidade dos ensaios a partir do tipo de solo analisado (Adaptado de OSIG, 2004)

Parâmetro Geotécnico	Ensaio In-Situ			Ensaio de Laboratório		
	Tipo de Ensaio	Aplicabilidade		Tipo de Ensaio	Aplicabilidade	
		Areia	Argila		Areia	Argila
Classificação do Solo	CPT/PCPT	4	4	Granulometria	5	5
				Teor de Umidade	2	3
				Limites de Atterberg	N/A	5
Peso Específico	CPT/PCPT	3 a 4	2	Medidas de Peso Específico e Teor de Umidade	1 a 2	5
Resistência	CPT/PCPT	1	3 a 4	Ensaio de Compressão Triaxial não Consolidado	N/A	3 a 4
	T-Bar	N/A	5 ⁽¹⁾	Ensaio de Compressão Triaxial Consolidado	5	5
	Vane	N/A	4 a 5 ⁽²⁾	Cone Sueco, Penetrômetro de Bolso, Torvane, Labvane	N/A	4 ⁽²⁾
				Cisalhamento Direto Simples (DSS)	2	5
Ângulo de Atrito	CPT/PCPT	3 a 4	1	Ensaio de Compressão Triaxial Consolidado	5	5
				Cisalhamento Direto	4	1
Sensibilidade	CPT/PCPT	N/A	2	Cone Sueco e Labvane	N/A	5 ⁽²⁾
	Vane	N/A	4 ⁽²⁾			
Parâmetros de Adensamento	PCPT (com ensaio de dissipação de poropressão)	1	3	Adensamento Oedométrico	2	5
Permeabilidade	PCPT (com ensaio de dissipação de poropressão)	1	3	Ensaio de Permeabilidade	4	5

⁽¹⁾ Apenas para argilas moles e muito moles

⁽²⁾ Apenas para argilas moles a rijas

1.1.2 Amostragem

O processo de coleta de amostras indeformadas depende do tipo de solo a ser analisado e da profundidade investigada. Dentre os principais tipos de amostradores para caracterização do solo marinho, destacam-se o *Box Corer*, *Gravity Corer* e *Gravity Piston Corer*.

O *Box Corer* é utilizado para coleta de amostras indeformadas de solos moles superficiais. O aparato é composto de uma caixa de dimensões de 0,50 m x 0,50 m x 0,50 m. A caixa é montada em uma estrutura – que é inserida ao mar por um guincho em um navio. Uma sobrecarga é colocada no topo da caixa para permitir o deslocamento e cravação da estrutura no leito marinho por peso próprio. Após a penetração do solo, a parte inferior da caixa é fechada e toda a estrutura é erguida para a embarcação (ISO 19901-8, 2014). A Figura 2 e a Figura 3 apresentam, respectivamente, a estrutura do amostrador *Box Corer* e a sub-amostragem realizada para ensaios de laboratório.



Figura 2 - Amostrador tipo Box Corer (Benthic Solutions, 2020)



Figura 3 - Sub-amostragem realizada no Box Corer (Oceanology International, 2020)

O *Gravity Corer* (Figura 4) é composto, de maneira simplificada, de um tubo amostrador e um peso anexo a este. Como o nome sugere, o amostrador é penetrado no solo por gravidade. Para garantir o alinhamento do sistema ao alcançar o leito marinho, o aparato é equipado com estabilizadores (*stabilizing fins*) (ISO 19901-8, 2014). Após a coleta do material, uma válvula localizada na parte inferior do tubo de amostragem (*core catcher*) é fechada para evitar perda da amostra. De acordo com OSIL (2018), a penetração máxima atingida varia entre 3 e 6 metros.



Figura 4 - Amostrador tipo Gravity Corer (Hydro Mappers, 2021).

O *Gravity Piston Corer* conta com o aparato parecido com o *Gravity Corer*, com o principal diferencial de possuir um pistão estacionário – que permite a obtenção de amostras mais profundas e com menor grau de amolgamento. A Figura 5 apresenta como funciona a amostragem a partir do *Gravity Piston Core*. Esse método de amostragem necessita de um mecanismo de acionamento (gatilho), o qual permite que o aparato caia em queda livre por alguns metros acima do leito marinho. O aparelho que realiza esse acionamento é geralmente um pequeno *Gravity Corer* (1 metro), comumente chamado de *trigger weight core*. Este se apresenta pendurado por um braço tipo pelicano alguns metros abaixo da base do *Piston Corer*. Com o impacto do *Gravity Corer* no leito marinho, o mecanismo de gatilho libera o cabo e se inicia a queda livre do amostrador. O *Piston Core* utiliza a energia cinética gerada pela queda livre e seu peso próprio para iniciar a cravação do amostrador no solo. Conforme essa cravação acontece, o pistão é acionado – reduzindo o efeito do atrito da parede interna e permitindo aumento da profundidade de penetração (Georgiopoulou, 2008).

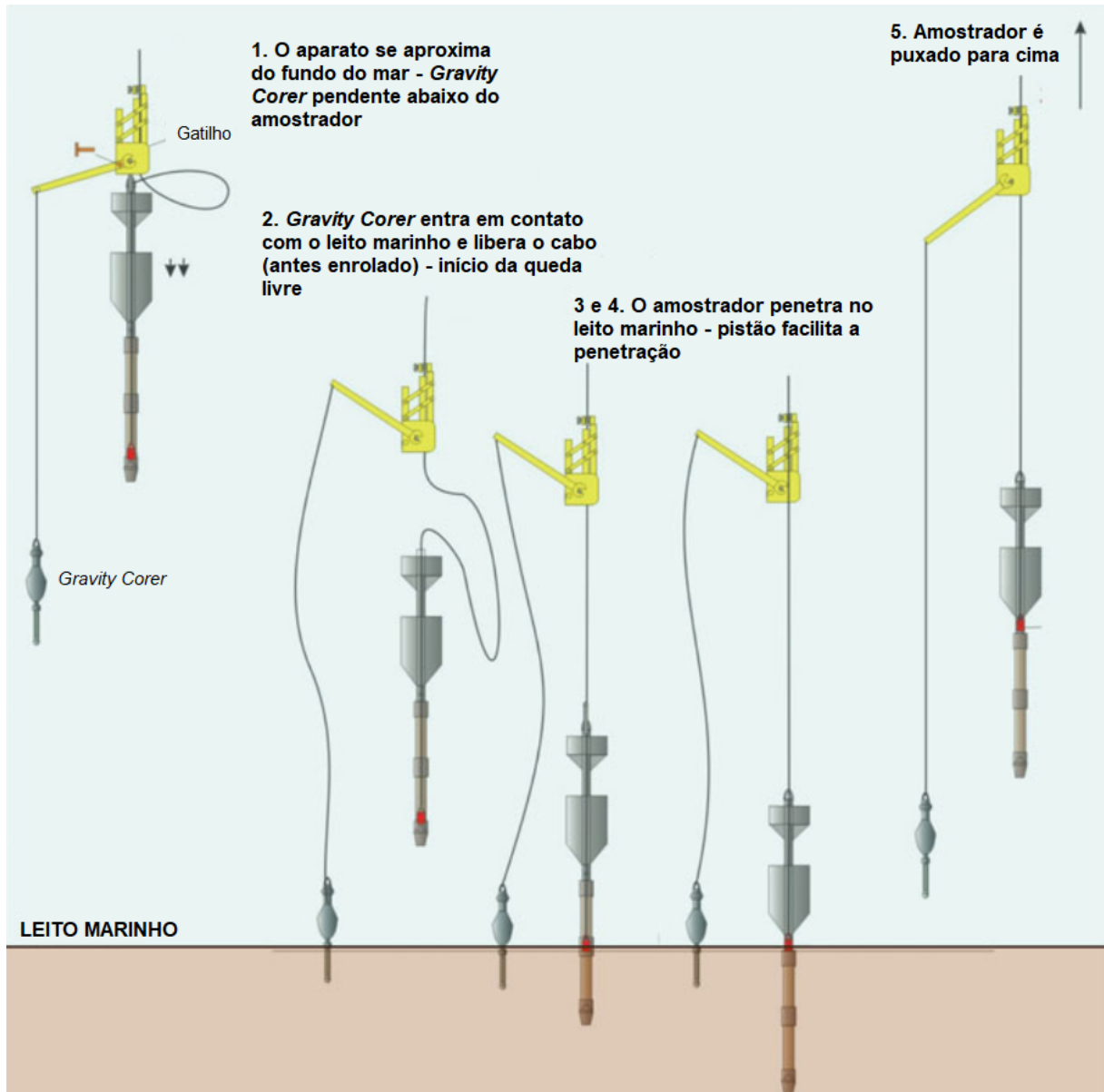


Figura 5 - Mecanismo de atuação do *Gravity Piston Corer* (Adaptado de Georgiopolou, 2018)

As principais causas de perturbações em amostra de solo, segundo Lunne e Andersen (2007) *apud* Andersen et al. (2008) ocorrem devido ao processo de perfuração, pressão do amostrador no solo e alívio de tensões. Com o objetivo de indicar amostras com maiores níveis de amolgamento, Lunne et al. (2008) apresenta uma verificação quantitativa da qualidade da amostra. Para amostras intactas com OCR entre 1 e 4, Lunne et al. (2008) recomenda a medição da variação de volume do solo durante ensaios de adensamento oedométrico para estimar as tensões geostáticas *in situ* (σ'_{v0} e σ'_{h0}). Dessa maneira, o valor normalizado do parâmetro de qualidade da amostra ($\Delta e/e_0$) é obtido a partir da Equação (1):

$$\Delta e/e_0 = \varepsilon_{vol}(1 + e_0)/e_0 \quad (1)$$

Onde Δe é a variação do índice de vazios durante o ensaio, e_0 é o índice de vazios inicial e ε_{vol} é a deformação volumétrica.

A categorização do índice de qualidade da amostra é obtida a partir da Tabela 2:

Tabela 2 - Critério proposto para a avaliação do grau de amolgamento da amostra (Adaptado de Lunne et al., 2008)

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Muito bom a excelente (1)*	Regular a bom (2)*	Ruim (3)*	Muito ruim (4)*
1 - 2	< 0,04	0,04 - 0,07	0,07 - 0,14	> 0,14
2 - 4	< 0,03	0,03 - 0,05	0,05 - 0,10	> 0,10

* A descrição se refere ao uso de amostras para determinação de propriedades mecânicas

1.1.3 Ensaio em laboratório

Após o processo de amostragem, inicia-se, ainda a bordo, os ensaios de laboratório. O material coletado é submetido a uma caracterização preliminar (composição granulométrica, peso específico, teor de umidade e limites de Atterberg) e a ensaios de resistência (como *mini vane*, *torvane* e penetrômetro de bolso). Esses ensaios de laboratório preliminares são muito importantes para o acompanhamento das propriedades do solo com o tempo e, assim, para o controle de qualidade do material (Ochi, 2014).

Os laboratórios *onshore* realizam diversos tipos de ensaios. Os principais para solos predominantemente argilosos – além da caracterização completa (composição granulométrica, teor de umidade, limites de Atterberg, peso específico) - são: cone suco (determinação da sensibilidade e tixotropia), ensaios triaxiais e DSS (*Direct Simple Shear*) (obtenção da resistência não drenada (S_u)) e adensamento oedométrico (determinação de parâmetros de consolidação).

Conforme discutido anteriormente, as baixas tensões efetivas presentes nas camadas superficiais do leito marinho dificultam a obtenção de parâmetros confiáveis em ensaios nessa região. Para tentar simular o atrito a baixas tensões, White e Randolph (2007) expõem as seguintes alternativas de ensaios:

- *Tilt-table*: o ensaio consiste em uma amostra do solo sobre uma placa (ligada a um sistema de cabo e roldana) imersa em água. Inclina-se gradualmente a placa até que a amostra deslize sobre o aparelho pelo efeito da gravidade. O objetivo do ensaio é verificar o atrito drenado na interface solo-solo ou solo-duto. O trabalho de Najjar et al. (2007) apresenta em detalhe os estudos realizados com a placa revestida pelo mesmo material do duto;
- *Cam-shear*: o dispositivo é similar aquele utilizado nos ensaios de cisalhamento direto, mas com cuidado especial de eliminar o atrito externo para que se possa medir, de maneira precisa, as baixas resistências ao cisalhamento. Ganesan et al. (2014) destacam que a caixa é feita de politetrafluoroetileno – tal material é utilizado para minimizar o atrito inerente ao sistema.

Sabe-se que os dutos submarinos operados em altas pressões e temperaturas são submetidos a diversos carregamentos cíclicos de aquecimento e resfriamento durante sua operação – culminando em esforços de expansão e compressão térmica (White e Randolph, 2007; Yang et al., 2014), situação que será apresentada em mais detalhes posteriormente. Em solos moles (condição não drenada), tal ocorrência causa redução da tensão efetiva devido ao desenvolvimento de poropressão e, em consequência, há diminuição da resistência não drenada (DeGroot et al., 2011). Andersen et al. (2008) relatam, ainda, que o motivo pelo qual a resistência ao cisalhamento do solo diminui é que o carregamento cíclico tende a quebrar a estrutura do solo, causando, então, uma redução volumétrica/recalque do material (condição drenada). Assim, é importante executar ensaios de cisalhamento simples cíclico (CSS – *cyclic simple shear*) em solos que serão submetidos a este tipo de carregamento. O trabalho de Andersen (2009) apresenta mais detalhadamente a importância desse ensaio dada as condições de carregamento.

Bjerrum (1973) ressalta que o mesmo solo pode apresentar diferentes valores de resistência ao cisalhamento, devido a anisotropia do material, dependendo do mecanismo de ruptura ao qual será submetido. Dessa forma, ensaios de cisalhamento direto simples (DSS), triaxiais de compressão e extensão (inclusive os adensados anisotropicamente – simulando a condição k_0) são incorporados para aprimorar as análises relativas a resistência ao cisalhamento.

1.1.4 Ensaio *in situ*

Andersen et al. (2008) relata que uma das principais vantagens da utilização de ensaios de campo sobre os de laboratório é a possibilidade de se obter um perfil contínuo do solo, diminuindo os efeitos de perturbação. Contudo, é importante apontar que os resultados dos ensaios que envolvem penetração (como CPTu e penetrômetros de fluxo) não são medidas diretas da resistência ao cisalhamento e precisam de algum fator de capacidade de carga (como o N_{kt}).

O principal ensaio empregado para investigação geotécnica em campo é o CPTu. O procedimento deste consiste na cravação de um aparato formado por hastes e uma ponteira cônica na extremidade (com presença de um elemento filtrante para aferição da poropressão gerada). A penetração ocorre a uma taxa constante de 2cm/s. Dentre os principais resultados, tem-se a medida da resistência de ponta (q_c), resistência lateral (f_s) e poropressão (u_2). A resistência ao cisalhamento em condições não drenadas (S_u) é obtida de maneira indireta, através da Equação (2):

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (2)$$

Onde q_t é a resistência da ponta do cone corrigida e σ_{vo} representa a tensão vertical inicial.

Costa e Amaral (1992) apud Ochi (2014) estimaram o valor de N_{kt} para as argilas marinhas brasileiras com base em ensaios triaxiais UU, em função do parâmetro B_q (razão de poropressão), conforme apresentado na Equação (3):

$$N_{kt} = 28,13365 - 18,22275.B_q \quad (3)$$

Percebe-se, assim, que embora o ensaio de CPTu seja capaz de fornecer um perfil contínuo de resistência, esta encontra-se atrelada a uma medição indireta, que depende da determinação do valor de N_{kt} – o que pode impactar na precisão dos resultados de S_u .

É importante ressaltar, também, que em situação de ensaios de cone em águas profundas, há a atuação de altas poropressões hidrostáticas nos sensores no ponto de início do ensaio (superfície do leito marinho). Esse fator se torna mais crítico quando se trata de solos moles, casos em que a resistência de ponta do cone apresenta valores significativamente pequenos ao se comparar com as leituras de partida devido à pressão hidrostática em águas profundas. Assim, faz-se necessário

alta acurácia de medida nos sensores, já que pequenas variações influenciarão substancialmente a qualidade dos dados (Andersen et al., 2008; DeGroot et al., 2011).

A utilização de penetrômetros de fluxo em investigações *offshore* tem se intensificado nos últimos anos. Estes ensaios, de acordo com Stewart e Randolph (1991) apud Jannuzzi et al. (2012), combinam as vantagens do CPTu – que permite a determinação de um perfil contínuo de resistência (esta dependente de N_{kt}), com as do ensaio de palheta (medição direta dos valores de resistência a partir do torque máximo medido e do diâmetro da palheta).

Os ensaios com penetrômetros de fluxo são realizados, na maioria das vezes, substituindo apenas a ponta do penetrômetro de cone padrão (Andersen, 2008). O equipamento *T-Bar* é composto por uma barra de 40 mm de diâmetro e 250 mm de comprimento – sendo considerado um segmento (em menor escala) de um duto submarino (White e Randolph, 2007). Os penetrômetros de fluxo também permitem a verificação da resistência não drenada em condição amolgada (S_{ur}), a partir da realização de ensaios cíclicos durante a etapa de penetração (DeGroot et al., 2011).

As ponteiros dos aparatos de *T-Bar* e *Ball* são apresentadas na Figura 6.

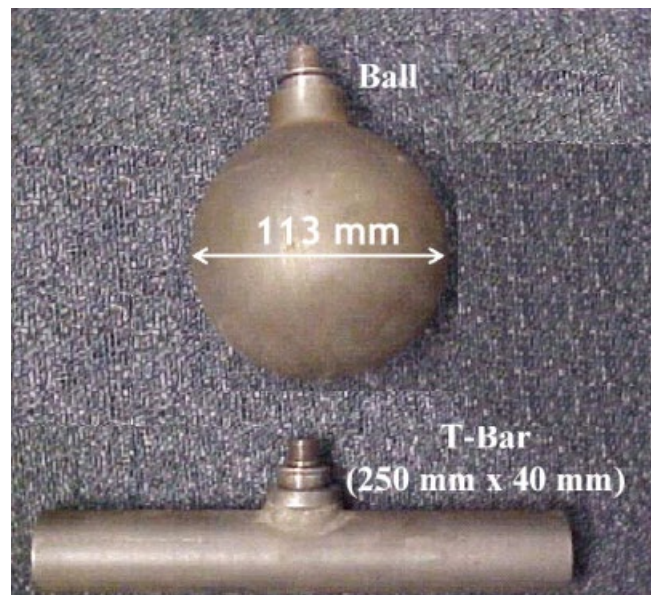


Figura 6 - Penetrômetros de fluxo - *T-Bar* e *Ball* (Adaptado de Andersen et al., 2008)

Em relação ao *T-Bar*, como a área projetada da base do cilindro é maior do que a do cone (relação de 10 vezes), o penetrômetro cilíndrico mobiliza maior volume de solo durante o ensaio. Dessa maneira, a precisão da força medida é maior no teste de penetração de cilindro. É importante indicar, também, que a necessidade de

correções devido ao carregamento é minimizada, visto que as pressões de água/solo que agem acima e abaixo do equipamento são praticamente idênticas (se comparadas ao ensaio de CPTu) (Stewart e Randolph, 1991; Macedo, 2004; Andersen et al., 2008; DeGroot et al., 2011).

Utilizando a Teoria da Plasticidade, Randolph e Houlsby (1984) apud Jannuzzi (2009) relacionaram a força por unidade de comprimento atuante no cilindro e a resistência não drenada (S_u) através do fator N_b (fator de barra do penetrômetro cilíndrico), através dos teoremas de limites superior e inferior. Nesta solução (Equação (4)), N_b independe de níveis de tensões e relações de pré-adensamento – diferentemente do N_{kt} (Fator de cone).

$$N_b = P / S_u \cdot d \quad (4)$$

Onde P é a força por unidade de comprimento atuante no cilindro e d é o diâmetro da barra cilíndrica.

Ainda de acordo com Randolph e Houlsby (1984) apud Jannuzzi (2009), N_b depende da rugosidade da barra: o fator de aderência pode variar de 0 (barra lisa) e 1 (barra rugosa). Como dificilmente este fator se aproximará de 0 ou 1, Stewart e Randolph (1991) apud Jannuzzi (2009) indicam em seu estudo o emprego do valor de 10,5 para N_b . Segundo os autores, a utilização desse valor (com a faixa possível de N_b variando entre 9,14 e 11,94) implica em um erro máximo de apenas 13%.

Assim, embora o ensaio de CPTu seja recomendado como a principal ferramenta para investigação geotécnica de campo, os penetrômetros de fluxo se apresentam, atualmente, como instrumentos de ótima precisão para estimativa dos valores de S_u (e S_{ur}) – principalmente em presença de sedimentos muito moles e de ensaios em profundidades rasas (DeGroot et al., 2011).

1.2 Enterramento do duto em solos coesivos

Em águas profundas, os dutos são comumente projetados para a condição de simplesmente apoiados no leito marinho (ou seja, sem aplicação de ações específicas direcionadas para enterrá-los). O seu enterramento ou penetração parcial no solo é função de seu peso próprio em relação à resistência do solo suporte. A quantificação do enterramento leva-se em consideração, além da capacidade de carga do solo, a concentração de tensões no local onde o duto encontra o solo durante sua instalação

(*touchdown point* - TDP); bem como a movimentação natural da embarcação durante a instalação no TDP (remoldando o solo local) (Randolph e White, 2008).

O enterramento nominal de um duto pode ser definido como a profundidade de penetração de seu inverso – ou seja, da parte de baixo do duto – no solo marinho. A partir do enterramento do duto, tem-se a área de contato solo-duto (que influencia no estudo da interação axial) além da resistência passiva do solo levantado contra o duto (considerada durante a análise da interação lateral) (Bruton et al., 2007; Bai e Bai, 2004).

Com a penetração da linha, percebe-se que o solo da superfície é levantado, criando um acúmulo de material rente às laterais do duto. Esse solo aumenta o chamado enterramento local do duto. Tipicamente, o enterramento local é cerca de 50% maior que o enterramento nominal (Bruton et al., 2007; Bai e Bai, 2004).

A Figura 7 apresenta esquematicamente os parâmetros definidos anteriormente.

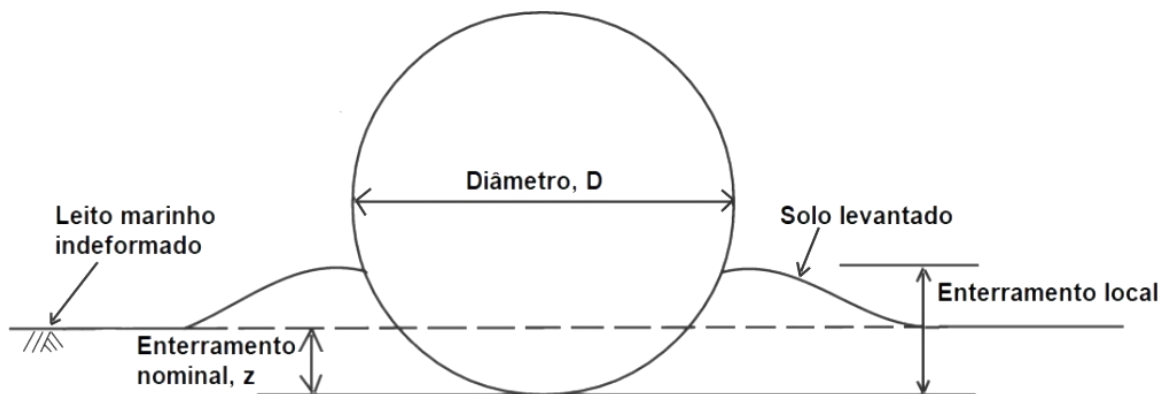


Figura 7 - Enterramento do duto no solo (Adaptado de Bruton et al., 2008)

Do ponto de vista estático, o duto apresenta um carregamento que é resultante de seu peso linear submerso. Ao penetrar no solo, este oferece certa resistência. Conforme o enterramento no leito marinho avança, a capacidade de carga do solo é elevada até o momento que seja suficiente para suportar o carregamento do duto. A penetração necessária para que seja atingida essa capacidade de carga do solo é o enterramento nominal, dado por z .

A quantificação do enterramento estático, devido ao peso próprio do duto e capacidade de carga do solo suporte, pode ser estimada a partir de métodos teóricos (baseados na análise de plasticidade limite) e empíricos (calibrados a partir de testes) (Bruton et al., 2008).

Além do enterramento estático, há de se considerar, também, a contribuição das operações de instalação (tensão aplicada no *touchdown point* e movimentação da embarcação, associadas a movimentos cíclicos laterais e axiais).

Após o assentamento do duto, ao decorrer de sua vida útil, o enterramento tende a ser ampliado devido às sobrecargas as quais ele será submetido (preenchimento da linha com os materiais a serem transportados e testes hidrostáticos), ao adensamento primário e secundário e à ação de forças hidrodinâmicas. O SAFEBUCK JIP III (Carr et al., 2015) define variáveis para o enterramento nos diversos estágios de operação da linha durante sua vida útil:

- Z_{ini} : enterramento inicial após a instalação;
- Z_{TH} : enterramento após alagamento (teste hidrostático, por exemplo);
- Z_{op} : enterramento após primeira operação (*startup*);
- z : termo genérico para se referir ao enterramento. Em alguns métodos, z pode ser substituído por Z_{ini} , Z_f ou Z_{op} dependendo do caso considerado.

A força vertical (V) resultante do peso submerso do duto (W) controla o seu enterramento e depende do caso de carregamento considerado (Carr et al., 2015):

- Instalação: $V = k_{lay} \cdot W_i$ (5)

- Teste Hidrostático.: $V = W_{TH}$ (6)

- Operação: $V = W_{op}$ (7)

Onde:

k_{lay} é o fator de contato solo-duto durante a instalação (*touchdown*) (ver item 1.2.2.1); W_i , W_{TH} e W_{op} são os pesos submersos do duto para cada condição de carregamento.

Ainda de acordo com o SAFEBUCK JIP III (Carr et al., 2015), uma vez que o duto é enterrado a uma dada profundidade, o solo se torna rígido suficiente para que, caso ocorra algum alívio do peso submerso do duto, o solo não apresente movimento ascendente considerável. Dessa forma, tem-se que o enterramento para a condição de teste hidrostático seja ao menos igual ao valor obtido na etapa de instalação, assim espera-se que o enterramento operacional seja ao menos igual ao obtido durante o teste hidrostático. Ou seja:

$$Z_{ini} = Z_{ini} \quad ; \quad Z_{TH} = \max(Z_{ini}, Z_{TH}) \quad ; \quad Z_{op} = \max(Z_{ini}, Z_{TH}, Z_{op}) \quad (8)$$

1.2.1 Métodos para estimativa de enterramento estático

Os principais métodos de quantificação do enterramento estático são baseados em soluções teóricas (análises de estudo de plasticidade), empíricas (modelos calibrados a partir de ensaios) e híbridas (incorporação de teoria da plasticidade, validação com ensaios, e, inclusive, análise a partir de MEF).

As metodologias apresentadas a seguir são as mais utilizadas na indústria para estimativa deste parâmetro.

1.2.1.1 Verley e Lund (1995)

O trabalho de Verley e Lund (1995) se baseou em diversos estudos conduzidos anteriormente, com coleta de resultados de ensaios em diferentes escalas e análises numéricas.

A quantificação do enterramento proposta pelos autores é obtida a partir da adoção de duas variáveis adimensionais, S e G (Equações (9) e (10)):

$$S = V / (D \cdot S_u) \quad (9)$$

$$G = S_u / (D \cdot \gamma) \quad (10)$$

Onde:

V é a força vertical (duto) por unidade de comprimento ou peso unitário do duto submerso (kN/m);

D é o diâmetro externo (m);

S_u é a resistência não drenada do solo (kPa);

γ é o peso específico do solo (kN/m³).

Assim, calcula-se a penetração estática normalizada do duto (z/D) (Equação (11)):

$$z/D = 0,0071(S \cdot G^{0,3})^{3,2} + 0,062(S \cdot G^{0,3})^{0,7} \quad (11)$$

É válido notar que a Equação (11) foi validada para variação de parâmetros exposta na Tabela 3. Além disso, atentar-se que para valores de $S \cdot D^{0,3}$ maiores que 2,5, a equação proposta superestima o enterramento. Nesses casos, recomenda-se o cálculo de z/D como $0,09 \cdot (S \cdot G^{0,3})$.

Tabela 3 – Variação de parâmetros para uso da Equação (11) (Adaptado de Verley e Lund, 1995)

Parâmetros	Valores
S_u	0,8 – 70 kPa
D	0,2 – 1,0 m
SG	1,06 – 2,5
z/D	0,0 – 0,35
G	0,02 – 5,0

1.2.1.2 DNVGL-RP-F114 – Modelo 1

Este método se baseia no cálculo de capacidade de carga publicado por Davis e Booker (1973). Neste trabalho, os autores comprovam que a consideração do aumento de resistência não drenada com a profundidade tem grande influência na capacidade de carga estimada.

A força vertical necessária para o duto alcançar determinado enterramento z , assumindo o aumento da resistência não drenada com a profundidade, é calculada como (Equação (12)):

$$V = V_0(1 + d_{ca}) + \gamma'A_{bm} \quad (12)$$

V_0 é a capacidade de carga inicial (Equação (13));

d_{ca} é o fator de correção de profundidade (Equação (14)) - (DNVGL-RP-C212, 2021);

A_{bm} é a área da seção transversal enterrada do duto (Equação (15) e (16)).

$$V_0 = F.(N_c \cdot s_{u,0} + \rho \cdot \frac{B}{4}).B \quad (13)$$

$$d_{ca} = 0,3 \frac{s_{u,1}}{s_{u,2}} \cdot \text{arctg}(\frac{z_{su,0}}{B}) \quad (14)$$

$$A_{bm} = \arcsen(\frac{B}{D}) \cdot \frac{D^2}{4} - B \cdot \frac{D}{4} \cos(\arcsen(\frac{B}{D})) \quad \text{para } z < \frac{D}{2} \quad (15)$$

$$A_{bm} = \pi \frac{D^2}{8} + D \cdot (z - \frac{D}{2}) \quad \text{para } z \geq \frac{D}{2} \quad (16)$$

Onde:

F é um fator que varia em função da rugosidade do duto e de $\rho \cdot \frac{B}{s_{u,0}}$; pode ser obtido a partir da Figura 8.

N_c é o fator de capacidade de carga para argilas, geralmente tido como 5,14 (baixas penetrações);

$s_{u,0}$ é a resistência não drenada no nível “z” (consideração da influência da profundidade na resistência). É calculada conforme Equação (21) e a profundidade de referência é elucidada na Figura 9;

ρ é o coeficiente angular da equação $S_u(z)$;

B é a largura de contato solo-duto (calculada pela Equação (17) e (18));

$s_{u,1}$ é a resistência não drenada média acima do nível de referência da base ($(s_{u,z=0} + s_{u,0})/2$);

$s_{u,2}$ é a resistência não drenada média abaixo do nível de referência da base ($V/(B.N_c)$).

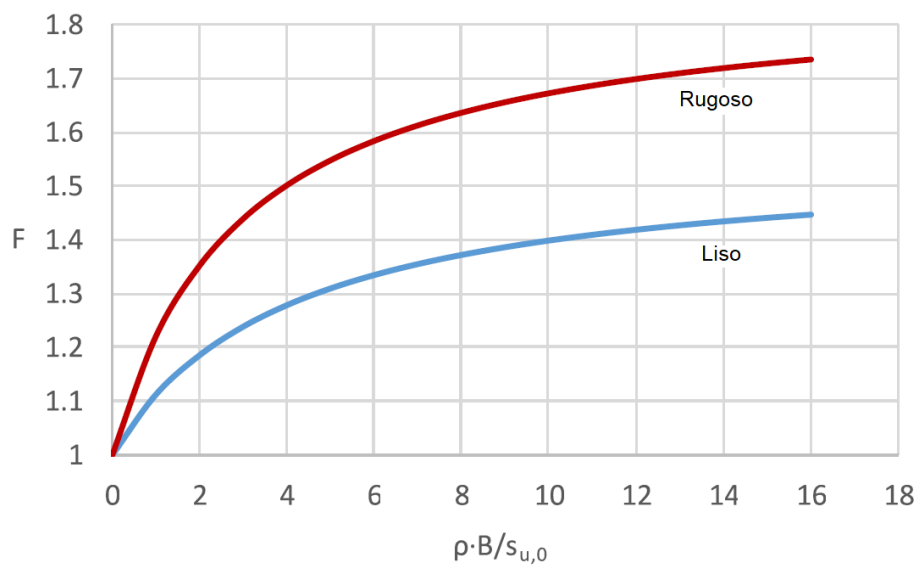


Figura 8 - Fator de correção F (Adaptado de DNVGL-RP-F114, 2021)

A relação entre a largura de contato solo-duto, B, e o enterramento, z, é dado por (Equação (17) e (18)):

$$B = 2\sqrt{D \cdot z - z^2} \quad \text{para } z < D/2 \quad (17)$$

$$B = D \quad \text{para } z \geq D/2 \quad (18)$$

Considerando que D é o diâmetro externo do duto incluindo o revestimento.

O nível de referência “z”, utilizado para consideração do efeito da profundidade na resistência, $Z_{su,0}$, é dado como o próprio leito marinho para baixas penetrações (enterramento ainda na zona ativa de Rankine). Para maiores penetrações, $Z_{su,0}$ é tido como a profundidade na qual a tangente ao duto a 45° intercepta a linha vertical através da borda do contato solo-duto (indicado na Figura 9 e Equação (19) e (20)).

$$Z_{su,0} = 0 \quad \text{para } z < (D/2) \cdot (1 - \sqrt{2}/2) \quad (19)$$

$$z_{su,0} = z + \frac{D}{2} \cdot (\sqrt{2} - 1) - \frac{B}{2} \quad \text{para } z \geq \left(\frac{D}{2}\right) \cdot (1 - \sqrt{2}/2) \quad (20)$$

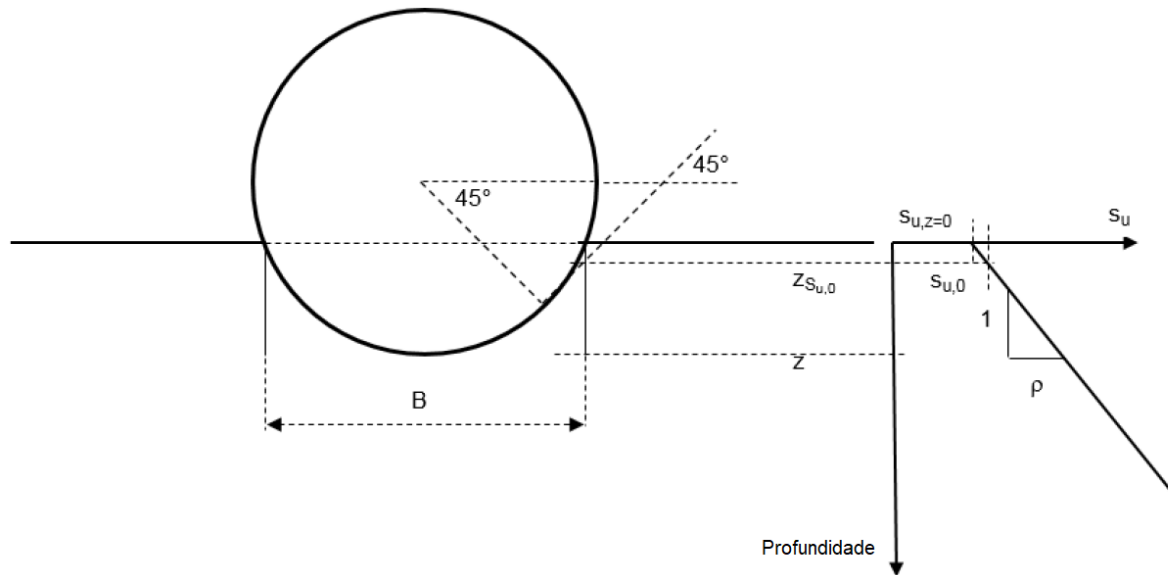


Figura 9 – Nível de referência para consideração da profundidade em condições não drenadas (Adaptado de DNVGL-RP-F114, 2021)

A resistência não drenada inicial (com consideração do efeito de profundidade, nível de referência z) é calculada como (Equação (21)):

$$s_{u,0} = s_{u,z=0} + \rho z_{su,0} \quad (21)$$

1.2.1.3 Bruton et al. (2006)

As soluções baseadas em teoria da plasticidade – iniciadas por Murff et al. (1989) e atualizadas posteriormente por Aubeny et al. (2005) – são derivadas da Equação (22):

$$\frac{V}{Ds_{u,\text{inverso}}} = a \left(\frac{z}{D}\right)^b \quad (22)$$

Onde a e b são os coeficientes da função geral e dependem da rugosidade da interface. Esses coeficientes são alterados a depender da consideração (limites): perfeitamente liso ou rugoso. O $s_{u,\text{inverso}}$ corresponde ao valor de resistência não drenada encontrado na profundidade de enterramento do inverso do duto (z).

Bruton et al. (2006) reformulou as equações propostas nos trabalhos anteriores de modo a fornecer diretamente o termo z/D . Além disso, os autores também incorporaram ao estudo os dados experimentais obtidos durante o projeto SAFEBUCK JIP. A Equação (23) apresenta essas atualizações.

$$\frac{z}{D} = \left(\frac{s_t}{45}\right) \left(\frac{V}{Ds_{u,\text{inverso}}}\right)^2 \quad (23)$$

Onde S_t é a sensibilidade do solo.

1.2.1.4 DNVGL-RP-F114 – Modelo 2 / SAFEBUCK III (2015)

Esse método se baseia nos estudos publicados por Randolph e White (2008), Merifield et al. (2008) e Chatterjee et al. (2012). O primeiro termo da Equação (24) está relacionado à resistência do solo, enquanto o segundo termo introduz o empuxo gerado pelo levantamento do solo (como apontado na Figura 7). O fator multiplicador de 1,5 foi o melhor ajuste obtido em análise numérica descrita em Merifield et al. (2008).

$$V = \{ \min [6(Z/D)^{0,25}; 3,4(10Z/D)^{0,5}] + 1,5 Y' A_{bm} / D_{s_u} \} D_{s_u} \quad (24)$$

1.2.2 Efeitos devido à instalação

Estudos indicam que o enterramento do duto após a instalação é consideravelmente maior do que se esperaria ao quantificar o enterramento apenas em função de seu peso submerso e com soluções de capacidade de carga para resistência à penetração. Esse enterramento adicional provém de dois mecanismos observados durante o processo de instalação (Randolph e Gourvenec, 2011):

- a) Concentração de tensão no TDP (*touchdown point*);
- b) Amolgamento ou deslocamento do solo devido à movimentos cíclicos do duto durante sua instalação.

1.2.2.1 Concentração de força durante a instalação

Durante o processo de instalação do duto, devido à forma de catenária que este fica submetido, há uma concentração de tensão no ponto em que o duto encosta no leito marinho (Figura 10). O desenvolvimento dessa região, conhecida como *touchdown point*, independe do método de instalação do duto (S-lay ou J-lay). Nas proximidades do TDP, o solo é submetido, além do peso submerso do duto, a uma força de contato derivada do ângulo formado entre o duto e a superfície do oceano, de seu peso submerso e da extensão da lâmina d'água (Equação (25):

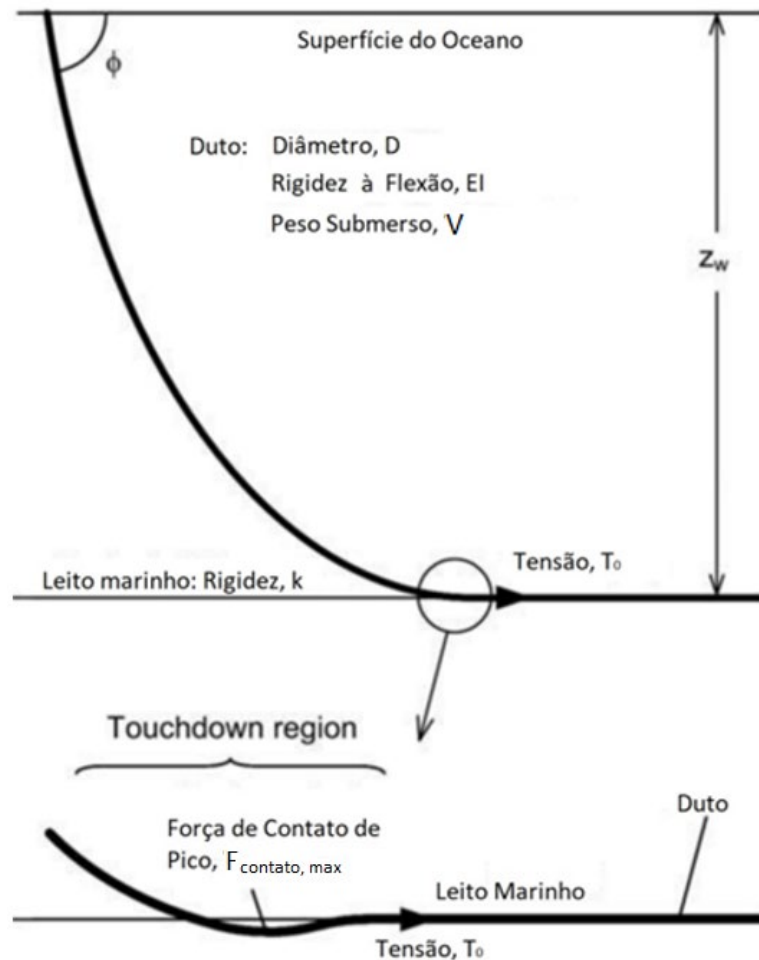


Figura 10 – Disposição do duto durante a instalação (Adaptado de Randolph e Gourvenec, 2011)

$$T_0 / Z_w \cdot V = \cos\phi / 1 - \cos\phi \quad (25)$$

Onde:

T_0 é a componente horizontal da tensão;

Z_w é a extensão da lâmina d'água;

ϕ é o ângulo de penduro;

V é o peso submerso do duto por comprimento.

A influência desse processo no enterramento do duto é quantificada a partir de k_{lay} (*touchdown lay factor*). Em síntese, esse fator é obtido pela divisão de V_{max} (Figura 10) pelo peso submerso do duto (V). Tanto o SAFEBUCK III (2015) quanto a DNVGL-RP-F114 (2021) indicam o cálculo de k_{lay} como (Equação (26)):

$$k_{lay} = 0,6 + 0,4 \left(\frac{EI \cdot k_{lay} \cdot V}{z_{ini} T_0^2} \right)^{0,25} \quad (26)$$

As Equações (25 e (26) são derivadas do complexo estudo de soluções em catenária e seus desenvolvimentos são melhor detalhados em Pesce et al. (1998), Lenci e Callegari (2005) e Randolph e White (2008).

Os valores típicos de k_{lay} geralmente estão entre 1 e 3. Esse fator tende a ser maior em solos com maior rigidez - onde a reação à V_{max} está concentrada em um menor comprimento de duto (Figura 10). Em solos muito moles, onde a reação está distribuída em um maior comprimento de duto, o fator tende a convergir para a unidade (e nunca menor do que 1) (Carr et al., 2015). Para regiões de águas ultraprofundas, Westgate et al. (2010) recomendam a utilização de k_{lay} entre 1,5 e 2. Bruton et al. (2006) reportam que os valores de k_{lay} para argilas moles varia tipicamente entre 2 e 3 (notar que, conforme Equação (26), k_{lay} depende, além de z_{ini} (função de S_u), da rigidez à flexão do duto e de T_0).

1.2.2.2 Amolgamento/deslocamento do solo devido à movimentos cíclicos durante a instalação do duto

Durante a instalação do duto no leito marinho, além da concentração de tensões no TDP (item 1.2.2.1), tem-se a influência de processos conhecidos como “dinâmicos” e que contribuem para o enterramento parcial do duto.

O movimento que a embarcação está submetida, além das cargas hidrodinâmicas que atingem diretamente parte do duto suspenso, causam uma combinação de movimentos na vertical e na horizontal na região em que o duto encosta no solo marinho, ilustrados na Figura 11.

A água de arrastamento (que gera o efeito de sucção entre o solo e o duto) e o deslocamento cíclico do duto são processos que provocam o amolecimento do solo (Hodder et al., 2008; Gaudin e White, 2009), contribuindo para a diminuição da resistência ao cisalhamento (S_u mobilizado < S_u remoldado < S_u natural). As oscilações cíclicas diminuem a capacidade de carga do solo devido à combinação do movimento vertical com o horizontal (N_{cV-H} < N_{cV}) (Westgate et al., 2010).

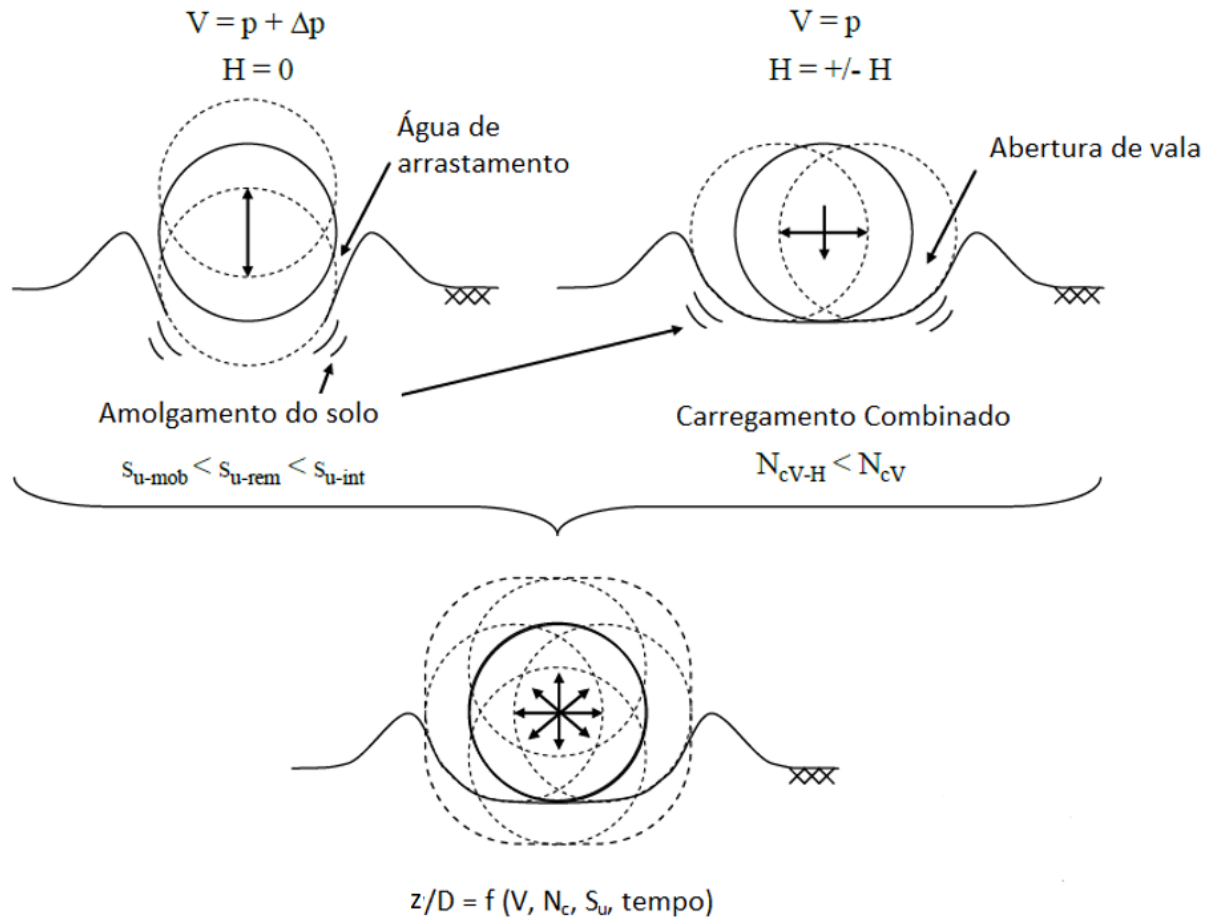


Figura 11 – Efeitos da movimentação do duto durante a instalação (Adaptado de Westgate et al., 2010)

A parcela vertical do movimento cíclico, se analisada separadamente da horizontal, é responsável pelo enterramento adicional devido ao efeito de amolecimento do solo na região de contato. Dessa forma, o valor de k_{lay} (razão da força de contato pelo peso submerso do duto) pode variar a depender da intensidade dos movimentos cíclicos (que geram a entrada de água constante entre o duto e o solo, amolecendo-o) - e, em consequência, da força de contato vertical (Figura 12).

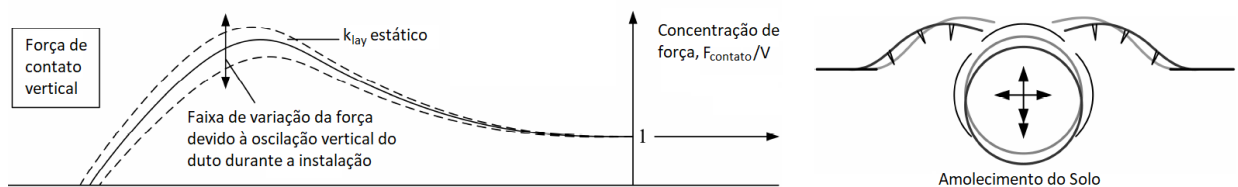


Figura 12 – Mecanismo de enterramento dinâmico devido à parcela vertical do movimento (Adaptado de Randolph e White, 2008)

Já a parcela do movimento horizontal contribui para, além do amolecimento do solo, a abertura de valas.

O perfil longitudinal indicado na Figura 13 aponta que, conforme ocorre a instalação do duto no leito marinho, tem-se o acúmulo do enterramento até que, a determinada distância após o referencial inicial (*touchdown zone*, TDZ), o enterramento do duto se estabiliza.

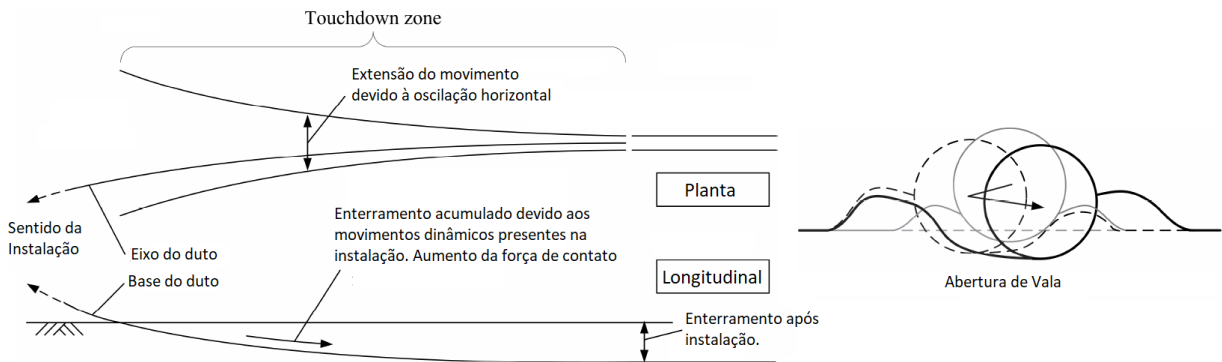


Figura 13 – Efeitos da movimentação do duto durante a instalação (Adaptado de Randolph e White, 2008)

A Figura 14 ilustra o deslocamento horizontal do duto na região do TDZ. A oscilação horizontal é progressivamente atenuada tanto pelo avanço do enterramento (aumento da restrição de movimento imposta pelo solo) quanto pelo da instalação (Randolph e White, 2008).

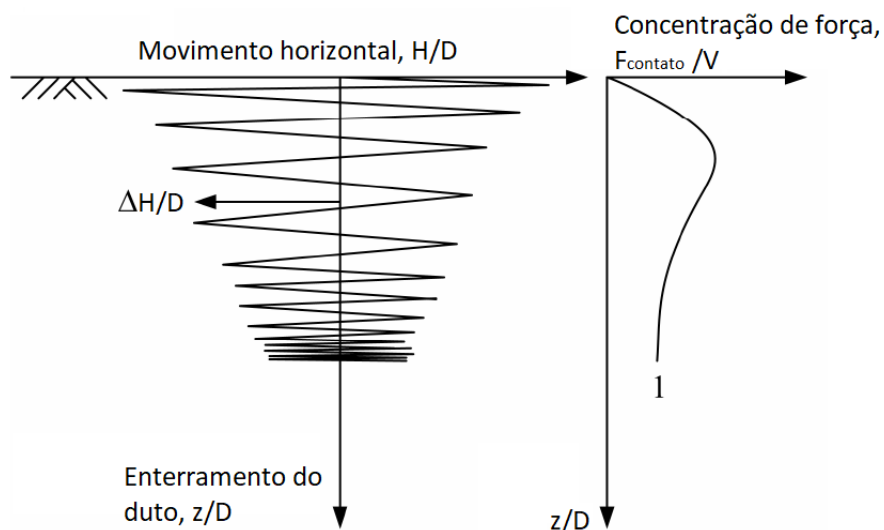


Figura 14 – Perfil esquemático dos mecanismos dinâmicos de instalação (Adaptado de Randolph e White, 2008)

Traçando-se uma linha do tempo para a análise dos mecanismos dinâmicos de instalação desde o momento que o duto encosta no leito marinho (TDP), pode-se

analisar a evolução dos movimentos horizontal e vertical, bem como o consequente efeito destes no enterramento do duto no solo (Figura 15). Tal como indicado na Figura 14, a oscilação horizontal atinge seu máximo em $t = 0$ e diminui à medida que ocorre o avanço da instalação para os pontos seguintes. Além do distanciamento dos subsequentes TDP, a menor movimentação horizontal com o tempo também é função da maior restrição lateral imposta pelo solo. A força de contato vertical do solo aumenta até alcançar seu ponto máximo (força de pico) e, em seguida, com o avanço da instalação, tende a se igualar ao seu respectivo par de força (peso submerso do duto, força de ação). Por fim, o enterramento do duto é crescente e mais intenso assim que este entra em contato com o solo (força de contato crescente e movimento horizontal máximo). Após a força de contato vertical máxima, o enterramento tende a se estabilizar consoante apenas ao processo de penetração estática (em função, principalmente, de seu peso submerso e da resistência ao cisalhamento do solo).

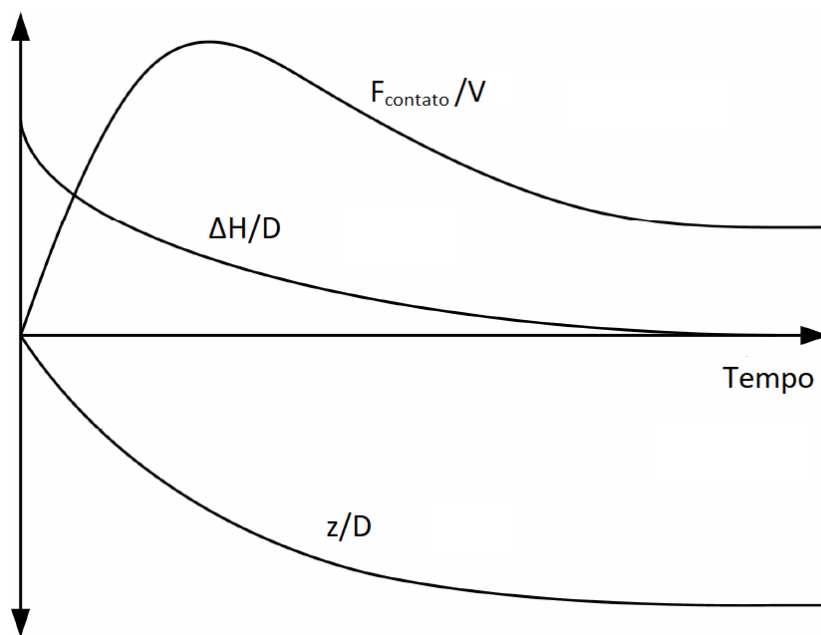


Figura 15 – Linha do tempo do enterramento dinâmico do duto (Adaptado de Randolph e White, 2008)

Para Randolph e White (2008), o processo de abertura de valas durante a instalação (ou seja, o deslocamento e amolgamento do solo no sentido transversal) está relacionado a dutos pouco enterrados (como $z/D = 0,5$). Para dutos com maiores valores de enterramento, o deslocamento de maiores massas de solo para as laterais torna o “ombro” formado instável, desabando. Ou seja, nesse caso, a movimentação

dinâmica (vertical ou horizontal) amolga e desagregada a estrutura do solo (efeito de amolecimento), resultando em maiores enterramentos.

O trabalho de Westgate et al., 2010 recomenda a utilização da resistência não drenada amolgada do solo (ao invés de S_u indeformado) durante o cálculo do enterramento inicial (item 1.2.1) para contabilizar os efeitos dinâmicos de instalação. A análise publicada pelos autores indicou que tal simplificação se mostrou razoável para os dados *post-lay* retroanalizados. O SAFEBUCK III (Carr et al., 2015) analisou os resultados obtidos de linhas em operação e também recomenda que os efeitos dinâmicos sejam considerados a partir da utilização de S_{ur} ao invés de S_u durante o cálculo do enterramento inicial (Z_{ini}).

Contudo, conforme pontuado pela DNVGL-RP-F114 (2021), tal recomendação não reflete fielmente o que de fato ocorre, dado que o duto não se enterra diretamente em um solo já completamente amolgado, mas que o amolgamento do solo é progressivo conforme ocorre o enterramento do duto. Para o caso de instalação em águas calmas, o uso da resistência não drenada amolgada pode superestimar o enterramento. Outro fator a ser considerado é que, quando da avaliação do enterramento adicional devido ao teste hidrostático, deve-se considerar o ganho de resistência (importância dos ensaios de tixotropia) após a instalação – dessa forma, não é indicada a utilização de S_{ur} .

Como alternativa à utilização proposta por Westgate et al. (2010), alguns autores retroanalizaram o enterramento de diversos dutos (medidos *in situ*) utilizando os cálculos de enterramento. Com isso, definiu-se o fator de multiplicação para contabilização dos efeitos dinâmicos (f_{dyn}). Para Bruton et al. (2006), o fator de multiplicação para contabilização dos efeitos dinâmicos durante a instalação (f_{dyn}) varia entre 1 e 3. Randolph e Gourvenec (2011) citam registro de $f_{dyn} = 10$, embora ressaltem que tal estudo foi realizado em dutos instalados em águas rasas (lâmina d'água < 500 m), que tendem a ter mais influência de movimentos hidrodinâmicos.

A modelagem física em centrífuga geotécnica com dutos tem se estabelecido como uma forma eficiente de reprodução, em menor escala, dos efeitos dinâmicos que influenciam no enterramento – bem como a quantificação deste. Randolph e Gouvernec (2011) indicam que a metodologia de teste consiste em induzir os movimentos típicos no TDZ provenientes da condição climática no momento da instalação, a tensão de instalação (T_0) e a resposta dinâmica da embarcação. Essas condições são impostas no elemento do duto em determinado número de ciclos

(refletindo o tempo para soldar um segmento de duto ao outro, no caso real). O trabalho de White e Cheuk (2011) buscou analisar, ciclo a ciclo, o progressivo amolgamento do solo com o deslocamento acumulado. Para tal, uma série de ensaios em centrífugas foi conduzido utilizando duas argilas – caulinita e uma argila natural de alta plasticidade. Os experimentos mostraram que apenas poucos ciclos de oscilação de pequena amplitude ($\pm 0,05D$) foram suficientes para aumentar o enterramento estático em duas ou três vezes. Após cerca de 100 ciclos (período que representa o processo típico de instalação) o enterramento verificado foi de até 8 vezes o enterramento estático.

A contribuição do processo dinâmico da instalação do duto no enterramento é comumente negligenciada nos projetos devido à dificuldade de previsão dos movimentos das embarcações e das forças hidrodinâmicas atuantes no momento da instalação do duto.

1.2.3 Comentários a respeito do enterramento

Randolph e White (2008) discutem em seu estudo os altos valores de enterramento estático observados no método de Verley e Lund (1995), se comparados com outros métodos consagrados, como as análises de plasticidade de Murff (1989) para $V/DS_u < 3$ (Cathie et al., 2005) e com o modelo de Bruton et al. (2006). Para Randolph e White (2008), as discrepâncias encontradas nos valores de enterramento estático no método de Verley e Lund (1995) estão relacionadas a utilização de valores experimentais imprecisos de resistência não drenada em profundidades rasas, além da quantificação de enterramento adicional presente nos experimentos devido ao adensamento do solo e aos efeitos dinâmicos.

A determinação quantitativa precisa do enterramento é de extrema importância no projeto de dutos instalados em águas profundas. O valor projetado de enterramento é utilizado em outras análises – como nos estudos de estabilidade, resistência lateral e axial. É importante ressaltar que a adoção de valores muito conservadores de enterramento não se traduz, necessariamente, em uma abordagem mais segura.

A retroanálise do enterramento de dutos já instalados é uma importante ferramenta para o projeto de futuras instalações, pois permite que as condições do leito marinho sejam mais bem compreendidas. Dessa forma, pode-se estimar o enterramento inicial do duto de forma mais precisa a partir da calibração dos

parâmetros disponíveis em cada região analisada. A retroanálise é comumente realizada por meio de inspeção e levantamento de dados no local – como levantamentos geofísicos, mergulho visual, utilização de ROVs (veículos operados remotamente) e análise de dados de monitoramento contínuo.

Ao longo dos últimos anos, têm-se desenvolvido análises numéricas e ensaios em centrífuga de grande relevância. Destaca-se, nesse contexto, as pesquisas conduzidas no Laboratório de Modelagem Centrífuga (LM²C) da COPPE, UFRJ, sob a coordenação do professor Márcio Almeida. Uma das linhas de investigação, realizada em colaboração com o CENPES e a TECHNIP, concentra-se nos fenômenos ligados ao comportamento de dutos submarinos enterrados em solos argilosos e arenosos. O foco recai sobre os desafios enfrentados na exploração em águas profundas, como a propagação de ondas de pressão no TDP. Além disso, são conduzidos estudos de interação entre o solo e o duto submarino em centrífuga, permitindo a simulação, em escala reduzida, das condições de esforços e movimentação, assim como a validação de metodologias muitas vezes associadas às análises numéricas.

2 MODELAGEM COMPUTACIONAL

O método de elementos finitos (MEF) é uma técnica numérica utilizada para resolução de problemas matemáticos complexos. Tal método consiste na divisão de uma região em partes menores (unidades discretas – elementos finitos) que são interligadas por seus nós. Ao dividir-se o problema em partes menores e de resolução matemática conhecida, além de obter-se a solução da questão como um todo, tem-se o conhecimento mais preciso sobre o comportamento de cada parte do problema.

A utilização de método de elementos finitos para resolução de problemas em geotecnia é particularmente interessante. Isso porque, sabendo que o solo é um material natural e amplamente heterogêneo, a subdivisão de uma região em partes menores permite simular, com maior precisão, o comportamento do solo dada as suas características de resistência sob diferentes condições de carregamento.

2.1 Plaxis

O Plaxis é um programa computacional de elementos finitos amplamente utilizado para a análise de problemas geotécnicos.

A estrutura do software está dividida em 4 subprogramas. São eles:

- a. Entrada de dados (*Input*): é a primeira etapa do processo de modelagem. É no *Input* que se indica a geometria do problema, disposição dos elementos, propriedades dos materiais e seus modelos constitutivos, além das condições de contorno (forças e/ou deslocamentos preestabelecidos). A análise do problema pode ser realizada a partir do modelo axissimétrico (simetria de rotação em torno de um eixo, como em poços e tubulações, por exemplo) ou do estado plano de deformações (utilizado quando a geometria é considerada bidimensional – ou seja, não há deformações ou deslocamentos na direção perpendicular ao plano do modelo), conforme ilustrado na Figura 16.

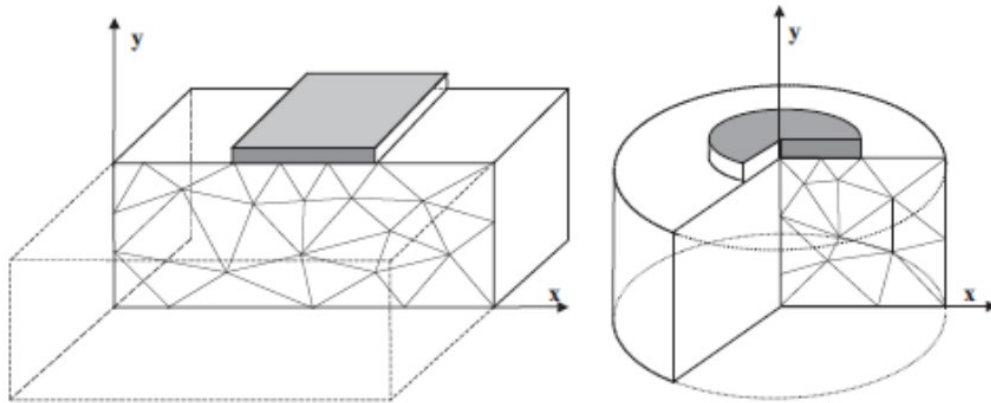


Figura 16 – Exemplo do estado plano de deformações (à direita) e do problema axissimétrico (à direita) (PLAXIS, 2023).

Após a definição da geometria, das propriedades dos materiais e das condições de contorno, segue-se para a geração da malha de elementos finitos e definição das condições de tensões iniciais.

- b. Cálculo (*Calculate*): nesta fase, as análises podem ser de quatro tipos: carregamento plástico (*plastic*), adensamento (*consolidation*), determinação de fator de segurança (*phi-c reduction*) ou análise dinâmica (*dynamic analysis*). Essa etapa engloba a simulação de estágios de carga e descarga imediatos ou em tempos pré-estabelecidos, inclusão de período de adensamento, cálculo do fator de segurança e a inclusão de carga dinâmicas. Esta sub-rotina permite a divisão do processo analisado em etapas (atividades), de modo a reproduzir de forma mais precisa a evolução construtiva de uma obra ou a sequenciação de eventos que determinada estrutura/material sofreu, por exemplo.
- c. Saída de dados (*Output*): é nesta etapa que são obtidos os resultados, que englobam as tensões, deformações e deslocamentos, além dos pontos de plastificação. É nesta etapa que é apresentada a malha deformada do problema analisado.
- d. Edição de Curvas (*Curves*): por fim, tem-se o subprograma *Curves*, responsável pela disponibilização de gráficos e tabelas referentes a pontos previamente selecionados na malha deformada. Os resultados englobam as relações de tensão-deformação, força-deslocamento, poropressão-tempo, trajetórias de tensão (e/ou deformação), aceleração-tempo (análise dinâmica), etc.

Dentre os modelos constitutivos implementados no programa, listam-se: Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil Creep, Soil Test, Cam Clay e Cam Clay Modificado. Este último está detalhado no item a seguir.

2.2 Cam clay modificado

O modelo Cam Clay/Cam Clay modificado descreve o comportamento do solo como elasto-plástico, o que significa que o solo é considerado elástico quando submetido a tensões abaixo de um determinado limite e plástico quando as tensões excedem esse limite. Durante o comportamento elástico, o material é capaz de retornar à sua forma original após a remoção do carregamento aplicado. Nessa fase, as deformações sofridas pelo solo são proporcionais às tensões aplicadas, seguindo a lei de Hooke. No entanto, quando as tensões ultrapassam um limite de plasticidade específico, ocorrem deformações plásticas ou permanentes.

Wood (1991) menciona que um modelo elasto-plástico deve incluir, além da definição das variáveis de estado, do comportamento e das propriedades elásticas, a identificação de uma superfície de plastificação (função de plastificação), a descrição das deformações e das magnitudes das deformações plásticas (lei de fluxo, função potencial plástica) e a determinação da evolução da superfície de plastificação (lei de endurecimento).

A curva ou superfície que separa o comportamento elástico do plástico é definida por uma função de plastificação ($F(\sigma)$), onde σ representa o estado de tensões ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$). O comportamento do material é considerado puramente elástico se $F(\sigma) < 0$ e elasto-plástico se $F(\sigma) = 0$. A condição $F(\sigma) > 0$ é impossível (Figura 17). Nader (2015) ressalta que, no caso de materiais isotrópicos, as tensões principais são suficientes para indicar se uma determinada condição pertence à superfície de plastificação, uma vez que as propriedades dos materiais não variam.

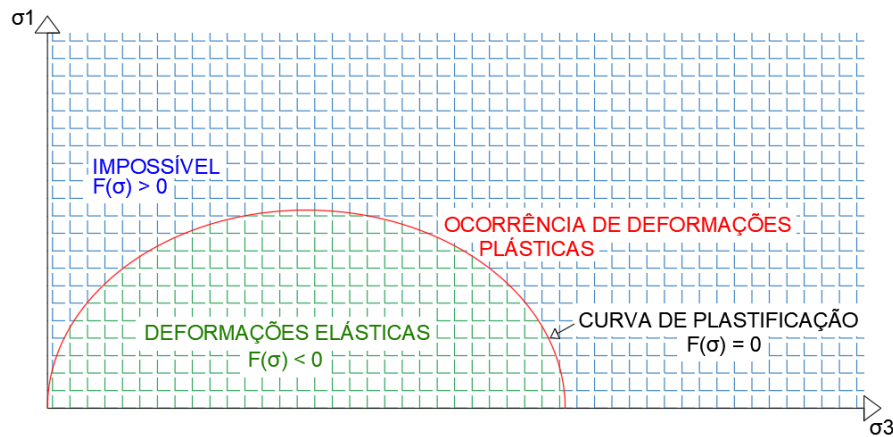


Figura 17 – Curva de plastificação.

No contexto de deformações plásticas, um material pode ser denominado perfeitamente plástico ou com o comportamento de endurecimento/amolecimento de acordo com sua função de plastificação. Se esta for fixa, o material é considerado perfeitamente plástico. Por outro lado, caso a função de plastificação se altere em virtude das deformações plásticas, o material pode apresentar endurecimento ou amolecimento (Roscoe e Burland, 1968; Schofield e Wroth, 1968; Potts e Zdravkovic, 1999).

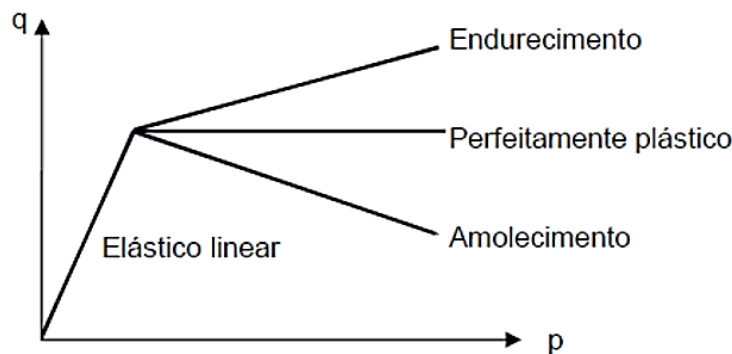


Figura 18 – Representação do comportamento plástico dos materiais.

As formulações conhecidas como modelo Cam Clay foram pioneiras na incorporação dos conceitos de estados críticos. Esses estudos foram realizados na Universidade de Cambridge, na Inglaterra, pelos pesquisadores Roscoe e Schofield (1963) e Schofield e Wroth (1968). Posteriormente, o modelo original foi aprimorado por Roscoe e Burland (1968), sendo denominado Cam Clay modificado (consideração de superfície de plastificação elipsoidal).

O modelo foi desenvolvido para condições de carregamentos triaxiais sendo sua matriz de tensões em termos de tensões efetivas. O Cam Clay utiliza o plano p - q (Equações (27) e (28)) e incorpora o conceito de envoltória de ruptura fixa,

semelhante aos modelos convencionais como Mohr-Coulomb e Drucker-Prager. Nesse modelo, a linha de estado crítico (LEC) é projetada como uma reta com inclinação M , passando pela origem dos eixos (Figura 19). No entanto, em contraste com os modelos clássicos, o modelo Cam Clay também utiliza superfícies de escoamento (móvel, de endurecimento) fechadas para representar deformações plásticas contínuas do solo sob os carregamentos impostos.

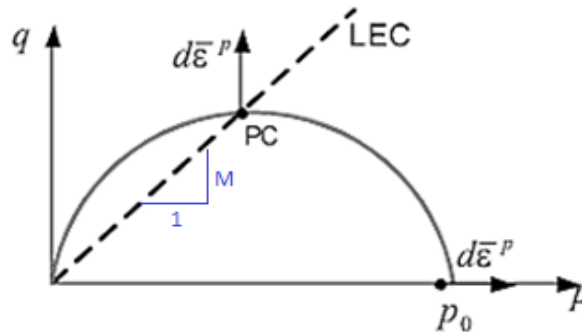


Figura 19 – Apresentação da superfície de escoamento (SE) e da direção do fluxo plástico.

A tensão p é relacionada ao primeiro invariante de tensões:

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} = J_1/3 = \text{tensão média} \quad (27)$$

Já a tensão q é relacionada ao segundo invariante do tensor desviador de tensões:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \sqrt{3J_{2D}} \quad (28)$$

A declividade da reta de estado crítico (M) está diretamente relacionada com o ângulo de atrito efetivo da envoltória de Mohr-Coulomb (φ') (Equação (29)).

$$M = \frac{6\text{sen}\varphi'}{3 - \text{sen}\varphi'} \quad (29)$$

Os pontos críticos (PC) são formados pela interseção da superfície de plastificação com a linha do estado crítico. Neste ponto, a tangente à superfície de escoamento é horizontal – ou seja, não há incremento na deformação volumétrica plástica ($d\varepsilon_v^p = 0$).

O ponto p_0 (média das tensões principais iniciais) que define a dimensão inicial da elipse, está relacionado – no caso de uma argila normalmente adensada - à interseção da linha de expansão com a reta virgem (interpretado como a tensão de pré-adensamento (p_{pa}) ou parâmetro de endurecimento). A curva de plastificação se expande de forma isotrópica, caracterizando a lei de endurecimento do solo. Em outras palavras, à medida que o solo é submetido a cargas maiores, ele se torna mais resistente a deformações plásticas. O endurecimento pode ocorrer devido ao rearranjo

de partículas, compressão da estrutura do solo ou reorganização da água presente nos vazios.

A função que governa o escoamento no modelo Cam Clay é a mesma que descreve a função do potencial plástico, considerando a condição de lei de fluxo associado (Equação (30)).

$$f = f(p, q, p_0) = q^2 + M^2 p (p - p_0) \quad (30)$$

No modelo Cam-Clay, existem quatro constantes características do material. Além de G (módulo de cisalhamento elástico) e M (declividade da reta de estado crítico, representada na Figura 19), temos λ (módulo da declividade da reta de compressão isotrópica elastoplástica no plano $\ln(p) \times e$) e κ (módulo da declividade da reta de expansão ou compressão isotrópica elástica no plano $\ln(p) \times e$).

A Figura 20 apresenta o comportamento de um solo argiloso durante compressão isotrópica drenada ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$) do ponto A ao ponto B. Nessa configuração, o regime que governa o comportamento do solo é o elastoplástico, pois estão sendo aplicados níveis de carregamento que o material nunca havia experimentado. No gráfico de $e \times \ln(p)$, observa-se que o ponto A se deslocou ao longo da linha de consolidação normal (LCN), também conhecida como reta virgem (com declividade correspondente ao coeficiente de compressibilidade, C_c) quando indicada no gráfico $e \times \log(p)$. A declividade da LCN é dada por λ .

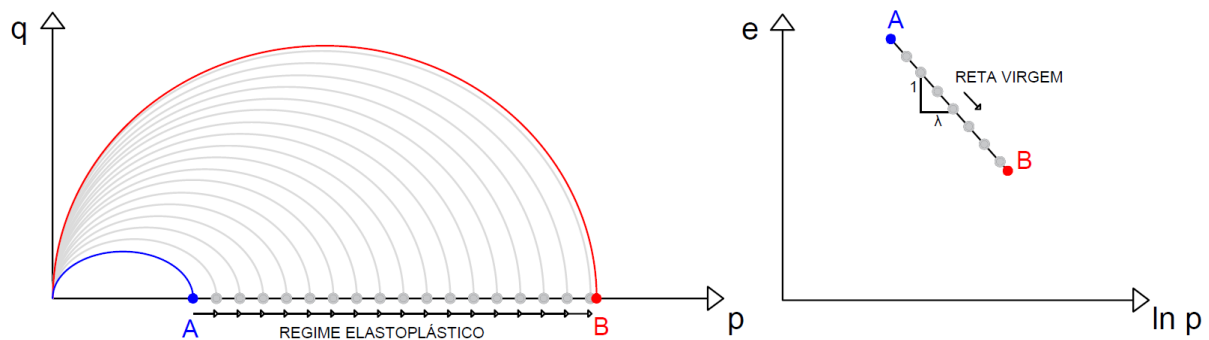


Figura 20 – Comportamento de um solo argiloso submetido à compressão isotrópica.

Ao submeter esse material a uma expansão isotrópica do ponto B ao ponto C, como ilustrado na Figura 21, ocorre um regime elástico, uma vez que o solo já havia sido submetido a esses níveis de compressão. A inclinação da reta de expansão é representada por κ .

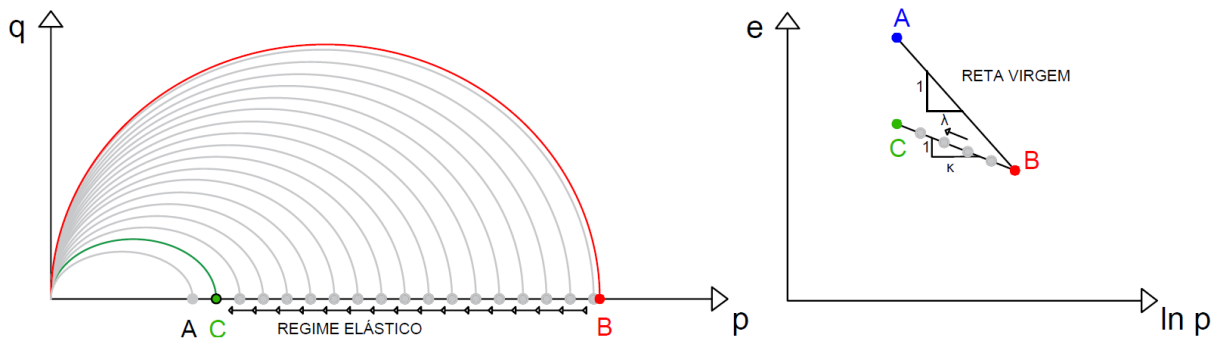


Figura 21 – Comportamento de um solo argiloso submetido à expansão isotrópica.

Se, em seguida, o solo for submetido a uma recompressão do ponto C ao ponto D, é possível observar os regimes elástico e elastoplástico em momentos distintos. No trecho de C a B, onde as tensões aplicadas já foram experimentadas anteriormente, ocorre o regime elástico. No trecho de C a D, onde as tensões aplicadas são maiores do que as experimentadas anteriormente, ocorre o regime elastoplástico.

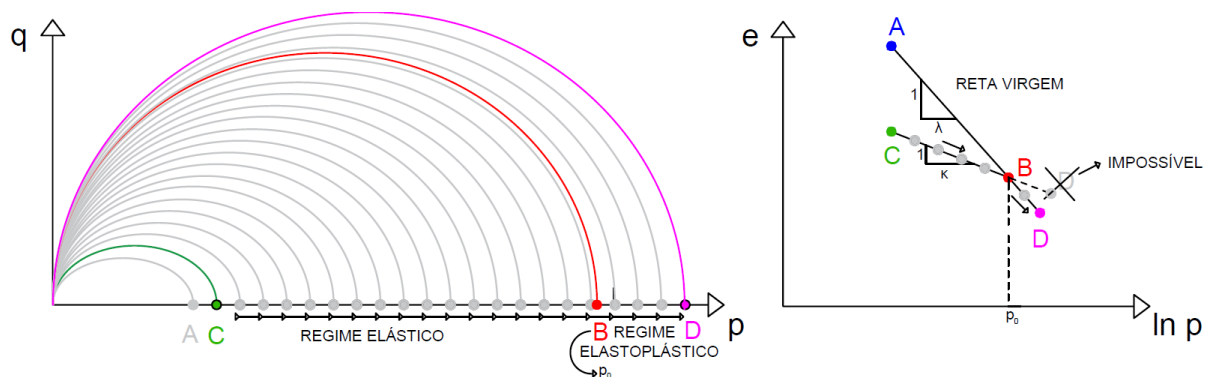


Figura 22 – Comportamento de um solo argiloso submetido à recompressão isotrópica.

Como mencionado anteriormente, λ e κ estão intimamente relacionados a C_c e C_e . A relação entre eles é estabelecida por meio da conversão da base de logaritmo natural para logaritmo de base 10. Ou seja (Equação (31) e (32)):

$$\lambda = C_c / \ln 10 = C_c / 2,303 \quad (31)$$

$$\kappa = C_e / \ln 10 = C_e / 2,303 \quad (32)$$

A Figura 23 apresenta a relação entre as LEC (linha de estado crítico), LCN (linha de compressão normal) e LE (linha de expansão ou recompressão) nos espaços $q \times p$, $e \times p$ e $e \times \ln(p)$ durante compressão isotrópica.

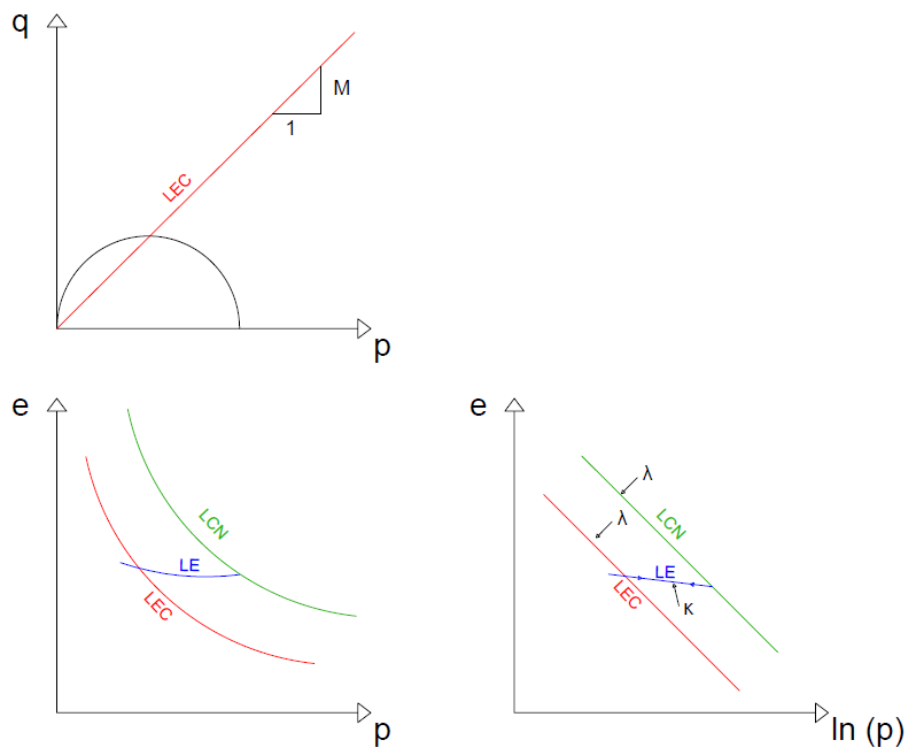


Figura 23 – Relação entre p , q e e na compressão isotrópica e no estado crítico.

Embora a introdução aos parâmetros λ e κ tenha sido realizada através de um exemplo apenas com compressão isotrópica, o modelo permite que os fenômenos de cisalhamento e compressão aconteçam concomitantemente.

O ponto principal é que, quando a trajetória de tensões efetivas intersecta a superfície de plastificação, esta se expande para incluir o novo nível de tensões. Isso ocorre quando o solo apresenta comportamento contráctil, acumulando deformações permanentes e redução de volume (condições drenadas). Se a trajetória de tensões intersectar a linha de estados críticos antes de tocar na curva de plastificação, a curva diminui até a linha de estados críticos, indicando um comportamento dilatante do solo. Essa situação é comum quando há resistência de pico.

Quando uma trajetória de tensões efetivas permanece dentro da superfície de plastificação (regime elástico), isso se manifesta no espaço $e \times \ln(p)$ como um deslocamento do ponto ao longo da linha de expansão/recompressão.

O grau de pré-adensamento pode ser quantificado pelo parâmetro R_0 (p'_{pa}/p_0), que é uma versão invariante da razão de pré-adensamento unidimensional (OCR). A Figura 24 apresenta relação de pré-adensamento do solo, dependendo da região em que a trajetória de tensões se inicia.

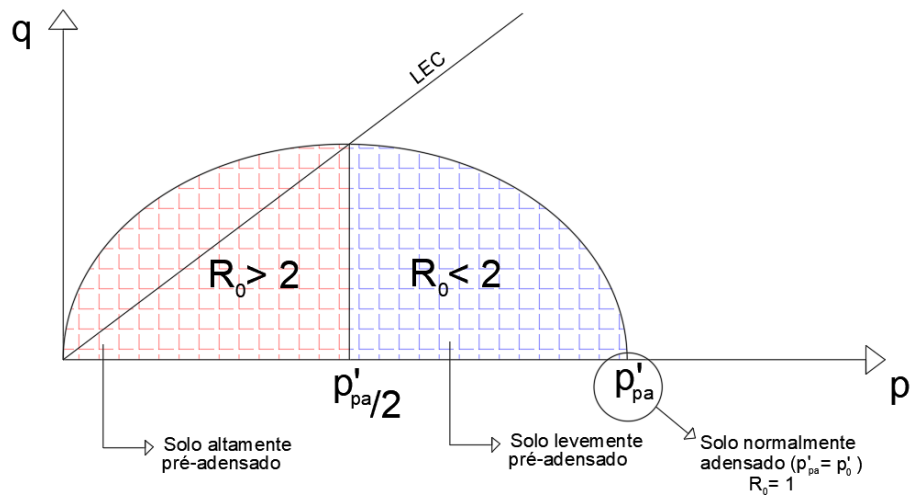


Figura 24 – Representação das razões de pré-adensamento.

3 APLICAÇÃO PRÁTICA

Este capítulo tem como objetivo desenvolver os conceitos apresentados no item 1 por meio da aplicação prática de cálculos de enterramento de um duto rígido simplesmente apoiado no leito marinho argiloso. Serão realizados cálculos baseados nos métodos de previsão de enterramento estático descritos no item 1.2.1, além de uma modelagem 2D no software Plaxis utilizando o modelo constitutivo cam clay modificado para representar o comportamento do solo do leito marinho.

Os parâmetros geotécnicos do solo foram obtidos a partir do estudo realizado por Fagundes et al. (2012). Os ensaios de campo e laboratório foram conduzidos no leito marinho, em uma região com lâmina d'água de aproximadamente 1500 metros, na Bacia de Campos (*offshore* do Rio de Janeiro).

Os dados de entrada referentes ao duto rígido, para aplicação do exemplo, estão indicados a seguir:

Tabela 4 – Dados do duto.

Dados do duto	
Diâmetro	259 mm
Peso submerso na instalação (vazio)	1,033 kN/m
Peso submerso no teste hidrostático	1,360 kN/m
Peso submerso na operação	1,250 kN/m

3.1 Definição dos parâmetros geotécnicos

O material foi coletado com a utilização de *piston corer*. Foram conduzidos diversos ensaios para definição dos parâmetros do solo, como caracterização geral (granulometria, limites de Atterberg, teor de umidade, densidade), ensaios triaxiais e de adensamento oedométrico.

Os parâmetros do solo, extraídos principalmente do trabalho de Fagundes et al. (2012) e utilizados nesta análise como exemplo para cálculo de enterramento, são os seguintes:

Tabela 5 – Parâmetros do solo

	γ_{sat} (kN/m ³)	15
	e_0	2
	St	2,5
Granulometria	Argila	47%
	Silte	47%
	Areia Fina	6%
Cam Clay	λ	0,20
	k	0,04
	M	1,17
	Su (PCPT)	$1,67z + 2,429$

A estimativa para o valor de peso específico foi baseada nos resultados de ensaios de laboratório, conforme apresentado na Figura 25.

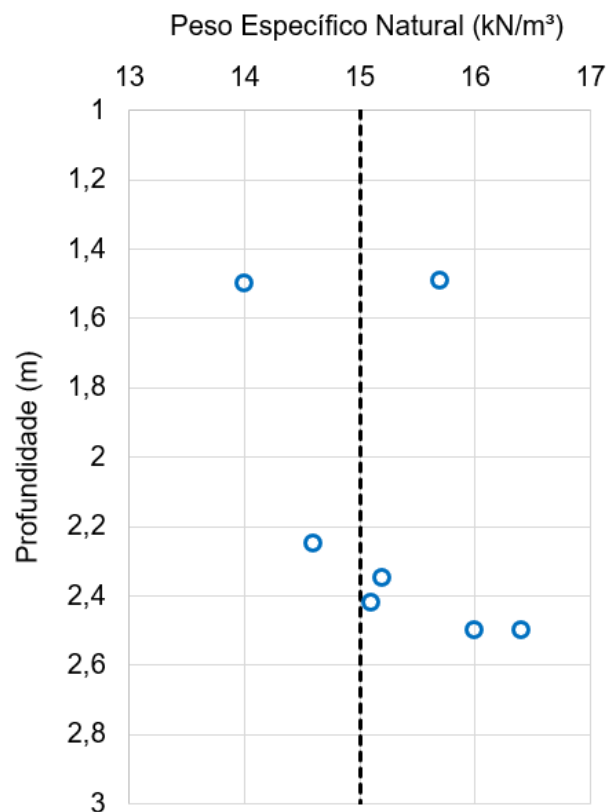


Figura 25 – Variação do peso específico natural ao longo da profundidade.

O perfil de resistência não drenada obtido a partir do CPTu está apresentado na Figura 26. Já a Figura 27 apresenta a curva $v \times \ln p'$ para compressão isotrópica.

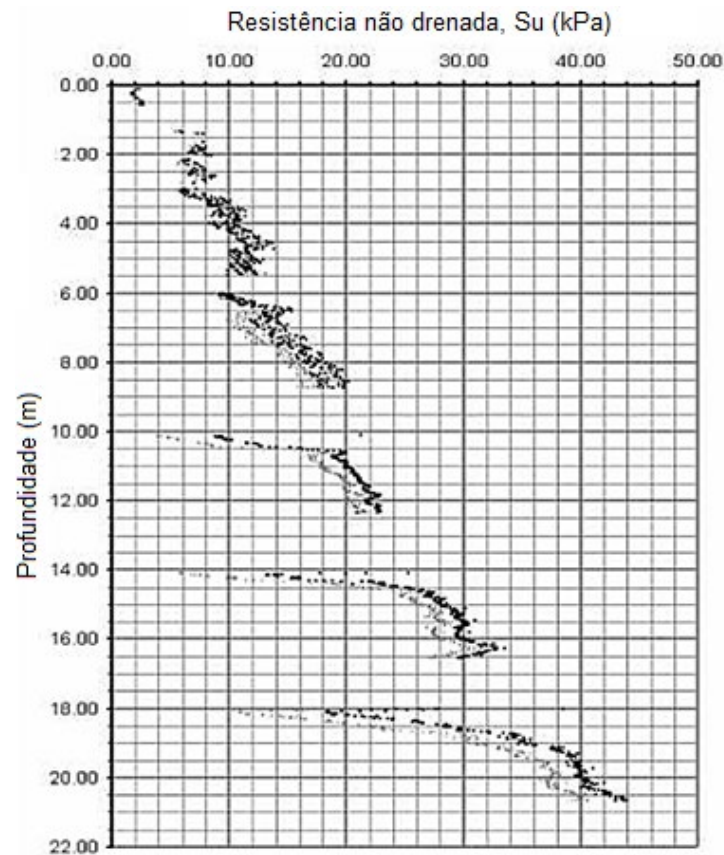


Figura 26 – Variação de S_u com a profundidade (Adaptado de Fagundes et al., 2012)

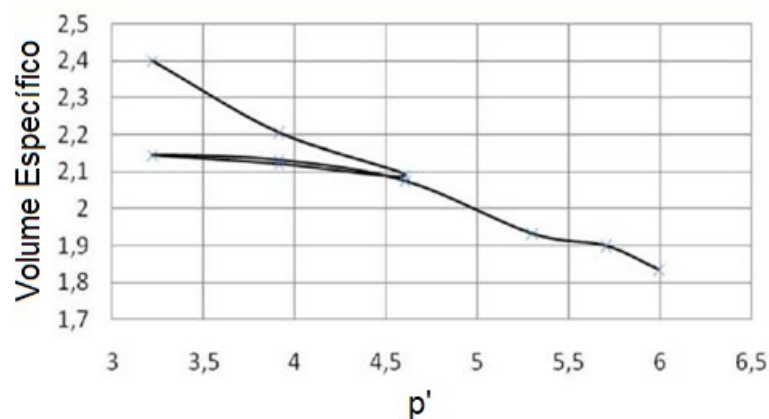


Figura 27 – Curva $v \times \ln p'$ para consolidação isotrópica (Adaptado de Fagundes et al., 2012)

3.2 Previsão do enterramento inicial – Métodos teóricos e empíricos

O cálculo do enterramento inicial foi realizado utilizando os métodos propostos por Verley e Lund (1995), o Modelo 1 da DNVGL-RP-F114, Bruton et al. (2006) e o

Modelo 2 da DNVGL-RP-F114 (itens 1.2.1.1 ao 1.2.1.4). Em consonância com as pesquisas de Carr et al. (2015) e Bruton et al. (2006), foram considerados os valores $f_{lay} = 1$ e $f_{dyn} = 1$.

Foi utilizado o software Mathcad para realizar o cálculo dos processos de interação numérica, a fim de obter os valores de enterramento. Esse software permitiu utilizar os resultados obtidos em uma etapa de análise numérica como entrada para a próxima etapa, melhorando a precisão e a convergência dos resultados. Os resultados parciais, bem como a definição das variáveis e os subprogramas utilizados, estão disponibilizados nas folhas de cálculo presentes no Apêndice A. Os resultados dos enterramentos iniciais (e, nesse caso, também estáticos) estão apresentados de forma resumida na Tabela 6.

Tabela 6 – Resumo dos resultados de enterramento obtidos pelos métodos propostos.

Verley e Lund (1995)			
Enterramento	Instalação	Teste Hidrostático	Operação
Nominal (mm)	25,9	37,7	37,7
Relativo, z/D (%)	10,0	14,5	14,5
DNVGL-RP-F114 – Modelo 1			
Enterramento	Instalação	Teste Hidrostático	Operação
Nominal (mm)	6,3	10,9	10,9
Relativo, z/D (%)	2,4	4,2	4,2
Bruton et al. (2006)			
Enterramento	Instalação	Teste Hidrostático	Operação
Nominal (mm)	22,5	38,3	38,3
Relativo, z/D (%)	8,7	14,8	14,8
DNVGL-RP-F114 – Modelo 2			
Enterramento	Instalação	Teste Hidrostático	Operação
Nominal (mm)	6,0	10,2	10,2
Relativo, z/D (%)	2,3	4,0	4,0

Uma análise preliminar indica que os enterramentos previstos por Verley e Lund (1995) e por Bruton et al. (2006) foram mais de três vezes superiores aos dos dois modelos propostos pelo DNVGL-RP-F114. É importante ressaltar que o método proposto por Verley e Lund (1995) é estritamente empírico, baseado em resultados de ensaios em diferentes escalas. O método proposto por Bruton et al. (2006) consiste

em uma reformulação da função geral de plasticidade, incorporando dados experimentais obtidos durante o projeto SAFEBUCK JIP – ou seja, também baseado na coleta e análise de resultados de ensaios, observações diretas, dentre outros dados.

O Modelo 1 do DNVGL-RP-F114 é baseado na teoria da capacidade de carga desenvolvida por Davis e Booker (1973), enquanto o Modelo 2 (mais recente - 2015) utiliza princípios da teoria da plasticidade com ajustes de análise numérica (método dos elementos finitos) para grandes deformações, levando em consideração o aumento de resistência com a taxa de deformação e o amolecimento do solo quando amolgado, além de validação por meio de ensaios em centrífuga.

Os modelos de maior influência metodológica empírica (Verley e Lund (1995) e Bruton et al. (2006)) podem ter os maiores valores de enterramento atribuídos a dois principais fatores: dados experimentais pouco confiáveis em relação à resistência não drenada em profundidades rasas e uma quantificação adicional do enterramento presente nos experimentos devido à consolidação do solo e aos efeitos de instalação (Randolph e White, 2008).

3.3 Previsão do enterramento inicial – Modelagem numérica

A previsão de enterramento inicial a partir de modelagem numérica contou com o uso do software de elementos finitos Plaxis 2D, conforme apresentado no item 2.

As análises foram realizadas no estado plano de deformações com elemento triangular de 15 nós (constituição de malha). A base do modelo foi impedida de se deslocar na horizontal e na vertical, enquanto nas laterais foi impedido o deslocamento horizontal.

Para a modelagem do duto, utilizou-se um elemento de túnel revestido por placa (em regime elástico). Buscando a reprodução de interação adequada entre a face externa do duto e o solo, incluiu-se um elemento de interface entre eles. Este elemento foi modelado utilizando as propriedades similares às do material (solo) adjacente a este.

Utilizou-se o modelo Cam-Clay modificado para representar o comportamento do solo sob o carregamento gerado pelo duto.

O objetivo da modelagem foi obter os valores de deslocamento vertical para cada uma das etapas iniciais que o duto é submetido: instalação, teste hidrostático e operação.

É importante ressaltar que para que a modelagem fosse viabilizada, foi necessária a inclusão de uma camada de solo fictício ao redor do duto e em contato com o solo. Os parâmetros associados a esta foram escolhidos de maneira iterativa de modo a não impactar os resultados principais do estudo.

Os parâmetros assumidos para os materiais de solo e placa do modelo estão indicados na Tabela 7 e na Tabela 8.

Tabela 7 – Parâmetros dos materiais de solo para modelagem.

Parâmetros	Solo	
	Argila	Solo Fictício
Modelo Constitutivo	Cam Clay Modificado	Mohr Coulomb
Comportamento em Relação à Drenagem	Não Drenado (A)	Não Drenado (C)
γ_{sat} (kN/m ³)	15,0	-
$\gamma_{n\grave{a}o\ sat}$ (kN/m ³)	15,0	0,1
λ	0,20	-
κ	0,04	-
v'_{ur}	0,15	-
M	1,17	-
E_u (kN/m ²)	-	3
ν_u	-	0,5
c' (kN/m ²)	-	0,2

Tabela 8 – Parâmetros do material do duto para modelagem.

Parâmetros	Material do Aço
Modelo Constitutivo	Elástico
EA (kN/m)	4209845
EI (kN.m ² /m)	28541
ν	0,3

Para cada etapa analisada, alterou-se o valor do peso linear submerso do material de placa para reproduzir o comportamento do duto. A Tabela 9 apresenta os valores utilizados.

Tabela 9 – Peso linear submerso durante cada fase.

Fase	Peso Linear Submerso (kN/m/m)
Instalação (Vazio)	1,033
Teste Hidrostático	1,360
Operação	1,250

A geometria do problema é indicada na Figura 28. Após a definição desta e atribuição dos materiais, seguiu-se para a etapa de geração de malha (Figura 29). Adotou-se a opção de malha muito fina com maior refinamento próximo aos elementos de interesse.

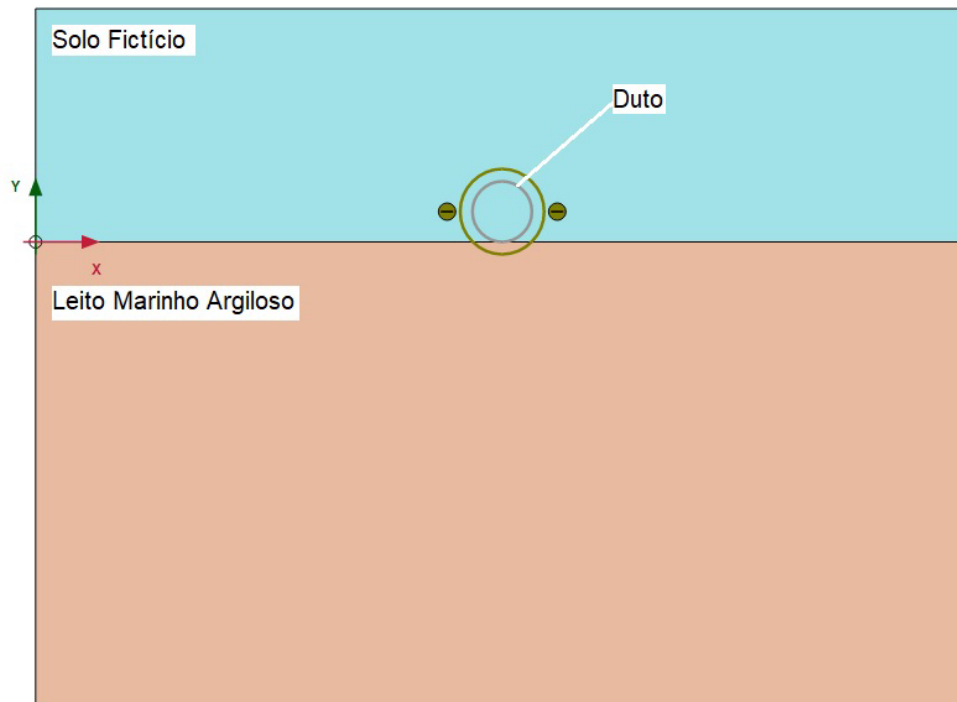


Figura 28 – Geometria do problema.

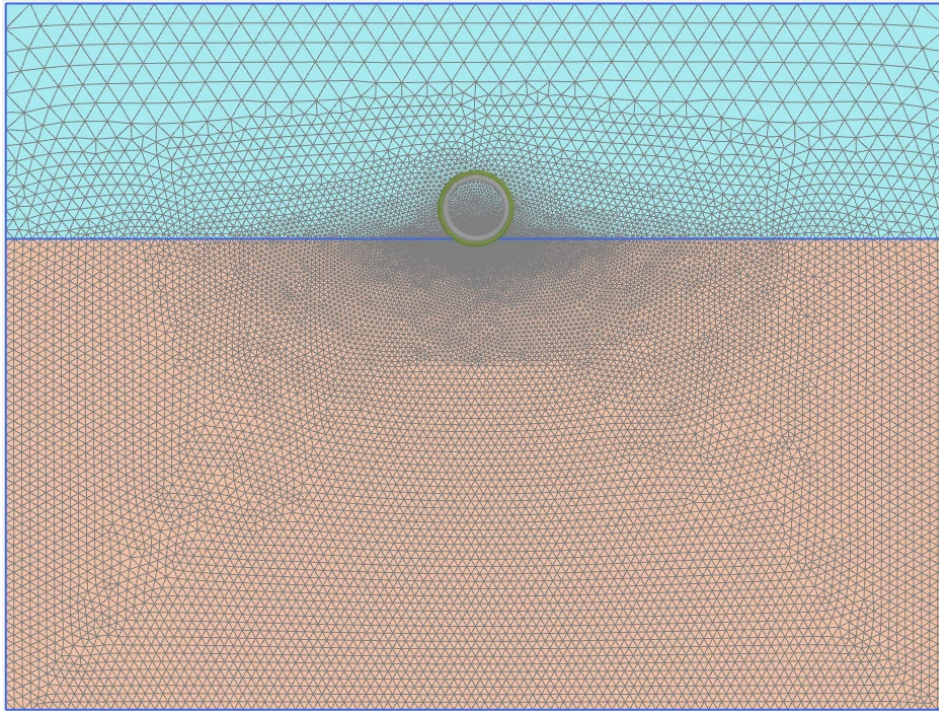


Figura 29 – Malha gerada.

O nível d'água foi definido na interface do leito marinho argiloso com o solo fictício (Figura 30).

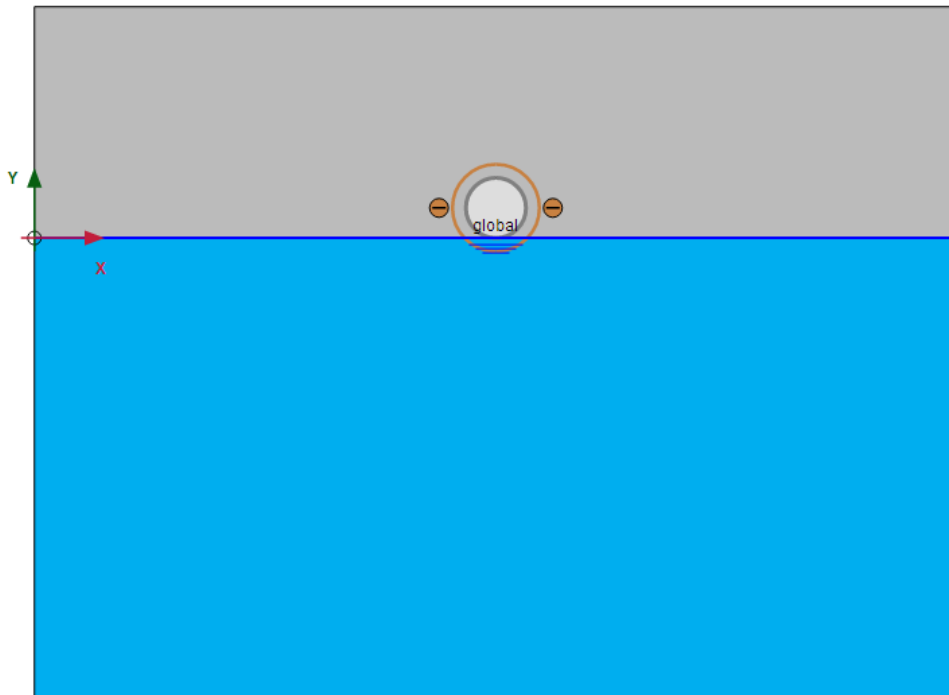


Figura 30 – Definição do nível d'água.

As etapas de cálculo compreenderam a fase inicial (apenas com a representação do leito marinho ativada) e as fases de instalação do duto vazio, teste hidrostático e operação. Nestas três últimas, ativaram-se, também, as representações do duto e do solo fictício ao redor deste. A única diferença entre estas três etapas foi a alteração do parâmetro de peso linear (submerso) do material de placa (representação do duto, vide material atribuído com cores diferentes), conforme Tabela 9. A sequência exposta é indicada na Figura 31.

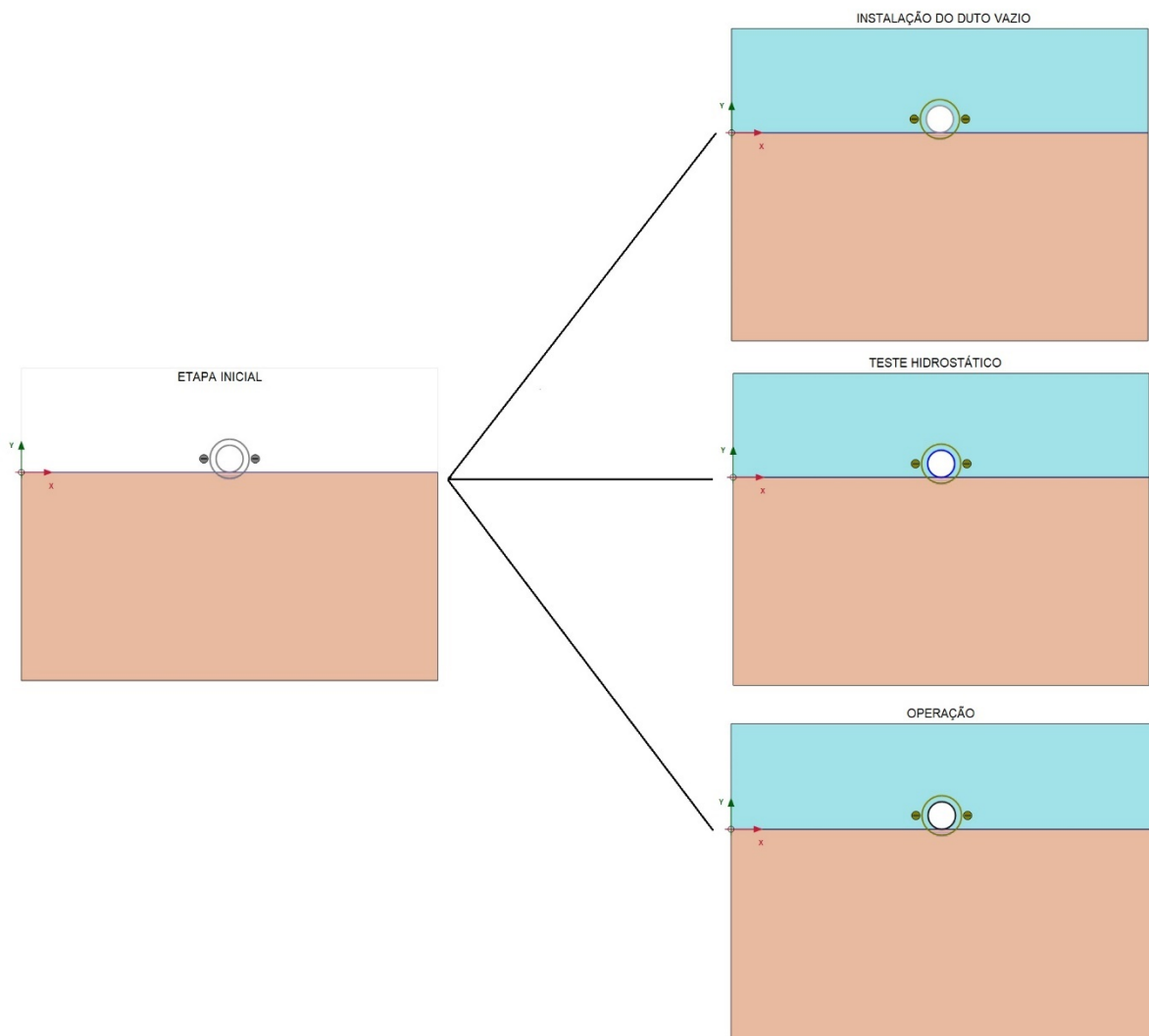


Figura 31 – Etapas de cálculo.

Utilizou-se a opção de malha atualizada (*updated mesh*) para cada etapa.

O enterramento nominal após a instalação do duto vazio foi de 3,3 mm, após o teste hidrostático foi de 12,9 mm e após o carregamento com o fluido de operação foi de 12,8 mm. Como o fluido de operação é menos denso que a água utilizada no teste

hidrostático, ocorreu um pequeno alívio das tensões impostas. A malha deformada após a operação está indicada na Figura 32 e o campo de deslocamento (y) é apresentado na Figura 33. A Tabela 10 apresenta o resumo dos resultados obtidos.

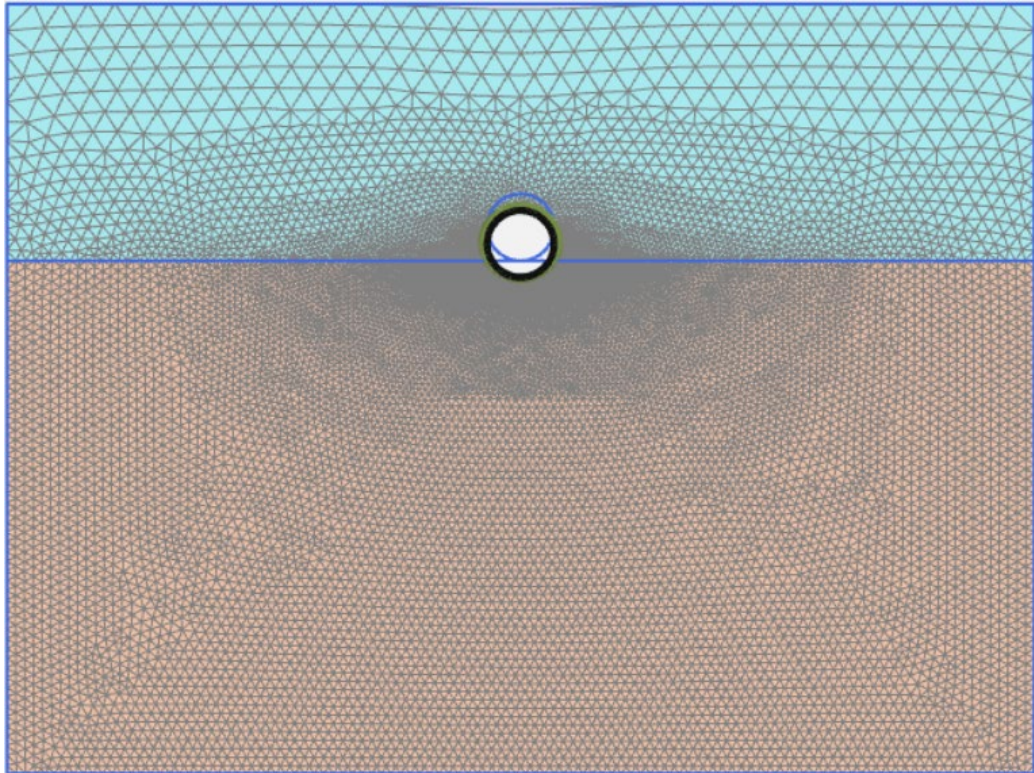


Figura 32 – Deformada após etapa “operação”, em escala aumentada em 5x.

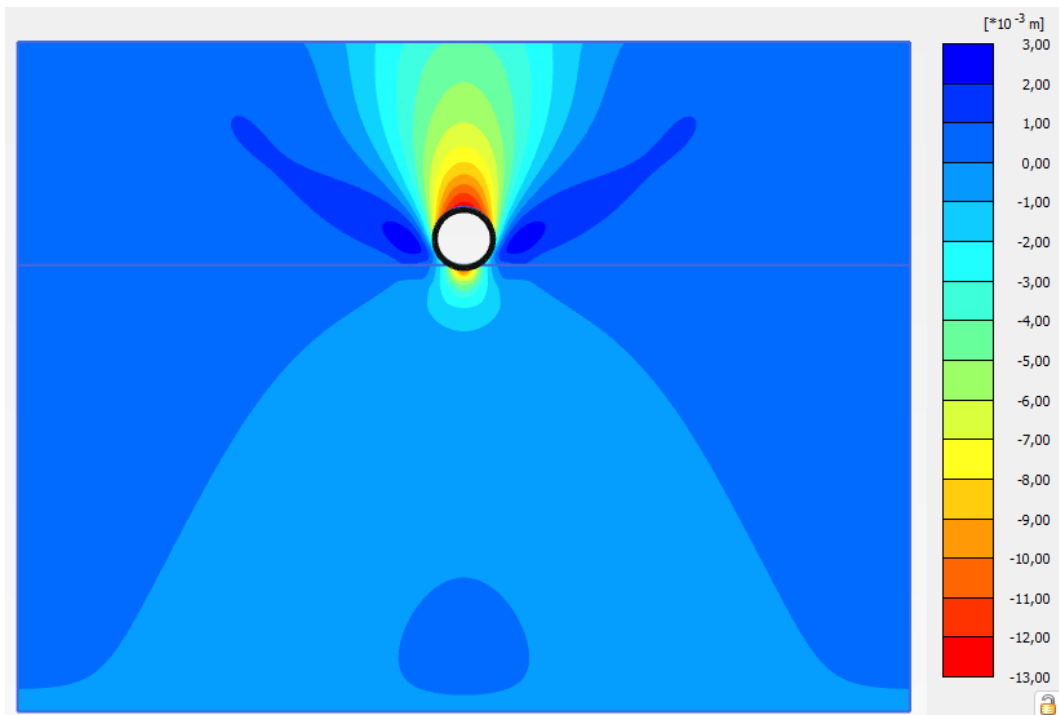


Figura 33 – Campo de deslocamentos em y após a etapa “operação”, em escala aumentada em 5x.

Tabela 10 – Resultados de enterramento inicial a partir da análise por MEF.

MEF			
Enterramento	Instalação	Teste Hidrostático	Operação
Nominal (mm)	3,3	12,9	12,8
Relativo, z/D (%)	1,3	5,0	4,9

A Tabela 11 apresenta os resultados de enterramento inicial obtidos pelos métodos analítico e modelagem numérica.

Tabela 11 – Resultados de enterramento inicial.

Verley e Lund (1995)			
Enterramento	Instalação	Teste Hidrostático	Operação
Nominal (mm)	25,9	37,7	37,7
Relativo, z/D (%)	10,0	14,5	14,5
DNVGL-RP-F114 – Modelo 1			
Enterramento	Instalação	Teste Hidrostático	Operação
Nominal (mm)	6,3	10,9	10,9
Relativo, z/D (%)	2,4	4,2	4,2
Bruton et al. (2006)			
Enterramento	Instalação	Teste Hidrostático	Operação
Nominal (mm)	22,5	38,3	38,3
Relativo, z/D (%)	8,7	14,8	14,8
DNVGL-RP-F114 – Modelo 2			
Enterramento	Instalação	Teste Hidrostático	Operação
Nominal (mm)	6,0	10,2	10,2
Relativo, z/D (%)	2,3	4,0	4,0
MEF			
Enterramento	Instalação	Teste Hidrostático	Operação
Nominal (mm)	3,3	12,9	12,8
Relativo, z/D (%)	1,3	5,0	4,9

Os cálculos analíticos indicaram que os enterramentos previstos por Verley e Lund (1995) e por Bruton et al. (2006) foram mais de três vezes superiores aos dos dois modelos propostos pelo DNVGL-RP-F114. Essas duas metodologias baseiam-se em correlações empíricas, seja integralmente (como Verley e Lund (1995)) ou com calibração da função geral da plasticidade com inclusão de dados experimentais (como Bruton et al. (2006)). A diferença de enterramento entre estes dois métodos foi

de apenas 0,6 mm, embora tenham indicado valores de enterramentos nominais em torno de 38 mm. Os maiores valores de enterramento inicial nos métodos de cunho empírico podem estar relacionados à utilização de valores experimentais imprecisos de S_u em profundidades rasas, além da quantificação de enterramento adicional presente nos experimentos devido à consolidação do solo e efeitos dinâmicos.

Já os resultados obtidos por meio dos modelos 1 e 2 propostos pelo DNVGL-RP-F114 apresentaram valores mais baixos, quando comparados com os métodos anteriormente discutidos, e muito similares entre si. Esse resultado era esperado, visto que o modelo 1 é baseado na teoria de capacidade de carga desenvolvida por Davis e Brooker (1973), sendo mais rigoroso, e o modelo 2 utiliza princípios da teoria da plasticidade com ajustes de análise numérica (método dos elementos finitos) para grandes deformações, levando em consideração o aumento de resistência com a taxa de deformação e o amolecimento do solo quando amolgado, além de validação por meio de ensaios em centrífuga. A diferença de enterramento nominal entre o modelo 1 e o modelo 2 foi de apenas 0,7 mm. A modelagem realizada por software de elementos finitos também apresentou resultados semelhantes aos dos modelos 1 e 2 da DNVGL-RP-F114 (cerca de 2 mm de diferença), o que era esperado devido às características constitutivas do solo incorporadas ao modelo e ao refinamento presente nas interações por métodos de elementos finitos.

4 CONCLUSÕES

O avanço da exploração do pré-sal brasileiro nos últimos 16 anos tem impulsionado pesquisas voltadas para o entendimento do mecanismo de enterramento de dutos simplesmente apoiados no leito marinho. Para tal, é imprescindível a caracterização geotécnica com ênfase nos 2 primeiros metros de profundidade. A determinação dos parâmetros nessa região superficial deve ser ainda mais cautelosa, pois trata-se de um material com baixa tensão efetiva e menor confinamento, o que torna o processo de amostragem indeformada mais dificultoso, gerando considerável impacto na obtenção de valores confiáveis de S_u . Além disso, os ensaios *in situ* nessa camada superficial apresentam maior imprecisão nas leituras, devido ao contraste entre a grande pressão hidrostática que age na ponta do equipamento e a baixa resistência oferecida pela camada superficial de solo.

As maiores incertezas quanto à quantificação do enterramento de um duto estão relacionadas, além da caracterização dificultosa dos primeiros 2 metros do leito marinho, aos efeitos de sua instalação. Durante a instalação, o primeiro fator de incerteza está relacionado à concentração de tensão no ponto em que o duto encosta no solo, devido à forma de catenária à qual ele fica submetido. O segundo fator de incerteza está relacionado aos processos dinâmicos que ocorrem durante a instalação, como o movimento ao qual a embarcação está submetida e as cargas hidrodinâmicas que atingem diretamente parte do duto suspenso. Esses mecanismos são de difícil previsão e exercem grande influência no processo de enterramento inicial do duto.

A presente pesquisa apresentou os principais ensaios necessários para a caracterização adequada do solo marinho em regiões de águas profundas, bem como as limitações e aplicabilidade de cada método. Além disso, o trabalho busca abordar os principais métodos de enterramento e explorar as considerações a serem feitas em relação aos efeitos decorrentes da instalação.

A aplicação prática teve como objetivo desenvolver os conceitos apresentados anteriormente, por meio de cálculos de enterramento de um duto rígido simplesmente apoiado no leito marinho argiloso. Os cálculos analíticos foram realizados com o auxílio da ferramenta Mathcad, e indicaram que os enterramentos previstos por Verley e Lund (1995) e por Bruton et al. (2006) foram mais de três vezes superiores aos dos dois modelos propostos pelo DNVGL-RP-F114. Dada a natureza empírica dessas

formulações, eram esperados resultados mais altos do que aqueles obtidos a partir dos métodos apresentados pelo DNVGL-RP-F114. Os modelos 1 e 2 desta normativa indicaram valores de enterramentos próximos entre si e mais baixos do que os resultantes dos métodos empíricos. A modelagem realizada por software de elementos finitos também apresentou resultados semelhantes aos dos modelos 1 e 2 da DNVGL-RP-F114 (cerca de 2 mm de diferença), o que era esperado devido às características constitutivas do solo incorporadas ao modelo e ao refinamento presente nas interações por métodos de elementos finitos.

Ressalta-se que esses resultados estão relacionados à previsão do enterramento inicial do duto. Ao longo de sua vida útil, o duto tende a se enterrar no leito marinho devido à consolidação da argila e aos ciclos de carga e descarga aos quais ele será submetido.

4.1 Sugestões para pesquisas futuras

Com base nos resultados e análises obtidas com a presente pesquisa, são apresentadas a seguir as sugestões e recomendações para estudos futuros.

- a. Modelagem dos efeitos dinâmicos provenientes do processo de instalação do duto em programa de método de elementos finitos;
- b. Modelagem tridimensional do enterramento inicial estático;
- c. Desenvolvimento da previsão de enterramento em software de elementos finitos com aceitação de grandes deformações, como o ABAQUS;
- d. Estudo estatísticos dos parâmetros do solo utilizados como *input* para previsão de enterramento. Adoção de faixas LE, BE e UE, conforme indicado na DNV-RP-C207 (2019).

REFERÊNCIAS

- ANDERSEN, Knut H. *et al.* Deep Water Geotechnical Engineering. **XXIV Nat. Conf. of the Mexican Soc. of Soil Mechanics**, Aguascalientes, 26-29 Novembro 2008.
- ANDERSEN, Knut H. Bearing capacity under cyclic loading — offshore, along the coast, and on land. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 46, p. 513-535, Maio 2009.
- AUBENY, C P.; SHI, H; MURFF, J D. Collapse Loads for a Cylinder Embedded in Trench in Cohesive Soil. **International Journal of Geomechanics**, v. 5, n. 4, p. 320 - 325, Dezembro 2005.
- BAI, Qiang; BAI, Yong. **Subsea Pipeline Design, Analysis, and Installation**. 1^a. ed. [S.I.]: Elsevier, 2014.
- BENTHIC Solutions. Disponível em: <http://benthicsolutions.com/equipments>. Acesso em: 2020.
- BJERRUM, L. Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clay. In: **Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Moscow, 1973. 111-159.
- BRUTON, D *et al.* Pipe/Soil Interaction Behavior During Lateral Buckling. **SPE Projects, Facilities and Construction**, Setembro 2006.
- BRUTON, D A. S.; CARR, M; WHITE, D J. The Influence of Pipe-Soil Interaction on Lateral Buckling and Walking of Pipelines - THE SAFEBUCK JIP. **Proceedings of the 6th International Offshore Site Investigation and Geotechnics Conference**, Londres, Setembro 2007. 16.
- BRUTON, David *et al.* Pipe-Soil Interaction With Flowlines During Lateral Buckling and Pipeline Walking - The SAFEBUCK JIP. **Offshore Technology Conference**, Houston, Maio 2008.
- CARR, M *et al.* **SAFEBUCK JIP - Safe Design of Pipelines with Lateral Buckling**. [S.I.], p. 237. 2015.
- CARR, M; BRUTON, D; BAXTER, D. **SAFEBUCK III / Safe Design of Pipelines with Lateral Buckling**. [S.I.], p. 286. 2011.
- CATHIE, D N. *et al.* Pipeline geotechnics - state-of-the-art. **Proceedings Int. Symp. on Frontiers in Offshore Geotechnics**, Perth, p. 95 - 114, 2005.
- CHATTERJEE, S; RANDOLPH, M F.; WHITE, D J. The effects of penetration rate and strain softening on the vertical penetration resistance of seabed pipe. **Géotechnique**, v. 62, n. 7, p. 573-582, 2012.
- DAVIS, E H.; BOOKER, J R. The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays. **Géotechnique**, v. 23, n. 4, p. 551-563, 1973.

DEGROOT, D J.; LUNNE, T; TJELTA, T I. Recommended best practice for geotechnical site characterisation of cohesive offshore sediments. In: GOURVENEK, Susan; WHITE, David **Frontiers in Offshore Geotechnics II**. Perth: CRC Press, 2011. Cap. 2, p. 33-57.

DNVGL-RP-C212. **Offshore soil mechanics and geotechnical engineering**. [S.I.]. 2021.

DNVGL-RP-F114. **Pipe-soil interaction for submarine pipelines**. [S.I.]. 2021.

DNV-RP-C207. **Statistical representation of soil data**. [S.I.]. 2019.

EHLERS, C J. *et al.* The origin of near-seafloor "crust zones" in deepwater. In: GOURVENEK, Susan; CASSIDY, Mark **FRONTIERS IN OFFSHORE GEOTECHNICS**. Perth: [s.n.], 2005. p. 927 - 933.

FAGUNDES, Diego *et al.* Strength Behaviour Analysis of an Offshore Brazilian Marine Clay. **Proceedings of the 31th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering - OMAE 31**, Rio de Janeiro, 2012. 10.

FARIA, André D. O. **Avaliação Comparativa de Modelos Constitutivos para um Rejeito de Minério de Ferro do Quadrilátero Ferrífero**. UFOP - Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, p. 129. 2022.

GAUDIN, Christophe; WHITE, David. New centrifuge modelling techniques for investigating seabed pipeline behavior. **Proc 17th Int Conf on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, Alexandria, Egypt, 5-9 Outubro 2009.

GENESAN, Senthil; KUO, Matthew; BOLTON, Malcolm. Influences on Pipeline Interface. **Geotechnical**, v. 37, Janeiro 2014.

GEORGIOPOULOU, Aggeliki. Seafloor Sediment and Rock Sampling. In: MICALLEF, Aaron; KRASTEL, Sebastian; SAVINI, Alessandra **Submarine Geomorphology**. [S.I.]: Springer, 2018. p. 75 - 92.

HODDER, M S.; WHITE, David; CASSIDY, Mark. Centrifuge Modelling of Riser-Soil Stiffness Degradation in the Touchdown Zone of a Steel Catenary Riser. **Proc ASME 27th Int Conf Offshore Mechanics and Arctic Engineering**, Estoril, 15 - 20 Junho 2008.

HYDRO Mappers. Disponível em: <https://hydromappers.com/gravity-coring/>. Acesso em: 2021.

ISO 19901-8:2014 Petroleum and natural gas industries - Specific requirements for offshore structures - Part 8: Marine soil investigations. [S.I.], p. 139. 2014.

JANNUZZI, Graziella M. F. **CARACTERIZAÇÃO DO DEPÓSITO DE SOLO MOLE DE SARAPUÍ II ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CAMPO**. UFRJ. Rio de Janeiro, p. 211. 2009.

JANNUZZI, Graziella M. F.; DANZINGER, Fernando A. B.; MARTINS, Ian S. M. Cyclic T-bar tests to evaluate the remoulded undrained shear strength of the sarapuí II soft clay. **Soils and Rocks**, São Paulo, p. 279-294, Dezembro 2012.

LENCI, Stefano; CALLEGARI, Massimo. Simple analytical models for the J-lay problem. **Acta Mechanica**, Ancona, 2005. 23 - 39.

LUND, K H. Effect of increase in pipeline soil penetration from installation. **Proc. Int. Conf. on Offshore Mechanics and Arctic Engineering**, New Orleans, 2000.

LUNNE, Tom *et al.* Effects of sample disturbance on consolidation behaviour of. In: HUANG, An-Bin; MAYNE, Paul W. **Geotechnical and Geophysical Site Characterization**. Londres: Taylor & Francis Group, 2008. p. 1471-1479.

MACEDO, Eduardo D. O. **INVESTIGAÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA IN SITU ATRAVÉS DE ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DE CILINDRO**. UFRJ. Rio de Janeiro, p. 120. 2004.

MCGEARY, David F. R.; DAMUTH, John E. Postglacial Iron-Rich Crusts in Hemipelagic Deep-Sea Sediment. **Geological Society of America Bulletin**, v. 84, p. 1201-1212, Abril 1973.

MERIFIELD, R S.; WHITE, D J.; RANDOLPH, M F. The effect of pipe-soil interface conditions on undrained breakout resistance of partially-embedded pipelines. **Int. Conf. on Advances in Computer Meth. & Analysis in Geomechanics**, Goa, p. 4249-4256, 2008.

MURFF, J D.; WAGNER, D A.; RANDOLPH, M F. Pipe penetration in cohesive soil. **Géotechnique**, v. 39, n. 2, p. 213 - 229, Junho 1989.

NADER, José J. **Breve Curso de Modelos Elastoplásticos**. USP. São Paulo, p. 112. 2015.

NAJJAR, S S. *et al.* Residual Shear Strength for Interfaces between Pipelines. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, p. 695-706, 2007.

OCEANOLOGY International. Disponível em: https://www.oceanologyinternational.com/__novadocuments/399387?v=636428243666000000. Acesso em: 2020.

OCHI, Vanessa T. **INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS APLICADAS A PROJETOS DE DUTOS SUBMARINOS EM SOLOS MOLES**. UFRJ. Rio de Janeiro , p. 158. 2014.

OSIG. **Guidance Notes on Geotechnical Investigation for Marine Pipelines**. Society for Underwater Technology Offshore Site Investigation and Geotechnics Committee. [S.l.]. 2004.

OSIL , 2018. Disponível em: <https://osil.com/product/gravity-corer-3m-6m/>. Acesso em: 20 nov. 2020.

OSIL , 2020. Disponível em: <https://osil.com/product/standard-piston-corer-3m-18m/>. Acesso em: 20 nov. 2020.

PESCE, Celso P.; ARANHA, José Augusto P.; MARTINS, Clóvis A. The Soil Rigidity Effect In the Touchdown Boundary-Layer of a Catenary Riser: Static Problem. **The Eighth International Offshore and Polar Engineering Conference**, Montreal, 1998.

PLAXIS. Plaxis 2D Reference Manual, Janeiro 2023. Disponível em: https://communities.bentley.com/cfs-file/__key/communityserver-wikis-components-files/00-00-00-05-58/PLAXIS_5F00_2D_5F00_2023.1_5F00_2D_5F00_2_5F00_Reference-Manual.pdf. Acesso em: Abril 2023.

POTTS, David M.; ZDRAVKOVIĆ, Lidija. **Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering**. Londres: ThomasTelford, 1999.

RANDOLPH, M F.; HOULSBY, G T. The Limiting Pressure on a Circular Pile Loaded Laterally in Cohesive Soil. **Geotechnique**, v. 34, n. 4, p. 613-623, 1984.

RANDOLPH, M F.; WHITE, David J. **Pipeline Embedment in Deep Water: Processes and Quantitative Assessment**. OTC (Offshore Technology Conference). Houston, Texas, p. 17. 2008.

RANDOLPH, Mark; GOURVENEC, Susan. **Offshore Geotechnical Engineering**. [S.I.]: Spon Press, 2011.

ROSCOE, K H.; BURLAND, J B. On the generalised stress-strain behaviour of wet clay. [S.I.]: Cambridge Univ. Press, 1968. p. 535-609.

ROSCOE, K H.; SCHOFIELD, A N. Mechanical behaviour of an idealised wet clay. **2nd ECSMFE**, Wiesbaden, 1963. 47-54.

SCHOFIELD, A N.; WROTH, C P. **Critical state soil mechanics**. Londres: McGraw Hill, 1968.

STEWART, D P.; RANDOLPH, M F. A new site investigation tool for the centrifuge. **Proc. International Conference on Centrifuge Modelling - Centrifuge 91**, Boulder, 1991. 531-538.

VAN PAASSEN, L A.; GAREAU, L F. Effect of pore fluid salinity on compressibility and shear strength development of clayey soils. In: _____ **Eng. Geology for Infrastructure Planning in Europe**. [S.I.]: Springer-Verlag, 2004. p. 327-340.

VERLEY, Richard; LUND, Kjell M. A Soil Resistance Model for Pipelines Placed on Clay Soils. **Proc. Offshore Mechanics and Arctic Engineering Conference**, v. V, p. 225 - 232, 1995.

WESTGATE, Z J.; WHITE, D J.; RANDOLPH, M F. Modelling the embedment process during offshore pipe-laying on fine-grained soils. **Canadian Geotechnical Journal**, 2012.

WESTGATE, Zachary *et al.* Pipeline Laying and Embedment in Soft Fine-grained Soils: Field Observations and Numerical Simulations. **Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference**, Houston, Maio 2010.

WHITE, D J.; CHEUK, C Y. Modelling the dynamic embedment of seabed pipelines. **Géotechnique**, 2011. 39-57.

WHITE, David J.; RANDOLPH, Mark F. Seabed Characterization and Models for Pipeline-soil Interaction. **International Journal of Offshore and Polar Engineering**, Lisboa, v. 17, n. 3, p. 193-204, Setembro 2007.

WOOD, Muir D. **Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics**. [S.l.]: Cambridge University Press, 1991.

YANG, Ao; KODIKARA, Jayantha; ROBERT, D J. Cyclic direct simple shear test on soft clay at low normal. **8th Australasian Congress on Applied Mechanics**, Novembro 2014. 519-528.

APÊNDICE A

ANÁLISE DE ENTERRAMENTO DE DUTO EM LEITO MARINHO ARGILOSO

1) DADOS DE ENTRADA DO DUTO

Dutos de aço: $E_s := 207000 \cdot MPa$

Diâmetro Interno: $ID1 := 8 \cdot in$ $ID1 = 0.203 \text{ m}$

Espessura do Aço: $WT1 := 28 \cdot mm$

Diâmetro Externo: $OD1 := ID1 + 2 \cdot WT1 = 0.259 \text{ m}$

Diâmetro Hidrodinâmico: $HD1 := OD1 = 0.259 \text{ m}$

Momento de Inércia de Área: $I1 := \left(\frac{\pi}{64}\right) \cdot (OD1^4 - ID1^4) = (1.379 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4$

Áreas:

Interna: $A1_{int} := \left(\frac{\pi}{4}\right) \cdot (ID1^2) = 0.032 \text{ m}^2$

Aço: $A1_{st} := \left(\frac{\pi}{4}\right) \cdot (OD1^2 - (ID1)^2) = 0.02 \text{ m}^2$

Externa: $A1_{ext} := \left(\frac{\pi}{4}\right) \cdot (HD1^2) = 0.053 \text{ m}^2$

Densidade dos Materiais:

Aço: $\rho_{st} := 7850 \cdot \frac{kg}{m^3}$

Fluido Externo (Água do Mar):

$\rho_w := 1030 \cdot \frac{kg}{m^3}$

Densidade dos Fluidos Internos:

Vazio: $\rho_{vazio} := 0 \cdot \frac{kg}{m^3}$

Operação: $\rho1_{OP} := 682.1 \cdot \frac{kg}{m^3}$

Teste Hidroestático: $\rho_{TH} := \rho_w$

Peso da Água: $qw1 := A1_{ext} \cdot \rho_w \cdot g = 0.533 \frac{kN}{m}$

Pesos Lineares Submersos:

Vazio: $q1_{vazio} := (\rho_{vazio} \cdot A1_{int} + \rho_{st} \cdot A1_{st}) \cdot g = 1.566 \frac{kN}{m}$

$q1_{sub_{vazio}} := q1_{vazio} - qw1 = 1.033 \frac{kN}{m}$

Teste Hidrostático: $q1_{TH} := \rho_{TH} \cdot A1_{int} \cdot g + q1_{vazio} = 1.893 \frac{kN}{m}$

$q1_{sub_{TH}} := q1_{TH} - qw1 = 1.36 \frac{kN}{m}$

Operação:

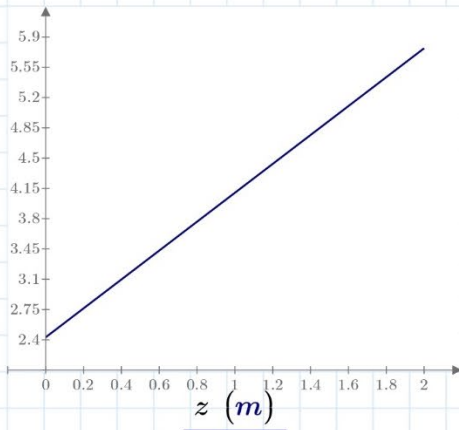
$q1_{OP} := \rho1_{OP} \cdot A1_{int} \cdot g + q1_{vazio} = 1.783 \frac{kN}{m}$

$$q_{1sub_{OP}} := q_{1_{OP}} - q_{w1} = 1.25 \frac{kN}{m}$$

2) DADOS DE ENTRADA DO SOLO

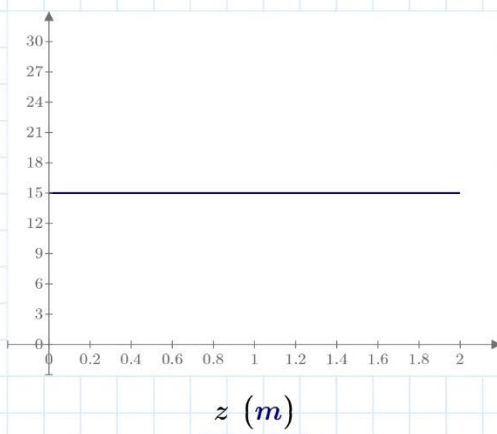
$$S_u(z) := 2.429 \text{ kPa} + 1.67 \frac{\text{kPa}}{m} z$$

$$z := 0 \text{ m}, 0.1 \text{ m} \dots 2 \text{ m}$$



$S_u(z)$ (kPa)

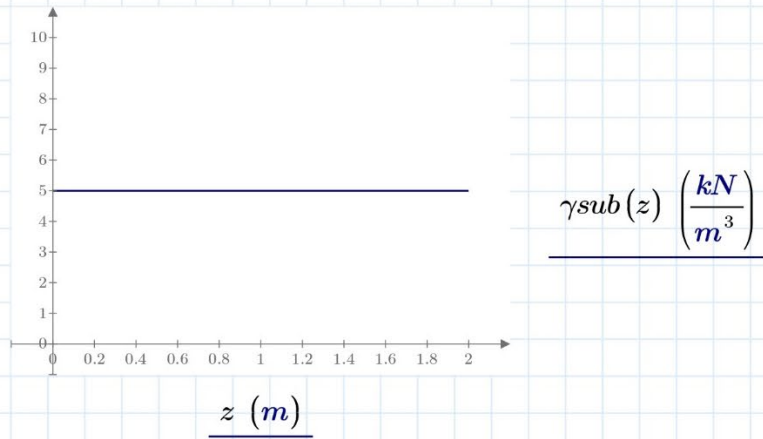
$$\gamma(z) := 15 \frac{kN}{m^3}$$



$\gamma(z)$ $\left(\frac{kN}{m^3}\right)$

z (m)

$$\gamma_{sub}(z) := 5 \frac{kN}{m^3}$$



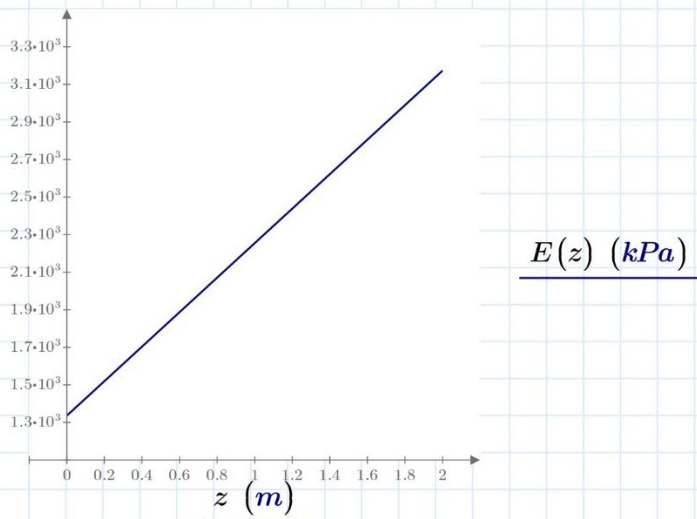
$$St := 1.5$$

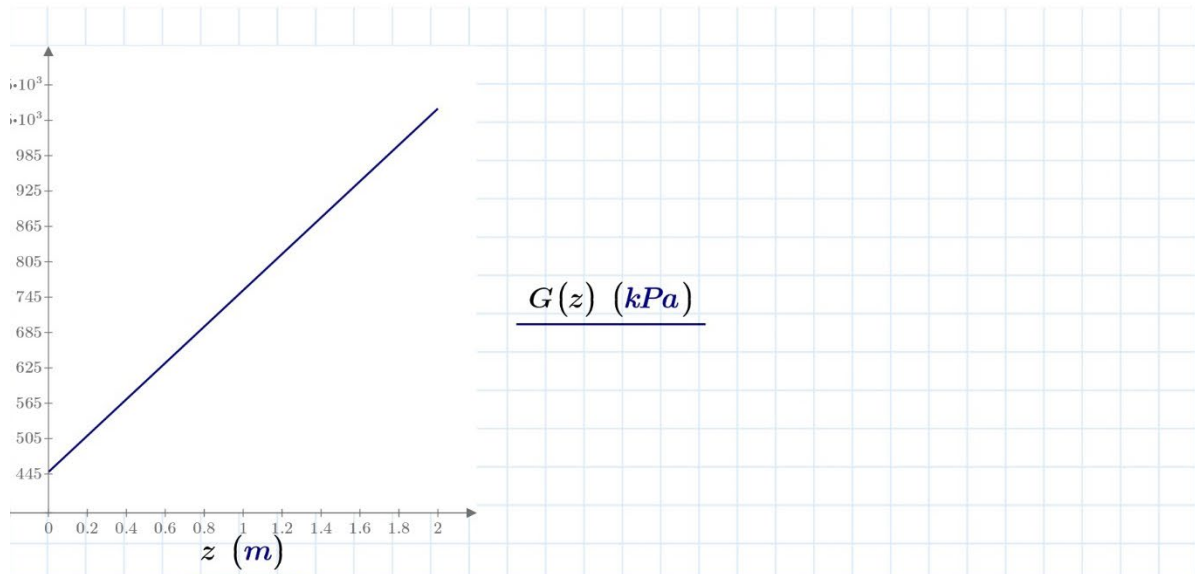
Segundo Amaral e Costa (1997):

$$E(z) := 550 Su(z)$$

$$\nu := 0.49$$

$$G(z) := \frac{E(z)}{2(1+\nu)}$$





3) CÁLCULO DO ENTERRAMENTO

$$Peso := \begin{bmatrix} \text{"Cond/Duto"} & \text{"1"} \\ \text{"Instalação"} & \text{"qvazio1"} \\ \text{"TH"} & \text{"qTH1"} \\ \text{"Op"} & \text{"qOP1"} \end{bmatrix}$$

$$q_{CC} := \begin{bmatrix} q1sub_{vazio} \\ q1sub_{TH} \\ q1sub_{OP} \end{bmatrix} \quad q_{CC} = \begin{bmatrix} 1.033 \\ 1.36 \\ 1.25 \end{bmatrix} \frac{kN}{m}$$

Segundo Carr et al (2015), utilizar f_{lay} entre 1 e 3 $f_{lay} := 1$

Consoante com o trabalho de Bruton et al. (2006), utilizou-se $f_{dyn}=1$ $f_{dyn} := 1$

A força vertical (V) resultante do peso submerso do duto (W) controla o seu enterramento e depende do caso de carregamento considerado:

• Instalação:	$V_{inst} := f_{lay} \cdot q1sub_{vazio}$	$V_{inst} = 1.033 \frac{kN}{m}$
• Teste Hidrostático	$V_{TH} := q1sub_{TH}$	$V_{TH} = 1.36 \frac{kN}{m}$
• Operação	$V_{op} := q1sub_{OP}$	$V_{op} = 1.25 \frac{kN}{m}$

3.1) Verley e Lund (1995)

Atribuição das variáveis adimensionais S e G:

$$S_{inst}(z) := \frac{V_{inst}}{Su(z) \cdot HD1} \quad S_{TH}(z) := \frac{V_{TH}}{Su(z) \cdot HD1} \quad S_{op}(z) := \frac{V_{op}}{Su(z) \cdot HD1}$$

$$Gt_{ent}(z) := \frac{Su(z)}{\gamma(z) \cdot HD1}$$

Instalação

$$Z_{st_instVL} := \left\| \begin{array}{l} f_root(z) \leftarrow \left((0.0071 \cdot (S_{inst}(z) \cdot (Gt_{ent}(z))^{0.3})^{3.2} + 0.062 \cdot (S_{inst}(z) \cdot (Gt_{ent}(z))^{0.3})^{0.7}) \right) \cdot HD1 - z \\ Z_gess \leftarrow 0.001 \cdot m \\ aux \leftarrow root(f_root(Z_gess), Z_gess) \end{array} \right\|$$

$$Verif_inst := S_{op}(Z_{st_instVL}) \cdot HD1^{0.3} = 1.301 \, m^{\frac{3}{10}} \text{ menor que } 2.5 \rightarrow \text{OK!}$$

$$Z_{st_instVL} = 0.026 \, m \text{ Enterramento estático na instalação}$$

$$Z_{ini_instVL} := Z_{st_instVL} \cdot fdyn = 0.026 \, m \text{ Enterramento dinâmico na instalação - não alterou pois } fdyn = 1$$

Teste Hidrostático

$$Z_{st_THVL} := \left\| \begin{array}{l} f_root(z) \leftarrow \left((0.0071 \cdot (S_{TH}(z) \cdot (Gt_{ent}(z))^{0.3})^{3.2} + 0.062 \cdot (S_{TH}(z) \cdot (Gt_{ent}(z))^{0.3})^{0.7}) \right) \cdot HD1 - z \\ Z_gess \leftarrow 0.001 \cdot m \\ aux \leftarrow root(f_root(Z_gess), Z_gess) \end{array} \right\|$$

$$Verif_TH := S_{op}(Z_{st_THVL}) \cdot HD1^{0.3} = 1.29 \, m^{\frac{3}{10}} \text{ menor que } 2.5 \rightarrow \text{OK!}$$

$$Z_{st_THVL} = 0.038 \, m$$

$$Z_{ini_THVL} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } Z_{ini_instVL} > Z_{st_THVL} \\ \left\| \begin{array}{l} Z_{ini_THVL} \leftarrow Z_{ini_instVL} \end{array} \right\| \\ \text{if } Z_{ini_instVL} \leq Z_{st_THVL} \\ \left\| \begin{array}{l} Z_{ini_THVL} \leftarrow Z_{st_THVL} \end{array} \right\| \end{array} \right\|$$

$$Z_{ini_THVL} = 0.038 \, m$$

Operação

$$Z_{st_opVL} := \left\| \begin{array}{l} f_root(z) \leftarrow \left((0.0071 \cdot (S_{op}(z) \cdot (Gt_{ent}(z))^{0.3})^{3.2} + 0.062 \cdot (S_{op}(z) \cdot (Gt_{ent}(z))^{0.3})^{0.7}) \right) \cdot HD1 - z \\ Z_gess \leftarrow 0.001 \cdot m \\ aux \leftarrow root(f_root(Z_gess), Z_gess) \end{array} \right\|$$

$$Verif_op := S_{op}(Z_{st_opVL}) \cdot HD1^{0.3} = 1.294 \, m^{\frac{3}{10}} \text{ menor que } 2.5 \rightarrow \text{OK!}$$

$$Z_{st_opVL} = 0.033 \, m$$

$$Z_{ini_opVL} := \left\| Z_{ini_opVL} \leftarrow \max(Z_{ini_instVL}, Z_{ini_THVL}, Z_{st_opVL}) \right\|$$

$$Z_{ini_opVL} = 0.038 \text{ m}$$

Resumo

$$Z_{ini_instVL} = 25.893 \text{ mm} \quad RZ_{ini_instVL} := \frac{Z_{ini_instVL} \cdot 100}{HD1} = 9.99 \quad \%$$

$$Z_{ini_THVL} = 37.667 \text{ mm} \quad RZ_{ini_THVL} := \frac{Z_{ini_THVL} \cdot 100}{HD1} = 14.532 \quad \%$$

$$Z_{ini_opVL} = 37.667 \text{ mm} \quad RZ_{ini_opVL} := \frac{Z_{ini_opVL} \cdot 100}{HD1} = 14.532 \quad \%$$

3.2) DNVGL-RP-F114 – Modelo 1

$$Nc := 5.14 \quad F := 1 \quad \rho := 1.67 \frac{kPa}{m}$$

Comprimento de contato (B)

$$B(z) := \left\| \begin{array}{l} \text{if } z < \frac{HD1}{2} \\ \left\| B \leftarrow 2 \sqrt{HD1 \cdot z - z^2} \right\| \\ \text{if } z \geq \frac{HD1}{2} \\ \left\| B \leftarrow HD1 \right\| \end{array} \right\|$$

$$Abm(z) := \left\| \begin{array}{l} \text{if } z < \frac{HD1}{2} \\ \left\| Abm \leftarrow \text{asin} \left(\frac{B(z)}{HD1} \right) \cdot \frac{HD1^2}{4} - B(z) \cdot \frac{HD1}{4} \cdot \cos \left(\text{asin} \left(\frac{B(z)}{HD1} \right) \right) \right\| \\ \text{if } z \geq \frac{HD1}{2} \\ \left\| Abm \leftarrow \pi \cdot \frac{HD1^2}{8} + HD1 \left(z - \frac{HD1}{2} \right) \right\| \end{array} \right\|$$

$$Su1(z) := \frac{(2.429 \text{ kPa} + Su(z))}{2}$$

$$Qv0(z) := F \cdot \left(Nc \cdot Su(z) + \rho \cdot \frac{B(z)}{4} \right) \cdot B(z)$$

$$Su2(z) := \frac{Qv0(z)}{B(z) \cdot Nc}$$

$$dca(z) := 0.3 \cdot \frac{Su1(z)}{Su2(z)} \operatorname{atan}\left(\frac{z}{B(z)}\right)$$

Instalação

$$Z_{st_instDNV1} := \begin{cases} f_root(z) \leftarrow (Qv0(z) \cdot (1 + dca(z)) + \gamma_{sub}(z) \cdot Abm(z)) - V_{inst} \\ Z_gess \leftarrow 0.001 \cdot m \\ aux \leftarrow \operatorname{root}(f_root(Z_gess), Z_gess) \end{cases}$$

$$Z_{st_instDNV1} = 0.006 \text{ m}$$

$$Z_{ini_instDNV1} := Z_{st_instDNV1} \cdot fdyn = 0.006 \text{ m}$$

Teste Hidrostático

$$Z_{st_THDNV1} := \begin{cases} f_root(z) \leftarrow (Qv0(z) \cdot (1 + dca(z)) + \gamma_{sub}(z) \cdot Abm(z)) - V_{TH} \\ Z_gess \leftarrow 0.001 \cdot m \\ aux \leftarrow \operatorname{root}(f_root(Z_gess), Z_gess) \end{cases}$$

$$Z_{st_THDNV1} = 0.011 \text{ m}$$

$$Z_{ini_THDNV1} := \begin{cases} Z_{ini_THDNV1} \leftarrow \max(Z_{ini_instDNV1}, Z_{st_THDNV1}) \end{cases}$$

$$Z_{ini_THDNV1} = 0.011 \text{ m}$$

Operação

$$Z_{st_opDNV1} := \begin{cases} f_root(z) \leftarrow (Qv0(z) \cdot (1 + dca(z)) + \gamma_{sub}(z) \cdot Abm(z)) - V_{op} \\ Z_gess \leftarrow 0.001 \cdot m \\ aux \leftarrow \operatorname{root}(f_root(Z_gess), Z_gess) \end{cases}$$

$$Z_{st_opDNV1} = 0.009 \text{ m}$$

$$Z_{ini_opDNV1} := \begin{cases} Z_{ini_opDNV1} \leftarrow \max(Z_{ini_instDNV1}, Z_{ini_THDNV1}, Z_{st_opDNV1}) \end{cases}$$

$$Z_{ini_opDNV1} = 0.011 \text{ m}$$

Resumo

$$Z_{ini_instDNV1} = 6.344 \text{ mm} \quad RZ_{ini_instDNV1} := \frac{Z_{ini_instDNV1} \cdot 100}{HD1} = 2.448 \%$$

$$Z_{ini_THDNV1} = 10.936 \text{ mm} \quad RZ_{ini_THDNV1} := \frac{Z_{ini_THDNV1} \cdot 100}{HD1} = 4.219 \%$$

$$Z_{ini_opDNV1} = 10.936 \text{ mm} \quad RZ_{ini_opDNV1} := \frac{Z_{ini_opDNV1} \cdot 100}{HD1} = 4.219 \%$$

3.3) Bruton et al (2006)

Instalação

$$Z_{st_instB} := \left\| \begin{array}{l} f_root(z) \leftarrow \left(\frac{St}{45} \right) \cdot \left(\frac{V_inst}{HD1 \cdot Su(z)} \right)^2 \cdot HD1 - z \\ Z_gess \leftarrow 0.001 \cdot m \\ aux \leftarrow root(f_root(Z_gess), Z_gess) \end{array} \right\|$$

$$Z_{st_instB} = 0.023 \text{ m}$$

$$Z_{ini_instB} := Z_{st_instB} \cdot fdyn = 0.023 \text{ m}$$

Teste Hidrostático

$$Z_{st_THB} := \left\| \begin{array}{l} f_root(z) \leftarrow \left(\frac{St}{45} \right) \cdot \left(\frac{V_TH}{HD1 \cdot Su(z)} \right)^2 \cdot HD1 - z \\ Z_gess \leftarrow 0.001 \cdot m \\ aux \leftarrow root(f_root(Z_gess), Z_gess) \end{array} \right\|$$

$$Z_{st_THB} = 0.038 \text{ m}$$

$$Z_{ini_THB} := \left\| Z_{ini_THB} \leftarrow \max(Z_{ini_instB}, Z_{st_THB}) \right\|$$

$$Z_{ini_THB} = 0.038 \text{ m}$$

Operação

$$Z_{st_opB} := \left\| \begin{array}{l} f_root(z) \leftarrow \left(\frac{St}{45} \right) \cdot \left(\frac{V_op}{HD1 \cdot Su(z)} \right)^2 \cdot HD1 - z \\ Z_gess \leftarrow 0.001 \cdot m \\ aux \leftarrow root(f_root(Z_gess), Z_gess) \end{array} \right\|$$

$$Z_{st_opB} = 0.033 \text{ m}$$

$$Z_{ini_opB} := \left\| Z_{ini_opB} \leftarrow \max(Z_{ini_instB}, Z_{ini_THB}, Z_{st_opB}) \right\|$$

$$Z_{ini_opB} = 0.038 \text{ m}$$

Resumo

$$Z_{ini_instB} = 22.538 \text{ mm} \quad RZ_{ini_instB} := \frac{Z_{ini_instB} \cdot 100}{HD1} = 8.695 \quad \%$$

$$Z_{ini_THB} = 38.285 \text{ mm} \quad RZ_{ini_THB} := \frac{Z_{ini_THB} \cdot 100}{HD1} = 14.77 \quad \%$$

$$Z_{ini_opB} = 38.285 \text{ mm} \quad RZ_{ini_opB} := \frac{Z_{ini_opB} \cdot 100}{HD1} = 14.77 \quad \%$$

3.4) DNVGL-RP-F114 – Modelo 2

Instalação

$$A_{inst} := \left\| \begin{array}{l} f_root(z) \leftarrow \left(6 \cdot \left(\frac{z}{HD1} \right)^{0.25} + 1.5 \frac{\gamma_{sub}(z) \cdot Abm(z)}{HD1 \cdot Su(z)} \right) HD1 \cdot Su(z) - V_{inst} \\ Z_gess \leftarrow 0.001 \cdot m \\ aux \leftarrow \text{root}(f_root(Z_gess), Z_gess) \end{array} \right\|$$

$$A_{inst} = 0.001 \, m \quad 6 \cdot \left(\frac{A_{inst}}{HD1} \right)^{0.25} = 1.638$$

$$B_{inst} := \left\| \begin{array}{l} f_root(z) \leftarrow \left(3.4 \cdot \left(\frac{10z}{HD1} \right)^{0.5} + 1.5 \frac{\gamma_{sub}(z) \cdot Abm(z)}{HD1 \cdot Su(z)} \right) HD1 \cdot Su(z) - V_{inst} \\ Z_gess \leftarrow 0.001 \cdot m \\ aux \leftarrow \text{root}(f_root(Z_gess), Z_gess) \end{array} \right\|$$

$$B_{inst} = 0.006 \, m \quad 3.4 \cdot \left(\frac{10 \cdot B_{inst}}{HD1} \right)^{0.5} = 1.63$$

$$Z_{st_instDNV2} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 6 \cdot \left(\frac{A_{inst}}{HD1} \right)^{0.25} < 3.4 \cdot \left(\frac{10 \cdot B_{inst}}{HD1} \right)^{0.5} \\ \quad \left\| Z_{st_instDNV2} \leftarrow A_{inst} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| Z_{st_instDNV2} \leftarrow B_{inst} \right. \end{array} \right\|$$

$$Z_{st_instDNV2} = 0.006 \, m \quad Z_{ini_instDNV2} := Z_{st_instDNV2} \cdot fdyn = 0.006 \, m$$

Teste Hidrostático

$$A_{TH} := \left\| \begin{array}{l} f_root(z) \leftarrow \left(6 \cdot \left(\frac{z}{HD1} \right)^{0.25} + 1.5 \frac{\gamma_{sub}(z) \cdot Abm(z)}{HD1 \cdot Su(z)} \right) HD1 \cdot Su(z) - V_{TH} \\ Z_gess \leftarrow 0.001 \cdot m \\ aux \leftarrow \text{root}(f_root(Z_gess), Z_gess) \end{array} \right\|$$

$$A_{TH} = 0.004 \, m \quad 6 \cdot \left(\frac{A_{TH}}{HD1} \right)^{0.25} = 2.152$$

$$B_{TH} := \left\| \begin{array}{l} f_root(z) \leftarrow \left(3.4 \cdot \left(\frac{10z}{HD1} \right)^{0.5} + 1.5 \frac{\gamma_{sub}(z) \cdot Abm(z)}{HD1 \cdot Su(z)} \right) HD1 \cdot Su(z) - V_{TH} \\ Z_gess \leftarrow 0.001 \cdot m \\ aux \leftarrow \text{root}(f_root(Z_gess), Z_gess) \end{array} \right\|$$

$$B_{TH} = 0.01 \, m \quad 3.4 \cdot \left(\frac{10 \cdot B_{TH}}{HD1} \right)^{0.5} = 2.137$$

$$Z_{st_THDNV2} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 6 \cdot \left(\frac{A_TH}{HD1} \right)^{0.25} < 3.4 \cdot \left(\frac{10 \cdot B_TH}{HD1} \right)^{0.5} \\ \left\| Z_{st_THDNV2} \leftarrow A_TH \right. \\ \text{else} \\ \left\| Z_{st_THDNV2} \leftarrow B_TH \right. \end{array} \right\|$$

$$Z_{st_THDNV2} = 0.01 \text{ m}$$

$$Z_{ini_THDNV2} := \left\| Z_{ini_THDNV2} \leftarrow \max(Z_{ini_instDNV2}, Z_{st_THDNV2}) \right\|$$

$$Z_{ini_THDNV2} = 0.01 \text{ m}$$

Operação

$$A_op := \left\| \begin{array}{l} f_root(z) \leftarrow \left(6 \cdot \left(\frac{z}{HD1} \right)^{0.25} + 1.5 \frac{\gamma_{sub}(z) \cdot Abm(z)}{HD1 \cdot Su(z)} \right) HD1 \cdot Su(z) - V_op \\ Z_gess \leftarrow 0.001 \cdot m \\ aux \leftarrow \text{root}(f_root(Z_gess), Z_gess) \end{array} \right\|$$

$$A_op = 0.003 \text{ m} \quad 6 \cdot \left(\frac{A_op}{HD1} \right)^{0.25} = 1.979$$

$$B_op := \left\| \begin{array}{l} f_root(z) \leftarrow \left(3.4 \cdot \left(\frac{10 \cdot z}{HD1} \right)^{0.5} + 1.5 \frac{\gamma_{sub}(z) \cdot Abm(z)}{HD1 \cdot Su(z)} \right) HD1 \cdot Su(z) - V_op \\ Z_gess \leftarrow 0.001 \cdot m \\ aux \leftarrow \text{root}(f_root(Z_gess), Z_gess) \end{array} \right\|$$

$$B_op = 0.009 \text{ m} \quad 3.4 \cdot \left(\frac{10 \cdot B_op}{HD1} \right)^{0.5} = 1.967$$

$$Z_{st_opDNV2} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 6 \cdot \left(\frac{A_op}{HD1} \right)^{0.25} < 3.4 \cdot \left(\frac{10 \cdot B_op}{HD1} \right)^{0.5} \\ \left\| Z_{st_opDNV2} \leftarrow A_op \right. \\ \text{else} \\ \left\| Z_{st_opDNV2} \leftarrow B_op \right. \end{array} \right\|$$

$$Z_{st_opDNV2} = 0.009 \text{ m}$$

$$Z_{ini_opDNV2} := \left\| Z_{ini_opDNV2} \leftarrow \max(Z_{ini_instDNV2}, Z_{ini_THDNV2}, Z_{st_opDNV2}) \right\|$$

$$Z_{ini_THDNV2} = 0.01 \text{ m}$$

Resumo

$$Z_{ini_instDNV2} = 5.956 \text{ mm} \quad RZ_{ini_instDNV2} := \frac{Z_{ini_instDNV2} \cdot 100}{HD1} = 2.298 \text{ \%}$$

$$Z_{ini_THDNV2} = 10.241 \text{ mm} \quad RZ_{ini_THDNV2} := \frac{Z_{ini_THDNV2} \cdot 100}{HD1} = 3.951 \text{ \%}$$

$$Z_{ini_opDNV2} = 10.241 \text{ mm} \quad RZ_{ini_opDNV2} := \frac{Z_{ini_opDNV2} \cdot 100}{HD1} = 3.951 \text{ \%}$$