



ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-RISER POR MODELAGENS FÍSICA E NUMÉRICA

Raul Lupa Perez Gandarillas

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadora: Maria Cascão Ferreira de Almeida

Rio de Janeiro
Dezembro de 2017

ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-RISER POR MODELAGENS FÍSICA E
NUMÉRICA

Raul Lupa Perez Gandarillas

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinada por:

Prof.^a Maria Cascão Ferreira de Almeida, D.Sc.

Prof. Gilberto Bruno Ellwanger, D.Sc.

Samuel Felipe Mollepaza Tarazona, M.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

DEZEMBRO 2017

Gandarillas, Raul Lupa Perez

Análise da interação solo-riser por modelagens física e numérica / Raul Lupa Perez Gandarillas – Rio de Janeiro: UFRJ / Escola Politécnica, 2017.

X, 89 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadora: Maria Cascão Ferreira de Almeida

Projeto de Graduação – UFRJ / Escola Politécnica / Curso de Engenharia Civil, 2017.

Referências Bibliográficas: p. 79-81.

1. Interação Solo-Riser. 2. Touchdown Point. 3. Modelagem Física. 4. Modelagem Numérica. 5. Centrífuga Geotécnica. I. Cascão Ferreira de Almeida, Maria. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, a Deus, pela sua direção, proteção e graça manifestada ao longo de toda minha caminhada.

Aos meus pais, Bertha e José Raul, por seu amor incondicional, paciência e todo esforço para me darem uma educação de qualidade e chegar a este ponto da minha vida.

À minha orientadora, Prof.^a Maria Cascão, e ao Prof. Márcio de Almeida pelo apoio e dedicação para a elaboração deste trabalho.

À toda equipe do Laboratório de Geotecnia da COPPE, em especial Mario Nacinovic, Pablo Trejo e Samuel Tarazona que compartilharam de seu conhecimento e experiência durante minha passagem na centrífuga de braço. Menciono também meus amigos e colegas de trabalho Camilo Guerrero, Fernando Arenhardt, Ken Daigo, Luiza Massari, Mario André Nacinovic e Noemi Rodrigues que muito me ajudaram nesse período.

Aos amigos de faculdade e de longa data que sempre me motivaram durante o curso de engenharia civil.

À Universidade Federal do Rio de Janeiro por me colocar à disposição toda a sua estrutura de ensino.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica / UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-RISER POR MODELAGEM FÍSICA E NUMÉRICA

Raul Lupa Perez Gandarillas

Dezembro/2017

Orientadora: Maria Cascão Ferreira de Almeida

Curso: Engenharia Civil

Este trabalho aborda um problema de interação solo-riser, especificamente no *touchdown point*, com o objetivo de entender melhor o comportamento mecânico do conjunto solo-duto por meio da modelagem física e numérica. Uma série de ensaios físicos em centrífuga geotécnica e simulações numéricas foram realizadas de forma a representar um duto enterrado superficialmente em leito marinho arenoso sob carregamento vertical cíclico. Os resultados obtidos nas simulações numéricas são comparados com os resultados físicos para verificar o desempenho de ambas as modelagens quando o duto é deslocado verticalmente contra o solo. A compreensão do comportamento de interação solo-duto é essencial para o desenvolvimento de ferramentas de análise e de critérios de projeto mais eficientes, também para evitar acidentes que, quando ocorrem, acarretam perdas econômicas, sociais e ambientais muito sérias.

Palavras-chave: Interação Solo-Riser, Touchdown Point, Modelagem Física, Modelagem Numérica, Centrífuga Geotécnica.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

ANALYSIS OF RISER-SOIL INTERACTION BY PHYSICAL AND NUMERICAL
MODELLING

Raul Lupa Perez Gandarillas

December/2017

Advisor: Maria Cascão Ferreira de Almeida

Course: Civil Engineering

This work presents an analysis of soil-riser interaction, specifically in the area of the touchdown point, seeking a better understanding of the mechanical behavior between soil and pipe by means of physical and numerical modelling. Several physical tests in geotechnical centrifuge and numerical simulations were performed to analyze a pipeline shallowly embedded on sandy seabed subject to cyclic vertical loading. The results of numerical simulations are compared to the results of physical tests aiming the validation of a numerical tool for design. A better understanding of soil-pipe interaction behavior is very important for the development of efficient analysis tools and design criteria, and for avoiding pipeline accidents, which in the event cause serious economical, social and environmental losses.

Keywords: Riser-Soil Interaction, Touchdown Point, Physical Modeling, Numerical Modeling, Geotechnical Centrifuge.

SUMÁRIO

1	Introdução	1
1.1	Contexto geral	1
1.2	Motivação e objetivos	3
1.3	Organização do trabalho	4
2	Revisão Bibliográfica.....	5
2.1	Comportamento de solos arenosos.....	5
2.2	Risers.....	9
2.2.1	Função e tipos.....	9
2.2.2	Sistema SCR.....	9
2.2.3	Carregamentos sobre o SCR	10
2.3	Interação solo- <i>riser</i>	11
2.3.1	Mecanismos de interação entre <i>riser</i> e solo marinho.....	11
2.3.2	Interação vertical	13
2.3.3	Penetração vertical do duto	16
2.4	Modelagem centrífuga	19
2.4.1	Conceitos.....	19
2.4.2	Efeitos de escala	21
2.5	Modelagem dos modelos	23
3	Modelagem Física	26
3.1	Caracterização do solo	26
3.1.1	Análise granulométrica	26
3.1.2	Análise física.....	27

3.2	Caracterização do duto.....	27
3.3	Centrífuga de braço.....	28
3.4	Células de carga vertical	33
3.5	Ensaio de atuação cíclica.....	34
3.5.1	Preparação das amostras.....	34
3.5.2	Concepção dos ensaios.....	36
3.6	Ensaio CPT.....	39
3.6.1	Cálculo da resistência de ponta	39
3.6.2	Estimativa do ângulo de atrito.....	40
4	Modelagem Numérica	42
4.1	Estrutura do Plaxis 2D	42
4.1.1	Dados de entrada	42
4.1.2	Fase de cálculo	45
4.1.3	Dados de saída.....	45
4.1.4	Geração de curvas	46
4.2	Concepção dos modelos.....	46
5	Resultados e Análise das Modelagens.....	53
5.1	Resultados e análise da modelagem física	53
5.1.1	Resultados dos ensaios de atuação cíclica.....	53
5.1.1.1	Evolução da força mobilizada	53
5.1.1.2	Força mobilizada máxima	55
5.1.1.3	Formação da cava	58
5.1.2	Avaliação da modelagem dos modelos	61
5.1.3	Resultados dos ensaios CPT.....	62
5.1.3.1	Perfil de resistência de ponta	62

5.1.3.2	Perfil do ângulo de atrito	63
5.1.4	Fatores de capacidade de carga	64
5.2	Resultados e análise da modelagem numérica.....	68
5.2.1	Deformada do solo	69
5.2.2	Força mobilizada em função do deslocamento do duto	71
5.3	Comparação entre modelagem física e numérica	73
6	Conclusões e Sugestões Futuras	76
7	Referências Bibliográficas	78
	Anexo A - Ensaios de Atuação Vertical	81

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Profundidades de exploração na Bacia de Santos.....	1
Figura 1.2 - <i>Riser e Touchdown Point</i>	2
Figura 2.1 - Critério de Mohr-Coulomb (adaptado de PINTO, 2006)	6
Figura 2.2 - Atrito interno entre grãos (PINTO, 2006)	6
Figura 2.3 - Entrosamento dos grãos (PINTO, 2006).....	6
Figura 2.4 - Resultados de ensaios triaxiais CD na areia do Rio Sacramento. (a) amostra compacta; (b) amostra fofa (LEE & SEED, 1967).....	8
Figura 2.5 - Envoltória de ruptura (GUIMARÃES, 2014).....	9
Figura 2.6 - Arranjo geral de um sistema SCR (adaptado de BRIDGE, 2005).....	10
Figura 2.7 - Esquema de interação vertical solo- <i>riser</i> em argila (BRIDGE <i>et al.</i> , 2004)	15
Figura 2.8 - Comportamento típico de interação vertical solo- <i>riser</i> em areia (ZHANG <i>et al.</i> , 2002).....	16
Figura 2.9 - Enterramento inicial de um duto (BRUTON <i>et al.</i> , 2008)	17
Figura 2.10 - Modelo em vôo sujeito à aceleração centrífuga.....	19
Figura 2.11 - Equivalência de tensões entre protótipo e modelo (adaptado de TAYLOR, 1995).....	20
Figura 2.12 - Distribuição de tensões com a profundidade entre modelo e protótipo (TAYLOR, 1995)	22
Figura 2.13 - Princípio da modelagem dos modelos (KO, 1988).....	24
Figura 3.1 - Curva granulométrica da areia de São Francisco (TARAZONA, 2015)....	26
Figura 3.2 - Dutos de alumínio.....	27
Figura 3.3 - Centrífuga de braço do Laboratório de Geotecnia (COPPE/UFRJ)	28
Figura 3.4 - Dimensões da centrífuga de braço em mm (BROADBENT Inc., 2011)....	29
Figura 3.5 - Sistema de aquisição de dados de 16 canais	29
Figura 3.6 - Viga rotacional e caixa da centrífuga	30
Figura 3.7 - Atuador bidirecional (horizontal e vertical).....	30
Figura 3.8 - Caixa de ensaio da centrífuga	31
Figura 3.9 - Câmera de vídeo lateral	31
Figura 3.10 - Interface do software de controle remoto do atuador (TREJO, 2015).....	32
Figura 3.11 - Programa de aquisição de dados Acqlipse	32

Figura 3.12 - Posição da caixa nas fases de montagem e em vôo (BROADBENT Inc., 2011).....	33
Figura 3.13 - Célula de carga vertical.....	33
Figura 3.14 - Geossintético (esq.) e malhas em série (dir.) instalados na caixa.....	34
Figura 3.15 - Carrinho (esq.) e conjunto funil-mangueira (dir.) posicionados.....	35
Figura 3.16 - Areia no funil (esq.) e início da pluviação (dir.).....	35
Figura 3.17 - Nivelamento da superfície livre (esq.) e superfície nivelada (dir.).....	36
Figura 3.18 - Submersão da amostra de areia.....	36
Figura 3.19 - Fase de cravação	37
Figura 3.20 - Fase de carregamento cíclico	37
Figura 3.21 - Representação geral dos ensaios de atuação vertical.....	38
Figura 3.22 - Penetrômetro dos ensaios de mini CPT	40
Figura 4.1 - Modelos de análise. (a) estado plano de deformações; (b) axissimetria (BRINKGREVE, 2002).....	43
Figura 4.2 - Posição dos nós e pontos de tensão (BRINKGREVE, 2002).....	43
Figura 4.3 - Parâmetros do duto para MN1 no Plaxis	48
Figura 4.4 - Parâmetros da areia para MN1 no Plaxis.....	48
Figura 4.5 - Modelo montado para MN1.....	50
Figura 4.6 - Malha de elementos finitos para MN1.....	50
Figura 4.7 - Condições iniciais para MN1.....	51
Figura 4.8 - Etapas de cálculo para MN1	51
Figura 5.1 - Perfil típico de ensaio de atuação	54
Figura 5.2 - Formação da cava	55
Figura 5.3 - Força vertical máxima a cada ciclo.....	56
Figura 5.4 - Degradação da força a cada ciclo em argilas (TREJO, 2015).....	57
Figura 5.5 - Profundidade do fundo da cava a cada ciclo.....	59
Figura 5.6 - Análise da modelagem dos modelos em escala de protótipo. (a) Ensaio 5; (b) Ensaio 9	61
Figura 5.7 - Resistência de ponta das amostras de areia	62
Figura 5.8 - Perfil do ângulo de atrito das amostras de areia pelo método de D&M	63
Figura 5.9 - Perfil do ângulo de atrito das amostras de areia pelo método de R&C	64
Figura 5.10 - Capacidade de carga de fundações superficiais (VESIC, 1975).....	65
Figura 5.11 - Gráficos do fator de capacidade de carga N_q em relação a z/D'	67

Figura 5.12 - Deformada após cravação do duto para MN1. (a) malha deformada; (b) deslocamento da massa de solo	69
Figura 5.13 - Deformação do solo no modo de ruptura generalizada em fundações superficiais (VESIC, 1975).....	70
Figura 5.14 - Deformada após levantamento do duto para MN1. (a) malha deformada; (b) deslocamento da massa de solo	70
Figura 5.15 - Gráfico da força vs deslocamento obtido no Plaxis para MN1 e MN2	71
Figura 5.16 - Gráfico da força vs deslocamento para MN1 e MN2	72
Figura 5.17 - Comparação entre modelagem física e numérica para duto de 300 mm ..	73
Figura 5.18 - Comparação entre modelagem física e numérica para duto de 500 mm ..	74
Figura A.1 - Ensaio 1.....	81
Figura A.2 - Ensaio 2.....	82
Figura A.3 - Ensaio 3.....	83
Figura A.4 - Ensaio 4.....	84
Figura A.5 - Ensaio 5.....	85
Figura A.6 - Ensaio 6.....	86
Figura A.7 - Ensaio 7.....	87
Figura A.8 - Ensaio 8.....	88
Figura A.9 - Ensaio 9.....	89
Figura A.10 - Ensaio 10.....	90
Figura A.11 - Ensaio 11.....	91
Figura A.12 - Ensaio 12.....	92

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Parâmetros de ruptura e módulo de elasticidade (GUIMARÃES, 2014).....	8
Tabela 2.2 - Relações de escala entre modelo e protótipo.....	21
Tabela 3.1 - Características da areia de São Francisco (TARAZONA, 2015).....	27
Tabela 3.2 - Características gerais dos ensaios de atuação vertical.....	39
Tabela 3.3 - Lista de ensaios CPT	40
Tabela 4.1 - Dimensões calculadas para MN1 e MN2	46
Tabela 4.2 - Propriedades dos materiais adotadas em MN1 e MN2	47
Tabela 4.3 - Valores do fator de redução de resistência e fator de espessura virtual	50
Tabela 4.4 - Amplitude dos movimentos cíclicos para MN1 e MN2.....	52
Tabela 5.1 - Profundidade da cava final para os ensaios de protótipo de 300 mm	60
Tabela 5.2 - Profundidade da cava final para os ensaios de protótipo de 500 mm	60
Tabela 5.3 - Relação entre a profundidade da cava e o diâmetro do duto.....	60

1 Introdução

1.1 Contexto geral

A exploração de petróleo e gás natural na costa brasileira, embora seja uma atividade essencial para o desenvolvimento econômico e social do país, é uma atividade repleta de riscos que precisam ser previstos e mitigados com o propósito de garantir a segurança das pessoas, do patrimônio e do ambiente marinho. A crescente demanda por energia levou a indústria *offshore* a avançar com suas atividades para águas ultra-profundas, a exemplo do Campo de Lula na Bacia de Santos (Figura 1.1) que tem uma profundidade de exploração de 7000 m, sendo aproximadamente 2500 m de lâmina d'água, 2500 m de camada do Pós-Sal, 1000 m da camada de sal e 1000 m de camada do Pré-Sal. As condições de instalação e operação são extremas neste local, exigindo tecnologias mais robustas e avançadas.

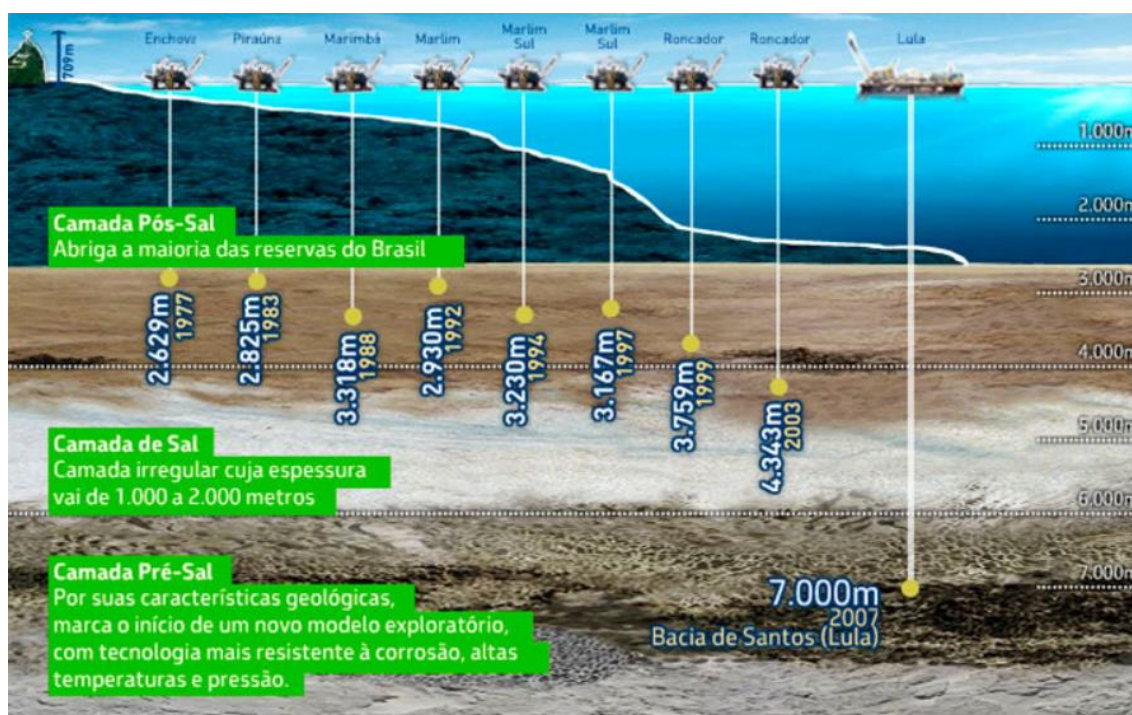


Figura 1.1 - Profundidades de exploração na Bacia de Santos

Um dos aspectos a se averiguar é a integridade das linhas de *risers* durante sua vida útil prevista em projeto. No caso dos *steel catenary risers* (SCRs) – amplamente adotados no Brasil – que apresentam um grande trecho em contato direto com o solo marinho, o desafio é garantir que o projeto de *risers* preveja os danos ocasionados pela fadiga devidos aos carregamentos cíclicos a que estão submetidos, especificamente no

Touchdown Point (TDP) ou ponto de toque com o fundo (Figura 1.2). Nesta região, o *riser* é submetido a deslocamentos nas direções vertical, lateral e axial. Ainda que o leito marinho consista em geral de solos argilosos e argilo-arenosos, em projeto este é usualmente considerado como rígido, resultando então em dutos mais robustos e até inviáveis em regiões de profundidades muito elevadas, a exemplo do Pré-Sal. Visando proporcionar elementos para projetos mais realistas, estudos experimentais vêm sendo realizados usando a técnica de modelagem física na nova centrífuga de braço da COPPE-UFRJ. Estas pesquisas vêm estudando as movimentações lateral, axial e vertical de dutos assentes em solos argilosos e arenosos típicos da região *offshore* do Brasil, sob condições de deslocamentos cíclicos, típicas de *risers* na região do TDP. Mais especificamente, estes estudos objetivam: (a) pesquisar a influência da profundidade de enterramento inicial do duto no solo; (b) examinar a resposta do leito marinho quando ciclicamente carregado nas direções vertical, axial e lateral; (c) estimar os efeitos de degradação do solo associado ao aumento do número de ciclos; (d) identificar e pesquisar os diferentes parâmetros que afetam a atuação lateral, axial e vertical através de modelagem física; (e) desenvolver um modelo para avaliar as forças normalizadas associadas aos deslocamentos normalizados nas várias direções.

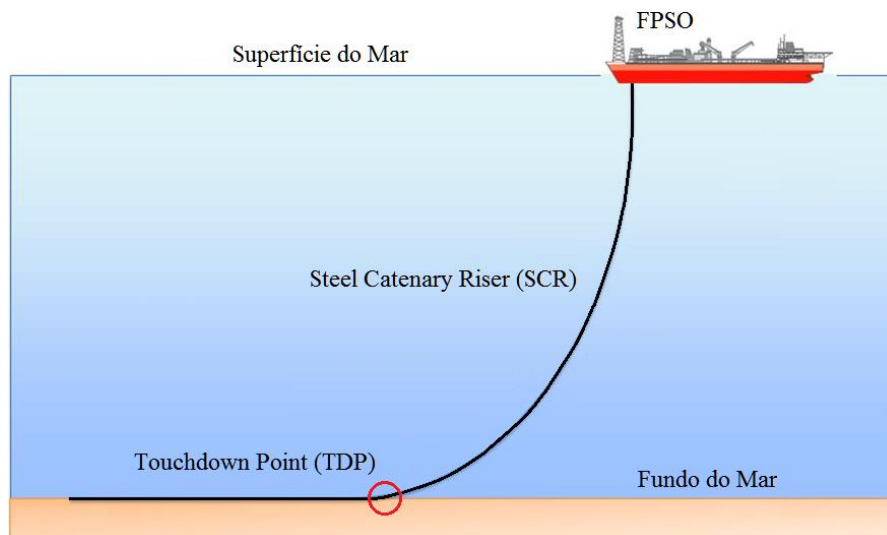


Figura 1.2 - Riser e Touchdown Point

Apesar de existirem ferramentas numéricas sofisticadas para a avaliação dos esforços e tensões ao longo do *riser*, na região do TDP, os modelos de interação solo-*riser* considerados são incapazes de simular corretamente o comportamento dos diversos tipos de solo característicos da Plataforma Continental Brasileira. Para uma melhor compreensão dos mecanismos de interação solo-*riser* na região do TDP, ensaios físicos

vêm sendo realizados que permitem, além de uma melhor compreensão do fenômeno físico, a obtenção de dados reais de retroalimentação para as análises computacionais. Cabe ainda frisar que, um melhor conhecimento desse tipo de interação leva à adoção de soluções mais seguras e eficientes, podendo reduzir consideravelmente custos de instalação e manutenção das linhas de *risers*, sendo de fundamental importância para a viabilização da exploração nas profundidades do Pré-Sal.

Por estas e outras razões, a indústria *offshore* tem apoiado fortemente pesquisas envolvendo modelagem física, especialmente a modelagem centrífuga, uma ferramenta de pesquisa cada vez mais difundida na engenharia geotécnica e que vem ajudando na compreensão do comportamento geotécnico de uma ampla variedade de problemas, usando, para essa finalidade, modelos reduzidos capazes de simularem o estado de tensões “in situ”.

1.2 Motivação e objetivos

O trabalho teve como motivação um projeto de pesquisa desenvolvido no Laboratório de Geotecnia da COPPE-UFRJ, fruto da parceria entre TECHNIP e COPPE, visando um melhor entendimento sobre os mecanismos da interação solo-*riser* na região do TDP por meio da modelagem centrífuga. Em paralelo, outros dois projetos estão em andamento no Laboratório de Métodos Computacionais em Engenharia e no Laboratório de Tecnologia Oceânica, ambos da COPPE-UFRJ, com o mesmo objetivo de estudar a interação solo-duto no TDP, mas adotando outros métodos para tais fins e que trabalharão em conjunto posteriormente. Vários ensaios de interação axial, vertical e lateral foram realizados em areia e argila utilizando a centrífuga de braço da COPPE no decorrer do projeto, sendo o foco de estudo deste trabalho a interação solo-duto na direção vertical em areias. Diversos estudos sobre interação solo-duto já foram desenvolvidos pelo grupo do Laboratório de Modelagem Centrífuga (OLIVEIRA, 2005; PACHECO, 2006; GUIMARÃES, 2014; TARAZONA, 2015 e TREJO, 2015).

O presente estudo objetiva inicialmente a apresentação e análise dos resultados obtidos nos ensaios centrífugos de simulação da interação vertical solo-*riser* na região do TDP, especificamente em dutos assentes em leito marinho arenoso. Os resultados experimentais serão então comparados com os obtidos em análises numéricas realizadas no Plaxis 2D, permitindo a calibração dos parâmetros envolvidos no fenômeno de interação solo-*riser* a validação de uma metodologia de projeto.

1.3 Organização do trabalho

O texto deste trabalho foi dividido em sete capítulos, apresentados na sequência descrita a seguir.

O capítulo 1 apresenta a motivação e objetivos do trabalho;

O capítulo 2 faz uma revisão bibliográfica dos conceitos básicos e teorias que fundamentam os temas abordados neste trabalho;

O capítulo 3 descreve os materiais, equipamentos, instrumentação e metodologia adotados para elaboração dos ensaios centrífugos e CPT;

O capítulo 4 descreve a estrutura do Plaxis 2D e a concepção dos modelos numéricos, tais como definição da malha e as relações constitutivas para o solo, duto e interface;

O capítulo 5 apresenta os resultados obtidos nas modelagens física e numérica, além da comparação entre os resultados das duas modelagens;

O capítulo 6 sintetiza as principais conclusões do autor.

O capítulo 7 lista as referências bibliográficas utilizadas neste trabalho.

2 Revisão Bibliográfica

2.1 Comportamento de solos arenosos

Na prática da engenharia geotécnica, os parâmetros de resistência de solos arenosos quase sempre são definidos em termos de tensões efetivas devido ao comportamento drenante das areias. A alta permeabilidade desse tipo de solo permite que os excessos de poropressão – gerados por algum carregamento sobre a areia – se dissipem rapidamente em relação ao tempo de sollicitação. Isso significa dizer que os carregamentos em areia, geralmente, se dão de forma drenada.

A ruptura dos solos é quase sempre um fenômeno de cisalhamento, só em condições especiais ocorrem rupturas por tensões de tração (PINTO, 2006). Na Mecânica dos Solos, a resistência ao cisalhamento de um solo define-se como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que ocorrer a ruptura.

Pelo critério de Mohr-Coulomb, a ruptura só ocorre quando o círculo que define o estado de tensões em um elemento tangenciar a envoltória de ruptura do solo (Figura 2.1). Essa envoltória é obtida experimentalmente e deve ser aproximada pela equação da reta Eq. (2.1) que melhor se ajuste ao intervalo de tensões do problema em estudo.

$$\tau_{ff} = c' + \sigma'_{ff} \tan \phi' \quad (2.1)$$

onde:

τ_{ff} = Tensão cisalhante no plano de ruptura, no momento da ruptura (resistência ao cisalhamento);

σ'_{ff} = Tensão efetiva normal ao plano de ruptura, no momento da ruptura;

c' = Coesão efetiva ou intercepto de coesão efetiva;

ϕ' = Ângulo de atrito efetivo do solo.

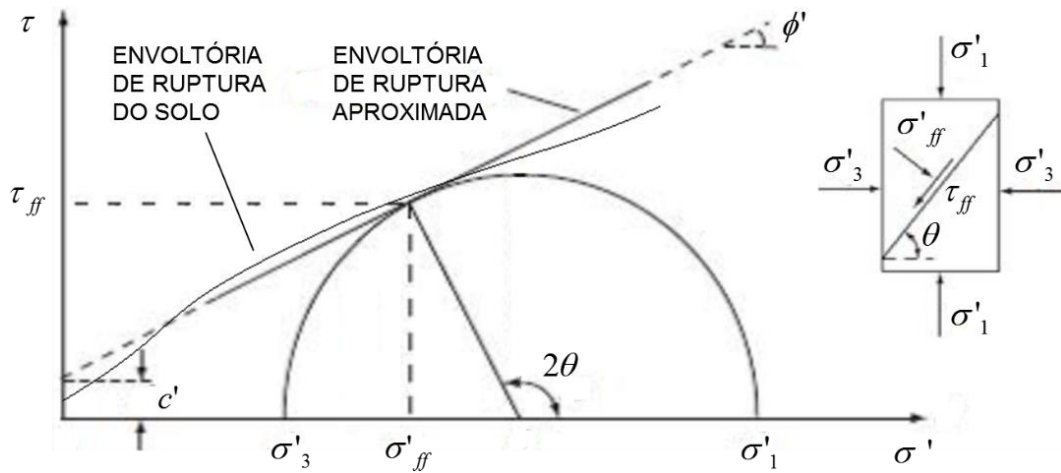


Figura 2.1 - Critério de Mohr-Coulomb (adaptado de PINTO, 2006)

TAYLOR (1948) explica que a resistência ao cisalhamento das areias depende, basicamente, de dois fatores: o atrito interno entre os grãos, que é uma combinação de atrito por rolamento e deslizamento (Figura 2.2); e o entrosamento (*interlocking*) dos grãos, que é o efeito de travamento devido ao encaixe entre os grãos (Figura 2.3). Apesar do nome, o ângulo de atrito interno do solo depende tanto do atrito interno entre os grãos quanto do entrosamento dos mesmos.

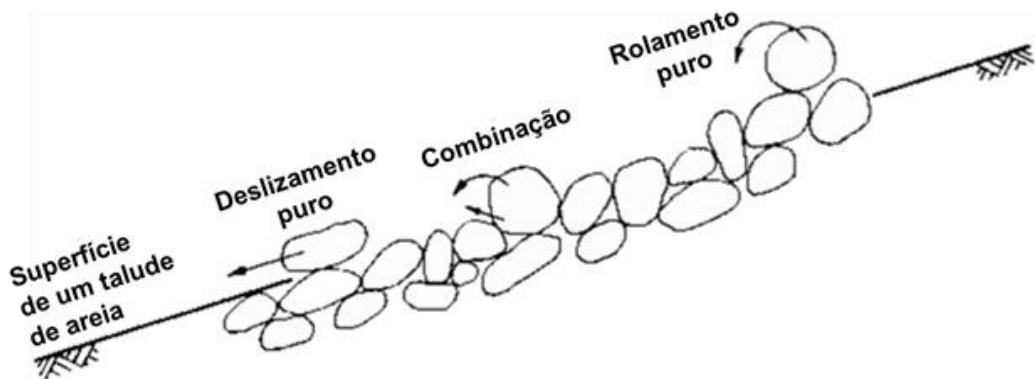


Figura 2.2 - Atrito interno entre grãos (PINTO, 2006)

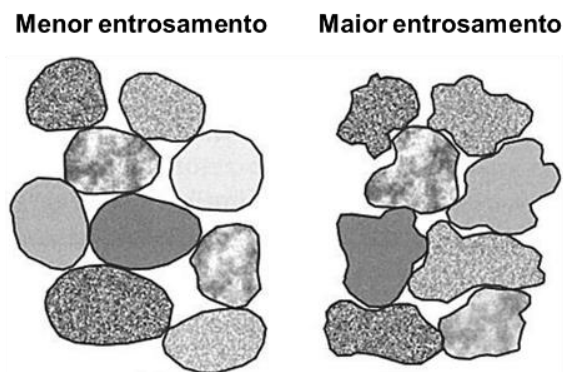


Figura 2.3 - Entrosamento dos grãos (PINTO, 2006)

Contudo, observando as duas figuras acima, fica claro que alguns aspectos como o formato e tamanho dos grãos influenciam nesses dois fatores. Outros aspectos que podem ser citados são: mineralogia; distribuição granulométrica; compactidade; resistência dos grãos; presença de água e tensão confinante.

Quanto maior o entrosamento das partículas, maior será a tendência da areia em aumentar o volume durante o cisalhamento, ou seja, maior será a dilatância do material (LAMBE & WHITMAN, 1969). Este fenômeno tem grande importância na resistência, pois boa parte da energia necessária para romper a areia é utilizada nesta variação volumétrica, principalmente em areias compactas. Areias em estado fofo não apresentam, em geral, dilatância e, neste caso, a resistência será devida somente às parcelas de deslizamento e rolamento.

LEE & SEED (1967) estudaram a influência da variação das tensões confinantes na resistência ao cisalhamento por meio de ensaios triaxiais em duas areias de compactidade distintas. Os resultados (Figura 2.4) foram plotados normalizando-se a tensão principal (σ_1) em relação à tensão de confinamento (σ_3), e permitiram observar três efeitos principais com o aumento da tensão confinante.

- Aumento da deformação axial de ruptura em ambas as amostras;
- Diminuição do ângulo de resistência drenado;
- Diminuição da dilatância mesmo para uma areia compacta sob σ_3 elevado.

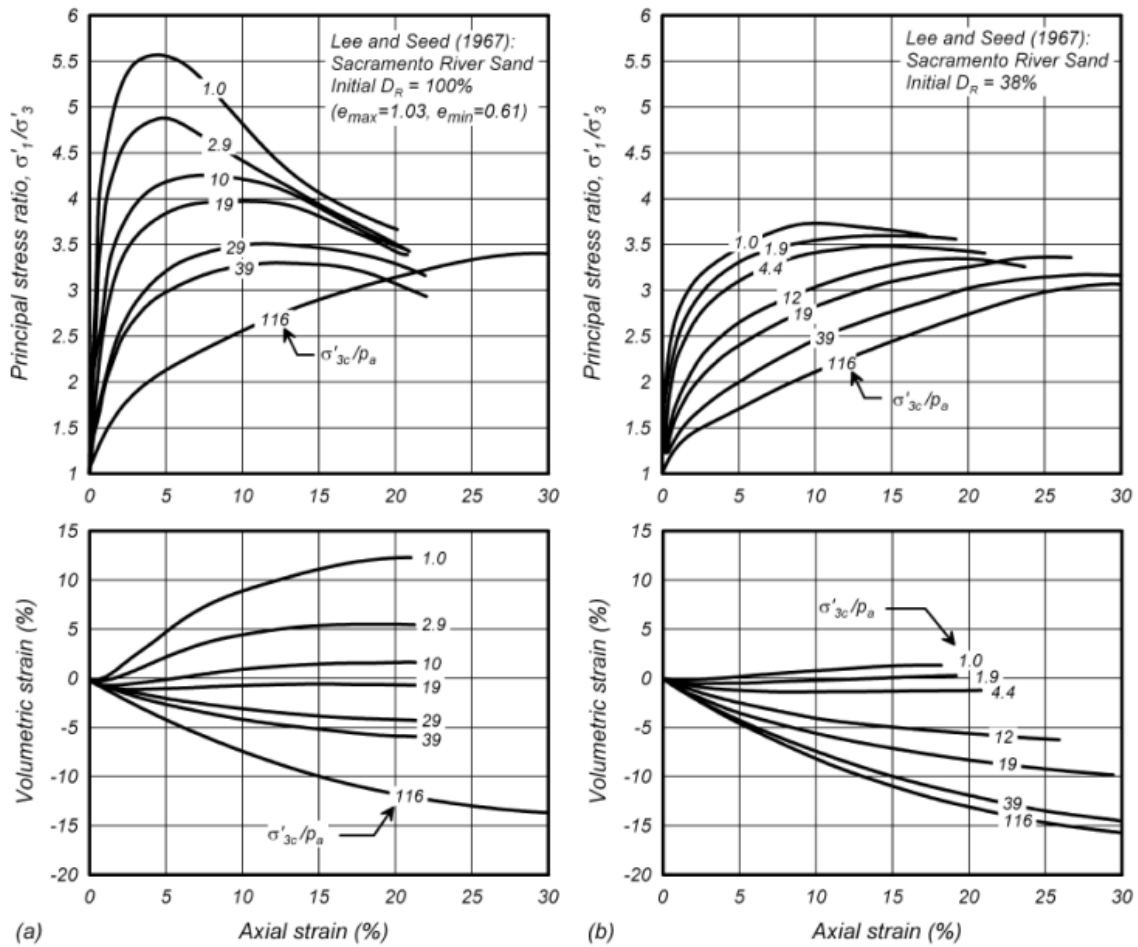


Figura 2.4 - Resultados de ensaios triaxiais CD na areia do Rio Sacramento. (a) amostra compacta; (b) amostra fofa (LEE & SEED, 1967)

GUIMARÃES (2014) realizou ensaios triaxiais CD na areia utilizada neste estudo, aplicando tensões confinantes relativamente baixas. Os parâmetros de ruptura e os módulos de elasticidade obtidos são apresentados na Tabela 2.1. A Figura 2.5 ainda ilustra a envoltória de ruptura onde foram definidos os parâmetros de c' e ϕ' .

Tabela 2.1 - Parâmetros de ruptura e módulo de elasticidade (GUIMARÃES, 2014)

σ'_3 (kPa)	σ'_1 (kPa)	q (kPa)	p (kPa)	E_{50} (MPa)
30	162,794	66,397	96,397	39,90
60	284,702	112,351	172,351	41,60
80	371,417	145,708	225,708	37,80

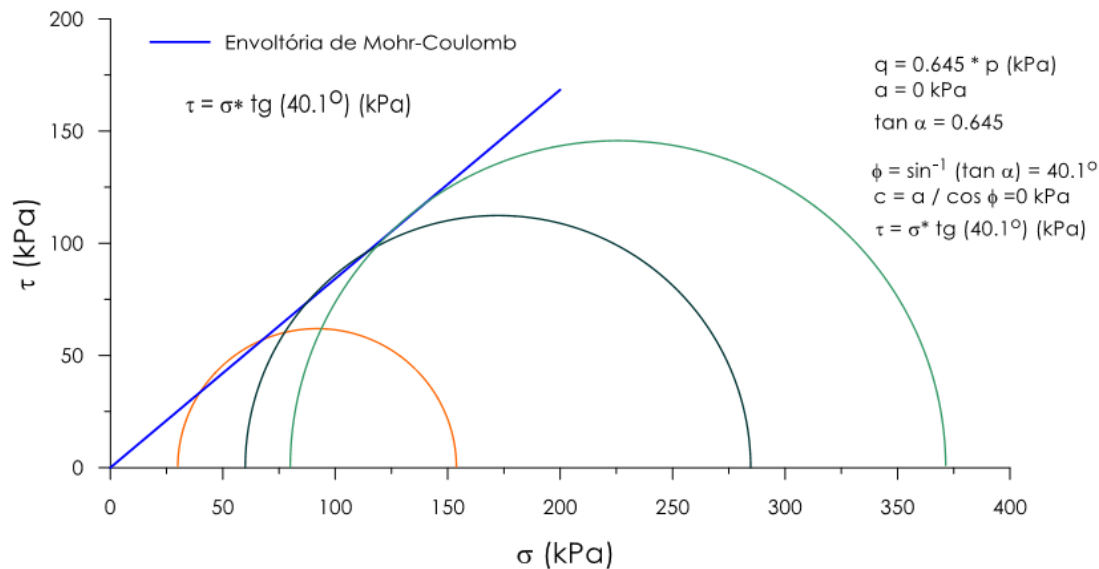


Figura 2.5 - Envoltória de ruptura (GUIMARÃES, 2014)

2.2 Risers

2.2.1 Função e tipos

Risers são elementos tubulares de aço, considerados, em todo o mundo, como as artérias da exploração de petróleo e gás natural em alto mar por serem os responsáveis pelo transporte desses materiais, desde o fundo até a superfície do mar. Eles podem ser classificados em diversos tipos dependendo de sua configuração (vertical, catenária, *lazy-wave*, *lazy-s*, *steep-wave* e *steep-s*) e fabricação (rígido e flexível). Neste trabalho será abordado somente o *riser* rígido em catenária (*steel catenary riser* ou SCR).

2.2.2 Sistema SCR

O uso de SCRs para a exploração de petróleo e gás natural em águas profundas vem se tornando mais popular na engenharia *offshore*, com vários deles já instalados nas áreas *offshore* do Brasil e no Golfo do México. Esse tipo de duto é uma tecnologia relativamente nova, sendo o primeiro deles instalado na Plataforma Auger da Shell, situado no Golfo do México, em 1994 (BRIEDGE, 2005).

Um SCR é um duto rígido preso a partir de uma plataforma de produção situada na superfície do mar, que segue suspenso em forma de catenária ao longo de seu comprimento até o ponto em que se encontra com o fundo, apresentando em seguida um grande trecho em contato direto com o solo marinho. Dutos rígidos são feitos de tubos de aço, com proteção contra corrosão nas camadas internas e externas, proteção contra abrasão e impacto, isolamento térmico e com um peso adicional para aumentar a

estabilidade. Possuem um diâmetro típico na faixa de 0,1 m a 1,5 m (RANDOLPH & GOURVENEK, 2011).

Esse primeiro ponto de toque entre *riser* e fundo marinho é denominado de *touchdown point* ou TDP. Por sua vez, a região de contato solo-*riser* e sob influência dos movimentos oscilatórios é denominada *touchdown zone* ou TDZ. Além do TDZ, o duto se encontra estático e passa a ser chamado de *flowline*. Em um sistema SCR, pode-se dividir o duto em três trechos principais (Figura 2.6):

- Zona catenária: *riser* suspenso livremente em catenária entre plataforma e TDP;
- Zona enterrada: *riser* dentro de uma trincheira, interagindo com o solo;
- Zona superficial: *riser* encostado superficialmente sobre o fundo.

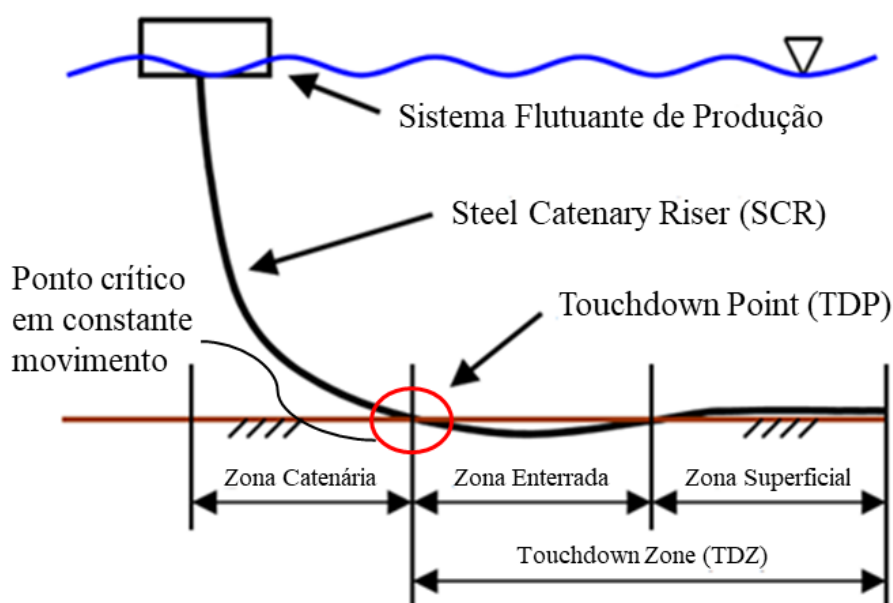


Figura 2.6 - Arranjo geral de um sistema SCR (adaptado de BRIDGE, 2005)

2.2.3 Carregamentos sobre o SCR

Em geral, um SCR é suportado por uma unidade flutuante de produção (e.g. FPSO) sujeita à ação de ondas, correntes e vento. O *riser* se mantém conectado à essa unidade por meio de uma articulação flexível (*Flex Joint*) ou uma junta (mísula), permitindo que os movimentos dinâmicos da unidade flutuante sejam transmitidos diretamente ao topo do SCR. Esses movimentos fazem com que a posição do TDP varie ao longo do comprimento do duto. De todos os movimentos da plataforma, o soerguimento é o que causa as maiores flutuações de tensão no TDP (BRIDGE et al., 2005).

Os principais movimentos das plataformas flutuantes são:

- Movimentos de primeira ordem: movimento causado pela ação da onda na embarcação;
- Movimentos de segunda ordem: movimentos de baixa frequência causados pela ondulação das ondas e ventos suaves, muitas vezes referenciados como movimentos à deriva;
- *Offset* estático – deslocamento resultante devido aos carregamentos ambientais, tais como correntes, ventos e ondas, ou sistemas de ruptura, como falhas nas linhas de ancoragem.

Além das correntes e ondas agirem sobre a plataforma, elas agem também diretamente no SCR, provocando a este uma flexão em direção a corrente, o que pode provocar altas frequências de vibrações induzidas por vórtice (*vortex induced vibration* ou VIV) no *riser*. Todos esses movimentos são responsáveis pelo processo de formação das trincheiras e de fadiga no duto.

2.3 Interação solo-*riser*

Dutos *offshore* assentes em leito marinho apresentam movimentos oscilatórios devido aos diversos fenômenos dinâmicos aos quais estão constantemente submetidos e, conseqüentemente, originam uma interação solo-duto complexa de ser analisada. Devido à natureza dessas solicitações, as frequências do *riser* em catenária são por volta de 0,1 Hz (BRIEDGE, 2005), sendo esta considerada baixa quando comparada com problemas de altas frequências e muito alta quando comparada com problemas estáticos.

O comportamento solo-*riser* pode ser parametrizado nas três componentes principais da interação solo-estrutura: vertical, lateral e axial, isto porque a interação no TDP é uma combinação desses componentes. Neste estudo, o foco é voltado somente à interação vertical.

2.3.1 Mecanismos de interação entre *riser* e solo marinho

Segundo THETHI & MOROS (2001), os mecanismos de interação entre *riser* e solo marinho podem ser subdivididos em três categorias.

- Efeito dos movimentos do *riser* no solo marinho

O resultado deste mecanismo é a degradação do solo, resultando numa deformação plástica e no enterramento do *riser*. Isso é causado por movimentos predominantemente verticais do *riser*, alguns dos quais podem estar associados também a movimentos laterais.

- Efeito da água no solo marinho

Os movimentos de um *riser* para dentro e para fora de uma depressão ou trincheira no solo marinho produzem um mecanismo chamado “*pumping*”, que é o bombeamento da água próxima ao solo na região do TDP. O fluxo de água resultante desse mecanismo age de forma a expulsar todo o solo degradado pelo impacto do *riser*, promovendo o transporte efetivo dos sedimentos para fora da depressão no solo marinho. Desse modo, uma depressão inicial pode-se transformar em uma trincheira.

- Efeito do solo marinho no *riser*

O solo marinho exerce uma complexa resistência aos movimentos do *riser* nas três direções principais: vertical, lateral e axial.

A resistência vertical do solo pode ser subdividida em resistência à penetração descendente e resistência ascendente. No ciclo descendente, o solo apresenta comportamento elástico para as tensões que são causadas por uma pequena penetração inicial, que é benéfica à vida da fatiga do *riser* na TDZ. Durante o ciclo ascendente, o *riser* pode ser submetido a forças de sucção do solo, caso este seja, por exemplo, uma argila mole que adere facilmente ao tubo. Adicionalmente, todo peso de solo que volta para a trincheira devido à ação da água ou do próprio movimento do *riser* faz com que aumente a resistência ao movimento ascendente do *riser*.

A resistência lateral consiste na soma, simultânea ou não, da parcela de atrito entre o *riser* e o solo marinho, da parcela de resistência passiva do solo e da parcela cisalhante do solo, a qual ocorre quando o *riser* se move lateralmente para fora de uma depressão (trincheira) ou contra a parede de uma berma. Pode-se considerar como exemplo, o caso do TDP de um *riser* que tem metade de seu diâmetro embutido no fundo de uma trincheira em uma argila muito mole com cinco diâmetros de profundidade e três diâmetros de largura. Com a possibilidade de ocorrer um grande offset lateral, o TDP tenderá a se mover para fora da trincheira, inicialmente, mobilizando a resistência ao atrito do solo combinada com a sua resistência passiva. À medida que o *riser* se desloca, ele está sujeito

apenas à resistência ao atrito até que ele venha a impactar com a lateral da trincheira. A saída do *riser* da trincheira depende da força que ele transmite em conjunto com a resistência cisalhante passiva da parede da trincheira.

A resistência axial é, normalmente, apenas de caráter friccional e pode ser levada em conta em ferramentas computacionais para análise de *risers* através da consideração de molas associadas a coeficientes de atrito

Além dessas três categorias acima comentadas, GEAQUINTO (2008) cita e descreve mais uma:

- Efeito de carregamento cíclico

Carregamentos cíclicos estão presentes na maior parte dos problemas de geotecnia marinha, especialmente naqueles em que os carregamentos de onda atuam em estruturas que estão interagindo diretamente com o solo marinho. Para análise de estruturas em contato com o solo, impondo-lhes carregamentos cíclicos, é necessário levar em consideração a significativa mudança de comportamento de solos sob a ação de carregamentos cíclicos ou sob diferentes níveis de tensões ao longo do tempo. Muitos dos trabalhos a respeito de carregamentos cíclicos aplicados a solos têm como referência o problema da liquefação da areia.

2.3.2 Interação vertical

O comportamento no TDP é complexo e envolve tanto movimentos verticais quanto transversais, criando uma trincheira de profundidade e largura variável. A maioria das pesquisas da interação solo-*riser* tem sido focada na direção vertical, pois dos três movimentos este é o que tende a predominar em termos de amplitude (TREJO, 2015). Um modelo de interação solo-*riser* requer a caracterização de vários processos não lineares, incluindo a formação de trincheira, rigidez do solo não linear, sucção do solo e separação do *riser* com o leito marinho.

Um modelo de análise proposto por BRIDGE *et al.* (2004) para solos argilosos, com ciclos de carregamento e descarregamento, é apresentada na Figura 2.7. Apesar dessa análise ser voltada ao estudo da interação entre duto e solo argiloso, esse modelo também é muito adotado para as areias. A coluna direita mostra a relação entre a curva envoltória (curva de resistência máxima) e a curva de interação solo-*riser* de um duto movendo-se

através do solo. A coluna esquerda mostra os movimentos verticais do duto associados à essa curva de interação, nos passos descritos a seguir:

- a) O duto inicialmente entra em contato com o solo intacto;
- b) O duto penetra o solo, deformando-o plasticamente. A curva de interação solo-*riser* segue o mesmo caminho da curva envoltória;
- c) O duto move-se um pouco para cima e o solo comporta-se elasticamente. O descarregamento faz com que a curva de interação assuma um trajeto diferente da curva envoltória, a força diminui para esse pequeno deslocamento;
- d) O duto penetra novamente o solo, deformando-o elasticamente. A curva de interação segue uma curva de carregamento elástico similar à curva de descarregamento elástico da etapa anterior;
- e) O duto continua penetrando o solo, deformando-o plasticamente. A curva de interação solo-*riser* reencontra e segue igual à curva de envoltória.

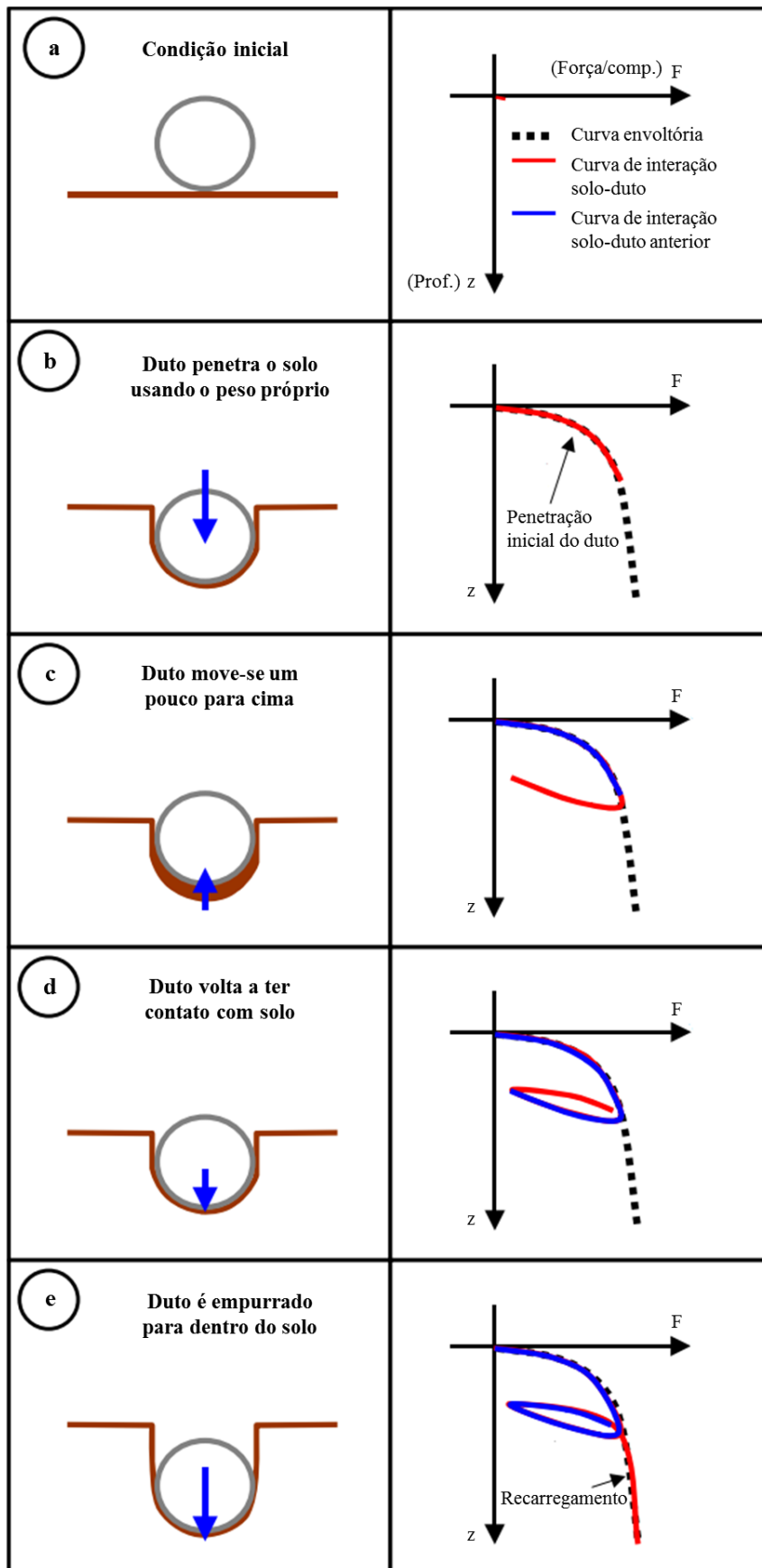


Figura 2.7 - Esquema de interação vertical solo-riser em argila (BRIDGE *et al.*, 2004)

No caso das areias, a diferença está no formato da curva de interação que tem um aspecto mais linear em vez de curvilíneo. Para esse mesmo modelo, mas agora adotando um solo arenoso, ZHANG *et al.* (2002) apresentam um comportamento típico de uma areia sob carregamento e descarregamento vertical (Figura 2.8).

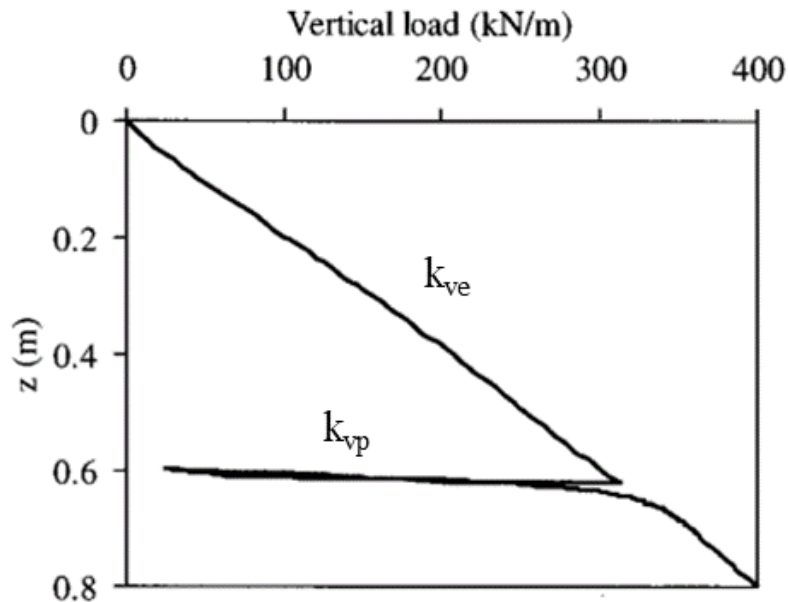


Figura 2.8 - Comportamento típico de interação vertical solo-riser em areia (ZHANG *et al.*, 2002)

2.3.3 Penetração vertical do duto

A interação solo-duto começa no momento em que o duto lançado ao mar atinge a superfície do solo marinho, onde os movimentos do *riser* em catenária desencadeiam uma série de carregamentos e descarregamentos que definem as condições iniciais de enterramento. Dessa forma, como consequência da interação desses fenômenos, as condições físicas iniciais do solo circundante ficam alteradas, influenciando assim a resistência do solo (BRUTON *et al.*, 2008).

O enterramento resultante do processo de lançamento do duto é, geralmente, maior que o esperado pela ação do seu peso próprio. Dois mecanismos principais amplificam esse enterramento: a concentração de tensões ao longo da zona de contato duto-solo e o amolgamento ou o deslocamento do solo produzido pelos movimentos cíclicos decorrentes do processo de instalação. Durante a operação, o grau de enterramento também pode mudar devido à mobilidade do fundo do mar, liquefação parcial do solo sob ação das correntes e ondas, e adensamento (RANDOLPH & GOURVENEK, 2011).

Um esquema de penetração do duto no leito marinho é mostrado na Figura 2.9.

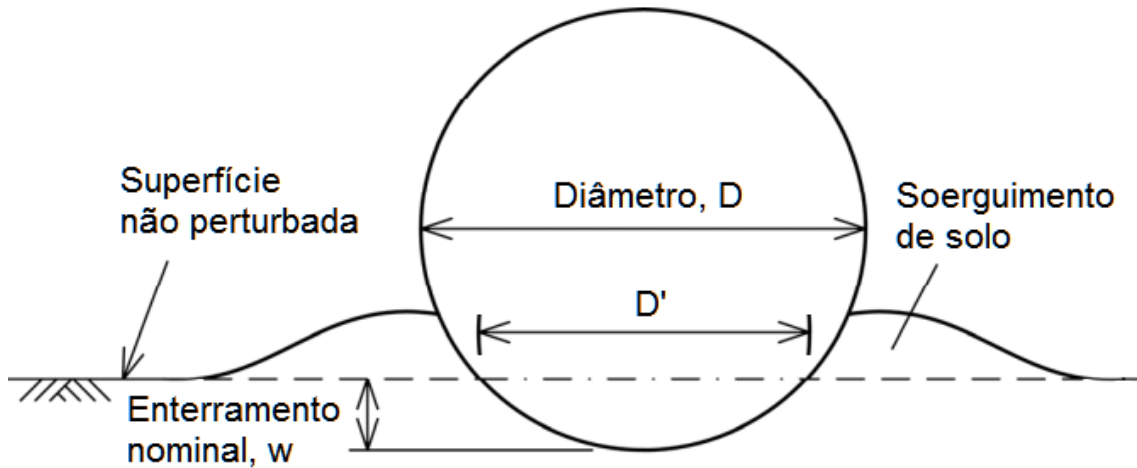


Figura 2.9 - Enterramento inicial de um duto (BRUTON *et al.*, 2008)

ZHANG *et al.* (1999) elaboraram um modelo elasto-plástico, de embasamento teórico consistente, com a finalidade de prever o comportamento da interação solo-duto durante o estágio de cravação. Eles também realizaram uma série de testes (testes de penetração monotônica, deslocamento controlado e força controlada) de interação solo-duto em centrífuga, usando areias calcárias, para calibrar esse modelo com os dados obtidos nos testes.

A forma incremental da relação carga-deslocamento do modelo elasto-plástico é dada pela seguinte expressão:

$$\begin{Bmatrix} \delta V \\ \delta H \end{Bmatrix} = [D_{ep}] \begin{Bmatrix} \delta z \\ \delta x \end{Bmatrix} \quad (2.2)$$

$$[D_{ep}] = [D_e] - \frac{[D_e] \begin{Bmatrix} \partial G \\ \partial \underline{p} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \partial F \\ \partial \underline{p} \end{Bmatrix}^T [D_e]}{\begin{Bmatrix} \partial F \\ \partial \underline{p} \end{Bmatrix}^T [D_e] \begin{Bmatrix} \partial G \\ \partial \underline{p} \end{Bmatrix} + K} \quad (2.3)$$

$$K = - \frac{\partial F}{\partial V_{\max}} \frac{\partial V_{\max}}{\partial z^p} \frac{\partial G}{\partial \underline{p}} \quad (2.4)$$

onde:

$[D_e]$ e $[D_{ep}]$ são, respectivamente, a matriz elástica e elasto-plástica do solo;

δV e δH são, respectivamente, os incrementos de carga vertical e horizontal;

δz e δx são, respectivamente, os incrementos de deslocamento vertical e horizontal;

$\left\{ \frac{\partial F}{\partial \underline{p}} \right\}$ e $\left\{ \frac{\partial G}{\partial \underline{p}} \right\}$ são, respectivamente, os vetores gradiente da função de escoamento F e da função plástica G ;

K é o módulo de endurecimento plástico;

V_{\max} é a força vertical máxima aplicada em toda história de carregamento;

z^p é o deslocamento vertical plástico.

No que se refere à parte da penetração vertical, o modelo se baseia no conceito da regra de endurecimento da Teoria da Plasticidade. Segundo ZHANG *et al.* (1999), uma vez conhecidos os gradientes das linhas de carregamento e descarregamento (rigidez plástica e elástica, respectivamente, e que podem ser vistos na Figura 2.8), então a carga limite pode ser claramente definida e a curva de carga-penetração pode ser modelada por meio da seguinte relação:

$$V_{\max} = \frac{(k_{vp} z - V k_{vp} / k_{ve})}{(1 - k_{vp} / k_{ve})} \quad (2.5)$$

onde:

k_{vp} e k_{ve} são, respectivamente, a rigidez plástica e elástica do solo;

V_{\max} é carga vertical máxima correspondente à penetração;

V e z são, respectivamente, a carga vertical e a profundidade de penetração.

Tomando δz^p (incremento de deslocamento vertical plástico) como parâmetro de endurecimento, essa expressão pode ser usada para definir o comportamento de endurecimento do solo perante as ações do duto. Diferenciando a Eq. (2.5), obtém-se:

$$\delta V_{\max} = \frac{k_{ve} k_{vp}}{k_{ve} - k_{vp}} \delta z^p \quad (2.6)$$

2.4 Modelagem centrífuga

2.4.1 Conceitos

Na engenharia geotécnica, a modelagem em centrífuga é uma ferramenta útil que permite, sob condições controladas, analisar e estudar o comportamento dos solos, utilizando um modelo em escala reduzida e acelerado para replicar um evento relacionado a um protótipo real. Os dois eventos, obviamente, devem ser similares e essa similaridade precisa se relacionada por leis de escala apropriadas (TAYLOR, 1995).

O aspecto mais importante na modelagem dos solos é o seu perfil de tensões efetivas. O histórico de tensões efetivas, o estado de tensões efetivas atual e o caminho de tensões efetivas seguido durante o ensaio centrífugo que irá ditar o comportamento do solo em modelo (TAYLOR, 1995).

A modelagem centrífuga consiste em rotacionar o modelo a uma velocidade angular constante, submetendo-o a um campo inercial de aceleração radial que tem por finalidade representar o campo gravitacional terrestre, porém muitas vezes maior. Desde que o modelo seja coerente, esse campo gravitacional diferenciado é capaz de reproduzir no solo em modelo as mesmas tensões induzidas pela gravidade no solo em campo. Em vôo, a aceleração centrífuga é a nova sensação de gravidade sentida pelo modelo, sendo ela proporcional à velocidade angular e ao raio de rotação (Figura 2.10).

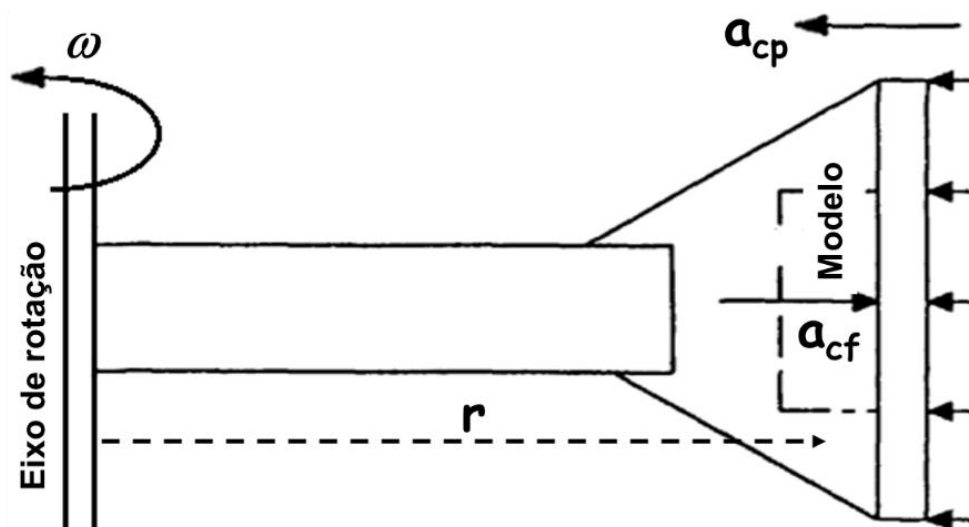


Figura 2.10 - Modelo em vôo sujeito à aceleração centrífuga

Uma amostra de solo em vôo tem a superfície livre de tensões e, no seu interior, um nível de tensões que aumenta com a profundidade a uma taxa proporcional à

densidade do solo e à magnitude do campo de aceleração. Se o solo do modelo for semelhante ao do protótipo e os procedimentos de preparação da amostra garantam a similaridade do histórico de tensões para o campo inercial aplicado, então a tensão vertical a uma profundidade h_m será idêntica àquela correspondente ao protótipo a uma profundidade h_p , onde $h_p = N \cdot h_m$ e N é razão entre a aceleração centrífuga e a gravidade. Essa é a lei de escala básica da modelagem centrífuga (TAYLOR, 1995).

Para obter essa equivalência de tensões entre modelo e protótipo, as dimensões lineares do modelo devem ser reduzidas por um fator de $1/N$ frente às dimensões do protótipo, além de estar submetido a uma aceleração centrífuga de N vezes a aceleração da gravidade (Figura 2.11).

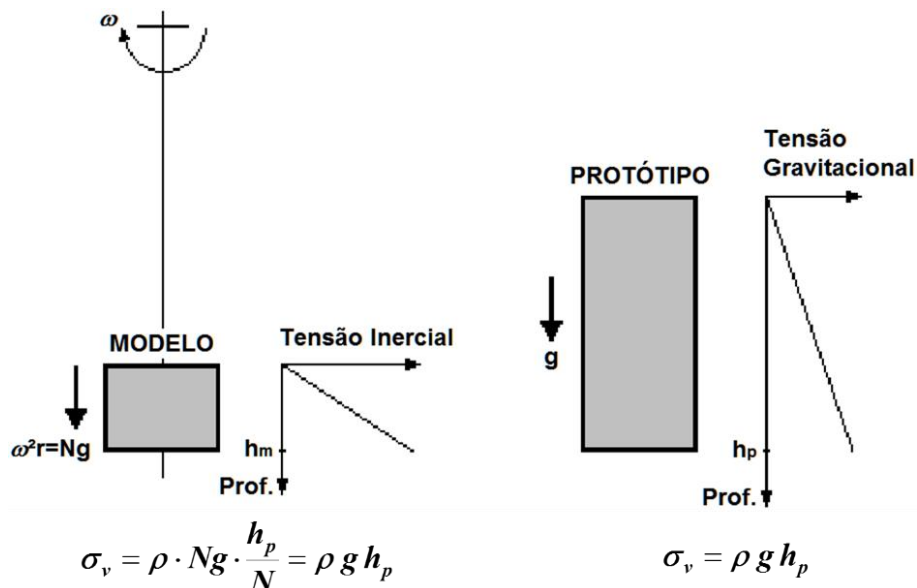


Figura 2.11 - Equivalência de tensões entre protótipo e modelo (adaptado de TAYLOR, 1995)

Outras relações de escala entre modelo e protótipo para diferentes grandezas são mostradas na Tabela 2.2. Demonstrações e explicações mais detalhadas podem ser vistas em MADABHUSHI (2015).

Tabela 2.2 - Relações de escala entre modelo e protótipo

Grandeza	Relação de Escala Modelo / Protótipo
Gravidade	N
Comprimento	1/N
Velocidade	N
Densidade	1
Massa	1/N ³
Tensão	1
Deformação	1
Força	1/N ²
Momento Fletor	1/N ³
Tempo (difusão)	1/N ²
Tempo (relaxação)	1

2.4.2 Efeitos de escala

Na modelagem centrífuga, raramente é possível replicar precisamente todos os detalhes do protótipo e, por isso, algumas aproximações tem que ser feitas. É importante reconhecer que os estudos em modelo não são perfeitos, portanto, deve-se investigar a natureza de quaisquer deficiências – referidos como efeitos de escala – e avaliar a sua magnitude (TAYLOR, 1995).

A influência da não-uniformidade do campo inercial de acelerações criado é um exemplo. Em termos práticos de engenharia, pode-se assumir a gravidade da Terra como sendo uniforme. No entanto, a aceleração centrífuga é proporcional ao raio de rotação, isso significa que pontos da amostra de solo mais afastados estão sob níveis de aceleração maiores. Este problema torna-se menor quando o fator de escala N é determinado para um raio efetivo onde a diferença entre os perfis de tensões de modelo e protótipo seja mínimo. Na Figura 2.12, TAYLOR (1995) mostra que esse raio efetivo é igual à $R_e = R_t + h/3$, onde R_t é o raio do topo da amostra e h é a altura da camada de solo.

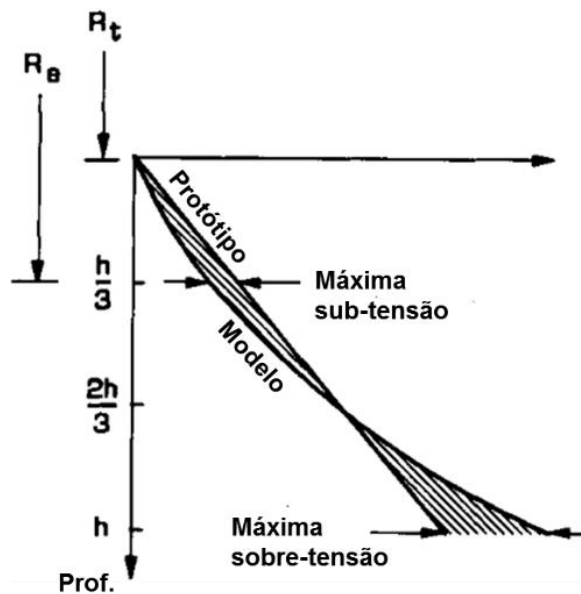


Figura 2.12 - Distribuição de tensões com a profundidade entre modelo e protótipo (TAYLOR, 1995)

Outro ponto é a redução das dimensões que não leva em conta o tamanho dos grãos do solo. Na modelagem, a porção de solo como um todo é reduzida, mas o tamanho das partículas não é. Caso fosse, isso implicaria em solos de granulometrias muito diferentes, ou seja, de comportamentos tensão-deformação distintos, o que invalidaria qualquer ensaio. Entretanto, se o tamanho dos grãos for significativo em relação às dimensões do modelo, é pouco provável que o modelo mobilize uma curva tensão-deformação no solo semelhante à do protótipo. Efeitos locais surgiriam em vez do solo se comportar como um meio contínuo. GARNIER *et al.* (2007) estabeleceram, para o caso de fundações superficiais corridas (*strip footing*), uma relação mínima necessária entre o menor comprimento do modelo (D) e o diâmetro médio das partículas do solo (d_{50}) para evitar o efeito do tamanho dos grãos na Eq. (2.7). Segundo ZHANG *et al.* (2002), dutos enterrados superficialmente podem ser estudados como fundações corridas, mas com uma seção transversal circular.

$$\frac{D}{d_{50}} > 35 \quad (2.7)$$

No presente estudo, a relação entre o diâmetro do duto e o diâmetro médio dos grãos (valores que podem ser vistos nos itens 3.2 e 3.1, respectivamente) é maior que 35, ou seja, encontra-se acima do mínimo sugerido pelos autores, segundo às Eq. (2.8) e Eq. (2.9).

$$\frac{D}{d_{50}} = \frac{9,0}{0,19} = 47,4 > 35 \quad (2.8)$$

$$\frac{D}{d_{50}} = \frac{15,0}{0,19} = 78,9 > 35 \quad (2.9)$$

Cabe frisar que, nem toda a largura do duto está atuando sobre o solo durante a fase de enterramento inicial dos ensaios centrífugos. Apenas uma parte da seção (D') é levada em conta como mostrado na Figura 2.9 e, conseqüentemente, não atenderia o valor mínimo sugerido por GARNIER *et al.* (2007). Apesar disso, a interação solo-duto se dá em maior tempo durante o carregamento cíclico, quando toda a largura ou diâmetro do duto está atuando sobre o solo e, por essa razão, continuou-se a desconsiderar o problema do efeito do tamanho dos grãos.

2.5 Modelagem dos modelos

Uma maneira de verificar os resultados obtidos em modelo, particularmente quando não há um protótipo disponível para essa comparação entre os dois, é a modelagem dos modelos. Essa técnica consiste em projetar modelos centrífugos de diferentes escalas e submetê-los cada um a níveis de acelerações apropriados tal que o produto das dimensões de cada modelo e seu respectivo nível de aceleração seja sempre o mesmo, ou seja, que correspondam ao mesmo protótipo (TAYLOR, 1995). A Figura 2.13 apresenta uma forma esquemática de como entender essa técnica.

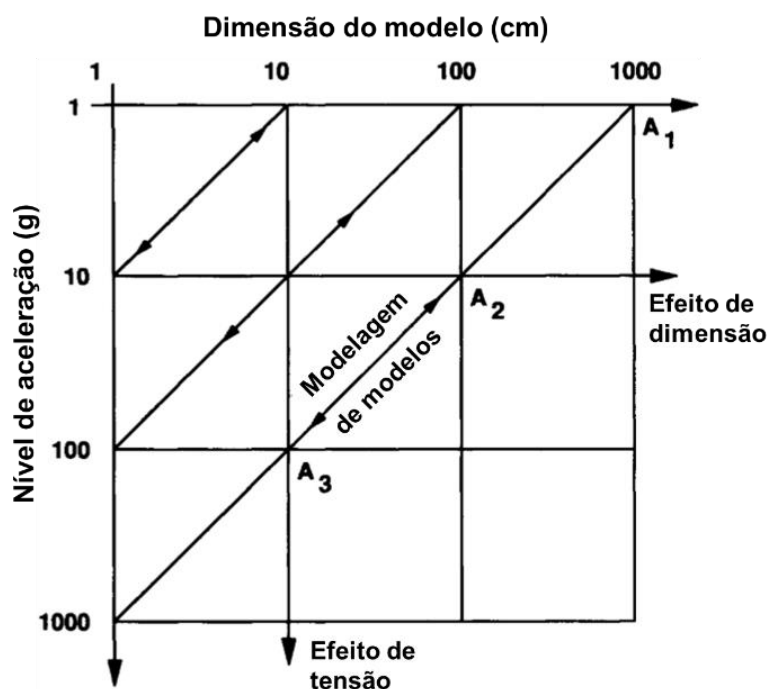


Figura 2.13 - Princípio da modelagem dos modelos (KO, 1988)

Todos os modelos testados em condições de 1 g são, por definição, considerados protótipos. Um protótipo de 1000 cm a 1 g (A_1) pode ser representado por um modelo de 100 cm a 10 g (A_2) ou por outro de 10 cm a 100 g (A_3). Entretanto, A_2 e A_3 não são apenas modelos representando o protótipo A_1 , mas são também modelos um do outro. Usando as relações de escala, os modelos A_2 e A_3 podem ser comparados entre si simplesmente extrapolando os resultados obtidos em ensaio ao desempenho do protótipo projetado. Portanto, essa comparação do comportamento dos modelos entre si se torna um meio de validação das relações de escala.

Para a modelagem centrífuga, no entanto, sugere-se que as escalas dos modelos não sejam muito pequenas nem muito grandes. Isto é consequência direta dos efeitos de escala já mencionados. Percorrendo a linha $A_1A_2A_3$ em sentido a níveis de aceleração maiores, o modelo precisa ter dimensões cada vez menores para representar o seu protótipo, ou seja, as tensões mobilizadas no solo pelo modelo começam a ser influenciadas pelo grande tamanho dos grãos. Em contrapartida, modelos de escalas maiores começam a apresentar o problema da não-uniformidade do campo de acelerações ao longo da camada de solo. Se essa camada for muito extensa na direção circunferencial do movimento, as acelerações passarão a ser diferentes não só em magnitude, mas também em direção. Esse caso é similar a problemas de engenharia de grande extensão onde o campo gravitacional não pode ser considerado uniforme.

Em outras palavras, se os resultados dos modelos, quando extrapolados ao nível de protótipo, forem muito semelhantes, pode-se concluir que os efeitos de escala nos ensaios foram insignificantes. Assim, enquanto a modelagem dos modelos fornece uma verificação interna valiosa sobre o processo de modelagem centrífuga, ela por si só não é uma garantia de que os dados do modelo possam ser extrapolados com êxito à escala protótipo (TAYLOR, 1995).

3 Modelagem Física

Este capítulo apresenta e descreve os materiais, equipamentos e metodologia empregados para elaboração dos ensaios, tais como a caracterização do solo e duto ensaiados, a centrífuga de braço e a instrumentação utilizada.

3.1 Caracterização do solo

O solo ensaiado corresponde a uma areia fina proveniente da praia de São Francisco, Niterói - RJ, formada a partir da desagregação de gnaisses, rocha predominante das encostas da região. A areia foi inicialmente peneirada de modo a obter um material fino e uniforme de fração granulométrica compreendida entre as peneiras N° 100 (0,149mm) e N° 50 (0,297mm). A areia, já fracionada, foi depois lavada a fim de remover qualquer traço fino e, também, de impurezas (OLIVEIRA FILHO, 1987).

3.1.1 Análise granulométrica

Os ensaios granulométricos foram realizados segundo as prescrições da norma ABNT NBR 7181:1984. A Figura 3.1 apresenta a curva granulométrica da areia citada.

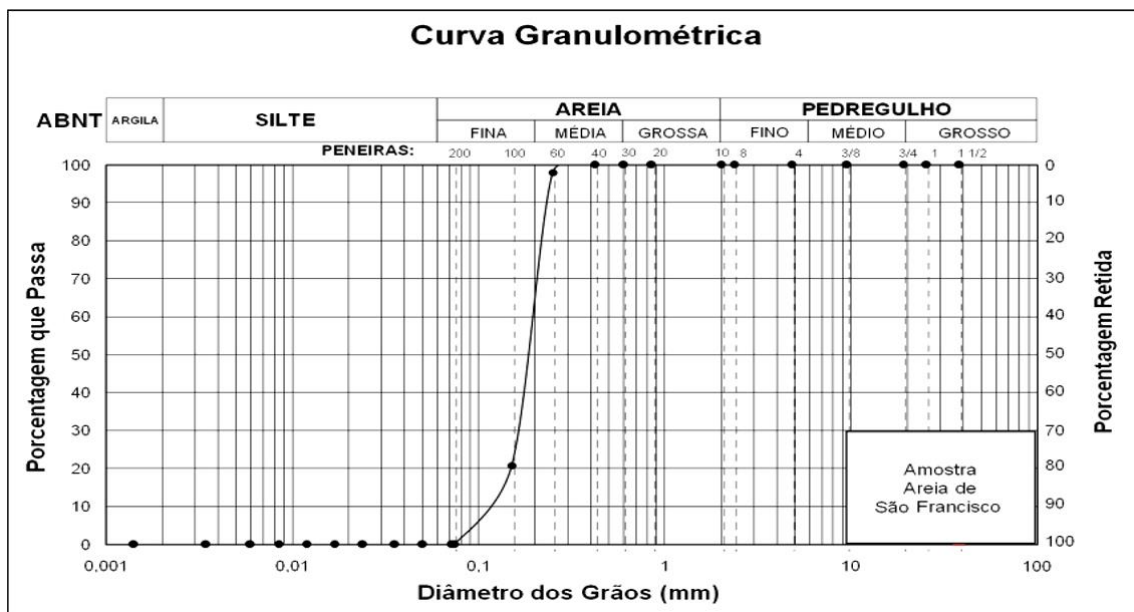


Figura 3.1 - Curva granulométrica da areia de São Francisco (TARAZONA, 2015)

O gráfico apresenta uma areia uniforme mal graduada com valores de diâmetro efetivo $d_{10} = 0,12$ mm, $d_{30} = 0,16$ mm, $d_{50} = 0,186$ mm e $d_{60} = 0,194$ mm. A composição de areia fina e areia média do material são de 64% e 36%, respectivamente. Maiores detalhes de como foram obtidos esses valores estão em TARAZONA (2015).

3.1.2 Análise física

A forma predominante dos grãos varia de subarredondados a subangular, em que o alongamento médio não ultrapassa 1,5 (relação entre a maior e menor dimensão do grão). A Tabela 3.1 apresenta as principais características obtidas das análises físicas. Os procedimentos e cálculos realizados para determinação dos parâmetros abaixo encontram-se descritos em TARAZONA (2015).

Tabela 3.1 - Características da areia de São Francisco (TARAZONA, 2015)

Item	Oliveira Filho (1987)	Presente Estudo
Peso específico seco min. (kNm^{-3})	14,18	13,68
Peso específico seco máx. (kNm^{-3})	15,80	15,88
Índice de vazios máx.	0,82	0,89
Índice de vazios min.	0,559	0,631
Diâmetro efetivo d_{10} (mm)	-	0,12
Diâmetro médio d_{50} (mm)	0,22	0,19
Densidade real dos grãos	2,632	2,641

3.2 Caracterização do duto

Os dutos utilizados para a modelagem centrífuga são de alumínio e possuem diâmetros de 9 mm e 15 mm (Figura 3.2), cada um com comprimento igual à quatro vezes o seu diâmetro, módulo de elasticidade igual à 70 GPa, peso específico de $26,5 \text{ kN/m}^3$ e coeficiente de Poisson de 0,33. A escolha desse tipo de material se deve à facilidade de usinagem, à sua leveza e por ser pouco corrosivo, uma vez que o duto está frequentemente em contato com a água.

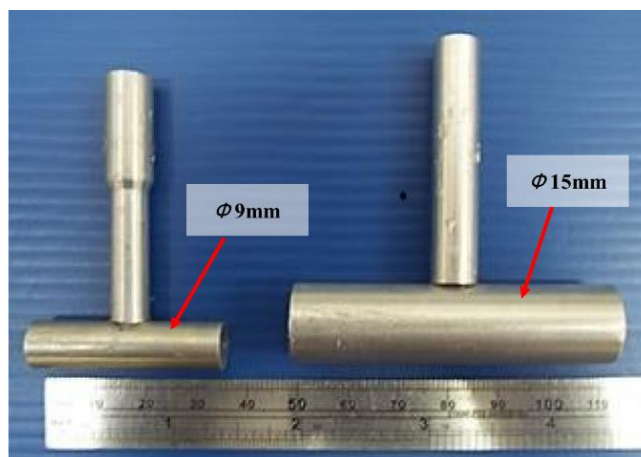


Figura 3.2 - Dutos de alumínio

A opção pelo diâmetro de 9 mm vem da intenção de representar na escala de protótipo os *risers* em catenária com diâmetros entre 0,3 m e 0,5 m, ou seja, dentro da faixa usual de diâmetros de acordo com a literatura. Submetendo o duto às acelerações radiais de 33 g e 55 g, e usando as relações de escala, obtém-se, respectivamente, protótipos com diâmetros equivalentes à 297 mm e 495 mm.

A escolha do diâmetro de 15 mm é para fins de validação dos ensaios por meio da modelagem dos modelos. Submetendo esse duto à aceleração radial de 20 g e usando as relações de escala, obtém-se um protótipo com diâmetro equivalente à 300 mm. Portanto, os ensaios com os dutos de 9 mm e 15 mm sob acelerações radiais de 33 g e 20 g, respectivamente, devem apresentar comportamentos semelhantes.

3.3 Centrífuga de braço

Os ensaios centrífugos foram realizados no Laboratório de Geotecnia do Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE), utilizando a mini centrífuga de braço (Figura 3.3) fabricada pela Broadbent. O equipamento tem capacidade máxima de trabalho próximo a trezentas vezes a aceleração da gravidade (9 G-Tonne para 638 rpm) e dimensões que podem ser vistas na Figura 3.4.

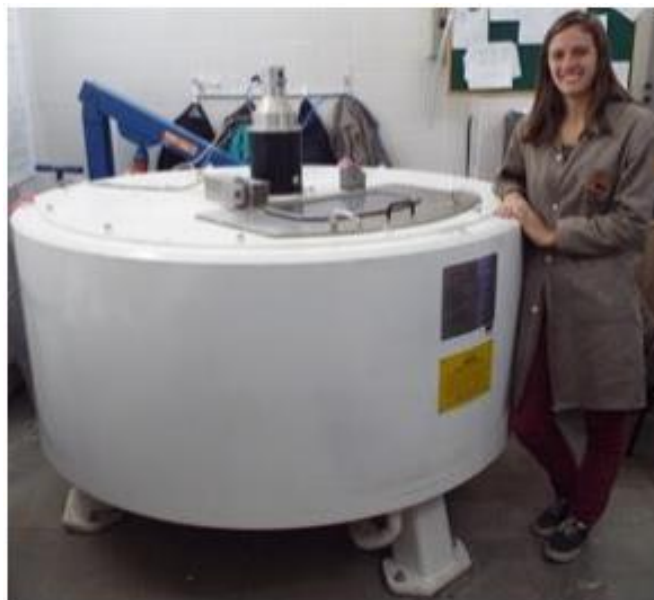


Figura 3.3 - Centrífuga de braço do Laboratório de Geotecnia (COPPE/UFRJ)

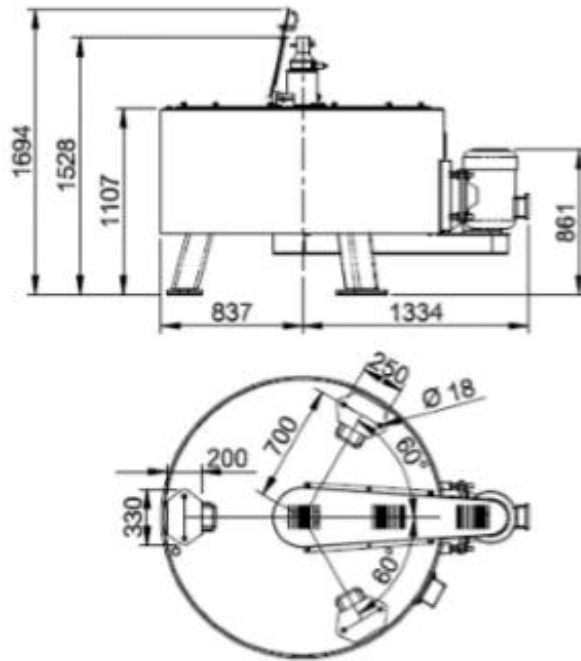


Figura 3.4 - Dimensões da centrífuga de braço em mm (BROADBENT Inc., 2011)

A centrífuga apresenta diversos componentes em seu interior. Dentre os principais, pode-se citar:

- Drivers e Sistema de aquisição de dados: Os motores do atuador bidirecional são ligados a dois drivers instalados e ligados ao computador da centrífuga que permitem o controle remoto do atuador. O sistema de aquisição de dados é composto por 16 canais por onde são conectados as células de carga e o atuador bidirecional (Figura 3.5), e por onde são transmitidos os dados obtidos durante os ensaios ao computador da centrífuga;

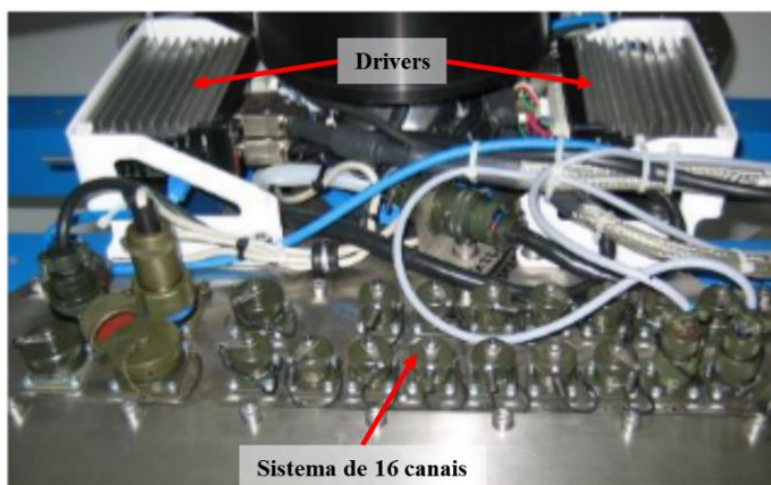


Figura 3.5 - Sistema de aquisição de dados de 16 canais

- Viga rotacional: Fabricada de aço estrutural de alta resistência e com leve semelhança a um braço, carrega em cada extremidade as caixas de ensaio e contrapeso, ligando-as com o rotor da centrífuga (Figura 3.6);

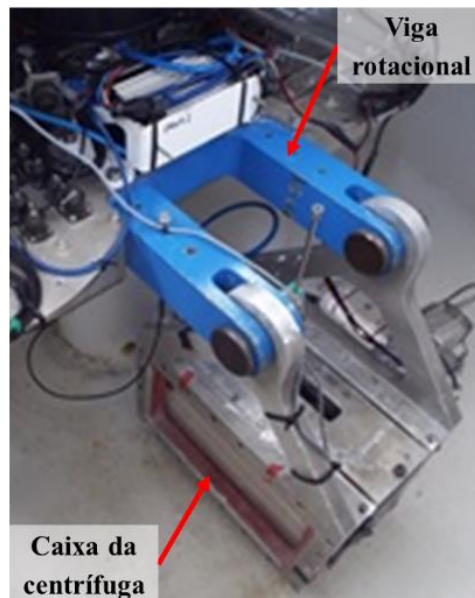


Figura 3.6 - Viga rotacional e caixa da centrífuga

- Atuador bidirecional: Sistema de deslocamento controlado composto por dois pares de eixos e motores (horizontal e vertical) que permitem o controle remoto do duto durante os ensaios (Figura 3.7);

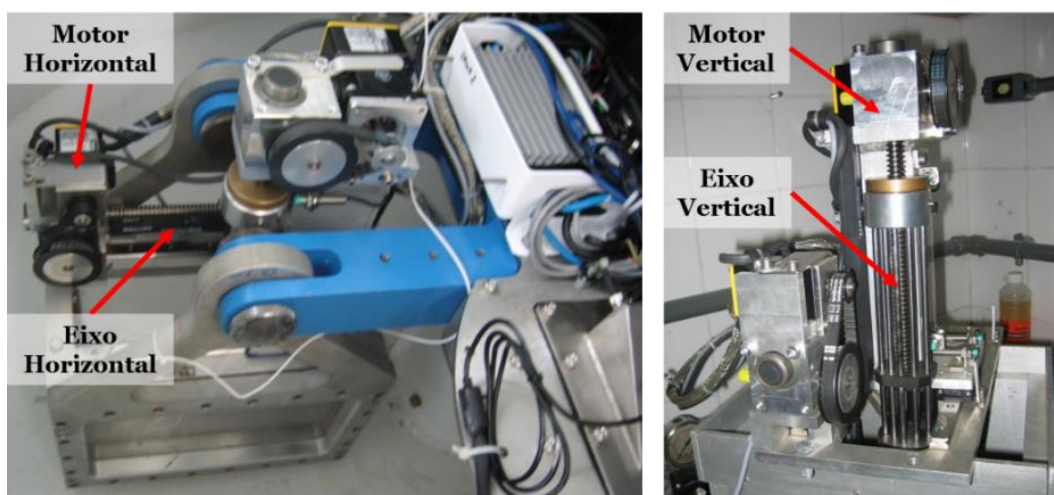


Figura 3.7 - Atuador bidirecional (horizontal e vertical)

- Caixas da centrífuga do tipo balanço: São as caixas de ensaio e contrapeso, cada uma composta por uma base, quatro placas laterais e um par de trilhos na parte superior da caixa, todas feitas de alumínio de alta resistência (Figura 3.8). Essas caixas ficam apoiadas nas extremidades da viga rotacional durante os ensaios;

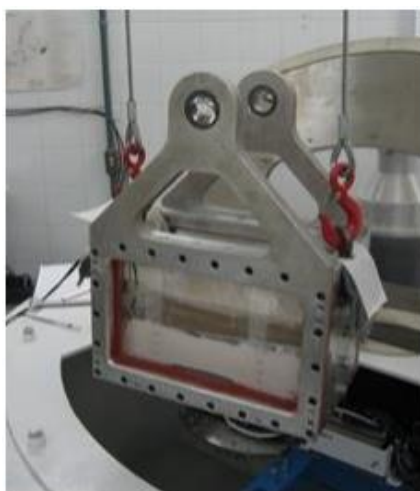


Figura 3.8 - Caixa de ensaio da centrífuga

- **Câmera de vídeo:** Uma câmera de vídeo foi instalada no suporte lateral da caixa de ensaio da centrífuga para acompanhar o andamento dos ensaios centrífugos lateralmente (Figura 3.9).

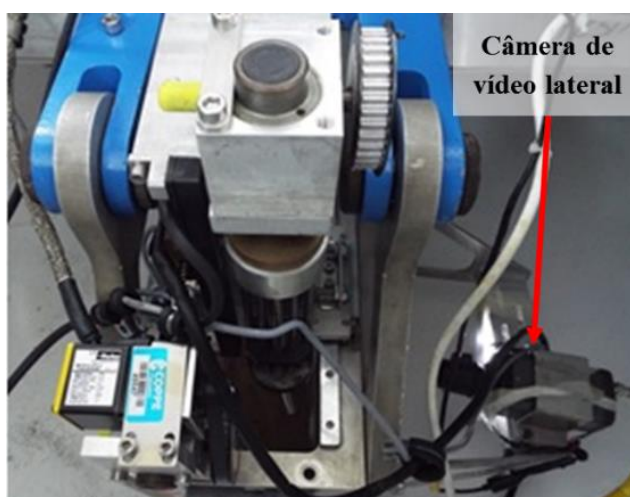


Figura 3.9 - Câmera de vídeo lateral

Para enviar os comandos de movimento ao atuador e observar a leitura dos dados durante os ensaios em tempo real, o computador da centrífuga é acessado remotamente por um computador de mesa. As interfaces dos softwares usados para esses fins podem ser vistas na Figura 3.10 e na Figura 3.11.

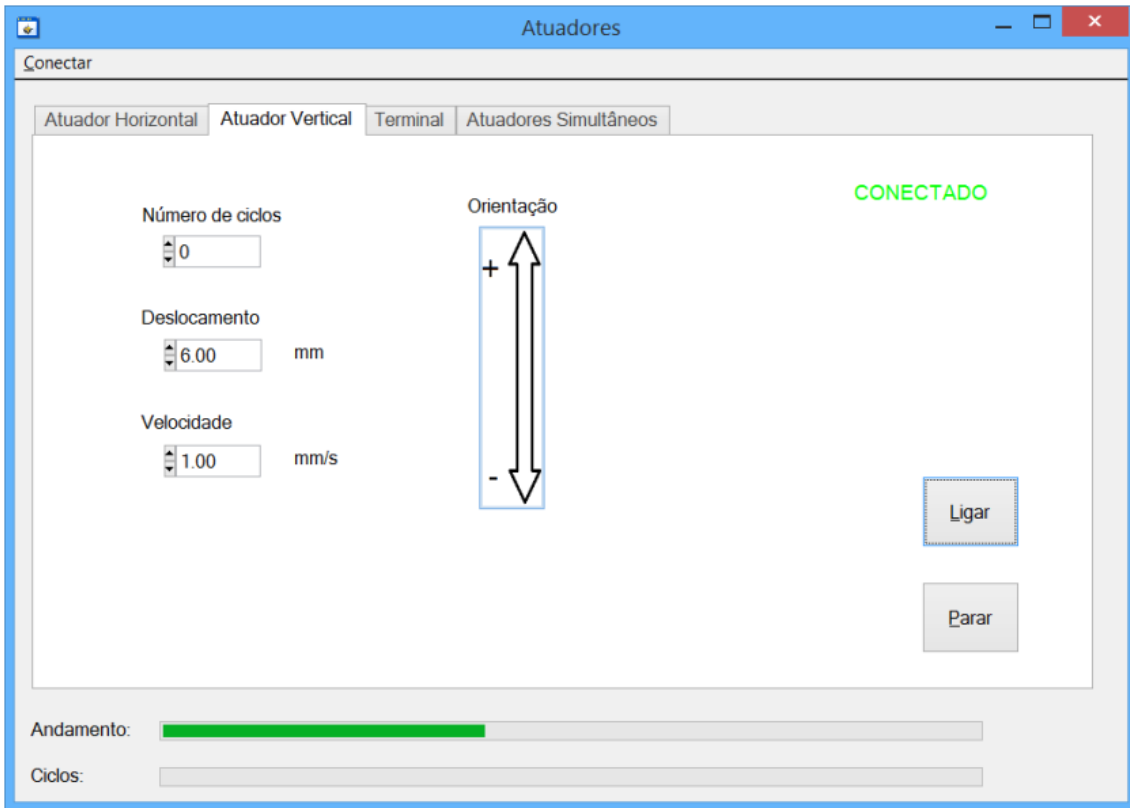


Figura 3.10 - Interface do software de controle remoto do atuador (TREJO, 2015)

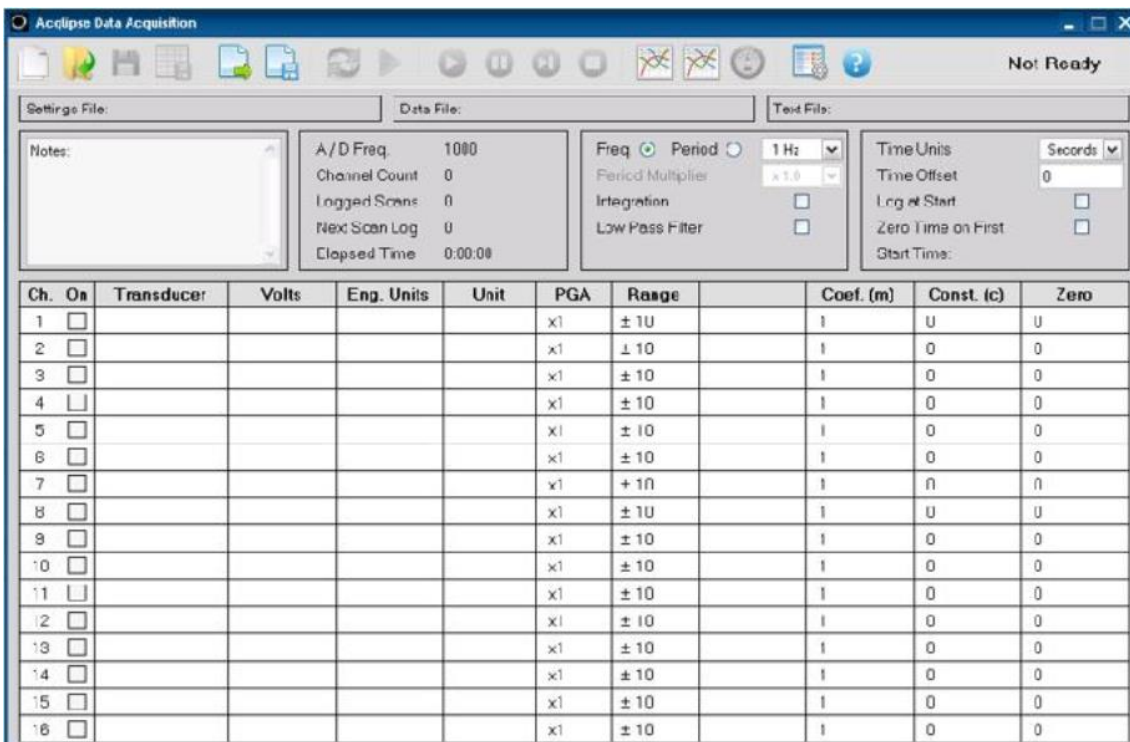


Figura 3.11 - Programa de aquisição de dados Acqclipse

Durante a montagem do ensaio, as caixas da centrífuga se encontram na posição vertical sob ação da gravidade. Já durante o ensaio em vôo, ambas são levadas à posição

horizontal devido à aceleração centrífuga (Figura 3.12). A função da caixa de contrapeso é manter o equilíbrio com a caixa de ensaio, evitando o desbalanço da viga rotacional e vibração excessiva do sistema.

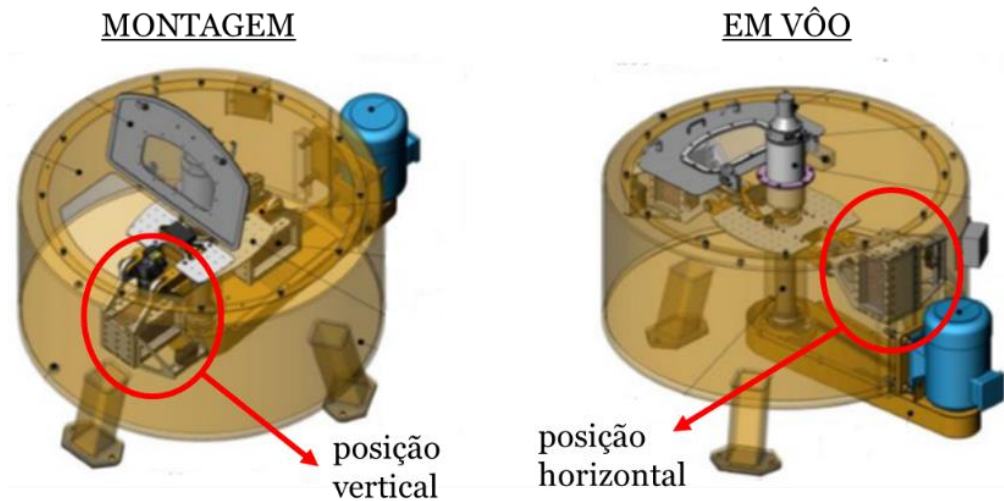


Figura 3.12 - Posição da caixa nas fases de montagem e em vôo (BROADBENT Inc., 2011)

Maiores detalhes de suas instalações e outras características encontram-se descritas em ALMEIDA *et al.* (2013).

3.4 Células de carga vertical

Durante os ensaios de atuação cíclica e CPT foram utilizadas, respectivamente, uma célula de carga vertical com capacidade de 100 N e outra de 250 N, ambas da Measurement Specialities™ (Figura 3.13), com a finalidade de medir as forças verticais geradas no duto e no penetrômetro. As células se encontram acopladas a esses instrumentos logo acima de suas hastes como poderá ser visto mais adiante.



Figura 3.13 - Célula de carga vertical

3.5 Ensaios de atuação cíclica

3.5.1 Preparação das amostras

O método adotado para a preparação das amostras foi o método de pluviação seca, considerado o mais apropriado para a modelagem centrífuga de materiais granulares, pois permite distribuir homogeneamente a areia, além de formar amostras de consistência e repetibilidade adequadas quanto à resistência do solo (MADABHUSHI, 2015). GARNIER (2002) relata que o método de pluviação seca, em contraposição às técnicas de compactação, permite alcançar altas densidades sem a quebra dos grãos.

O preparo das amostras é realizado com a caixa de ensaio já posicionada no braço da centrífuga e cumpriu as seguintes etapas:

1. Estima-se a quantidade de areia a ser usada de acordo com a sua densidade e o volume necessário para alcançar a altura desejada na caixa;
2. O fundo da caixa de ensaio é forrado por um geossintético (Figura 3.14 - esq.) a fim de proteger o material durante a fase de saturação do modelo e facilitar a retirada da amostra ao fim do ensaio, além de instalar duas malhas em série na parte superior da caixa (Figura 3.14 - dir.) que permitirão a pluviação;

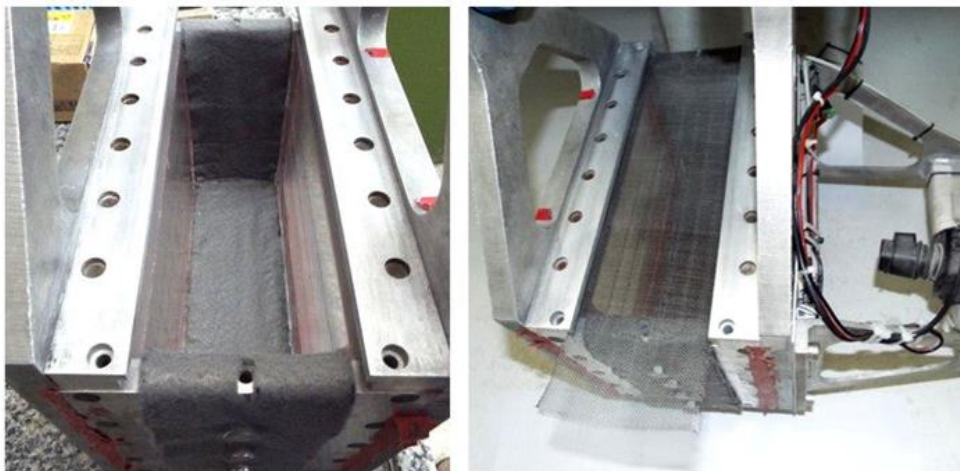


Figura 3.14 - Geossintético (esq.) e malhas em série (dir.) instalados na caixa

3. Posiciona-se um carrinho de base perfurada sobre o trilho da caixa (Figura 3.15 - esq.) e, acima da caixa, pendura-se um funil ligado a uma mangueira (Figura 3.15 - dir.) por onde a areia será transportada;

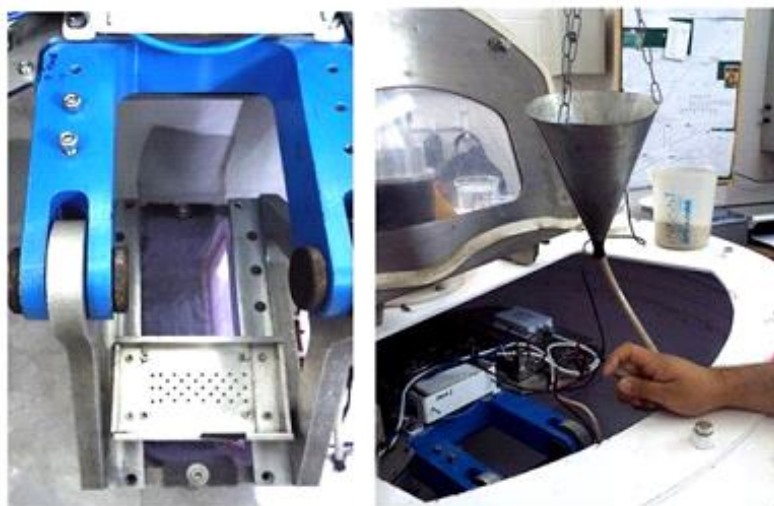


Figura 3.15 - Carrinho (esq.) e conjunto funil-mangueira (dir.) posicionados

4. A areia é colocada no funil (Figura 3.16 - esq.) e passa através da mangueira até o carrinho. Deslizando o carrinho sobre trilho, os grãos de areia começam a sair pelos furos da base e caem nas duas malhas em série, iniciando o processo de pluviação e deposição do material (Figura 3.16 - dir.);



Figura 3.16 - Areia no funil (esq.) e início da pluviação (dir.)

5. Após a pluviação completa, a superfície livre da camada de areia é nivelada com um arrasador (Figura 3.17);

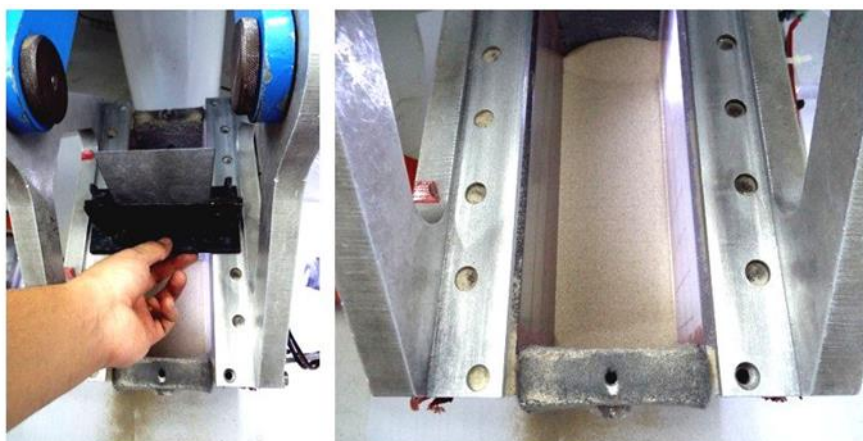


Figura 3.17 - Nivelamento da superfície livre (esq.) e superfície nivelada (dir.)

6. Submersão da amostra nivelada usando água destilada que é introduzida cuidadosamente entre a parede da caixa e o geossintético (Figura 3.18). Dessa forma, evita-se o carregamento das partículas de areia e também expulsa o ar contido nos vazios do solo.

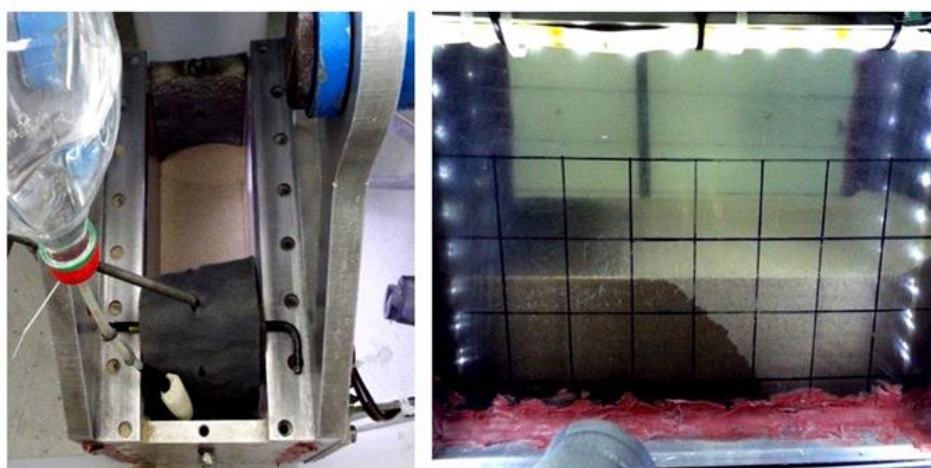


Figura 3.18 - Submersão da amostra de areia

3.5.2 Concepção dos ensaios

Os ensaios de carregamento cíclico são feitos com a centrífuga em vô e se dividem em duas etapas para representar o comportamento de *risers* em catenária na região do TDP: enterramento (consequência do processo de lançamento) e atuação cíclica (ocasionado pelos movimentos dinâmicos). Essas etapas estão melhor descritas abaixo:

1. Fase de enterramento - Consistiu em cravar o duto a uma profundidade inicial w (Figura 3.19), o que mobilizou a resistência do solo, esperando-se o alívio das tensões geradas no processo;

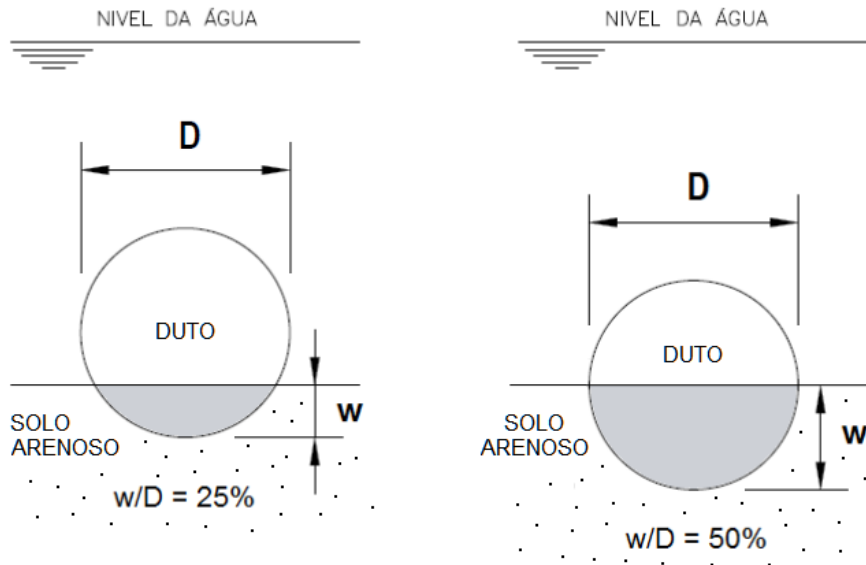


Figura 3.19 - Fase de cravação

2. Fase de atuação cíclica - Após a estabilização das tensões geradas no processo de cravação inicial, aplicou-se deslocamentos verticais cíclicos (Figura 3.20) a uma velocidade constante.

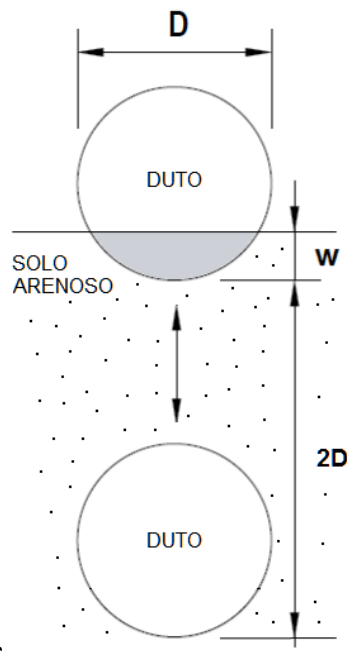


Figura 3.20 - Fase de carregamento cíclico

Esses deslocamentos são feitos, primeiramente, impondo enterramentos iniciais (w/D) de 25% ou 50% e, depois, doze movimentos cíclicos verticais com amplitudes de duas ou três vezes o diâmetro do duto ($2D$ ou $3D$) a velocidades constantes de 0,5 e 5 mm/s. Utilizaram-se como referência os valores de velocidade de enterramento e arraste de 0,05 mm/s definidos por Zhang *et al.* (2001) levando em consideração o tipo de

material adotado (areia calcária de classe de textura areia franca), que é semelhante ao material usado no presente estudo (areia fina pobremente graduada - areia de São Francisco). Partindo deste valor realizaram-se ensaios com velocidades 10 vezes superiores (0,5 mm/s) e 100 vezes superiores (5 mm/s) para avaliar a resposta do solo. A Figura 3.21 mostra o esquema geral de ensaio cíclico para uma das amostras de areia, onde são feitos no máximo dois ensaios, um de cada vez, para aproveitar ao máximo o corpo da amostra e o mais afastado possível um do outro para que não haja interferência.

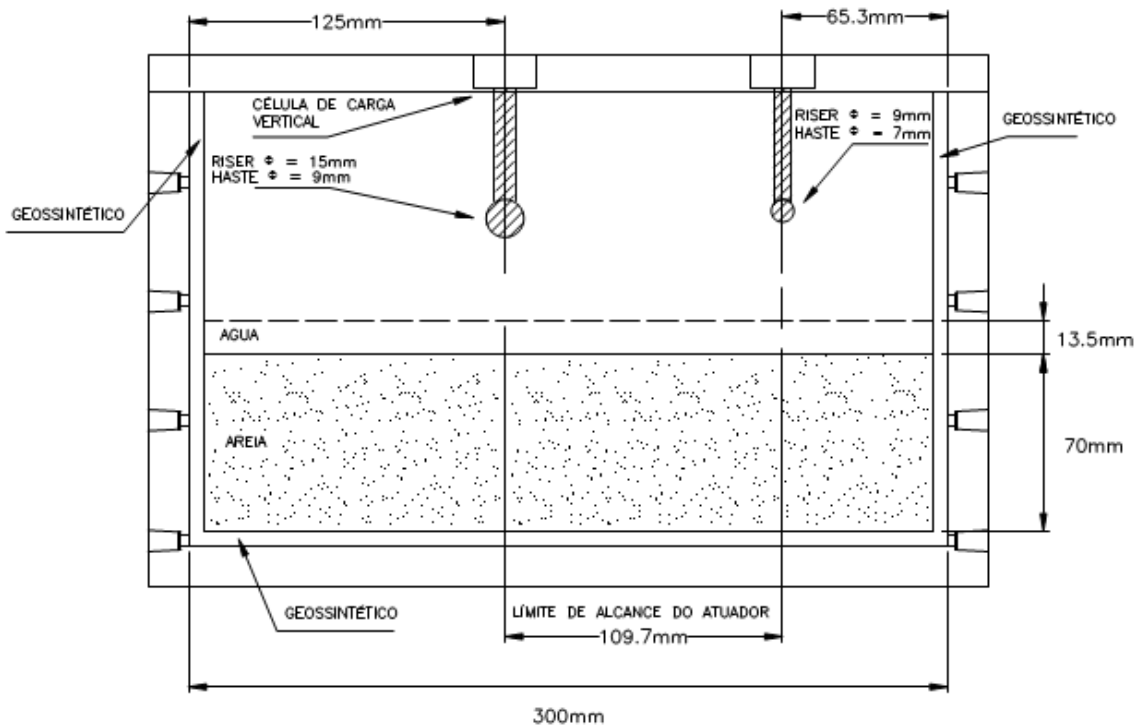


Figura 3.21 - Representação geral dos ensaios de atuação vertical

Para entender melhor o mecanismo de interação entre duto e solo arenoso, diferentes condições de carregamento foram aplicadas em alguns ensaios. Em resumo, os parâmetros a serem variados são: velocidade de penetração do duto a 0,5 e 5 mm/s (velocidade baixa e alta, respectivamente); cravação inicial do duto de 25 e 50% o tamanho de seu diâmetro; e amplitude dos movimentos cíclicos entre 2 a 3 vezes o tamanho diâmetro (2D e 3D). Um dos ensaios foi modelado um duto com diâmetro de 15 mm ensaiado a um nível de aceleração de 20 g para representar, também, dutos na escala de protótipo com 300 mm de diâmetro. Esse ensaio em específico será comparado a outro ensaio de diferentes características em escala de modelo (duto com diâmetro de 9 mm ensaiado a 33 g), porém projetado ao mesmo protótipo de 300 mm, para validação dos ensaios centrífugos por meio da modelagem dos modelos.

Foram realizados ao todo 12 ensaios para caracterizar o fenômeno. As principais características de cada ensaio de atuação vertical são apresentadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Características gerais dos ensaios de atuação vertical

Ensaio	Amostra	Posição	D (mm)	L (m)	N	D _p (m)	A (m)	w/D	v (mm/s)
Ensaio 1	3	P1	9	4D	33	0.3	2D	50%	0,5
Ensaio 2		P2	9	4D	33	0.3	3D	50%	0,5
Ensaio 3	5	P1	9	4D	33	0.3	2D	25%	0,5
Ensaio 4		P2	9	4D	33	0.3	2D	25%	5
Ensaio 5	6	P1	9	4D	33	0.3	2D	25%	0,5
Ensaio 6		P2	9	4D	33	0.3	2D	25%	0,5
Ensaio 7	7	P1	9	4D	55	0.5	2D	25%	0,5
Ensaio 8	8	P1	9	4D	55	0.5	2D	25%	0,5
Ensaio 9		P2	9	4D	55	0.5	2D	25%	5
Ensaio 10	9	P1	15	4D	20	0.3	2D	25%	0,5
Ensaio 11	10	P1	9	4D	33	0.3	2D	50%	0,5
Ensaio 12	11	P1	9	4D	55	0.5	2D	50%	0,5

Os resultados obtidos nos ensaios de atuação cíclica estão mostrados e comentados no Capítulo 5, item 5.1.1.

3.6 Ensaios CPT

3.6.1 Cálculo da resistência de ponta

Os ensaios de mini CPT (*Cone Penetration Test*) deste estudo foram baseados no mini CPT adaptado para a modelagem centrífuga por MOTTA (2008) e têm como objetivo verificar a consistência e repetibilidade das amostras. A principal limitação dos ensaios foi o comprimento do penetrômetro que não deveria exceder a altura disponível entre a superfície livre da amostra a ser ensaiada e o limite vertical superior do movimento do atuador bidirecional.

As principais características geométricas do penetrômetro são:

- Diâmetro efetivo: 10 mm;
- Ângulo da ponta: 60°;
- Comprimento de haste: 65 mm.

A contribuição do atrito lateral foi desprezada devido ao pequeno comprimento da haste, portanto, a resistência obtida nos ensaios de cone é exclusivamente da ponta do

penetrômetro. Como a célula de carga vertical só mede forças, para cálculo da resistência de ponta basta apenas dividir a força medida pela área da seção transversal do penetrômetro. A Figura 3.22 mostra o penetrômetro adotado para os ensaios de mini CPT.



Figura 3.22 - Penetrômetro dos ensaios de mini CPT

Os ensaios CPT foram realizados em cada amostra de areia para caracterização da resistência de ponta do material e sempre antes da execução dos ensaios de atuação cíclica. A Tabela 3.3 lista todos os ensaios CPT feitos neste estudo e suas principais características. Igualmente aos ensaios de atuação cíclica, os resultados obtidos devem ser posteriormente extrapolados ao nível de protótipo.

Tabela 3.3 - Lista de ensaios CPT

Ensaio CPT	Amostra	Diâmetro do cone (mm)	Cravação do cone (mm)	Nível de aceleração (N)
CPT3	3	10.13	50	33
CPT5	5	10.13	50	33
CPT6	6	10.13	50	33
CPT7	7	10.13	50	55
CPT8	8	10.13	50	55
CPT9	9	10.13	50	20
CPT10	10	10.13	50	33
CPT11	11	10.13	50	55

Os resultados obtidos para o cálculo da resistência de ponta estão mostrados e comentados no Capítulo 5, item 5.1.3.1.

3.6.2 Estimativa do ângulo de atrito

Diversos autores têm proposto correlações empíricas entre ensaios CPT e o ângulo de atrito para solos granulares. Os métodos desenvolvidos por DURGUNOGLU &

MITCHELL (1975) e ROBERTSON & CAMPANELLA (1983) são frequentemente utilizados para estimar o ângulo de atrito em solos não coesivos. O método desenvolvido por DURGUNOGLU & MITCHELL (1975) é baseado na teoria de capacidade de carga, enquanto o método de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983) é baseado em correlações com ensaios CPT realizados em câmara de calibração em areias medianamente compactas. Para solos sem coesão, a equação para a estimativa do ângulo de atrito em ambos os métodos é apresentada na Eq. (3.1).

$$\tan \phi' = \frac{1}{C_1} \ln \left(\frac{q_c / \sigma'_v}{C_2} \right) \quad (3.1)$$

onde:

q_c = resistência de ponta do cone;

σ'_v = tensão vertical efetiva;

C_1 e C_2 = constantes relativas ao método adotado.

	Método D&M	Método R&C
C1	7,629	6,82
C2	0,194	0,266

D&M: Durgunoglu e Mitchell (1973)

R&C: Robertson e Campanella (1983)

Os resultados obtidos para o cálculo do ângulo de atrito estão mostrados e comentados no Capítulo 5, item 5.1.3.2.

4 Modelagem Numérica

A modelagem numérica teve como finalidade produzir resultados que pudessem ser analisados e comparados com os resultados obtidos da modelagem física, pois em uma análise de interação solo-*riser* as duas se complementam. Um dos principais papéis da modelagem física é a de validar e calibrar modelos constitutivos usados em análises numéricas. As modelagens numéricas foram realizadas com o programa Plaxis 2D v. 8.6, específico para modelagem de problemas geotécnicos e de interação solo-estrutura.

4.1 Estrutura do Plaxis 2D

O Plaxis 2D é um pacote de elementos finitos desenvolvido especificamente para análise bidimensional de deformações e estabilidade na engenharia geotécnica. O programa funciona em ambiente Windows e sua estrutura está subdividida em quatro subprogramas: dados de entrada (*Input*), fase de cálculo (*Calculations*), dados de saída (*Output*) e geração de curvas (*Curves*).

4.1.1 Dados de entrada

Neste subprograma, o usuário define os dados do problema, como o modelo e o tipo de elemento a ser usado na análise, a geometria e as condições de contorno, além das propriedades dos materiais envolvidos. Ainda, gera-se a malha de elementos finitos e são definidas as condições iniciais do problema.

No Plaxis 2D, os problemas podem ser modelados para as condições de estado plano de deformações e axissimetria (Figura 4.1). Neste estudo, a condição de estado plano de deformações é a mais adequada para se trabalhar, pois tanto o duto quanto a camada de areia apresentam propriedades e geometria que não variam ao longo do eixo perpendicular ao plano xy.

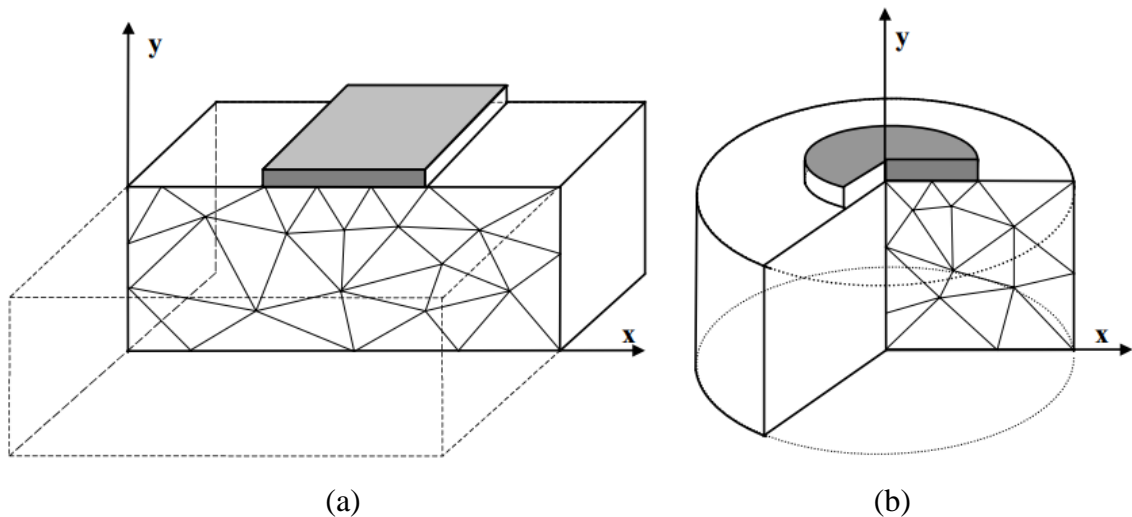


Figura 4.1 - Modelos de análise. (a) estado plano de deformações; (b) axissimetria (BRINKGREVE, 2002)

Os materiais envolvidos podem ser discretizados em elementos triangulares de 6 ou 15 nós (Figura 4.2). No primeiro, a interpolação é de segunda ordem para o cálculo dos deslocamentos e a matriz de rigidez é avaliada por integração numérica em 3 pontos de Gauss (ou pontos de tensão). No segundo, a interpolação é de quarta ordem e a matriz de rigidez é avaliada em 12 pontos de Gauss. Em geral, o elemento de 15 nós é o melhor para análise, pois ele produz resultados de tensão de alta qualidade para problemas difíceis, como por exemplo em cálculos de colapso em solos incompressíveis.

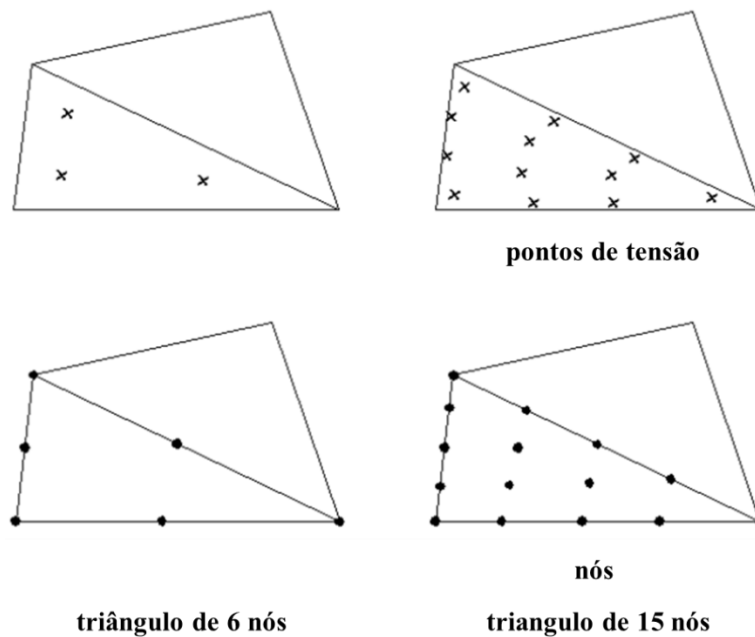


Figura 4.2 - Posição dos nós e pontos de tensão (BRINKGREVE, 2002)

No Plaxis 2D, a geometria e as propriedades de cada material são definidas por diversos elementos disponíveis no Plaxis aos quais alguns estão descritos a seguir.

- Elementos de linha (*Line*): são elementos que definem os limites das camadas de solo. Quando elas formam áreas completamente fechadas (*clusters*), o programa permite atribuir propriedades que determinam o comportamento do solo, de acordo com o modelo constitutivo empregado. No Plaxis, podem ser empregados o Modelo Elástico Linear, o Modelo de Mohr-Coulomb, o Modelo de Solo com Endurecimento (*Hardening Soil Model - HSM*), o Modelo de Solo Mole (*Soft Soil Model*), o Modelo de Rochas Fraturadas (*Jointed Rock Model*), além de outros.
- Elementos de placa (*Plate*): são elementos utilizados para representar estruturas esbeltas que possuem elevadas rigidez à flexão e rigidez normal, tais como, paredes, muros, estruturas de túneis, entre outras. Os materiais atribuídos a esses elementos podem ser do tipo elástico e elastoplástico.
- Elementos de interface (*Interface*): são elementos capazes de simular a interação entre um elemento estrutural e o solo em contato. Esses elementos são muito utilizados em problemas de interação solo-estrutura envolvendo estacas, muros, dutos, entre outros. As propriedades de resistência da interface estão relacionadas com as propriedades de resistência do solo pelo fator de redução de resistência R_{inter} , conforme mostrado na Eq. (4.1) e Eq. (4.2).

$$c_{inter} = R_{inter} c_{solo} \quad (4.1)$$

$$\tan \phi_{inter} = R_{inter} \tan \phi_{solo} \quad (4.2)$$

onde:

c_{inter} = coesão da interface;

c_{solo} = coesão do solo;

ϕ_{inter} = ângulo de atrito da interface.

ϕ_{solo} = ângulo de atrito do solo.

Cada elemento de interface tem atribuído uma espessura virtual (*Virtual Thickness - VT*), que é uma espessura imaginária usada para definir as propriedades de interface dos materiais, ou seja, o grau de influência da interface no problema modelado. Quanto maior

o valor de VT, maiores são os valores das deformações elásticas geradas. A espessura virtual é calculada como o fator de espessura virtual (*Virtual Thickness Factor - VTF*) vezes o tamanho médio dos elementos que formam a malha de elementos finitos.

As condições de contorno do problema podem ser definidas por meio de carregamentos (pontuais e distribuídos) ou deslocamentos prescritos. Após definida a geometria, as propriedades dos materiais e as condições de contorno do problema, procede-se a geração da malha de elementos finitos. A malha gerada pode ser refinada em locais onde haja concentração de tensão ou deformação, de acordo com as necessidades do problema.

Depois de gerada a malha de elementos finitos, deve-se definir as condições iniciais do problema. A análise pode ser conduzida levando-se em consideração, ou não, a presença de água. Geralmente as análises são realizadas em termos de tensões efetivas.

4.1.2 Fase de cálculo

Neste subprograma, o usuário define o tipo de análise de deformação a ser realizada. As análises disponíveis são: plástica (*Plastic Analysis*), de adensamento (*Consolidation Analysis*), de redução dos parâmetros de resistência (*Phi/c reduction*) e dinâmica (*Dynamic Analysis*).

Similarmente ao que ocorre nas obras correntes de engenharia, o Plaxis 2D permite que o usuário divida o cálculo em etapas, onde os carregamentos, elementos estruturais e geometria que foram determinados no *Input* possam ser aplicados em sequência. Também, define-se os pontos onde se deseja avaliar as relações carregamento-deslocamento (pontos nodais) e tensão-deformação (pontos de tensão). A escolha desses pontos deve ser feita em função da malha gerada pelo programa.

4.1.3 Dados de saída

Neste subprograma, o usuário obtém a malha de elementos finitos deformada e a saída de dados para cada etapa de cálculo realizada. Podem ser avaliadas as tensões (totais e efetivas), deformações, deslocamentos e pontos de plastificação. A fase na qual o usuário tem interesse em avaliar os resultados dos cálculos deve ser selecionada no subprograma *Calculations*. Os resultados podem ser visualizados por interface gráfica ou em forma de tabelas.

4.1.4 Geração de curvas

Neste subprograma, o usuário pode gerar as curvas de tensão-deformação, força-deslocamento e trajetórias de tensões obtidas nas análises. Os pontos (nodais ou de tensão) para os quais se deseja a obtenção das curvas devem ser selecionados no subprograma *Calculations*.

4.2 Concepção dos modelos

A modelagem numérica foi dividida em dois casos a fim de englobar todas as situações estudadas na modelagem física: modelo numérico 1 (MN1) e modelo numérico 2 (MN2) referentes aos dutos de 300 e 500 mm, respectivamente. Diferente dos ensaios centrífugos, os modelos numéricos são estudados em escala de protótipo. A Tabela 4.1 resume as dimensões calculadas para cada caso de acordo com as dimensões usadas na modelagem física e as relações de escala.

Tabela 4.1 - Dimensões calculadas para MN1 e MN2

Parâmetros		Modelagem Física	Modelagem Numérica	
			MN1	MN2
Fator de Escala N		1	33	55
Camada de areia	Largura (m)	0,090	3,00	4,95
	Espessura (m)	0,070	2,30	3,85
	Comprimento (m)	0,300	10,0	16,5
Duto	Diâmetro (m)	0,009	0,300	0,500
Nível d'água	altura (m) (acima da areia)	0,0135	0,45	0,75

As propriedades dos materiais empregados devem também ser consideradas em escala de protótipo. Esses valores são obtidos diretamente nas especificações técnicas do material fornecido e ensaios de caracterização realizados. A Tabela 4.2 resume os valores adotados para cada material.

Tabela 4.2 - Propriedades dos materiais adotadas em MN1 e MN2

Parâmetros		Modelagem Numérica	
		MN1	MN2
Camada de areia	γ_{seco} (kN/m ³)	15,88	15,88
	$\gamma_{\text{sat,areia}}$ (kN/m ³)	19,6	19,6
	ϕ_{areia} (°)	40,1	40,1
	$E_{50,\text{areia}}$ (kN/m ²)	40000	40000
Duto	γ_{duto} (kN/m ³)	26,5	26,5
	E_{duto} (kN/m ²)	70000000	70000000
	ν_{duto}	0,33	0,33

Em ambos os modelos, as análises foram realizadas em estado plano de deformações, adotando o elemento triangular de 15 nós para constituir a malha de elementos finitos. A fim de evitar excesso de elementos e economizar tempo para o processamento dos cálculos, a malha foi refinada na região próxima ao duto onde se tem maior influência dos mecanismos de rupturas.

O duto foi elaborado como elemento de placa sob regime elástico, junto com um elemento de interface ao longo de sua superfície para reproduzir adequadamente o comportamento da interação solo-duto. Foi empregado o HSM para a camada de areia, pois esse modelo leva em consideração a mudança de rigidez do solo de acordo com o seu estado de tensão, além do comportamento drenado para análise. A Figura 4.3 e Figura 4.4 apontam, respectivamente, os parâmetros assumidos para o duto e a areia no Plaxis para MN1, de acordo com os valores apresentados na Tabela 4.1 e Tabela 4.2. Cabe frisar que, alguns valores estão diferentes do que deveria ser por motivos que serão explicados logo após as figuras mencionadas.

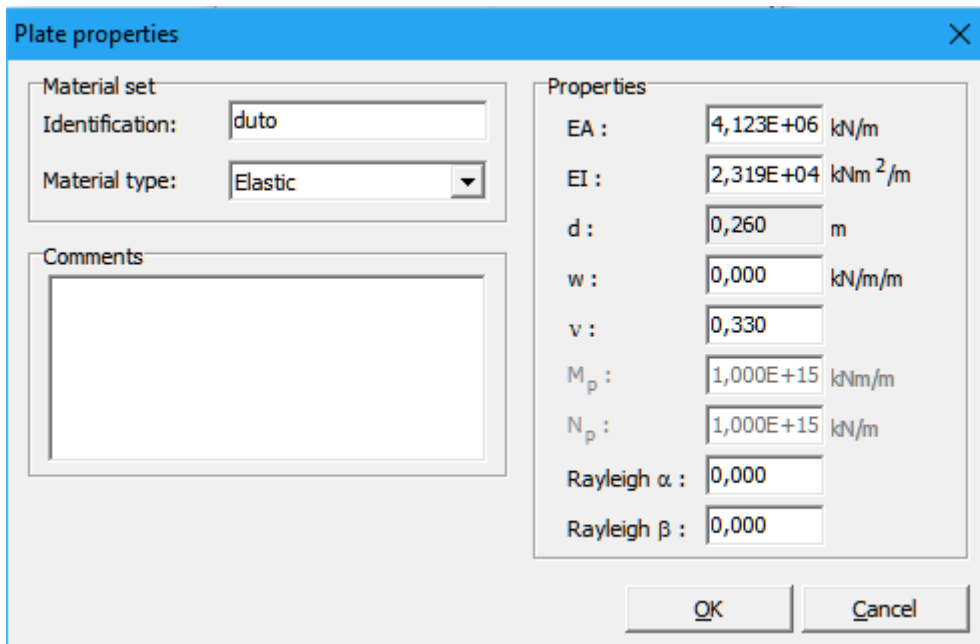


Figura 4.3 - Parâmetros do duto para MN1 no Plaxis

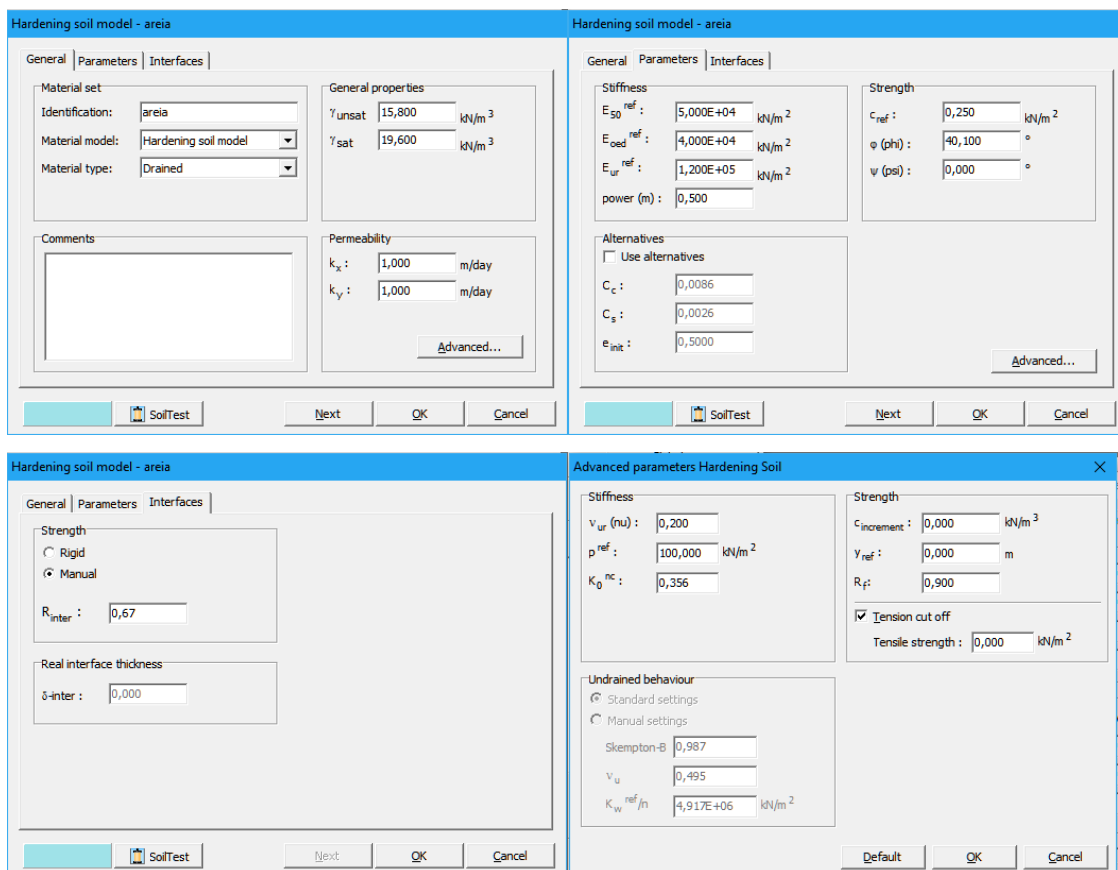


Figura 4.4 - Parâmetros da areia para MN1 no Plaxis

Em solos não coesivos, BRINKGREVE (2002) sugere entrar com um pequeno valor de coesão no mínimo de 0,2 kPa para evitar complicações nos cálculos, particularmente quando essa camada de solo alcança a superfície livre. Logo, foi

assumida uma coesão de 0,25 kPa na modelagem para a areia em vez de nula. BRINKGREVE (2002) ainda aconselha adotar $\nu_{ur} = 0,2$ (coeficiente de Poisson de descarregamento-carregamento) e $m = 0,5$ (coeficiente de dependência de rigidez) para areias. Em ensaios centrífugos que usam um sistema de deslocamento controlado para realizar as atuações cíclicas, não é possível reproduzir o efeito do peso do duto sobre o solo, por esse motivo o peso específico do duto na modelagem numérica foi considerado nulo. Por simplificação, tomou-se $E_{50}^{ref} = E_{50,areia}$, uma vez que os valores do módulo de elasticidade obtidos nos ensaios triaxiais de GUIMARÃES (2014) são próximos de 40 MPa. Outros parâmetros que surgem na Figura 4.3 e Figura 4.4 foram calculados pelas expressões a seguir (BRINKGREVE, 2002).

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (4.3)$$

$$E_{oed}^{ref} \approx E_{50}^{ref} \quad (4.4)$$

$$E_{ur}^{ref} \approx 3E_{50}^{ref} \quad (4.5)$$

onde:

d_{eq} = espessura equivalente;

EI = rigidez à flexão;

EA = rigidez normal;

E_{50}^{ref} = módulo de deformabilidade secante de referência;

E_{oed}^{ref} = módulo oedométrico de referência;

E_{ur}^{ref} = módulo de descarregamento-carregamento de referência.

Os deslocamentos horizontais foram impedidos nos limites verticais da camada de solo, assim como os deslocamentos horizontais e verticais foram impedidos na base da camada de solo. Foi imposto também um deslocamento prescrito sobre o duto cuja amplitude foi especificada na etapa de cálculo. A Figura 4.5 e Figura 4.6 ilustram, respectivamente, o modelo montado e a malha de elementos finitos gerada para MN1. No

caso de MN2, as imagens são similares e não foram mostradas, diferenciando-se apenas as dimensões.

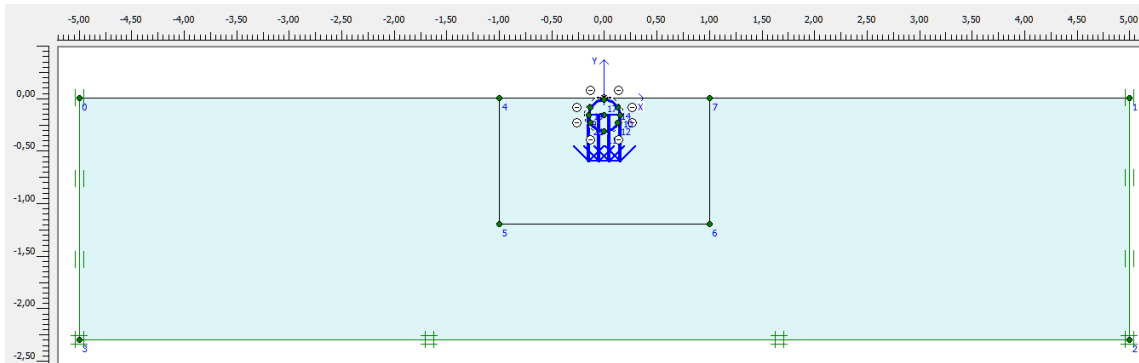


Figura 4.5 - Modelo montado para MN1

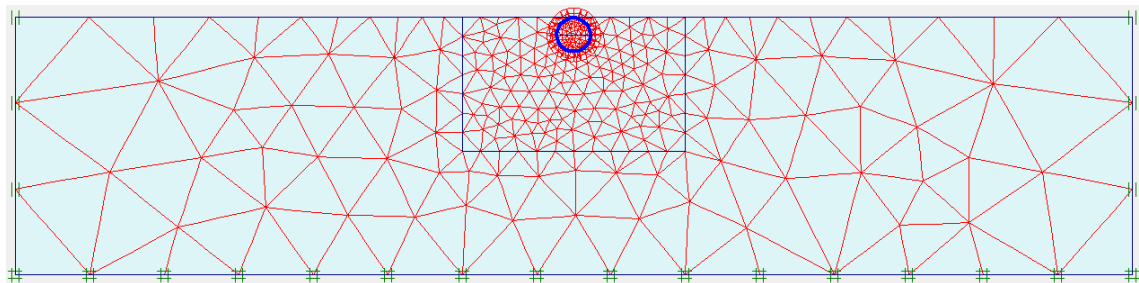


Figura 4.6 - Malha de elementos finitos para MN1

O duto teve que ser modelado com 100% de enterramento devido as limitações do Plaxis 2D. Todo elemento estrutural necessariamente deve estar completamente envolvido por uma massa de solo. O elemento de interface que envolve o duto tanto em MN1 quanto em MN2 apresenta as características indicadas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Valores do fator de redução de resistência e fator de espessura virtual

Parâmetros	MN1	MN2
R_{inter}	0,67	0,67
VTF	0,25	0,25

O valor de R_{inter} foi escolhido de acordo com BRINKGREVE (2002) quando na falta de informações detalhadas sobre a interação solo-estrutura para os materiais envolvidos. O VTF foi assumido como maior que o valor padrão para permitir maiores deformações.

As condições iniciais para MN1 foram definidas como mostrado na Figura 4.7. A camada de areia se encontra toda submersa e com o duto já enterrado, onde retirou-se a

massa de solo presente no interior do duto. O procedimento foi o mesmo para MN2, diferenciando-se apenas as dimensões.

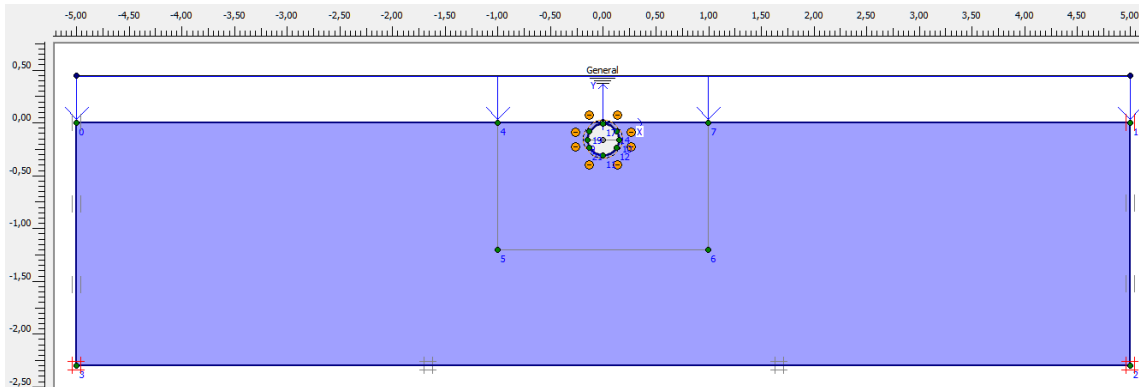


Figura 4.7 - Condições iniciais para MN1

A atuação cíclica do duto em MN1 foi feita para apenas um ciclo e dividida em três etapas conforme mostrado na Figura 4.8. A primeira (*Initial phase*) calcula as tensões *in situ* no solo arenoso com o duto já enterrado e submerso na água. A segunda (*Phase 1*) calcula as forças geradas no solo devido à cravação do duto, enquanto que a terceira (*Phase 2*) calcula as forças geradas no solo devido ao levantamento do duto. O procedimento foi o mesmo para MN2.

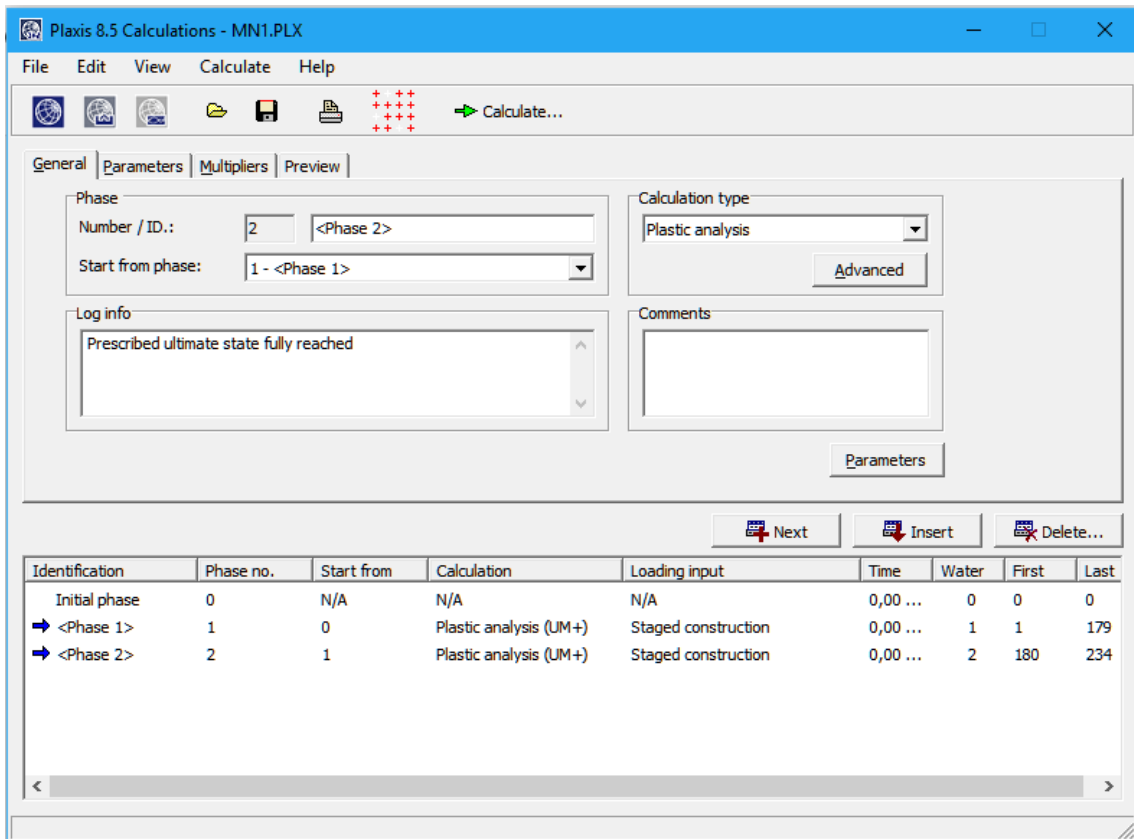


Figura 4.8 - Etapas de cálculo para MN1

Na Tabela 4.4, encontra-se a amplitude dos movimentos cíclicos durante a cravação e levantamento do duto para MN1 e MN2.

Tabela 4.4 - Amplitude dos movimentos cíclicos para MN1 e MN2

	MN1	MN2
amplitude dos movimentos cíclicos do duto (m)	0,6	1,0

Os cálculos foram realizados utilizando a opção de análise plástica com malha atualizada devido às grandes deformações do problema. Os resultados obtidos na modelagem numérica estão mostrados e comentados no Capítulo 5, item 5.2.

5 Resultados e Análise das Modelagens

5.1 Resultados e análise da modelagem física

Neste estudo, utilizou-se um modelo de duto com diâmetro de 9 mm ensaiado a dois diferentes níveis de aceleração, 33 e 55 g, para representar dutos em escala de protótipo com diâmetros entre 300 a 500 mm, uma vez que esses dois limites se encontram dentro da faixa de diâmetros usual de *risers* na indústria *offshore*.

Também, foram realizados ensaios CPT para cada amostra utilizada neste estudo e, em função da resistência de ponta calculada, foi estimado o ângulo de atrito do solo a fim de verificar a consistência e repetibilidade dos ensaios centrífugos. O ângulo de atrito é um dos parâmetros de resistência que dita o comportamento tensão-deformação do solo.

Por último, fez-se uma análise do duto em escala de protótipo de maneira similar ao método desenvolvido por VESIC (1975) para análise de ruptura de fundações no caso de sapatas superficiais corridas.

5.1.1 Resultados dos ensaios de atuação cíclica

5.1.1.1 Evolução da força mobilizada

A Figura 5.1 mostra um perfil típico da força vertical mobilizada *versus* deslocamento vertical do duto na escala de protótipo. Os perfis de força de todos os ensaios de atuação cíclica apresentam comportamentos similares e estão ilustrados no Anexo A deste documento.

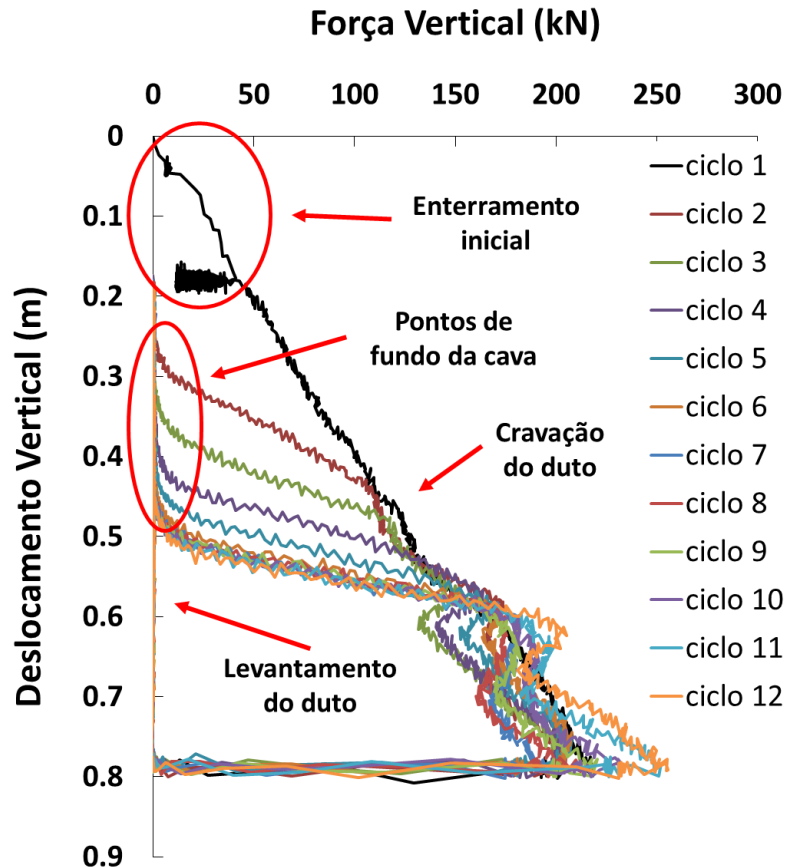


Figura 5.1 - Perfil típico de ensaio de atuação

No primeiro ciclo (curva preta), observam-se duas características que o diferencia dos demais ciclos: (1) enterramento inicial do duto; (2) registro de forças ao longo de todo movimento descendente do duto e de aspecto aproximadamente linear. A partir do segundo ciclo, pode-se ver que as curvas de força mobilizada perdem essa linearidade e que os registros de forças vão ocorrendo a profundidades maiores, onde o aumento de forças se dá de forma mais brusca a cada ciclo que passa.

Essas peculiaridades observadas no primeiro ciclo podem ser explicadas pelo fato do solo se encontrar intacto antes da primeira atuação do duto. Durante essa interação inicial entre solo e duto, de acordo com a literatura, é de se esperar que a reação do solo ao movimento do duto seja aproximadamente linear. Contudo, esse avanço do duto no primeiro ciclo empurra o solo aos poucos para baixo e inicia a formação de uma cava (Figura 5.2), ou seja, a partir do segundo ciclo, não há mais massa de solo para oferecer resistência contra o cravamento do duto durante os trechos iniciais de cada movimento cíclico, o que justifica a ausência de forças nessa parte. Porém, esse avanço do duto também inicia um processo de densificação do solo no fundo da cava e, à medida que

cada ciclo se passa, essa cava é empurrada cada vez mais ao fundo e o solo se torna mais denso, ou seja, mais rígido. A partir do décimo ciclo, observa-se que a profundidade da cava é praticamente a mesma e, a rigidez do solo sofre poucas variações.

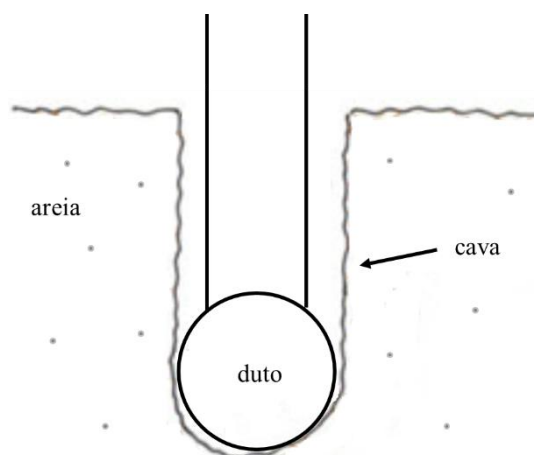


Figura 5.2 - Formação da cava

Nota-se também que para todos os ciclos só houve registros de força durante as fases de cravação do duto, mas nenhum registro de força durante o seu levantamento (valores desprezíveis). Isto indica que não existe fenômeno de sucção na interação solo-duto em todo o movimento cíclico. O fenômeno de sucção normalmente ocorre somente em materiais coesivos.

5.1.1.2 Força mobilizada máxima

Para verificar como o tamanho do duto, a velocidade de atuação, o enterramento inicial e a amplitude do movimento cíclico influem na interação vertical solo-duto, plotou-se em um gráfico (Figura 5.3) a força vertical máxima mobilizada pelo solo desenvolvida a cada movimento cíclico do duto para todos os ensaios. Os ensaios foram divididos em quatro cores e grupos para entender melhor o gráfico abaixo.

- Azul: duto de 300 mm com enterramento inicial de 25%
- Vermelho: duto de 300 mm com enterramento inicial de 50%
- Verde: duto de 500 mm com enterramento inicial de 25%
- Roxo: duto de 500 mm com enterramento inicial de 50%

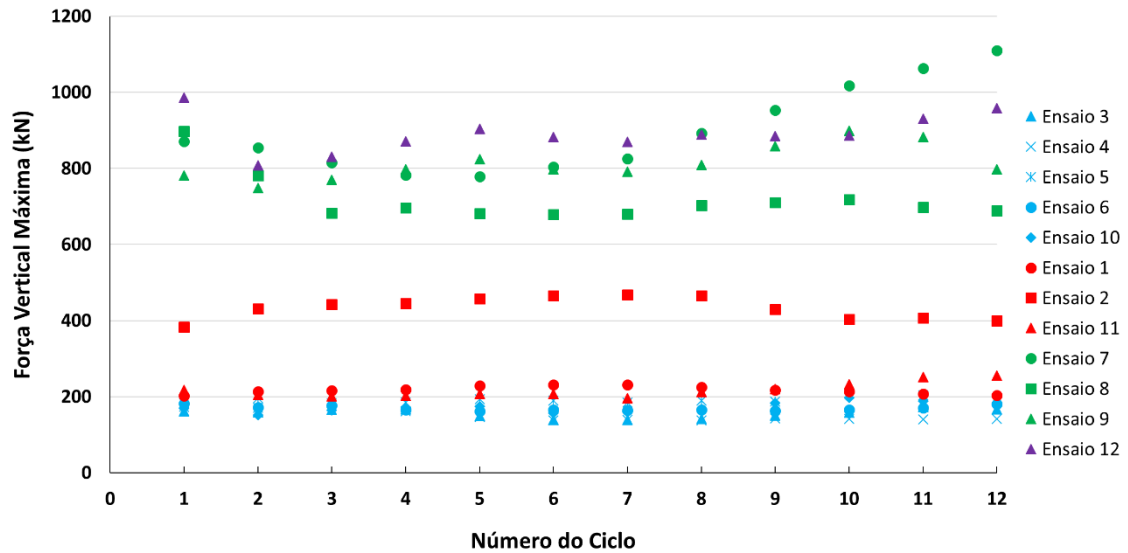


Figura 5.3 - Força vertical máxima a cada ciclo

Pode-se observar no gráfico acima que as forças verticais máximas desenvolvidas a cada ciclo, no geral, se mantem constantes ou aumentam. Esse comportamento reforça a idéia de que a areia do fundo sofre densificação durante a interação vertical solo-duto. Além disso, esse comportamento da areia é bem diferente em relação ao que acontece para as argilas sob carregamento cíclico vertical, onde há uma clara degradação das forças mobilizadas à medida que cada ciclo passa (Figura 5.4). Maiores detalhes sobre esse estudo voltado às argilas podem ser vistos em TREJO (2015).

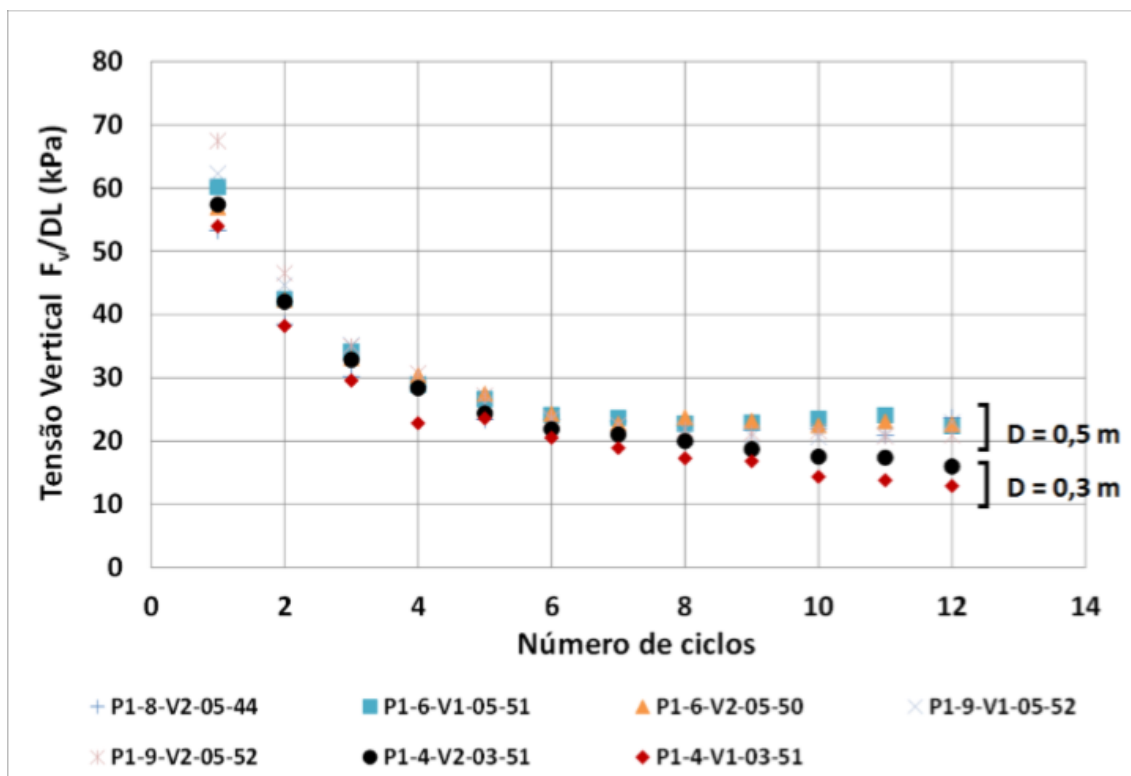


Figura 5.4 - Degradação da força a cada ciclo em argilas (TREJO, 2015)

Analisando somente os grupos de ensaios com diâmetro de 300 mm, observa-se que os ensaios com 25% de enterramento inicial apresentaram as menores forças, seguido por um leve aumento de forças pelos ensaios com 50% de enterramento inicial. O ensaio 2 que apresenta 50% de enterramento inicial e amplitude de 3D (diferente dos demais ensaios que têm amplitude 2D) foi o que apresentou maiores forças e bem superior à dos demais. Isso acontece porque maiores enterramentos iniciais e/ou amplitudes levam ao duto atingir profundidades maiores, onde o solo oferece mais resistência contra o seu movimento. O enterramento inicial pouco influi na interação vertical solo-duto. Esse parâmetro tem mais relevância nas interações lateral e axial solo-duto como apresentados nos estudos realizados em TARAZONA (2015).

Analisando somente os grupos de ensaios com diâmetro de 500 mm, observa-se que quase todos os ensaios com 25% de enterramento inicial apresentaram forças menores em relação aos ensaios com 50% de enterramento inicial, assim como foi nos ensaios com protótipo de 300 mm. A única exceção foi o ensaio 7 que, nos últimos ciclos, apresentou um aumento de forças bem superior ao dos demais ensaios. Nesse ensaio, é provável que a densificação do solo tenha sido mais intensa e por isso o solo se tornou mais rígido, o que explicaria esse grande aumento da força vertical.

As forças verticais máximas obtidas nos ensaios com diâmetro de 500 mm são bem maiores que as dos ensaios com diâmetro de 300 mm. A primeira razão é porque os deslocamentos verticais do duto provocados pelo enterramento inicial e pela amplitude do movimento cíclico são dados em função do diâmetro do duto, então diâmetros de duto maiores levam a deslocamentos maiores. A segunda razão é por causa da maior área de contato do duto com a areia, ou seja, o duto precisa mobilizar mais areia para se deslocar. A influência da área pode ser vista quando se compara o ensaio 2, que tem diâmetro de 300 mm e amplitude 3D, com os ensaios de 500 mm. Apesar desse ensaio alcançar quase a mesma profundidade (em torno de 1,1 m), ele não atinge o mesmo nível de forças que os ensaios de 500 mm.

Os ensaios 4 e 9 foram realizados a uma velocidade de atuação considerada rápida, porém não apresentaram resultados muito diferentes quando comparados com outros ensaios de mesmas características, mas a uma velocidade de atuação considerada lenta. Isso quer dizer que os excessos de poropressão se dissipam rapidamente em ambos os casos e que as solicitações se dão de forma drenada. Portanto, a velocidade de atuação provavelmente não influi na interação solo-duto em areias.

5.1.1.3 Formação da cava

A partir dos gráficos de força mobilizada gerados na escala de protótipo, mediu-se as profundidades do fundo da cava ao final de cada ciclo para todos os ensaios. Esses valores estão mostrados graficamente na Figura 5.5. Os ensaios foram divididos em quatro cores e grupos igualmente feito no item 5.1.1.2.

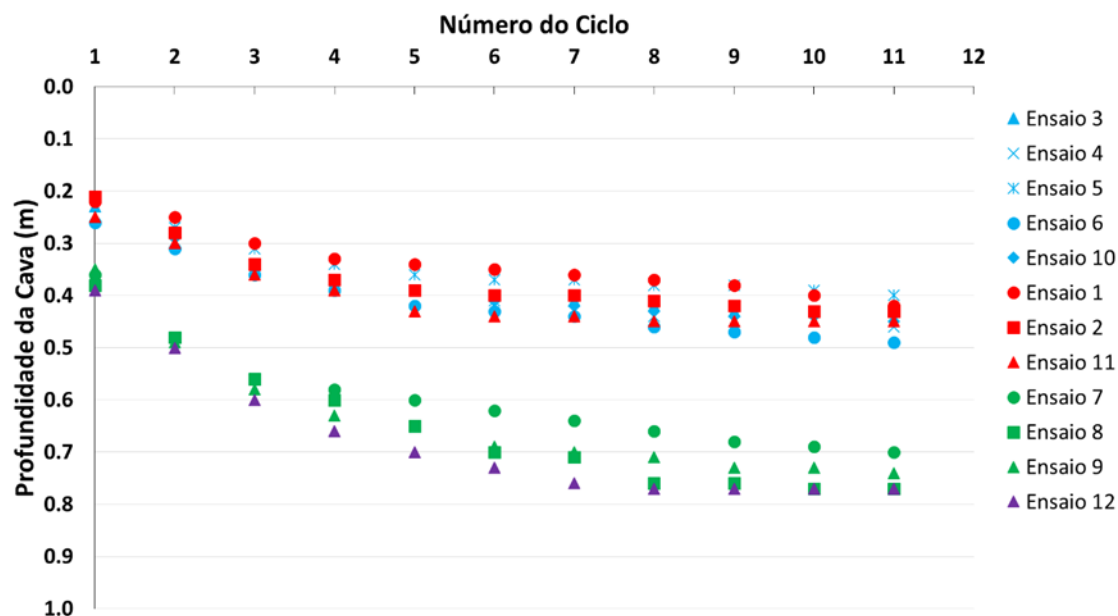


Figura 5.5 - Profundidade do fundo da cava a cada ciclo

Nota-se pelo gráfico acima que o processo de formação da cava segue duas trajetórias bem definidas: uma estabelecida pelos valores provenientes dos ensaios cíclicos realizados para o protótipo de 300 mm (dados em azul e vermelho) e outra para o protótipo de 500 mm (dados em verde e roxo). Em ambos os casos, o fundo da cava atinge profundidades cada vez maiores até que, para os ciclos finais, a profundidade da cava se mantém praticamente constante. A diferença está apenas nos valores, que são maiores para o protótipo de 500 mm em relação ao protótipo de 300 mm. A profundidade da cava ao final de cada ciclo foi medida a partir dos pontos que houve registros de aumento de forças do ciclo seguinte e, por essa razão, não foi possível medir o fundo da cava para o décimo segundo ciclo.

As profundidades de cava atingidas, ao final da atuação cíclica de cada ensaio, estão mostradas em duas tabelas (Tabela 5.1 e Tabela 5.2), uma relativa ao protótipo de 300 mm e outra ao de 500 mm, assim como a média desses valores.

Tabela 5.1 - Profundidade da cava final para os ensaios de protótipo de 300 mm

Ensaio	Profundidade da Cava (m)
1	0,42
2	0,43
3	0,43
4	0,46
5	0,4
6	0,49
10	0,45
11	0,45
média	0,441

Tabela 5.2 - Profundidade da cava final para os ensaios de protótipo de 500 mm

Ensaio	Profundidade da Cava (m)
7	0,7
8	0,77
9	0,74
12	0,77
média	0,745

Observa-se na Tabela 5.1 que a cava atingiu profundidades semelhantes para todos os ensaios de protótipo de 300 mm, com uma média de 0,441 m. Na Tabela 5.2, os ensaios de protótipo de 500 mm também apresentaram valores parecidos entre si, com uma profundidade média de 0,745 m. Os resultados apontam que, para um mesmo tipo de solo, apenas o tamanho do diâmetro do duto afeta o processo de formação da cava. A alteração da velocidade de atuação (baixa e alta), enterramento inicial (25 e 50%) e amplitude do movimento (2D e 3D) não tiveram influência significativa nos resultados obtidos.

Ademais, calculou-se a razão entre a profundidade da cava final formada (média) e o diâmetro do duto com o intuito de correlacionar esses dois parâmetros. A Tabela 5.3 apresenta esses valores calculados para os dois protótipos adotados.

Tabela 5.3 - Relação entre a profundidade da cava e o diâmetro do duto

	Profundidade da Cava (m)	Cava/Diâmetro
Protótipo de 300 mm	0,441	1,47
Protótipo de 500 mm	0,745	1,49

A razão entre a profundidade da cava e o diâmetro do duto é de 1,47 para o protótipo de 300 mm e de 1,49 para o protótipo de 500 mm, ou seja, é de aproximadamente 1,5 nas duas situações. Isto pode indicar que, independentemente da velocidade do carregamento, do diâmetro do duto, do enterramento inicial e amplitude do movimento, pode-se obter um valor constante da relação entre a profundidade da cava e o diâmetro do *riser* para um mesmo tipo de solo sob carregamento vertical cíclico. Em outras palavras, seria possível estimar a profundidade da cava final formada conhecendo apenas o diâmetro do duto.

5.1.2 Avaliação da modelagem dos modelos

Uma análise de modelagem dos modelos na interação vertical solo-*riser* foi realizada para verificar o problema dos efeitos de escala e a equivalência dos resultados. Essa análise é feita comparando dois ensaios com diferentes dutos em escala de modelo, porém projetados para um mesmo duto em escala de protótipo (300 mm) a partir das relações de escala. Um duto de diâmetro de 9 mm e outro de 15 mm foram submetidos, respectivamente, a níveis de aceleração de 33 e 20 g, ambos com enterramento inicial de 25% e aplicação de 12 movimentos cíclicos de amplitude 2D. Os resultados obtidos nesses dois ensaios foram extrapolados à escala de protótipo e comparados entre si. Na Figura 5.6, pode-se observar a semelhança dos perfis de força mobilizada da areia pelos carregamentos cíclicos em ambos os casos na escala de protótipo.

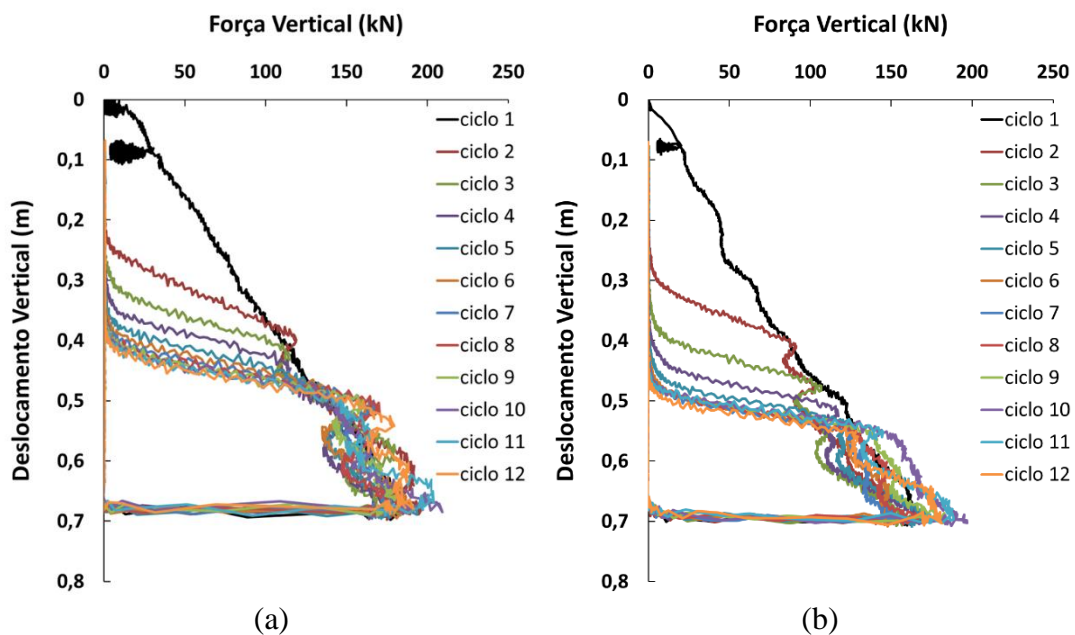


Figura 5.6 - Análise da modelagem dos modelos em escala de protótipo. (a) Ensaio 5; (b) Ensaio 9

Nota-se que os perfis de forças nos dois ensaios apresentam o mesmo comportamento e atingem forças mobilizadas similares ao longo da profundidade para cada movimento cíclico. Isto é um indicativo de que se obteve êxito na extrapolação dos resultados obtidos em modelo e que os efeitos de escala pouco afetaram os ensaios centrífugos.

5.1.3 Resultados dos ensaios CPT

5.1.3.1 Perfil de resistência de ponta

Na engenharia geotécnica, é muito comum realizar ensaios CPT para caracterizar solos arenosos visto que o parâmetro obtido nesses ensaios (resistência de ponta) é muitas vezes correlacionado com algum parâmetro de resistência do solo como o ângulo de atrito. Para este estudo assim também foi feito, utilizando um mini-penetrômetro com diâmetro de 10,13 mm, cravado no solo a uma profundidade de 50 mm e ensaiado a um nível de aceleração correspondente ao seu ensaio de atuação cíclica (20, 33 e 55g). A variação da resistência de ponta ao longo da profundidade das amostras de areia usadas nos ensaios centrífugos, e já extrapolados para a escala de protótipo, são mostrados na Figura 5.7.

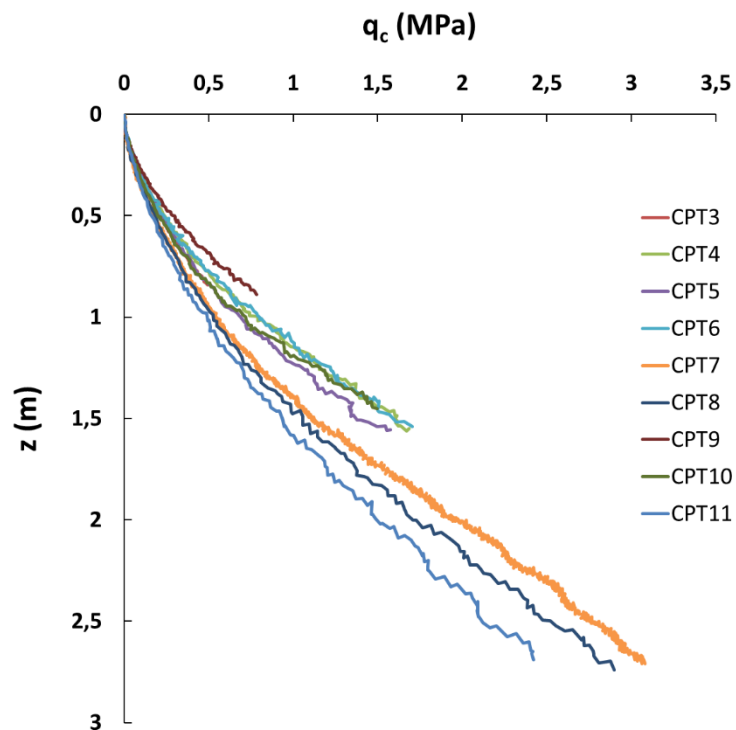


Figura 5.7 - Resistência de ponta das amostras de areia

Uma vez que o mini-penetrômetro dos ensaios CPT é sempre igual em escala de modelo, então, as dimensões desse instrumento não serão as mesmas para todos os ensaios quando extrapolados ao nível de protótipo, pois os níveis de acelerações são diferentes para alguns ensaios (acelerações de 20, 30 e 55 g). É por essa razão que há discrepância dos valores de resistência de ponta atingidos em alguns ensaios na escala de protótipo, pois as condições de carregamento são diferentes. Para saber se as amostras apresentam boa consistência e repetibilidade, além de comportamento tensão-deformação semelhantes, será estimado o ângulo de atrito do solo de acordo com os métodos do item a seguir.

5.1.3.2 Perfil do ângulo de atrito

A variação do ângulo de atrito ao longo da profundidade, de acordo com os métodos desenvolvidos por DURGUNOGLU & MITCHELL (1975) e ROBERTSON & CAMPANELLA (1983), para cada amostra de areia usada nos ensaios centrífugos são mostrados na Figura 5.8 e Figura 5.9.

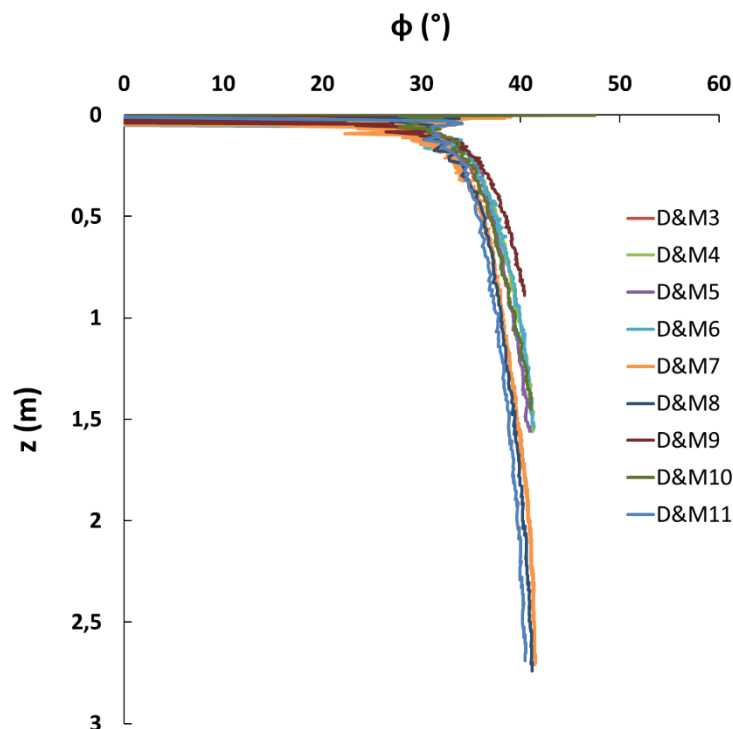


Figura 5.8 - Perfil do ângulo de atrito das amostras de areia pelo método de D&M

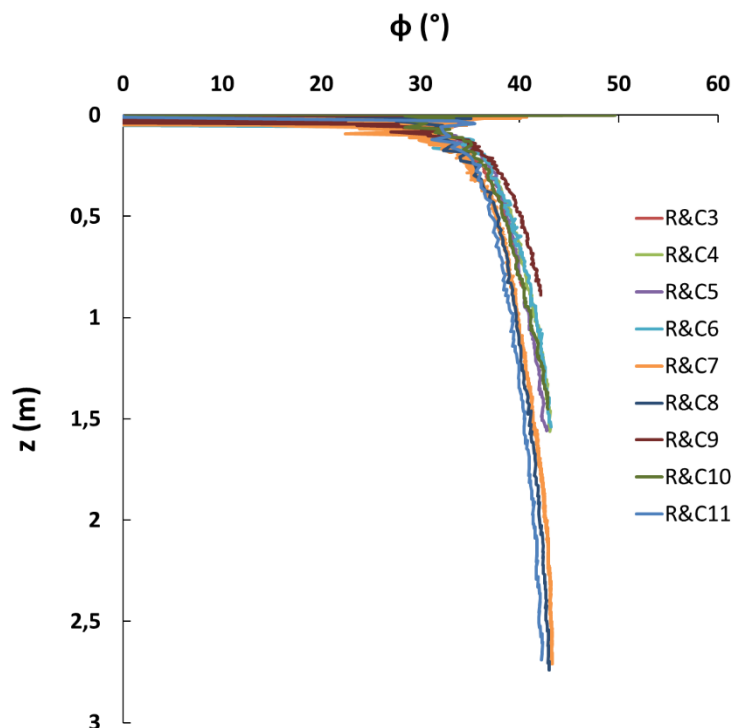


Figura 5.9 - Perfil do ângulo de atrito das amostras de areia pelo método de R&C

Para todos os ensaios, os ângulos de atrito do solo estimados pelos dois métodos estão bem próximos, o que dá indício de boa consistência e repetibilidade das amostras (foram preparadas adequadamente), e que os ensaios apresentarão comportamento tensão-deformação semelhantes sempre que as condições de carregamento forem as mesmas. Os ângulos de atrito estimados para cada amostra também atingem valores próximos ao valor obtido por GUIMARÃES (2014) nos ensaios triaxiais de $40,1^\circ$.

5.1.4 Fatores de capacidade de carga

Na engenharia *offshore*, é comum estudar dutos enterrados superficialmente como se fossem sapatas superficiais corridas. Por essa razão, fez-se uma avaliação da carga de ruptura do solo semelhante ao caso de fundações e, assim, estimou-se os fatores de capacidade de carga do solo que depois foram comparados com os valores previstos pela teoria. Para tal, foi considerado o critério proposto por VESIC (1975) para a estimativa da carga de ruptura em fundações superficiais de comprimento muito maior que a largura e modo de ruptura generalizada do solo (Figura 5.10), uma vez que o duto dos ensaios centrífugos tem o comprimento maior que a largura e o solo ensaiado tem densidade relativa alta, ou seja, é classificado como areia compacta.

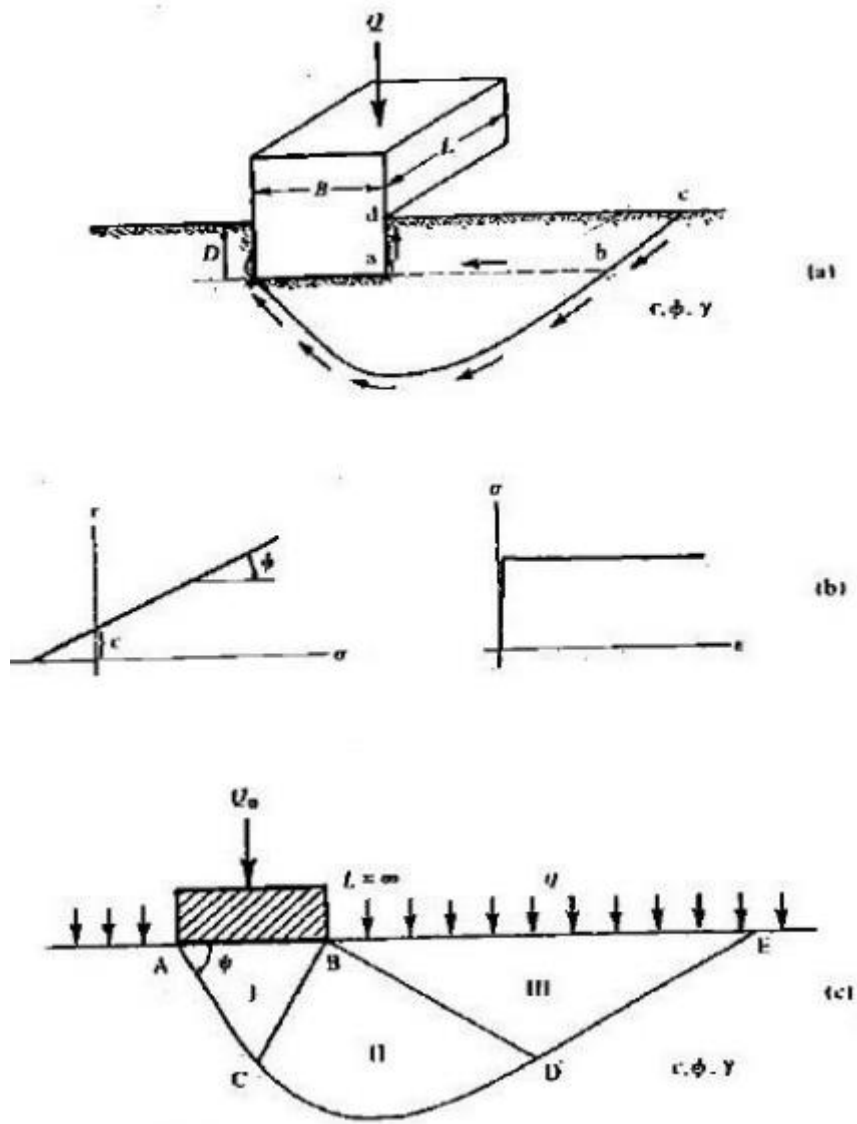


Figura 5.10 - Capacidade de carga de fundações superficiais (VESIC, 1975)

Pelo método proposto por VESIC (1975), a massa de solo acima do nível da base da fundação é substituída por uma sobrecarga $q = \gamma z$ aplicada no nível da cota de assentamento da fundação e, assim, somente a massa de solo mobilizada abaixo do nível da fundação, indicada pelas zonas I, II e III na Figura 5.10 (c), é levada em consideração na análise de ruptura do solo. Essa análise é feita para dois casos especiais: solo hipotético sem peso ($\gamma = 0$) e solo não coesivo sem sobrecarga ($c = 0, q = 0$). Desses dois casos, obteve-se as seguintes expressões:

$$q_0 = cN_c + qN_q \quad \rightarrow \quad \text{Solo hipotético sem peso} \quad (5.1)$$

$$q_0 = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \rightarrow \quad \text{Solo não coesivo sem sobrecarga} \quad (5.2)$$

A equação geral, conhecida como equação de Buisman-Terzaghi, é resultado da superposição de efeitos das expressões acima e é dada por VESIC (1975) na Eq. (5.3).

$$q_0 = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (5.3)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad (5.4)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (5.5)$$

$$N_\gamma \cong 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (5.6)$$

onde:

q_0 = pressão de ruptura;

c = coesão do solo;

γ = peso específico efetivo do solo;

B = largura da fundação;

q = sobrecarga efetiva ao nível da base da fundação;

N_c, N_q, N_γ = fatores de capacidade de carga;

ϕ = ângulo de atrito do solo.

Segundo VESIC (1975), a condição de solo sem peso pode ser tomada quando a relação $\gamma B/q$ é muito pequena. Nos ensaios centrífugos, tanto o solo acima quanto abaixo do nível da base do duto é o mesmo, então basta que a relação B/z seja muito pequena para considerar essa condição. Em todos os ensaios centrífugos, os incrementos de deslocamento são sempre acompanhados de incrementos de força para o primeiro ciclo (gráficos no Anexo A), o que implica dizer que a ruptura somente ocorrerá quando o duto atingir profundidades grandes. Portanto, tal condição é atendida e a análise de ruptura pode se restringir à Eq. (5.1). A areia, por ser um material granular, apresenta intercepto de coesão nulo ($c = 0$) e simplifica essa expressão à:

$$q_0 = qN_q \quad (5.7)$$

Expandindo q_0 e q , e isolando o termo N_q , tem-se:

$$\frac{F_v}{D'L} = \gamma_{sub} z N_q \quad (5.8)$$

$$N_q = \frac{F_v}{\gamma_{sub} z BL} \quad (5.9)$$

onde:

F_v = força vertical do duto sobre o solo;

D' = largura da seção duto em contato com o solo;

L = comprimento do duto;

γ_{sub} = peso específico submerso do solo;

z = profundidade do duto em relação s superfície livre do solo;

Um gráfico dos valores de N_q vs z/D' (deslocamento vertical normalizado) calculados por essa expressão pode ser visto a seguir.

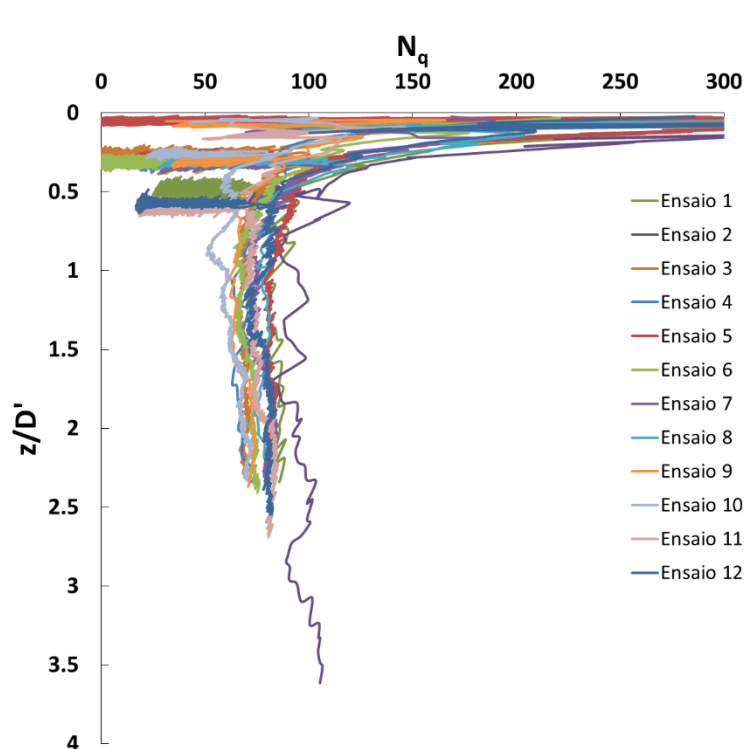


Figura 5.11 - Gráficos do fator de capacidade de carga N_q em relação a z/D'

Na Figura 5.11, verifica-se que os valores estimados de N_q em cada ensaio tendem a se manter constantes e dentro da faixa de 50 a 100 à medida que z/D' aumenta,

convergindo para um valor próximo de 80. Isto é um indício de que o valor de N_q para a areia no momento da ruptura é de aproximadamente 80.

Esse fator de carga pode ser calculado também em função do ângulo de atrito do solo, conforme a Eq. (5.4). Analisando os perfis de ângulo de atrito estimados anteriormente (Figura 5.8 e Figura 5.9), o valor do ângulo de atrito da areia para grandes profundidades é aproximadamente de $39,5^\circ$ pelo método D&M e de $41,5^\circ$ pelo método R&C. Adotando um ângulo de atrito médio ($40,5^\circ$) para a areia e usando esse valor na equação para o cálculo de N_q , tem-se:

$$N_q = e^{\pi \tan(40,5^\circ)} \tan^2(45^\circ + 40,5^\circ/2) = 69 \quad (5.10)$$

Os dois valores estimados de N_q estão bem próximos como o esperado. Convém lembrar que, o valor de N_q calculado pela equação Buisman-Terzaghi é para fundações corridas, ou seja, de comprimento muito maior que a largura. Os dutos usados para os ensaios centrífugos não apresentam essa característica (o comprimento é apenas quatro vezes a largura), mas pelos resultados obtidos pode-se dizer que as dimensões adotadas para o duto são adequadas para a análise da interação solo-duto.

5.2 Resultados e análise da modelagem numérica

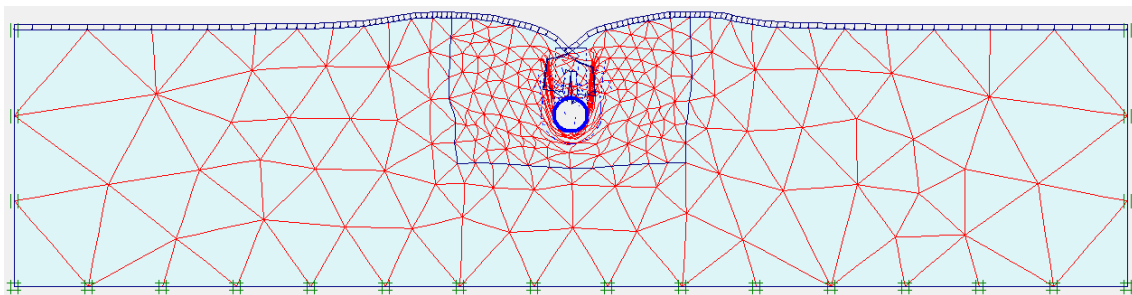
Foram elaboradas duas análises com modelos numéricos de mesmas dimensões e características que os modelos físicos, porém em escala de protótipo. O primeiro modelo representa os ensaios com duto de 300 mm, enquanto que o segundo representa os ensaios com duto de 500 mm.

Devido às limitações do Plaxis, foram empregados uma cravação inicial de 100% e apenas um carregamento cíclico (penetração e levantamento) nos dois modelos. A amplitude das atuações cíclicas foi de duas vezes o tamanho do diâmetro do duto (2D) e a velocidade de carregamento não foi definida, uma vez que o solo foi modelado com comportamento drenado, ou seja, o excesso de poropressão é dissipado rapidamente em relação ao tempo da solicitação.

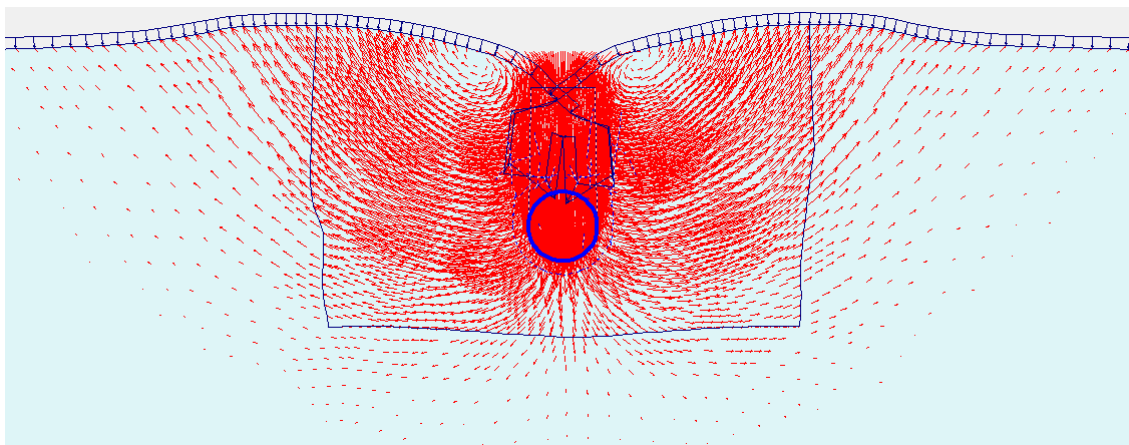
Foram apresentadas a malha de elementos finitos deformada do solo e a curva força vs deslocamento do duto para entender melhor os mecanismos de interação solo-duto durante o carregamento cíclico.

5.2.1 Deformada do solo

A Figura 5.12 mostra a malha de elementos finitos deformada e o deslocamento da massa de solo para o modelo numérico 1 logo após a cravação total do duto de 300 mm. Apenas a deformada do modelo numérico 1 é apresentada devido à grande semelhança nas deformações das malhas dos modelos numéricos 1 e 2, o que pode ser explicado pelas características e condições de contorno semelhantes, diferenciando-se apenas em suas dimensões.



(a)



(b)

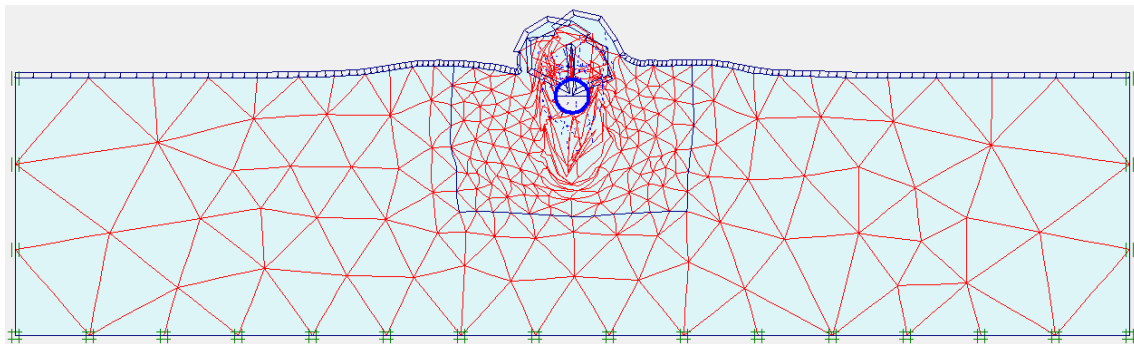
Figura 5.12 - Deformada após cravação do duto para MN1. (a) malha deformada; (b) deslocamento da massa de solo

Na Figura 5.12, observa-se que o solo imediatamente abaixo do duto forma uma cunha que, em decorrência do atrito com a base do duto, se desloca verticalmente em conjunto com o duto. O movimento dessa cunha força o solo adjacente, empurrando uma grande massa de solo para cima e provocando um soerguimento do solo na superfície livre igualmente ao previsto na literatura (Figura 5.13).

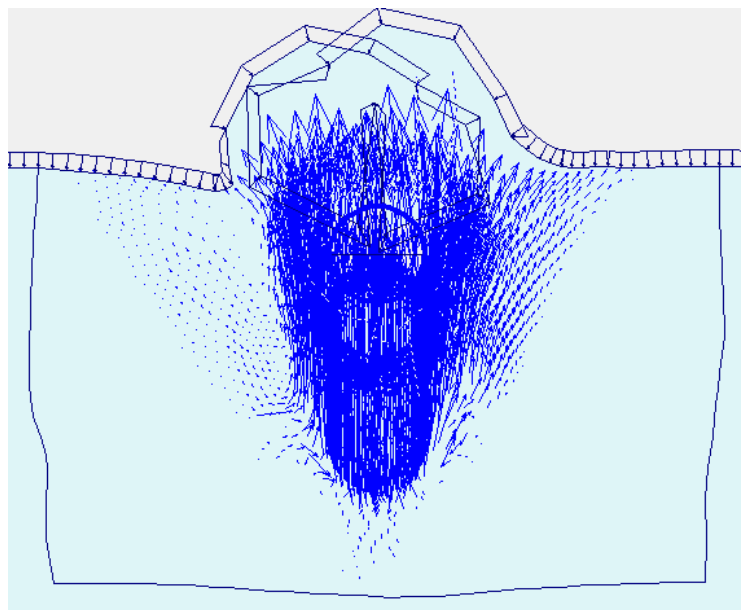


Figura 5.13 - Deformação do solo no modo de ruptura generalizada em fundações superficiais (VESIC, 1975)

A Figura 5.14 mostra a malha de elementos finitos deformada e o deslocamento da massa de solo para o modelo numérico 1 logo após o levantamento total do duto de 300 mm.



(a)



(b)

Figura 5.14 - Deformada após levantamento do duto para MN1. (a) malha deformada; (b) deslocamento da massa de solo

Na Figura 5.14, observa-se que o solo adjacente ao duto é empurrado para cima e a malha imediatamente abaixo segue ligada ao duto mesmo após um grande deslocamento. Essa deformação da malha ineditamente abaixo do duto não condiz com o comportamento real das areias.

5.2.2 Força mobilizada em função do deslocamento do duto

A Figura 5.15 apresenta o gráfico da força vertical mobilizada no solo vs deslocamento vertical do duto obtido pelo Plaxis para MN1 e MN2.

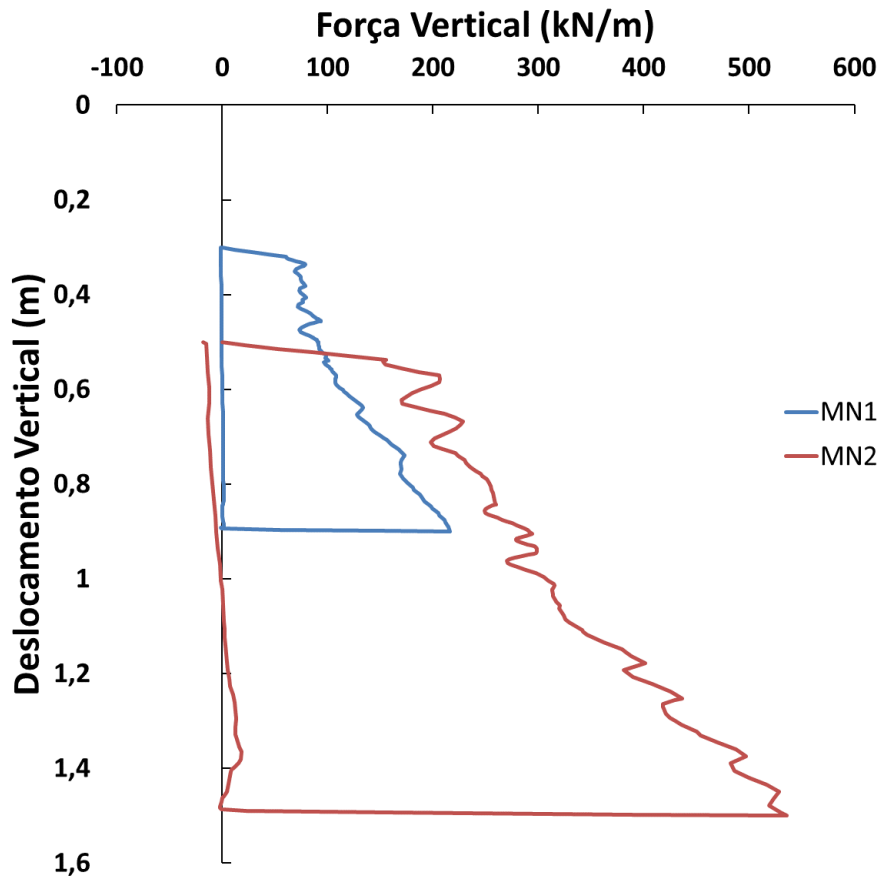


Figura 5.15 - Gráfico da força vs deslocamento obtido no Plaxis para MN1 e MN2

Por se tratar de uma análise do tipo estado plano de deformações, deve-se multiplicar a força vertical obtida pelo comprimento do duto (2D) para fazer a comparação com os resultados da modelagem física mais adiante.

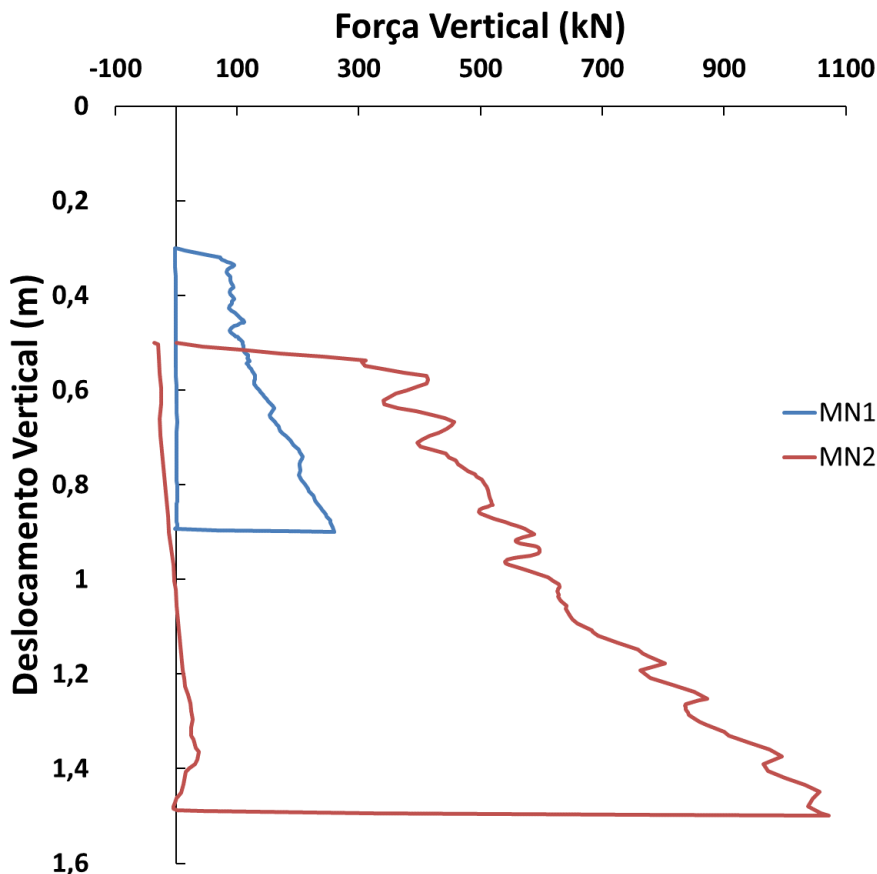


Figura 5.16 - Gráfico da força vs deslocamento para MN1 e MN2

Na Figura 5.16, observa-se que o comportamento do solo é bem similar ao que é esperado pela literatura conforme mostrado na Figura 2.7 e Figura 2.8. O gráfico de MN2 apresenta maiores forças que de MN1 durante a cravação, pois o duto de 500 mm mobiliza uma maior massa de solo e alcança maiores profundidades que o duto de 300 mm. Já durante o levantamento do duto, ambos os modelos apresentam forças nulas ou desprezíveis da mesma forma que um solo arenoso deveria responder, visto que nesse tipo de solo não há sucção. O surgimento de forças de tração (valores negativos), porém, não representa o comportamento real da areia. Isso somente ocorreu porque, por razões já explicadas no item 4.2, foi adotado um valor não nulo para a coesão do solo. Tanto MN1 quanto MN2 não apresentam registros de força na fase de cravação inicial do duto, pois não foi possível modelar o duto fora da camada de areia devido às limitações do Plaxis. Também, a simulação da interação solo-duto para os demais ciclos não foi realizada, porque o programa sempre acusava colapso do solo na tentativa, impedindo o prosseguimento da análise.

5.3 Comparação entre modelagem física e numérica

A comparação entre as duas modelagens foi feita juntando os gráficos da força desenvolvida no solo em decorrência ao deslocamento do duto, tanto da modelagem física quanto da numérica apenas para o primeiro ciclo durante a fase de cravação. A Figura 5.17 e Figura 5.18 ilustram essas comparações para os dutos de 300 e 500 mm, respectivamente.

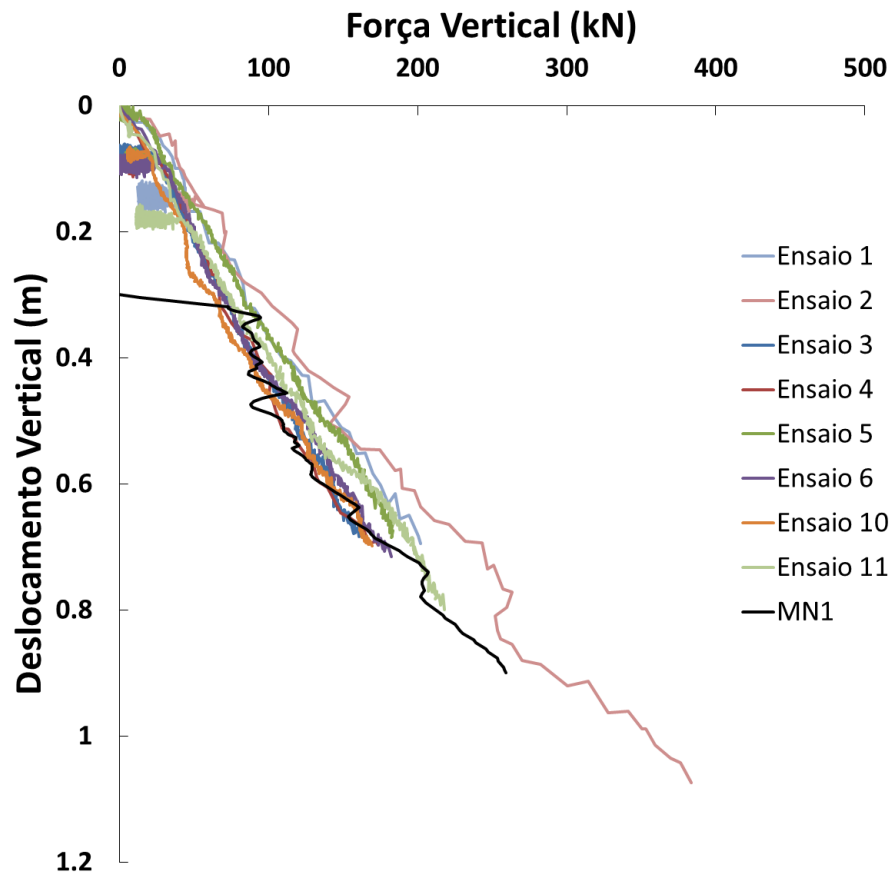


Figura 5.17 - Comparação entre modelagem física e numérica para duto de 300 mm

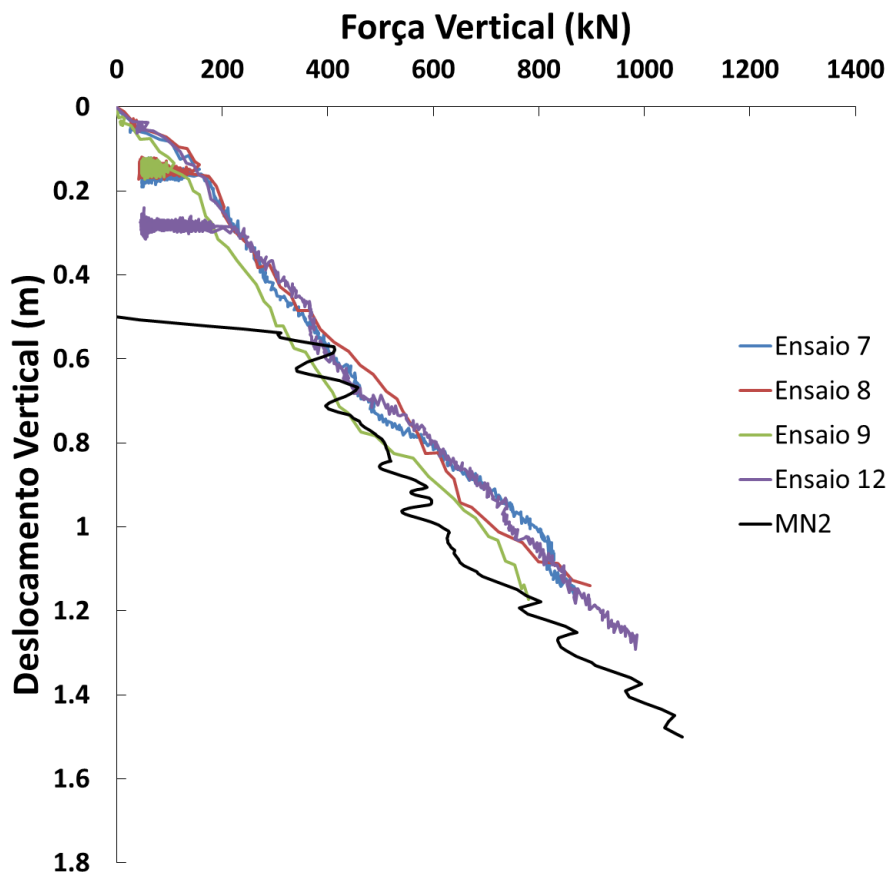


Figura 5.18 - Comparação entre modelagem física e numérica para duto de 500 mm

Na Figura 5.17 e Figura 5.18, nota-se primeiramente que MN1 e MN2 não apresentam o comportamento do solo na fase de enterramento inicial como os ensaios centrífugos. Devido às limitações do Plaxis, o duto teve que ser modelado dentro da camada de areia e, por essa razão, o enterramento inicial não pôde ser simulado. Observa-se também que, o súbito aumento de forças no início do recarregamento aconteceu tanto na modelagem física quanto na numérica conforme previsto na literatura e, após isso, os perfis de força seguiram trajetórias bem similares em ambas as comparações. Isto indica que, as tensões reproduzidas nas amostras de solo em modelo devido ao campo inercial criado pela centrífuga são semelhantes às tensões induzidas pela gravidade nos solos da modelagem numérica. A diferença está na cota em que esse recarregamento se inicia. Em virtude das cravações iniciais do duto serem distintas (25, 50 e 100%), os estados de tensões efetivas nas cotas de enterramento inicial já são diferentes de um modelo para o outro. No geral, as forças desenvolvidas no modelo numérico atingem valores um pouco menores em relação às forças dos modelos centrífugos, tanto na Figura 5.17 quanto na Figura 5.18. Essa inferioridade das forças do modelo numérico é provavelmente por causa da simplificação $E_{50}^{ref} = E_{50,areia} = 40 \text{ MPa}$ que não é verdadeira. O valor de E_{50}^{ref} , e

conseqüentemente de E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref} , está relacionado à uma tensão confinante $\sigma'_3 = 100$ kPa, enquanto que os valores de E_{50} obtidos por GUIMARÃES (2014) estão relacionados às tensões confinantes $\sigma'_3 = 30, 60$ e 80 kPa. Logo, os valores de E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref} adotados nos modelos numéricos são inferiores ao que deveriam ser.

Ainda na Figura 5.17 e Figura 5.18, as forças mobilizadas durante a fase de levantamento do duto não foram ilustradas, pois forças de tração surgiram em MN2 e isso não representa corretamente o comportamento real da areia. A comparação entre modelagem física e numérica só foi possível para o primeiro o ciclo, pois o Plaxis foi incapaz de simular a interação solo-duto do segundo ciclo em diante.

6 Conclusões e Sugestões Futuras

As análises realizadas para as modelagens física e numérica deste estudo apresentam as seguintes conclusões:

1. No ponto de amplitude máxima (2D), para a maioria dos ensaios de interação vertical, houve aumento dos valores de força a cada ciclo, sendo o menor valor registrado no primeiro ciclo e o máximo valor da força no último ciclo. Isto pode ser devido ao fenômeno de densificação da areia ocorrido a cada interação em cada ciclo que proporciona maior rigidez ao solo.
2. Os perfis de força de penetração mobilizada ao longo da profundidade apresentam só registros de força de penetração, mas não registros de força de levantamento (valores desprezíveis). Isto indica que não existe fenômeno de sucção na interação durante todo o movimento cíclico. O fenômeno de sucção normalmente ocorre para materiais coesivos.
3. Na avaliação da modelagem dos modelos, obteve-se que dois ensaios centrífugos com dutos de tamanhos diferentes em modelo, porém projetados para um mesmo diâmetro em protótipo (a partir das relações de escala), apresentam comportamentos de tensão-deformação similares na escala de protótipo (considerando outros parâmetros constantes, tais como tipo do solo, número de ciclos, nível de água e velocidade de penetração). Isto significa que os efeitos de escala não tiveram muita influência nos ensaios.
4. Os ensaios CPT de cada amostra de areia apresentaram valores de resistência de ponta ligeiramente diferentes, pois o penetrômetro usado, em escala de protótipo, não é o mesmo. Apesar disso, os ângulos de atrito estimados para cada amostra apresentaram boa concordância, uma vez que as amostras foram preparadas com o mesmo tipo de solo e procedimento. Isso significa que as amostras foram preparadas adequadamente (boa consistência e repetibilidade) e que devem apresentar comportamento tensão-deformação semelhantes sempre quando as condições de carregamento sobre o solo forem as mesmas.
5. Os registros de força de penetração dos ensaios de interação vertical não apresentaram diferença em relação à velocidade de atuação do duto na areia (velocidades baixas e altas). Então, pode assumir-se que, seja qual for o valor da velocidade de penetração, os valores das forças de penetração ao longo da profundidade são aproximadamente iguais.

6. Para diâmetros de diferentes tamanhos, obteve-se que o valor da relação entre a profundidade da cava e diâmetro do duto é um valor aproximado a 0,8 para a cava inicial, e a 1,5 para a cava final. Isto indica que para um ensaio de interação vertical pode obter-se um valor constante da relação entre a profundidade da cava e o diâmetro para diferentes tamanhos de diâmetros de *riser* no protótipo, independentemente das condições de carregamento, desde que o tipo de solo seja o mesmo.
7. A análise realizada para os dutos em escala de protótipo como se fossem fundações superficiais corridas foi satisfatória levando em conta os valores calculados para o fator de capacidade de carga N_q (69 e 80), apesar da falsa consideração de que o comprimento do duto é muito maior que sua largura.
8. A malha de elementos finitos deformada do solo obtida na modelagem numérica após a cravação do duto é similar ao que é esperado na literatura para fundações corridas de base retangular.
9. Os perfis de força de penetração mobilizada ao longo da profundidade na modelagem numérica apresentam só registros de força de penetração, mas não registros de força de levantamento (valores desprezíveis), assim como foi na modelagem física.
10. Os perfis de força de penetração mobilizada ao longo da profundidade da modelagem física foram muito semelhantes aos da modelagem numérica, indicando que o solo apresenta comportamento tensão-deformação semelhantes sempre quando o histórico de tensões, o estado de tensões atual e as condições de carregamento sobre o solo forem as mesmas.

Como sugestões para trabalhos futuros, propõe-se as seguintes considerações:

1. Realizar ensaios de carga controlada que permitam simular o peso do duto.
2. Instrumentar o duto de maneira que permita o registro de poropressões.
3. Implantar um sistema que possa monitorar a evolução das deformações do solo.

7 Referências Bibliográficas

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181: **Solo - Análise Granulométrica**, Rio de Janeiro, 1984.

ALMEIDA, M. S. S., ALMEIDA, M. C. F., OLIVEIRA, J. R. M. S., BORGES, R. G., 2013. **Lateral Response of Pipelines Shallowly Buried in Sandy Soil**, 32nd International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering, 2013, Nantes. OMAE 2013.

BRIDGE, C. **Effects of Seabed interaction on steel catenary risers**. Ph D. thesis, University of Surrey, School of Engineering, England, 2005.

BRINKGREVE, R. B. J., 2002, **Finite Element code for Soil and Rock Analyses - PLAXIS - 2D user's manual**. Rotterdam, Netherlands, Balkema.

BROADBENT Inc., **Operating Manual - GT6/0.75 Geotechnical Beam Centrifuge**. Serial Number H83113-COPPE UFRJ-Brazil”, UK, 2011.

BRUTON, D. A. S., WHITE, D. J., CARR, M., CHEUK, J. C. Y., **Pipe-Soil Interaction With Flowlines During Lateral Buckling and Pipeline Walking – The SAFEBUCK JIP**. Offshore Technology Conference, OTC 19589, p. 20pp, 2008.

DURGUNOGLU, H. T., MITCHELL, J. K., **Static Penetration Resistance of Soils**. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1973.

GARNIER, J. **Properties of soil samples used in centrifuge models**. Physical Modelling in Geotechnics - ICPMG '02, pp. 5–19, 2002.

GARNIER, J., GAUDIN, C., SPRINGMAN, S. M., CULLIGAN, P. J., GOODINGS, D., KONIG, D., KUTTER, B., PHILLIPS, R., RANDOLPH, M. F., THOREL. L., **Catalogue of Scaling Laws and Similitude Question in Geotechnical Centrifuge Modelling**. IJPMG - International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, No 3, pp. 1-23, 2007.

GEAQUINTO, H. D., **Análise de Fadiga em Riser Rígidos Considerando a Variação de Parâmetros da Interação Solo-Estrutura e Trincheiras**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2014.

GUIMARÃES, M. P. P., 2014, **Modelagem Centrífuga da Movimentação Lateral de Dutos em Areia**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

KO, H. Y., **Summary of the state of the art in centrifuge model testing**. Centrifuge in Soil Mechanics”, p. 11-18, 1988.

LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V., 1969. **Soil Mechanics**, Wiley & Son Inc. N.Y.

LEE, K. L., SEED, H. B., **Dynamic strength of anisotropically consolidated sand**. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 93, No. SM5, pp. 169-190, 1967.

MADABHUSHI, G. **Centrifuge Modelling for Civil Engineers**. Boca Raton - London - New York, p. 285, 2015.

MOTTA, H. P. G., **Comportamento de um Rejeito de Transição em Centrífuga Geotécnica**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2008.

OLIVEIRA, J. R. M. S., **Modelagem em centrífuga de um problema de interação solo estrutura**. Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2005.

OLIVEIRA FILHO, W. L., **Considerações sobre Ensaios Triaxiais em Areias**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 1987.

PACHECO, L. A., **Modelagem Física e Numérica de um Duto Enterrado em Areia Sujeito a Deslocamento Lateral**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2006.

PINTO, C. S., **Curso Básico de Mecânica dos Solos**, 3ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

ROBERTSON, P. K., CAMPANELLA, R. G., **Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand**. Canadian Geotechnical Journal, v. 20, n. 4, p. 718-733, 1983.

TARAZONA, S. F. M., **Modelagem Centrífuga da Movimentação Lateral e axial de dutos em Leito Marinho Arenoso**, Dissertação de Mestrado, Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2015.

TAYLOR, D. W., **Fundamentals of Soil Mechanics**, John Wiley and Sons, New York, 1948.

TAYLOR, R. N., **Geotechnical Centrifuge Technology**, Blackie Academic & Professional, 1st Ed. p. 326, 1995.

THETHI, R., MOROS, T., **Soil Interaction Effects on Simple Catenary Riser Response**. Deepwater Pipeline & Riser Technology Conference, Houston, Texas, p. 1-25, March 2001.

TREJO, P. C. N., **Interação Cíclica Solo-Duto em Argila Mole: Modelagem Física em Centrífuga**. Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2015.

VESIC, A. S., 1975, **Bearing Capacity of Shallow Foundations**. Foundation Engineering Handbook, New York, McGraw-Hill, pp.121-145.

ZHANG, J., RANDOLPH, M. F., STEWART, D. P., **An Elasto-Plastic Model for Pipe-Soil Interaction of Unburied Pipelines**. Proceedings of the Ninth International Offshore and Polar Engineering Conference, v. II, p. 185-192, 1999.

ZHANG, J.; STEWART, D. P.; RANDOLPH, M. F. **Centrifuge Modelling of Drained Behaviour For Pipelines Shallowly Embedded in Calcareous Sand**. IJPMG - International Journal of Physical Modelling in Geotechnics 1, p. 15, 2001.

ZHANG, J., STEWART, D. P., RANDOLPH, M. F, **Modeling of Shallowly Embedded Offshore Pipelines in Calcareous Sand**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 128, No. 5, p. 363-371, 2002.

Anexo A - Ensaio de Atuação Vertical

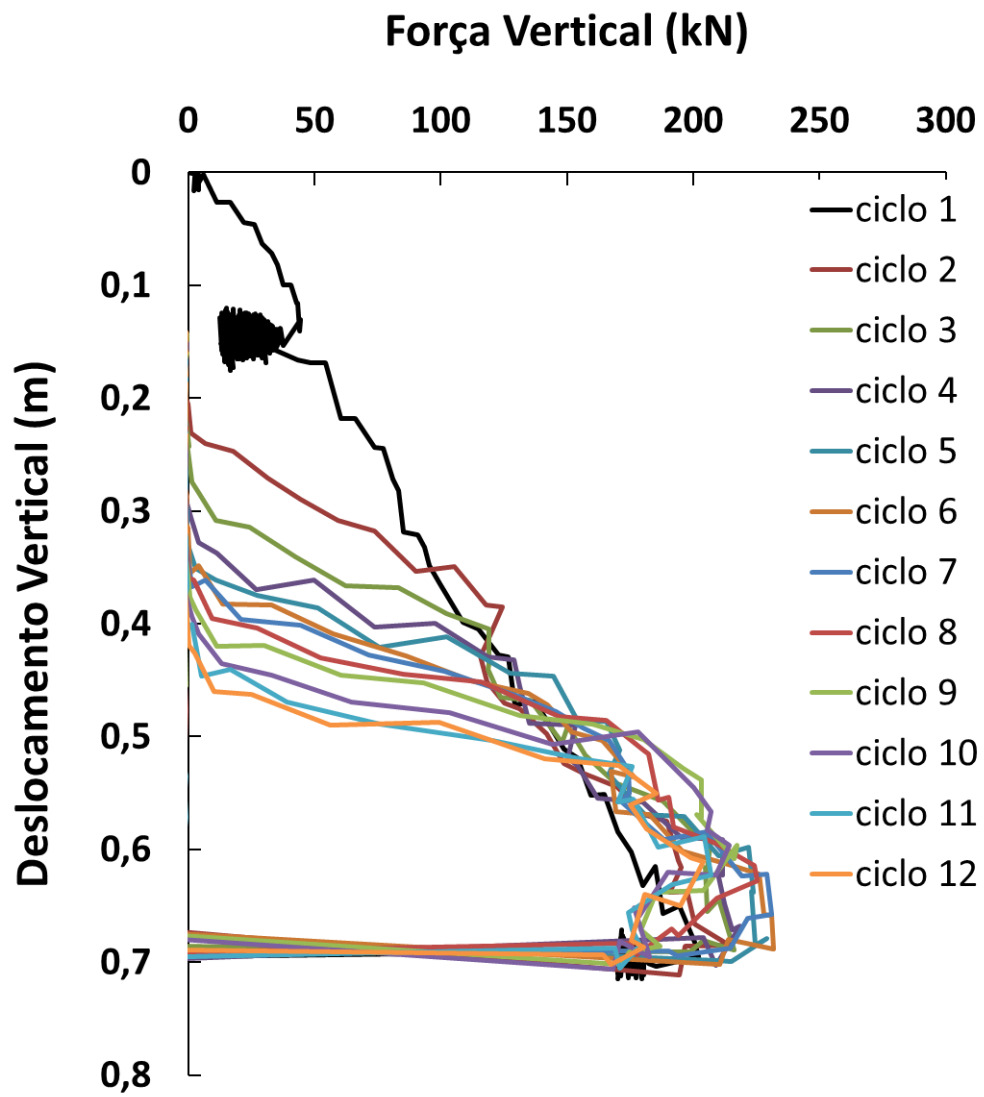


Figura A.1 - Ensaio 1

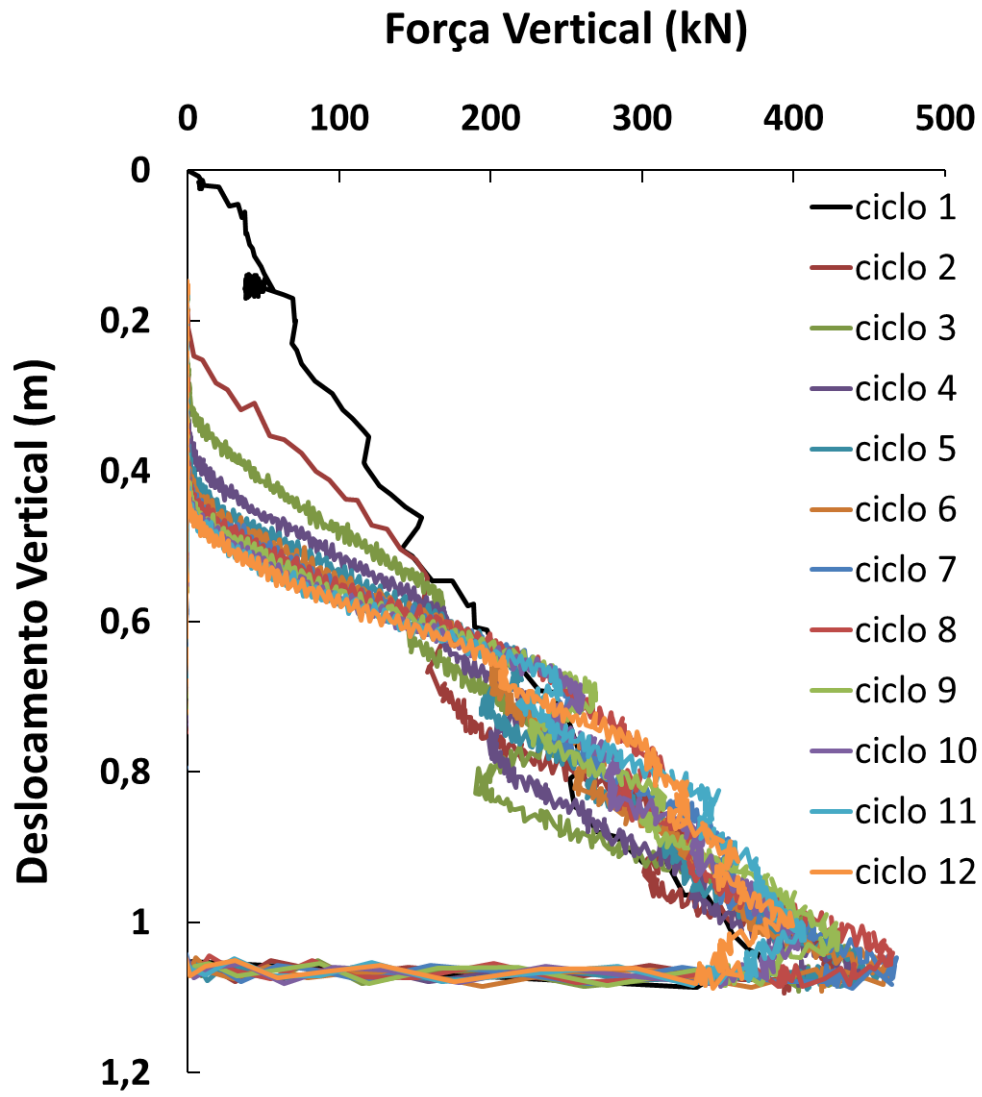


Figura A.2 - Ensaio 2

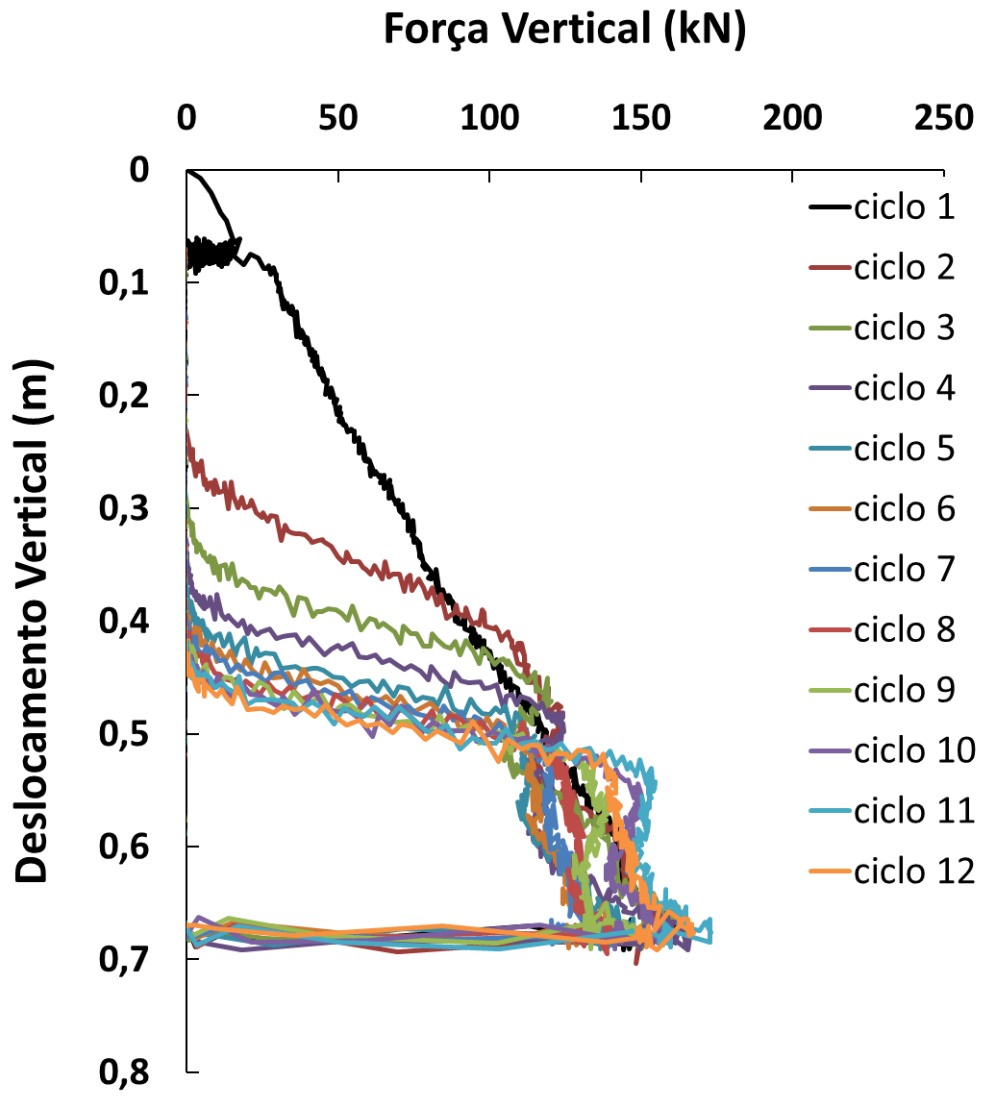


Figura A.3 - Ensaio 3

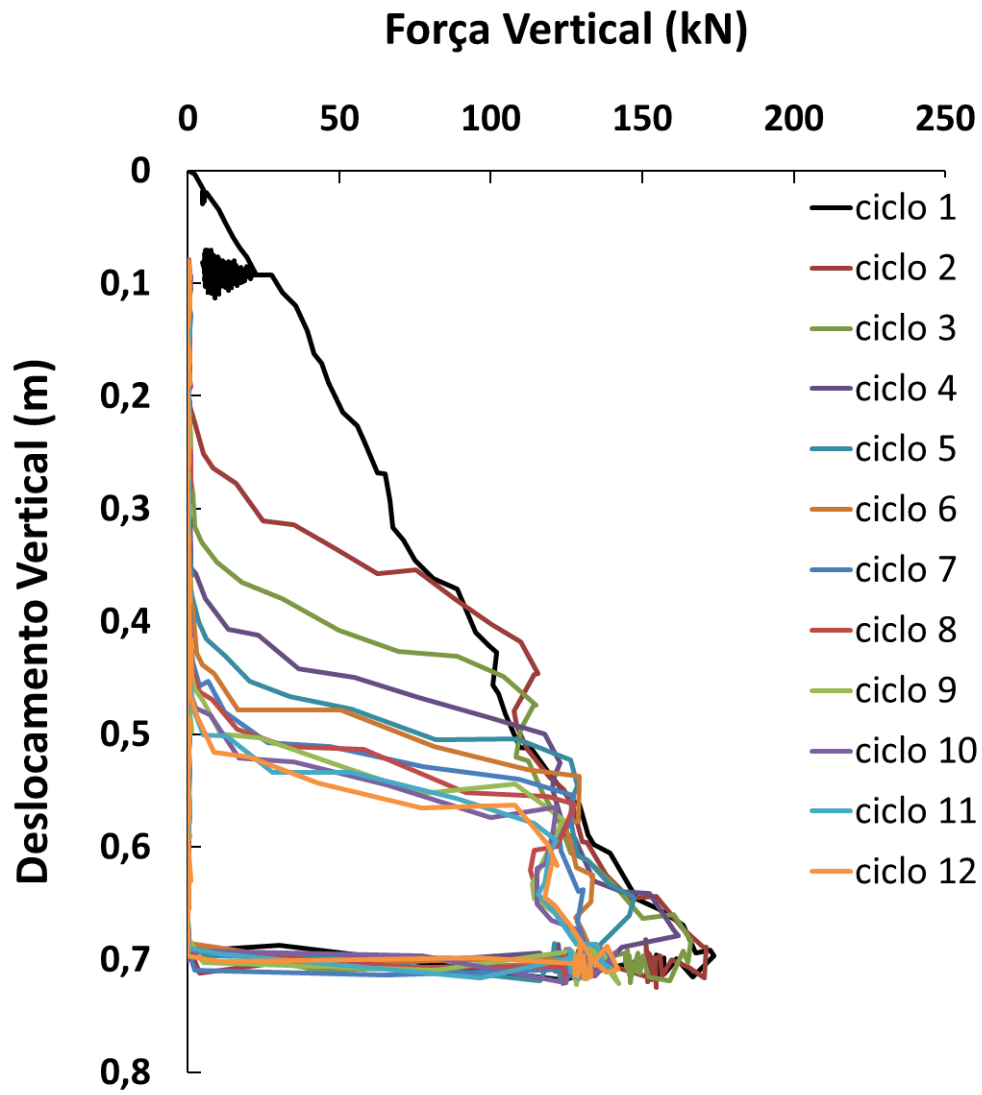


Figura A.4 - Ensaio 4

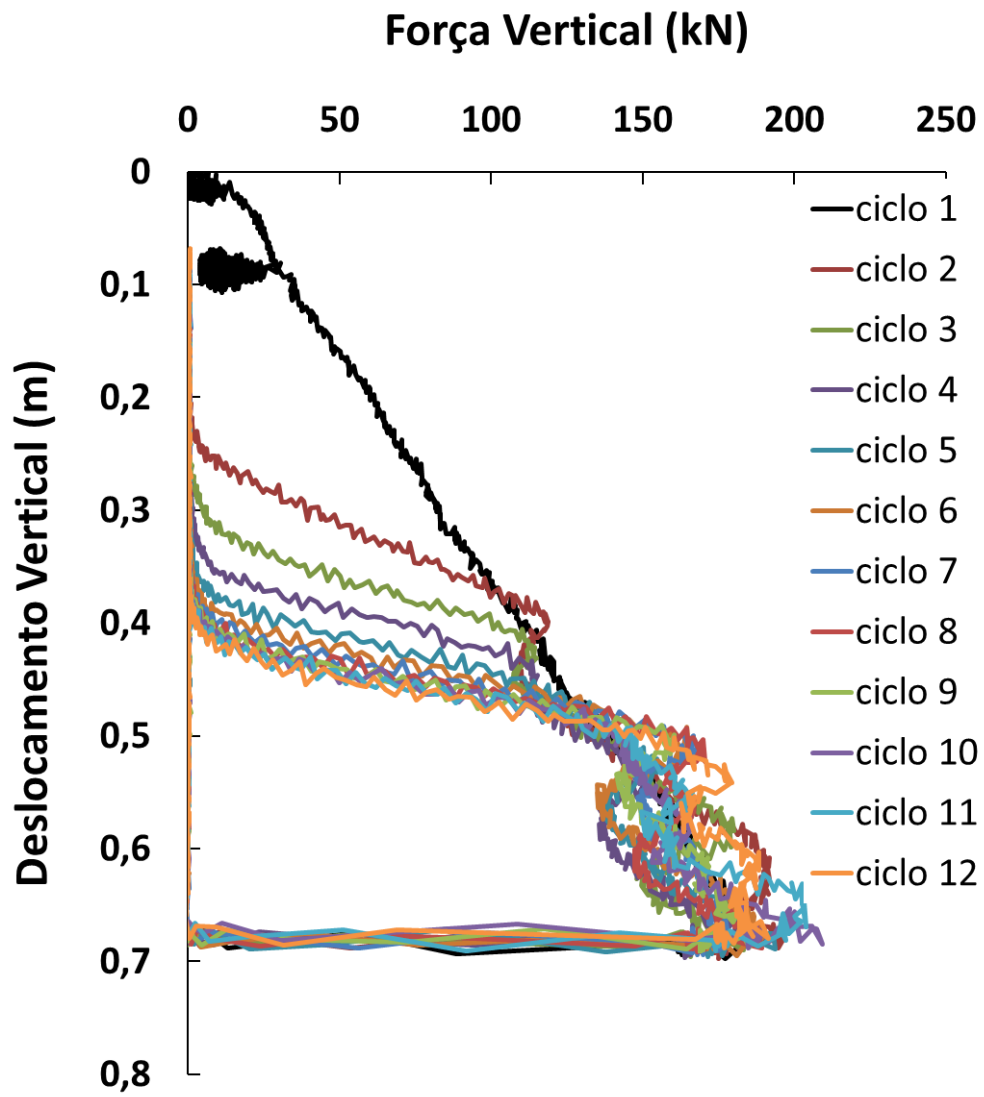


Figura A.5 - Ensaio 5

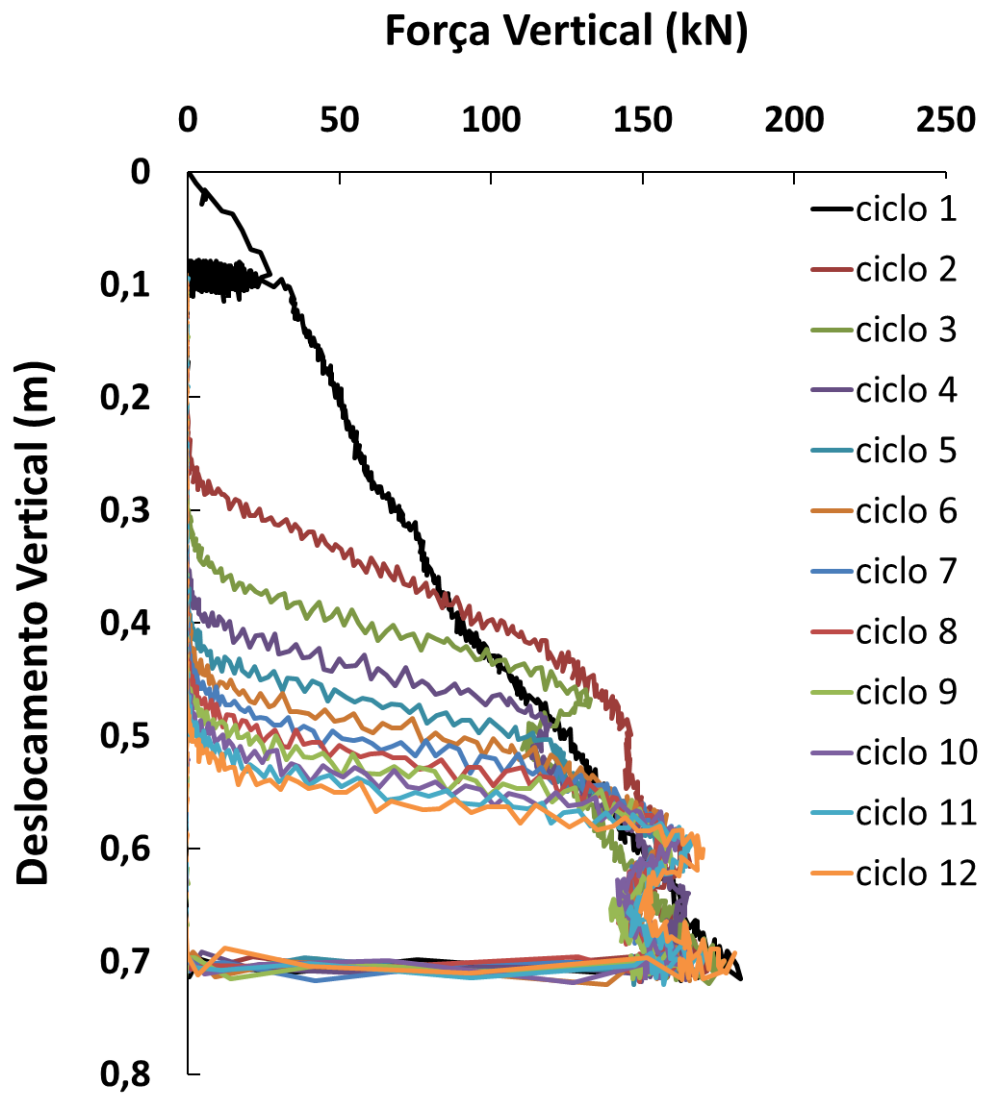


Figura A.6 - Ensaio 6

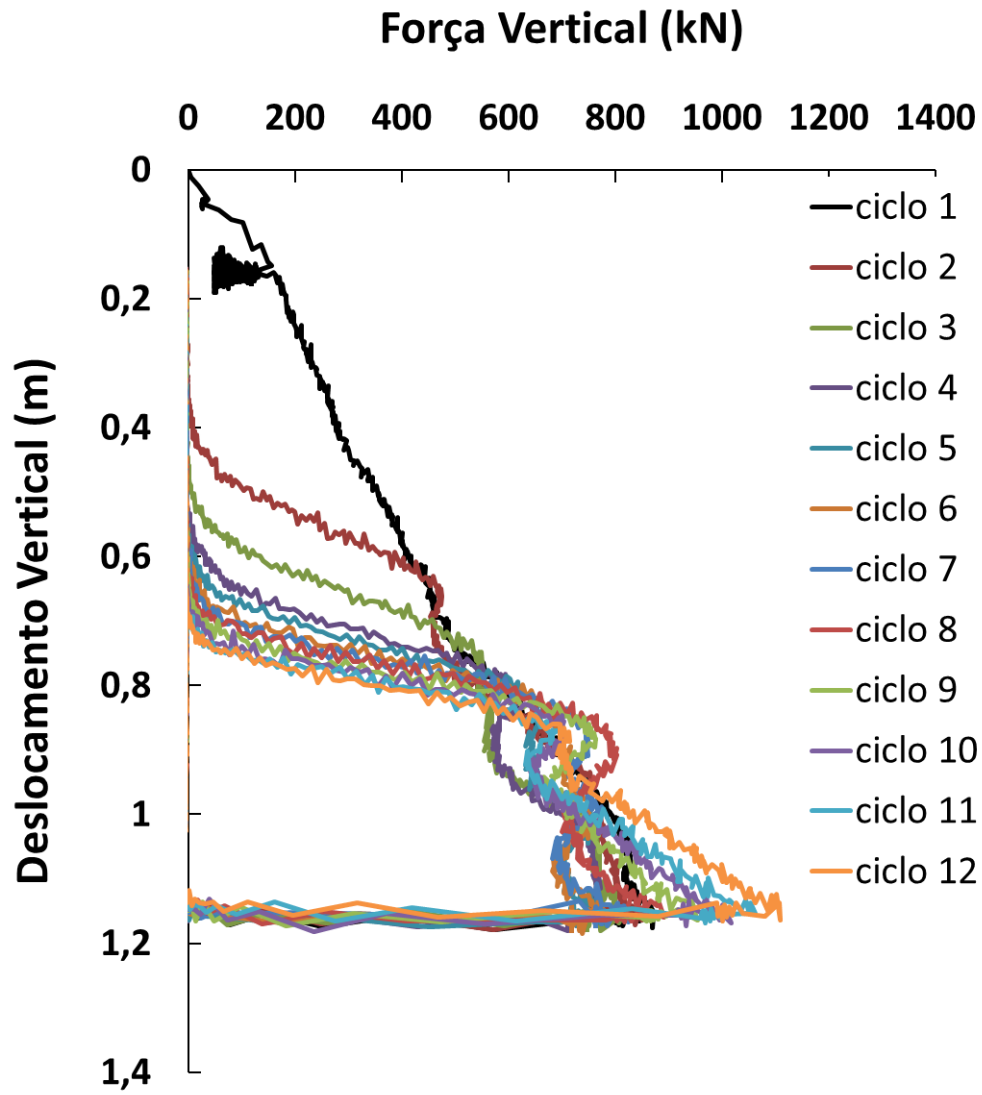


Figura A.7 - Ensaio 7

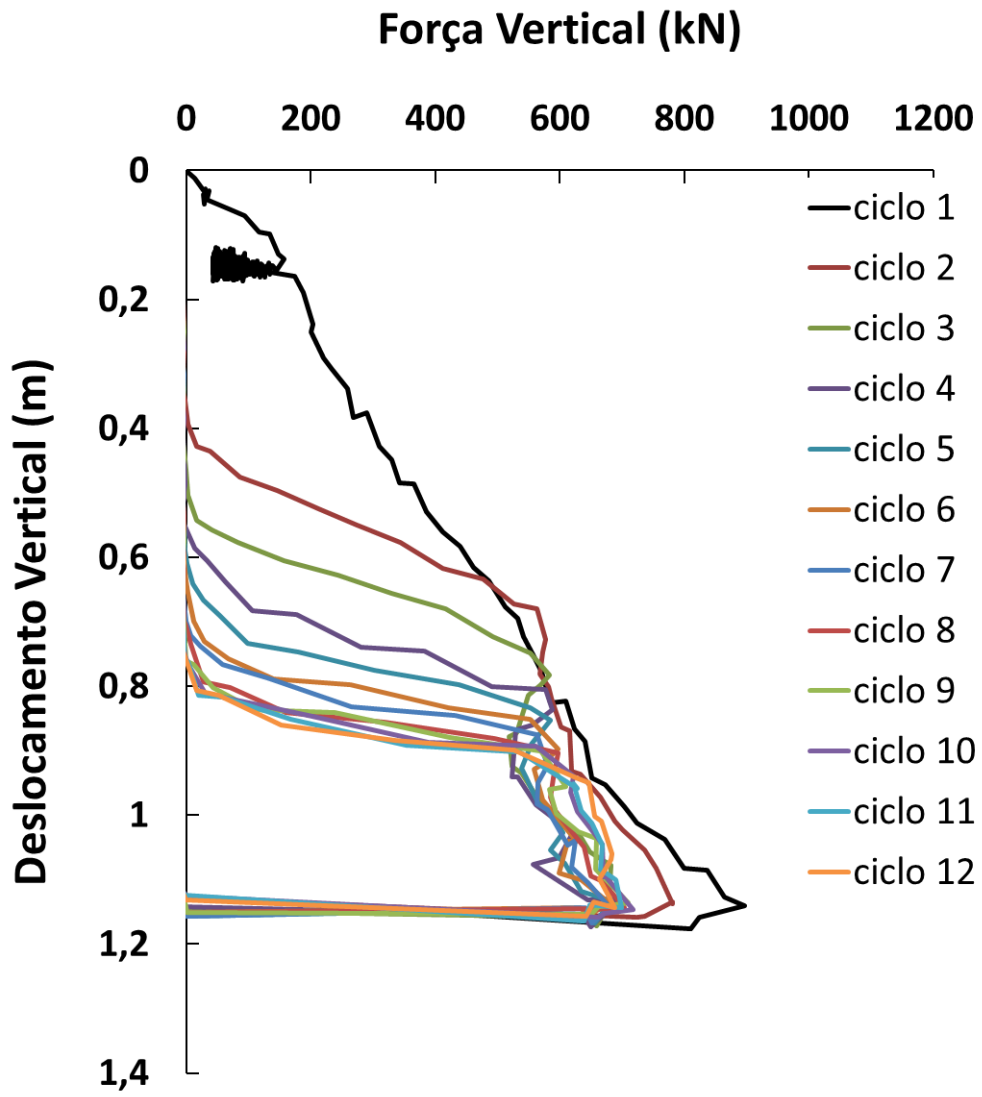


Figura A.8 - Ensaio 8

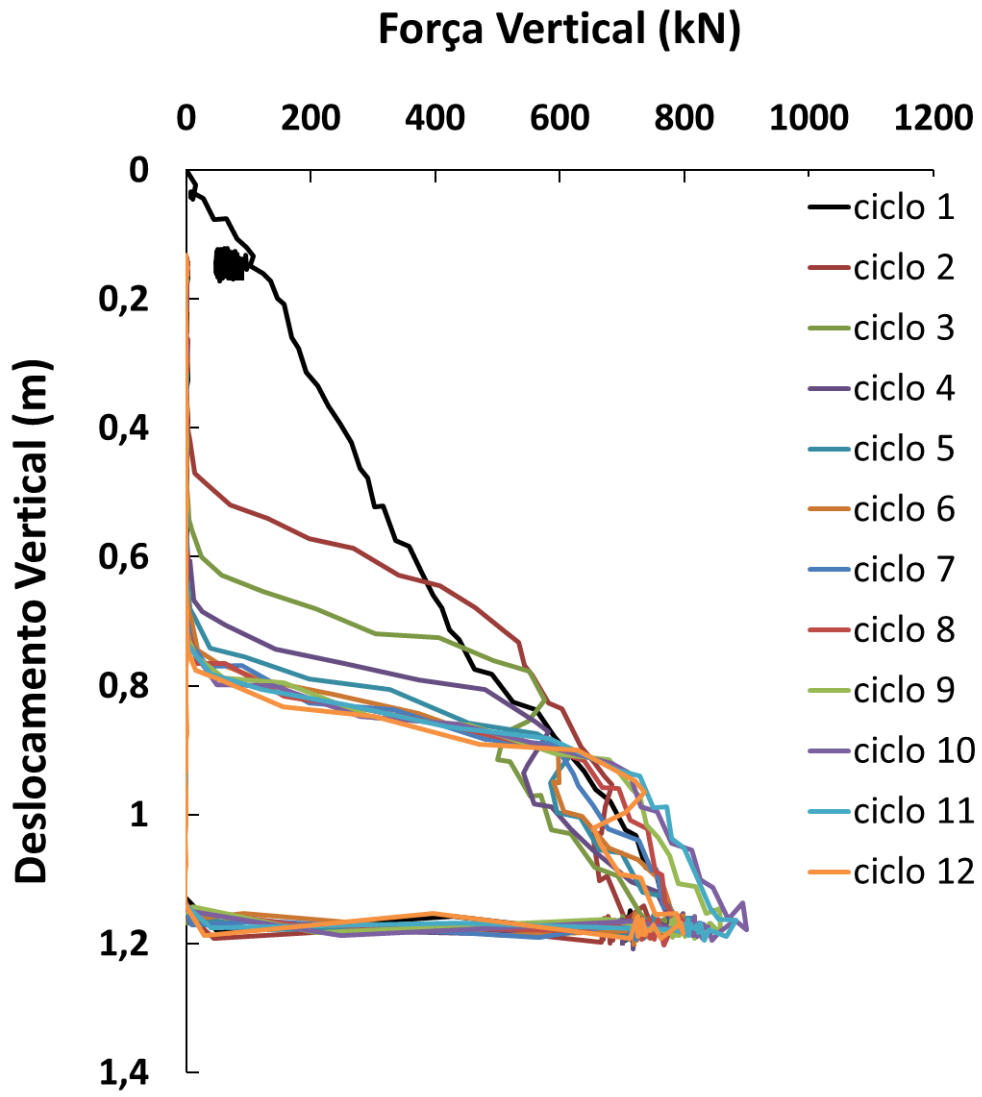


Figura A.9 - Ensaio 9

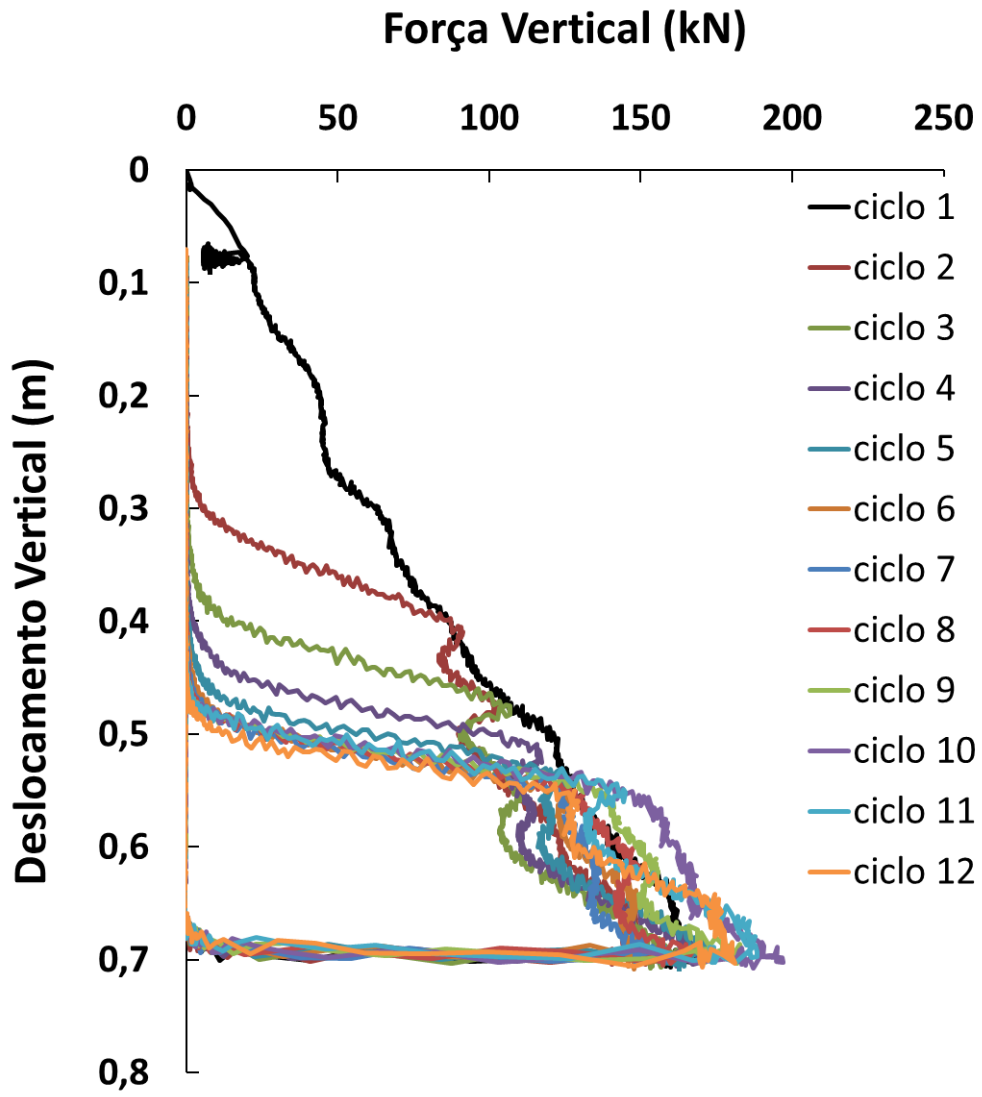


Figura A.10 - Ensaio 10

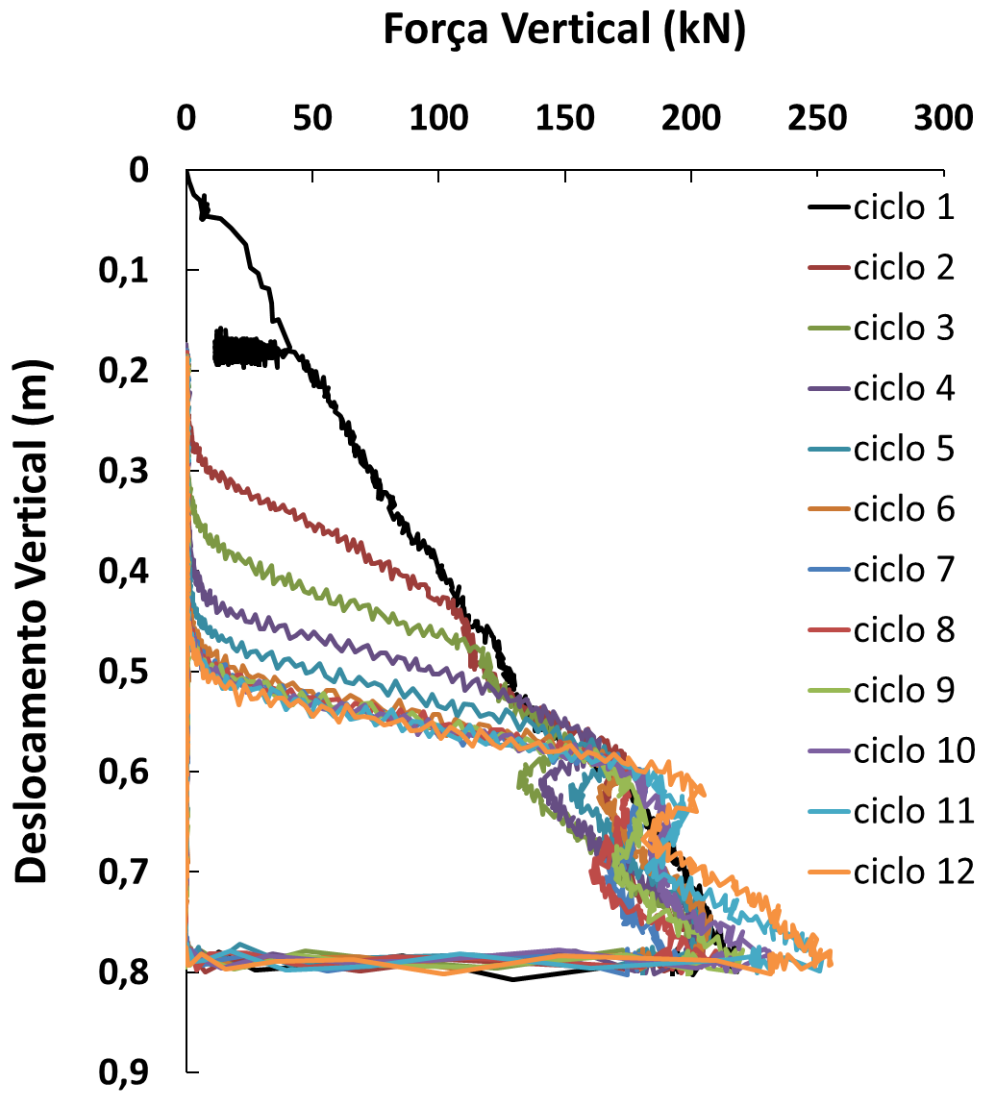


Figura A.11 - Ensaio 11

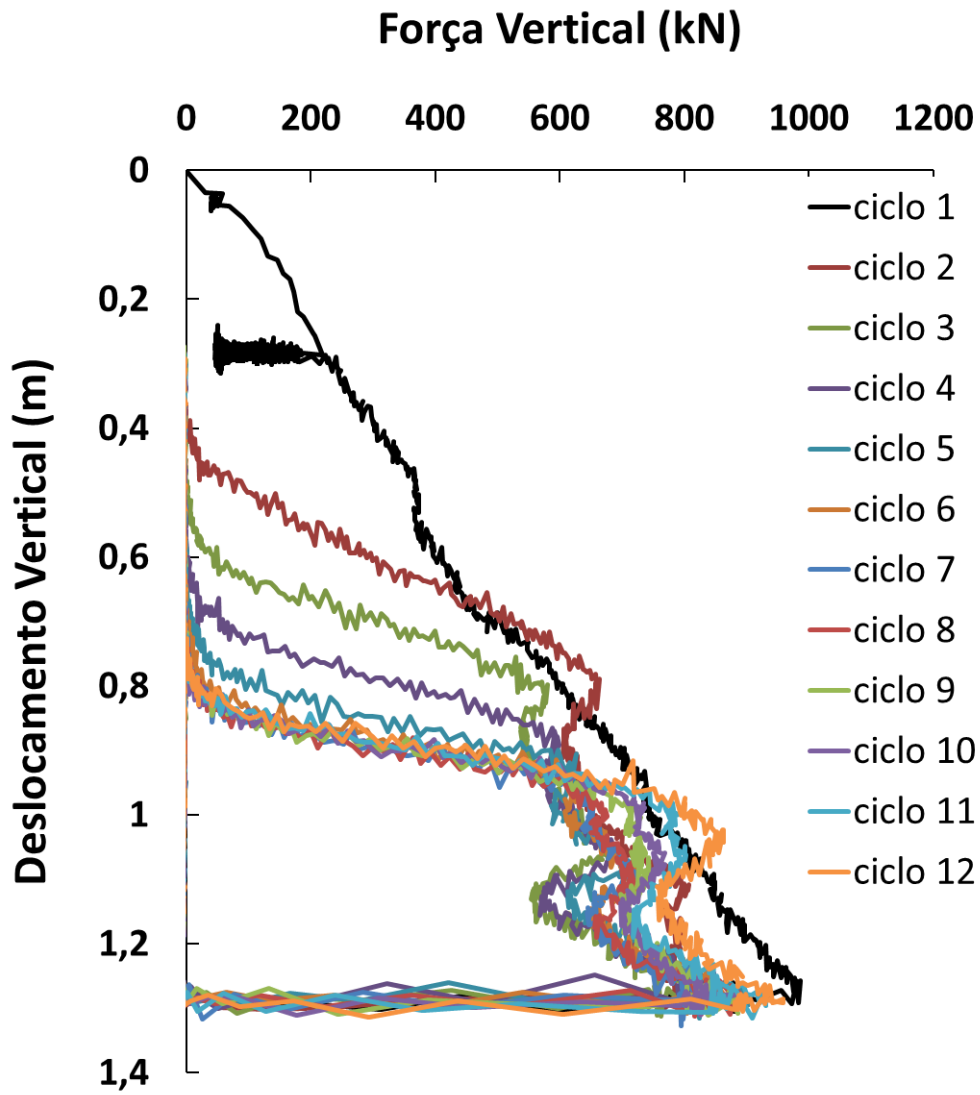


Figura A.12 - Ensaio 12