

**ESTUDO EM MODELOS DO COMPORTAMENTO DE
DUTOS ENTERRADOS ANCORADOS POR
GEOSINTÉTICOS**

DAVID FERNANDO BERNAL ACOSTA

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
FACULDADE DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO EM MODELOS DO COMPORTAMENTO DE
DUTOS ENTERRADOS ANCORADOS POR
GEOSSINTÉTICOS**

DAVID FERNANDO BERNAL ACOSTA

ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA, PhD.

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: G.DM-238/2014**

BRASÍLIA/DF: MARÇO / 2014

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ESTUDO EM MODELOS DO COMPORTAMENTO DE
DUTOS ENTERRADOS ANCORADOS POR
GEOSSINTÉTICOS**

DAVID FERNANDO BERNAL ACOSTA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.

APROVADA POR:

ENNIO MARQUES PALMEIRA, PHD. (UnB)
(Orientador)

GREGÓRIO L.S. ARAÚJO, DSc. (UnB)
(Examinador Interno)

MARCOS MASSAO FUTAI, DSc. (USP)
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 21 do MARÇO de 2014

FICHA CATALOGRAFICA

BERNAL, DAVID FERNANDO ACOSTA.

Estudo em Modelos do Comportamento de Dutos Enterrados Ancorados por Geossintéticos.
[Distrito Federal] 2014

xviii, 87 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotécnica, 2014)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Tubulações Enterradas

2. Geossintéticos

3. Dutos Offshore

4. Ancoragem

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BERNAL, D. F. A (2014). Estudo em Modelos do Comportamento de Dutos Enterrados Ancorados por Geossintéticos. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-238/2014, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 87 p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: David Fernando Bernal Acosta.

TÍTULO: Estudo em Modelos do Comportamento de Dutos Enterrados Ancorados por Geossintéticos.

GRAU: Mestre ANO: 2014

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

David Fernando Bernal Acosta

Universidade de Brasília, Secretaria da Coordenação de Pós-Graduação em Geotecnia

Campus Darcy Ribeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

Prédio SG-12, Universidade de Brasília.

CEP 70910-900 - Brasília, DF – Brasil

daferbernal@gmail.com / dfbernal@hotmail.com

*A mis padres Margoth y Fernando por su apoyo incondicional en cada una de mis decisiones,
gracias por mostrar un camino y darme las herramientas necesarias para continuar;
A mi hermano Luis Felipe, porque su lucha incansable en la conquista de sueños y la
búsqueda de un mundo diferente es inspiradora;
A mi Carito por ser la mujer que revoluciona mi ser, por regalarme cada sonrisa, y por su
amor constante a lo largo de todo este tiempo.*

AGRADECIMENTOS

A presente dissertação é o resultado de um esforço coletivo, sendo fruto do empenho de muitas pessoas envolvidas ao longo destes dois anos de estudos e trabalho. Esta pesquisa nunca teria sido possível sem o apoio de vocês, minha sincera gratidão:

Ao meu orientador, professor Ennio Marques Palmeira, pelo acompanhamento constante ao longo desta pesquisa, pelo tempo dedicado para resolver as incontáveis dúvidas, pelas ideias no desenho do equipamento e em cada componente do mesmo. O senhor é um notável exemplo do que é um excelente engenheiro, professor, cientista e ser humano;

Ao professor Renato Pinto da Cunha pelo empréstimo da areia e pela informação compartilhada dos estudos feitos sob esta;

Aos meus professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB pelos conhecimentos fornecidos para minha formação profissional;

Aos meus pais que sempre estiveram fortalecendo meu espírito para continuar adiante, suas palavras preencheram o meu coração de coragem para assumir novas lutas;

À minha avó Martha por deixar-me no primeiro lugar das suas orações que me fortaleceram quando mais precisei;

Ao meu irmão Luis Felipe, um exemplo de vida, que me ensinou a conseguir as coisas com disciplina e dedicação. Eu tenho orgulho de ser seu irmão;

À Carolina que mais que minha namorada é minha amiga e minha cúmplice na conquista de sonhos, obrigado pelo teu apoio incondicional, pela compreensão ao longo deste tempo, pelas palavras de ânimo e tuas visitas que me deram a força necessária nos momentos certos;

Ao Jaime, que me incentivou para fazer o curso de mestrado na UnB, pela amizade sincera ao longo de muitos anos, pela ajuda desde o começo do curso até agora, obrigado por me ajudar em todo aqui no Brasil;

À Ivone, que se tornou uma amiga muito especial, sempre com tempo para me ajudar na parte experimental, na revisão do documento inicial, na instrumentação e nos ensaios de cisalhamento da areia;

Aos meus grandes amigos Juan Bastidas e Walter Rojas, porque sem dúvida alguma vocês fizeram que este tempo fosse bem melhor, resolvendo sempre os momentos difíceis e compartilhando a alegria nos momentos “justos” para comemorar;

Aos colegas e amigos Julian Buritica, Carolina Ruiz, Eduardo Montoya, Ewerton Fonseca, Ígor Fernandes, Robinson Zuluaga, Marcelo Llano, Maria Paz, Estefania Muñoz, Isabel Arteaga, Damaris Muñoz, Claudia Gomez, Jorge de la Rosa, Lucy Carrasco, Alejandra Zapata, Gabriel Zapata, Rosa Dueñas, Paolin Caceres, Felipe Zuluaga, Carolina Lopez e Jhoana Pabon, pela amizade, churrascos, baladas e de mais momentos inesquecíveis juntos;

Aos técnicos do laboratório Jonas e Thiago pela ajuda na montagem do equipamento que sem a sua colaboração, não teria conseguido arrumar a estrutura e o pórtico. A alegria contagiante de vocês no laboratório nos momentos de “bater papo” foram importantes;

Ao laboratório de mecânica, ao senhor Artur e outros trabalhadores, pela ajuda na fabricação de peças e pelo tempo empregado para realização dos cortes e perfuração dos dutos;

À universidade de Brasília (UnB) e ao programa de Pós-Graduação em Geotecnia pelo acolhimento e de ter virado a minha segunda casa ao longo destes dois anos, nas suas salas como nos seus laboratórios;

Agradeço ao CNPQ pela bolsa ao longo destes dois anos e o apoio financeiro, sem o qual esta pesquisa não seria possível.

A demanda do mercado global de óleo e gás nas áreas *offshore* e *onshore* requerem sistemas de transporte por dutos que possam garantir segurança e confiabilidade, evitando que os diferentes esforços que atuam nas tubulações enterradas gerem fenômenos que produzam danos e/ou rupturas, com elevados custos ambientais e econômicos.

Atualmente, dependendo da distância a ser percorrida desde o ponto de extração até o ponto de armazenamento, a utilização de dutos enterrados é uma das técnicas mais empregadas na indústria petrolífera. A profundidade de enterramento pode ser um fator chave para a segurança do duto.

O presente trabalho tem por objetivo abordar o desempenho de diferentes tipos de reforços e configurações geométricas na ancoragem de dutos enterrados. Isto visou avaliar novas tendências construtivas que favoreçam a segurança na indústria e, eventualmente, diminuir profundidades de enterramento de dutos. Para tanto, foi desenvolvido um equipamento que permitiu a aplicação de um carregamento vertical para provocar o arrancamento de um duto enterrado. Foram realizados ensaios de calibração preliminares, estes ensaios visaram obter uma boa repetitividade sob o controle das condições dos ensaios, tais como a densidade do solo, a profundidade de enterramento do duto e a aplicação de carga na caixa de testes, dentre outras. Quatro tipos de reforço geossintéticos e cinco arranjos possíveis de instalação destes reforços foram avaliados.

Os resultados obtidos mostraram que a presença da camada de geossintético causou um aumento significativo da força necessária para arrancar o duto da profundidade de enterramento em comparação com a situação sem reforço. Em alguns casos o reforço aumentou o carregamento máximo de arrancamento do duto em até 180%. Os resultados mostram o potencial para o uso de geossintéticos na ancoragem de dutos enterrados como uma técnica versátil e de fácil execução.

ABSTRACT

The demand for oil and gas in offshore and onshore regions requires transportation systems that are reliable and safe to avoiding mechanisms than may damage or cause failure of buried pipes, with high costs in economic and environmental terms.

Nowadays, depending on the transportation distance from the exploitation point to the storage area, the use of buried pipelines is one of the most common ways of oil and gas transportation in the oil industry. With this regard, the depth of the pipe may be a key factor to its safety.

This dissertation evaluated the performance of different types of reinforcements and reinforcement arrangements to anchor buried pipes. This aimed at providing new construction techniques to increase pipe safety and, eventually, to reduce burial depth. To accomplish these goals, an apparatus was developed to apply vertical loads on buried pipe aiming at pulling them out of the soil mass. A series of preliminary tests was carried out to assess and define the main parameters to study. Four types of geosynthetic reinforcement and 5 types of reinforcement arrangements were investigated.

The results obtained showed that the presence of the geosynthetic reinforcement increased markedly the maximum load necessary to pull the pipe out of the soil in comparison with the unreinforced situation. In some cases, the presence of the reinforcement increased the pull-out load by up to 180%. The results also show the potentials for the use of geosynthetics as a new anchor type for buried pipes as a versatile and easy construction technique

1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - GENERALIDADES	1
1.2 - MOTIVAÇÃO E JUSTIFICATIVA	1
1.3 - APRESENTAÇÃO DO MÉTODO	2
1.4 - OBJETIVOS	2
1.4.1 - OBJETIVO GERAL	2
1.4.2 - OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.5 - APRESENTAÇÃO DO TRABALHO	3
2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 - INTRODUÇÃO	4
2.2 - INSTALAÇÃO DOS DUTOS	5
2.3 - RIGIDEZ RELATIVA DO SISTEMA	5
2.4 - COMPORTAMENTO DE TUBULAÇÕES ENTERRADAS	7
2.4.3 - FLAMBAGEM	8
2.4.3.1 - FLAMBAGEM VERTICAL	8
2.4.3.2 - FLAMBAGEM LATERAL	9
2.4.4 - FLOTAÇÃO	10
2.5 - ANÁLISES DO LEVANTAMENTO DE DUTOS ENTERRADOS	10
2.5.1 - RESISTÊNCIA AO LEVANTAMENTO DO DUTO	12
2.5.2 - MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE	14
2.6 - ACIDENTES EM TUBULAÇÕES ENTERRADAS	15
2.7 - ANCORAGEM E PROTEÇÃO DE TUBULAÇÕES	17
2.8 - ESTUDOS EM MODELOS EXPERIMENTAIS	21
2.9 - GEOSSINTÉTICOS	24
2.9.1 - REFORÇO DE SOLO COM GEOSSINTÉTICOS	25
2.9.2 - FATORES DE INFLUÊNCIA NA INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO	27
2.9.2.1 - TAMANHO DA PARTICULA DE SOLO	27
2.9.2.2 - TENSÃO DE CONFINAMENTO	27
2.9.2.3 - DENSIDADE DO SOLO	28

2.9.3 - COMPORTAMENTO DO SOLO REFORÇADO	29
3 - MATERIAIS E MÉTODOS.....	34
3.1 - INTRODUÇÃO.....	34
3.2 - MATERIAIS UTILIZADOS.....	34
3.2.1 - AREIA.....	34
3.2.2 - GEOSSINTÉTICOS.....	37
3.2.3 - TUBO.....	41
3.3 - EQUIPAMENTO UTILIZADO	42
3.3.1 - CAIXA DE ENSAIOS	42
3.3.2 - PÓRTICO E CAIXA MÓVEL	43
3.3.3 - SISTEMA DE CARGA	44
3.3.4 - EQUIPAMENTO PARA PREPARAÇÃO DOS ATERROS.....	46
3.3.4.1 - MARCOS DE REFERÊNCIA.....	46
3.4 - INSTRUMENTAÇÃO	46
3.4.1 - SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS	48
3.5 - METODOLOGIA.....	48
3.6 - CONFIGURAÇÕES DOS ENSAIOS	49
3.6.1 - ENSAIOS PRELIMINARES	49
3.6.2 - PREPARAÇÃO DO DUTO.....	53
3.6.3 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS.....	55
3.7 - PROCEDIMENTO DE ENSAIO	55
3.7.1 - IDENTIFICAÇÃO DOS ENSAIOS	57
4 - RESULTADOS DOS ENSAIOS	59
4.1 - INTRODUÇÃO.....	59
4.2 - REPETIBILIDADE DOS RESULTADOS EM ENSAIOS SEM REFORÇO	59
4.3 - ENSAIOS PRELIMINARES E ESTABELECIMENTO DE CONFIGURAÇÕES DE ENSAIO INICIAIS.....	61
4.3.1 - RESULTADOS DOS TESTES VARIANDO-SE A PROFUNDIDADE DE ENTERRAMENTO	61
4.3.2 - RESULTADOS DE TESTES VARIANDO-SE A DENSIDADE DO MACIÇO	62
4.3.3 - DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO DO MATERIAL DE REFORÇO	64

4.4 - ENSAIOS COM REFORÇO COM DIFERENTES CONFIGURAÇÕES GEOMETRICAS.....	66
4.4.1 - CONFIGURAÇÃO 1 – REFORÇO ENVELOPANDO O DUTO.....	67
4.4.2 - CONFIGURAÇÃO 2 – REFORÇO HORIZONTAL ACIMA DO DUTO.....	68
4.4.3 - CONFIGURAÇÃO 3 – REFORÇO HORIZONTAL ABAIXO DO DUTO	69
4.4.4 - CONFIGURAÇÃO 4 – REFORÇO INCLINADO 45°	70
4.4.5 - CONFIGURAÇÃO 5 – REFORÇO INCLINADO A 90°	70
4.5 - ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE CONFIGURAÇÕES DE REFORÇOS	71
4.6 - COMPARAÇÕES ENTRE PREVISÕES E MEDIÇÕES EM ENSAIOS SEM REFORÇO.....	73
4.7 - ANALISE DE DESLOCAMENTOS DO DUTO NO MACIÇO	74
5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	78
5.1 - CONCLUSÕES.....	78
5.2 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	80
A – INFLUÊNCIA DA DENSIDADE DA AREIA NAS CONFIGURAÇÕES.....	85
B – COMPARATIVA DAS CONFIGURAÇÃO SEGUNDO CADA REFORÇO.	86

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Fenômenos deletérios a dutos enterrados.	4
Figura 2.2 a) Fenômeno de Flambagem Vertical, (Haddad, 2011). b) Flambagem vertical de dutos (Souza, 2004).....	8
Figura 2.3 Modos mais comuns de flambagem lateral - vista em planta (Haddad, 2011).....	9
Figura 2.4 Força de Resistencia por Deslocamento Vertical (modificado - Palmer <i>et al.</i> , 1994).....	11
Figura 2.5 Mecanismo de ruptura num maciço granular sem reforço.	13
Figura 2.6 Modelo típico de deslizamento vertical. (modificado - Byrne <i>et al.</i> , 2012).....	14
Figura 2.7 Deformada do solo empurrado pelo duto PE-II após o acidente de janeiro de 2000 na Baía de Guanabara. (Cardoso, 2005).....	16
Figura 2.8 Seção do duto PE-II com fratura causada por flambagem local de parede. (Cardoso, 2005).....	17
Figura 2.9 Ancoragem e proteção de dutos submarinos (modificado - Founge <i>et al.</i> , 1977). 18	
Figura 2.10 Sistemas de controle de flambagem vertical - Depósitos de pedras, (Tideway, 2012).....	19
Figura 2.11 Spool intermediário de expansão (Haddad, 2011).....	19
Figura 2.12 a) Snake-lay, lançamento em zig-zag. Vista de topo; b) Representação de um módulo de bóias; c) Duto apoiado sobre um Sleeper (modificado - Haddad, 2011).	20
Figura 2.13 Dados de Força – Deslocamento em dutos enterrados numa mesma areia com diferentes densidades a) $\Phi=31^\circ$ b) $\Phi=36^\circ$ c) $\Phi=44^\circ$ (modificado - Trautmann <i>et al.</i> , 1985). 21	
Figura 2.14 Resultados de carregamento pico em função do diâmetro dos dutos (modificado Shupp <i>et al.</i> 2006)	22
Figura 2.15 Correlação dos resultados do teste de arrancamento com diferentes mecanismos $D/D_0 = 2$, (modificado Shupp <i>et al.</i> 2006).	23
Figura 2.16 Análise PIV na elevação de um duto enterrado através de areia seca. (Byrne <i>et al.</i> 2008).....	24

Figura 2.17 Tipos de geotêxteis (Palmeira, 2012)	26
Figura 2.18 Tipos de geogrelhas, (modificado - Sieira, 2003).....	27
Figura 2.19 Influência da tensão confinante. (modificado – Lopes, 1998).....	28
Figura 2.20 Influência da densidade do solo (modificado - Lopes e Ladeira, 1996).....	29
Figura 2.21 a) Princípio do solo reforçado (modificado - Palmeira 1999); b) Comportamento tensão (ou carga) – deformação dos materiais (modificado - Palmeira 1999).....	29
Figura 2.22 Processo construtivo Geovala, Viana (1998).....	30
Figura 2.23 Ensaio de expansão de cavidade (modificado - Tupa, 2006)	30
Figura 2.24 Configurações geométricas dos reforços a) Camada, b) U invertido, c) Envelupado (Andrade 2009)	31
Figura 2.25 Ângulos de aplicação de cargas: (a) Direção de penetração do OC na vertical; (b) Direção de penetração do OC com 16°; (c) Direção de penetração do OC com 45° (Andrade 2009).....	31
Figura 2.26 Geogrelha confinando tubo enterrado (Mohri <i>et al.</i> 2003).....	32
Figura 3.1 Curva Granulométrica da Areia.....	35
Figura 3.2 Formato grãos de areia,- Ampliação de 43x e 230x	35
Figura 3.3 Resultados de ensaios de cisalhamento direto na areia.	36
Figura 3.4 Envoltória de ruptura da areia.....	36
Figura 3.5 Geogrelha GG; (a) Fotografia real geogrelha; (b) Ampliação de 23 x de um nó..	37
Figura 3.6 Malha Branca MB; (a) Fotografia real da malha; (b) Ampliação de 27 x no centro.	38
Figura 3.7 Rede de Pescar RP; (a) Fotografia real da rede; (b) Ampliação de 20 x de um nó.	38
Figura 3.8 Resultado ensaio de tração de faixa larga Reforço GG – CD.....	39
Figura 3.9 Resultado ensaio de tração de faixa larga Reforço RP	40
Figura 3.10 Sequencia de um ensaio de tração de faixa larga; RP-C _{P2}	40
Figura 3.11 Resultado ensaio de tração de faixa larga Reforço MB.....	40

Figura 3.12 Sequencia de um ensaio de tração de faixa larga; MB-C _{p1}	41
Figura 3.13 Esquema do tubo de aço carbono.	42
Figura 3.14 Esquema da caixa de ensaios disponível no Laboratório de Geotecnia da UnB.	43
Figura 3.15 Sistema de pórtico com detalhe da caixa de areia	44
Figura 3.16 Estrutura de reação com caixa de ensaios e duto.....	45
Figura 3.17 Estrutura de reação a) Fotografia Real b) Modelo 3D	45
Figura 3.18 Sequencia de distribuição das linhas de referência durante preparação do aterro.	46
Figura 3.19 Célula de carga.	47
Figura 3.20 Medidor de deslocamento.....	47
Figura 3.21 Posição da instrumentação no equipamento.....	47
Figura 3.22 Sistema de aquisição de dados (<i>Spider</i>).....	48
Figura 3.23 Mapa de processos do ensaio.....	49
Figura 3.24 Configurações preliminares - variação de profundidade.....	50
Figura 3.25 Configurações preliminares - variação no comprimento do material de reforço	51
Figura 3.26 Esquema resumo das configurações estudadas.....	53
Figura 3.27 Preparação de um corpo de prova RP na configuração 3 com ajuda da lamina de aço no fundo para assegurar o reforço.	54
Figura 3.28 Tubo de aço carbono - Instalação do duto no fundo da caixa de testes.....	54
Figura 3.29 Detalhe extensão de borracha e tampa de isopor no tubo.....	54
Figura 3.30 Preparações de amostras com diferentes configurações.....	55
Figura 3.31 Posição inicial e final do duto no ensaio	56
Figura 3.32 Velocidade de aplicação de carregamentos - ensaio SR-15/30.	56
Figura 4.1 Comparativa de repetibilidade em 3 ensaios SR.	60
Figura 4.2 Curva média dos ensaios de repetibilidade.....	60
Figura 4.3 Influência da variação da profundidade de enterramento em ensaios sem reforço.	61

Figura 4.4 Correlação entre profundidade de enterramento e carga máxima de arrancamento.	62
Figura 4.5 Variação da força devido à variação na densidade do solo: altura de queda 10 cm ($I_D \approx 30\%$) e de 40 cm ($I_D \approx 45\%$).....	63
Figura 4.6 Resultados de carga máxima de arrancamento em ensaios com reforço GG para densidades de maciço ($I_D \approx 30\%$) e ($I_D \approx 45\%$).	63
Figura 4.8 Avaliação do comprimento na configuração 1.	64
Figura 4.9 Avaliação do comprimento na configuração 2.	65
Figura 4.10 Relação comprimento dos reforços – carga de arrancamento; (a) Configuração 1; (b) Configuração 2.	66
Figura 4.11 Resultados obtidos na configuração 1.	67
Figura 4.12 Resultados obtidos na configuração 2.	69
Figura 4.13 Resultados obtidos na configuração 3.	69
Figura 4.14 Resultados obtidos na configuração 4.	70
Figura 4.15 Resultados obtidos na configuração 5.	71
Figura 4.16 Deslocamento de duto em maciço sem reforço.	74
Figura 4.17 Etapas de deslocamento num ensaio MB1-15/30-3D.....	75
Figura 4.18 Deslocamento do duto e alteração do maciço em ensaios com reforço.	76
Figura A.1 Influência da densidade da areia nas configurações.	866
Figura B.1 Resultados comparativos com reforço GG em todas as configurações.	86
Figura B.2 Resultados comparativos com reforço MB para todas as configurações.....	87
Figura B.3 Resultados comparativos com reforço RP para todas as configurações.	87

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Classificação e comportamento dos dutos enterrados. Gumbel <i>et al.</i> (1982)	6
Tabela 2.2 Considerações estruturais que afetam tubulações na área <i>offshore</i> (modificado - Founge <i>et al.</i> 1977).....	12
Tabela 2.3 Acidentes Recentes em Dutos enterrados no Brasil (modificado - Terzian, 2005).	16
Tabela 2.4 Funções de alguns geossintéticos em projetos de engenharia	25
Tabela 2.5 Forças de resistência e fluabilidade (modificado - Mohri <i>et al.</i> , 2003).....	32
Tabela 3.1 Granulometria da Areia	34
Tabela 3.2 Parâmetros e condições da areia no ensaio.....	35
Tabela 3.3 Resultados ensaio de cisalhamento	36
Tabela 3.4 Resultados do ensaio de tração para os matérias de reforço	39
Tabela 3.5 Configurações geométricas de instalação do reforço	52
Tabela 3.6 Identificação dos ensaios realizados.....	58
Tabela 4.1 Resultados dos ensaios com variação da profundidade de enterramento.....	62
Tabela 4.2 Resultados de carregamentos máximos para cada configuração.....	71
Tabela 4.3 Resultados de cargas de arrancamento ao final do ensaio para cada configuração.	72
Tabela 4.4 Parâmetros utilizados no calculo analítico.	73
Tabela 4.5 Resultados analíticos de cargas picos para dutos enterrados em aterros sem reforço	73

LISTA DE SIMBOLOS E ABREVIACOES

$\xi_{\text{máx}}$	Alongamento na ruptura;
H_q	Altura de queda de areia. (Chuva de areia);
Φ	Ângulo de atrito
F_{ult}	Carregamento pico teórico
C_c	Coefficiente de curvatura
K	Coefficiente de empuxo lateral;
ν_s	Coefficiente de Poisson;
C_u	Coefficiente de Uniformidade
C_p	Corpo de prova
G_s	Densidade real dos grãos;
Y_{max}	Deslocamento critico do duto;
D	Diâmetro do duto;
D_e	Diâmetro externo do duto;
MD	Ensaio na direção de fabricação.
CD	Ensaio na direção transversal ao sentido de fabricação;
t	Espessura do duto;
N_p	Fator adimensional relacionado ao carregamento
GG	Geogrelha
e	Índice de vazios atual;
e_{max}	Índice de vazios máximo no estado mais fofo;
e_{min}	Índice de vazios mínimo possível, no estado mais compacto;
MB	Malha Branca
ES	Módulo de deformabilidade do solo;
EP	Módulo de elasticidade do material constituinte do duto;
I	Momento de inércia da parede do duto;
γ_w	Peso específico da água;
γ_d	Peso específico dos grãos;
H	Profundidade do enterramento até o eixo do duto;
RP	Rede de pescar
$\sigma_{\text{máx}}$	Resistência à tração máxima;
RC	Rigidez da seção transversal da estrutura;
RS	Rigidez do solo circundante;
RR	Rigidez Relativa;
J	Rigidez secante a 5% de deformação

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - GENERALIDADES

O Brasil, além de ser uma potencia econômica mundial pelos níveis de produtividade que apresenta anualmente, conta com grandes reservas de petróleo que vêm sendo exploradas em todo o país. A indústria brasileira está em busca de métodos e ferramentas para melhorar o transporte e armazenamento de óleo que forneçam segurança e economia, tanto na área *offshore* (atividades no mar) como *onshore* (atividades em terra firme).

Nas últimas décadas, a indústria *offshore* brasileira apresentou um crescimento surpreendente em matéria de produção de petróleo. O atual patamar da produção torna o país próximo da autossuficiência. Este fato é decorrente da existência de 208 reservas de petróleo na costa brasileira, localizadas principalmente em profundidades sob mais de 1000 metros de lâmina de água (Silva *et al.* 2011).

Uma das principais alternativas para o transporte de petróleo e gás obtido *offshore* é o emprego de dutos enterrados no fundo do mar, técnica que muitas vezes resulta em alto custo pela profundidade que se precisa atingir para a estabilidade do duto. Isso é devido a que os dutos encontram-se submetidos a diferentes esforços de compressão axial ou lateral, que podem provocar flambagem ou deformação lateral do duto.

Como parte da solução para o controle de deformação ou flotação de dutos enterrados, apresenta-se nesta pesquisa uma proposta para o aumento na ancoragem por meio do uso de geossintéticos. Estes são utilizados para evitar os deslocamentos e as deformações excessivas nas tubulações que possam levar a uma possível ruptura e vazamento.

1.2 - MOTIVAÇÃO E JUSTIFICATIVA

As atividades de exploração e produção de petróleo e gás natural, em áreas *offshore*, podem causar grande variedade de impactos ao meio ambiente. Entende-se impacto ambiental como qualquer modificação do meio ambiente, adversa ou benéfica, que resulte das atividades de qualquer organização (Calixto, 2011).

Os acidentes ambientais com dutos de petróleo e derivados podem ser definidos como eventos inesperados que afetam direta ou indiretamente a segurança, a empresa e a saúde da população envolvida, causando impactos ao meio-ambiente e gerando altos custos de recuperação. (Asel-tech, 2011).

A motivação desta pesquisa fundamenta-se na necessidade de fornecer aos dutos de transporte de hidrocarbonetos um melhor comportamento e resistência às forças externas que provoquem a movimentação e danos, reduzindo a possibilidade de vazamentos e de custos operacionais.

1.3 - APRESENTAÇÃO DO MÉTODO

Foi desenvolvido um ensaio em escala reduzida que permitiu reproduzir, no processo experimental, a elevação de um duto enterrado sem reforço e com reforço geossintético.

Para a realização dos ensaios foi utilizado um tubo de aço suspenso por barras que transmitem o carregamento de arrancamento do duto para fora do maciço onde se encontra enterrado. O maciço cumpre com condições de uniformidade que permitem a repetibilidade dos ensaios para as diferentes condições e configurações dos geossintéticos.

O ensaio avaliou carregamentos verticais e deslocamentos num modelo 2D, já que o solo circundante ao tubo gera uma restrição lateral que impede a sua movimentação lateral.

1.4 - OBJETIVOS

1.4.1 - OBJETIVO GERAL

Avaliar a eficiência e contribuição da presença de reforços geossintéticos para reduzir deslocamentos e deformações em tubulações enterradas.

1.4.2 - OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✓ Avaliar a influência do tipo de geossintético na redução de deslocamento vertical sob ação mecânica num ensaio reduzido;
- ✓ Medir a influência da posição do reforço geossintético;
- ✓ Avaliar a influência das propriedades mecânicas do reforço geossintético;
- ✓ Avaliar a forma de instalação do reforço.

1.5 - APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho conta com cinco capítulos. O Capítulo 1 faz uma apresentação geral da pesquisa, a sua motivação e objetivos a serem atingidos.

No Capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica, a qual inclui: (i) revisão de termos e definições gerais, (ii) apresentação dos fenômenos que provocam elevação nos dutos, (iii) instalação e técnicas de ancoragem atuais, (iv) apresentação de trabalhos realizados para entender o comportamento de dutos enterrados, (v) geossintéticos e comportamento de solos reforçados.

No Capítulo 3 apresentam-se os materiais empregados e a metodologia utilizada na realização dos ensaios que permitiram a avaliação da aplicação de geossintéticos como material de ancoragem em tubulações enterradas.

No Capítulo 4 apresentam-se os resultados obtidos nas diferentes configurações de ensaios e com cada um dos geossintéticos utilizados na pesquisa, analisando cada um deles para avaliar a influência da inclusão como material de reforço nos deslocamentos das tubulações. Além disso, mostram-se os dados obtidos da instrumentação para compreender os esforços e as tensões no maciço e comparações com resultados de outros trabalhos desenvolvidos que avaliaram fenômenos que podem produzir a elevação de tubos enterrados, como flambagem e flotação.

No Capítulo 5 apresentam-se as conclusões principais do presente trabalho e algumas sugestões para pesquisas futuras são apresentadas neste capítulo.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - INTRODUÇÃO

Os tubos são condutos de seção circular fechados, apresentando-se como cilindros ocos. O conjunto de tubos e seus diferentes acessórios são definidos como “tubulação” (Telles, 1997).

Segundo Moraes (2013), entre os inúmeros desafios técnicos de maior complexidade a serem superados com inovações no transporte de fluidos em decorrência das distâncias e profundidades no mar, tem-se:

- Desenvolvimento de métodos de controle remoto e de intervenções à distância;
- Desenvolvimento de linhas de fluxo e equipamentos para águas profundas;
- Inovações destinadas a superar dificuldades técnicas e logísticas decorrentes das longas distâncias entre os campos de petróleo e plataformas.

Os dutos, como linhas de transporte, representam um dos desafios tecnológicos que a indústria *offshore* deverá desenvolver corretamente para conseguir avançar na exploração petrolífera, garantindo segurança nos projetos. Na Figura 2.1 estão descritos os problemas que podem afetar os dutos enterrados. Alguns destes fenômenos serão comentados com mais detalhes em capítulos posteriores dessa dissertação.

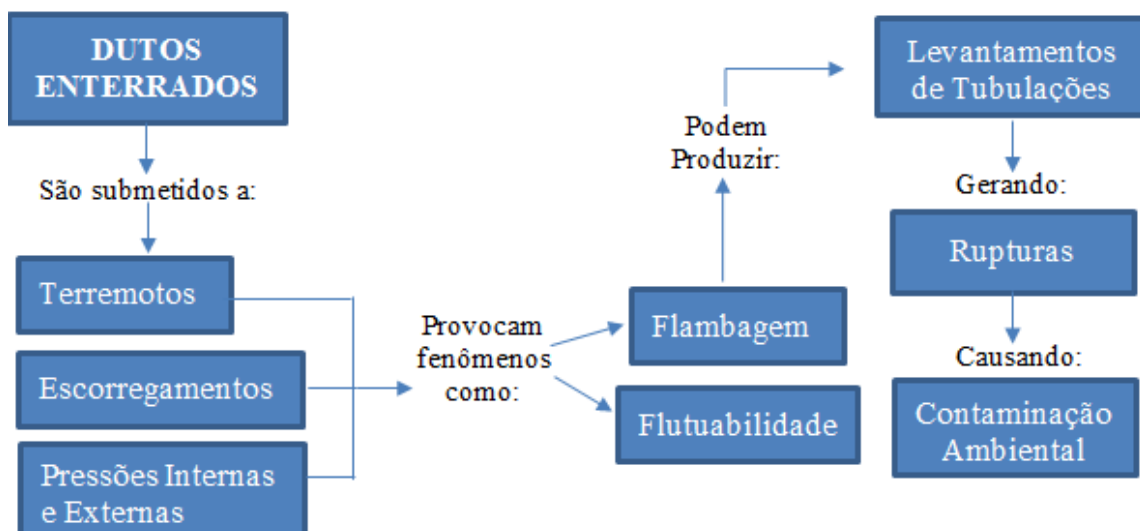


Figura 2.1 Fenômenos deletérios a dutos enterrados.

2.2 - INSTALAÇÃO DOS DUTOS

Para a instalação e enterramento da tubulação no fundo do mar é muito comum empregar técnicas de arado, jateamento, furo direcional e dragagem.

No caso das duas primeiras técnicas, uma vala é aberta ao longo da rota do duto, ficando a cargo da natureza, na maioria das vezes, o recobrimento do duto e o seu enterramento propriamente dito. O *arado* consiste na raspagem do solo até a profundidade desejada e posterior instalação e assentamento do duto na vala construída. O *jateamento* determina, já com o duto posicionado sobre o leito marinho, a desagregação ou fragmentação das partículas de solo através do jato da água e remoção destes sedimentos com o auxílio de um equipamento muito utilizado, chamado “*air lift*”. Assim, este cria um canal ao longo da rota do duto, promovendo o seu enterramento. A técnica *furo direcional* prevê a construção de um furo através da perfuração do solo com brocas de diâmetros crescentes em uma direção prevista para a acomodação do duto a ser instalado. Neste caso, as profundidades atingidas são bem maiores em comparação com as duas primeiras técnicas, mas os comprimentos são limitados pelo processo de perfuração (Massa, 2003).

Na *dragagem* se realiza a vala ou trincheira para posicionar o tubo. A largura do fundo na trincheira varia entre 4,6 a 9,1 m; isto para compensar a falta de controle no posicionamento da cabeça de dragagem e durante a colocação da tubulação. As inclinações laterais da trincheira e a taxa na qual a trincheira pode-se sedimentar, dependem da natureza do subsolo, corrente do mar, areia ou lodo de transporte na área. Para os comprimentos muito longos de dutos *offshore*, é permitido aterros por acumulação natural que envolve depósitos de sedimentos, colapso interno das paredes da trincheira (para solos argilosos) e transporte de material por ondas e correntes. Nas águas mais profundas até as trincheiras nas zonas de argilas rígidas tendem a ter lados íngremes e enchimento rápido, (Reddy e Arockiasamy, 1991).

2.3 - RIGIDEZ RELATIVA DO SISTEMA

Os dutos enterrados têm sido classificados quanto ao comportamento estrutural, como rígidos ou flexíveis. Segundo Gumbel *et al.* (1982), o conceito de rigidez está relacionado com o tipo de duto, o tipo de solo de enchimento sobre o duto e a condição do berço. As estruturas enterradas podem ser consideradas como sistemas rígidos, flexíveis e de rigidez intermediária. O sistema rígido é aquele que o duto é mais rígido do que o solo. Neste sistema

o duto suporta praticamente toda a carga aplicada na superfície e a carga do solo, tendo o comportamento de uma viga. No sistema flexível o solo é mais rígido que o duto, sendo a maior parte do carregamento suportado pelo solo.

Os dutos são agrupados em classes de acordo com um parâmetro denominado *rigidez relativa* (RR). Este parâmetro é a relação entre a rigidez da seção transversal da estrutura (R_C) e a rigidez do solo circundante (R_S). A Tabela 2.1 expõe uma classificação de dutos enterrados segundo a rigidez relativa. Esta classificação baseia-se no calculo dos seguintes parâmetros:

$$RR = \frac{R_S}{R_C} \quad (2.1)$$

$$R_C = \frac{E_P \cdot I}{D^3} \quad (2.2)$$

$$R_S = \frac{E_S}{(1 - \nu_S)} \quad (2.3)$$

Em que: D = Diâmetro do duto; E_P = Módulo de elasticidade do material constituinte do duto; I = Momento de inércia da parede do duto $I = t^3/12$ em que t é a espessura do duto; E_S = Módulo de deformabilidade do solo circundante; ν_S = Coeficiente de Poisson do solo circundante.

Tabela 2.1 Classificação e comportamento dos dutos enterrados. Gumbel *et al.* (1982)

Rigidez Relativa (RR)	Proporção da carga suportada pelo duto, em flexão	Comportamento do sistema
RR < 10	Mais de 90%	Rígido
10 < RR < 1000	De 10% a 90%	Intermédio
RR > 1000	Menos de 10%	Flexível

Segundo Bueno e Costa (2012), os dutos flexíveis possuem rigidez à flexão muito baixa, ou seja, a rigidez do solo circundante é muito maior que a rigidez do duto. Essas estruturas necessitam, pois, interagir fortemente com o solo para adquirir condições para suportar os esforços. Por sua vez, os dutos rígidos dependem comparativamente menos do comportamento do solo de envoltória, uma vez que possuem rigidez elevada.

A relação diâmetro / espessura (D/t) pode dar uma ideia do valor da rigidez. Valores altos nessa relação vão referir sistemas com comportamentos mais flexíveis, no caso de dutos enterrados no fundo do mar. Na indústria do petróleo, é comum a utilização de matérias de aço ou ligas de aço carbono. Com isto se poderia pensar em sistemas rígidos, mas, os valores altos na relação (D/t) permitem ter sistemas de comportamento flexível.

2.4 - COMPORTAMENTO DE TUBULAÇÕES ENTERRADAS

Quando um elemento qualquer é inserido numa massa de solo, ocorre uma redistribuição de tensões neste meio, causando um alívio nos pontos mais deformáveis e concentração de tensões nas regiões mais rígidas. Segundo Bueno (2005), o arqueamento pode ser explicado como um fenômeno resultante da redistribuição de tensões do solo provocada pela interação entre uma estrutura enterrada e o solo que o envolve.

De acordo com a profundidade de enterramento, um duto pode-se considerar como enterrado superficialmente ou profundo, disto vai depender o tipo de comportamento e ruptura que pode sofrer. O termo enterramento superficial, é relativo, sendo dependente das dimensões do elemento inserido assim como do material constituinte do substrato. As elevações vão ser o resultado de rupturas superficiais em zonas submetidas a esforços passivos, no caso de zonas submetidas a empuxos ativos vão se obter afundamentos, mas ambas linhas de ruptura atingem a superfície.

Segundo Shupp *et al.* (2006), para as tubulações enterradas um problema bem estabelecido é a flambagem, que pode ser lateral ou vertical. Isto ocorre porque o líquido é normalmente bombeado através dos tubos a temperaturas elevadas, gerando uma expansão térmica no duto, que leva a um aumento na tensão axial no interior da estrutura, possivelmente resultando numa falha de flambagem. Um fenômeno secundário que também apresenta-se nas tubulações enterradas, em particular nas areias soltas e sedimentos, envolve a flutuação de condutas através do material de enchimento, normalmente logo após o enterro.

Estes fenômenos podem gerar elevação dos dutos inseridos num maciço e fornecem ideia da importância da ancoragem das tubulações enterradas. Embora na presente pesquisa não foram representados estes esforços, nem foi feita a avaliação real dos mesmos nos diferentes testes, vão ser esclarecidos a continuação.

2.4.3 - FLAMBAGEM

A Flambagem é uma encurvadura resultante de uma redistribuição de tensões quando uma peça, de seção transversal muito menor que seu comprimento, é submetida a um esforço axial. A flambagem em dutos enterrados pode ser vertical ou lateral e a condição que vai determinar o tipo de flambagem é a profundidade de enterramento do duto. Em dutos parcial ou totalmente desenterrados vai se produzir flambagem de tipo lateral, resultado da exposição do comprimento da tubulação a ação das ondas do mar e às irregularidades na superfície. Para dutos enterrados totalmente só é possível uma flambagem de tipo vertical, pela restrição que o solo vai efetuar sobre a estrutura. Este tipo de flambagem é produzida por uma força axial que vai ser o resultado da expansão do duto e as irregularidades do perfil topográfico como são, as ondulações do fundo do mar, as formações rochosas no leito, e as mudanças na densidade do solo.

2.4.3.1 - FLAMBAGEM VERTICAL

Segundo Palmer e King, (2004), as tubulações enterradas carregam uma força de compressão longitudinal induzido pelo funcionamento, temperatura e pressão. A flambagem é causada pela interação entre o esforço de compressão longitudinal, e a curvatura local do eixo da tubulação. A tubulação enterrada não pode mover-se facilmente para baixo ou para os lados, mas é muito menos resistente ao movimento ascendente. A flambagem vai ser para cima, quase invariavelmente, onde o perfil é mais convexo. A Figura 2.2 apresenta graficamente o fenômeno.

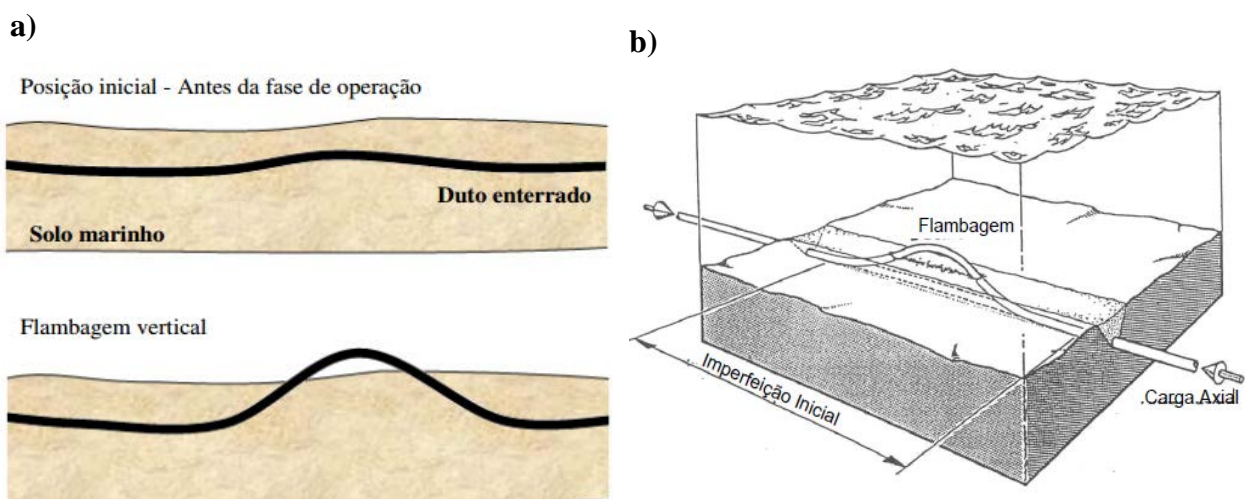


Figura 2.2 a) Fenômeno de Flambagem Vertical, (Haddad, 2011). b) Flambagem vertical de dutos (Souza, 2004).

2.4.3.2 - FLAMBAGEM LATERAL

Se um oleoduto não está enterrado, é geralmente mais fácil para ele se mover lateralmente. A resistência ao movimento lateral é o peso submerso multiplicado por um coeficiente de atrito lateral, geralmente inferior a um. A movimentação lateral muitas vezes é inofensiva, porque ela acontece sobre uma distância substancial e os esforços de flexão são geralmente pequenos (Haddad, 2011).

Para Palmer e King (2004) a flambagem lateral pode ter um efeito benéfico, porque pode gerar alívio de forças de compressão longitudinal que poderiam causar flambagem vertical. No ponto onde se apresente uma maior concentração de esforços vai acontecer um arqueamento localizado que pode levar para uma ruptura nas paredes do duto.

Segundo Haddad (2011), a flambagem lateral depende principalmente das propriedades do duto, fatores de atrito axial e lateral e imperfeição inicial. Um dos fatores que gera esta imperfeição é o desvio de rota durante o lançamento.

Quando submetido à flambagem lateral, o estado de equilíbrio adotado pelo duto pode variar de acordo com o modo de flambagem. Os modos mais comuns de flambagem lateral são os apresentados na Figura 2.3. Embora estes sejam os modos mais comuns, outros podem também ocorrer. O que determina a formação de um modo são principalmente a forma da imperfeição inicial e a magnitude da resistência lateral do solo (Haddad, 2011).

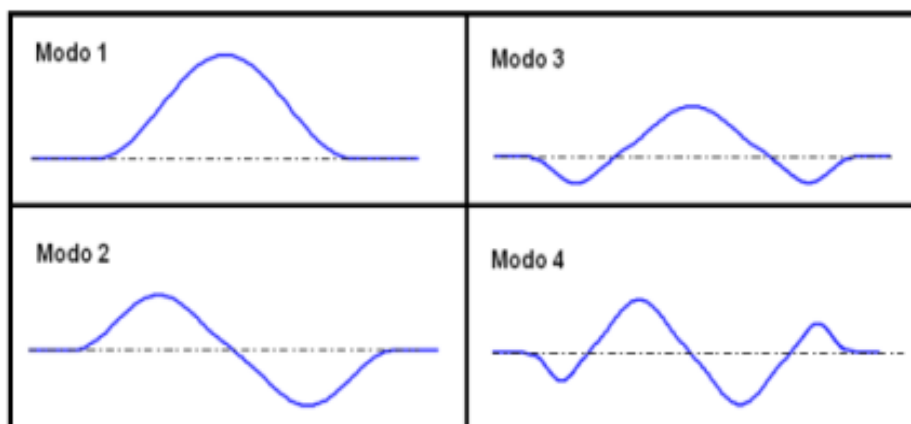


Figura 2.3 Modos mais comuns de flambagem lateral - vista em planta (Haddad, 2011).

2.4.4 - FLOTAÇÃO

De forma geral, mesmo os dutos enterrados *onshore* podem ter que atravessar ambientes aquáticos como rios, canais, lagos e baías, ao longo da sua rota. Às vezes, a rota passa por ambientes semiaquáticos, tais como pântanos ou brejos.

Em todos estes ambientes, se o duto não é enterrado convenientemente, ele pode mover-se a partir da sua posição projetada e se deslocar para a superfície. Este fenômeno, idêntico ao que ocorre em ambientes de alto mar, pode afetar qualquer duto atravessando um ambiente saturado. Além disso, é mais comum em tubulações de maior diâmetro e em dutos que transportam gás. O risco de ruptura apresenta-se quando o gasoduto desloca-se da sua posição inicial, seja por condições de flutuabilidade ou flambagem.

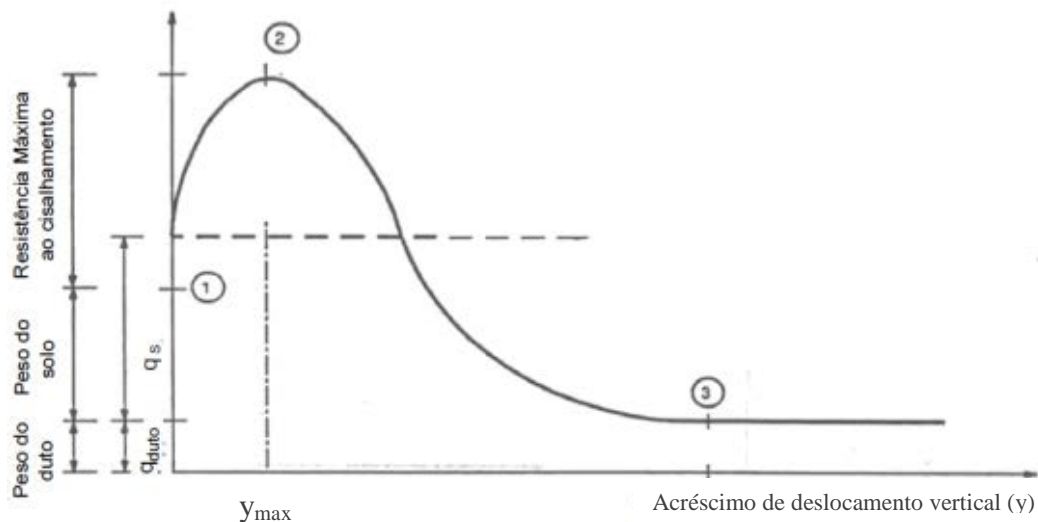
Para Bonjean *et al.* (2008) a flutuabilidade de um duto depende do peso do duto, do peso do volume de água deslocada pelo tubo, do peso da carga de líquido transportado pelo tubo e do peso do solo. Como uma prática conservadora, para avaliar a possibilidade de flutuabilidade deve-se considerar o duto vazio, por duas razões: o peso do líquido irá ser considerado como um fator de segurança adicional e porque há a possibilidade de o oleoduto não estar em uso durante um certo período de tempo longo da sua vida útil.

Segundo Bonjean *et al.* (2008), no caso de tubulações enterradas em áreas *offshore*, a flutuabilidade pode ocorrer por duas condições principais: o aumento de poro-pressão no fundo do mar aumenta consideravelmente a força exercida sobre o duto para cima, e o aumento da poro-pressão no solo reduz a resistência ao cisalhamento do solo. O excesso de poro pressão pode-se zerar a tensão efetiva inicial, o que implica em liquefação do solo.

2.5 - ANÁLISES DO LEVANTAMENTO DE DUTOS ENTERRADOS

Segundo Trautmann *et al.* (1985), o fenômeno de levantamento de dutos é um problema que pode acontecer devido a terremotos, temperatura interna, mudanças na densidade do solo, e/ou pequenas profundidades de enterramento.

No estudo analítico do problema leva-se em conta o *estado limite de cargas* e estima-se a resistência à elevação do duto. Neste modelo assume-se uma carga devida inteiramente ao peso do solo sobre duto. A relação da força de resistência do cobrimento de solo com o deslocamento vertical do duto (Fig. 2.4) contém 3 pontos notáveis.



Peso do solo = Peso do solo baseado no prisma vertical da coluna acima do duto;
q_s = Peso do solo baseado no prisma em forma de cunha da coluna acima do duto

Figura 2.4 Força de Resistência por Deslocamento Vertical (modificado - Palmer *et al.*, 1994).

Segundo Palmer *et al.* (1994), o ponto 1 representa a resistência limite ao levantamento do duto associada ao seu peso submerso e ao peso da massa de solo acima dele. Do ponto 1 para o ponto 2, o levantamento vertical do duto é impedido pelo acréscimo de resistência (devido ao depósito de pedras ou enterramento adicional, se existentes). Este acréscimo de resistência atinge seu pico no ponto 2 e, então, começa a cair rapidamente até o ponto 3.

O deslocamento crítico (Y_{max}) pode ser utilizado no projeto de tubulações enterradas, tendo em conta que o deslocamento incremental não deve exceder a este valor. O valor do deslocamento vertical crítico (Y_{max}) correspondente à posição deslocada onde se supera o carregamento pico ao levantamento, esta segundo Palmer *et al.* (1994) pode ser expressa assim:

$$Y_{max} = \left[0.02 + \frac{0.008H}{D} \right] D_e \leq 0.1D_e \quad (2.4)$$

Onde, Y_{max} = Deslocamento crítico, D = Diâmetro Duto, D_e = Diâmetro Externo, H = profundidade do enterramento até o eixo do duto.

O enterramento da tubulação é um dos principais itens no custo do projeto de transporte de óleo ou gás. O custo é diretamente proporcional à profundidade de enterramento. Por esta razão, é muito importante a diminuição da altura de cobertura, levando sempre em conta que o fator segurança deve-se encontrar acima da economia de recursos no projeto.

Os dutos enterrados podem estar sujeitos a diferentes condições de carregamento e estados de tensões. A Tabela 2.2 apresenta um resumo das principais forças e cargas em dutos submarinos.

Tabela 2.2 Considerações estruturais que afetam tubulações na área *offshore* (modificado - Founge *et al.* 1977).

Influências gravitacionais	Influências Ambientais	Influências de Construção	Influências de Operação
<ol style="list-style-type: none"> 1) Peso do tubo de aço. 2) Peso de revestimento de proteção contra corrosão. 3) Peso de revestimento de concreto. 4) Peso de fluido no tubo. 	<ol style="list-style-type: none"> 1) Correntes. 2) Ondas. 3) Efeitos sísmicos. 4) Condições do fundo do oceano. 5) Cargas tempestade induzidas. 	<ol style="list-style-type: none"> 1) Material da tubulação 2) Peso da tubulação. 3) Influências de barcas 4) Resposta ao ambiente oceânico. 5) Interação com solo. 	<ol style="list-style-type: none"> 1) Pressão interna do fluido no tubo. 2) Cargas de pico. 3) Pressão hidrostática. 4) Cargas externas. 5) Condições de suporte

2.5.1 - RESISTÊNCIA AO LEVANTAMENTO DO DUTO

Segundo Trautmann *et al.* (1985), o mecanismo de ruptura de um maciço não reforçado pode ser aproximadamente considerado como ocorrendo ao longo de duas superfícies de ruptura paralelas e tangentes à tubulação (Fig. 2.6). A capacidade última de carregamento numa seção de duto enterrado num maciço vem sendo estudado por muitos autores (Meyerhof e Adams 1968, Trautmann *et al.* 1985, Friedmann 1986, Schaminée *et al.* 1990 e Byrne *et al.* 2012), com mecanismos de ruptura simplificados similares ao apresentado na Figura 2.5.

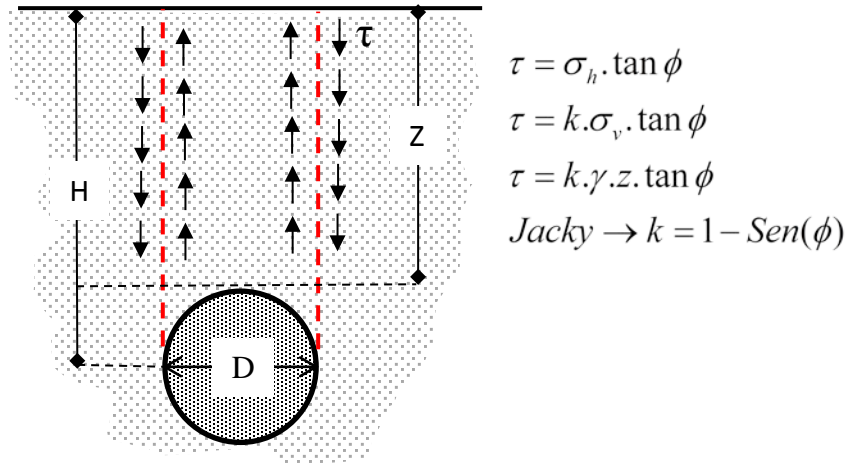


Figura 2.5 Mecanismo de ruptura num maciço granular sem reforço.

Trautmann *et al.* (1985) empregou o anterior modelo de ruptura vertical como uma alternativa mais fácil de avaliar a resistência oferecida pelo solo ao levantamento do duto. A partir de ensaios de levantamento de dutos enterrados em areias secas fofas, medianamente compactas e compactas, fizeram uma formulação para a resistência máxima ao levantamento (F_{ult}) expressa mediante a Equação (2.5) assim:

$$F_{ult} = \left[1 - \frac{\pi D}{8H} + \frac{H}{D} K \tan \phi' \right] \gamma' HDL \quad (2.5)$$

Onde: **D** = Diâmetro do duto (m), **H** = Profundidade de enterramento (m), **L** = Comprimento do duto (m), γ = Peso específico submerso do solo (kN/m^3), **K** = Coeficiente de empuxo lateral (*Jacky*: $k = 1 - \text{sen} \phi'$) e ϕ = Ângulo de atrito do solo.

Outros autores como Meyerhof e Adams (1968), obtiveram analiticamente a capacidade final de levantamento de um duto mediante a Equação (2.6).

$$F_{ult} = \gamma ZDL \left(1 + \frac{H}{D} \cdot K \cdot \tan(\phi) \right) \quad (2.6)$$

Uma solução semelhante à utilizadas em problemas de "trapdoor" foi proposta por Ladanyi e Hoyaux (1969) resultando na Equação (2.7).

$$F_{ult} = \gamma HDL \left(1 + \frac{H}{2D} \cdot \text{Sen}(2\phi) \right) \quad (2.7)$$

Das e Seeley (1975) propõem uma expressão alternativa para estimar a capacidade de elevação de placas de ancoragem horizontais introduzidas em solos granulares. A carga limite de elevação pode ser obtida com a Equação (2.8).

$$F_{ult} = \gamma HDL \left(\frac{H}{D} K \tan(\phi) \left[\left(2m \frac{H}{D} + 1 \right) \frac{D}{L} + 1 \right] + 1 \right) \quad (2.8)$$

Onde o fator m é definido no trabalho de Meyerhof e Adams (1968).

2.5.2 - MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE

A teoria do equilíbrio limite está baseada num modelo simples de equilíbrio de forças. Neste modelo leva-se em consideração o confinamento do duto, avaliando-se o problema em duas dimensões, como é mostrado na Figura 2.6. Esta hipótese foi proposta por Trautmann *et al.* (1985) e utilizada em trabalhos como os apresentados por Friedmann (1986), Schaminée *et al.* (1990) e Byrne *et al.* (2012).

Para Byrne *et al.* (2012), no equilíbrio limite, o peso do solo sobre o tubo é somado ao atrito desenvolvido ao longo de planos de deslizamento verticais, como mostrado na Figura 2.6. Para areias fôfas, onde o ângulo de dilatância é próximo de zero, o pressuposto plano vertical de deslizamento é adequado. Deve-se ter em conta o tipo de solo utilizado e no caso de solos não coesivos obtém-se:

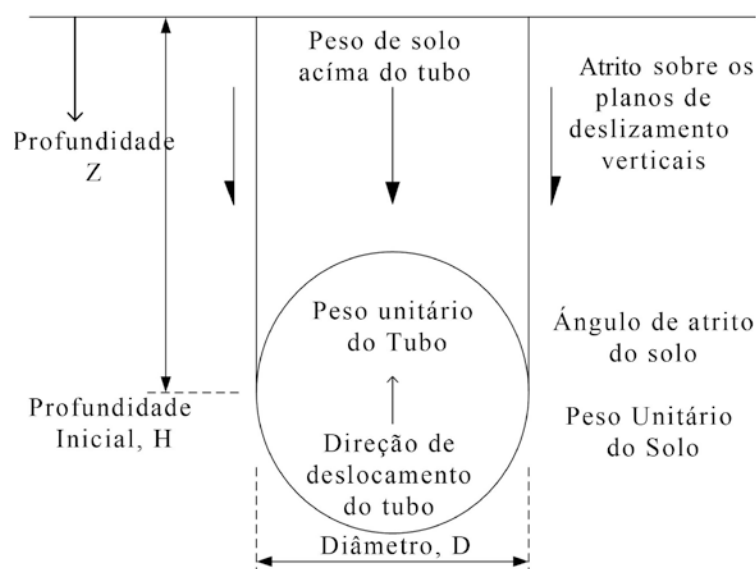


Figura 2.6 Modelo típico de deslizamento vertical. (modificado - Byrne *et al.*, 2012).

Para a condição de $H/D > 0,5$

$$F_{ult} = \gamma' HDL - \gamma' \frac{\pi D^2}{8} L + \gamma' H^2 LK \tan \phi' \quad (2.9)$$

Onde: \mathbf{D} = Diâmetro (m), \mathbf{H} = Profundidade até o centro do duto (m), \mathbf{L} = Comprimento do duto (m), $\boldsymbol{\gamma}'$ = Peso específico do solo (kN/m^3), \mathbf{K} = Coeficiente de empuxo lateral (*Jacky*: $k = 1 - \text{sen } \phi'$) e $\boldsymbol{\phi}'$ = Ângulo de atrito do solo.

A equação 2.8 pode ser apresentada em uma forma adimensional por:

$$N_p = \frac{F_{ult}}{\gamma' HDL} = 1 - \frac{\pi D}{8H} + \frac{H}{D} K \tan \phi' \quad (2.10)$$

Onde: $\mathbf{N_p}$ = fator relacionado à força necessária para a ascensão do duto.

Para $H/D < 0,5$

$$N_p = \frac{F_{ult}}{\gamma' HDL} \quad (2.11)$$

Segundo Byrne *et al.* (2012), a condição $H/D < 0,5$ (Eq. 2.10) não é muito empregada, dado que as recomendações sobre enterramento de dutos em leito marinho sugerem profundidades de enterramento entre 2 e 4 vezes o diâmetro do duto.

2.6 - ACIDENTES EM TUBULAÇÕES ENTERRADAS

A preservação da vida, seja humana ou dos organismos nos diferentes ambientes, é um desafio para projetos e empreendimentos na indústria petrolífera, mesmo que o petróleo represente um grande negócio, movimentando atualmente cerca de 683 bilhões de dólares por ano, sua exploração, processamento e transporte podem ser fontes de poluição, causando efeitos indesejáveis à qualidade de vida e ao meio ambiente, além de trazer prejuízos às atividades sócio-econômicas nas áreas atingidas (Canelas, 2007). Neste contexto, a Tabela 2.3 resume alguns dos principais acidentes com dutos no Brasil.

Tabela 2.3 Acidentes Recentes em Dutos enterrados no Brasil (modificado - Terzian, 2005).

DATA	LOCAL	DESCRIÇÃO	CAUSA
01/2000	Duto PE-II , Baía de Guanabara	Vazamento de 1.293 m ³ que afetou toda a Baía com óleo combustível	Flambagem da tubulação.
07/2000	Oleoduto OSPAR , Araucaria	Vazamento de 3.939 m ³ . Parte atingiu o rio Iguaçú. Falha técnica e humana.	Manutenção fora dos procedimentos.
02/2001	Poliduto OLAPA , Litoral Paranaense	Ruptura pelo esforço. Vazamento de 145 m ³ de óleo diesel, atingindo 4 rios.	Movimentação de um bloco de solo.
05/2001	Duto OPASA , Barueri	Apresentou um vazamento de 200 m ³ de RAT, produto derivado de petróleo.	Ruptura fora por corrosão externa.
06/2001	Duto OBATI Osasco	Vazamento de 100 toneladas de GLP. Este acidente teve um altíssimo potencial de risco.	Dano por estaca metálica. Obra de terceiros.

Na Baía Guanabara, RJ, o duto PE-II, que transportava óleo combustível entre a Ilha D'Água e a Refinaria Duque de Caxias (REDUC), sofreu uma fratura devido ao fenômeno de flambagem termomecânica. A flambagem termomecânica foi gerada pelo aquecimento e pressurização do duto, causando uma alça de deformação ao longo de um trecho na saída do canal (Figura 2.7).



Figura 2.7 Deformada do solo empurrado pelo duto PE-II após o acidente de janeiro de 2000 na Baía de Guanabara. (Cardoso, 2005).

A flexão excessiva na alça de deformação propiciou as condições para a ocorrência da flambagem local da parede por excesso de deformações plásticas e consequente ruptura (Figura 2.8), causando um dos maiores vazamentos de óleo na história do Brasil.



Figura 2.8 Seção do duto PE-II com fratura causada por flambagem local de parede.
(Cardoso, 2005).

O desafio é maior pela necessidade de efetividade na prevenção e mitigação de acidentes, frente a cenários de risco crescentes na indústria de petróleo do Brasil e do mundo. A prevenção no Brasil se justifica por fatores como o aumento na produção *offshore*.

2.7 - ANCORAGEM E PROTEÇÃO DE TUBULAÇÕES

Atualmente, as técnicas de ancoragem empregadas para a proteção das tubulações enterradas são muito custosas e às vezes não conseguem resolver todos os problemas. Alguns métodos e técnicas para ancoragem e proteção de tubulações submarinas são apresentadas na Figura 2.9. Segundo Reddy e Arockiasamy (1991), o mais popular e conhecido método de ancoragem é com revestimento contínuo de concreto. Este é empregado como tratamento contra flutuabilidade de tubulações em áreas *offshore* ou enterrado em zonas com lençóis freáticos muito elevados.

Segundo Reddy e Arockiasamy (1991) A âncora tipo trado mecânico é geralmente usada em águas pouco profundas e é instalada em cada um dos lados do tubo a distâncias requeridas pelo projeto. O material destas âncoras é normalmente galvanizado para evitar corrosão e pequenos ânodos de magnésio pode ser anexada para aumentar a resistência à corrosão. A profundidade de penetração da âncora no fundo do mar varia de 2,4 a 6 m, dependendo do tipo de solo. Uma força de até 44,5 kN por ancoragem pode ser desenvolvida,

a qual determina o espaçamento entre âncoras para neutralizar a flutuabilidade do tubo e outras forças. A necessidade de proteção com enterramento contra danos nas tubulações diminui com o aumento da lâmina d'água.

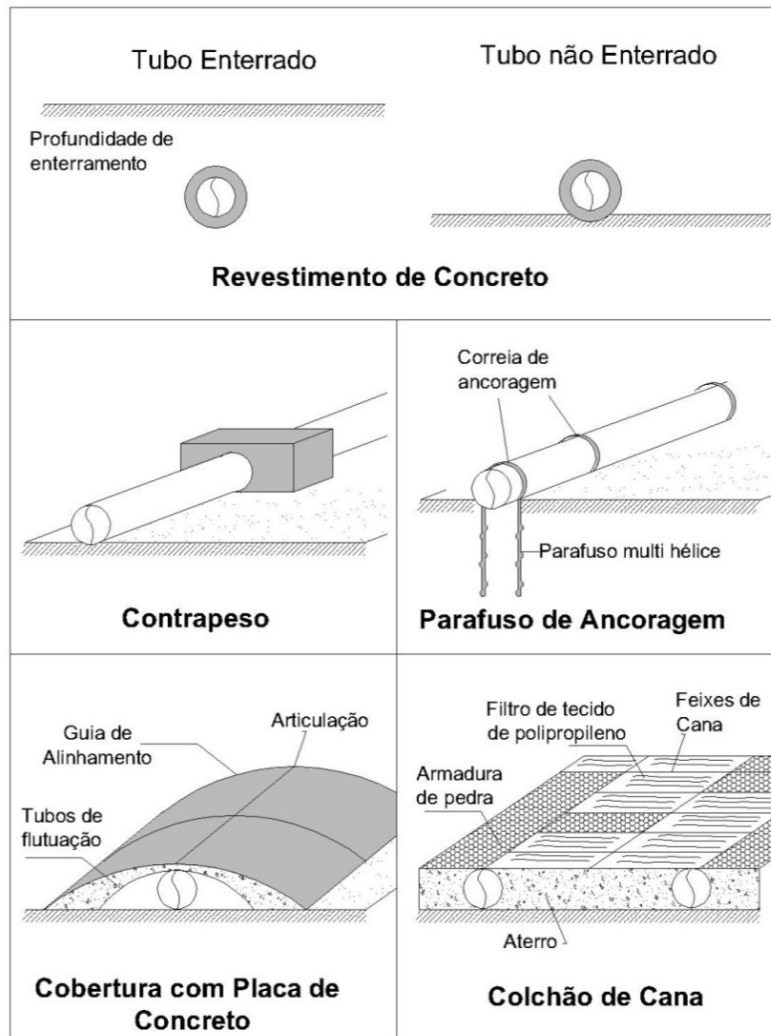


Figura 2.9 Ancoragem e proteção de dutos submarinos (modificado - Founge *et al.*, 1977).

Para o controle do fenômeno da flambagem vertical tem sido empregado depósito de pedras, (Figura 2.10). Eles podem ser feitos ao longo do comprimento da tubulação enterrada ou nos pontos críticos. Para isso requerem-se revisões periódicas para avaliar o estado da tubulação conforme a sua linearidade original. É muito importante se obter um equilíbrio entre a quantidade de rocha, o fator de segurança e o custo. Geralmente este método e o aumento na profundidade de enterramento são soluções que acrescentam resistência no topo, resolvendo o problema da flambagem vertical, embora com custo elevado.

O Norwegian Deep Water Project Pipeline Committee recomenda uma cobertura de até 4 m de materiais granulares na zona próxima à costa. Em profundidades de 30m a 60m a cobertura varia entre 1m e 2m e no caso de profundidades maiores a 60m e menores de 305m uma cobertura granular de 0,5m é suficiente.

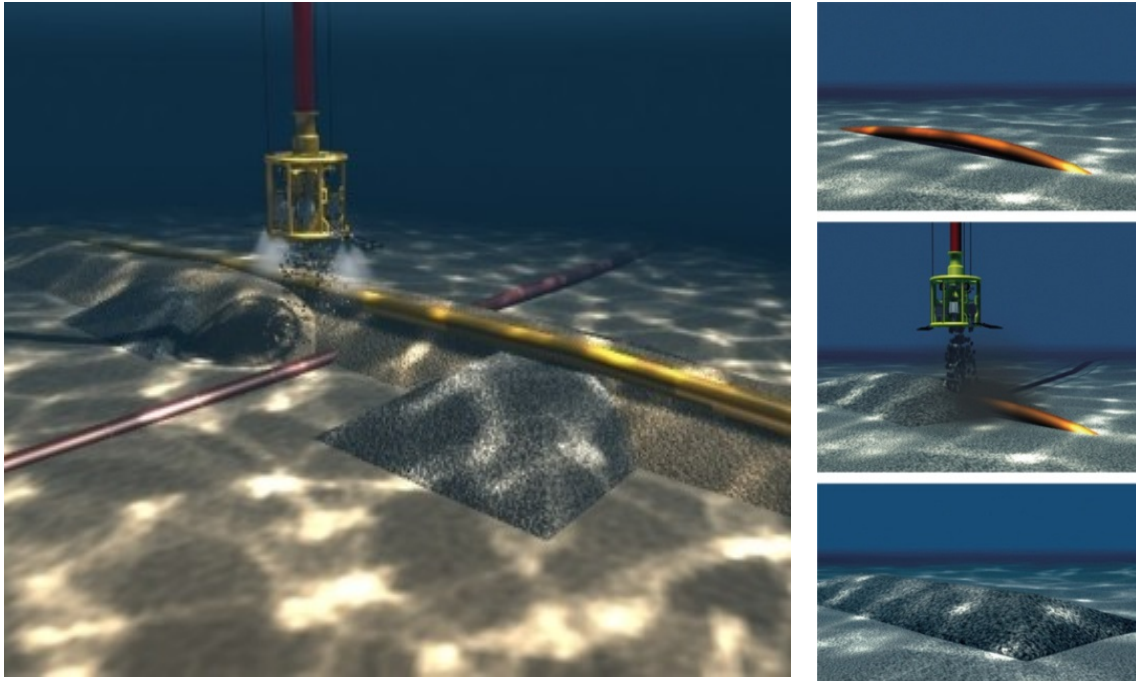


Figura 2.10 Sistemas de controle de flambagem vertical - Depósitos de pedras, (Tideway, 2012).

Segundo Haddad (2011), para o caso da flambagem lateral a opção mais simples seria reduzir a força compressiva no duto. Isto pode ser feito como o uso de *spools* intermediários de expansão, como mostrado na Figura 2.11. Os *spools* são posicionados em determinados pontos para permitirem algum deslocamento axial da linha, reduzindo assim a força axial efetiva.

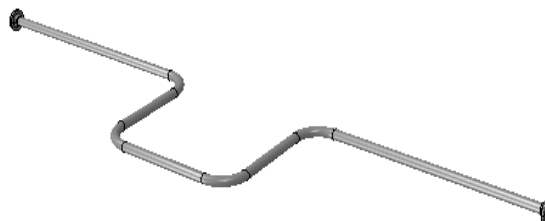


Figura 2.11 Spool intermediário de expansão (Haddad, 2011).

Para Haddad (2011), As técnicas disponíveis para controle da flambagem lateral podem ser de duas naturezas, as que impedem a ocorrência da flambagem por meio de mecanismos ou soluções estratégicas como a anterior (Figura 2.11) ou as que propiciam a flambagem em pontos determinados da linha, ou seja, de forma controlada. As três principais técnicas destes controles são apresentadas na Figura 2.12.

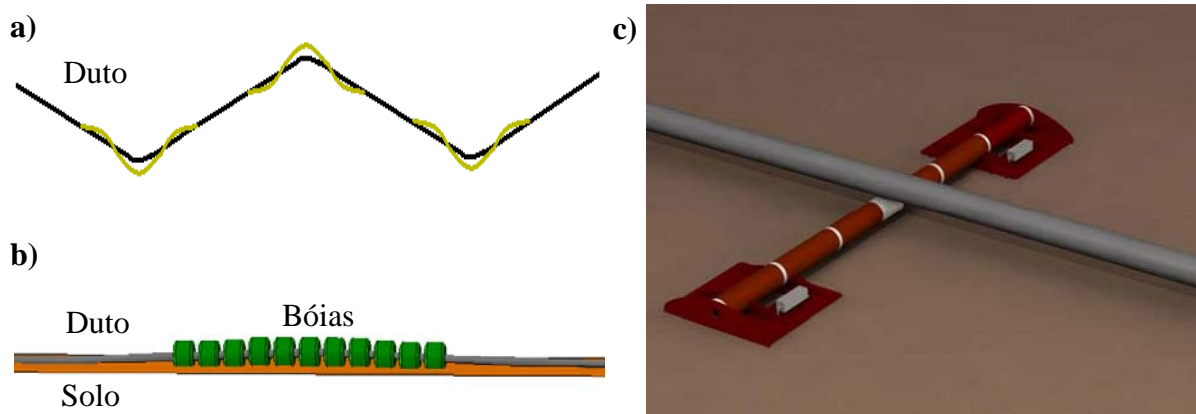


Figura 2.12 a) Snake-lay, lançamento em zig-zag. Vista de topo; b) Representação de um módulo de bóias; c) Duto apoiado sobre um Sleeper (modificado - Haddad, 2011).

Snake-Lay. Esta técnica consiste em um lançamento em *zig-zag*, na qual a sucessão de curvaturas promovidas durante o lançamento (Figura 2.12-a) são os pontos facilitadores do fenômeno da flambagem. Por ser muito dependente das propriedades do solo, onde em geral reside grande incerteza, esta técnica é tida como pouco confiável. Outra fonte de incerteza seria o controle no raio de curvatura promovido a cada *zig-zag*. (Haddad, 2011).

Módulo de Bóias. São instalados módulos flutuantes em determinados trechos ao longo de toda a linha (Figura 2.12-b). Estas bóias são projetadas para afastar o tubo do solo, mas tão somente reduzir em 80% a 90% o seu peso submerso em operação nas regiões em que forem aplicadas. Com isto, reduz-se o atrito e, portanto, a resistência do solo sobre o duto, reduzindo por consequência a força crítica de flambagem neste ponto. (Haddad, 2011).

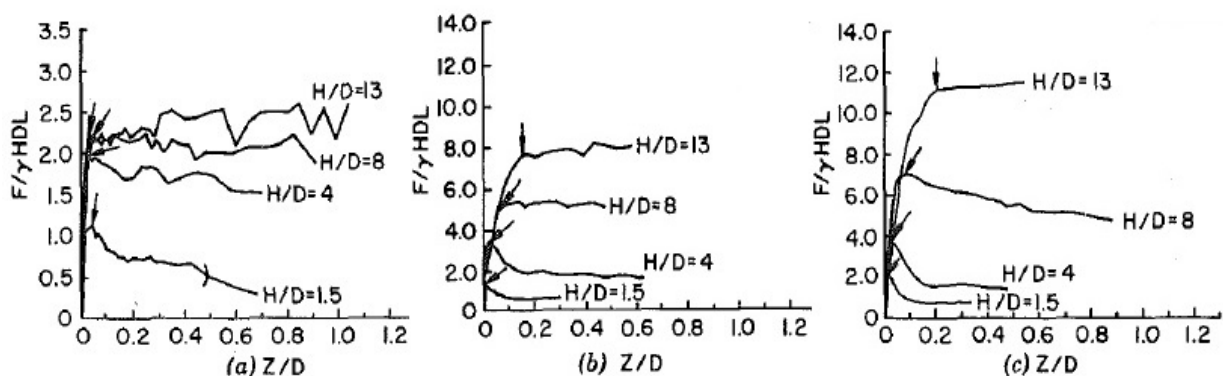
Sleepers. O princípio de aplicação de uma imperfeição vertical está também associado a uma redução na resistência lateral do duto ao deslocamento, tendo em vista que grande trecho deste permanece suspenso sobre o solo (Figura 2.12-c). Isto, por sua vez, reduz localmente a força crítica de flambagem. (Haddad, 2011).

2.8 - ESTUDOS EM MODELOS EXPERIMENTAIS

O fenômeno de levantamento de dutos enterrados vem sendo estudado há muito tempo por meio de modelos numéricos e modelos físicos (1g ou centrifugados). No trabalho realizado por Trautmann *et al.* (1985) foi avaliada a resposta força-deslocamento ao levantamento em tubos enterrados. O estudo experimental destes efeitos levou em conta a influencia da densidade do solo e da profundidade de enterramento. As condições de ensaios foram bidimensionais.

Neste trabalho obteve-se que as forças máximas de arrancamento foram mobilizadas para deslocamentos que variaram de 0,005H a 0,015H, sendo H a profundidade medida da superfície até o centro do duto. Os resultados se compararam bem com vários modelos publicados para areias medianamente compactas e densas, mas os valores medidos da resistência ao levantamento foram muito menores que as previsões no caso de areias fôfas.

A Figura 2.13 apresenta gráficos obtidos em ensaios de levantamento de dutos num maciço de areia sem reforço para diferentes estados de compactação. Observe-se nas Figura 2.13 (b) e (c) como as areias mais densas, com ângulos de atrito mais altos, atingem cargas mais elevadas para todas as diferentes relações de enterramento H/D em comparação com os resultados da mesma areia um pouco mais fofa (Figura 2.13 a). Estes resultados indicam uma relação direta entre a densidade da areia e o esforço necessário para levantar o duto. Além disso, observa-se que as relações de enterramento H/D maiores resultam em cargas maiores nos três casos avaliados.



F = Força Ultima; γ = Peso específico do solo; H = Profundidade de enterramento até o eixo do duto;
 D = Diâmetro do duto; L = Comprimento do duto; Z = Deslocamento vertical.

Figura 2.13 Dados de Força – Deslocamento em dutos enterrados numa mesma areia com diferentes densidades a) $\Phi=31^\circ$ b) $\Phi=36^\circ$ c) $\Phi=44^\circ$ (modificado - Trautmann *et al.*, 1985).

Notar que os gráficos de força–deslocamento na Figura 2.13 são apresentados de forma adimensional. A relação H/D (profundidade de Enterramento até o eixo do duto / diâmetro do duto) variou de 1,5 até 13.

Shupp *et al.* (2006) neste trabalho os experimentos envolvem os testes de levantamento de dutos lavando em conta unicamente deformações em duas dimensões (deformações planas) para avaliar a relação entre a profundidade de enterramento, velocidade de levantamento, diâmetro da tubulação e resistência ao arrancamento em condições drenadas e não drenadas. A decisão de realizar testes com areia fofa foi para reproduzir a condição de campo, onde as valas para os dutos nas áreas offshore são construídas principalmente por técnicas que envolvem o jateamento. Os dutos da pesquisa variam no intervalo D_0 até $8,8D_0$ onde $D_0 = 25\text{mm}$. A Figura 2.14 mostra os resultados a partir de uma variedade de testes para diferentes profundidades de enterramento e diâmetros dos dutos.

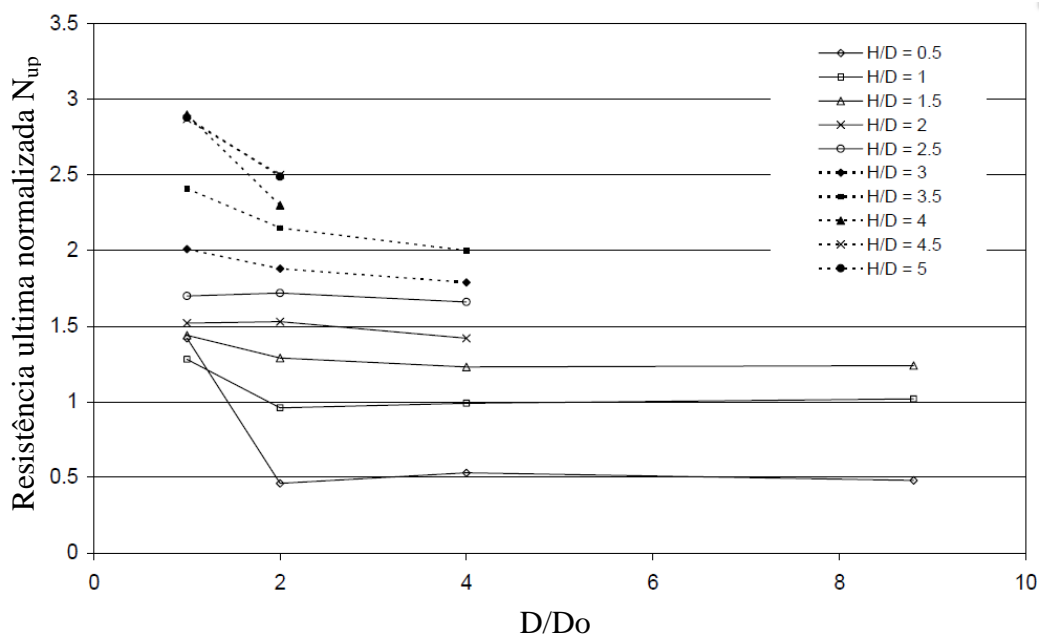


Figura 2.14 Resultados de carregamento pico em função do diâmetro dos dutos (modificado Shupp *et al.* 2006)

É evidente a partir da Figura 2.14 que a carga de pico normalizada é maior para o gasoduto de diâmetro D_0 do que para os outros diâmetros. Além disso, no trabalho de Shupp *et al.* (2006) apresentam-se uma correlação detalhada de resposta de deslocamento *versus* carga, com os mecanismos de falha mostrados na Figura 2.15.

Usando uma rotina de diferenciação ótica, as áreas de maior movimento aparecem mais escuras, e as áreas de nenhum movimento se tornam mais claras. Isto revela claramente os diferentes mecanismos de falha, e, em particular, é de notar que as imagens de 1 a 6 referem-se a uma falha no fluxo de profundidade, as imagens de 7 a 10 referem-se a um modelo de deslizamento vertical e as imagens de 11 a 13 referem-se a um deslizamento perto da superfície e um mecanismo de fluxo.

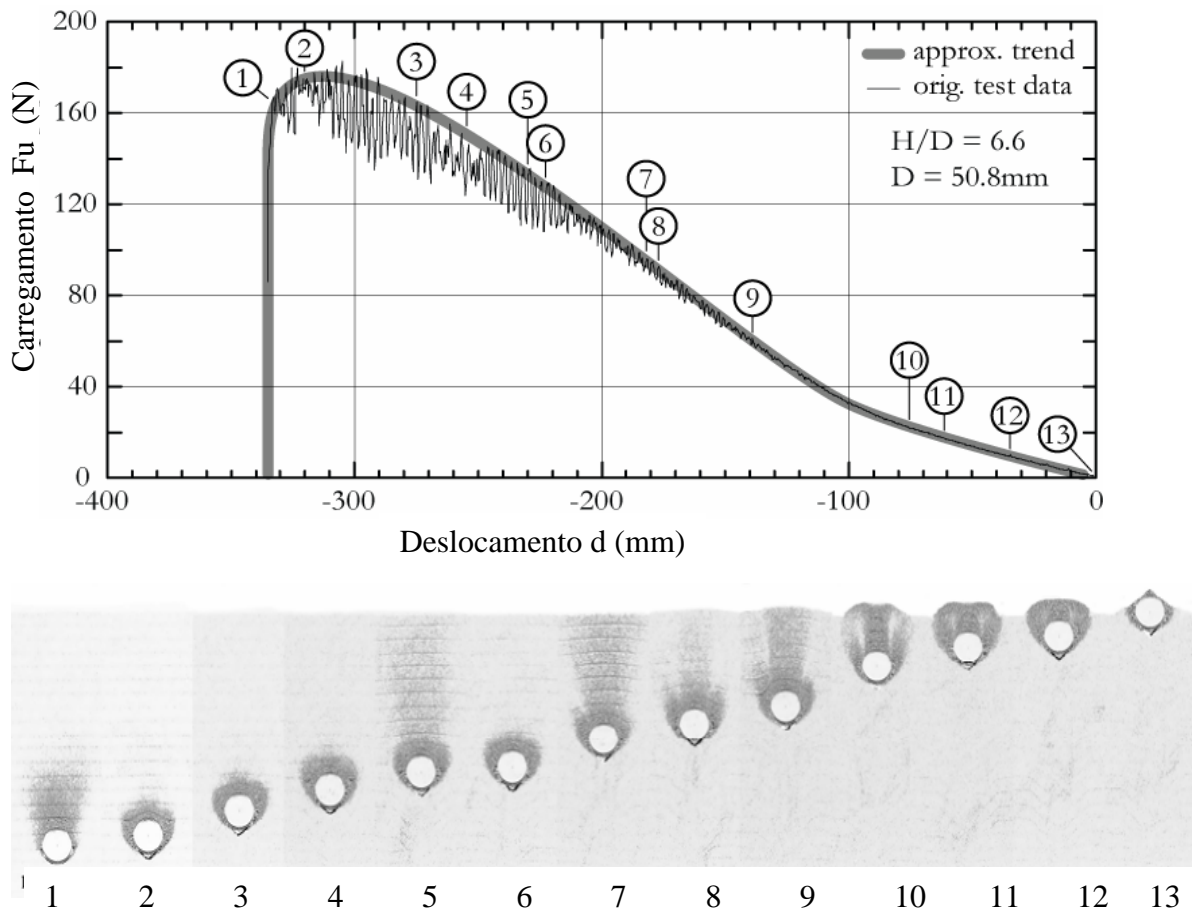


Figura 2.15 Correlação dos resultados do teste de arrancamento com diferentes mecanismos $D/D_0 = 2$, (modificado Shupp *et al.* 2006).

A correlação apresentada na Figura 2.15 permitiu observar os carregamentos atingidos nas diferentes fases de deslocamento de um duto enterrado sem reforço e a técnica fotográfica PIV empregada permitiu identificar os diferentes mecanismos de ruptura presentes ao longo do ensaio.

Byrne *et al.* (2008) realizaram ensaios que procuraram analisar a interação de um duto enterrado e o solo circundante durante processos de levantamento. No trabalho de Byrne *et al.* (2008) foi desenvolvido um equipamento em escala reduzida com um tanque de dimensões: 1m comprimento, 0.3m de largura e 1m de profundidade, que permitiu fabricar o maciço onde vai ser enterrado o duto. A Figura 2.16 apresenta uns dos resultados obtidos com a técnica PIV (*Particle Image Velocimetry*) que foi utilizada para identificar mecanismos de falha em diferentes profundidades, e analisar como o tubo é retirado em areias secas e fofas. A Figura 2.16 destaca quatro etapas no levantamento dos dutos enterrados, em cada uma delas podem-se observar diferentes situações, dependendo da posição em que se encontra o duto em relação à sua posição inicial. Na primeira etapa apresenta-se um estado de compressão localizada acima do duto. Na segunda etapa, o duto deslocado supera a condição de compressão e observa-se fluxo de areia ao seu redor. Já na fase três pode-se ver como se desenvolve um mecanismo de ruptura predominantemente vertical e, por último na etapa quatro, quando o duto esta próximo à superfície se observa um fluxo de areia em torno do duto.

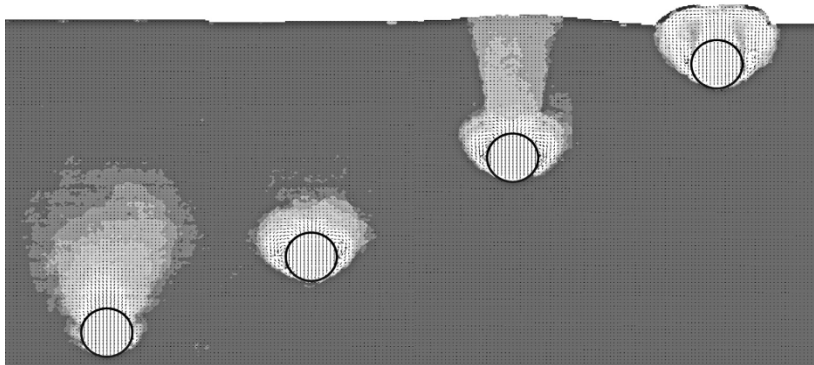


Figura 2.16 Análise PIV na elevação de um duto enterrado através de areia seca. (Byrne *et al.* 2008)

2.9 - GEOSSINTÉTICOS

Segundo a Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS), os geossintéticos são elementos planos, produzidos a partir de polímeros sintéticos ou naturais, e utilizados em combinação com solo, rocha e/ou outras matérias geotécnicas como parte integral de um projeto, estrutura ou sistema em engenharia civil.

Os produtos geossintéticos são o resultado de pesquisas e do desenvolvimento de tecnologias que visam dar solução aos problemas geotécnicos, proporcionando otimização, confiabilidade e durabilidade às obras. Entre outras vantagens, o emprego dos geossintéticos

pode reduzir custos em comparação às soluções tradicionais, é de fácil e rápida instalação, menor manutenção e, além disso, são manufaturados com adequado controle de qualidade. A Tabela 2.4 mostra o emprego de diferentes geossintéticos, sendo os geotêxteis os membros mais versáteis desta família.

Tabela 2.4 Funções de alguns geossintéticos em projetos de engenharia

(modificado - Bueno e Vilar, 2004).

Geossintético	Separação	Proteção	Filtração	Drenagem	Erosão	Reforço
Geotêxtil	x	x	x	x	x	x
Geogrelha	x	-	-	-	-	x
Geomembrana	x	-	-	-	-	-
Georede	-	x	-	x	-	-
Geocélula	-	x	-	-	x	x
Geotubo	-	-	-	x	-	-
Geofibras	-	-	-	-	-	x

2.9.1 - REFORÇO DE SOLO COM GEOSSINTÉTICOS

Segundo Palmeira (1987), o reforço de um solo por meio de uma inclusão consiste em instalá-lo nas regiões do maciço onde sua presença gere uma redistribuição favorável de tensões e deformações. A inclusão causa um acréscimo da resistência do material composto e a diminuição de sua deformabilidade. O reforço visa restringir as deformações ou deslocamentos e aumentar a resistência do maciço onde é instalado.

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), a função de reforço é a utilização das propriedades mecânicas de um geossintético para melhorar o comportamento mecânico de uma estrutura geotécnica.

Para Aguiar e Vertematti (2004), os principais geossintéticos utilizados como reforço são descritos abaixo:

GEOTÊXTIL: Produto têxtil bidimensional permeável, composto por fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos, laminetes ou fios, formando estruturas tecidas, não tecidas ou tricotadas, cujas propriedades mecânicas e hidráulicas permitem que desempenhe várias funções numa obra geotécnica, (Aguiar e Vertematti, 2004).

Geotêxtil não-tecido: Produto composto por fibras cortadas ou filamentos contínuos, distribuídos aleatoriamente, os quais são interligados por processos mecânicos, térmicos ou químicos ver (Figura 2.17 – a).

Geotêxtil tecido: Produto oriundo do entrelaçamento de fios, monofilamentos ou laminetes (fitas), segundo direções preferenciais de fabricação denominadas trama (sentido transversal) e urdume (sentido longitudinal), ver (Figura 2.17 – b).

Geotêxtil tricotado: Produto oriundo do entrelaçamento de fios por tricotamento.

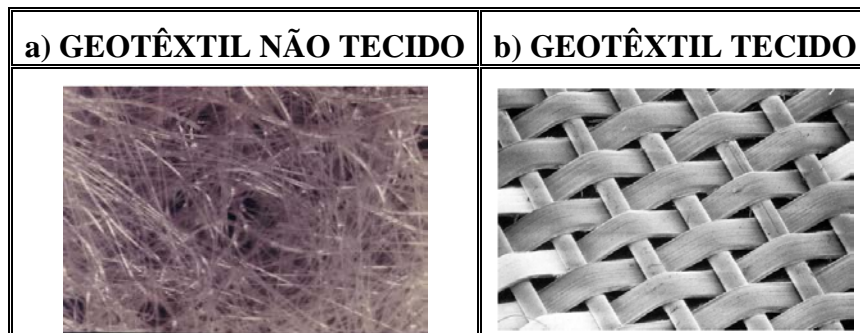


Figura 2.17 Tipos de geotêxteis (Palmeira, 2012)

GEOGRELHAS: Produto com estrutura em forma de grelha, com função predominante de reforço, cujas aberturas permitem a interação do meio em que estão confinadas, constituído por elementos resistentes à tração, sendo considerado unidirecional quando apresenta elevada resistência à tração apenas em uma direção e bidirecional quando apresenta elevada resistência à tração nas duas direções principais (ortogonais). Em função do processo de fabricação, as geogrelhas podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas como apresentado na Figura 2.18.

Segundo Shukla (2012), as geogrelha extrudadas são classificadas em duas categorias baseadas na direção de alongamento durante a sua fabricação.

Geogrelha Unidirecional São feitas pelo alongamento longitudinal de folhas de polímero perfuradas regularmente e, portanto, possuem uma resistência à tração muito maior no sentido longitudinal do que na direção transversal.

Geogrelha Bidirecional São feitas pelo alongamento longitudinal e transversal de folhas de polímero perfuradas regularmente e, por conseguinte, a sua resistência à tração é igual em ambas as direções, longitudinal e transversal.



Figura 2.18 Tipos de geogrelhas, (modificado - Sieira, 2003)

2.9.2 - FATORES DE INFLUÊNCIA NA INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

2.9.2.1 - TAMANHO DA PARTICULA DE SOLO

O tamanho das partículas do solo é um dos fatores que afetam a resistência da interface solo-reforço em estruturas de solo reforçado (Jewell *et al.* 1984, 1990 e 1996; Palmeira e Milligan 1989).

Segundo Shukla (2012), o tamanho da partícula de solo tem uma importância muito grande na interação solo-geossintético, especialmente quando o geossintético é uma geogrelha. Quando o tamanho do grão é apropriado às dimensões das aberturas da geogrelha, as partículas do solo, localizadas entre os membros de ancoragem (membros transversais da geogrelha) maximizam a aderência solo-geogrelha. Menor aderência é desenvolvida quando o tamanho das partículas do solo é suficientemente grande para inibir a penetração das partículas dentro das aberturas da grelha, e a resistência de interface é mobilizada predominantemente em pontos de contato entre o solo e a grelha.

Em estudos da influência da partícula de solo, Jewell *et al.* (1984) afirmam que o coeficiente de atrito solo-geogrelha aumenta com o tamanho da partícula do solo, e obtiveram valor máximo quando o tamanho do grão era similar à dimensão da abertura da geogrelha.

2.9.2.2 - TENSÃO DE CONFINAMENTO

Para Shukla (2012) a tensão de confinamento tem um papel importante na resistência da interface solo-geossintético, pois afeta o ângulo de atrito do solo, e ambos estão diretamente relacionados. A influência da tensão de confinamento é ainda mais notável quando a mobilização da força na interface é um fenômeno tridimensional. Neste caso, um aumento na tensão confinamento pode inibir, de forma mais eficiente, a dilatância que tende a

ocorrer na interface, em solos densos, o que conduz a um aumento da resistência de interface solo-geossintético.

O trabalho desenvolvido por Lopes (1998), concernente à influência da tensão confinante na interação solo-geossintético em ensaios de arrancamento, investigou a influência da variação da força de arrancamento versus deslocamento. No referido estudo foram avaliados, para uma mesma areia e uma mesma geogrelha (GG1), dois valores de tensão confinante: 24,5 kPa e 38 kPa. A Figura 2.19 mostra como o aumento da tensão confinante influencia a resistência ao arrancamento da geogrelha.

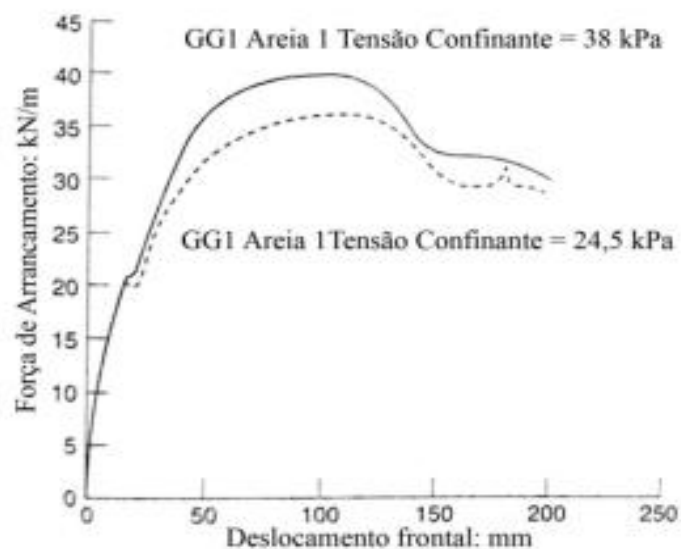


Figura 2.19 Influência da tensão confinante. (modificado – Lopes, 1998).

2.9.2.3 - DENSIDADE DO SOLO

Outro fator de influencia da interface solo-geossintéticos é a densidade de um solo. Os solos mais densos apresentam um comportamento dilatante, que aumenta a resistência de interface (Lopes e Ladeira 1996; Lopes e Lopes 1999).

Segundo o estudo feito por Lopes e Ladeira (1996), em ensaios de arrancamento executados com areias fofas e densas observou-se um acréscimo na força de arrancamento da ordem de 40% na resistência da interface do solo-geogrelha quando a densidade relativa (I_D) aumentou de 50% para 86%, como mostrado na Figura 2.20.

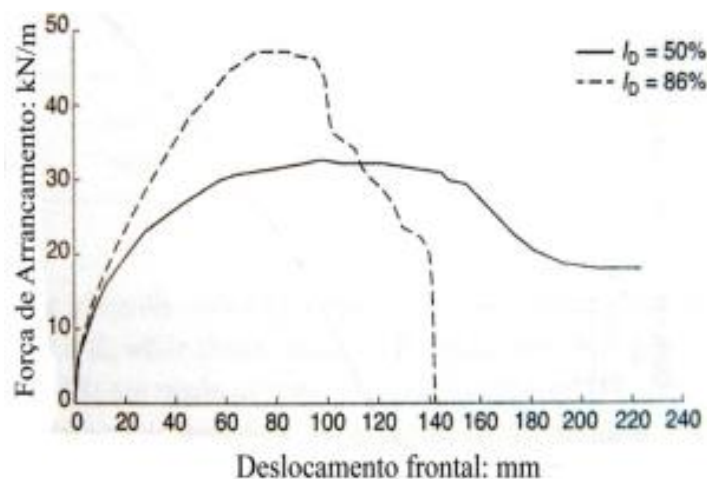


Figura 2.20 Influência da densidade do solo (modificado - Lopes e Ladeira, 1996).

2.9.3 - COMPORTAMENTO DO SOLO REFORÇADO

Geogrelhas e geotêxteis vêm sendo utilizado com sucesso em obras de solo reforçado. A Figura 2.21 esquematiza o princípio do solo reforçado e o comportamento de um solo com inclusões de geossintético sob carregamentos.

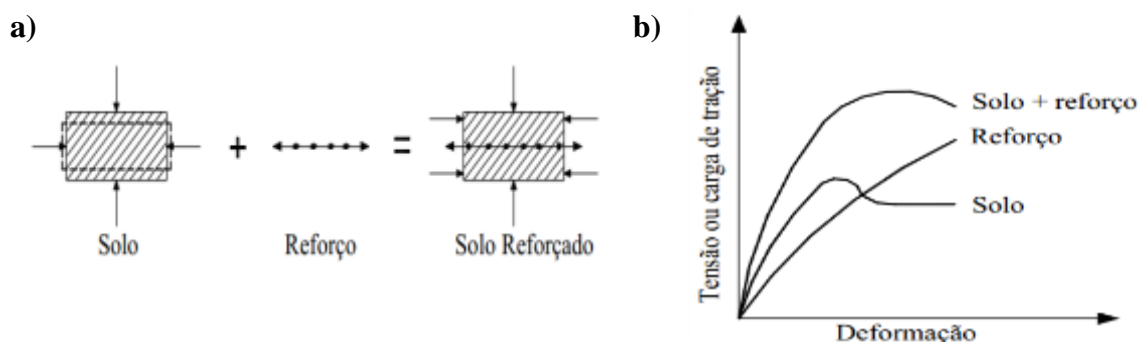


Figura 2.21 a) Princípio do solo reforçado (modificado - Palmeira 1999); **b)** Comportamento tensão (ou carga) – deformação dos materiais (modificado - Palmeira 1999).

No caso de tubulações enterradas tem sido desenvolvidas pesquisas com geossintéticos para redução de esforços, aumento na proteção de elementos enterrados e, no caso do presente trabalho, ancoragem e redução de deslocamentos de dutos enterrados.

Segundo Viana (1998), dentro das principais técnicas construtivas para dutos enterrados com redução de esforços tem-se a técnica da trincheira melhorada com a inclusão de geossintéticos (Figura 2.22). Esta técnica reduziu os esforços sobre o duto em todas as configurações de ensaios realizadas, chegando a atingir reduções de 60%, comparado à situação sem inclusão. No seu trabalho Viana (1998) observou como as tensões nos ombros e

nas laterais do duto foram extremamente reduzidas e no topo foram praticamente eliminadas. Este efeito contribui para a redução das deformações do duto.

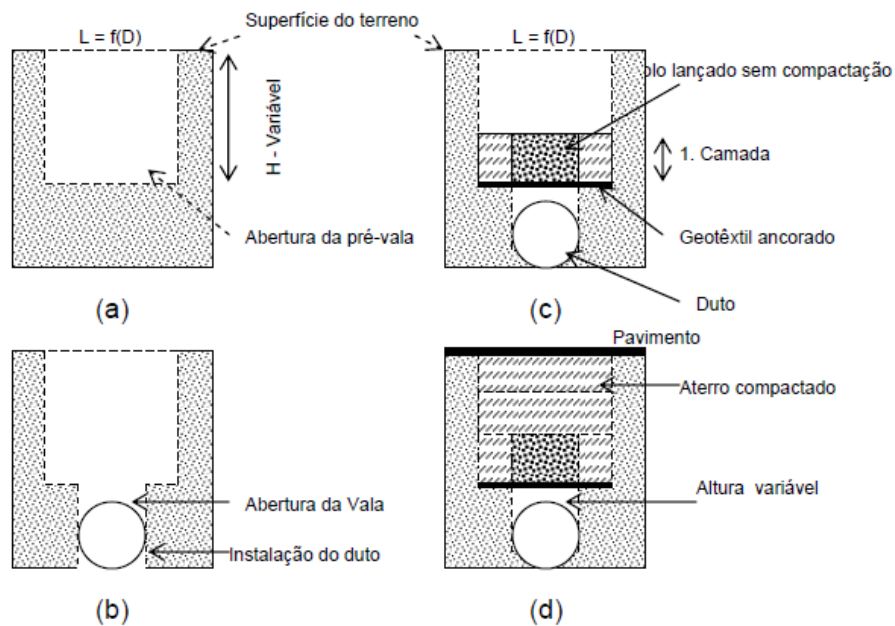


Figura 2.22 Processo construtivo Geoval, Viana (1998).

O geossintético pode também proteger as vizinhanças de instalações enterradas contra explosões, como demonstrado no trabalho desenvolvido por Tupa (2006), que avaliou a utilização de geossintéticos para proteção contra explosões de tubulações pressurizadas enterradas. Resultados de ensaios de expansão de cavidade em aterro reforçado com geossintético e simulações de explosões de dutos enterrados mostraram aumentos da resistência à expansão da cavidade (Figura 2.23) em relação a aterros sem reforço (Tupa 2006) e redução das consequências de explosões. Aumentos da pressão de expansão da cavidade da ordem de 275,2% (para o arranjo com o reforço envolvendo o solo e o duto) foram obtidos em relação ao sistema sem reforço.

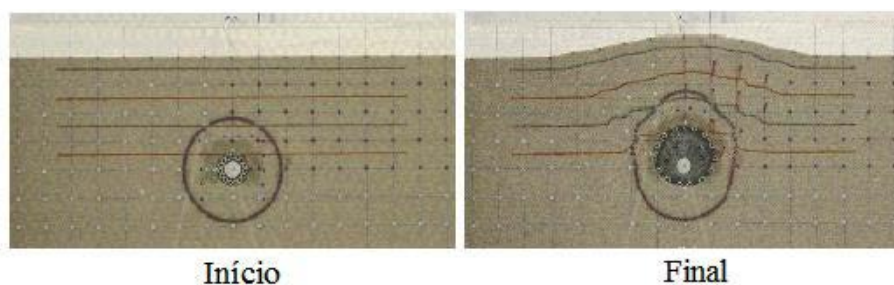


Figura 2.23 Ensaio de expansão de cavidade (modificado - Tupa, 2006)

Andrade (2009) desenvolveu um estudo que procurou avaliar o uso do geossintético como camada protetora de tubulações enterradas contra danos provenientes de ferramentas de escavação. A pesquisa feita em modelo a escala reduzida permitiu comparar maciços com e sem reforço sujeitos ao mesmo nível de carga de penetração de um objeto contundente. Os resultados mostraram que a penetração do elemento no terreno exigiu maiores forças no maciço reforçado com geossintéticos. Nesta pesquisa destacou-se a importância da configuração do reforço geossintéticos, que depende do tipo de obra (existente ou nova). Foram feitos testes com dois tipos de geossintéticos e configurações diferentes na sua colocação como mostrado na Figura 2.24. Na maioria dos casos a inclusão do reforço alterou favoravelmente o estado de tensões, atingindo reduções de tensões totais de até 81% no topo do tubo no ensaio com geogrelha em comparação com o ensaio de referência sem reforço. A variação do ângulo de aplicação da carga também foi um fator considerado nesta pesquisa como esquematizado na Figura 2.25.

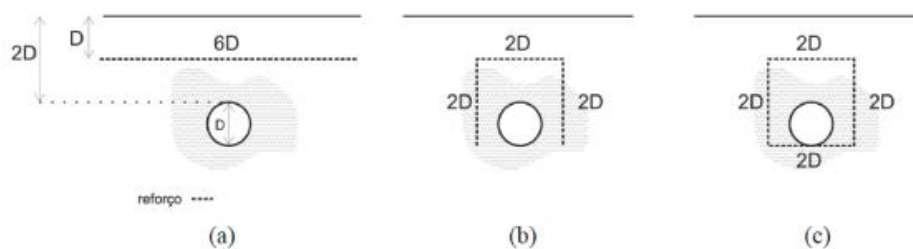


Figura 2.24 Configurações geométricas dos reforços **a) Camada, b) U invertido, c) Envelopado** (Andrade 2009)

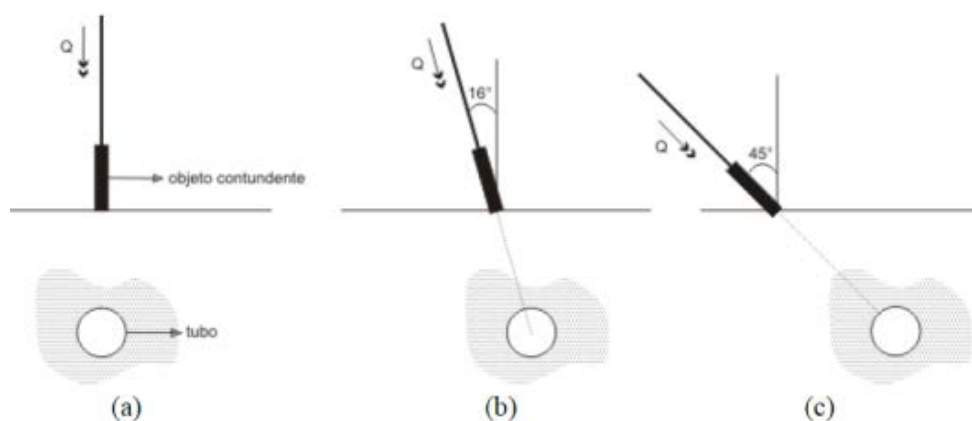
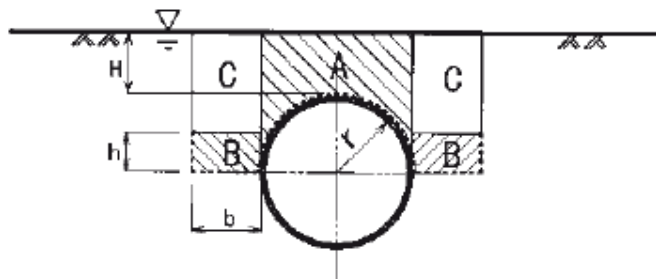


Figura 2.25 Ângulos de aplicação de cargas: **(a)** Direção de penetração do OC na vertical; **(b)** Direção de penetração do OC com 16° ; **(c)** Direção de penetração do OC com 45° (Andrade 2009)

Mohri *et al.* (2003) fizeram 5 testes para avaliar a influência da presença de uma geogrelha confinando o tubo e o material em torno do mesmo. Observou-se que a resistência à flutuação vai aumentar com a resistência adicional fornecida pelo peso da sobrecarga de cascalhos confinados pela geogrelha. A Figura 2.26 apresenta a configuração empregada nos testes.



H: Profundidade de enterramento; **r:** Diâmetro/2; **b:** Largura da geogrelha **h:** Altura da geogrelha.

Figura 2.26 Geogrelha confinando tubo enterrado (Mohri *et al.* 2003).

A Tabela 2.5, apresenta um resumo dos resultados obtidos nos testes realizados por Mohri *et al.* (2003). Os testes foram os seguintes: Teste 1 - Modelo de Controle. Areia como material de enchimento; Teste 2 - Areia como aterro. Foi utilizado reforço geossintético; Teste 3 - Cascalho como aterramento. Foi utilizado reforço geossintético; Teste 4 - Geossintético foi utilizado como reforço com um bloco de cimento (30 cm de espessura), acima da linha do geossintético; Teste 5 - Geossintético foi utilizado como reforço com um bloco de cimento (30 cm de espessura) abaixo da linha do geossintético.

Tabela 2.5 Forças de resistência e flutuabilidade (modificado - Mohri *et al.*, 2003).

Teste	H (cm)	h (cm)	A (kN/m)	B (kN/m)	C (kN/m)	W (kN/m)	T (kN/m)	U (kN/m)	Levantamento
1	40	-	4.73	0	0	1.27	6.00	9.77	Não
	30	-	3.82	0	0	1.27	5.09	9.77	Sim
2	30	56.3	3.43	4.32	2.30	1.27	11.32	9.77	Não
	20	56.3	2.62	1.32	1.54	1.27	9.74	9.77	Sim
3	10	56.3	2.02	4.05	0.86	1.27	11.20	9.77	Não
	0	56.3	1.11	7.05	0	1.27	9.43	9.77	Sim
4	10	30.0	1.99	2.58	3.07	1.27	8.91	9.77	Não
	0	30.0	1.09	2.58	2.23	1.27	7.16	9.77	Sim
5	-10	30.0	0.52	2.11	3.18	1.27	7.08	9.34	Não
	-20	30.0	0.24	2.11	2.49	1.27	6.11	8.59	Sim

NOTAS = **A:** Peso para a região A; **B:** Peso para a Região B; **C:** Peso para a Região C. **W:** Peso do tubo; **T=A+B+C+W:** Total de forças que resistem; **U:** Força de Levantamento. (Ver Figura 2.26).

Os resultados dos testes 3 e 4, apresentaram o valor de recobrimento (H) mais baixo (10cm) sem mostrar levantamento do tubo, mantendo-se constantes o peso do tubo (W) e a força de levantamento (U). A conclusão do trabalho foi que a geogrelha pode ser utilizada para reduzir a flutuabilidade de tubulações com cascalho e solo cimento como material de enchimento e contrapeso.

Com estes trabalhos como premissas, observou-se a necessidade de continuar pesquisando para contribuir na quantificação dos benefícios decorrentes da inclusão de materiais geossintéticos em obras com dutos enterrados. Visando fortalecer os trabalhos desenvolvidos até o momento, a presente dissertação propõe fornecer resultados adicionais que permitam a utilização de geossintéticos como parte de uma nova metodologia construtiva para dutos enterrados.

3 - MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se os materiais e os métodos utilizados na avaliação do comportamento de um tubo ancorado com geossintético.

Para atingir o objetivo geral desta pesquisa, foi desenvolvida uma metodologia baseada em ensaios de escala reduzida, que permita obter repetibilidade visando avaliar a melhor configuração e tipo de geossintético.

3.2 - MATERIAIS UTILIZADOS

3.2.1 - AREIA

A escolha da areia utilizada foi efetuada de tal forma a diminuir o efeito de escala entre o diâmetro do duto utilizado e o diâmetro médio dos grãos de areia. O solo utilizado na pesquisa foi areia seca, levando-se em conta os resultados e recomendações apresentadas por Byrne *et al.* (2008). Trata-se de uma areia fina à média, uniforme. As características mais relevantes da areia utilizada são apresentadas na Tabela 3.1.

Foram realizados ensaios de granulometria por peneiramento segundo a norma brasileira NBR 7181. A Figura 3.1 apresenta a curva granulométrica obtida e a Figura 3.2 mostra o formato dos grãos da areia utilizada nos ensaios.

Tabela 3.1 Granulometria da Areia

PROPIEDADE		VALOR
D ₁₀ (mm)	Tamanho efetivo do grão	0,16
D ₃₀ (mm)		0,22
D ₅₀ (mm)	Tamanho médio do grão	0,27
D ₆₀ (mm)		0,29
Cu	Coefficiente de uniformidade	1,81
Cc	Coefficiente de curvatura	1,04

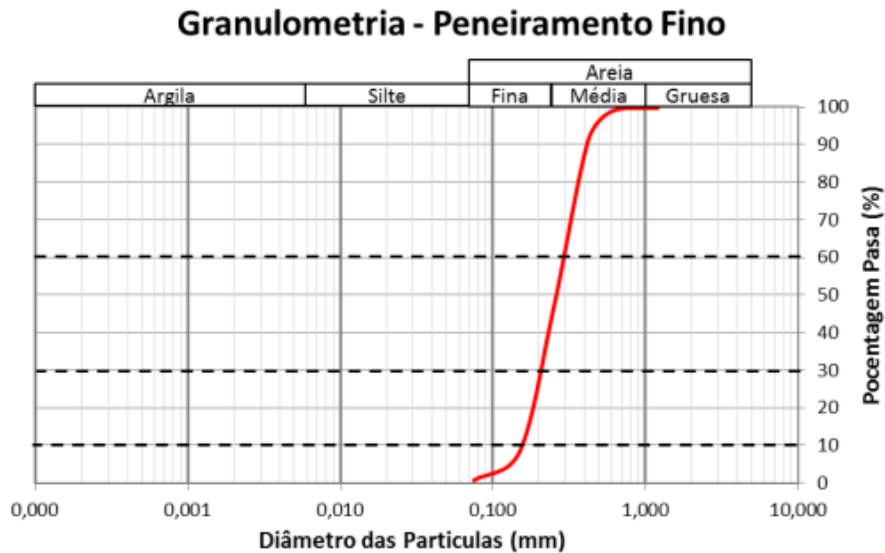


Figura 3.1 Curva Granulométrica da Areia

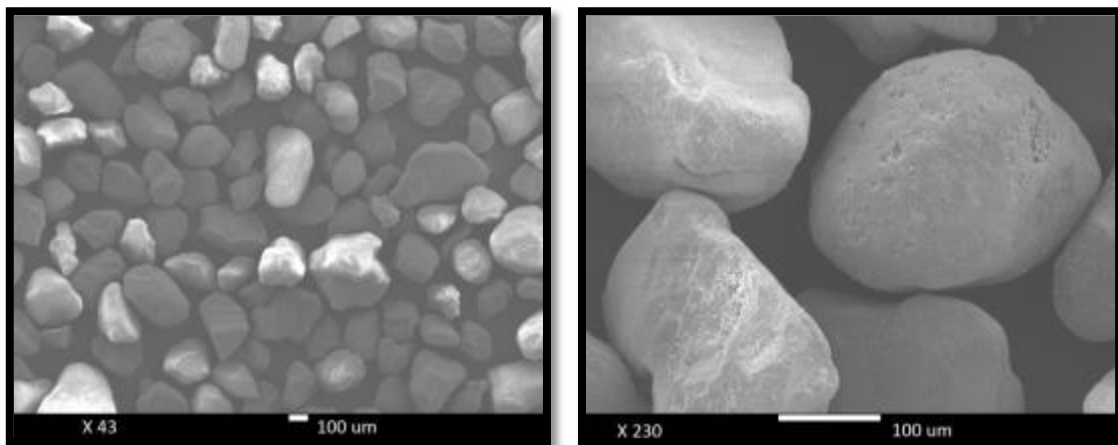


Figura 3.2 Formato grãos de areia,- Ampliação de 43x e 230x

Para a caracterização mecânica foram realizados ensaios de resistência ao cisalhamento com tensões normais que permitiram obter a envoltória de resistência sob tensões compatíveis com as atingidas nos ensaios em modelos. A Figura 3.3 apresenta resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados na areia e a Figura 3.4 a envoltória obtida.

Tabela 3.2 Parâmetros e condições da areia no ensaio

PROPIEDADE		VALORES
γ_{dmax} (kN/m ³)	Densidade máxima seca	17,0
e_{max}	Índice de vazios máximo	0,75
e_{min}	Índice de vazios mínimo	0,45
I_D	Densidade relativa	30
G_s	Densidade real dos grãos	2,67
γ_d (kN/m ³)	Peso específico seco	16,1

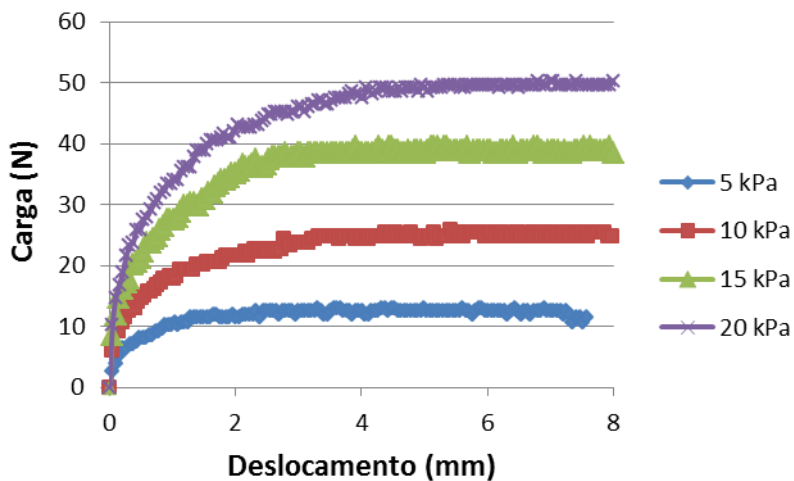


Figura 3.3 Resultados de ensaios de cisalhamento direto na areia.

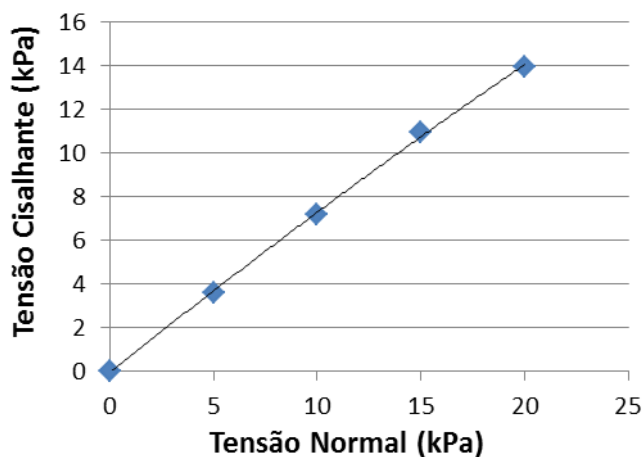


Figura 3.4 Envoltória de ruptura da areia

Tabela 3.3 Resultados ensaio de cisalhamento

Tensão Normal (kPa)	5	10	15	20
Tensão Cisalhante (kPa)	3,6	7,2	11,0	14,0
Atrito ϕ (°)	35,72	35,72	36,17	34,92

Teve-se tomar cuidado na hora de fazer os ensaios de corte com tensões normais baixas, especialmente na hora de garantir a densidade da areia no estado fofo. Algumas recomendações são: fazer a montagem da caixa de ensaios dentro do equipamento de cisalhamento, garantir com ajuda de algum suporte a altura de queda dos grãos tentando simular as condições reais na fabricação do maciço.

3.2.2 - GEOSSINTÉTICOS

Nos ensaios foram utilizados 3 tipos de reforço. Os materiais foram escolhidos levando em conta propriedades que permitissem simular reforços usuais no caso de protótipos, face ao fator de escala dos ensaios.

Foi utilizado um tipo de geogrelha, uma malha branca fina similar a uma grelha com aberturas muito pequenas e uma rede de pescar, que simularia uma grelha mais flexível, com baixa resistência. Estes materiais foram caracterizados e submetidos a ensaios de tração de faixa larga e microscopia para obter propriedades e características relevantes. Nos ensaios de tração foram testados cinco corpos de prova de cada material, com a finalidade de obter dados mais confiáveis. A geogrelha foi ensaiada tanto na direção longitudinal quanto na direção transversal. As principais características dos reforços testados são as seguintes:

GEOGRELHA (GG). Geogrelha produzida a partir de fios sintéticos de alto módulo e baixa fluência com uma cobertura polimérica de proteção e com aberturas de 20 mm x 20 mm, como se pode ver na Figura 3.5. Esta geogrelha possui membros longitudinais com superfície rugosa, o que favorece uma melhor aderência com o solo.

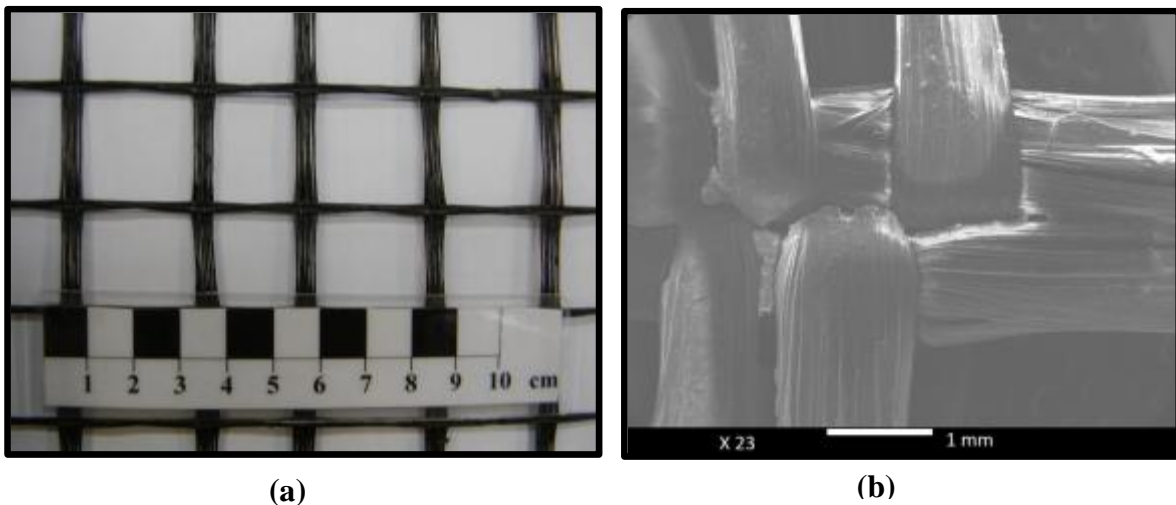


Figura 3.5 Geogrelha GG; (a) Fotografia real geogrelha; (b) Ampliação de 23 x de um nó.

MALHA BRANCA (MB). Malha branca com aberturas de 1 mm x 1 mm, com forma de grelha de pequena espessura. É produzida a partir de fios poliméricos com estrutura tecida como é mostrado na Figura 3.6.

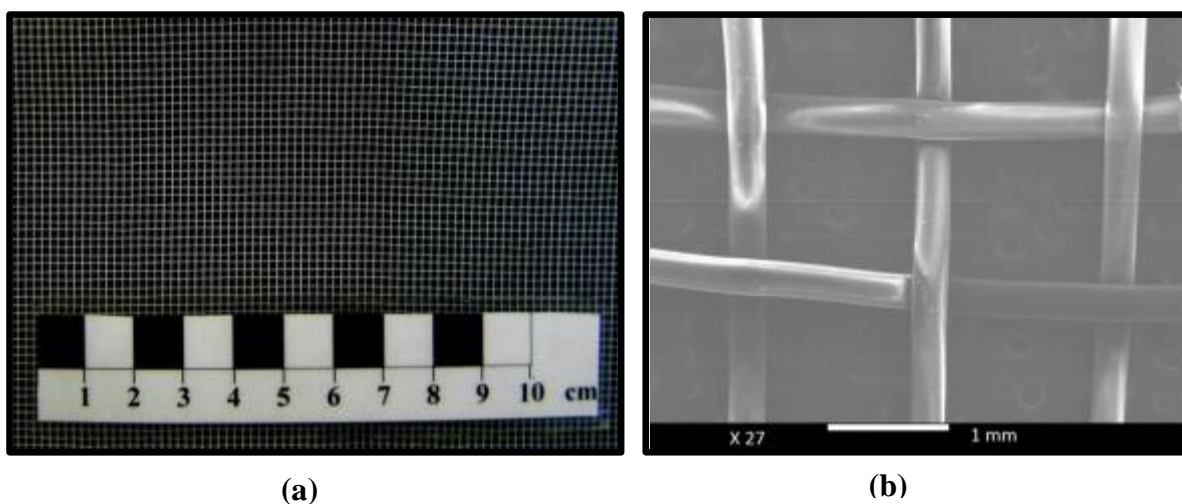


Figura 3.6 Malha Branca MB; (a) Fotografia real da malha; (b) Ampliação de 27 x no centro.

REDE DE PESCAR (RP). A rede de pescar utilizada para simular uma geogrelha de baixa rigidez é constituída por fios de nylon com diâmetro de 0,2 mm, com aberturas em forma de losango, e uma separação de 1cm entre nós longitudinais, como se pode ver na Figura 3.7.

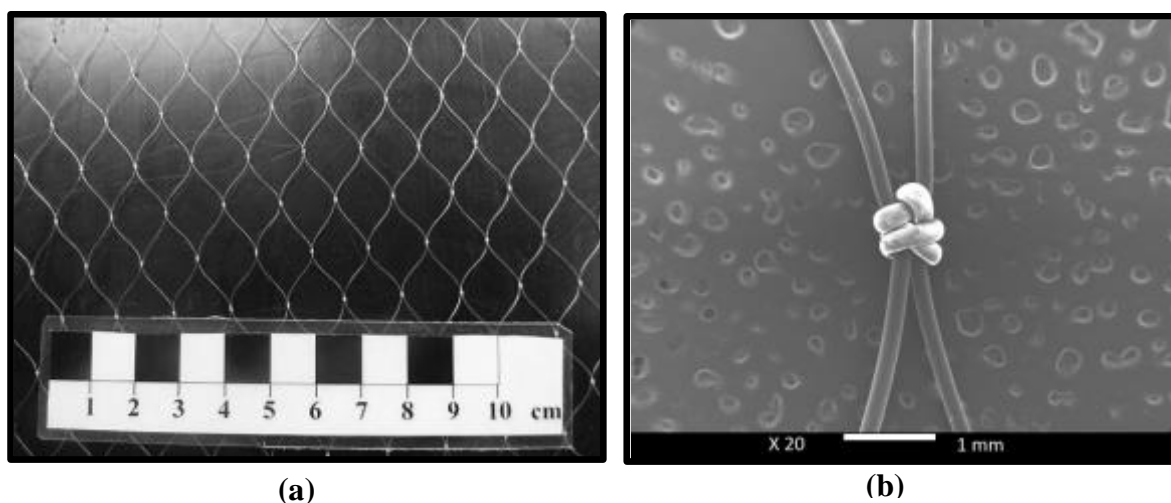


Figura 3.7 Rede de Pescar RP; (a) Fotografia real da rede; (b) Ampliação de 20 x de um nó.

Os resultados obtidos dos ensaios de tração de faixa larga para cada tipo de reforço foram realizados segundo a norma brasileira NBR 12824. A prensa empregada nestes ensaios foi uma EMIC, modelo DL2000. A Tabela 3.4 apresenta a média dos resultados obtidos.

Tabela 3.4 Resultados do ensaio de tração para os matérias de reforço

MATERIAL	$J_{5\%}$ (kN/m)	$\xi_{m\acute{a}x.}$ (%)	$T_{m\acute{a}x.}$ (kN/m)
Geogrelha CD	260	9,7	22
Geogrelha MD	479	7,3	33
Malha Branca	29	25	5
Rede de Pescar	5	49,71	4,64

NOTAS: J = Rigidez secante a 5% de deformação; $\xi_{m\acute{a}x.}$ = Alongamento na ruptura; $T_{m\acute{a}x.}$ = Resistência à tração máxima; **CD** = Ensaio na direção transversal ao sentido de fabricação; **MD** = Ensaio na direção de fabricação.

No caso do reforço GG (geogrelha) foram feitos ensaios de tração de faixa larga nas duas direções de trabalho que o reforço pode ter no campo. Estas direções são no sentido de fabricação (MD) e na direção transversal ao sentido de fabricação (CD). Pode-se observar na Tabela 3.4 como existe uma variação no reforço GG avaliado nas duas direções, principalmente na rigidez secante, sendo que o melhor comportamento é atingido na direção de fabricação. Para esclarecer mais os dados obtidos na Tabela 3.4, apresentam-se os resultados obtidos para cada reforço em 5 corpos de prova diferentes (ver Fig. 3.8, 3.9 e 3.11). Além disso, foram tiradas fotografias dos reforços não convencionais (MB, RP) na sequencia dos ensaios para observar o comportamento que estes desenvolvem ao longo do ensaio (ver Fig. 3.10 e 3.12).

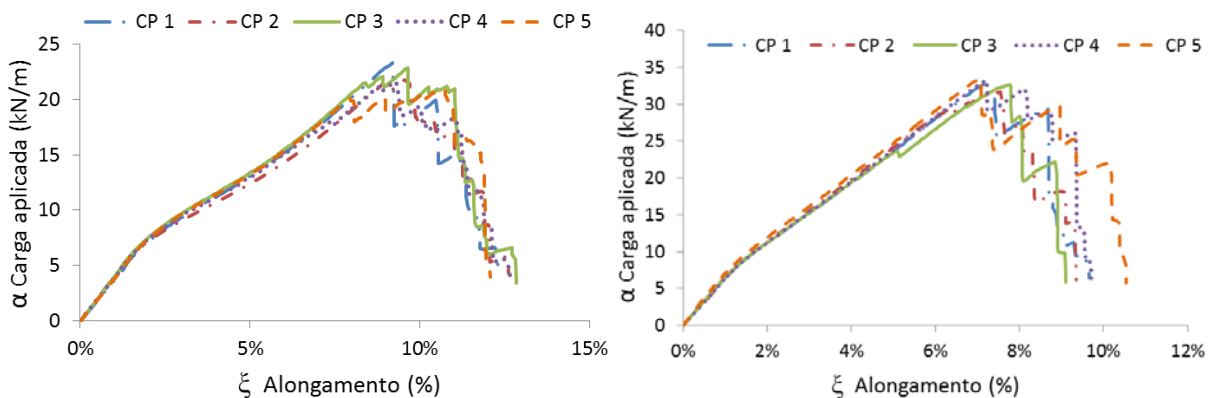


Figura 3.8 Resultado ensaio de tração de faixa larga Reforço GG – CD

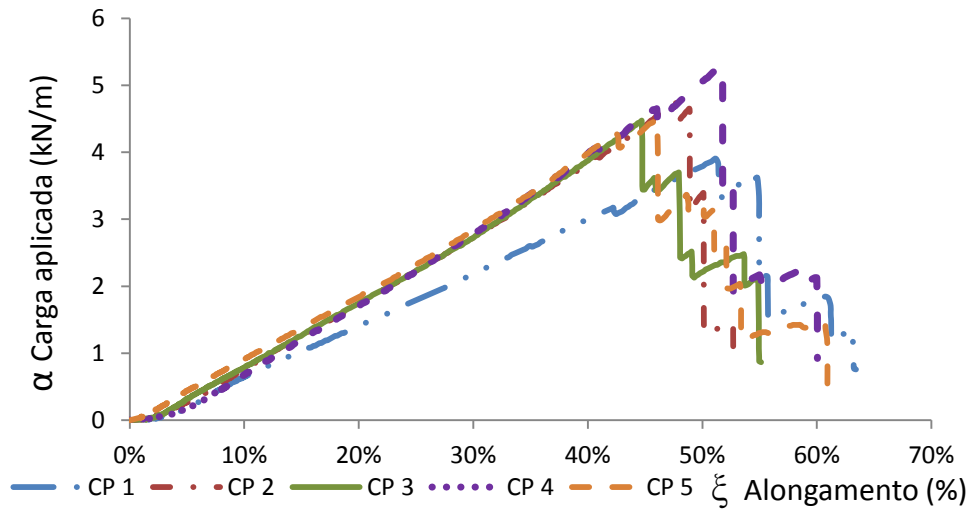


Figura 3.9 Resultado ensaio de tração de faixa larga Reforço RP

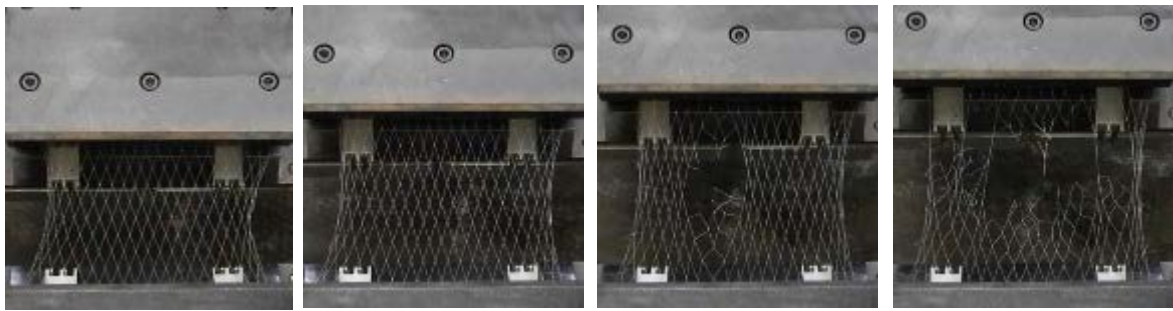


Figura 3.10 Sequencia de um ensaio de tração de faixa larga; RP-C_{P2}.

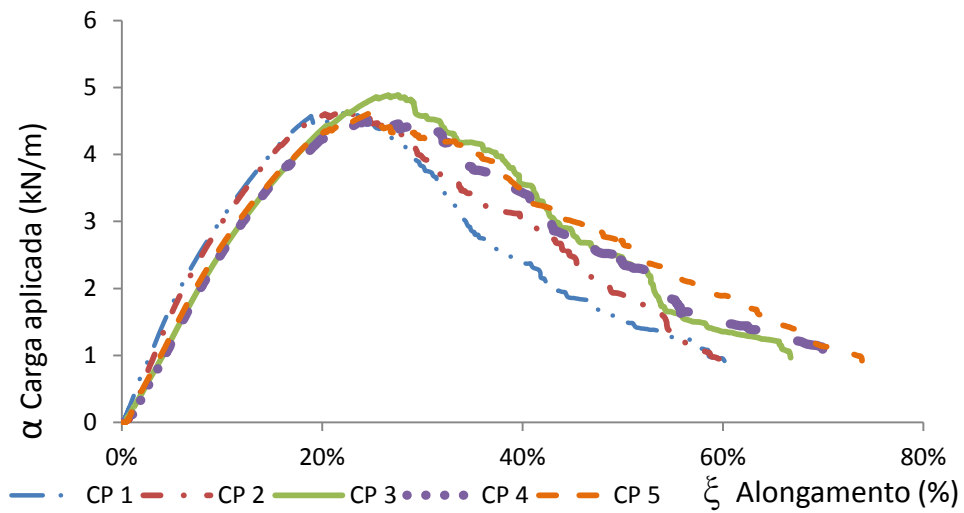


Figura 3.11 Resultado ensaio de tração de faixa larga Reforço MB

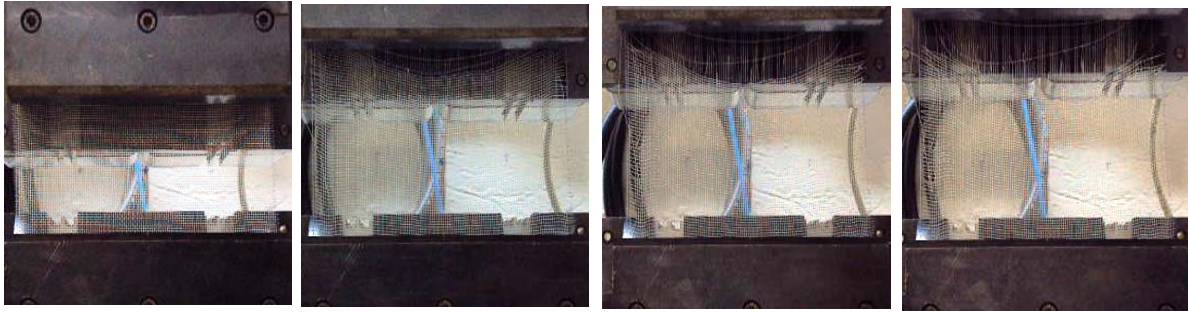


Figura 3.12 Sequencia de um ensaio de tração de faixa larga; MB-CP1.

3.2.3 - TUBO

O tubo empregado nesta pesquisa foi escolhido pensando na escala do ensaio e nas propriedades principais dos dutos empregados na indústria de transporte de petróleo e gás. Segundo Telles (1997), entre todos os materiais industriais existentes, o aço carbono é o que apresenta menor relação custo/resistência mecânica, além de ser um material fácil de soldar, conformar é também fácil de ser encontrado no comércio.

A variedade de diâmetros dos dutos em obras reais é muito grande. Na maioria dos projetos no Brasil na área *offshore*, os diâmetros dos dutos empregados variam de 40 cm (16 in) a 86 cm (34 in) Tenaris (2012). Comercialmente são empregados tubos fabricados em aço carbono de calibre leve à médio, suficientemente flexíveis. Normalmente, considerações de temperatura, condições ambientais e de construção sobre o desempenho do material, levam à utilização de uma combinação apropriada de espessura de parede e resistência (Foungue *et al.*1977).

Segundo Telles (1997), o aço carbono é um material de baixa resistência à corrosão, sendo muitos raros os casos em que não haja nenhuma corrosão. Por esta razão é quase sempre necessário o acréscimo de alguma sobre-espessura (margem para corrosão). Pode ser empregado algum revestimento ou pintura especial para proteção.

Para a presente pesquisa foi empregado um tubo com diâmetro externo de 76,5 mm (3 in) e espessura das paredes de 1,5mm obtendo um diâmetro interno de 75 mm. Este tubo tem as mesmas propriedades e dimensões do utilizado por Andrade (2009). A Figura 3.13 representa um esquema 3D do tubo de aço empregado na pesquisa.

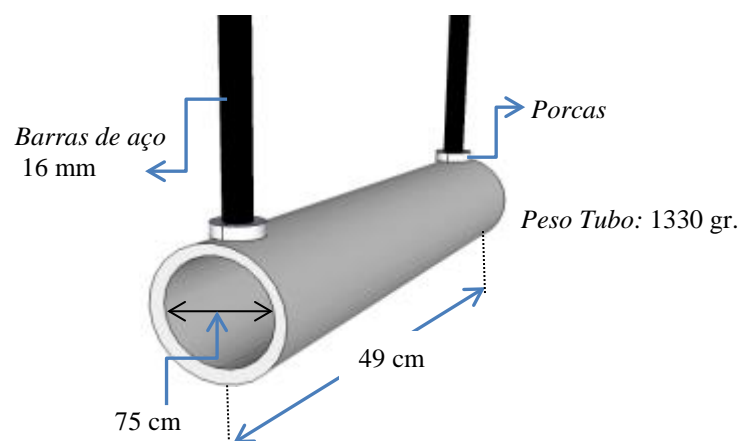


Figura 3.13 Esquema do tubo de aço carbono.

Face ao diâmetro de 76.5 mm do tubo, o fator de escala geométrica dos ensaios variaria tipicamente entre 5 e 11, para os diâmetros usualmente empregados em condições de protótipo. As demais grandezas relevantes (profundidade do duto e rigidez dos reforços, por exemplo) foram definidas a partir desta faixa de variação de fator de escala, de modo a que representassem situações factíveis sob condições de protótipo.

O tubo conta com dois orifícios de 16 mm de diâmetro para fixação das barras de aplicação de cargas de levantamento.(Fig. 3.13). O comprimento do tubo de ensaio foi de 49 cm, em função das dimensões da caixa de ensaios. Ressalte-se que os ensaios simulariam, de forma aproximadas, o erguimento de um trecho de duto sob condições de deformação plana.

3.3 - EQUIPAMENTO UTILIZADO

3.3.1 - CAIXA DE ENSAIOS

Os ensaios foram feitos numa caixa rígida com paredes em aço e face frontal em vidro transparente com 12 mm de espessura, utilizada inicialmente por Lanz (1992), e também empregada nas pesquisas experimentais de Tupa (2006) e Andrade (2009). A Figura 3.14 apresenta a caixa de ensaios empregada na pesquisa e suas dimensões.

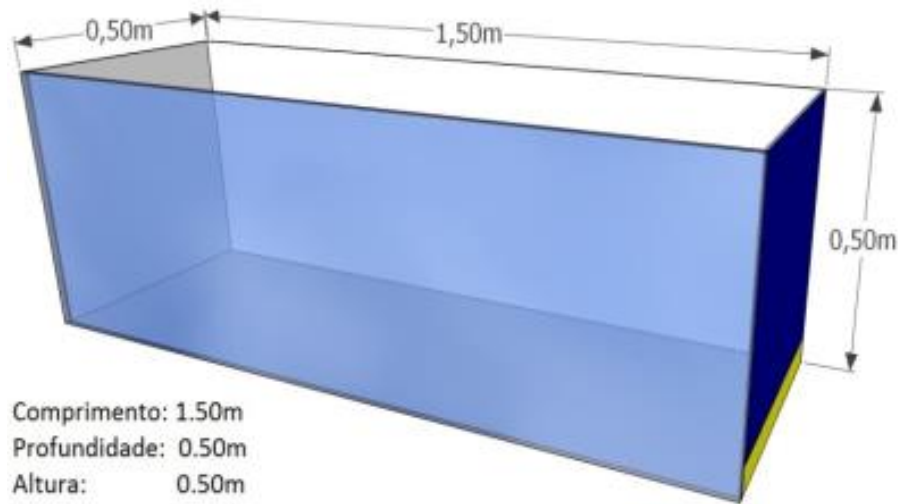


Figura 3.14 Esquema da caixa de ensaios disponível no Laboratório de Geotecnia da UnB.

Na face de vidro transparente da caixa foi desenhada uma malha com elementos quadrados de 5 cm x 5 cm que auxiliaram na medição de deslocamentos do solo. O volume da caixa é de aproximadamente de 0,375 m³.

O comprimento efetivo da caixa foi reduzido para diminuir o volume da areia a ser utilizada na construção do maciço. Isto visou uma otimização na realização dos ensaios. Assim, o comprimento efetivo de trabalho foi de 88 cm. Ensaios preliminares mostraram que a redução no comprimento não implicou em interferência relevante das fronteiras.

3.3.2 - PÓRTICO E CAIXA MÓVEL

Para preencher a caixa de ensaio com a areia, utilizou-se o método da *Chuva de Areia*, procedimento que permite obter uma massa homogênea e uniforme. Esta técnica também foi empregada por Lanz (1992), Tupa (2006) e Andrade (2009) em ensaios com modelos.

O equipamento consistiu num sistema composto por uma caixa que se deslocara sobre um pórtico metálico (0,81m de largura, 1,7m de comprimento e altura variável desde 1,86m), dotado de quatro rodas de aço. Possui trilhos na sua parte superior que permitem o deslocamento manual de um carrinho metálico que, por sua vez, leva a caixa dispersora móvel de madeira que produz a chuva de areia. A Figura 3.15 esquematiza o processo.

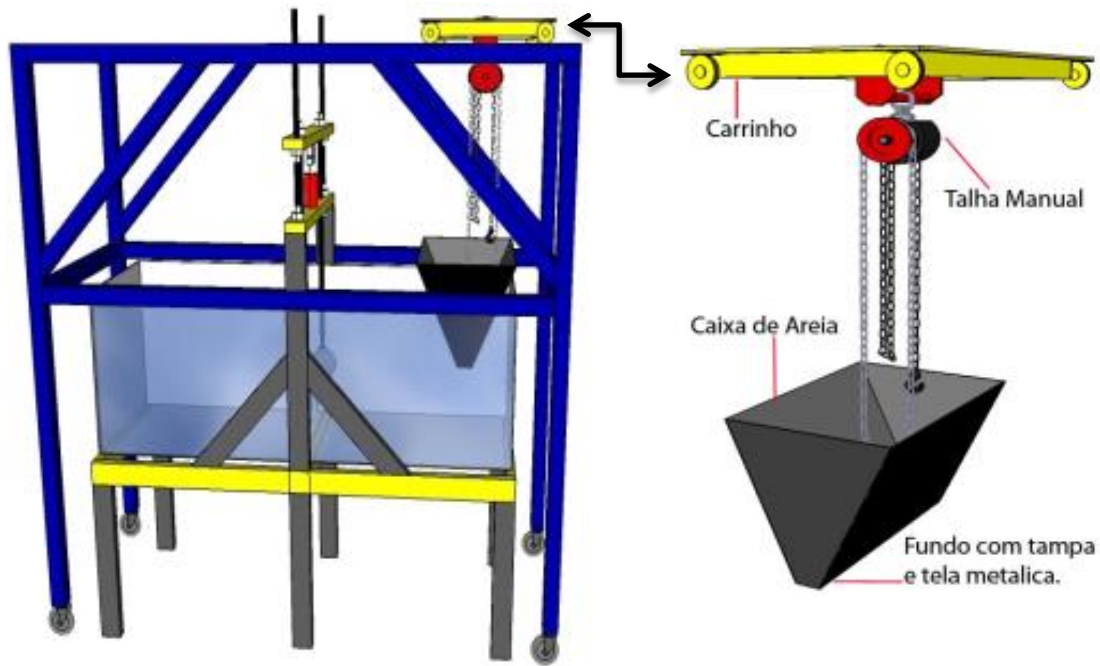


Figura 3.15 Sistema de pórtico com detalhe da caixa de areia

A caixa de areia (volume de $0,0279 \text{ m}^3$) tem uma forma trapezoidal e o seu fundo possui uma malha com aberturas de 2 mm para a saída da areia. O tamanho na abertura da tela metálica foi estabelecido em função do tamanho máximo nominal das partículas. Com isto pretendeu-se evitar bloqueios na saída. Além disso, a tela metálica evita a concentração da queda dos grãos na forma de jatos, melhorando a uniformidade da amostra.

3.3.3 - SISTEMA DE CARGA

O sistema de carga empregado nesta pesquisa baseia-se num sistema similar aos desenvolvidos por Trautmann *et al.* (1985) e Byrne *et al.* (2008). Este incluiu: duas vigas, sendo uma fixa que serve de estrutura de reação e outra móvel que desloca-se para cima ao longo de duas barras guias. Medidores de deslocamentos verticais foram colocados nestas barras para a medição do deslocamento da viga. O carregamento foi transmitido ao duto por barras rosqueadas de 16 milímetros de diâmetro que lhe transmitem a carga vertical. A estrutura de reação foi feita toda ela com perfis metálicos de 7 cm x 3 cm. A Figura 3.16 apresenta o sistema de reação com cada uma das suas partes, já a Figura 3.17 representa um modelo 3-D e uma fotografia real do equipamento empregado. Um cilindro hidráulico acoplado a uma bomba provia a força de arrancamento do tubo.

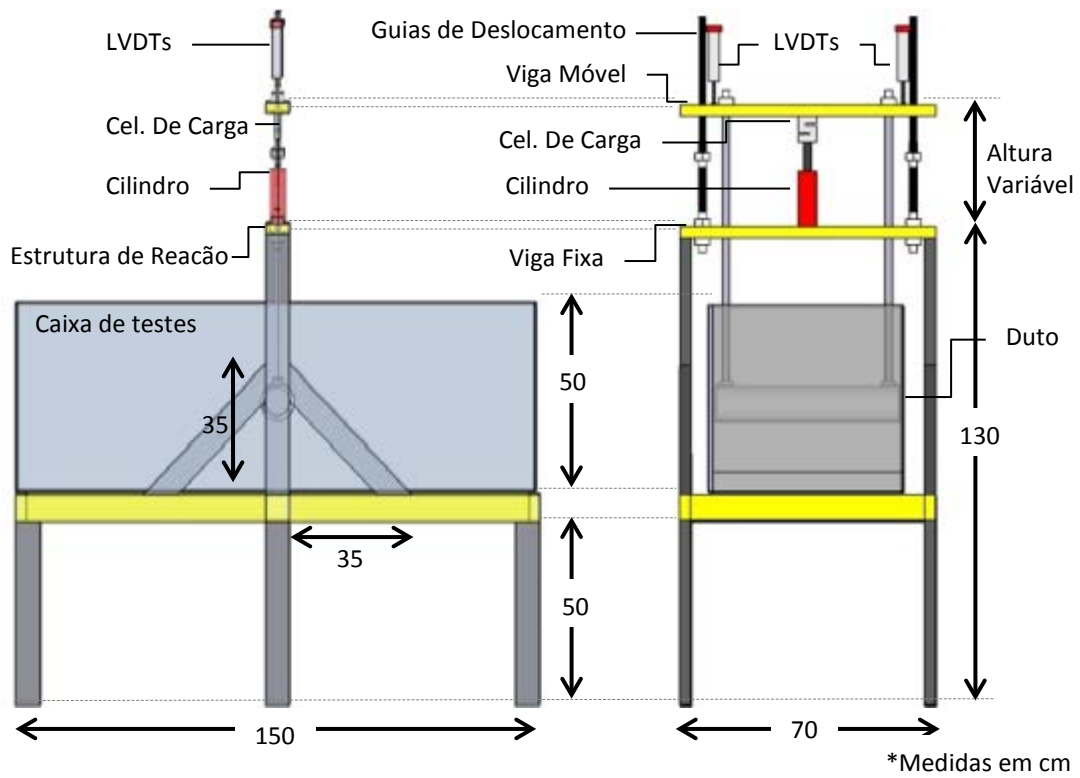


Figura 3.16 Estrutura de reação com caixa de ensaios e duto.

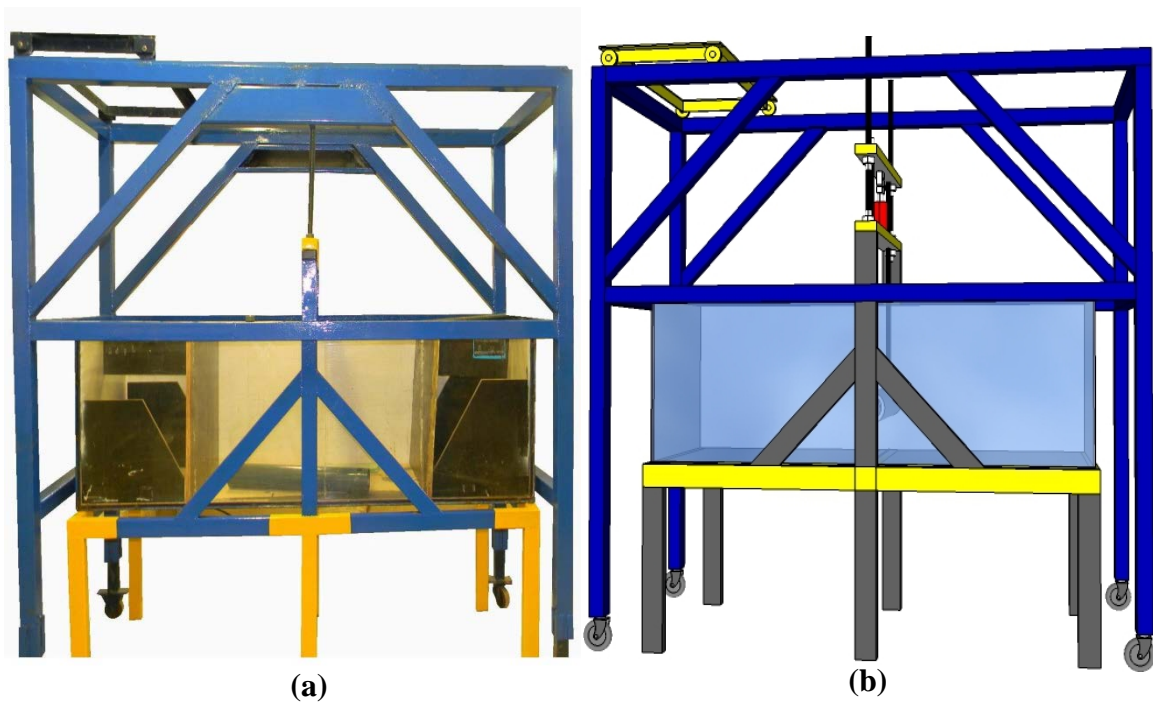


Figura 3.17 Estrutura de reação a) Fotografia Real b) Modelo 3D

3.3.4 - EQUIPAMENTO PARA PREPARAÇÃO DOS ATERROS

3.3.4.1 - MARCOS DE REFERÊNCIA

Os marcos são peças ou elementos que permitiram obter o campo de deslocamentos no maciço. Na pesquisa, foram utilizadas linhas horizontais de areia (mesma areia do ensaio) colorida para a identificação de mecanismos de ruptura. Para a colocação da areia colorida aproveitou-se a face transparente da caixa de ensaios e isto permitiu simetria nas camadas finas de areia colorida nas diferentes profundidades. A areia colorida era colocada somente no contato com a face de vidro. A Figura 3.18 apresenta uma sequência do processo construtivo do maciço e a colocação das linhas de areia colorida.



Figura 3.18 Sequência de distribuição das linhas de referência durante preparação do aterro.

Para a obtenção dos deslocamentos e mecanismos de ruptura utilizou-se uma câmara fotográfica digital Nikon Coolpix L105, de 12 mega pixels. As fotos foram tiradas com qualidade de alta resolução. Filmagens em HD 1280pp também foram feitas durante os ensaios.

3.4 - INSTRUMENTAÇÃO

Em todos os ensaios utilizou-se uma célula de carga (Figura 3.19) e dois medidores de deslocamentos verticais (Figura 3.20), cujas posições foram as mesmas em todos os testes. Os registros fornecidos ao longo de todos os testes permitiram comparar o deslocamento num maciço com e sem reforço geossintético. A Figura 3.21 apresenta o posicionamento da instrumentação utilizada.

CARACTERÍSTICAS
Marca: Kratos CAS
Capacidade: 1000 Kg
Sistema Elétrico: Ponte Completa

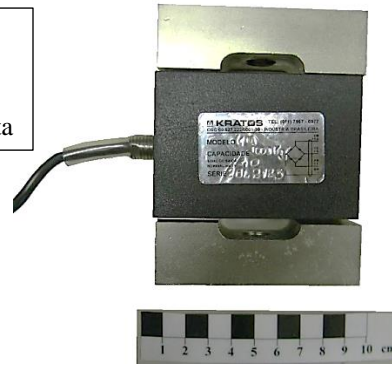


Figura 3.19 Célula de carga.

CARACTERÍSTICAS
Marca: Kratos CAS
Curso Max: 100 mm
Sistema Elétrico: Meia ponte.



Figura 3.20 Medidor de deslocamento.

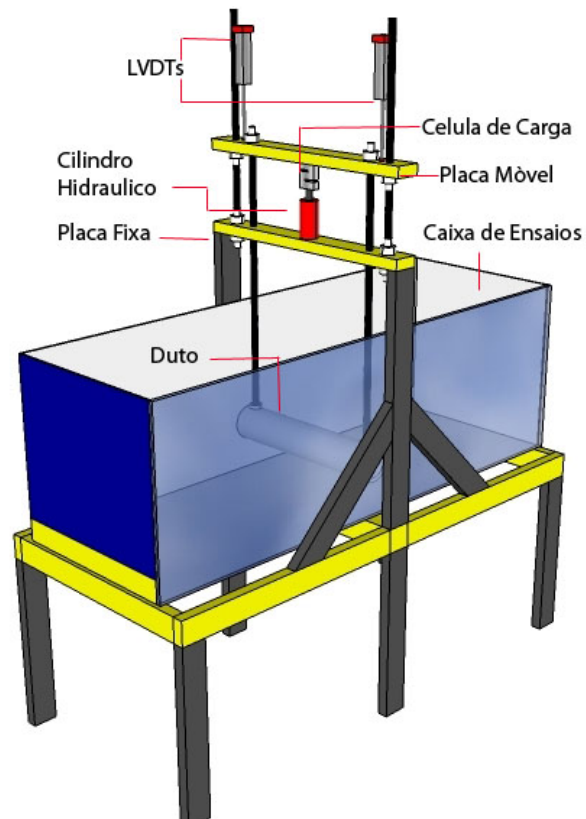


Figura 3.21 Posição da instrumentação no equipamento.

3.4.1 - SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS

Para coletar os dados fornecidos por cada um dos instrumentos utilizados nesta pesquisa acima listados, se empregou um sistema de aquisição de dados fabricado pela HBM, modelo *Spider-8*. O *Spider* possui oito (8) canais onde cada instrumento pode ser ligado por meio de um conector de 15 pinos. *Spider* é conectado ao computador pela entrada para impressora ou por meio de uma interface RS232. A Figura 3.22 apresenta o sistema de aquisição de dados e o computador empregados nesta pesquisa.



Figura 3.22 Sistema de aquisição de dados (*Spider*).

Todos os ajustes necessários são feitos pelo computador utilizando o programa *Catman*, que permite configurar os resultados. Além disso, o programa permite também visualizar os dados em tempo real e simultâneos de todos os canais.

3.5 - METODOLOGIA

A metodologia utilizada para esta pesquisa baseia-se no desenvolvimento de um modelo em escala reduzida que permita avaliar a ancoragem que fornecem materiais geosintéticos em dutos enterrados. A continuação, a Figura 3.23 apresenta o mapa de processos para a realização dos ensaios.

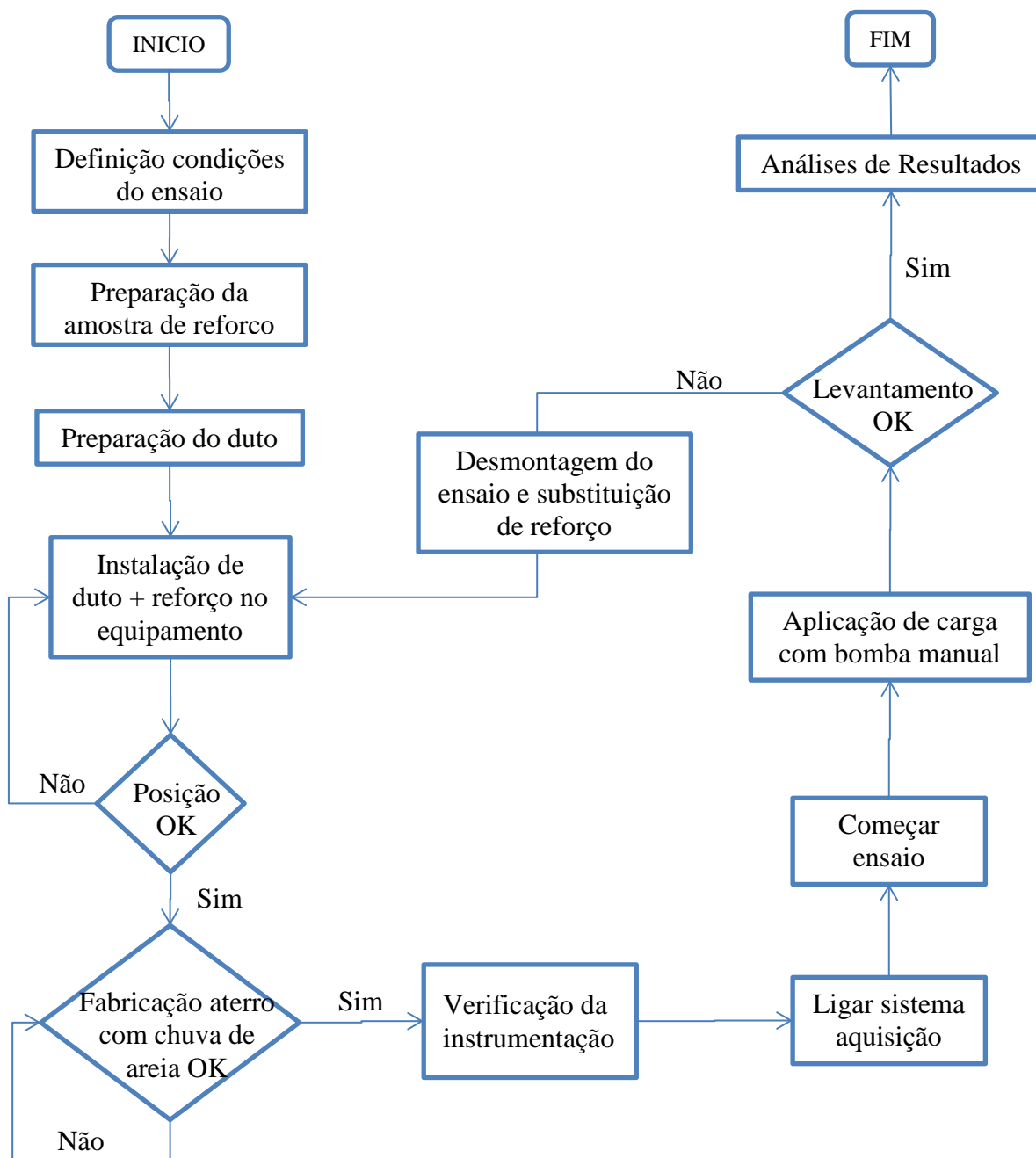


Figura 3.23 Mapa de processos do ensaio

3.6 - CONFIGURAÇÕES DOS ENSAIOS

3.6.1 - ENSAIOS PRELIMINARES

O objetivo deste trabalho, como já foi dito anteriormente, é avaliar a influência da ancoragem de tubulações enterradas num maciço, por meio da inclusão de material geossintético. Para cumprir com o objetivo foi necessário tentar reproduzir possíveis configurações geométricas de posição do material de reforço. Foram também realizados

ensaios variando o tipo de geossintético para cada uma das configurações escolhidas. Assim, mediante uma análise comparativa, verificou-se qual a configuração e o tipo de reforço que provocaram o melhor desempenho.

No processo de trabalho e desenvolvimento da pesquisa, as configurações foram avaliadas sob algumas condições constantes como, por exemplo, a profundidade de enterramento, a densidade da areia e o comprimento do material empregado. Neste sentido foram feitos ensaios preliminares, para estabelecer quais seriam as condições satisfatórias para a interpretação dos resultados.

No trabalho desenvolvido por Byrne *et al.* (2012), as recomendações para a profundidade de enterramento dos dutos no leito marinho são de 2 a 4 vezes o diâmetro do duto. A Figura 3.24 apresenta quatro diferentes configurações variando-se profundidade de enterramento, começando em $0,6D$ (50 mm) até $2,4D$ (180 mm), está última um valor limite frente à capacidade do cilindro hidráulico de arrancar totalmente o duto do solo.

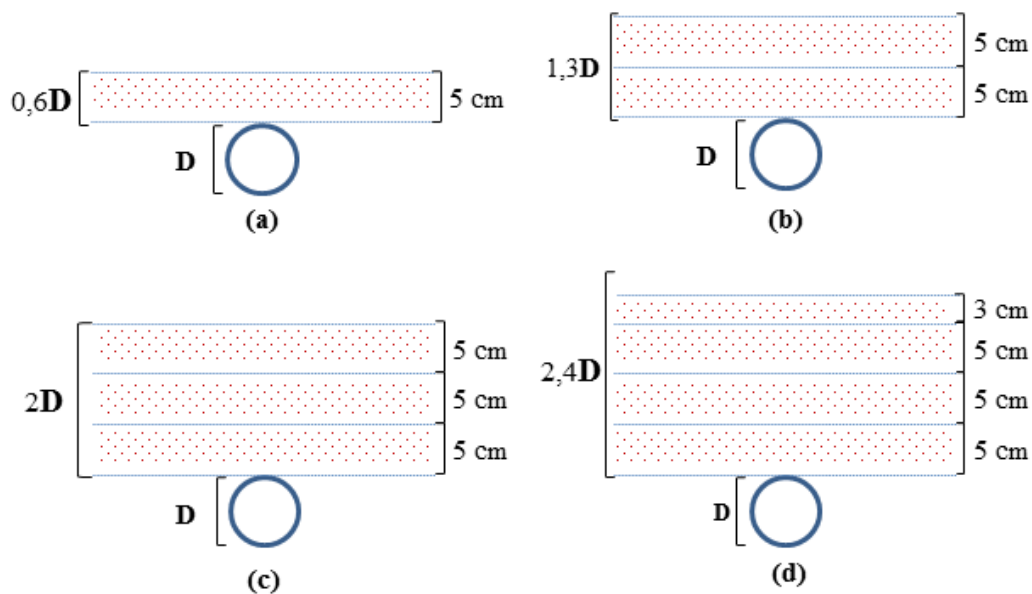


Figura 3.24 Configurações preliminares - variação de profundidade.

Depois de executados cada um dos ensaios, decidiu-se trabalhar com um enterramento de 150 mm ($2D$). Esta profundidade segue a recomendação feita por Byrne *et al.* (2012) e evitou que se chegasse até a condição limite do êmbolo do cilindro.

Outro parâmetro importante para os ensaios é a densidade da areia no maciço. Esta deve ser igual para todos os testes comparativos e nos testes preliminares avaliou-se um

estado fofo para a areia comparado com outro mais denso. Para determinar cada uma das alturas de queda, foi obtida a variação da densidade relativa da areia em função da altura de queda empregada na chuva de areia.

Ainda nos ensaios preliminares, para se determinar o comprimento de reforço necessário para fornecer um bom acréscimo de resistência, foram executados testes em duas configurações geométricas e com dois tipos de material de reforço. Os comprimentos do material foram estabelecidos em função do diâmetro do duto. Assim, foram avaliados comprimentos de 1D, 2D e 3D, como mostrado na Figura 3.25.

Cada um dos ensaios foi executado com profundidade de enterramento de 15 cm e queda de areia de 10 cm ($I_D \approx 30\%$) para cada uma das camadas depositadas. Nestes testes como se esperava, o melhor comportamento foi obtido com o maior comprimento do geossintético (Figura 3.25 c e f).

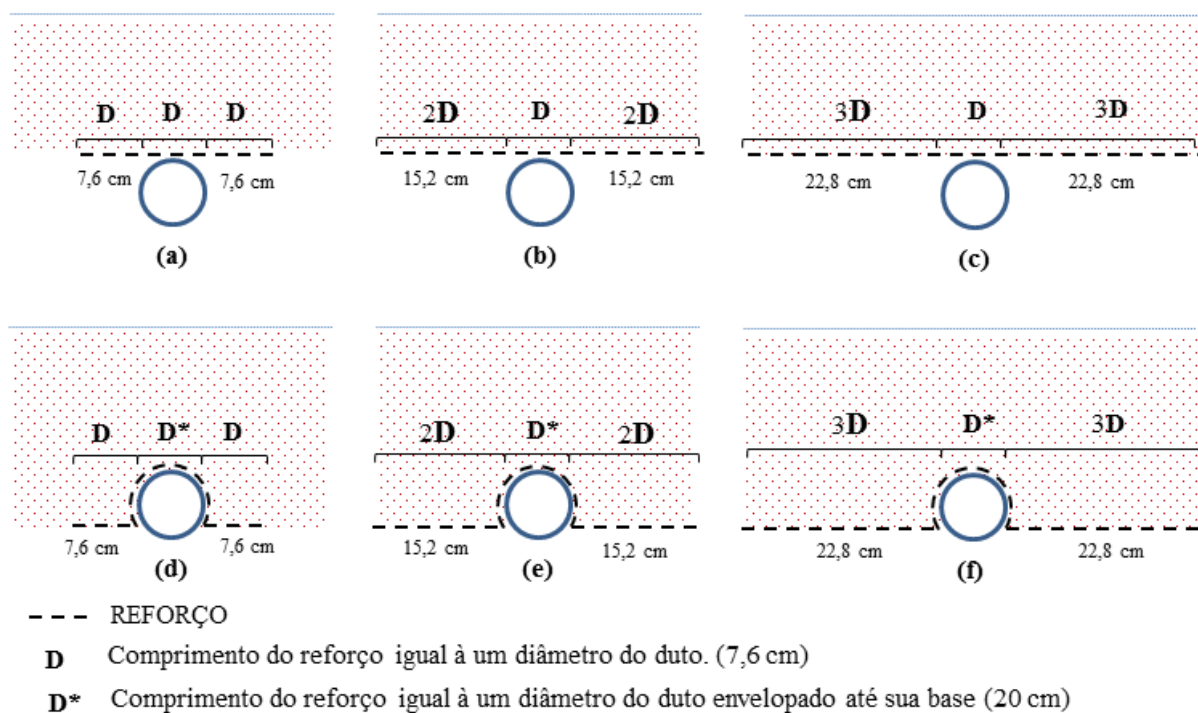

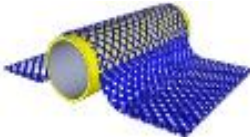

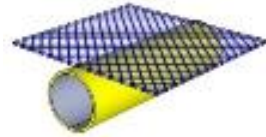

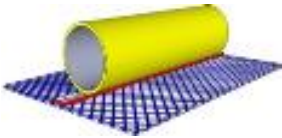

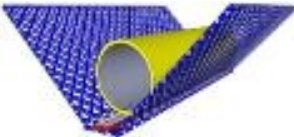

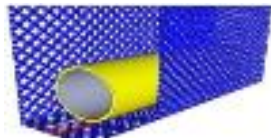


Figura 3.25 Configurações preliminares - variação no comprimento do material de reforço

Com estes testes preliminares foi possível estabelecer as características a serem mantidas constantes e os parâmetros a serem variados em cada ensaio. Assim, a Tabela 3.5 apresenta as 5 diferentes configurações geométricas que foram investigadas no programa de ensaios.

Tabela 3.5 Configurações geométricas de instalação do reforço

DESCRIÇÃO	CONFIGURAÇÃO	MODELO 3D
<p>Configuração 1</p> <p>Reforço envelopando o duto.</p> <p>Comprimento 3D = 66 cm</p>		
<p>Configuração 2</p> <p>Reforço acima do duto 0° de inclinação com a horizontal.</p> <p>Comprimento 3D = 53 cm</p>		
<p>Configuração 3</p> <p>Reforço abaixo do duto 0° de inclinação com a horizontal.</p> <p>Comprimento 3D = 53 cm</p>		
<p>Configuração 4</p> <p>Reforço abaixo do duto 45° de inclinação com a horizontal.</p> <p>Comprimento 45° = 72 cm</p>		
<p>Configuração 5</p> <p>Reforço abaixo do duto 90° de inclinação com a horizontal.</p> <p>Comprimento 90° = 53 cm</p>		

A Figura 3.26 apresenta um esquema resumo com as configurações estudadas nesta pesquisa.

É importante esclarecer que é necessário a execução dos ensaios preliminares para definir as variáveis (profundidade de enterramento, densidade relativa I_D , e comprimento do reforço), após disto será então possível avaliar realmente a configuração geométrica e o tipo de material de reforço. A profundidade de enterramento e o comprimento são expressados em função do diâmetro do duto (D) empregado na pesquisa, este foi constante para todos os testes.

Os quadros cinza nas configurações preliminares indicam os valores mantidos constantes nos ensaios com reforço.

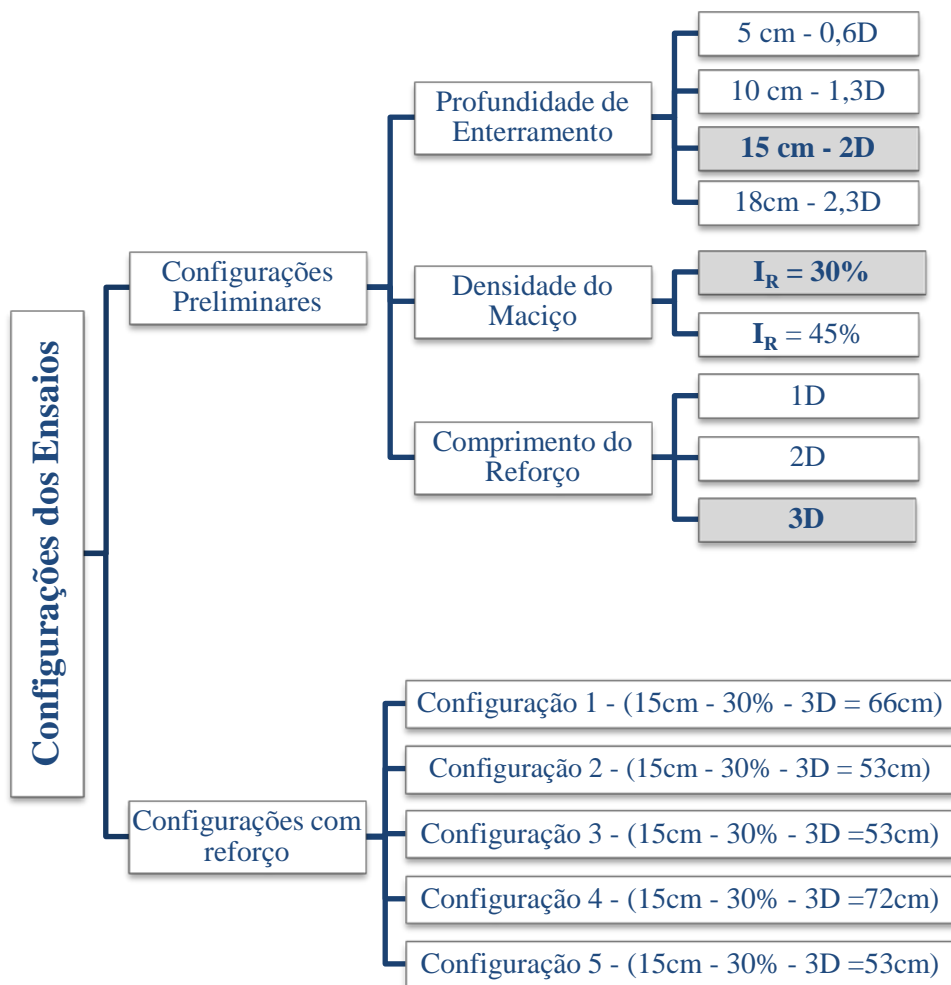


Figura 3.26 Esquema resumo das configurações estudadas.

3.6.2 - PREPARAÇÃO DO DUTO

O tubo de aço carbono possui dois furos na parte superior, os quais permitiram transmitir o carregamento do cilindro hidráulico. Na parte inferior do tubo também foram necessários dois furos para permitir a fixação de uma lamina de aço que assegura o reforço nas configurações 3, 4 e 5 como pode se observar na Figura 3.27.

Como pode se ver na Figura 3.28 foi imprescindível comprovar a horizontalidade do duto para cada ensaio, para isto foi utilizado um nível de mão. Isto vai evitar um possível deslocamento vertical diferencial que poderia produzir contato de extremidade do tubo com a face da caixa de ensaios.



Figura 3.27 Preparação de um corpo de prova RP na configuração 3 com ajuda da lamina de aço no fundo para assegurar o reforço.



Figura 3.28 Tubo de aço carbono - Instalação do duto no fundo da caixa de testes.

Para garantir o contato do tubo com a face de vidro foi usada uma extensão de borracha em torno do tubo. Além disso, foi necessário colocar tampas de isopor em cada lado do tubo para impedir o ingresso de areia no seu interior (Figura 3.29).



Figura 3.29 Detalhe extensão de borracha e tampa de isopor no tubo.

3.6.3 - 3.5.3 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

Cada uma das configurações geométricas dos ensaios influenciou a preparação da amostra. Em todas as configurações manteve-se a constante a largura da camada de reforço, igual a 49,5 cm, ou seja, praticamente igual à largura da caixa de ensaios. A Figura 3.30 apresenta imagens de preparação de amostras com diferentes configurações da camada de reforço.

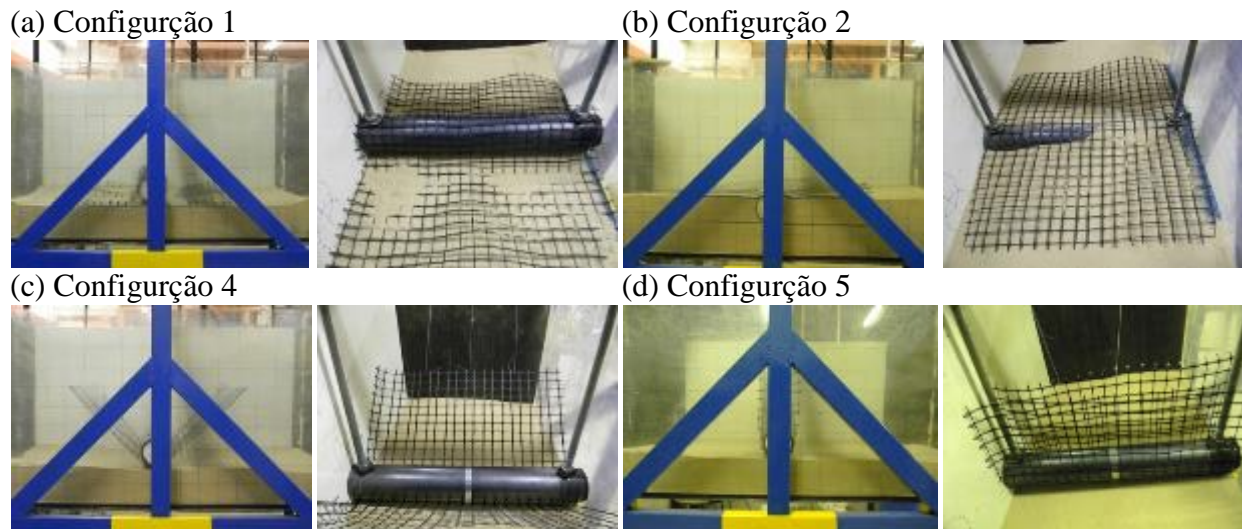


Figura 3.30 Preparações de amostras com diferentes configurações.

Concluída a fase de construção do aterro, instalaram-se os medidores de deslocamento vertical. Os instrumentos foram ajustados e conectados ao sistema de aquisição de dados. A seguir foram efetuadas as leituras iniciais para o início do ensaio.

3.7 - PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Durante o ensaio, o tubo foi continuamente arrancado do terreno em decorrência da aplicação da carga vertical pelo cilindro hidráulico, como esquematizado na Figura 3.31. Há que se reconhecer que a simulação do levantamento do tubo não obedece estritamente à carregamentos reais de flambagem ou flutuabilidade, entretanto julgam-se válidas as comparações entre situações com e sem reforço sob condições idênticas.

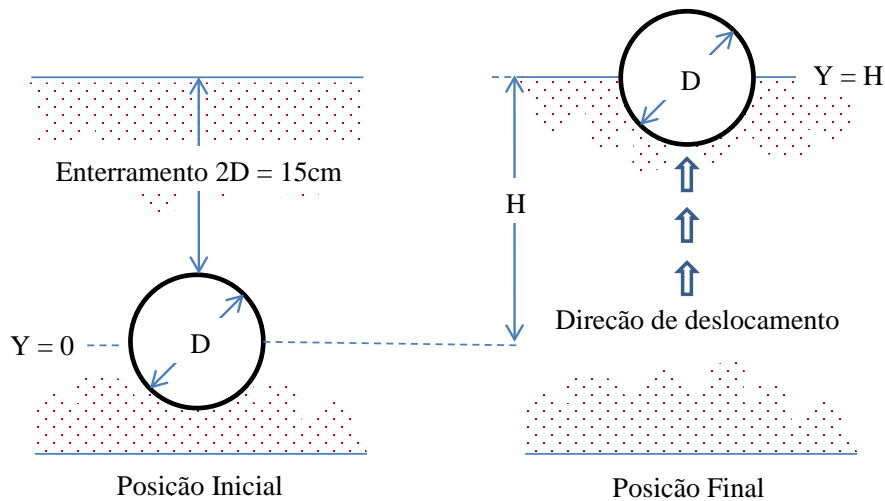


Figura 3.31 Posição inicial e final do duto no ensaio

A aplicação de cargas foi realizada com a ajuda de uma bomba e um cilindro hidráulico. Procurou-se aplicar as cargas com velocidade constante, fato que pode ser comprovado na relação deslocamento vs tempo na Figura 3.32, onde é possível notar uma boa linearidade, com excelente correlação. A velocidade de aplicação de arrancamento do tubo foi de 2,5 mm/s, obtida experimentalmente após dos ensaios.

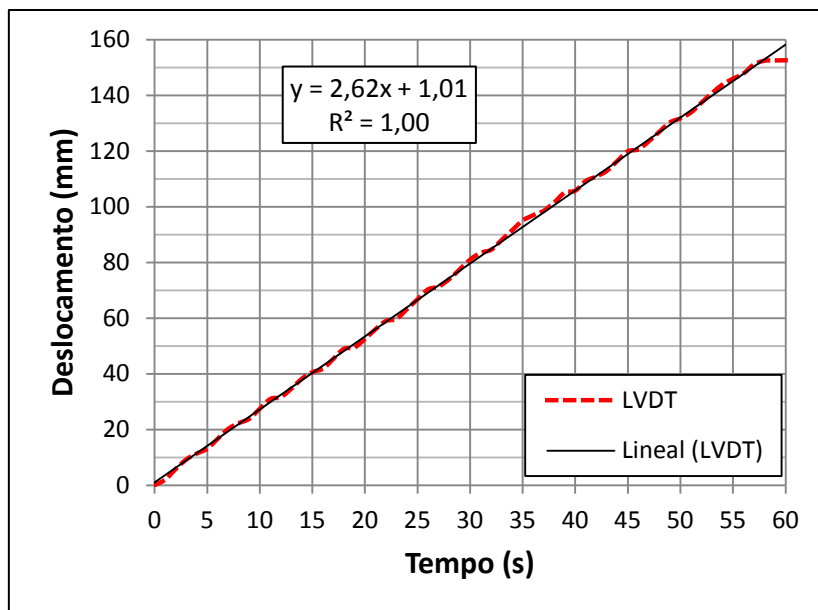


Figura 3.32 Velocidade de aplicação de carregamentos - ensaio SR-15/30.

3.7.1 - IDENTIFICAÇÃO DOS ENSAIOS

A Tabela 3.6 apresenta um resumo dos ensaios realizados e a variação das propriedades em cada teste, bem como a nomenclatura adotada em cada ensaio.

No total foram realizados 28 ensaios, dos quais os 11 primeiros, chamados ensaios preliminares, foram utilizados para definir condições constantes na avaliação da influência do reforço geossintético. É importante destacar que foram feitos ensaios mais de uma vez em igualdade de condições de enterramento para garantir a repetitividade nos resultados. Por exemplo, esse foi o caso do teste 02, que avaliou o duto sem reforço numa profundidade de enterramento de 15 cm e densidade relativa de 30%, repetindo sob as mesmas condições nos testes 03 e 04. (Tabela 3.6).

Para compreender o código de identificação adotado nos ensaios, abaixo apresentam-se dois exemplos:

- a) **GG1-15/30-2D**
- b) **SR-18/30**

No caso (a) as duas primeiras letras identificam o tipo de material: GG faz referência à geogrelha. O número seguinte: 1 indica o tipo de configuração. O valor 15/30 identifica a profundidade de enterramento e a densidade relativa, respectivamente. Por último, 2D indica o comprimento de reforço utilizado para cada lado do tubo. Assim, a interpretação correta do teste descrito no exemplo (a) é: Ensaio feito com geogrelha na configuração 1, com profundidade de enterramento de 15 cm, densidade relativa de 30% e um comprimento de reforço para cada lado do tubo de duas vezes o valor do diâmetro do tubo.

Para o caso (b) as duas primeiras letras identificam que o ensaio foi feito sem reforço, SR, razão pela qual não há referência à configuração nem ao comprimento do reforço. A interpretação do teste do exemplo (b) é: Ensaio feito sem reforço com profundidade de enterramento de 18 cm e densidade relativa de 30%.

Tabela 3.6 Identificação dos ensaios realizados

No. Teste	Prof.	Densidade	Comprimento Reforço	Configuração	Tipo de Reforço*	Código
1	18 cm	$I_D = 30\%$	---	Sem Reforço	---	SR-18/30
2-3-4	15 cm	$I_D = 30\%$	---	Sem Reforço	---	SR-15/30
5	10 cm	$I_D = 30\%$	---	Sem Reforço	---	SR-10/30
6	5 cm	$I_D = 30\%$	---	Sem Reforço	---	SR-5/30
7	15 cm	$I_D = 45\%$	---	Sem Reforço	---	SR-15/45
8	15 cm	$I_D = 30\%$	1D	Config. 1	GG	GG1-15/30-1D
9	15 cm	$I_D = 30\%$	2D	Config. 1	GG	GG1-15/30-2D
10	15 cm	$I_D = 30\%$	3D	Config. 1	GG	GG1-15/30-3D
11	15 cm	$I_D = 30\%$	1D	Config. 2	GG	GG2-15/30-1D
12	15 cm	$I_D = 30\%$	2D	Config. 2	GG	GG2-15/30-2D
13	15 cm	$I_D = 30\%$	3D	Config. 2	GG	GG2-15/30-3D
14	15 cm	$I_D = 30\%$	3D	Config. 1	MB	MB1-15/30-3D
15	15 cm	$I_D = 30\%$	3D	Config. 2	MB	MB2-15/30-3D
16	15 cm	$I_D = 30\%$	3D	Config. 1	RP	RP1-15/30-3D
17	15 cm	$I_D = 30\%$	3D	Config. 3	RP	RP3-15/30-3D
18	15 cm	$I_D = 30\%$	3D	Config. 3	GG	GG3-15/30-3D
19	15 cm	$I_D = 30\%$	3D	Config. 3	MB	MB3-15/30-3D
20	15 cm	$I_D = 30\%$	3D	Config. 4	RP	RP4-15/30-3D
21	15 cm	$I_D = 30\%$	3D	Config. 4	GG	GG4-15/30-3D
22	15 cm	$I_D = 30\%$	3D	Config. 4	MB	MB4-15/30-3D
23	15 cm	$I_D = 30\%$	3D	Config. 5	GG	GG5-15/30-3D
24	15 cm	$I_D = 45\%$	3D	Config 5	GG	GG5-15/45-3D
25	15 cm	$I_D = 45\%$	3D	Config. 1	GG	GG1-15/45-3D
26	15 cm	$I_D = 45\%$	3D	Config. 2	GG	GG2-15/45-3D
27	15 cm	$I_D = 45\%$	3D	Config. 3	GG	GG3-15/45-3D
28	15 cm	$I_D = 45\%$	3D	Config. 4	GG	GG4-15/45-3D

Notas: ***GG** – Geogrelha, **MB** – Malha Branca, **RP** – Rede de pescar

4 - RESULTADOS DOS ENSAIOS

4.1 - INTRODUÇÃO

O estudo da ancoragem de tubulações enterradas com geossintéticos foi avaliado nesta pesquisa mediante ensaios efetuados em escala reduzida com um equipamento e instrumentação adequada, como já foi explicado no Capítulo 3. O Capítulo 4 apresenta os principais resultados obtidos em cada um dos testes com as configurações de reforço adotadas. Serão expostos os resultados obtidos, sua interpretação gráfica e a sua análise.

Serão também apresentados os resultados de repetibilidade para maciços sem reforço. Isto buscou garantir o controle das variáveis nos ensaios para serem analisadas comparativamente. Apresentam-se resultados das configurações preliminares e por ultimo, tendo definido cada uma das variáveis relevantes para os testes com reforço, apresentam-se os resultados obtidos com cada material e para cada configuração geométrica.

4.2 - REPETIBILIDADE DOS RESULTADOS EM ENSAIOS SEM REFORÇO

A repetibilidade dos resultados é uma das principais condições procuradas na hora de fazer ensaios comparativos, pois só assim pode-se realizar uma análise correta e consistente. Na presente pesquisa uma condição que facilita este objetivo é a fabricação do maciço de areia aonde o duto é enterrado. Para isto foi necessário garantir a homogeneidade da massa de solo, razão pela qual o método da chuva da areia foi adotado.

A partir dos registros providos pela instrumentação, obtiveram-se dados concomitantemente da célula de carga e dos medidores de deslocamento vertical. Com isto foram elaborados gráficos em termos da carga *versus* o deslocamento.

Foram feitos três (3) ensaios avaliando a condição sem reforço. Procuram-se manter condições iguais nos três maciços construídos com queda de areia controlada e número de camadas de solo para garantir a profundidade de enterramento do tubo de 15 cm. Estes resultados vão permitir validar a metodologia da chuva de areia e garantir uma correta comparação entre resultados obtidos em cada um dos ensaios. A Figura 4.1 apresenta uma

comparação e três ensaios executados sob as mesmas condições de preparação do aterro. Observa-se que os três ensaios sem reforço têm comportamentos semelhantes..

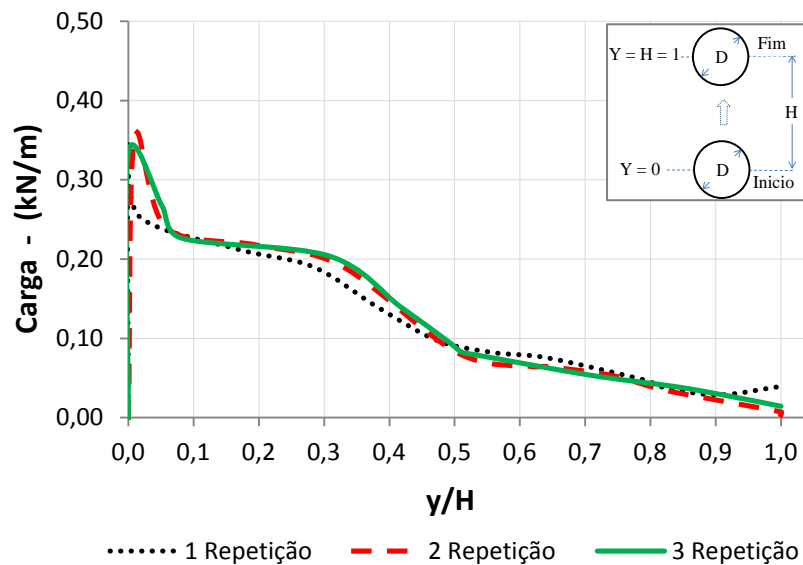


Figura 4.1 Comparativa de repetibilidade em 3 ensaios SR.

As três repetições feitas sob as mesmas condições apresentam uma excelente correlação, fato que é verificado pelos valores de desvio padrão (σ) calculados, sendo o maior valor de 2%. Estes resultados permitem inferir que a metodologia adotada para a construção do maciço é adequada para obter uma boa repetibilidade nos testes.

A Figura 4.2 representa a curva obtida com os valores médios de carregamento. Esta curva vai ser adotada como a configuração zero (0) (curva de referência), e será empregada para fazer as diferentes comparações com outros testes reforçados.

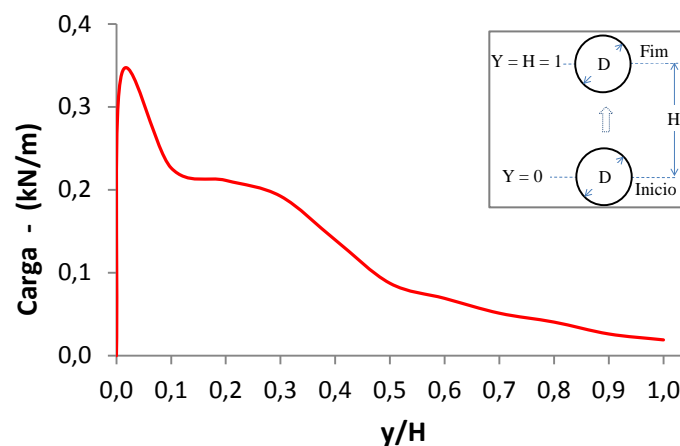


Figura 4.2 Curva média dos ensaios de repetibilidade.

4.3 - ENSAIOS PRELIMINARES E ESTABELECIMENTO DE CONFIGURAÇÕES DE ENSAIO INICIAIS.

Para realizar uma boa comparação entre cada ensaio é necessário limitar e controlar as diferentes variáveis. Foram abordados quatro parâmetros variáveis na realização dos ensaios, quais sejam: profundidade de enterramento, densidade do maciço, forma de instalação do reforço e comprimento do material de reforço.

4.3.1 - RESULTADOS DOS TESTES VARIANDO-SE A PROFUNDIDADE DE ENTERRAMENTO

A profundidade de enterramento é uma das condições que mais favorecem a estabilidade dos dutos enterrados, mesmo assim têm-se limitações quanto ao sua utilização. Uma delas é a sobrecarga excessiva, que pode produzir um aumento nas tensões que levem a fissuras nos dutos e conseqüentemente a falhas operacionais. O aumento da profundidade, embora seja uma das técnicas mais empregadas como controle de deformações verticais e laterais de dutos enterrados, nem sempre consegue solucionar todos os problemas, além de ser uma solução cara. A Figura 4.3 apresenta os resultados obtidos nos ensaios (SR-5/30; SR-10/30; SR-15/30, SR-18/30 – Ver Tabela 3.6 para significados dos códigos dos ensaios).

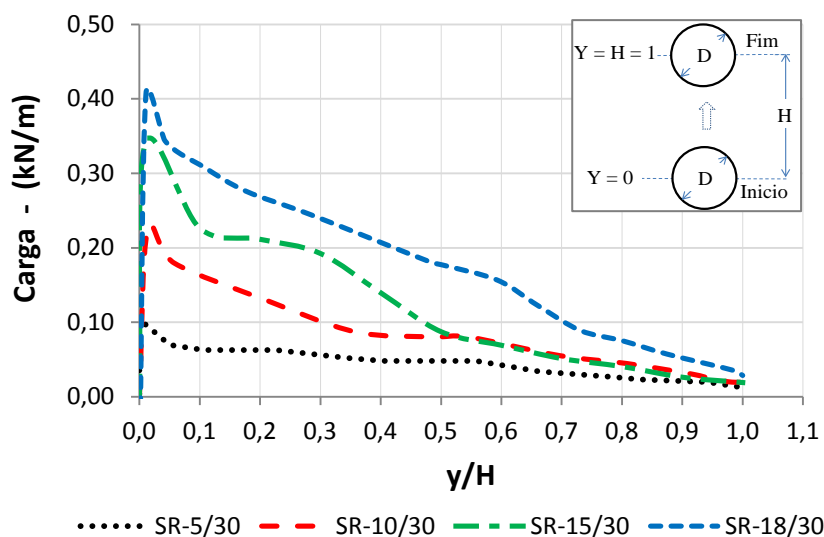


Figura 4.3 Influência da variação da profundidade de enterramento em ensaios sem reforço.

Além das curvas apresentadas na Figura 4.3 Influência da variação da profundidade de enterramento em ensaios sem reforço., avaliou-se a tendência estatística que têm os resultados obtidos. A Figura 4.4 apresenta a relação entre a profundidade de enterramento e os carregamentos picos nos testes feitos com variação de profundidade. Pode-se observar uma

relação praticamente linear entre profundidade de enterramento e carga máxima de arrancamento do duto.

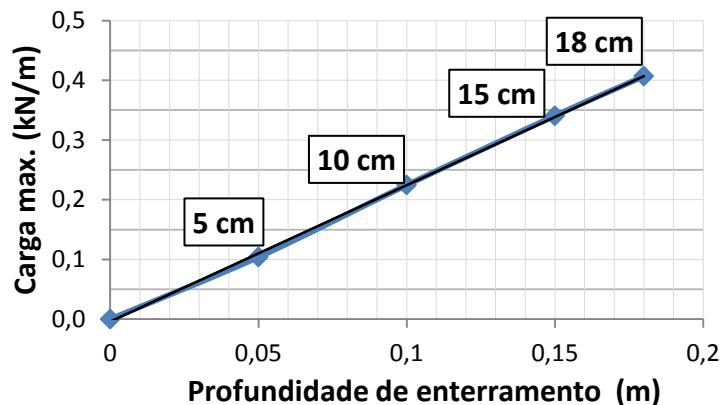


Figura 4.4 Correlação entre profundidade de enterramento e carga máxima de arrancamento.

Tabela 4.1 Resultados dos ensaios com variação da profundidade de enterramento

Profundidade (cm)	Carga (kN/m)	Acréscimo (%)	Porcentagem (%)
5	0,10	24	24
10	0,22	30	54
15	0,34	29	83
18	0,41	17	100

4.3.2 - RESULTADOS DE TESTES VARIANDO-SE A DENSIDADE DO MACIÇO

Para avaliar a influência da densidade da areia, foram feitos testes iniciais sem reforço no estado fofo ($I_D \approx 30\%$) e em um estado um pouco mais denso ($I_D \approx 45\%$). No caso dos ensaios preliminares, foi necessário avaliar o comportamento do duto sem inclusão de reforço, a Figura 4.5 apresenta os resultados obtidos variando-se a densidade da areia.

Os resultados mostram um pequeno ganho de resistência com o aumento da densidade do solo. A força de arrancamento máxima sofreu um acréscimo de 9,36%. No caso da presente pesquisa optou-se por trabalhar com o estado mais fofo da areia, sendo este o caso mais crítico que se pode apresentar em dutos enterrados na área *offshore*, além de representar de forma mais realista as condições esperadas em situações reais quando é utilizado técnicas de instalação como jateamento.

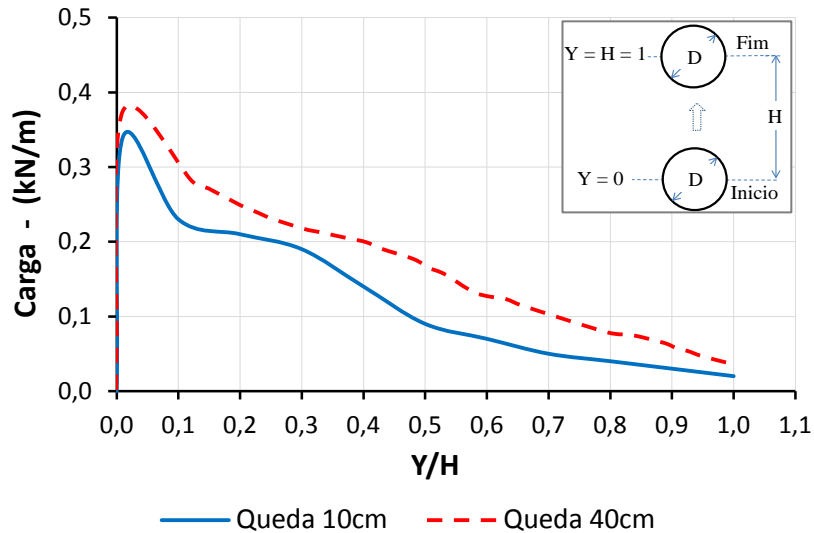


Figura 4.5 Variação da força devido à variação na densidade do solo: altura de queda 10 cm ($I_D \approx 30\%$) e de 40 cm ($I_D \approx 45\%$)

Além do estudo da variação da densidade num maciço sem reforço, foram avaliadas as mudanças obtidas em dutos enterrados com inclusão de reforço, o Apêndice A, apresenta os resultados obtidos em ensaios com reforço (GG) nas cinco configurações geométricas para um maciço de areia com densidade aumentada ($I_D \approx 45\%$). A seguir, são apresentados na Figura 4.6 os resultados de carga máxima de arrancamento obtidos em cada configuração para as condições de densidade impostas neste estudo.

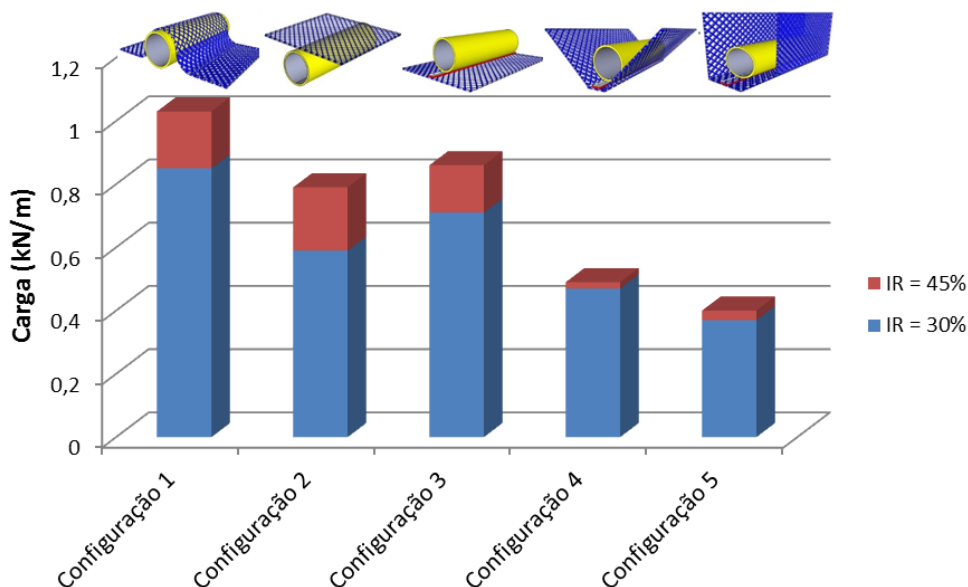


Figura 4.6 Resultados de carga máxima de arrancamento em ensaios com reforço GG para densidades de maciço ($I_D \approx 30\%$) e ($I_D \approx 45\%$).

4.3.3 - DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO DO MATERIAL DE REFORÇO

Uma correta quantificação dos esforços que vão agir sobre a estrutura permite uma escolha adequada do comprimento de material de reforço. Intuitivamente, um comprimento maior de material de reforço fornecerá uma maior resistência, porque vai se gerar uma maior área de influência e contato na interface solo - geossintético. A influência do comprimento do reforço foi avaliada para duas configurações geométricas com o mesmo material de reforço. Nestes ensaios trabalhou-se com reforço GG nas configurações 1 e 2.

A Figura 4.7 apresenta os resultados dos ensaios com a configuração 1, avaliando-se comprimentos que vão desde 26,8 cm (1D) a 56,78 cm (3D). É importante lembrar que a largura da amostra do reforço é fixada pela caixa de testes (49,5 cm) sendo uma medida constante em todos os ensaios. Nesta primeira configuração o reforço atinge carregamentos bem maiores que o caso sem reforço. O ensaio GG1-15/30-1D forneceu um aumento de 35,3 % na carga máxima comparado com o caso SR-15/30. Na comparação de carga ao final do ensaio, pode-se ver que os resultados par ao ensaio GG1-15/30-3D (comprimento de 3 vezes o diâmetro para cada lado do duto) são bem maiores que os do ensaio sem reforço.

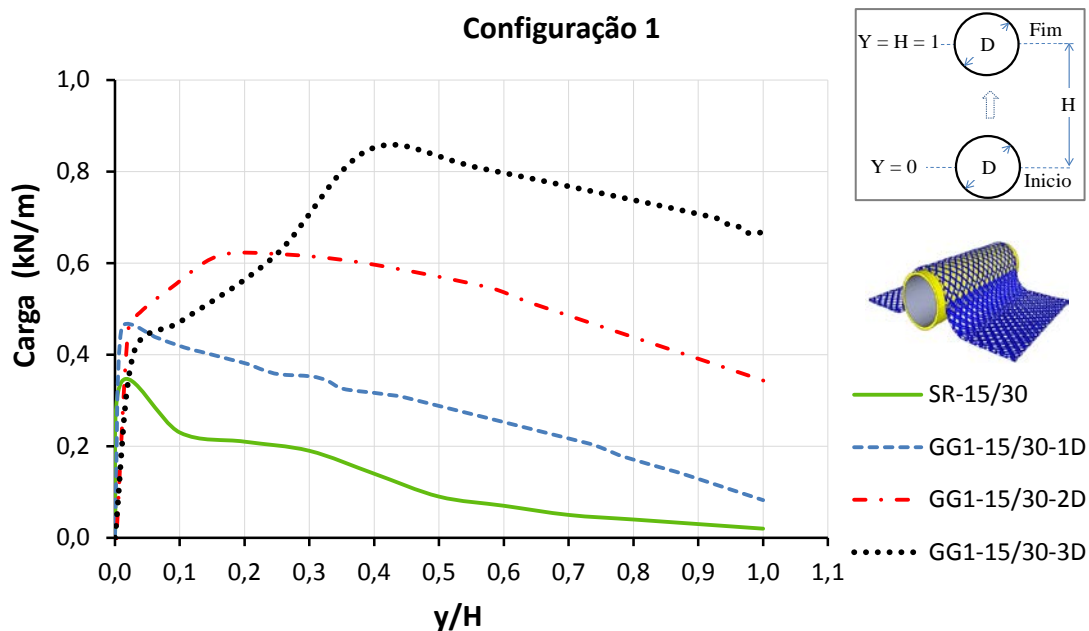


Figura 4.7 Avaliação do comprimento na configuração 1.

A Figura 4.8 apresenta os resultados para a configuração No. 2. Pode-se ver o aumento da carga de arrancamento com o do reforço. Para o caso reforçado com 1D a cada lado do duto, não se percebeu uma melhoria significativa na carga de arrancamento. Embora a tendência relacionada com o comprimento se mantenha, é importante notar que a configuração 2 apresenta uma eficiência menor quando comparada à configuração 1.

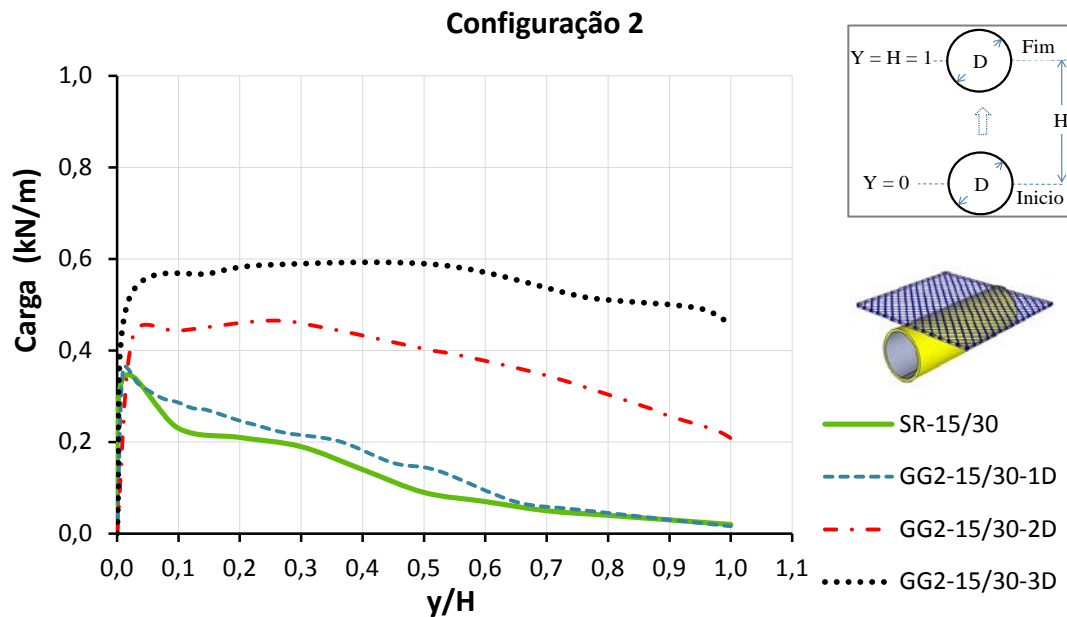


Figura 4.8 Avaliação do comprimento na configuração 2.

A Figura 4.9 apresenta a variação da carga máxima de arrancamento com o comprimento do reforço. Pode-se notar praticamente relações lineares entre as variáveis. Além disso, obteve-se na intersecção entre as curvas trazadas pelo reforço e o carregamento máximo atingido sem reforço um ponto chamado de limite. Este ponto indica o comprimento abaixo do qual o reforço não contribui mais. No caso da configuração 1 obteve-se um comprimento mínimo de reforço de 20 cm e para a configuração 2 um comprimento mínimo de 21 cm.

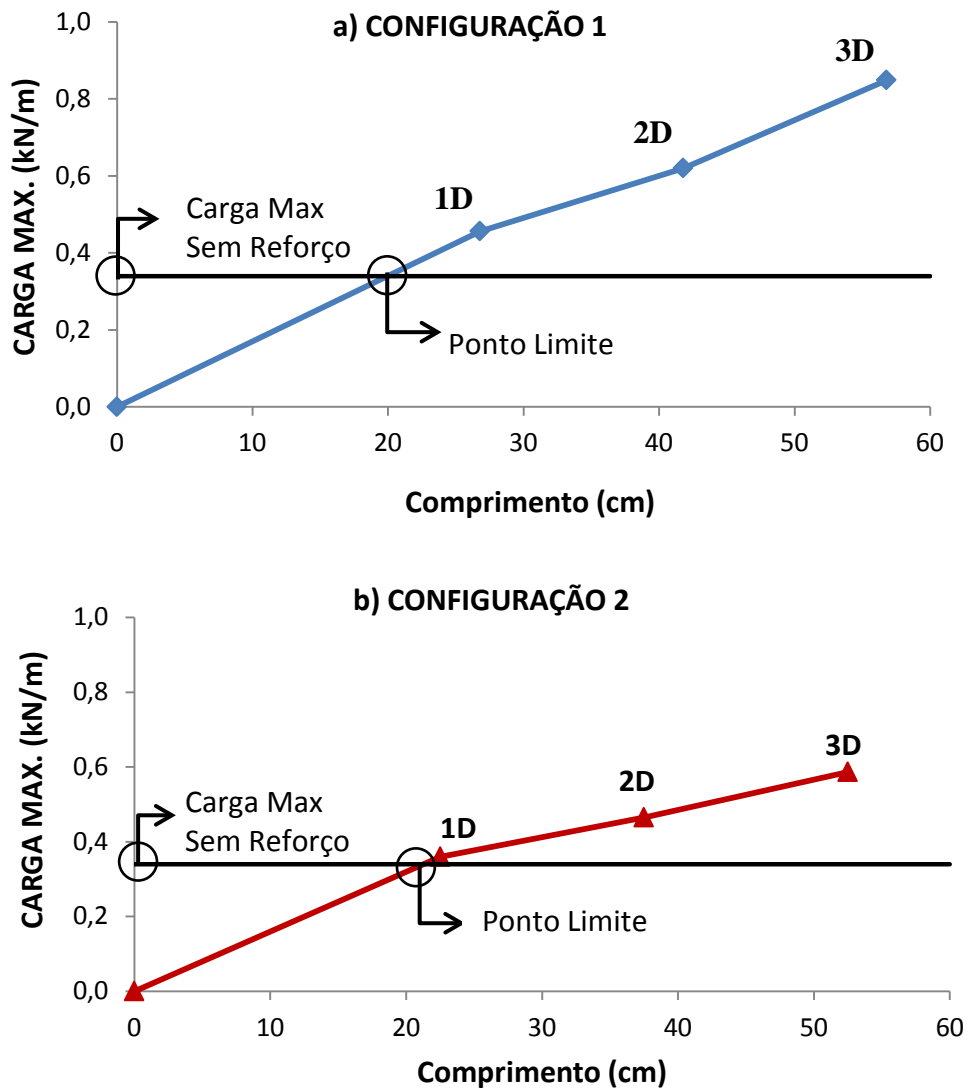


Figura 4.9 Relação comprimento dos reforços – carga de arrancamento; (a) Configuração 1; (b) Configuração 2.

4.4 - ENSAIOS COM REFORÇO COM DIFERENTES CONFIGURAÇÕES GEOMETRICAS

Com as configurações preliminares bem definidas, foram estabelecidos como constantes a densidade do solo, a profundidade de enterramento do duto e o comprimento do material de reforço para a avaliação de outros aspectos relevantes relativos à configuração da camada de reforço. Assim, a densidade relativa (I_D) do maciço de areia, obtida pelo método da chuva da areia com altura de queda de 10 cm, foi de 30 %, a profundidade de enterramento do tubo igual a 15 cm e o comprimento do reforço, a cada lado do duto, igual a 3 vezes o diâmetro do duto. No caso das configurações 4 e 5 o comprimento do reforço foi definido em função do ângulo de inclinação com a horizontal e a profundidade de enterramento.

Tendo em conta os diferentes mecanismos construtivos para os dutos enterrados na área *offshore* e *onshore*, tentou-se reproduzir configurações possíveis para a instalação dos diferentes reforços. Os resultados obtidos nos testes dependem das configurações de instalação dos reforços.

4.4.1 - CONFIGURAÇÃO 1 – REFORÇO ENVELOPANDO O DUTO

Para a configuração 1, o reforço foi colocado envelopando a parte superior do duto. Foram feitos três testes, um com cada reforço (GG, MB e RP) a fim de observar o comportamento destes sob condições de enterramento e comprimento de reforços iguais. Os resultados foram representados por curvas, as quais a sua vez foram plotadas junto ao ensaio realizado sem reforço (SR-15/30) para comparações.

A Figura 4.10 apresenta os resultados obtidos em termos de deslocamento normalizado do duto *versus* carga de arrancamento.

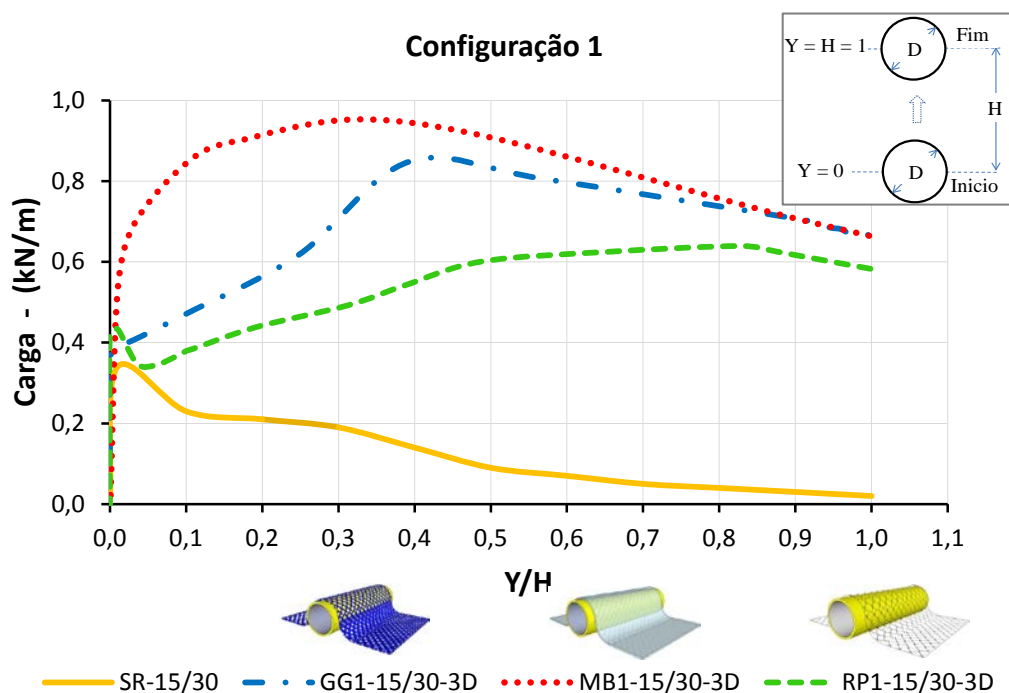


Figura 4.10 Resultados obtidos na configuração 1.

Observou-se o melhor comportamento e maior carregamento máximo no ensaio realizado com o reforço MB (ensaio MB1-15/30-3D). Os valores de carga ao final dos ensaios, quando o duto está na posição $Y=H=1$, foram muito próximos para os reforços MB e GG.

Nos resultados, a forma da curva para o reforço MB sugere que a interação solo – reforço e mobilização de força no reforço neste caso ocorreu desde o início do ensaio. Já no caso dos reforços GG e RP, desenvolveu-se maior mobilização do reforço se exceder a força restritiva imposta pelo peso do duto mais o peso do solo.

É interessante observar na Figura 4.10 um pequeno pico de carga inicial bem definido no ensaio RP1-15/30-3D antes de aumentar a capacidade de reforço ao longo do ensaio. A queda seguinte ao pico pode ser o resultado de um alongamento e deslizamento do material, em consequência do arranjo das aberturas desse reforço (ver Fig. 3.7), espessura de seus membros e baixo atrito membro-solo. Entretanto, posteriormente à queda observa-se uma melhoria no desempenho do reforço RP1.

Observa-se que as cargas de arrancamento ao final dos ensaios reforçados foram muito superiores à do ensaio sem reforço (SR-15/30). Além disso, os resultados ao final do ensaio para os três reforços (posição $Y=H=1$) foram semelhantes.

4.4.2 - CONFIGURAÇÃO 2 – REFORÇO HORIZONTAL ACIMA DO DUTO

Neste caso, o reforço é instalado horizontalmente sobre o duto (configuração 2). Para esta configuração foram feitos testes só com os reforços GG e MB. Não se utilizou o reforço RP devido ao seu desempenho inferior comparativamente aos outros dois reforços nos ensaios com a configuração 1.

A Figura 4.11 mostra os resultados dos ensaios GG2-15/30-3D e MB2-15/30-3D e compara estes com o ensaio sem reforço. Observou-se um comportamento semelhante no ensaio MB2-15/30-3D em relação ao GG2-15/30-3D. A Figura 4.11 mostra que o reforço MB melhora o seu desempenho após o duto superar o estado de equilíbrio limite de cargas imposta pelo solo e peso do duto, ao passo que o reforço GG tem desempenho melhor já em estágios iniciais do ensaio. Entretanto, os carregamentos máximos e ao final do ensaio nos ensaios MB2-15/30-3D e GG2-15/30-3D foram bem próximos.

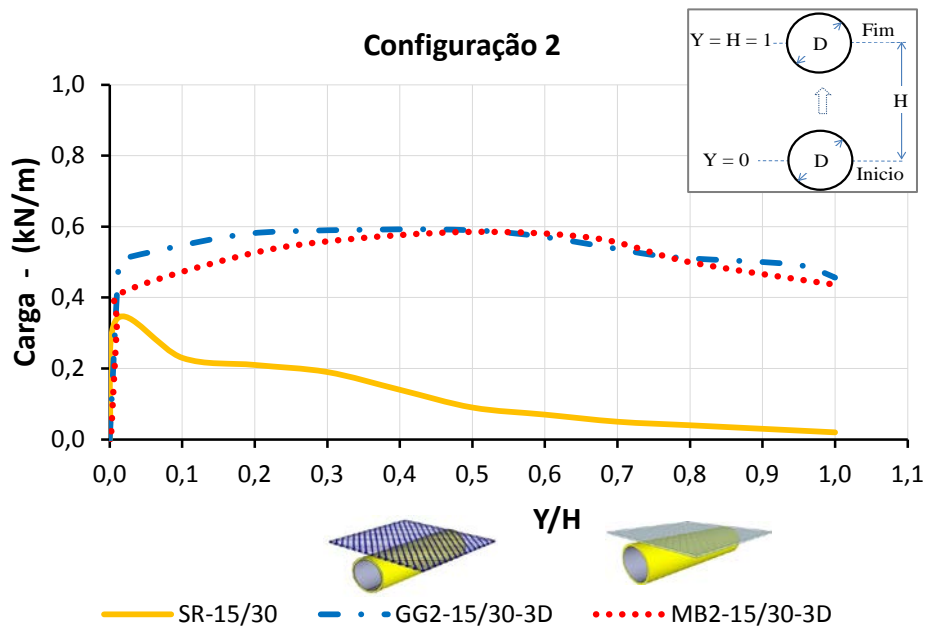


Figura 4.11 Resultados obtidos na configuração 2.

4.4.3 - CONFIGURAÇÃO 3 – REFORÇO HORIZONTAL ABAIXO DO DUTO

Na configuração 3 o reforço é instalado horizontalmente sob o tubo e fixo a este. A Figura 4.12 expõe as curvas obtidas nos testes com os três reforços. Nos três ensaios observou-se novamente um melhor desempenho inicial dos reforços GG e MB. Também, ao final do ensaio, os resultados obtidos para os três tipos de reforços foram semelhantes e bem superior a da situação sem reforço.

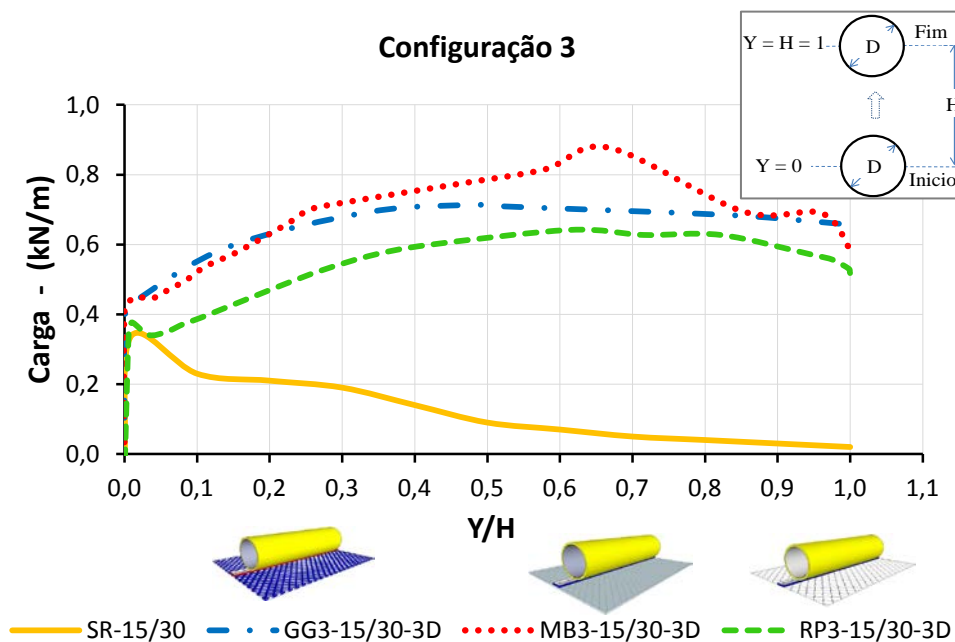


Figura 4.12 Resultados obtidos na configuração 3.

4.4.4 - CONFIGURAÇÃO 4 – REFORÇO INCLINADO 45°

A configuração 4 foi realizada para avaliar a influência que teria a inclinação do reforço na ancoragem de dutos enterrados. A Figura 4.13 apresenta os resultados obtidos com essa configuração. Neste caso, a contribuição da presença do reforço só começa a se evidenciar para maiores deslocamentos do duto ($Y/H \cong 0,2$). Ainda assim, a contribuição dos reforços ainda é muito significativa ao final do ensaio, para valores de Y/H próximos a 1. Acredita-se que o desempenho inferior do reforço nesse tipo de configuração é o resultado da necessidade de aumentar o levantamento do duto para que o trecho de ancoragem da camada de reforço seja efetivamente solicitado, em comparação com as situações das configurações 1, 2 e 3.

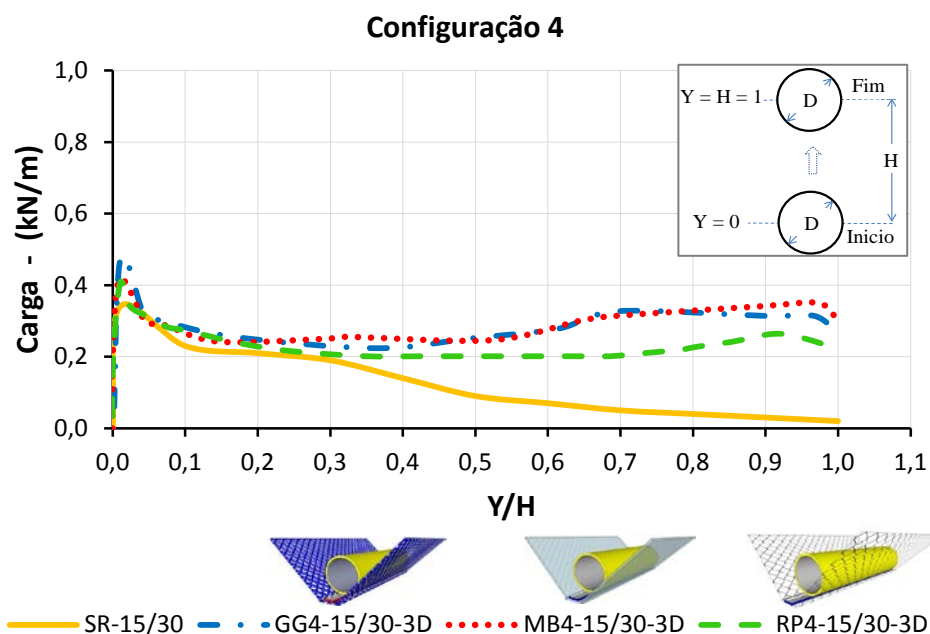


Figura 4.13 Resultados obtidos na configuração 4.

4.4.5 - CONFIGURAÇÃO 5 – REFORÇO INCLINADO A 90°

O ensaio GG5-15/30-3D apresentado na Figura 4.14 foi realizado com o reforço em posição vertical. Nesta configuração o reforço é fixado à parte inferior do duto. De forma semelhante ao comentado para a configuração 4, observa-se uma contribuição efetiva do reforço a partir de $Y/H = 0,3$, também pela necessidade de uma maior ascensão do duto para a mobilização da ancoragem do reforço. Nesta configuração, o desempenho ao final do ensaio,

embora ainda superior ao caso sem reforço, foi bem menor que os observados para as outras configurações.

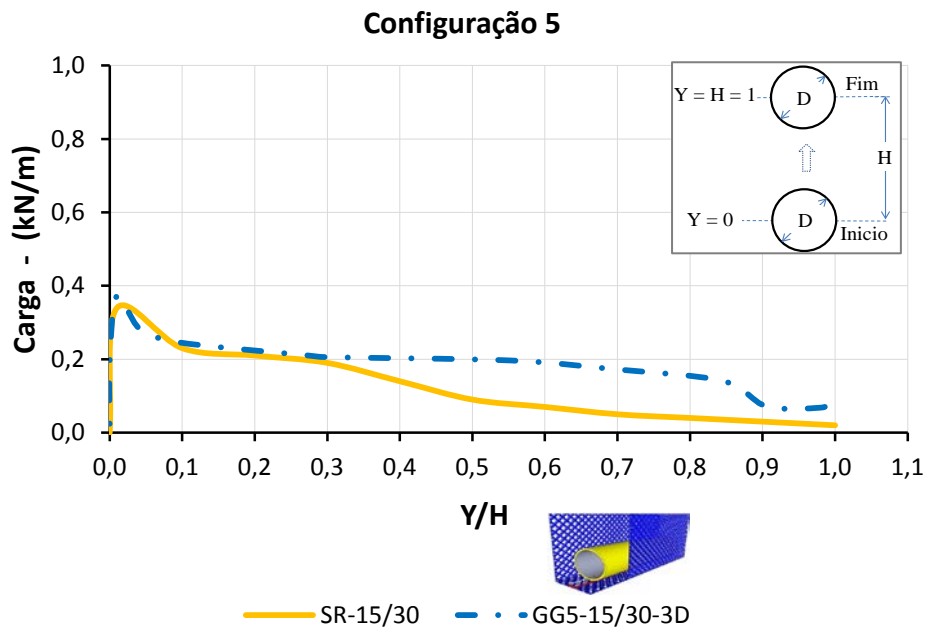


Figura 4.14 Resultados obtidos na configuração 5.

4.5 - ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE CONFIGURAÇÕES DE REFORÇOS

Os ensaios para avaliação das configurações com os três tipos de reforço foram executados sob condições iguais de aterro, ($H = 15 \text{ cm}$ e $I_D = 30\%$). Além disso, os comprimentos dos materiais de reforço foram iguais para cada configuração. A Tabela 4.2 apresenta um resumo dos resultados obtidos em cada uma das configurações com os três tipos de reforço. Os resultados são referentes aos carregamentos de arrancamento máximos atingidos ao longo dos diferentes testes.

Tabela 4.2 Resultados de carregamentos máximos para cada configuração.

REFORÇO	CONFIGURAÇÃO									
	1		2		3		4		5	
	Carga kN/m	Aumento %	Carga kN/m	Aumento %	Carga kN/m	Aumento %	Carga kN/m	Aumento %	Carga kN/m	Aumento %
GG	0,85	150	0,59	73	0,71	110	0,47	37	0,37	10
MB	0,95	180	0,59	72	0,88	158	0,42	23	---	---
RP	0,64	88	---	---	0,64	89	0,40	19	---	---

NOTA: A porcentagem de aumento indicada na tabela indica o aumento de carga máxima em relação ao resultado do ensaio sem reforço.

Observaram-se acréscimos na carga máxima nos testes de mais de 100% nas configurações 1 e 3. Nestas o resultado obtido com o reforço MB na configuração 1 atingiu o valor máximo de carga de arrancamento dentre todos os ensaios realizados. O reforço RP chegou em torno de 90% maior que a situação sem reforço nas configurações 1 e 3. Na configuração 4, onde foi avaliada a influência da inclinação (45°) do reforço, os resultados foram bem menores, e o aumento máximo em relação à situação sem reforço foi de 37%, para o reforço GG.

Os acréscimos de carga de arrancamento provocados pelos reforços podem ser também avaliados ao final do ensaio. Neste caso, o duto não tem a carga imposta pelo peso e resistência do solo e sua restrição ao movimento vertical é somente devido ao seu peso próprio e o reforço que ainda se encontra enterrado no maciço. A Tabela 4.3 mostra os valores de carga registrados na condição final para os diferentes ensaios e a percentagem de redução da carga de arrancamento ao final do ensaio em relação à carga máxima durante o ensaio. As menores reduções foram apresentadas pelo reforço GG na configuração geométrica 3 (ensaio GG3-15/30-3D), que apresentou um redução de 7,5% em relação à carga máxima.

Tabela 4.3 Resultados de cargas de arrancamento ao final do ensaio para cada configuração.

REFORÇO	CONFIGURAÇÃO									
	1		2		3		4		5	
	Carga kN/m	Queda %	Carga kN/m	Queda %	Carga kN/m	Queda %	Carga kN/m	Queda %	Carga kN/m	Queda %
GG	0,65	23,4	0,46	21,6	0,66	7,5	0,27	42,2	0,08	78,5
MB	0,66	30,6	0,44	24,8	0,58	33,9	0,29	30,6	---	---
RP	0,58	9,3	---	---	0,52	19,0	0,21	48,0	---	---

NOTA: A percentagem indicada na tabela é a queda entre o valor de carga máxima e a residual.

Os reforços utilizados na presente pesquisa aumentaram o valor máximo da carga de arrancamento de um duto enterrado. Em que pese as limitações dos ensaios em relação a uma situação real, fica patente que a utilização de reforço geossintético aumenta a segurança de dutos enterrados contra o arrancamento.

Além dos resultados anteriores, o Apêndice B apresenta uma comparação dos resultados obtidos de forma que é possível comparar o comportamento das diferentes configurações para cada material.

4.6 - COMPARAÇÕES ENTRE PREVISÕES E MEDIÇÕES EM ENSAIOS SEM REFORÇO

Muitos autores (Meyerhof e Adams 1968, Ladanyi e Hoyaux 1969, Trautmann *et al.* 1985, Byrne *et al.* 2012) têm estudado analítica e experimentalmente o comportamento de dutos enterrados. As equações apresentadas no capítulo 2 deste trabalho permitem, mediante parâmetros e características do solo circundante ao duto, prever a força máxima de arrancamento na situação sem reforço. Os parâmetros necessários para realizar os cálculos pelas equações são mostrados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 Parâmetros utilizados no calculo analítico.

Parâmetro	Descrição	Valor	Unidades
γ	Peso específico do solo	16,13	kN/m ³
ϕ	Ângulo de atrito do solo.	35	°
H	Profundidade até o centro do duto	0,188	m
D	Diâmetro	0,076	m
L	Comprimento do duto	0,49	m
K_o	Coefficiente de empuxo lateral	0,43	

Com os parâmetros expostos na Tabela 4.4 foram feitas as estimativas de carga máxima de arrancamento para a situação se reforço, cujos valores são apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 Resultados analíticos de cargas picos para dutos enterrados em aterros sem reforço

ANO	AUTOR	EQUAÇÃO	RESULTADO
1968	Meyerhof e Adams	$F_{ult} = \gamma ZDL \left(1 + \frac{H}{D} \cdot K \cdot \tan(\phi) \right)$	0,39
1969	Ladanyi e Hoyaux	$F_{ult} = \gamma HDL \left(1 + \frac{H}{2D} \cdot \text{Sen}(2\phi) \right)$	0,49
1985	Trautmann <i>et al.</i>	$F_{ult} = \left[1 - \frac{\pi D}{8H} + \frac{H}{D} K \tan \phi' \right] \gamma' HDL$	0,36
2012	Byrne <i>et al.</i>	$F_{ult} = \gamma' HDL - \gamma' \frac{\pi D^2}{8} L + \gamma' H^2 L K \tan \phi'$	0,36

O resultado obtido no ensaio sem reforço com um duto enterrado a uma profundidade de 15 cm foi 0,34 kN/m. Comparando os resultados teóricos (Tabela 4.5) com os dados

obtidos experimentalmente, se tem uma diferença de apenas 4% entre as previsões pelos métodos de Trautman *et al.* (1985) e de Byrne *et al.* (2012) e o resultado experimental.

4.7 - ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS DO DUTO NO MACIÇO

Na presente pesquisa a análise de deslocamento foi realizada com a informação fornecida pelas fotografias e filmagens feitas em cada ensaio. Considerou-se uma apreciação qualitativa dos resultados, já que a informação obtida não permite um cálculo exato de volumes de areia movimentada. Esta metodologia permitiu comparar as diferentes situações e mecanismos de ruptura em cada ensaio. As linhas de referência (areia colorida) auxiliaram na identificação dos mecanismos de ruptura.

A Figura 4.15 mostra os resultados obtidos no ensaio sem reforço (SR-15/30-3D). Apesar da obstrução à visão por parte da estrutura de reação do equipamento, pode-se notar como o mecanismo de ruptura no ensaio sem reforço foi predominantemente vertical. O movimento ascensional do duto provoca o caimento dos grãos de areia nas suas laterais para o vazio inferior provocado pelo seu deslocamento. O ensaio (SR-15/30-3D) comportou-se segundo o previsto nos trabalhos realizados com dutos enterrados em areias fofas desenvolvidos por Trautmann *et al.* 1985.

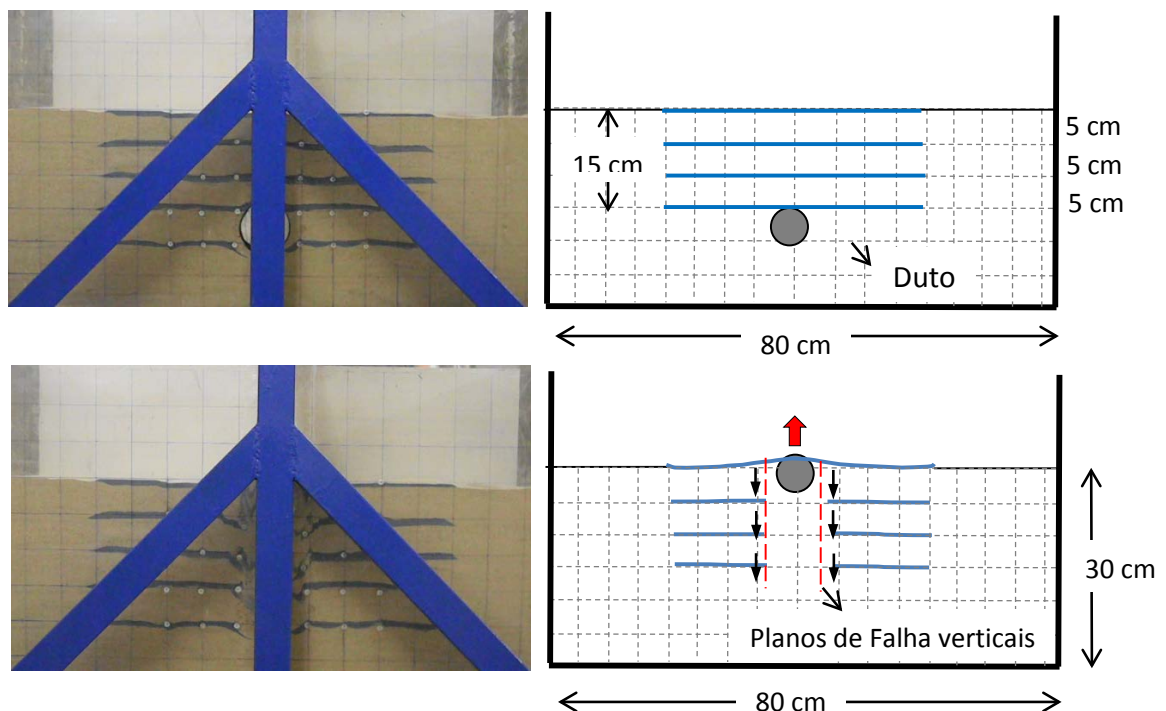


Figura 4.15 Deslocamento de duto em maciço sem reforço.

As fotografias tiradas ao longo dos ensaios com reforço permitiram identificar a movimentação das linhas de referência e representar esquematicamente estes deslocamentos no maciço. A Figura 4.16 apresenta uma sequencia de 4 instantes no levantamento do duto num ensaio com reforço (MB3-15/30-3D).

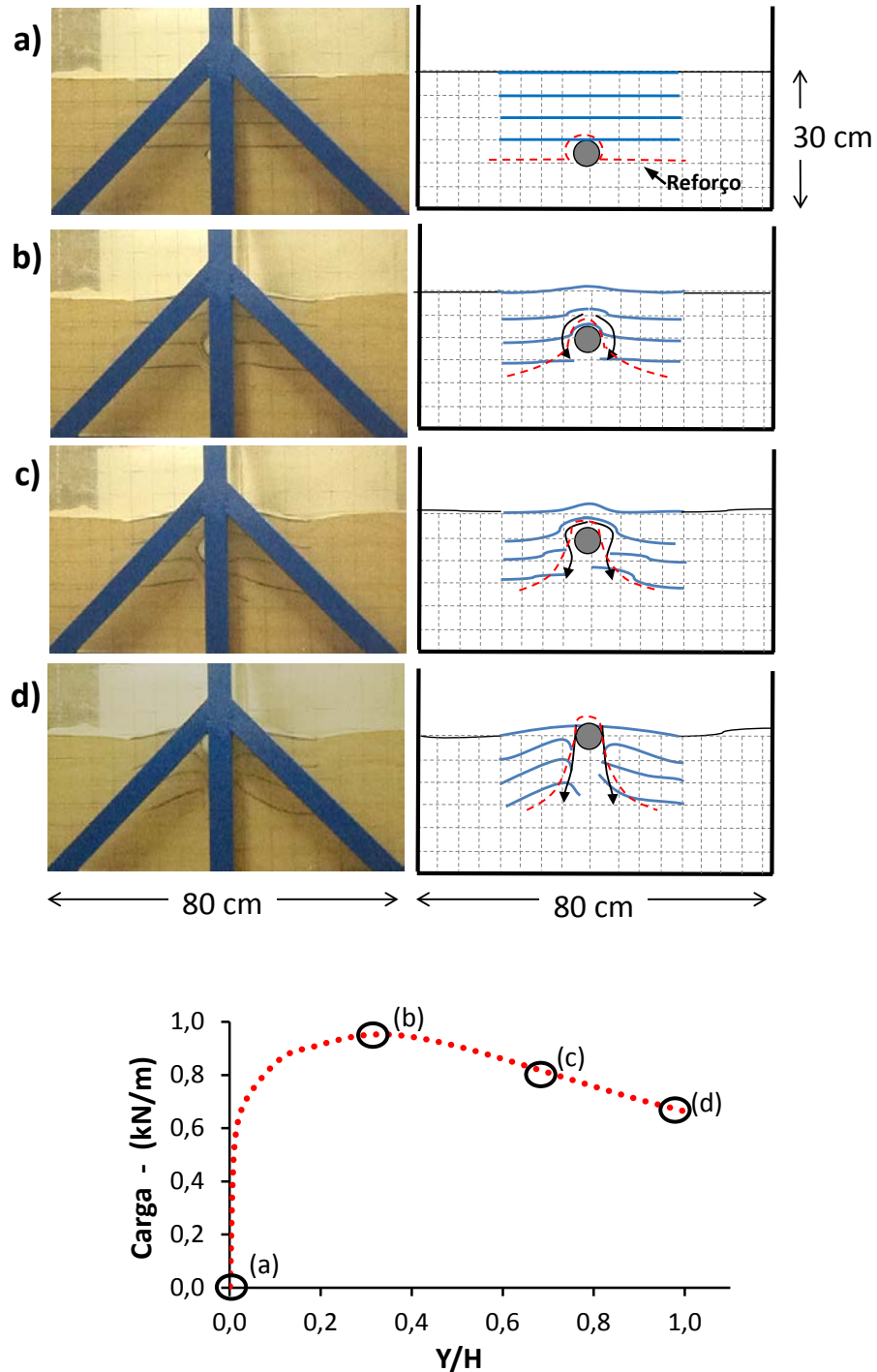


Figura 4.16 Etapas de deslocamento num ensaio MB1-15/30-3D

As diferenças na fase final de um ensaio sem reforço (Figura 4.15) e outro reforçado (Figura 4.16) são significativas. A observação destes maciços permite inferir que o reforço altera notavelmente o maciço, envolvendo uma quantidade maior de massa de solo no processo de ruptura. Além disso, os planos são mais inclinados em relação à vertical do que o observado no ensaio sem reforço.

A Figura 4.17 apresenta a fase final de três ensaios com reforços RP, GG, MB, realizados numa mesma configuração geométrica (configuração 1). Pode-se visualizar os mecanismos desenvolvidos em função dos deslocamentos, ou quebras, das linhas de referência. Os desenhos laterais esquematizam zonas (cor vermelha) com mecanismos de deslocamentos mais intensos no maciço.

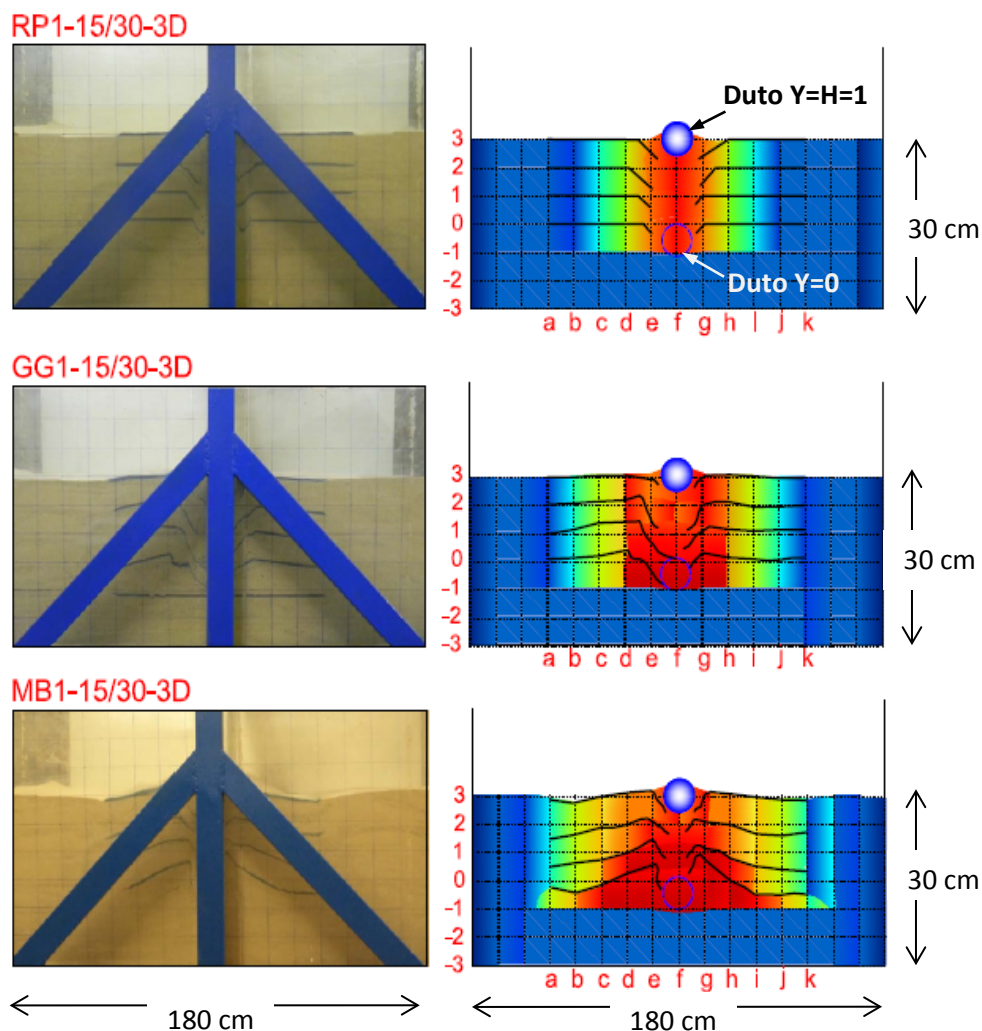


Figura 4.17 Deslocamento do duto e alteração do maciço em ensaios com reforço.

O ensaio feito com o reforço RP (RP1-15/30-3D) influenciou uma região menor do maciço. Isto pode ser consequência da baixa rigidez à tração deste reforço e menor interação com o solo envolvente. Já o ensaio realizado com o reforço GG (GG1-15/30-3D) conseguiu uma movimentação de massa de areia maior. A maior movimentação de massa foi obtida para o ensaio realizado com o reforço MB (Figura 4.17), provavelmente devido a uma maior interação entre este reforço e a areia..

Cabe notar a relação entre as mobilizações de massa observadas nos maciços e os carregamentos máximos de arrancamento obtidos com cada reforço nas configurações avaliadas. No caso da configuração 1, apresentado na Figura 4.17, a maior mobilização de massa foi produzida pelo reforço MB, o qual também apresentou o melhor desempenho no que se refere ao carregamento máximo de arrancamento atingido, superando os obtidos pelos reforços GG e RP em cerca de 30% e 100%, respectivamente

5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

5.1 - CONCLUSÕES

A presente pesquisa apresentou um estudo que buscou avaliar a influência de inclusões de materiais de reforço para ancoragem de dutos enterrados contra fenômenos que podem provocar a sua ascensão. O equipamento, a instrumentação e a metodologia utilizados ao longo da pesquisa se mostraram adequados com a escala do sistema, permitindo atingir os objetivos propostos. Em que pese às restrições na utilização de modelos reduzidos, estes permitiram a avaliação do desempenho dos diferentes reforços, e arranjos de reforços, empregados no aumento de resistência ao arrancamento de dutos enterrados.

Para a faixa de valores utilizada, a rigidez à tração dos reforços não foi relevante para os resultados de carga máxima de arrancamento obtidos. Observou-se que o reforço MB, com rigidez secante de 67 kN/m, comportou-se igual e até melhor em algumas configurações que o reforço GG que possui uma rigidez maior (479 kN/m). Assim, não só a rigidez à tração é importante, mas também o arranjo dos reforços.

Na avaliação do comprimento do material comprovou-se que a presença de reforços no maciço altera favoravelmente a ancoragem do duto enterrado. Os carregamentos máximos atingidos foram linearmente dependentes do comprimento do reforço.

As configurações avaliadas nesta pesquisa foram escolhidas segundo os possíveis processos construtivos que possam ser efetuados na instalação de dutos enterrados. No total foram utilizados 5 diferentes arranjos (configurações 1 a 5).

Nos ensaios realizados nas configurações 1 e 3 apresentaram aumentos maiores na resistência ao arrancamento dos dutos. Nos ensaios MB1-15/30-3D e MB3-15/30-3D foram obtidos acréscimos de carregamento máximo de 180% e 158% em relação à situação sem reforço, respetivamente. Observou-se que obteve-se um melhor desempenho quando o duto foi envelopado até sua base pelo material de reforço (Configuração 1).

Os reforços permitiram uma ancoragem ao maciço ao longo de todo o ensaio, inclusive quando o duto encontra-se na condição limite $Y=H=1$. Na maioria dos ensaios a carga de arrancamento ao final dos ensaios reforçados foi substancialmente maior que a obtida ao final do ensaio sem reforço, porque ainda encontrava-se atuando o reforço enterrado no maciço de solo. Os reforços não apresentaram danos na sua estrutura pelos carregamentos aos quais foram submetidos sendo que o maior carregamento aplicado nos ensaios foi 1 kN/m e a menor resistência à tração na ruptura dos três materiais foi de 5 kN/m para o reforço RP.

As configurações 4 e 5 avaliaram a inclinação do reforço nas posições de 45° e 90° em relação à direção horizontal, respetivamente. O ensaio que obteve um melhor comportamento na configuração 4 foi o GG4-15/30-3D com um aumento de 37% sobre o valor máximo obtido no ensaio sem reforço. Com os reforços inclinados observou-se que a contribuição do reforço só se tornou mais efetiva após um deslocamento vertical do duto mais significativo

Observou-se boa concordância entre previsões teóricas e a força máxima de arrancamento de duto enterrado na situação sem reforço.

Com respeito às deformações do maciço, as linhas de referência feitas com areia colorida permitiram uma análise qualitativa dos deslocamentos e mecanismos de deformação no maciço. Neste análise observou-se como os ensaios feitos com o reforço MB foram os que mobilizaram maior massa de solo. O mecanismo de ruptura no caso sem reforço se caracterizou por um movimento vertical e mais localizado da massa de solo sobre o tubo, semelhante a um mecanismo de puncionamento.

Todos os resultados obtidos e apresentados na presente pesquisa mostraram o efeito positivo do emprego de reforços para a ancoragem de dutos enterrados. A inclusão de reforço pode aumentar o fator de segurança contra o arrancamento do duto, bem como reduzir seus deslocamentos verticais provocados por carregamentos laterais, compressão axial (flambagem) ou variações de temperatura.

5.2 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

A fim de obter resultados mais precisos que permitam fortalecer os objetivos expostos nesta pesquisa, algumas sugestões para pesquisas futuras são listadas abaixo:

- Realizar ensaios com dutos enterrados ancorados com geossintéticos aumentando as dimensões empregadas na presente pesquisa, visando reduzir, ou eliminar, a influência da escala do ensaio. Para isto, recomenda-se a utilização de dutos de aço carbono de diâmetro 16 in (mínimo diâmetro empregado na indústria offshore) e reforços como geogrelhas e geotêxtis tecidos. Podem ser feitos ensaios em caixa de testes de maior porte com faces de vidro que permitam a visualização do duto na hora dos testes.
- Recomenda-se a utilização de outros tipos de solo e variação nas condições de umidade do mesmo, procurando obter uma comparação de resultados entre os tipos de solo avaliados, o comportamento nos diferentes estados (seco, saturado, submerso, e *in situ*) e as respectivas cargas de arrancamento pico atingidas em ensaios com e sem reforço.
- Realizar ensaios de levantamento de dutos enterrados desenvolvendo um equipamento que consiga aplicar carregamentos axiais que provoquem uma flambagem real. Neste sentido recomenda-se avaliar a flutuabilidade como outro fenômeno que pode provocar o levantamento de dutos enterrados quando um duto é submetido a um excesso de poro pressão. Estes ensaios vai permitir realizar estimativas de cargas reais nos dutos e contribuição da presença de reforço no maciço como elemento de ancoragem.
- Recomenda-se realizar simulações numéricas do problema abordando o problema em 2D e 3D para avaliar corretamente os diferentes fenômenos, além disso não existe estudos numéricos sobre o comportamento de materiais geossintéticos atuando na ancoragem de dutos enterrados, para isto pode ser testado os arranjos (configurações geométricas) desenvolvidas na presente pesquisa.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- ABNT, (1984). Solo – Análise Granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 7181, 13 p.
- ABNT, (1993). Geotêxteis - Determinação da resistência à tração não-confinada - Ensaio de tração de faixa larga. Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 12824, 5 p.
- ABNT, (2003). Geossintéticos - Terminologia. Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 12553, 3 p.
- ANDRADE, H. K. P. de A. (2009). Proteção de Tubulações Enterradas Contra Danos Mecânicos com a Utilização de Reforço Geossintético. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília UNB, Brasília, D.F. 99 p.
- AGUIAR, P.R. & VERTEMATTI, J.C. (2004). Manual Brasileiro de Geossintéticos, Capítulo 1, Edgar Blucher, São Paulo SP, pp. 3-12.
- BONJEAN, D.; ERBRICH, C. & ZHANG, J. (2008). Pipeline Flotation in Liquefiable Soil, Offshore Technology Conference, Texas, U.S.A 10 p.
- BUENO, B.S. (2005). Princípios gerais de dimensionamento de tubos enterrados. [S.I.:s.n.], 200 p. No prelo.
- BUENO, B. & COSTA Y. (2012). Dutos enterrados: Aspectos geotécnicos, 2ª Edição, Oficina de Textos, São Paulo, SP. 240 p.
- BUENO, B.S. & VILAR, O.M. (2004). Manual Brasileiro de Geossintéticos, Capítulo 3, Edgar Blucher, São Paulo SP, 29-62 p.
- BYRNE, B.W.; SHUPP, J.; MARTIN, C.M.; MACONOCHIE, A.; OLIPHANT, J.; & CATHIES, D. (2008). Experimental Modeling of the Unburial Behaviour of Pipelines. Offshore Technology Conference OTC 19573, Houston, Texas, U.S.A. 13 p.
- BYRNE, B.W.; SHUPP, J.; MARTIN, C.M., MACONOCHIE, A.; OLIPHANT, J.; & CATHIES, D. (2012). Uplift of shallowly buried pipe sections in saturated very loose sand. Géotechnique, 9 p.
- CALIXTO, E. (2011). Contribuições para o Plano de Contingência para derramamento de petróleo e derivado no Brasil. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro COPPE / UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 301 p.
- CANELAS, A.L.S. (2007). Evolução da importância econômica da indústria de petróleo e gás natural no Brasil: Contribuição a variáveis macroeconômicas, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro COPPE / UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 120 p.

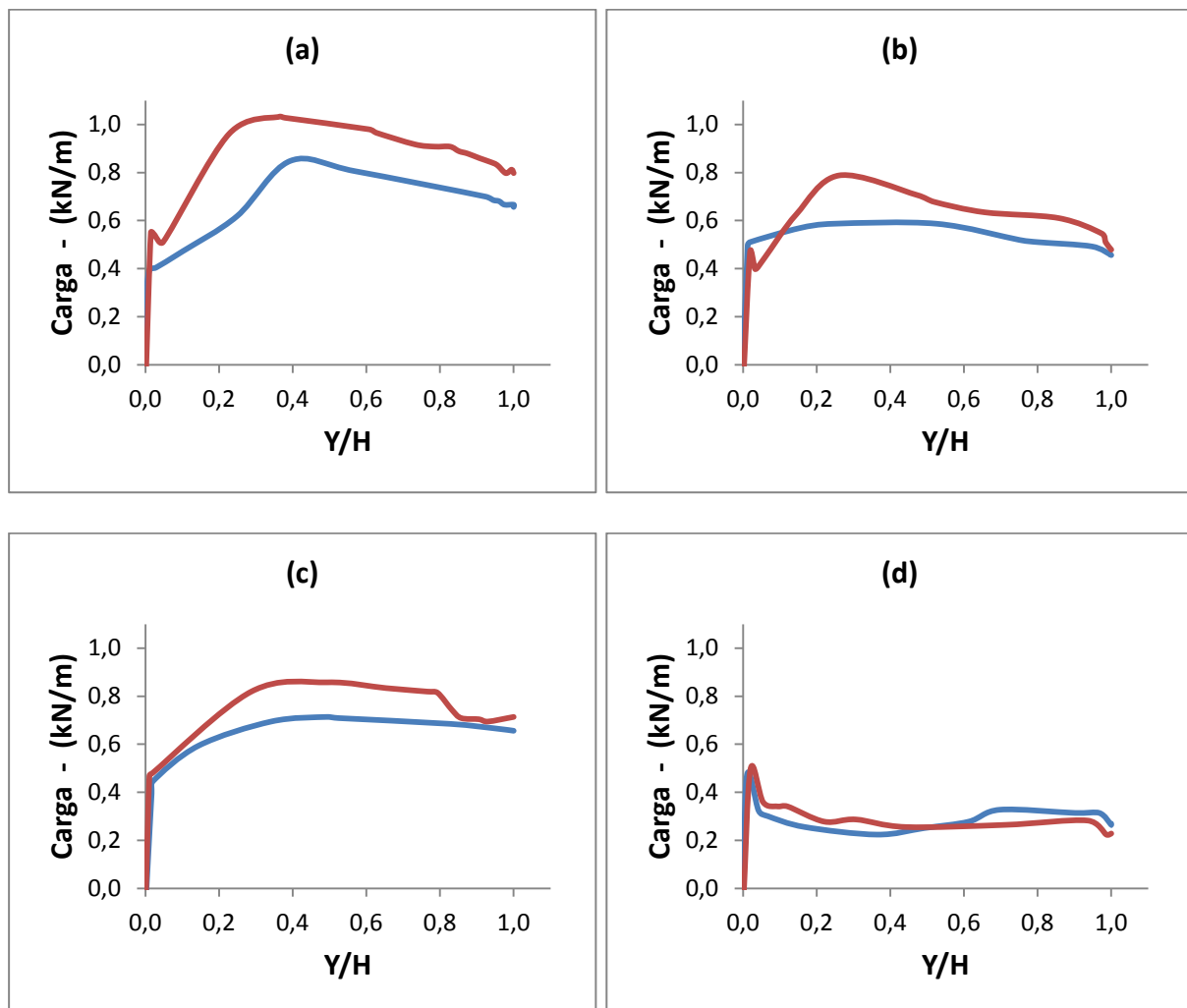
- CARDOSO, C.O. (2005). Metodologia para análise e projeto de dutos submarinos submetidos a altas pressões e temperaturas via aplicação do método dos elementos finitos. Tese, Universidade Federal do Rio de Janeiro COPPE / UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 570 p.
- DAS, B.M. & SEELEY G.R. (1975). Breakout Resistance of shallow horizontal Anchors, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 101, USA, 999-1003 p.
- FUNGE, W.J.; CHANG, K.S. & JURAN, D.I. (1977). Offshore pipeline facility safety practices, Office of pipeline safety operations, report no. DOT/MTB/OPSO-77/14, Dep. Transportation, Washington D.C. Vol II,
- FRIEDMANN, Y. (1986) Some aspects of the Design of Buried Hot Pipelines, European Seminar, Offshore Oil and Gas Pipeline Technology.
- GUMBEL, J.E.; O'REILLY, M.P.; LAKE, L.M.; & CARDER. D.R. (1982). The development of a new design method for buried flexible pipes, Proceedings of the EuroPIPE'82: 87-98
- HADDAD, D.M. (2011). Análise De Confiabilidade Em Flambagem Lateral De Dutos Rígidos Submarinos, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro COPPE / UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 119 p.
- JEWELL, R.A.; MILLIGAN, G.W.E.; SARSBY, R.W. & DUBOIS, D. (1984). Interaction between soil and geogrids. Proceedings of the Conference on Polymer Grid Reinforced. Thomas Telford, London, 18-30
- JEWELL, R.A. (1990). Reinforcement bond capacity, Geotechnique, 40(3): 513-518
- JEWELL, R.A. (1996). Soil Reinforcement with geotextiles. Construction Industry Research and Information Association CIRIA, Thomas Telford, London 317 p.
- LOPES, M.J.F.P. (1998). Study of the influence of soil grain size and reinforcement structure on soil-geosynthetic interaction mechanisms. MSc thesis, University of Porto, Porto.
- LOPES, M.J. & LOPES M.L. (1999) Soil-Geosynthetic Interaction-Influence of soil particle size and geosynthetic structure, Geosynthetics International, 6(4): 261-282.
- LOPES, M.L. & LADEIRA, M. (1996). Influence of the confinement, soil density and displacement rate on soil-geogrids interaction. Geotextiles and Geomembranes: 543-554
- LADANYI, B. & HOYAUX, B. (1969). A study of the Trap-Door problem in a granular mass. Canadian Geotechnical Journal, 6: 1-14.
- LANZ, D. (1992). Estudo de Deformabilidade e Tensões em Estruturas de Arrimo em Solo Reforçado com Geotêxteis. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília UNB, Brasília, D.F. 150 p.
- MANUAL BRASILEIRO DE GEOSSINTÉTICOS (2004). Coordenador José Carlos Vertematti. Editora: Edgard Blucher, São Paulo SP 413 p.

- MARTINZ, F.G. & COELHO, L.S. (2012). Aplicação do método de análise hierárquica do processo para o planejamento de ordens de manutenção em dutovias. *GEPROS, Gestão da produção, operações e sistemas.*, 7(1): 65–80
- MASSA, A.L.L. (2003). Contribuição ao Estudo de Falmbagem em Dutos Rígidos Submarinos Conduzindo Fluidos Aquecidos, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro COPPE / UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 96 p.
- MEYERHOF, G.G. & ADAMS, J.I. (1968). The ultimate uplift capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 5: 225-244.
- MOHRI, Y.; KAWABATA, T. & LING, H.I. (2003). Geosynthetic Reinforcement in the Mitigation of Pipeline Flotation. Reinforced Soil Engineering, Marcel Dekker Inc. New York, U.S.A., pp. 243-258.
- MORAIS, J.M. (2013). Petróleo em águas profundas: uma história tecnológica da Petrobras na exploração e produção offshore, IPA: Petrobras. Brasília, D.F. 424 p.
- PALMEIRA, E.M. (1987). The Study of Soil-Reinforcement Interaction by Means of Large Scale Laboratory Test. PhD Thesis, Magdalen Collage, University of Oxford, England, 237 p.
- PALMEIRA, E.M. & MILLIGAN, G.W.E. (1989). Scale and other factors affecting the results of pullout test of grids buried in sand, *Geotechnique*, 39(3): 511-524.
- PALMER, A.C.; CARR, M.; MALTBY, T.; McSHANE, B. & INGRAM, J. (1994). Upheaval buckling: what do we know, and what don't we know?, *Proceedings, Offshore Pipeline Technology Seminar*, Oslo, Noruega.
- PALMER, A.C. & KING, R.A. (2004). *Subsea Pipeline Engineering*, PennWell Corporation, Tulsa, Oklahoma. 570 p.
- REDDY, D.V. & AROCKIASAMY, M. (1991). *Offshore Structures*, Center for marine structures and geotechnique, Department of ocean engineering, Florida Atlantic University, Boca Raton, Florida, 271 p.
- SCHAMINÉE, P.E.L.; ZORN, N.F. & SCHOTMAN, G.J.M. (1990). Soil Response for Pipeline upheaval buckling analyses: Full-Sacale Laboratory and Modelling. *Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, U.S.A. 10 p.
- SHUKLA, S.K. (2012). *Handbook of Geosynthetic Engineering*. ICE Publishing, London, Second Edition, 397 p.
- SHUPP, J.; BYRNE, B.W.; EACOTT, N.; MARTIN, C.M.; OLIPHAN, J.; MACONOCHIE, A. & CATHIE D. (2006). Pipeline unburial behavior in lose sand, 25th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering OMAE, Hamburg, Germany, 12 p.

- SIEIRA, A.C.C.F., (2003) Estudo Experimental Dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha; Tese de Doutorado, Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC, Rio de Janeiro, RJ 363 p.
- SILVA, A.C.B.; SANTOS, I.C.; CONCEIÇÃO, W.L.; SILVA, D.J.A.; NASCIMENTO, S. & SILVA, V.T. (2011). Operação Offloading: Análise preliminar de perigo e os impactos ambientais. *Revista Eletrônica Novo Enfoque*, 13, 207–221.
- SOUZA, P.F. (2004). Estudo Experimental Sobre o Comportamento de Dutos Metálicos com Geometria em Ziguezague. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro PUC, Rio de Janeiro, RJ. 143 p.
- TELLES, P.C.S. (1997). Tubulações Industriais. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, RJ, 9ª Edição, 251 p.
- TERZIAN, R.L., (2005). Conceitos e metodologias de gestão de projeto e sua aplicação ao caso da integridade da malha duto-viária, Dissertação de Mestrado, Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC, Rio de Janeiro, RJ 138 p.
- TRAUTMANN, C.H.; O'ROURKE, T.D. & KULHAWY, F.H. (1985). Uplift Force-Displacement Response of Buried Pipe. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(9), 1061–1076.
- TUPA, N. (2006). Utilização de Geossintéticos para proteção de tubulações pressurizadas enterradas. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília UNB, Brasília, D.F. 154 p.
- VIANA, P.M.F. (1998). Conduitos enterrados: Redução de esforços sobre a estrutura. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 157 p.

A – INFLUÊNCIA DA DENSIDADE DA AREIA NAS CONFIGURAÇÕES.

A Figura A.1 apresenta o resultado dos ensaios com reforço GG. Areia fofa $I_R = 30\%$ (linha azul) e uma areia com uma densidade maior $I_R = 45\%$ (linha vermelha).



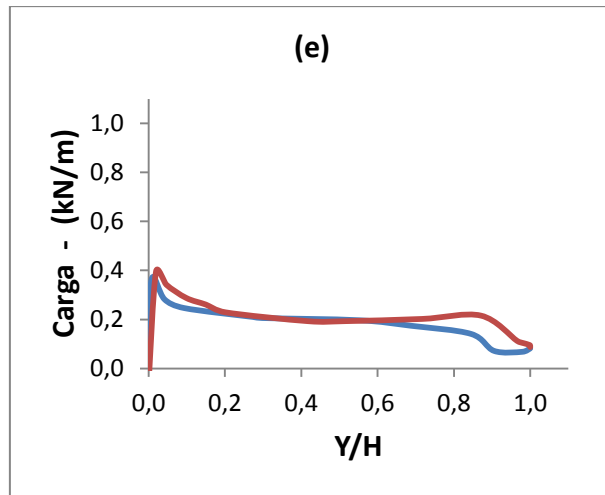


Figura A.1 Influência da densidade da areia nas configurações, **(a)** Configuração 1; **(b)** Configuração 2; **(c)** Configuração 3; **(d)** Configuração 4; **(e)** Configuração 5.

B – COMPARATIVA DAS CONFIGURAÇÃO SEGUNDO CADA REFORÇO.

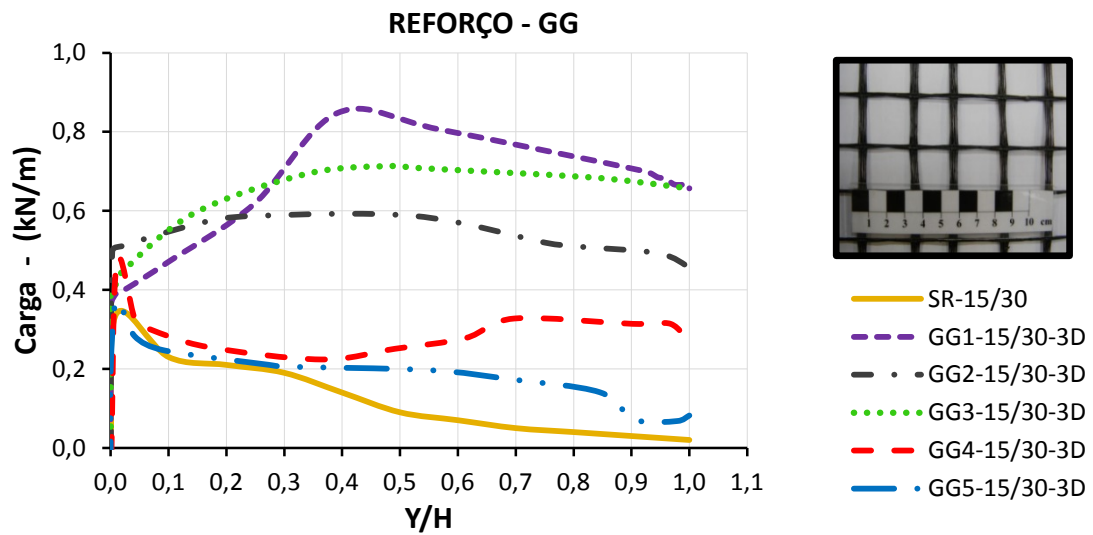


Figura B.1 Resultados comparativos com reforço GG em todas as configurações.

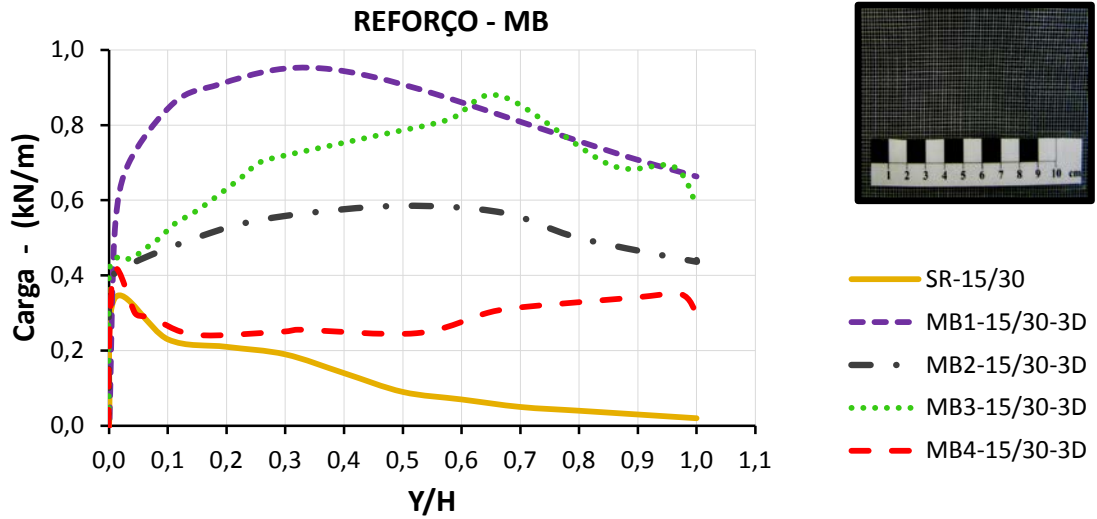


Figura B.2 Resultados comparativos com reforço MB para todas as configurações

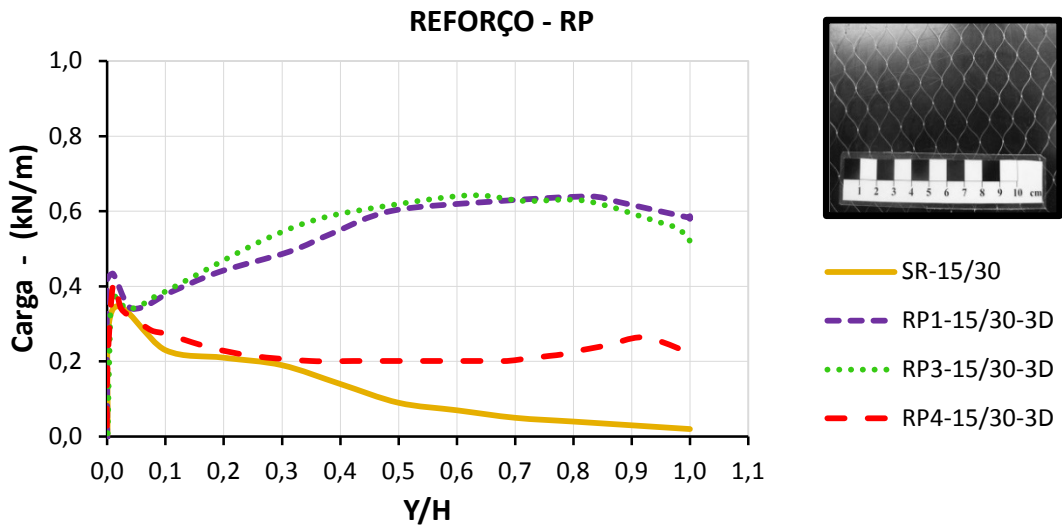


Figura B.3 Resultados comparativos com reforço RP para todas as configurações.