

ESTUDO EXPERIMENTAL DO ARRANCAMENTO DE DUTOS
ENTERRADOS ANCORADOS COM GEOGRELHAS UTILIZANDO
CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA

PRISCILA DE ALMEIDA CARDOSO SANTIAGO

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE
DARCY RIBEIRO-UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES-RJ

JUNHO - 2010

ESTUDO EXPERIMENTAL DO ARRANCAMENTO DE DUTOS
ENTERRADOS ANCORADOS COM GEOGRELHAS UTILIZANDO
CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA

PRISCILA DE ALMEIDA CARDOSO SANTIAGO

"Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências para
obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil."

Orientador: Prof. Fernando Saboya Albuquerque Jr.

Co-orientador: Prof. Rodrigo Martins Reis

CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ

JUNHO – 2010

ESTUDO EXPERIMENTAL DO ARRANCAMENTO DE DUTOS
ENTERRADOS ANCORADOS COM GEOGRELHAS UTILIZANDO
CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA

PRISCILA DE ALMEIDA CARDOSO SANTIAGO

"Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências para
obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil."

Aprovada em 21 de junho de 2010

Comissão Examinadora:

Prof. Sérgio Augusto Barreto da Fontoura, Ph.D – PUC/RJ

Prof. José Tavares Araruna Júnior, Ph.D – PUC/RJ

Prof. Sérgio Tibana, D.sc - UENF

Prof . Rodrigo Martins Reis, D.sc - Co-orientador - UENF

Prof . Fernando Saboya Albuquerque Jr., D.sc - Orientador – UENF

Ao meu marido Raymundo e aos meus pais Nelson e Jeane

AGRADECIMENTOS

No campo pessoal:

Agradeço esta vitória primeiramente a Deus e a Nossa Senhora que me guardaram na fé sempre guiando meus passos.

Ao meu amado marido Raymundo, que sempre esteve ao meu lado me incentivando a estudar, conquistar meus objetivos e principalmente nunca me deixou desanimar durante esta caminhada. Obrigada pela sua dedicação e compreensão das minhas ausências.

Aos meus queridos pais, Nelson e Jeane que em todas as minhas decisões me apoiaram e incentivaram a crescer pessoalmente e profissionalmente. Sempre presentes nos momentos de dor e de alegria. Nada eu seria sem a referência de vocês.

A minha irmã Patrícia que nos momentos de dificuldade também esteve ao meu lado.

Agradeço a Cássia pela amizade e companheirismos em todas as etapas do mestrado, onde juntas ultrapassamos todas as barreiras e hoje estamos aqui celebrando mais esta vitória.

Agradeço também a todos os meus amigos e parentes que mesmo distantes sempre torceram por mim.

No campo profissional:

Primeiramente agradeço aos mais que **Mestres**, aos **Amigos** Sérgio Tibana e Fernando Saboya, que acreditaram no meu potencial e me ensinaram a amar a Geotecnia.

Ao professor Rodrigo meu co-orientador, que foi incansável na montagem final de todos os ensaios na centrífuga.

A todos os professores e colegas do mestrado que de uma forma ou de outra contribuíram para meu crescimento profissional.

Aos técnicos de laboratório Vanuza, Wallace e em especial ao Milton e André que com toda a paciência me auxiliaram nos ensaios de laboratório e montagem de equipamentos.

Aos pesquisadores Victor, Rúbens e Janine que colocaram a minha disposição os recursos e equipamentos para aquisição de dados nos ensaios.

Aos alunos de iniciação científica em especial a Larissa que foi minha companheira nas montagens dos ensaios.

A FAPERJ (Fundação Carlos Chagas Filho de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro) pelo financiamento da pesquisa no mestrado.

Em fim, agradeço a todos que de alguma forma contribuíram para que este momento tenha chegado.

SUMÁRIO

RESUMO.....	XV
1- INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Geral.....	1
1.2 Justificativa.....	4
1.3 Objetivos.....	6
1.4 Estrutura da Dissertação.....	6
2- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	7
2.1. Modelagem Física.....	7
2.2. Movimentação de Dutos.....	9
2.2.1 Mecanismos de Ruptura.....	27
2.2.2 Modelos Previstos para Resistência de Pico.....	29
3- PROGRAMAS DE ENSAIOS.....	31
3.1 Ensaios de Caracterização do Solo.....	32
3.2 Ensaio de Cisalhamento Direto.....	34
3.3 Ensaios a 1g.....	39
3.3.1 Instrumentação e Aquisição de Dados.....	43
3.3.2 Preparação da Amostra.....	46
3.3.3 Apresentação dos Ensaios.....	50
3.3.4 Descrição dos Testes P1-4.....	50
3.3.5 Descrição dos Testes P5-8.....	51
3.4 Centrífuga Geotécnica da UENF.....	51
3.5 Ensaios a 10g.....	56
3.5.1 Materiais Utilizados.....	58
3.5.2 Apresentação dos Ensaios.....	62
3.5.3 Descrição dos Testes P1-4, P9-12 e P17-20.....	63
3.5.4 Descrição dos Testes P5-8, P13-16 e P21-24.....	63
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	65
4.1 Resultados a 1g.....	65
4.1.1 Resultados dos Modelos P1-4.....	65

4.1.2 Resultados dos Modelos P5-8.....	66
4.2 Resultados a 10g.....	69
4.2.1 Ensaio P1-4.....	70
4.2.2 Ensaio P5-8.....	71
4.2.3 Ensaio P9-12.....	72
4.2.4 Ensaio P13-16.....	73
4.2.5 Ensaio P17-20.....	74
4.2.6 Ensaio P21-24.....	75
4.2.7 Resistência Normalizada ao Arrancamento Q^*	76
4.2.8 Solução Equilíbrio Limite.....	81
5 CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	87
5.1 Conclusões.....	87
5.2 Sugestões para Futuras Pesquisas.....	89
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	90
ANEXO- 01.....	95
ANEXO- 02.....	98

LISTA DE TABELAS

- Tabela 2.1. Leis de semelhança protótipo-modelo na modelagem centrífuga (Taylor, 1995)
- Tabela 2.2. Resultados dos ensaios de dutos enterrados (Ng and Springman, 1994)
- Tabela 2.3. Fator de levantamento medido (White *et al.*, 2000)
- Tabela 2.4. Ângulo de dilatação e fator de levantamento calculado (White *et al.*, 2000)
- Tabela 2.5. Modelos previstos para a força vertical de pico (Cheuck *et al.*, 2008)
- Tabela 3.1. Propriedades físicas da areia IPT
- Tabela 3.2. Resumo dos ensaios realizados a 1g
- Tabela 3.3. Detalhamento dos ensaios com altura H_1
- Tabela 3.4. Detalhamento dos ensaios com altura H_2
- Tabela 3.5. Detalhamento dos ensaios com altura H_3
- Tabela 4.1. Sumário dos resultados para areia densa
- Tabela 4.2. Sumário dos resultados para areia fofa
- Tabela 4.3. Sumário dos resultados H_1 -denso
- Tabela 4.4. Sumário dos resultados em H_1 - fofo
- Tabela 4.5. Sumário dos resultados em H_2 - denso
- Tabela 4.6. Sumário dos Resultados em H_2 - fofo
- Tabela 4.7. Sumário dos resultados em H_3 - denso
- Tabela 4.8. Sumário dos resultados em H_3 - fofo
- Tabela 4.9. Fator de levantamento calculado e medido
- Tabela 4.10. Resistência ao levantamento calculada e medida

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1.1. Causas da interação longitudinal de dutos enterrados (Costa, 2005)
- Figura 1.2. Nível do lençol d'água elevado, BR101
- Figura 1.3a. Vazamento de óleo na Baía de Guanabara em 2000 (fonte: Jornal Extra)
- Figura 1.3b. Monitoramento por satélite do acidente na Baía de Guanabara em 2000 (fonte: Threetek-Soluções em Geomática)
- Figura 2.1. Esquema de um modelo sujeito à aceleração em centrífuga
- Figura 2.2. Flambagem de uma coluna esbelta (Timoshenko & Gere, 1961)
- Figura 2.3. Modelo de ruptura vertical (Trautmann *et al.*, 1985)
- Figura 2.4. Comportamento das curvas de resistência ao arrancamento de dutos enterrados em areias (Schaminée *et al.*, 1990).
- Figura 2.5. Resultados de ensaios de arrancamento em escala real (Baumgard, 2000)
- Figura 2.6. Resultados experimentais em areia: (a) ruptura vertical, (b) e (c) ruptura circular, (White *et al.*, 2000)
- Figura 2.7. Relação entre a densidade relativa e o ângulo de dilatância máximo, Bolton (1986)
- Figura 2.8. Casos do modelo experimental (Mohri *et al.*, 2001)
- Figura 2.9. Comparação dos resultados experimentais e análise por DEM (Mohri *et al.*, 2001)
- Figura 2.10. Geometrias utilizadas nos ensaios (Bransby *et al.*, 2002)
- Figura 2.11. Sistema de arrancamento do duto (Bransby *et al.*, 2002)
- Figura 2.12. Ensaio em escala 1g em areia fofa (Bransby *et al.*, 2002)
- Figura 2.13. Ensaio em escala 1g em areia densa (Bransby *et al.*, 2002)
- Figura 2.14. Relação entre força e deslocamento normalizados para ensaios em escala de protótipo e ensaios em centrífuga a 10g. Palmer *et al.* (2003).
- Figura 2.15. Modelo de ruptura vertical (Cheuck *et al.*, 2005)
- Figura 2.16. Distribuição dos vetores de deslocamentos verticais da areia saturada fofa em função da movimentação vertical do duto de 500 mm, para $H/D = 25\%$. Deformada ampliada 5x. (Borges, 2009)
- Figura 2.17. Distribuição dos vetores de deslocamentos verticais da areia saturada fofa em função da movimentação vertical do duto de 500 mm, para $H/D = 100\%$. Deformada ampliada 5x. (Borges, 2009)
- Figura 2.18. Distribuição dos vetores de deslocamentos verticais da areia saturada fofa em função da movimentação vertical do duto de 500 mm, para $H/D = 400\%$. Deformada ampliada 5x. (Borges, 2009)

Figura 2.19. Mecanismos de levantamento de dutos enterrados em areia: a) Geometria do problema; b) superfície de ruptura vertical; c) superfície de ruptura inclinada; e d) Fluxo de solo ao redor do duto (Cheuck *et al.*, 2008.)

Figura 2.20. Mecanismo de ruptura observado na resistência de pico (Cheuk *et al.*, 2008)

Figura 3.1. Curva granulométrica do solo usado no modelo reduzido

Figura 3.2 a). Ensaio de peso específico máximo

Figura 3.2 b). Ensaio de peso específico mínimo

Figura 3.3. Equipamento para ensaio de cisalhamento direto

Figura 3.4. Resultado do ensaio de cisalhamento direto da areia no estado fofo

Figura 3.5. Deslocamento vertical x deslocamento horizontal no estado fofo

Figura 3.6. Resultado do ensaio de cisalhamento direto da areia no estado denso

Figura 3.7. Deslocamento vertical x deslocamento horizontal no estado denso

Figura 3.8. Envoltória de ruptura residual da areia, obtida no ensaio de cisalhamento direto

Figura 3.9. Envoltória de ruptura de pico da areia no estado denso, obtida no ensaio de cisalhamento direto

Figura 3.10. Envoltória de ruptura de pico da areia no estado fofo, obtida no ensaio de cisalhamento direto

Figura 3.11. Esquema de configuração do ensaio 1g

Figura 3.12. Caixa teste utilizada nos ensaios a 1g e 10g

Figura 3.13. Dutos ensaiados

Figura 3.14. Duto ancorado na geogrelha

Figura 3.15. Esquema de Ancoragem da Geogrelha

Figura 3.16. Célula de carga

Figura 3.17. Conexão da célula de carga no atuador através de um conector

Figura 3.18. Sistema de aquisição de dados PXI 1052 conectado ao controlador Gallil 740

Figura 3.19. Atuador servo controlado

Figura 3.20. Aquisição de dados no sistema PXI durante um ensaio de arrancamento

Figura 3.21a. Esquema do Pluviador

Figura 3.21b. Vista do pluviador

Figura 3.22. Ensaio de calibração do pluviador com a areia IPT

Figura 3.23. Vista dos sensores durante um ensaio de arrancamento

Figura 3.24. Vista da centrífuga com as plataformas

Figura 3.25. Vista do *slip ring* no braço da centrífuga

Figura 3.26. Vista da sala de controle da centrífuga

Figura 3.27. Esquema ilustrativo da instalação física dos sensores na centrífuga (Sobrinho, 2009)

Figura 3.28. Unidade HPU-MTS- a) controlador 407 MTS, b) bomba hidráulica, c) *manifold*

Figura 3.29. Representação ilustrativa da montagem do modelo com profundidade H_1

Figura 3.30. Representação ilustrativa da montagem do modelo com profundidade H_2

Figura 3.31. Representação ilustrativa da montagem do modelo com profundidade H_3

Figura 3.32. Vista do processo de pluviação na centrífuga

Figura 3.33. Esquema ilustrativo do posicionamento da caixa teste na bancada da centrífuga

Figura 3.34. Vista do potenciométrico e da célula de carga acoplada no atuador e na viga de apoio

Figura 3.35. Imagem do *software* durante um ensaio de arrancamento na centrífuga

Figura 4.1. Resultados dos ensaios a 1g para areia densa

Figura 4.2. Resultados dos ensaios a 1g para areia fofa

Figura 4.3. Eficiência da ancoragem da geogrelha no estado denso e fofo no ensaio a 1g

Figura 4.4. Deslocamento de dutos em areia fofa

Figure 4.5. Resultados dos ensaios a 10g para areia densa na altura de aterro H_1

Figure 4.6. Resultados dos ensaios a 10g para areia fofa na altura de aterro H_1

Figure 4.7. Resultados dos ensaios a 10g para areia densa na altura de aterro H_2

Figure 4.8. Resultados dos ensaios a 10g para areia fofa na altura de aterro H_2

Figure 4.9. Resultados dos ensaios a 10g para areia densa na altura de aterro H_3

Figure 4.10. Resultados dos ensaios a 10g para areia fofa na altura de aterro H_3

Figure 4.11. Eficiência da ancoragem da geogrelha no estado denso e fofo e nas alturas de aterro H_1 , H_2 e H_3

Figura 4.12. Gráfico de resistência da areia densa ao deslocamento vertical do duto *versus* relações H/D de 0,5,1,5 e 3

Figura 4.13. Gráfico de resistência da areia fofa ao deslocamento vertical do duto *versus* relações H/D de 0,5,1,5 e 3

Figura 4.14. Curva de deslocamento vertical normalizado pelo enterramento H *versus* relação H/D, nos modelos com e sem geogrelha na areia densa

Figura 4.15. Curva de deslocamento vertical normalizado pelo enterramento H *versus* relação H/D, nos modelos com e sem geogrelha na areia fofa

Figura 4.16. Comparação dos resultados em areia densa dos valores de resistência medidos, calculados, de um ensaio descrito em White et al. (2008) e uma modelagem numérica descrita em Borges (2009)

Figura 4.17. Comparação dos resultados em areia fofa dos valores de resistência medidos, calculados, ensaio de White *et al.* (2008) e de duas modelagens numéricas descritas em Borges (2009)

Figura 4.18. Comparação das curvas de dutos ancorados a geogrelha e dutos sem ancoragem

LISTA DE SÍMBOLOS

- a_r - aceleração Radial
- CC- coeficiente de curvatura
- CU- coeficiente de uniformidade
- D- diâmetro do duto
- D_{10} - diâmetro efetivo do solo
- D_r - densidade relativa
- $e_{máx}$ - índice de vazios máximo
- $e_{mín}$ - índice de vazios mínimo
- f_d - fator de levantamento
- F_{up} - fator de levantamento
- ϕ - ângulo de atrito interno
- ϕ'_{cri} - ângulo de atrito residual
- ϕ'_{pico} - ângulo de atrito de pico
- F_I - força inercial
- G- densidade real dos grãos
- g- aceleração gravitacional terrestre
- γ' - peso específico do solo
- H- altura de embutimento em relação ao topo do duto
- H^* - altura de embutimento em relação ao centro do duto
- K- fator de escala
- k_0 - coeficiente de empuxo
- L- comprimento do duto
- m- massa do modelo
- M- Massa do protótipo
- N- fator que multiplica a gravidade terrestre para a centrífuga
- N_γ - resistência ao levantamento
- P- resistência de pico
- Q- resistência por unidade de comprimento
- Q^* - resistência normalizada
- r- distância radial
- SM- areia siltosa
- W_t - força de arrancamento vertical

W_u - peso do duto

ω - velocidade angular

v_t - velocidade tangencial

ψ - ângulo de dilatação

δw - deslocamento vertical

RESUMO

A utilização de dutos enterrados em obras de engenharia vem crescendo nos últimos anos, principalmente devido ao desenvolvimento dos grandes centros urbanos. Tal fato pode ser observado pela expansão das malhas de transmissão de gás, petróleo, telefonia entre outros. Certamente, quando comparada a outras soluções os dutos enterrados apresentam menores custos em relação ao material empregado, às facilidades de transporte, instalação, manutenção, bem como os benefícios que se pode obter da interação solo-duto. Este trabalho tem a finalidade de estudar o comportamento de dutos enterrados, com o objetivo de propor um novo sistema de ancoragem através de geogrelhas, para evitar movimentos ascendentes que possam comprometer sua funcionalidade. A simulação foi realizada na Centrífuga Geotécnica da UENF a 10g. Foram ensaiadas duas diferentes densidades de areia, duas larguras de geogrelhas e três profundidades de aterro. Foram realizados vinte e quatro ensaios de arrancamento em escala reduzida a 10g, para determinar a resistência ao arrancamento de dutos enterrados. Seis testes foram feitos com um duto ancorado a uma geogrelha de largura 3D, seis com um duto ancorado a uma geogrelha de largura 2D, e doze simplesmente com os dutos enterrados. Para as séries de ensaios foi utilizada areia normalizada como material de aterro com duas densidades relativas diferentes (70% e 23%). Os resultados apresentados mostram um ganho de resistência quando os dutos enterrados são ancorados a geogrelha.

PALAVRAS-CHAVE: duto enterrado; ancoragem; resistência ao levantamento, geogrelha

ABSTRACT

The use of buried pipelines in urban areas has experienced impressive growth during the last decades. This has happened mainly because the high demand for basic services has forced the expansion of the pipeline nets which transport gas, oil, communication and electrical cables amongst others. The main reasons for the use of buried pipelines for such services are the low installation costs, low environmental impact and protection of the facilities.

This work has as the main aim to study the behavior of buried pipelines regarding their resistance against the uplift and, therefore, to come up with a proposal for a new anchoring system in order to avoiding these upwards movements, using geogrid reinforcement. The study was conducted using the UENF geotechnical centrifuge at 10g. Two different relative densities were considered for the sandy backfill (23 and 70%). Also, two different reinforcement widths attached to the pipelines were considered. The pipelines were tested at three different depths. Therefore, a total amount of 24 tests were carried out. For each test using reinforced pipeline an adjacent unreinforced pipeline was also pulled out in order to allow a direct comparison to each other.

The results have shown an elevated efficiency of the proposed anchoring system due to the changing in the failure mechanism. This is particularly significant for pipelines buried at shallow depth.

Keyword: buried pipelines; anchoring; uplift resistance, geogrid

CAPÍTULO 1

1 INTRODUÇÃO

1.1 Geral

Nas últimas décadas foram realizados muitos estudos sobre o comportamento de dutos enterrados. Os trabalhos pioneiros foram iniciados nos anos de 1920, sobre a determinação do carregamento imposto pelo aterro em tubulações rígidas. Spangler (1941) desenvolveu uma formulação para determinação da deflexão horizontal de dutos flexíveis.

Segundo Bueno (1987) a década de 50 é considerada um divisor de águas entre o período antigo e atual, no estudo de dutos flexíveis. No período considerado antigo, o principal objeto de estudo era a deformação excessiva do duto, enquanto que no período considerado atual os estudos estão focados em dutos muito flexíveis em aterros bem compactados. A partir do período atual observou-se que a ruptura de dutos flexíveis poderia ocorrer por compressão (White e Layer, 1960) e flambagem das paredes (Forrestal e Herrmann, 1965).

Nas décadas de 1980 e 1990 surgiram muitos trabalhos envolvendo dutos plásticos. A fabricação destes dutos cresceu muito pela grande aceitação do mercado e por apresentarem muitas vantagens como baixo peso, imunidade a corrosão, baixo coeficiente de rugosidade interna e menor número de uniões por unidade de comprimento (Bueno, 2005). Muitos estudos têm sido conduzidos com o objetivo de verificar o comportamento destes dutos diante de fatores como altura de cobertura (Katona, 1988; Phares et al. 1998), tipo de solo (Rogers, 1988) e grau de compactação (Rogers, 1987; Conrad *et al.* 1998).

No Brasil as linhas de dutos mais antigas foram construídas pela COMGAS no início do século XX e pela PETROBRAS, nos anos 50, mas foi no ano de 1990 que estas empresas construíram o maior número de linhas de dutos.

Os dutos transportam uma variedade de produtos com densidades, pressões e temperaturas diferentes. Os produtos mais comuns transportados em dutos são:

- óleo cru: recebidos nos terminais marítimos e bombeados para as refinarias;
- gasolina, diesel, nafta e óleo combustível;
- gás natural e gás liquefeito do petróleo (GLP).

Dutos que transportam gás ou óleo, sejam *off-shore* ou *on-shore*, são geralmente enterrados visando evitar problemas de isolamento térmico, proteção mecânica e, em alguns

casos, interferência em atividades pesqueiras. Esses dutos, geralmente sujeitos a operarem em temperaturas e/ou pressão elevadas, são leves em relação ao peso das camadas de reaterro e tendem a sofrer deformações verticais consideráveis, devido a forças advindas das pressões de bombeamento e da elevação de temperatura.

Variações de temperatura e pressão interna causam dilatação ou contração da tubulação e podem também causar deslocamentos axiais. Em situações mais críticas, o aumento da dilatação do duto pode causar elevação por flambagem, por conta de restrições à expansão.

O conhecimento dos fatores (Figura 1.1) envolvendo recalque ou elevação localizada da tubulação se torna importante, pois abrange uma gama de situações, desde problemas causados por subpressão até problemas que envolvem o comportamento do solo da região.

Existem muitos problemas relacionados à estabilidade de dutos quando sujeitos a subpressões, devido à subida do nível d'água do terreno (Figura 1.2). Neste caso, devem ser estudadas propostas para estabilização do gasoduto através de novas geometrias de lastro para aproveitar o peso do solo subjacente que preenche a vala.

O panorama instalado após a elevação ou recalque é caracterizado por uma completa redistribuição das tensões no duto e no maciço circundante. O duto pode sofrer esforços longitudinais e circunferenciais de elevada grandeza na região de interesse inclusive podendo vir ao rompimento. Para evitar a ruptura do duto devido à movimentação ascendente, este deve ser suficientemente enterrado para impedir esta movimentação, ou então construir sobre aterros de enrocamento para aumentar a pressão sobre os dutos. Esta última solução demonstra-se muitas vezes economicamente desfavorável.

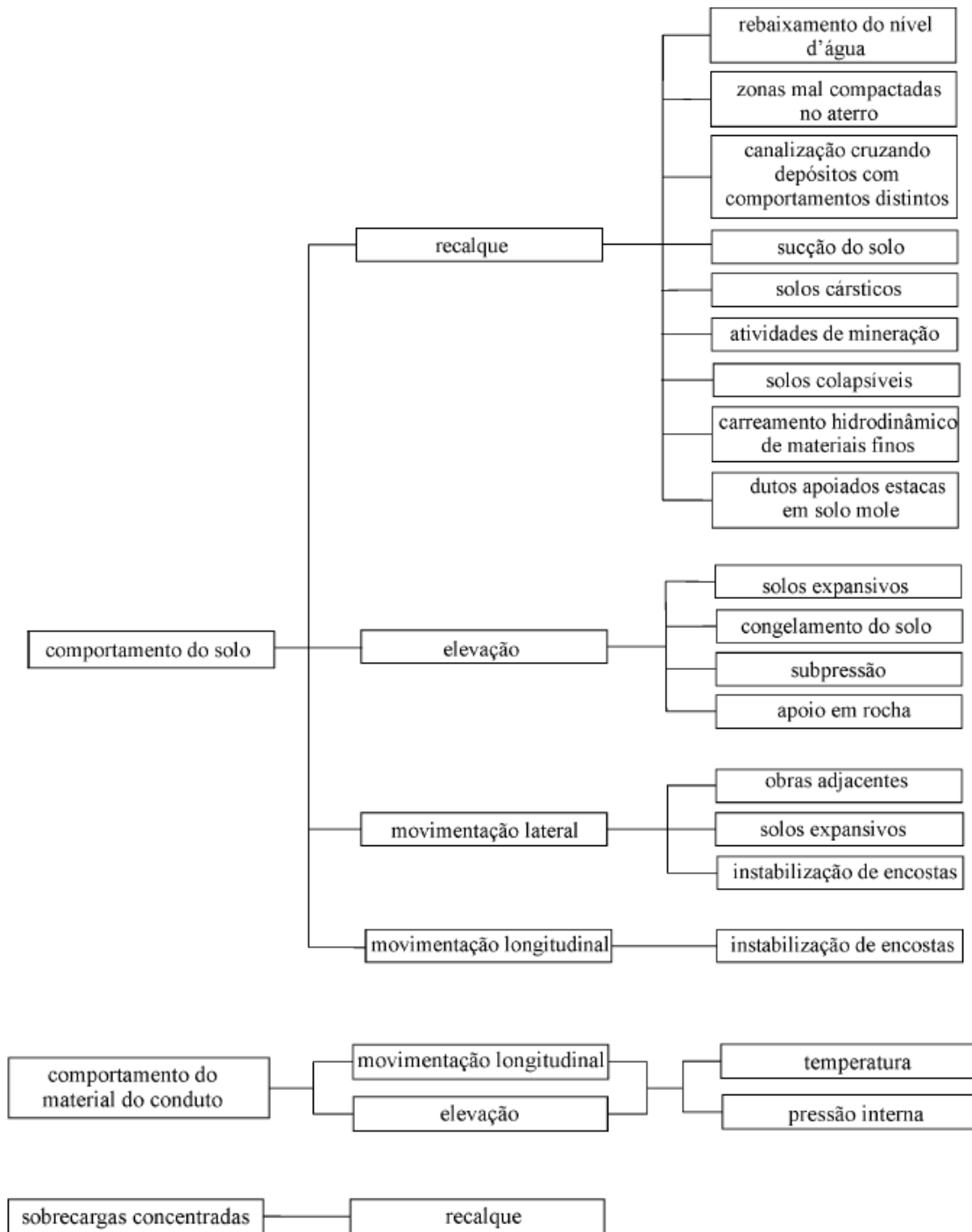


Figura 1.1. Causas da interação longitudinal de dutos enterrados (Costa, 2005)



Figura 1.2. Nível do lençol d'água elevado, BR101

1.2 Justificativa

A utilização de dutos enterrados em obras de engenharia vem crescendo nos últimos anos, principalmente devido ao desenvolvimento dos grandes centros urbanos. Tal fato pode ser observado pela expansão das malhas de transmissão de gás, petróleo, telefonia entre outros. Certamente, quando comparada a outras soluções os dutos enterrados apresentam menores custos em relação ao material empregado, às facilidades de transporte, instalação, manutenção, bem como os benefícios que se pode obter da interação solo-duto.

Os dutos são o meio de transporte mais seguro e econômico para transportar grandes volumes de petróleo, gás, água, esgoto e outros produtos a grandes distâncias. Por sua vez, em vista da dimensão do Brasil, localização de suas cidades, seus diferentes relevos e bacias hidrográficas, os dutos de transporte de petróleo e derivados apresentam, além de grandes extensões, diferentes trajetos, dimensões e normas de projeto.

Nos últimos anos ocorreram diversos acidentes envolvendo tubulações enterradas, levando a interrupção de abastecimento de produtos e serviços, muitos destes essenciais. Além da interrupção do abastecimento, muitos destes acidentes provocaram enormes danos ao meio ambiente devido a vazamento de produtos que vieram a contaminar rios, oceanos, solos, etc.

Em 1997, ocorreu o rompimento de um duto da Petrobras que ligava a Refinaria de Duque de Caxias (RJ) ao terminal DSTE (Ilha d'Água), provocando o vazamento de 2,8 milhões de metros cúbicos de óleo combustível. Devido a vários ciclos de operação ao qual o duto foi submetido, progressivas imperfeições geométricas fizeram com que o duto sofresse um levantamento. Com o duto exposto a superfície, a proteção catódica ficou comprometida e a parede do duto foi corroída, levando ao vazamento de óleo.

Em Janeiro de 2000, outro rompimento de um duto da Petrobras que liga a Refinaria Duque de Caxias ao terminal da Ilha d'Água provocou o vazamento de 1,3 milhões de metros cúbico de óleo combustível na Baía de Guanabara. As Figuras 1.3 a e 1.3b apresentam o acidente ocorrido em 2000 na Baía de Guanabara.



Figura 1.3a- Vazamento de óleo na Baía de Guanabara em 2000 (fonte: Jornal Extra)

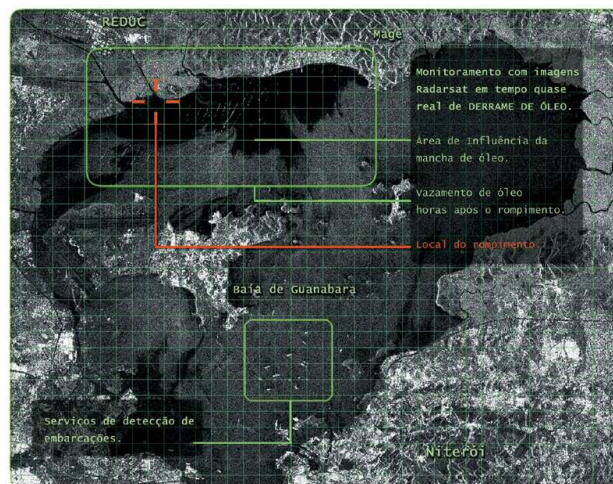


Figura 1.3b- Monitoramento por satélite do acidente na Baía de Guanabara em 2000 (fonte: Threetek-Soluções em Geomática)

1.3 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é estudar o comportamento de dutos enterrados como um elemento de análise e analisar o quanto de ancoragem é fornecida pelo solo de reaterro, evitando os movimentos ascendentes. Faz parte desta pesquisa, propor e estudar a eficácia de um sistema de ancoragens através de geogrelhas como forma de aumentar a resistência ao arrancamento do duto.

Para atingir esses objetivos, duas etapas são inicialmente previstas:

- 1- Simular em escala reduzida 1g, para se definir as etapas dos ensaios em centrífuga;
- 2- Simular em uma centrífuga geotécnica a 10g as condições de campo;

Em um contexto geral, a pesquisa auxiliará no desenvolvimento de uma metodologia para o lançamento de dutos enterrados, melhorando as condições de estabilidade contra elevação dos dutos, devido à composição de amarração de uma geogrelha ao duto.

Não é objetivo desta dissertação, estudar a geogrelha e suas propriedades mecânicas, mas sim o efeito que a ancoragem da geogrelha junto ao duto provoca frente aos problemas de elevação de dutos.

1.4 Estrutura da Dissertação

A dissertação está dividida em seis capítulos.

No capítulo 1 é descrita de forma geral a evolução dos estudos envolvendo tubulações enterradas, os problemas de interação solo-duto, a justificativa da pesquisa, o objetivo e a estrutura da dissertação.

No capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica, apresentando pesquisas sobre os problemas de capacidade de suporte e estudos de arrancamento de dutos enterrados em solos granulares, utilizando modelos em escala reduzida.

O Capítulo 3 é descrito o programa de ensaios, onde os materiais e metodologia de ensaios são apresentados.

No capítulo 4 estão apresentados os resultados, as interpretações e as comparações encontradas nos ensaios.

O capítulo 5 se reserva as considerações finais, conclusões e sugestões para futuras pesquisas neste tema.

Ao final são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas no decorrer da pesquisa e os anexos.

CAPÍTULO 2

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Modelagem Física

A modelagem física simula um evento real sob condições controladas. Se dois processos físicos são semelhantes, é possível prever o comportamento de um deles quando se é conhecido o comportamento do outro. Em trabalhos experimentais os dois processos físicos são o protótipo e o seu modelo. Em laboratório é usual utilizar o modelo em escala geométrica reduzida, pela facilidade de ensaiá-lo.

Segundo Carneiro (1993), a primeira condição de semelhança física é a geométrica, porém esta não é suficiente. Existem processos em que semelhança física implicará em escalas de tempos diferentes. Em experimentos com modelos, define-se como fator de escala a magnitude da grandeza no modelo e no protótipo.

Com respeito a ensaios em modelos reduzidos, Langhaar, 1951 (*apud* Carneiro, 1993) descreve que os resultados da análise dimensional indicam que, se o mesmo solo é usado por ambos, modelo e protótipo, uma variação em tamanho de modelo pelo fator de escala de k , não causa variação de tensão, enquanto que deslocamentos, forças e torques são alterados por fatores k , k^2 e k^3 , respectivamente.

A centrífuga geotécnica é uma ferramenta de modelagem física disponível na engenharia que viabiliza o estudo e a análise de problemas reais, utilizando como material, o próprio solo. Segundo Taylor (1995), os primeiros ensaios em centrífuga foram realizados por Bucky, em 1931 na Universidade de Colúmbia, com aplicações à estabilidade de minas em rocha. Em 1936, Pokrovskil e Fiodorov publicaram um artigo sobre centrífuga geotécnica na Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações em Harvard.

Em experimentos em centrífuga, o modelo é uma escala reduzida do protótipo e, portanto, os eventos no protótipo e no modelo devem ser semelhantes. Esta semelhança precisa seguir leis de escala apropriadas. O princípio básico dos ensaios em centrífuga, consiste em submeter o modelo a uma força inercial de magnitude igual à força gravitacional experimentada pelo protótipo (Schofield, 1980). Para entendimento deste princípio, faz-se necessário conhecer as componentes que atuam em um modelo sujeito à aceleração em centrífuga (Figura 2.1).

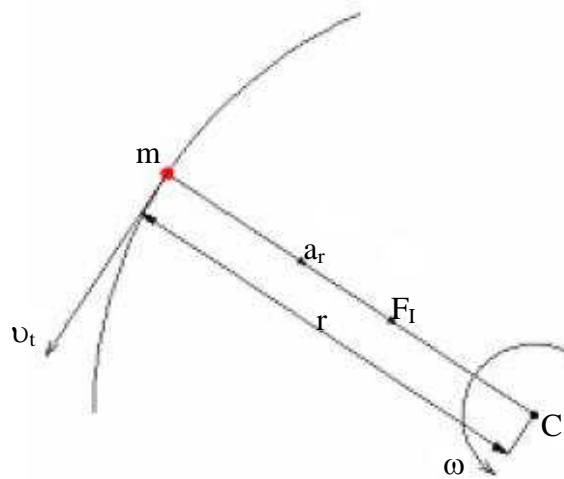


Figura 2.1- Esquema de um modelo sujeito à aceleração em centrífuga

Onde,

m - massa do modelo

ω - velocidade angular

$v_t = r\omega$ (velocidade tangencial)

$a_r = r\omega^2$ (aceleração radial)

$F_I = ma_r$ (força inercial que age no modelo)

A força gravitacional (representada pelo peso próprio W) atua sobre o corpo (protótipo) que está sobre a superfície terrestre. Para que o modelo represente o protótipo, é necessário que:

$$F_I = W \quad (2.1)$$

Então:

$$mr\omega^2 = Mg \quad (2.2)$$

sendo,

M - massa do protótipo

r - distância radial entre o centro da centrífuga e o centro de massa do modelo

Se $m = NM$, onde N é o fator de escala,

$$r\omega^2 = g/N \quad (2.3)$$

Pela equação 2.3, é mostrado que em modelos acelerados dentro da centrífuga e, portanto, submetidos a um campo inercial de aceleração radial, a gravidade é aumentada em N vezes a gravidade terrestre (Schofield, 1980 e Taylor, 1995).

As principais relações de escala entre o modelo e o protótipo são apresentadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1- Leis de semelhança protótipo-modelo na modelagem centrífuga (Taylor, 1995).

Parâmetro	Relação de Escala
	Modelo/ Protótipo
Gravidade	N
Comprimento	1/N
Densidade	1
Massa	1/N ³
Tensão	1
Deformação	1
Força	1/N ²
Tempo (difusão)	1/N ²

2.2. Movimentação de Dutos

Muitos estudos sobre movimentação vertical de dutos enterrados vêm sendo realizados nos últimos anos. A seguir, faz-se uma revisão de alguns trabalhos a respeito deste tema em linhas de dutos enterrados em solo granular.

A falha de um oleoduto de petróleo ou gás tem graves repercussões econômicas e conseqüências ambientais. Uma das principais avarias associadas com dutos submarinos é a flambagem térmica. Para facilitar o fluxo da produção, os dutos operam a altas temperaturas (160 °C) e pressões (70 MPa). Estas condições de operação provocam expansão axial térmica que é retida pelo atrito lateral entre solo-duto e conexões. Segundo Timoshenko & Gere (1961), a flambagem acontece quando uma estrutura esbelta sujeita à compressão, sofre grandes deslocamentos transversais devido ao carregamento aplicado (Figura 2.2). O comportamento de flambagem é representado pela curva carga-deslocamento, referido como o caminho do equilíbrio. Quando o valor do carregamento atinge a carga crítica de Euler, uma

flambagem ocorre sem qualquer variação adicional de carga, e deslocamentos crescem em qualquer direção. No caso de dutos enterrados, os fatores que governarão a direção destes deslocamentos serão as características do solo circundante e a forma de enterramento.



Figura 2.2. Flambagem de uma coluna esbelta (Timoshenko & Gere, 1961)

Trautmann *et al.* (1985) apresentaram de forma pioneira uma série de ensaios de arrancamento de dutos enterrados em areias em diferentes densidades relativas. Os autores propuseram um modelo de ruptura vertical simplificado, para a avaliação da resistência oferecida pelo solo ao levantamento do duto (Figura 2.3).

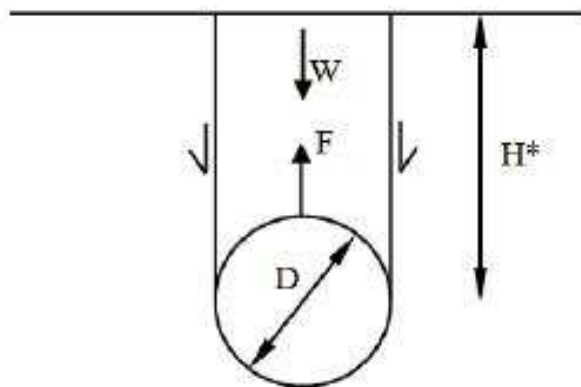


Figura 2.3. Modelo de ruptura vertical (Trautmann *et al.*, 1985)

Uma força adimensional ($F/\gamma^* H^* D L$) e a profundidade adimensional (H^*/D), foram adotadas pelos autores com os objetivos de conseguir comparar as resistências máximas (resistência de pico) encontradas durante o arrancamento dos dutos e de avaliar o comportamento em função da densidade da areia e da profundidade de embutimento, H^* , medida até o centro do duto.

Trautmann *et al.* (1985) também propuseram a máxima resistência ao levantamento formulada como:

$$F_m = \left[1 - \frac{\pi}{8} \cdot \frac{D}{H^*} + k \tan \varphi \cdot \frac{H^*}{D} \right] \cdot \gamma \cdot H^* \cdot DL \quad (2.4)$$

Onde H^* é a profundidade de embutimento do duto medida até o seu centro; D é o diâmetro do duto; L é o comprimento do duto; φ é o ângulo de atrito interno do solo; e k é o coeficiente de empuxo. Conclui-se neste trabalho que o coeficiente de empuxo k pode ser adotado como sendo igual a 0,50 para areias fofas, 0,65 para areias medianamente compactas e 0,70 para areias compactas, mostrando boa correlação com os valores de resistência ao levantamento medidos.

Schaminée *et al.* (1990), propuseram em seu trabalho um conjunto de curvas (Figura 2.4) onde apresentam a diferença entre os formatos típicos de curvas de resistência ao levantamento de dutos em areias compactas e fofas.

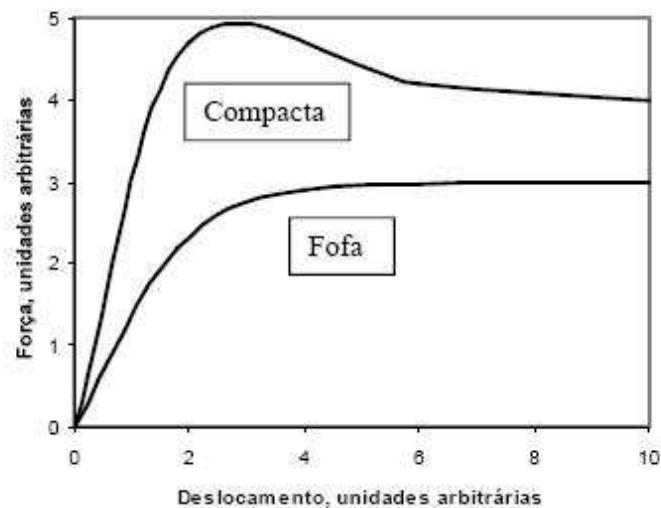


Figura 2.4. Comportamento das curvas de resistência ao arrancamento de dutos enterrados em areias (Schaminée *et al.*, 1990).

Ng and Springman (1994), fizeram uma série de ensaios para determinar a resistência ao levantamento de dutos enterrados em vários tipos de aterros. Foram feitos testes em uma centrífuga geotécnica de tambor a 25g e 40g.

Os autores utilizaram a resistência ao levantamento normalizada para expressar os resultados de dutos enterrados em material granular. Esta resistência normalizada pode ser expressa por:

$$Q = \frac{F^*}{L} \quad (2.5)$$

Onde, Q é a resistência ao levantamento por unidade de comprimento do duto durante os testes, F* é a força de levantamento descontados o peso dos mecanismos de levantamento e o peso do duto e L é o comprimento do duto. Por comparação com a equação (2.5), Q* pode ser rearranjado como:

$$Q^* = \frac{Q}{(D\gamma H)} \quad (2.6)$$

Sendo, D o diâmetro do duto, γ o peso específico do solo e H a profundidade na qual o duto está instalado medindo-se do seu topo até a superfície do solo. Na Tabela 2.2 são apresentados os resultados da força de levantamento e resistência normalizada de cada ensaio realizado.

Tabela 2.2 Resultados dos ensaios de dutos enterrados (Ng and Springman, 1994)

Ensaio	F*- Pico (KN)	Q*- Pico
MT1	88,7	2,7
MT2	83,2	2,5
MT3	77,7	2,8
MT4	140,5	3,2
MT5	148,0	3,4
MT6	135,3	3,1

Uma série de ensaios de arrancamento de um duto de 220 mm de diâmetro em escala real foi apresentada por Baumgard (2000). Estes ensaios, que simulam a flambagem vertical de dutos, foram realizados com vários tipos de materiais, dentre eles areias fofa e densa. Também foram variadas a velocidade de levantamento, a distribuição granulométrica, a densidade e a profundidade de embutimento.

Baumgard (2000), encontrou boa concordância entre os resultados do modelo numérico e os resultados experimentais. Na Figura 2.5 é possível observar o rápido aumento na resistência do solo para deslocamento relativamente pequeno, na ordem de 5 mm. Como resposta ao cisalhamento, a areia no estado denso exibe característica dilatante, apresentando uma resistência de pico, e, após 15 mm de deslocamento, apresenta resistência última da mesma magnitude da encontrada para areia fofa. A areia no estado fofo apresenta inicialmente característica contrátil e exibe, para grandes deformações, uma resistência última da ordem de 3000 N. Os resultados e as conclusões encontrados por Baumgard (2000) concordam com as conclusões apresentadas por Trautmann (1983) e por White *et al.* (2000).

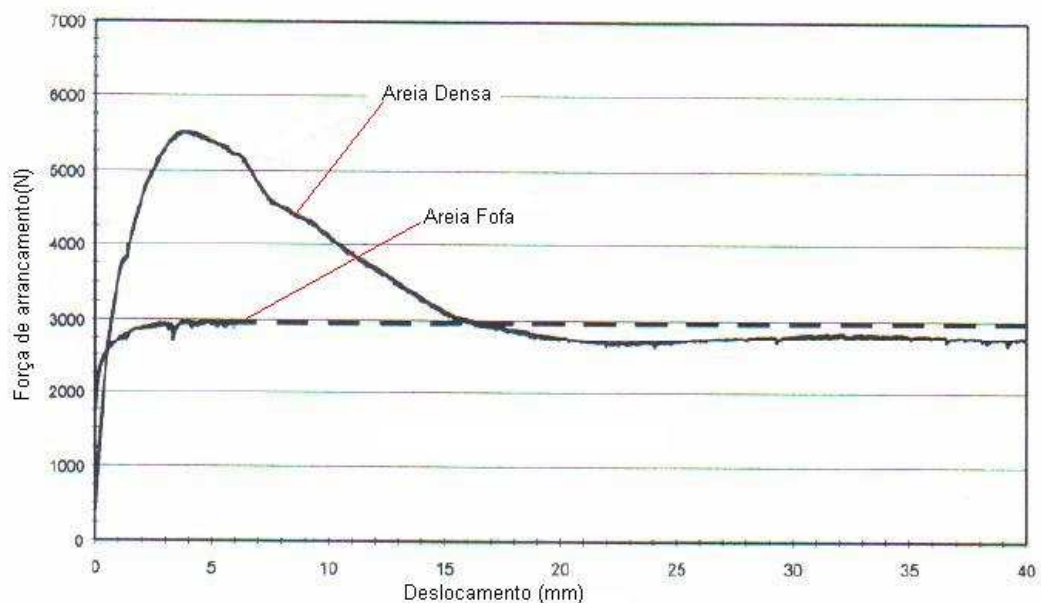


Figura 2.5. Resultados de ensaios de arrancamento em escala real (Baumgard, 2000)

White *et al.* (2000) apresentaram análises de movimentação vertical de dutos enterrados em areias. Um modelo de duto com 22 mm de diâmetro e 120 mm de comprimento foi ensaiado em centrífuga a uma profundidade de aproximadamente três vezes o diâmetro do duto. Segundo White *et al.* (2000), durante o primeiro estágio de levantamento o mecanismo de ruptura vertical foi observado. Este mecanismo, mostrado na Figura 2.6a, ocorreu durante a mobilização da carga máxima de levantamento. Após o deslocamento inicial, o mecanismo de ruptura circular se formou ao redor do duto (Figura 2.6b). Na fase de resistência pós-pico, ilustrado na Figura 2.6c, o mecanismo de ruptura predominante ainda foi o circular. White *et*

al. (2000) concluíram que no fenômeno ocorrem dois diferentes mecanismos de ruptura: um predominante na fase de resistência de pico e outro na fase de resistência pós-pico.

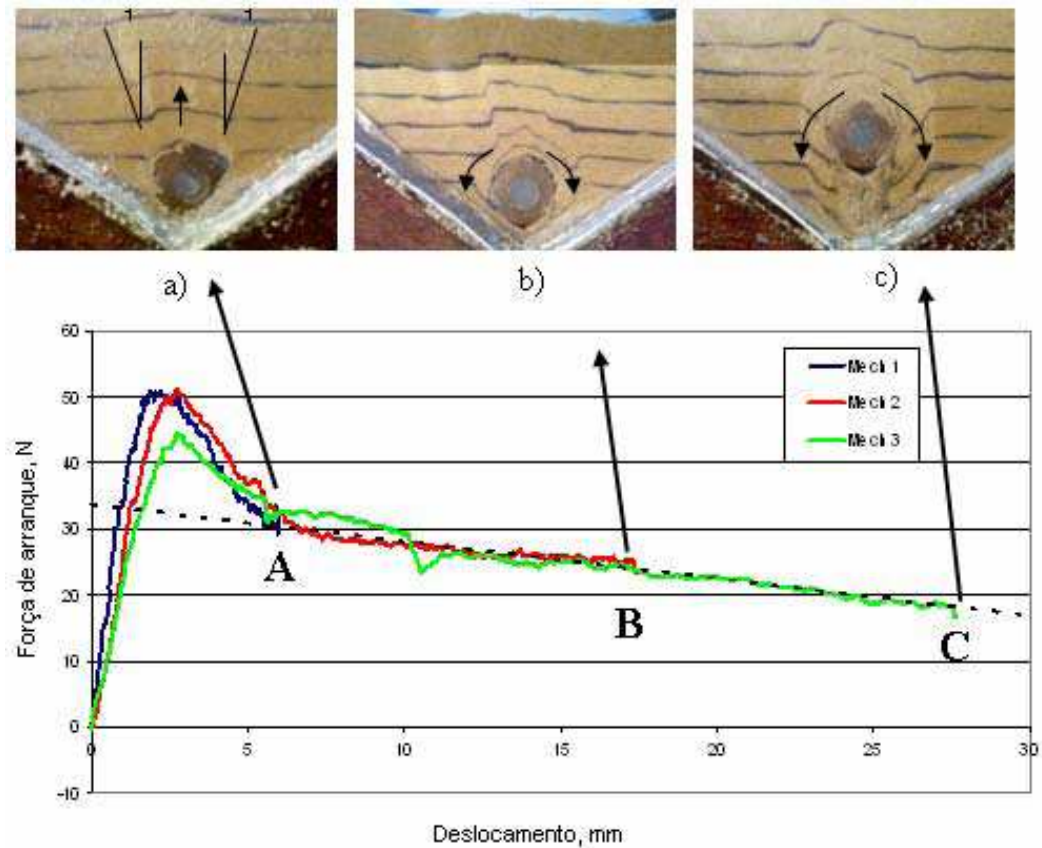


Figura 2.6. Resultados experimentais em areia: (a) ruptura vertical, (b) e (c) ruptura circular, (White *et al.*, 2000).

White *et al.* (2001,2008), fizeram onze testes em centrífuga de tambor a 10g, com dutos enterrados a uma profundidade constante de três vezes o diâmetro. Utilizaram areia em densidades diferentes (fofa, média e densa) com ângulo de atrito crítico $\phi=32^\circ$. Na Tabela 2.3 são apresentados os resultados encontrados para resistência de pico e fator de levantamento.

O fator de levantamento medido (F_{up}) é calculado de acordo com a equação 2.7.

$$\frac{P}{\gamma'HD} = N_\gamma = 1 - \left(\frac{\pi D}{8H} \right) + F_{up} \frac{H}{D} \quad (2.7)$$

Sendo,

F_{up} - fator de levantamento

P- resistência de pico (força de pico por unidade de comprimento (L))

γ' - densidade da areia

H- altura de aterro

D- diâmetro do duto

Tabela 2.3 Fator de levantamento medido (White *et al.*, 2000)

Ensaio	Densidade Relativa	Resistência de Pico- P (N)	Fator de Levantamento Medido (F_{up})
M1	44	50	0,66
M2	44	50	0,65
M3	44	44	0,55
L1	22	39	0,49
L2	22	35	0,41
L3	16	40	0,53
L4	22	37	0,45
D1	62	68	0,97
D2	58	50	0,64
D3	62	65	0,91
D4	67	66	0,92
C1	22	36	0,43

Os autores mostram ainda a influência do ângulo de dilatância (ψ) na resistência ao levantamento dos dutos. Para isto a equação 2.8 pode ser normalizada permitindo a revisão do fator de levantamento para F'_{up} (fator de levantamento calculado).

$$F'_{up} = \tan \psi + (\tan \varphi_{pico} - \tan \psi) \left[\left(\frac{1+k_0}{2} \right) - \frac{(1-k_0) \cos 2\psi}{2} \right] \quad (2.8)$$

A fim de prever a resistência a elevação usando o fator revisado (F'_{up}), um ângulo de dilatância deve ser selecionado. Bolton (1986) descreve um procedimento no qual o ângulo de dilatância e cisalhamento são deduzidos pela densidade relativa, nível de tensão e força entre

as partículas, na Figura 2.7 é apresentado a relação entre a densidade relativa e o ângulo de dilatância máximo. Na Tabela 4 são apresentados os valores para cada ensaio do ângulo de dilatância e o correspondente fator de levantamento revisado (F'_{up}).

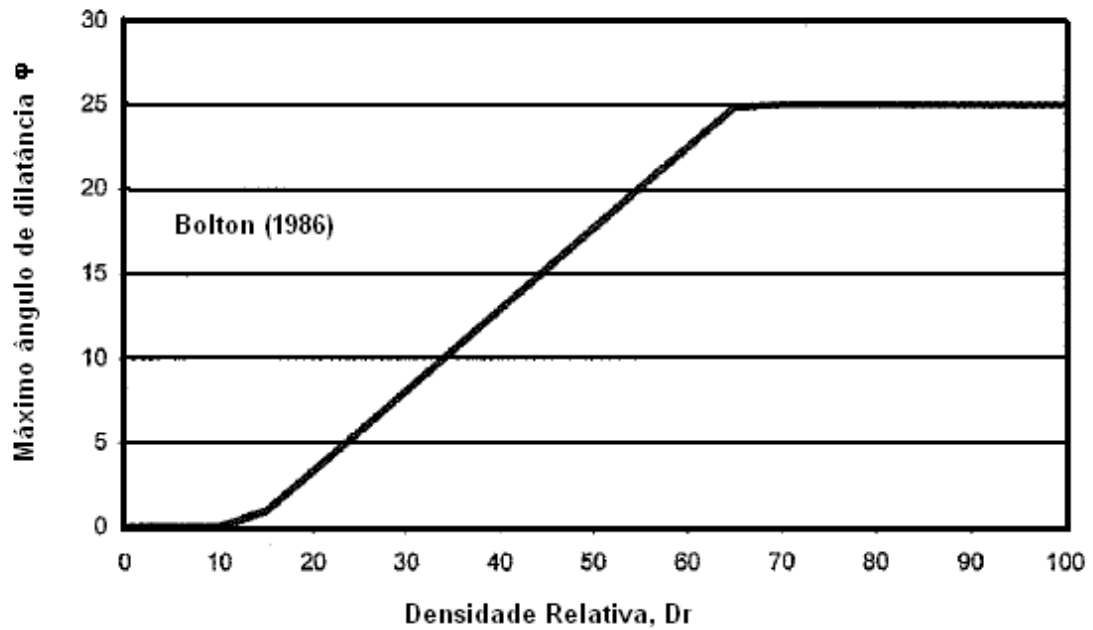


Figura 2.7. Relação entre a densidade relativa e o ângulo de dilatância máximo, Bolton (1986)

Tabela 2.4 Ângulo de dilatação e fator de levantamento calculado (White *et al.*, 2000)

Ensaio	Densidade Relativa	Ângulo de Dilatância (ψ)	Resistência de Pico- P (N)	Fator de Levantamento Calculado (F'_{up})	Fator de Levantamento Medido (F_{up})
M1	44	15	50	0,62	0,66
M2	44	15	50	0,62	0,65
M3	44	15	44	0,62	0,55
L1	22	4,4	39	0,38	0,49
L2	22	4,4	35	0,38	0,41
L3	16	1,2	40	0,32	0,53
L4	22	4,4	37	0,38	0,45
D1	62	23,4	68	0,87	0,97
D2	58	21,5	50	0,80	0,64
D3	62	23,5	65	0,97	0,91
D4	67	25,6	66	0,95	0,92
C1	22	4,4	36	0,38	0,43

Dutos enterrados a uma profundidade rasa, correm um grande risco de sofrerem levantamento por subpressão devido a flutuação do lençol freático. Mohri *et al.* (2001) através de resultados de trabalhos de dutos enterrados em laboratório, fizeram uma avaliação utilizando análise numérica através do método do elemento discreto (DEM). Resultados de ensaios utilizando geogrelha e pedregulho como sobrecarga, foram efetivos para diminuir a elevação dos dutos e análises usando DEM tiveram resultados similares. No modelo experimental, utilizando areia de Toyoura com densidade condicionada pelo método pluviométrico, o duto é arrancado da areia por uma alavanca com uma velocidade de 0,2 mm/min. Neste modelo foram combinados seis testes com dois tipos de profundidade (510 mm e 100 mm) e três tipos de sobrecarga (sem proteção, areia envolvida na geogrelha, e pedregulho envolvido na geogrelha), Figura 2.8. Neste trabalho foi analisada a relação entre a proporção de resistência ao levantamento (UF/W) e o deslocamento do duto, onde UF é a força de resistência do duto e W é o peso da coluna de solo.

Os resultados apresentados por Mohri *et al.* (2001) mostram que os testes usando pedregulho envolvido na geogrelha (S3 e D3) indicam um UF/W consideravelmente maior na condição residual do que os testes sem proteção (D1 e S1). Para os casos de areia envolvida na geogrelha os testes não apresentaram resultados efetivos. Na Figura 2.9 são apresentados os resultados dos testes experimentais comparados com a simulação através do modelo de elementos discretos.

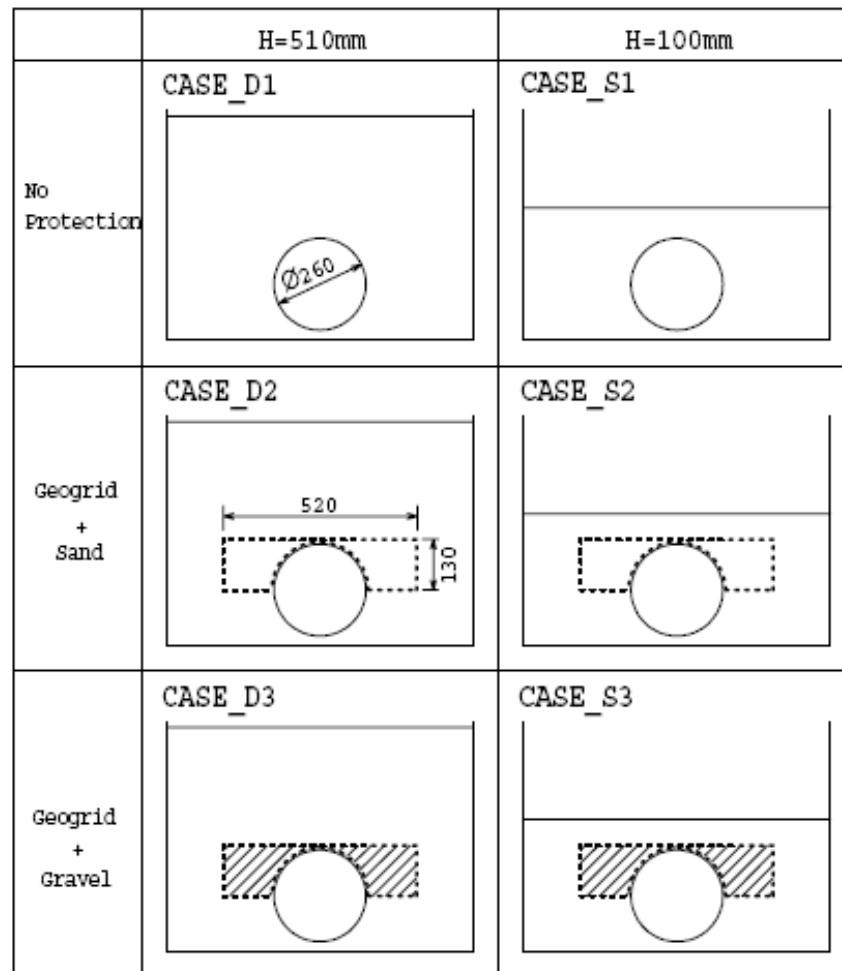


Figura 2.8. Casos do modelo experimental (Mohri *et al.*, 2001)

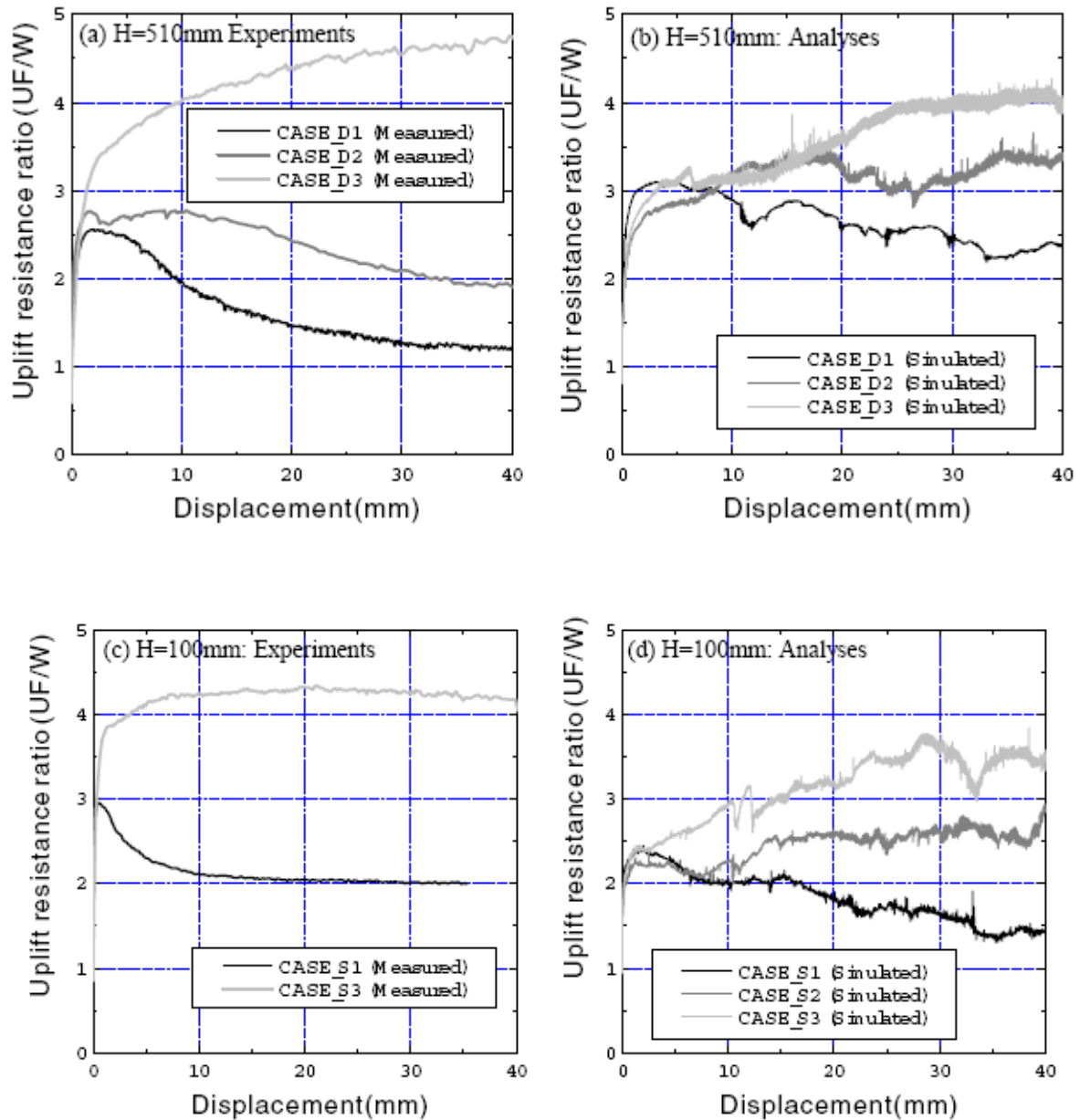


Figura 2.9. Comparação dos resultados experimentais e análise por DEM (Mohri *et al.*, 2001)

Dutos offshore de óleo e gás são comumente enterrados para proporcionar estabilidade ambiental, isolamento térmico e proteção mecânica para atividades de pesca. Estes dutos são relativamente leves em comparação com a camada de reaterro de solo, com isso ficam propensos ao levantamento devido a forças axiais causadas pelo aquecimento do duto. Para evitar o levantamento, o duto deve ser enterrado a uma profundidade suficiente para evitar movimentos ascendentes da tubulação. Bransby *et al.*(2002) realizaram testes experimentais (1g e centrífuga geotécnica) em dutos utilizando areia e cascalho. Durante os ensaios foram investigadas a resistência vertical de arrancamento e o pico de resistência para diferentes

geometrias (com ou sem berma, Figura 2.10) e propriedades de solo (areia fofa, areia densa e cascalho). O ensaio foi realizado em uma caixa onde na sua base foi adicionada uma camada de 30 a 50 mm de areia. O duto foi posicionado na superfície do solo e posteriormente a areia foi sendo adicionada sobre o duto pelo método de pluviação até a profundidade requisitada. O arrancamento do duto se deu através de uma alça rígida combinada para garantir o deslocamento vertical uniforme, conforme é apresentado na Figura 2.11. A carga foi medida usando uma célula de carga e o deslocamento foi medido usando um LVDT.

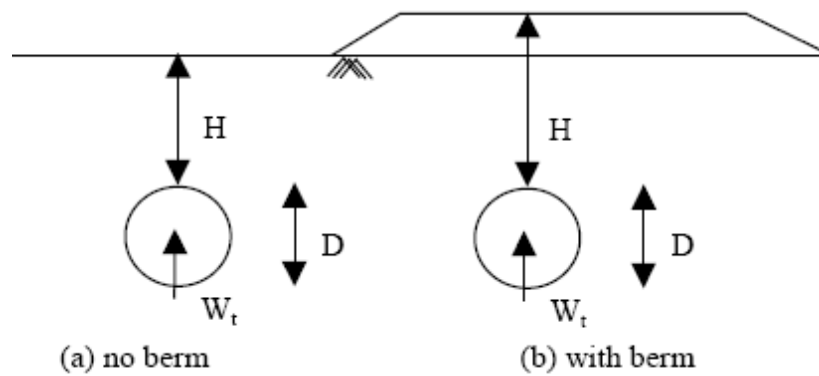


Figura 2.10. Geometrias utilizadas nos ensaios (Bransby *et al.*, 2002)



Figura 2.11. Sistema de arrancamento do duto (Bransby *et al.*, 2002)

Em todos os ensaios, formou-se uma abertura de aproximadamente 30° entre o solo e o duto que permaneceu com tamanho constante após a formação inicial. Um fluxo circular de solo se formou ao redor do duto durante o levantamento (Figura 2.12). Os movimentos observados em areia densa mostraram uma fenda atrás do duto de tamanho similar ao encontrado para areias fofas (Figura 2.13). Bransby *et al.* (2002) encontraram uma região de deformação do solo acima do duto e junto à superfície de movimento.

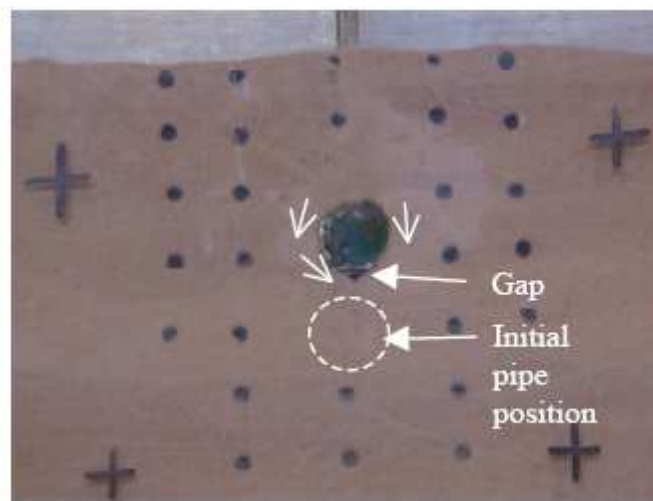


Figura 2.12. Ensaio em escala 1g em areia fofa (Bransby *et al.*,2002)

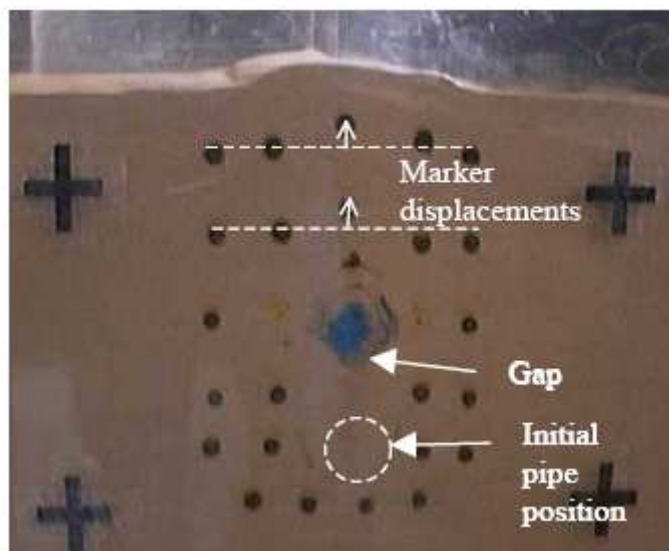


Figura 2.13. Ensaio em escala 1g em areia densa (Bransby *et al.*,2002)

Os autores usaram uma formulação proposta por Schaminee *et al.*(1990) para expressar a capacidade do duto em função de um fator de levantamento f_d , que vem sendo aceito como parâmetro em muitos projetos industriais. O fator de levantamento f_d é expresso na equação 2.9.

$$\frac{W_u}{\gamma' HDL} = 1 + f_d \left(\frac{H}{D} \right) \quad (2.9)$$

Sendo,

W_u - força mobilizada pelo solo

γ' - densidade da areia

H- altura de aterro

D- diâmetro do duto

L- comprimento do duto

f_d - fator de levantamento

Os testes realizados neste trabalho mostram que para solo de areia fofa o fator de levantamento (f_d) é de aproximadamente 0,5, enquanto que para areia densa e cascalho o fator de levantamento (f_d) encontrado no pico foi maior que 1, reduzindo para um valor residual de 0,6 após o deslocamento. Para ensaios com bermas de cascalho foi encontrado um fator de levantamento (f_d) de 0,8 e um aumento menos significativo para bermas de areia.

Palmer *et al.* (2003) apresentam um estudo comparativo entre ensaios de arrancamento de dutos em centrífuga geotécnica a 10g e em escala natural. Nos ensaios em protótipo, foram usados solos não-coesivos de fofos a compactos, enquanto nos testes em centrífuga foi adotada uma areia de sílica. Embora os valores para a força normalizada residual tenham sido relativamente próximos, o deslocamento necessário para a mobilização da resistência apresentou considerável variação (Figura 2.14). Os autores propuseram uma explicação para esse fato baseada na relação entre a tensão cisalhante mobilizada e o deslocamento das camadas de solo à medida que o duto vai sendo arrancado. A forma como esse processo acontece, seria diferente no ambiente da centrífuga em relação ao protótipo, favorecendo uma mobilização tardia da resistência de pico. Um modelo matemático simplificado foi apresentado, simulando de maneira aproximada tanto o comportamento quanto os valores encontrados nos ensaios.

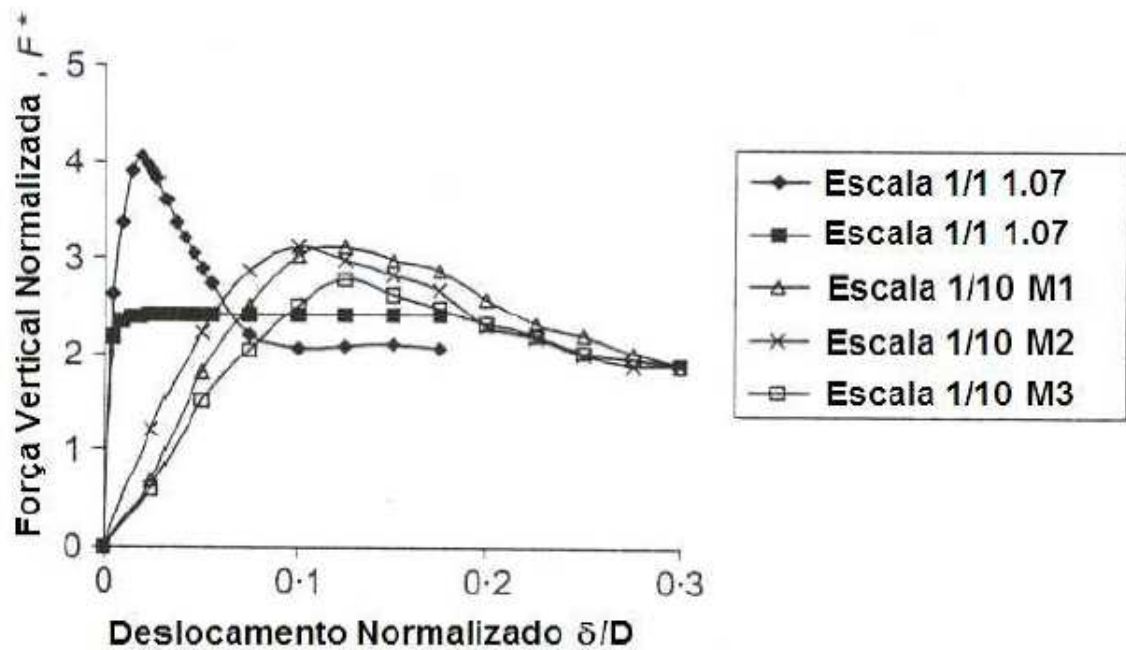


Figura 2.14. Relação entre força e deslocamento normalizados para ensaios em escala de protótipo e ensaios em centrífuga a 10g. Palmer *et al.* (2003).

Cheuk *et al.* (2005) realizaram uma série de ensaios de arrancamento de dutos enterrados em uma câmara de calibração usando areia de sílica. Os resultados foram analisados usando as técnicas de velocimetria de partícula por imagem (PIV). A conclusão dos autores foi que, em areias compactas, o mecanismo de deformação, associado à resistência de pico, corresponde a uma zona de cisalhamento em planos inclinados cujos ângulos são os de dilatância da areia (ψ), conforme apresentado na Figura 2.15. Este modelo de ruptura foi apresentado por White *et al.* (2001) baseado nos estudos de Bolton (1986) sobre dilatância de areias. A redução da resistência que se segue ao pico está relacionada a superfícies de ruptura verticais, que representaria um estado fofo da areia, conforme apresentado na Figura 2.19b.

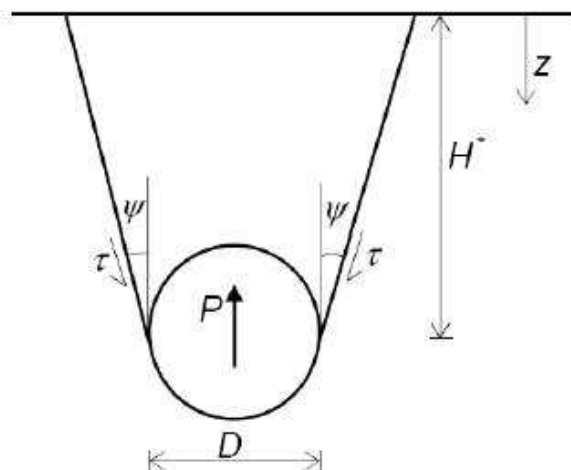


Figura 2.15. Modelo de ruptura vertical (Cheuck *et al.*, 2005)

Borges (2009), executou um estudo numérico que aborda o comportamento solo-duto quando um duto é arrancado de uma camada de areia fofa, na condição submersa. Para este estudo foram analisadas onze profundidades de enterramento. O problema foi tratado através de análises bidimensionais de elementos finitos com o programa AEEPCD (Costa, 1984), usando um modelo de ruptura de Mohr-Coulomb para o solo e assumindo um comportamento drenado. Para este trabalho, foram gerados onze modelos estruturais e discretos de análise para simular o efeito de levantamento do duto em areia saturada, abrangendo o solo de fundação, o duto e a existência de uma interface no contato solo-duto. Modelou-se numericamente o duto ($D = 0,5\text{m}$) no solo arenoso para as relações de enterramento H/D de 25, 50, 75, 100, 125, 150, 200, 250, 300, 350 e 400%, sendo H medido da superfície do solo à borda superior do duto.

Nos resultados descritos pelo autor, os deslocamentos do solo calculados sugerem um mecanismo de ruptura similar ao modelo de ruptura vertical em cunha descrito por Ng & Springman (1994), porém apresenta um ângulo de dilatância maior. Observou-se também a formação de um vazio (*gap*) atrás do duto, e uma zona cada vez maior de mobilização do solo em torno do duto com o aumento da profundidade de enterramento.

À medida que o duto vai se movimentando verticalmente, uma resposta pseudo-elástica vai sendo provocada no solo com a apresentação de movimentos circulares ao redor do duto. Este fenômeno faz com que as tensões normais no topo do duto sejam aumentadas e diminuídas na sua base, chegando à zero provocando um desacoplamento entre o solo e o duto, formando um vazio que se alarga continuamente abaixo do duto. Com o processo continuado de arrancamento do duto, o solo que se encontra acima dele vai se rompendo e

uma deformação em forma trapezoidal invertida vai aparecendo nesta região. Nas Figuras 2.16, 2.17 e 2.18 é possível observar o vazio que se forma em todas as profundidades, o bloco de solo trapezoidal que se forma acima do duto e as zonas de cisalhamento que se encurvam para os lados e se alargam em direção à superfície do solo. Este fenômeno fica mais evidente à medida que a profundidade é crescente.

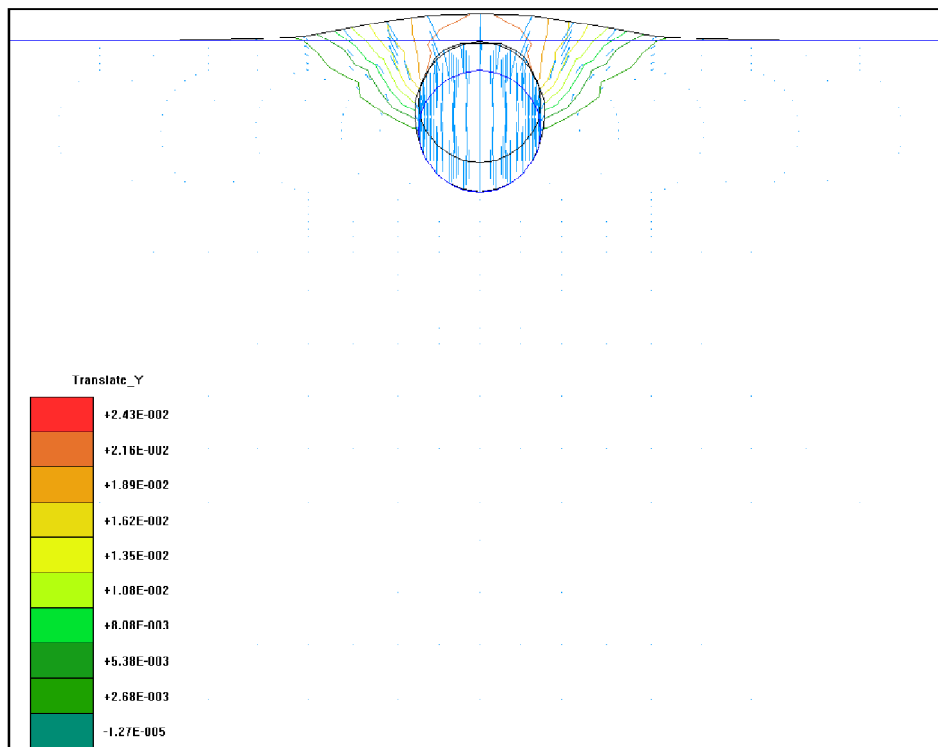


Figura 2.16. Distribuição dos vetores de deslocamentos verticais da areia saturada fofa em função da movimentação vertical do duto de 500 mm, para $H/D = 25\%$. Deformada ampliada 5x. (Borges,2009)

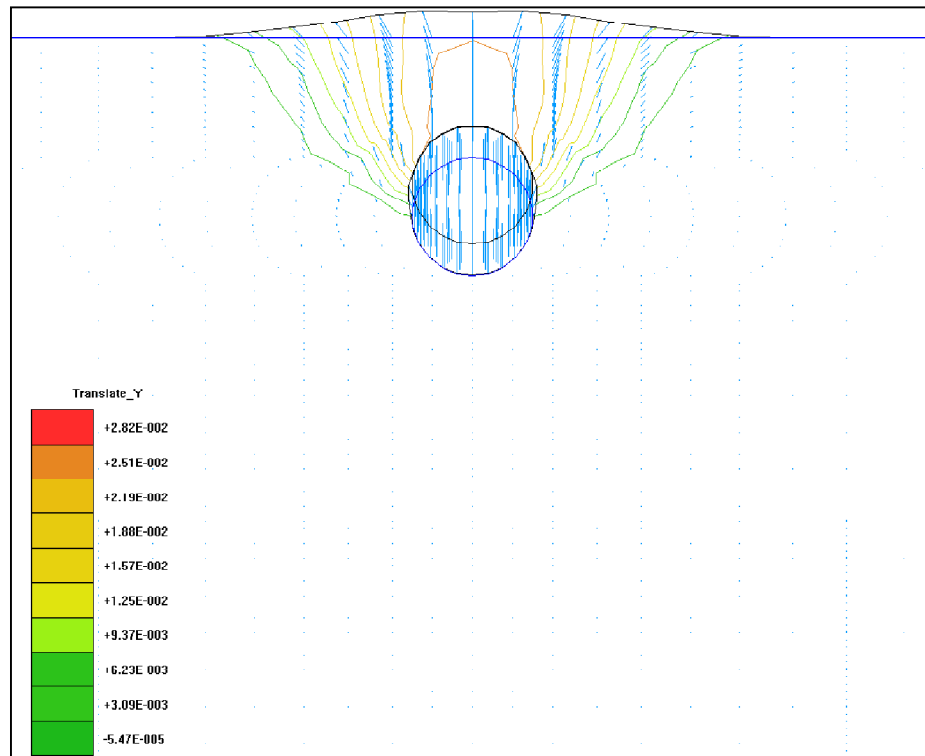


Figura 2.17. Distribuição dos vetores de deslocamentos verticais da areia saturada fofa em função da movimentação vertical do duto de 500 mm, para $H/D = 100\%$. Deformada ampliada 5x. (Borges,2009)

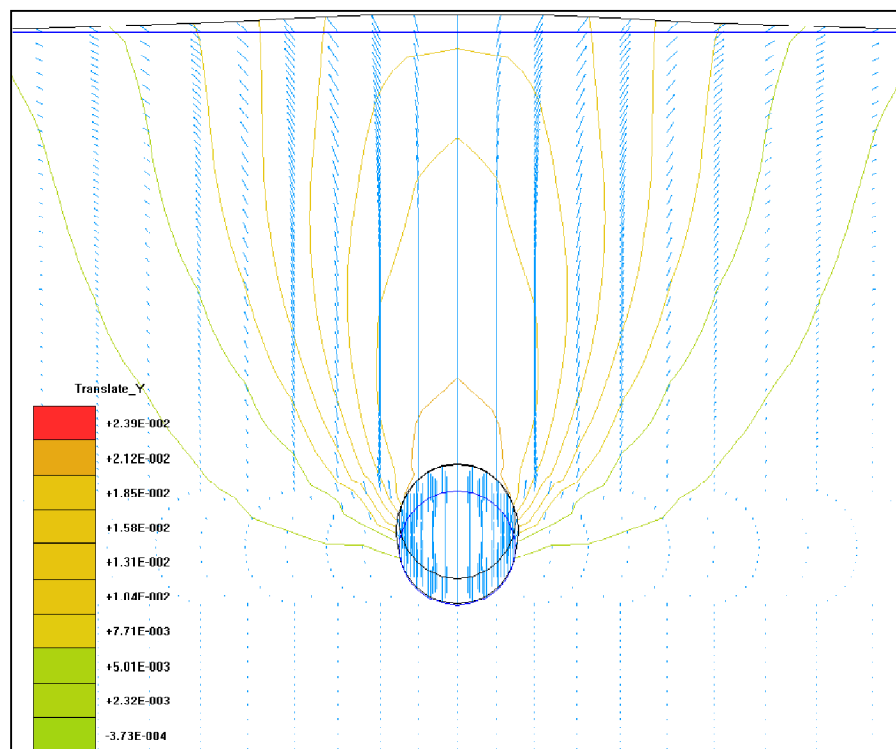


Figura 2.18. Distribuição dos vetores de deslocamentos verticais da areia saturada fofa em função da movimentação vertical do duto de 500 mm, para $H/D = 400\%$. Deformada ampliada 5x. (Borges,2009)

2.2.1 Mecanismos de Ruptura

A geometria de um duto enterrado é definida na Figura 2.19a. Observações prévias sugerem que o mecanismo de levantamento envolve um bloco deslizante delimitado por um par de zonas de cisalhamento (Figura 2.19b). A inclinação das faixas de cisalhamento é próxima ao ângulo de dilatação do solo (ψ), conforme apresentado na Figura 2.19c (Ng & Springman, 1994, White *et al.*, 2001, Cheuck *et al.*, 2008).

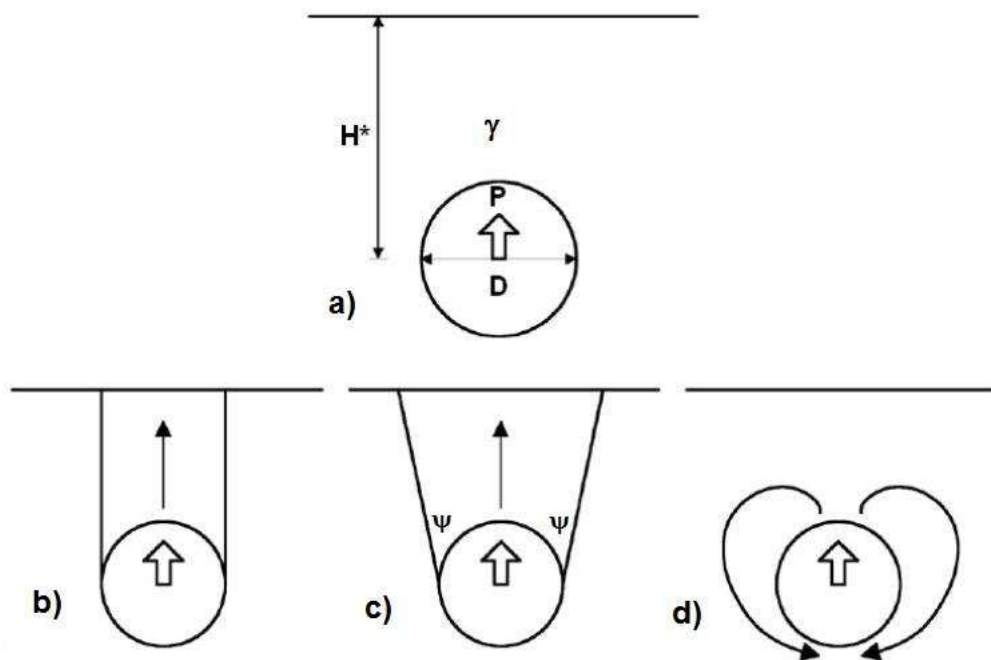


Figura 2.19. Mecanismos de levantamento de dutos enterrados em areia: a) Geometria do problema; b) superfície de ruptura vertical; c) superfície de ruptura inclinada; e d) Fluxo de solo ao redor do duto (Cheuck *et al.*, 2008.)

Vanden Berghe *et al.* (2005), confirmaram de um modo geral este mecanismo através de análises de elementos finitos. Para areia muito fofa, o cisalhamento localizado com um mecanismo de fluxo de solo ao redor do duto foi observado em ensaios de modelos conduzidos por Bransby *et al.* (2001). Este mecanismo foi também observado em um modelo com areia inicialmente compacta após a resistência de pico (White *et al.*, 2001), e foi previsto numericamente para areia muito fofa, com um ângulo de dilatação de -10° (Vanden Berghe *et al.*, 2005).

No estudo de Cheuck *et al.* (2008), novas técnicas de análise de imagem foram usadas para capturar o mecanismo de deformação relevante para a resistência de pico. Os resultados

mostraram que a resistência ao levantamento máxima era mobilizada através da formação de um bloco de solo de formato trapezoidal invertido sobre o duto, restringido por um par de zonas de cisalhamento distribuídas. A inclinação da zona de cisalhamento dependeu da densidade do solo e, por isso, da dilatância. Na Figura 2.20 é apresentado um resumo do mecanismo de deformação observado durante os ensaios. Após a resistência de pico, bandas de cisalhamento se formaram e um comportamento de amolecimento (*softening*) foi observado. Quanto maior a profundidade de enterramento do duto no solo, estas zonas de cisalhamento cada vez mais se encurvam para os lados e se alargam em direção à superfície do solo. Para grandes deslocamentos do duto, houve a combinação tanto de um mecanismo de ruptura vertical quanto de fluxo de solo próximo ao duto. Um mecanismo de fluxo de solo localizado sem elevação na superfície do terreno também foi notado, dependendo da densidade do solo e do tamanho de suas partículas constituintes.

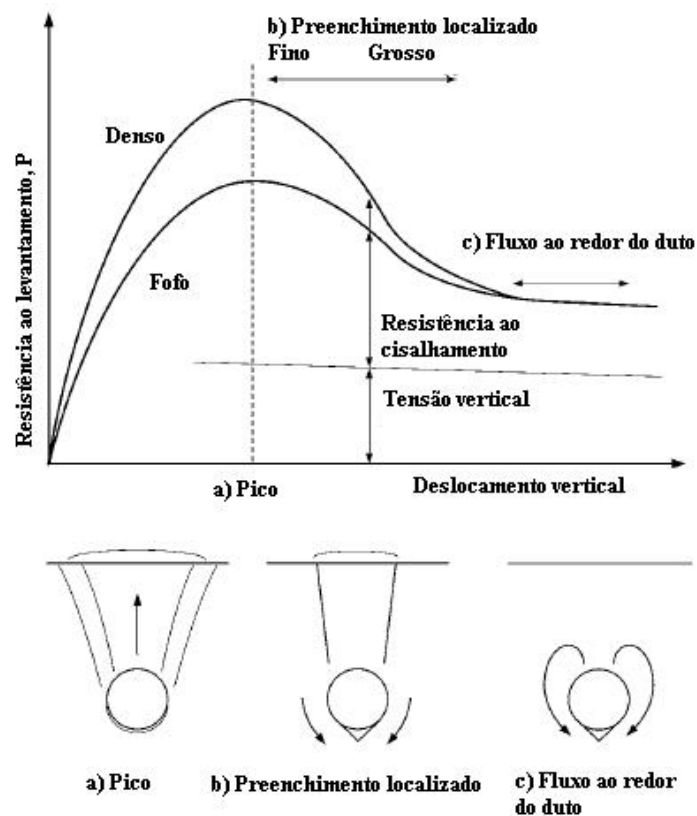


Figura 2.20. Mecanismo de ruptura observado na resistência de pico (Cheuk *et al.*, 2008)

2.2.2 Modelos Previstos para Resistência de Pico

A observação de ensaios em modelos reduzidos proporcionou a recomendação de muitos modelos analíticos para o cálculo da resistência ao levantamento de pico. Métodos de previsão importantes e suas hipóteses básicas estão listados na Tabela 2.5. Todos estes métodos assumem que a tração não pode ser suportada entre o duto e o solo, permitindo que um vazio se forme sem resistência.

Tabela 2.5 Modelos previstos para a força vertical de pico (Cheuck *et al.*, 2008)

Referência	Modelo	Mecanismo
Schaminée <i>et al.</i> (1990)	$P = \gamma' \cdot H \cdot D + \gamma' \cdot H^2 \cdot k \cdot \tan \varphi$	Superfícies de ruptura verticais
Ng & Springman (1994)	$P = \gamma' \cdot H^* \cdot D + \gamma' \cdot H^{*2} \cdot \tan \varphi_{m\acute{a}x}$	Bloco deslizante com superfícies de ruptura inclinadas
Vermeer & Sutjiadi (1985)	$P = \gamma' \cdot H^* \cdot D + \gamma' \cdot H^{*2} \cdot \tan \varphi_{m\acute{a}x} \cdot \cos \varphi_{cr\acute{i}t}$	Bloco deslizante com superfícies de ruptura inclinadas
White <i>et al.</i> (2001,2008)	$P = \gamma' \cdot H^* \cdot D + \gamma' \cdot H^{*2} \cdot \tan \psi + \gamma' \cdot H^{*2} \cdot (\tan \varphi_{m\acute{a}x} - \tan \psi) \cdot \left[(1 + k_0) - (1 - k_0) \cdot \frac{\cos 2\psi}{2} \right]$	Bloco deslizante com superfícies de ruptura inclinadas

Onde:

P = força vertical por unidade de comprimento L do duto;

γ' = peso específico efetivo do solo;

H = profundidade de enterramento medida em relação ao topo do duto;

H^* = profundidade de enterramento medida em relação ao centro do duto;

$\varphi_{m\acute{a}x}$ = ângulo de atrito interno máximo da areia;

$\varphi_{cr\acute{i}t}$ = ângulo de atrito interno da areia no estado crítico;

ψ = ângulo de dilatação da areia;

k_0 = coeficiente de empuxo no repouso, $k_0 = 1 - \text{sen}^2\psi$.

CAPÍTULO 3

3 PROGRAMAS DE ENSAIOS

Existem muitos problemas relacionados à estabilidade de dutos quando sujeitos a subpressões, devido à elevação do nível d'água do terreno ou qualquer mecanismo que imponha movimentos ascendentes. Neste caso, devem ser estudadas propostas para sua estabilização, através de novas geometrias de lastro para aproveitamento da massa de solo subjacente que preenche a vala.

Fez parte da dissertação a caracterização do solo utilizado nos ensaios, com a finalidade de se determinar as propriedades físicas da areia. Uma vez que os testes foram executados em laboratório em condições controladas, foram previstos ensaios de peso específico dos grãos, umidade natural, densidade máxima e mínima, cisalhamento direto e ensaio granulométrico da areia. A execução de cada ensaio foi regida por normas brasileiras específicas.

Para se obter respostas de interação solo-duto, nesta dissertação foram realizados oito ensaios de arrancamento vertical em dutos a 1g e vinte e quatro ensaios em centrífuga geotécnica a 10g.

Os ensaios a 1g foram executados com a finalidade de se obter uma metodologia de ensaio, conhecimento de toda preparação da amostra, comportamento do solo e afinidade com os equipamentos de instrumentação, bem como avaliar preliminarmente a viabilidade do sistema de ancoragem proposto. Através destes testes foi possível verificar as dificuldades e estudar maneiras para se conseguir alcançar o objetivo. A calibração dos instrumentos, o desenvolvimento de um *software* específico para aquisição de dados, o projeto de equipamentos como o pluviador de areias e o pórtico de apoio fizeram parte desta primeira etapa.

Os ensaios a 10g foram executados através da metodologia criada nos ensaios a 1g. Nesta etapa, foram feitos arrancamentos de dutos enterrados em três profundidades, com duas diferentes densidades relativas do solo e utilizando geogrelhas preparadas em laboratório com duas larguras diferentes ancoradas aos dutos.

Este capítulo da dissertação pode ser dividido em quatro etapas distintas. Na primeira etapa foi realizado o conhecimento do solo através de ensaios de caracterização e ensaio de cisalhamento direto da areia, na segunda etapa foram executados os ensaios a 1g para adquirir

uma metodologia de ensaio, na terceira etapa a Centrífuga Geotécnica da UENF foi descrita e na quarta etapa foram descritos os ensaios executados na centrífuga geotécnica a10g.

3.1 Ensaios de Caracterização do Solo

A umidade natural do solo foi determinada através do ensaio descrito na norma brasileira NBR 6457/86. Os ensaios granulométricos foram executados visando obter a curva granulométrica da areia, com base na norma brasileira NBR 7181/84. Levando em consideração que a inspeção tátil-visual indicou um solo predominantemente arenoso, sem a evidência de material fino, foi realizado somente o peneiramento grosso e fino como prescrito na norma, não havendo necessidade de se executar o ensaio sedimentação.

Para determinação do peso específico dos grãos foi realizado o ensaio previsto na norma NBR 6508/84. O resultado obtido por este ensaio foi empregado no cálculo do índice de vazios e consta na Tabela 3.1.

Os modelos foram preparados utilizando uma areia industrial normalizada, comercializada pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT). O solo é uma areia média uniforme, classificada como SP (areia mal graduada) pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos, possui um coeficiente de uniformidade (CU) de 1,52, coeficiente de curvatura (CC) de 0,95 e o diâmetro efetivo do solo (D_{10}) de 0,277 mm. Abaixo é apresentada a distribuição granulométrica do solo utilizado (Figura 3.1).

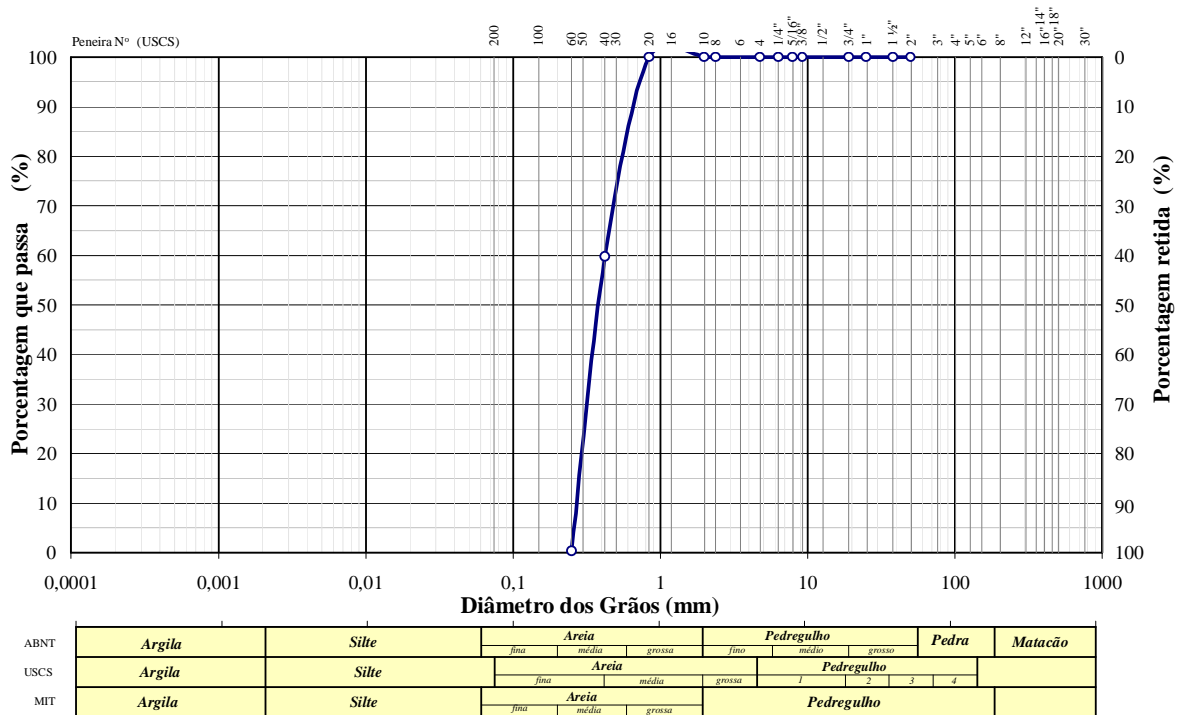


Figura 3.1. Curva granulométrica do solo usado no modelo reduzido

Foi realizado o ensaio baseado na Norma MB-3388/91 para determinar o peso específico máximo e na Norma MB-3324/90 para determinar o peso específico mínimo, conforme apresentado na Figura 3.2. O valor encontrado para o peso específico máximo foi de $15,47 \text{ kN/m}^3$ e para o peso específico mínimo foi de $12,94 \text{ kN/m}^3$, conforme Tabela 3.1.

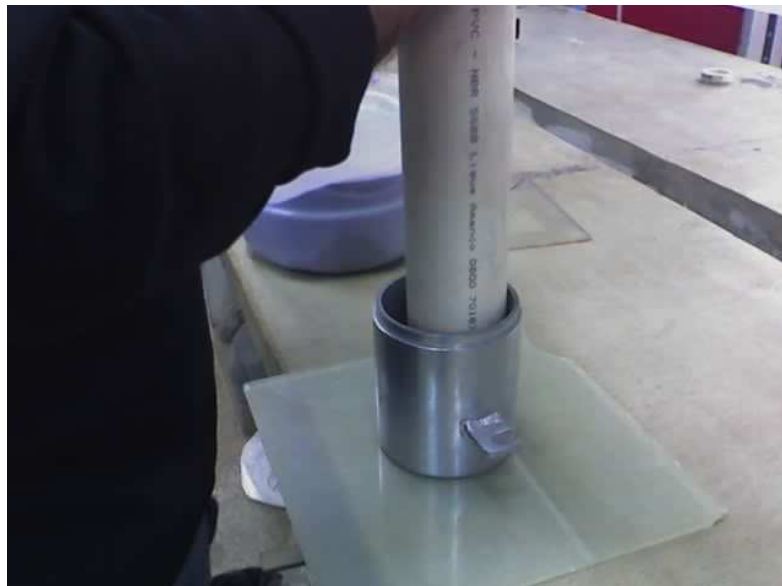


Figura 3.2 a). Ensaio de peso específico máximo



Figura 3.2 b). Ensaio de peso específico mínimo

3.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto (Figura 3.3) foi realizado em equipamento automatizado específico, marca *WYKEHAM FARRANCE*, no laboratório de engenharia civil (LECIV) e através dele obtido o ângulo de atrito residual ($\varphi = 33^\circ$) e um ângulo de resistência ao cisalhamento de pico para areia no estado denso ($\varphi = 38^\circ$) e para areia no estado fofo ($\varphi=36^\circ$). Para o ensaio de cisalhamento direto foram utilizadas amostras na condição seca e na condição de estado inicial fofo e estado inicial denso.



Figura 3.3. Equipamento para ensaio de cisalhamento direto

Foram previstos ensaios de cisalhamento direto em três estágios de pressão: 8 kPa, 16 kPa e 32kPa. Nas Figuras 3.4 e 3.6 são apresentadas as curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento geradas nos ensaios de cisalhamento direto para o estado fofo e denso respectivamente. As curvas de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal estão apresentadas nas Figuras 3.5 e 3.7. Nas Figuras 3.8, 3.9 e 3.10 são apresentadas as envoltórias de ruptura residual, de pico no estado denso e de pico no estado fofo da areia ensaiada.

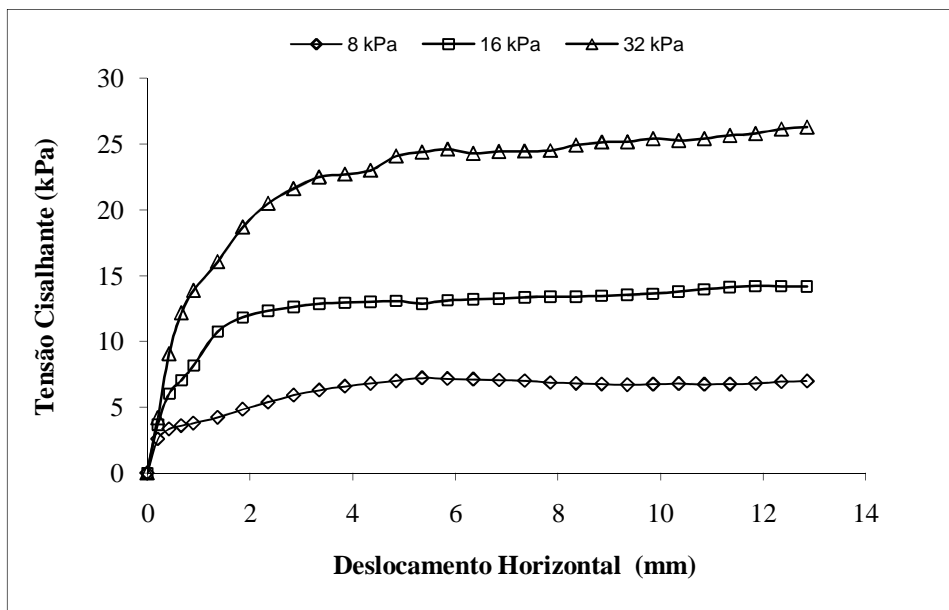


Figura 3.4. Resultado do ensaio de cisalhamento direto da areia no estado fofo

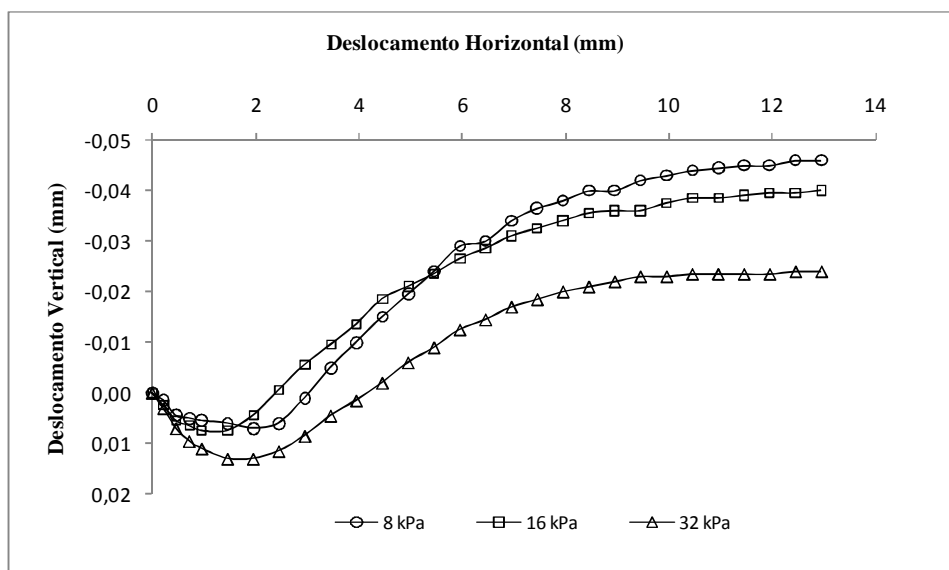


Figura 3.5. Deslocamento vertical x deslocamento horizontal no estado fofo

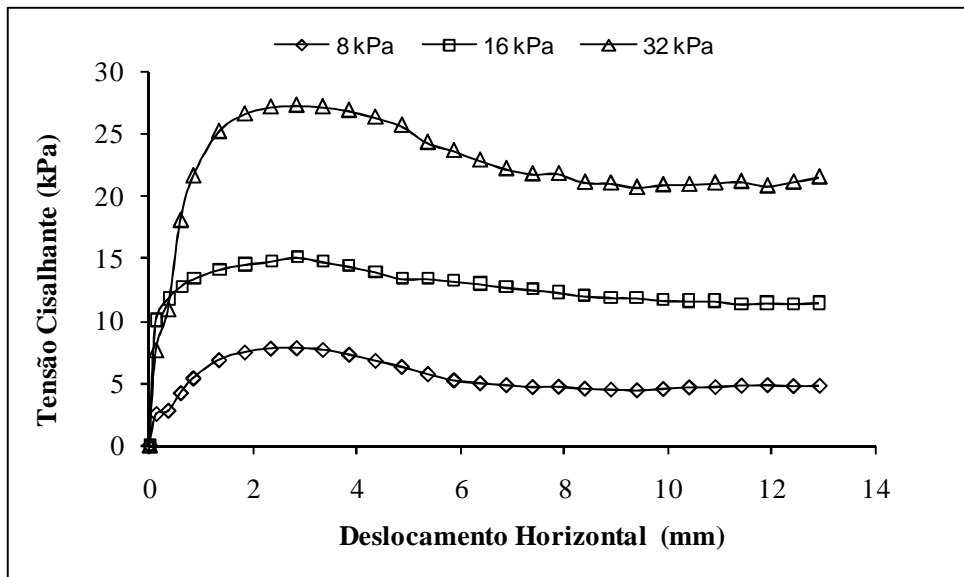


Figura 3.6. Resultado do ensaio de cisalhamento direto da areia no estado denso

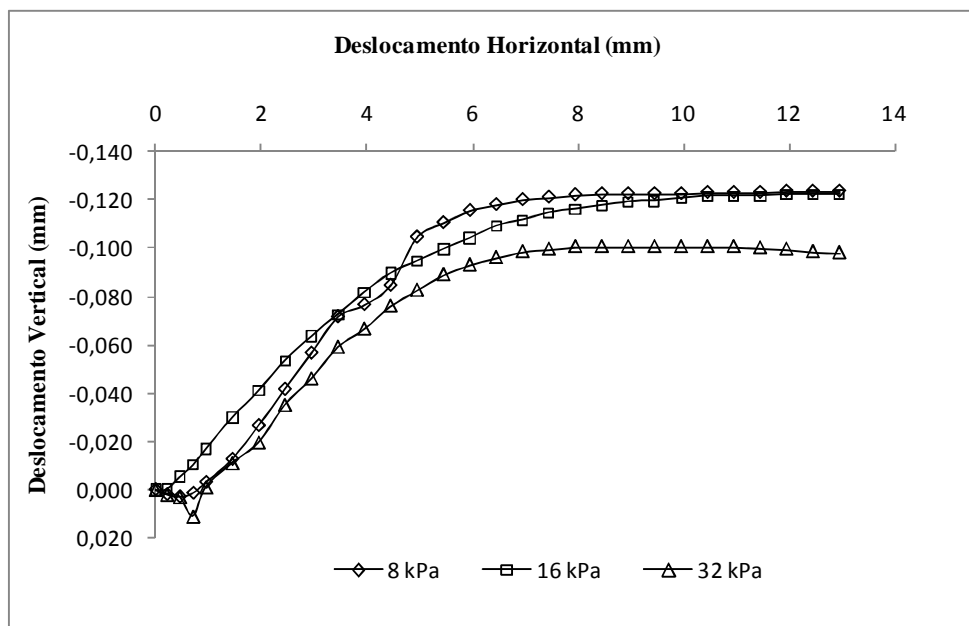


Figura 3.7. Deslocamento vertical x deslocamento horizontal no estado denso

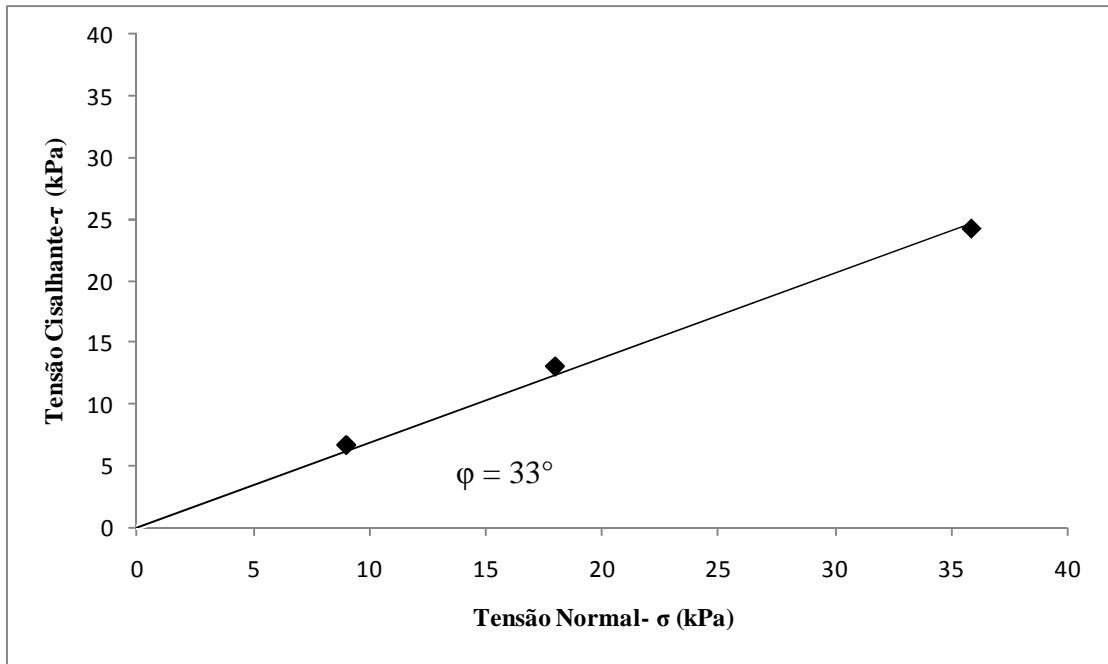


Figura 3.8. Envoltória de ruptura residual da areia, obtida no ensaio de cisalhamento direto

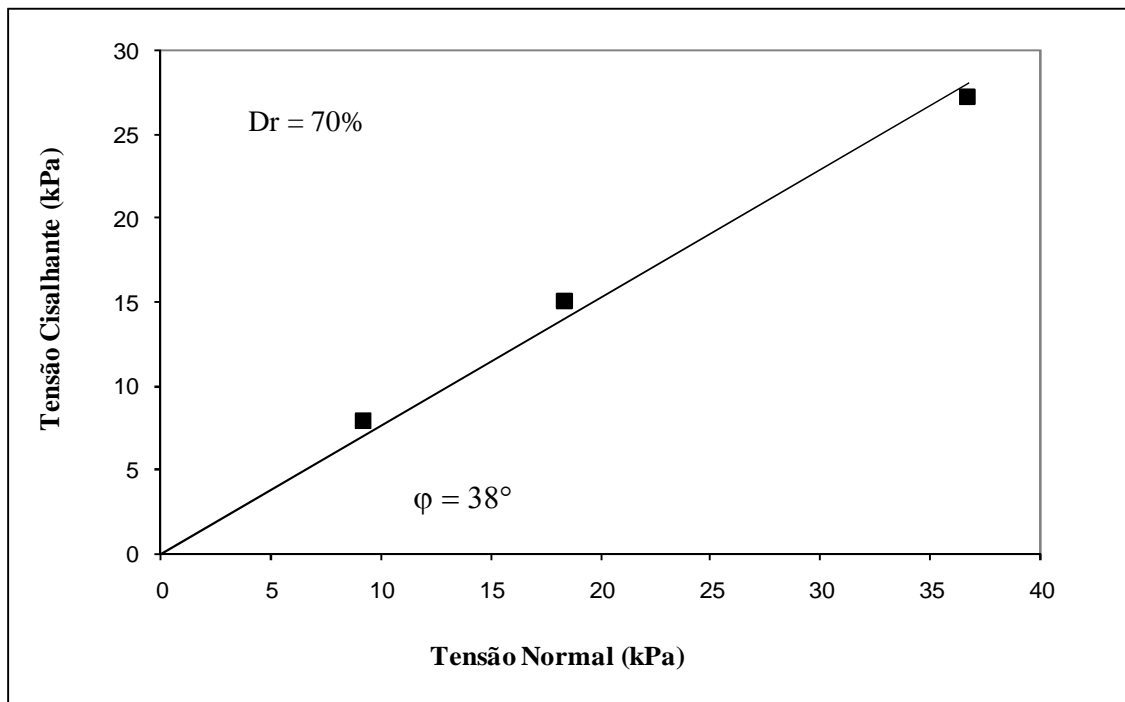


Figura 3.9. Envoltória de ruptura de pico da areia no estado denso, obtida no ensaio de cisalhamento direto

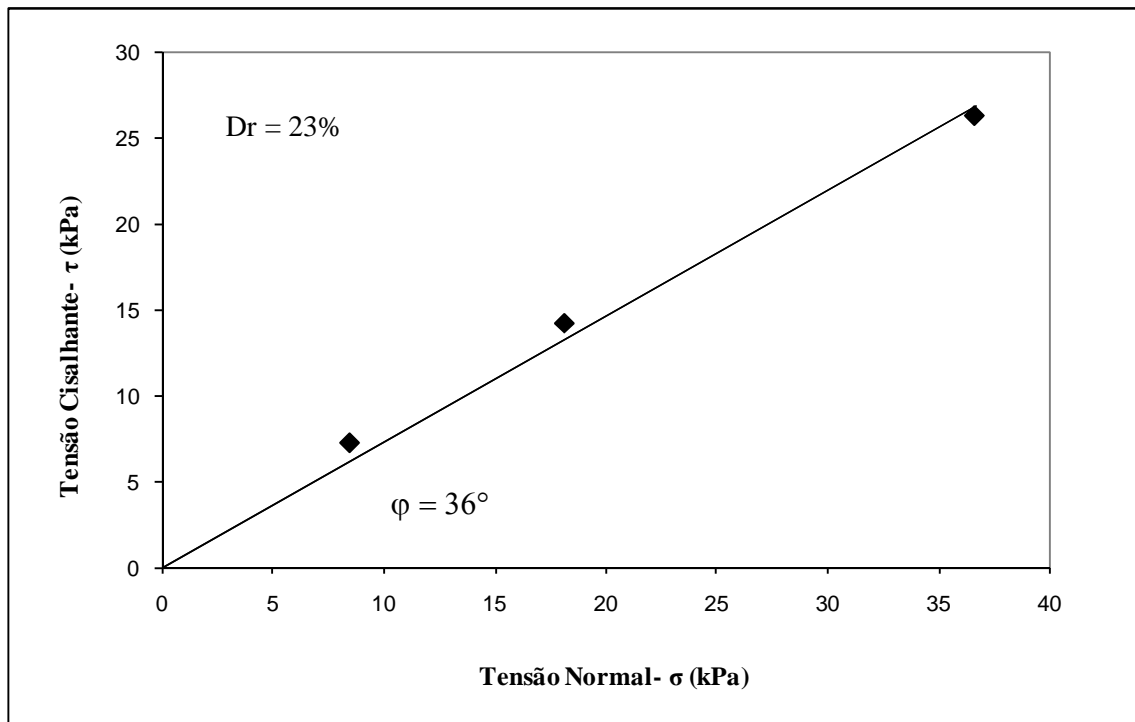


Figura 3.10. Envoltória de ruptura de pico da areia no estado fofo, obtida no ensaio de cisalhamento direto

As amostras foram moldadas diretamente dentro da caixa metálica bipartida com dimensões de 100 mm de largura, 100 mm de comprimento e 25 mm de altura. O contato entre as partes da caixa foi lubrificado com silicone líquido, para diminuir a influência do atrito entre as partes durante o cisalhamento. A moldagem dos corpos de provas, na condição densa e na condição fofo foi executada da seguinte forma:

- Amostra Fofo: a areia foi despejada no interior da caixa com a ajuda de um funil. A altura de queda dos grãos foi de aproximadamente 10 mm em relação ao nível da amostra. A areia foi sendo colocada até que se atingisse uma altura superior a borda da caixa. Em seguida, com uma régua metálica a amostra foi rasada e o nível ficou igual a altura da borda da caixa.

- Amostra Densa: a preparação do corpo de prova foi realizado colocando a areia dentro da caixa em camadas com espessura de aproximadamente 5 mm. Para cada camada, foi realizada a compactação por meio da vibração do solo, através de golpes com um bastão de madeira na parte lateral da caixa. Após o preenchimento da caixa foi feito um nivelamento da parte superior com uma régua metálica.

O ângulo de dilatação (ψ) da areia foi obtido utilizando o procedimento descrito por Bolton (1986), onde o ângulo de dilatação e cisalhamento são deduzidos pela densidade

relativa, nível de tensão e força entre as partículas. Utilizando o gráfico da Figura 2.7 o ângulo de dilatação no estado fofo ($D_r = 23\%$) é de $4,6^\circ$ e no estado denso ($D_r = 70\%$) é de 25° .

Na Tabela 3.1 é apresentado um resumo das propriedades do solo utilizado nos ensaios.

Tabela 3.1. Propriedades físicas da areia IPT

Propriedade	Valor
Diâmetro efetivo D_{10}	0,27 mm
Peso específico dos grãos (G)	2,67
Índice de vazios mínimo (e_{\min})	0,72
Índice de vazios máximo (e_{\max})	1,06
Ângulo de atrito residual (φ'_{crit})	33°
Ângulo resistência ao cisalhamento (φ'_{denso})	38°
Ângulo de resistência ao cisalhamento (φ'_{fofo})	36°
Ângulo de dilatação (ψ_{fofo})	$4,6^\circ$
Ângulo de dilatação (ψ_{denso})	25°

3.3 Ensaio a 1g

Na Figura 3.11 é apresentado um esquema ilustrativo do ensaio, mostrando a configuração e os materiais que foram utilizados. Neste esquema pode-se observar a caixa teste onde foi realizado o ensaio, a disposição dos dutos que foram ensaiados, o solo que preenche a caixa, a geogrelha ancorada em um dos dutos, o posicionamento do atuador servo controlado e a célula de carga.

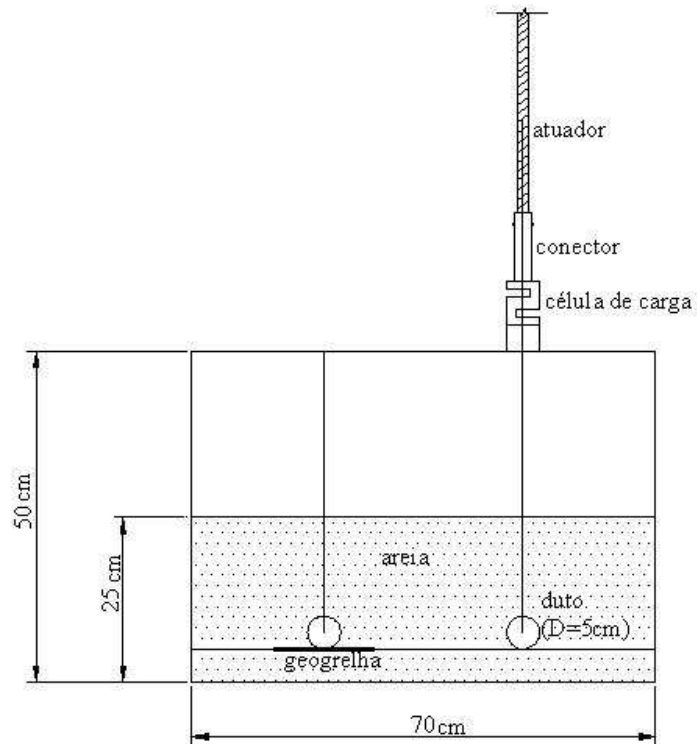


Figura 3.11. Esquema de configuração do ensaio 1g

Para os ensaios foi utilizada uma caixa teste de alumínio aeronáutico pesando 160 Kg, com uma das faces em acrílico de 42,6 mm de espessura de modo a possibilitar a visualização do modelo. A caixa teste possui dimensões internas de 700 mm de comprimento, 250 mm de largura e 500 mm de altura (Figura 3.12). Objetivando minimizar o atrito entre a caixa e o solo, as faces da caixa teste foram revestidas com uma folha de acetato, ao passo que a face de acrílico foi revestida com duas folhas. A segunda folha evita arranhões na primeira e com isso o atrito lateral é reduzido.

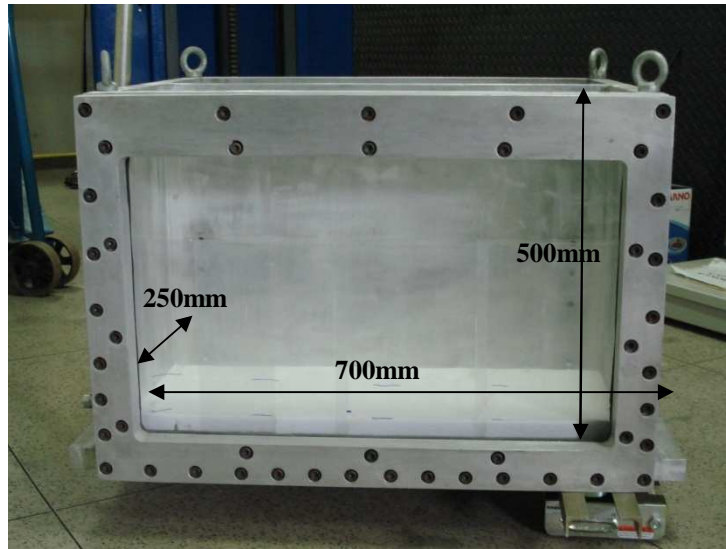


Figura 3.12. Caixa teste utilizada nos ensaios a 1g e 10g

Os dutos são representados por tarugos em alumínio aeronáutico (Figura 3.13), com duas roscas localizadas na direção longitudinal para o encaixe dos fios por onde foram arrancados. Os fios encaixados no duto são compostos de cabos de aço inox, revestidos com nylon e com capacidade de suporte de até 54,43 Kg (120lb). Os dutos possuem um peso de 1096,38g e dimensões de 200 mm de altura e 50 mm de diâmetro.

A escala utilizada no modelo em relação ao protótipo é 1:10, o que significa que o protótipo tem um diâmetro externo de 500 mm.

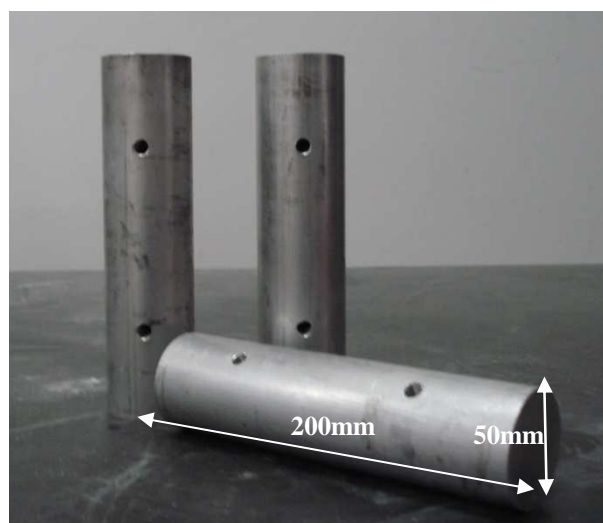


Figura 3.13. Dutos ensaiados

A geogrelha foi representada por dois tipos de telas, uma flexível e outra rígida. Elas foram sobrepostas uma sobre a outra e amarradas de forma que a tela mais rígida ficasse no meio e a tela mais flexível ficasse por cima, formando um sanduíche (Figura 3.14). A geogrelha utilizada nos ensaios de arrancamento não é comercial, pois o objetivo era simplesmente criar um sistema de ancoragem ao duto com um material flexível. A malha da geogrelha tem uma abertura de 2 mm, o que corresponde a oito vezes o diâmetro efetivo dos grãos. Uma geogrelha comercial pode ter, por exemplo, uma abertura de 22 mm, como a MacGrid WG da empresa MACCAFERRI, o que corresponderia aproximadamente oitenta vezes o diâmetro do grão da areia utilizada nos ensaios. A amarração da geogrelha foi feita em três pontos do duto, de forma manter uma ancoragem resistente durante a execução do ensaio. Um esquema da geogrelha ancorada ao duto é apresentado na Figura 3.15.

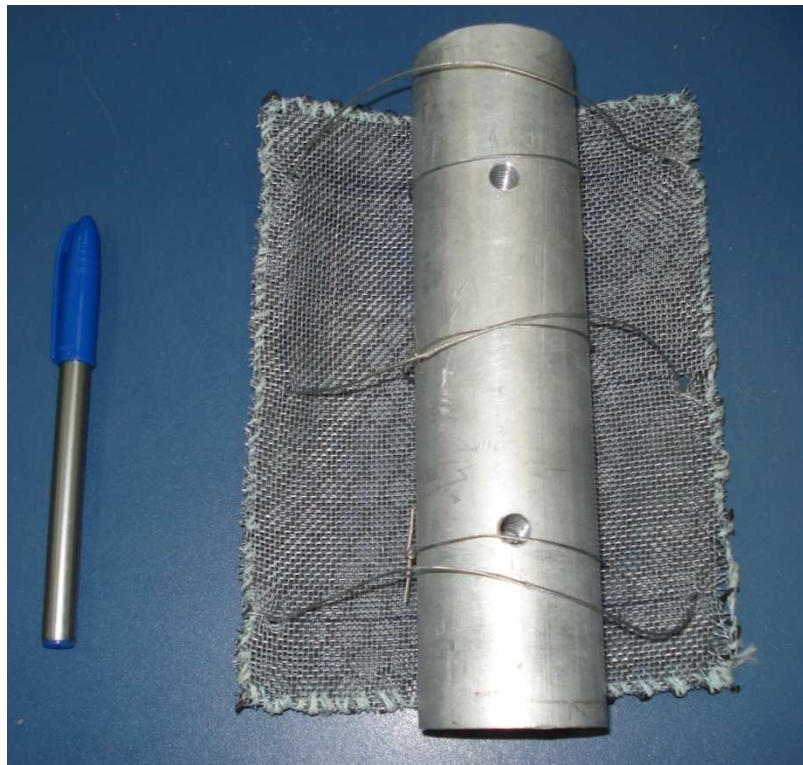


Figura 3.14. Duto ancorado na geogrelha

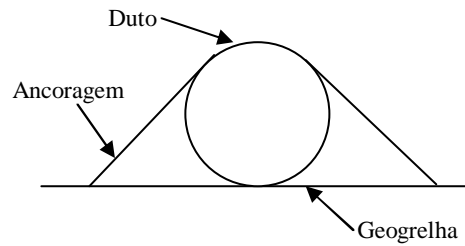


Figura 3.15. Esquema de Ancoragem da Geogrelha

3.3.1 Instrumentação e Aquisição de Dados

Para os ensaios a 1g foi utilizada a célula de carga do fabricante ALFA INSTRUMENTOS, série SV50 e capacidade de 50 kg (Figura 3.16). A célula de carga foi fixada numa viga de apoio (material chempox) onde os fios que saem do duto são ancorados. O pino superior da célula de carga foi conectado ao atuador servo controlado disponível no laboratório da Centrífuga, através de um conector sextavado de latão fabricado no próprio laboratório. Na Figura 3.17 é apresentada a célula de carga e a conexão da mesma na viga de apoio e no atuador.



Figura 3.16. Célula de carga

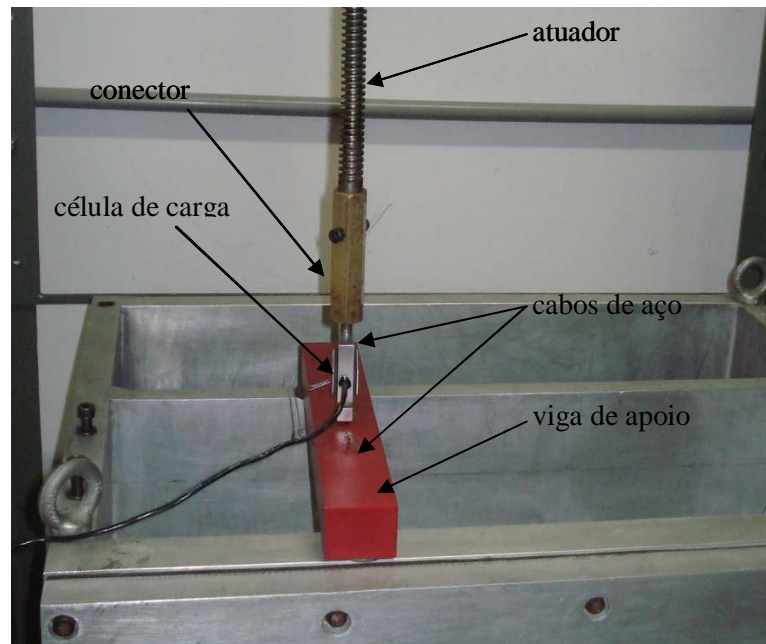


Figura 3.17. Conexão da célula de carga no atuador através de um conector

Nos ensaios de arrancamento dos dutos a 1g, foi utilizado o atuador mecânico servo controlado DC que é acoplado a uma caixa de redução com capacidade de movimentar o braço do atuador a uma velocidade mínima de $0,1 \mu\text{m/s}$. O controle do motor do atuador é feito pelo NI-PXI 1052 em conjunto com o controlador Gallil 740 através de um programa de controle do atuador mecânico vertical (Figura 3.18).

O controlador Gallil 740, após receber os comandos oriundos do NI-PXI 1052, origina sinais de comando necessários para movimentar até três atuadores. O motor do atuador possui um *encoder* com 500 ranhuras que operado em quadratura com o controlador Gallil 740 fornecem uma resolução linear de $0,1 \mu\text{m}$. Na Figura 3.19 é apresentado o conjunto do atuador servo controlado com o motor e o *encoder*.

A aquisição dos deslocamentos gerados nos ensaios foi feita pelo próprio atuador conectado ao sistema NI-PXI 1052 da *National Instruments*. Para fazer a ligação desse sistema com o usuário foram desenvolvidos programas através da plataforma *LabView** 8.5 do mesmo fabricante. Na Figura 3.20 é apresentada a janela do software *LabView** durante um ensaio de arrancamento de duto.

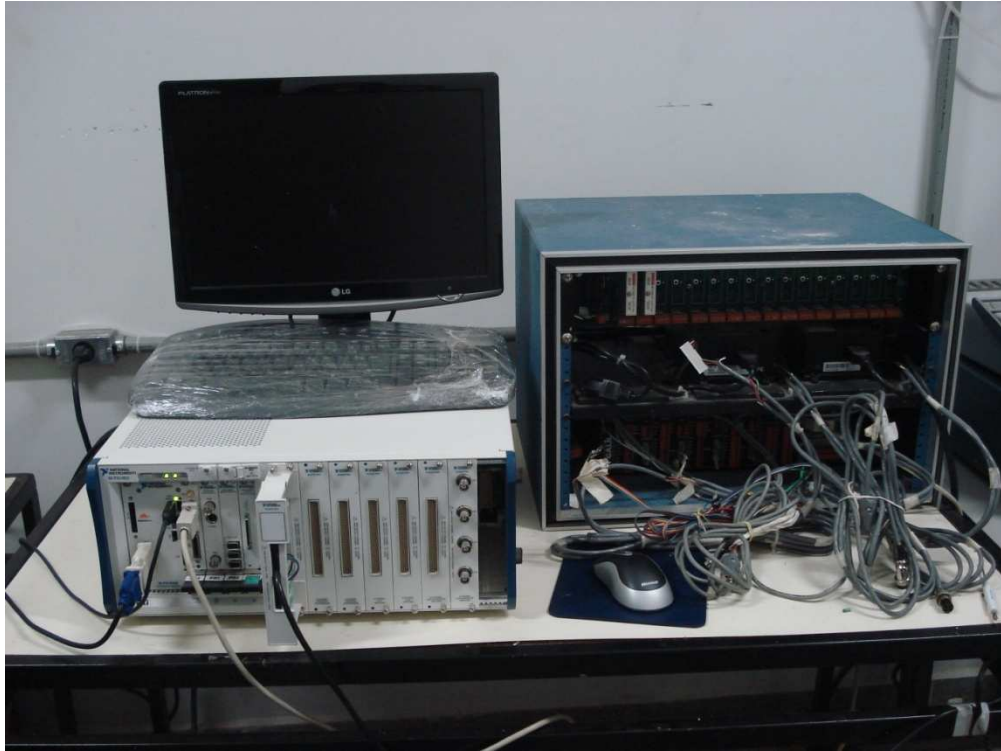


Figura 3.18. Sistema de aquisição de dados PXI 1052 conectado ao controlador Gallil 740

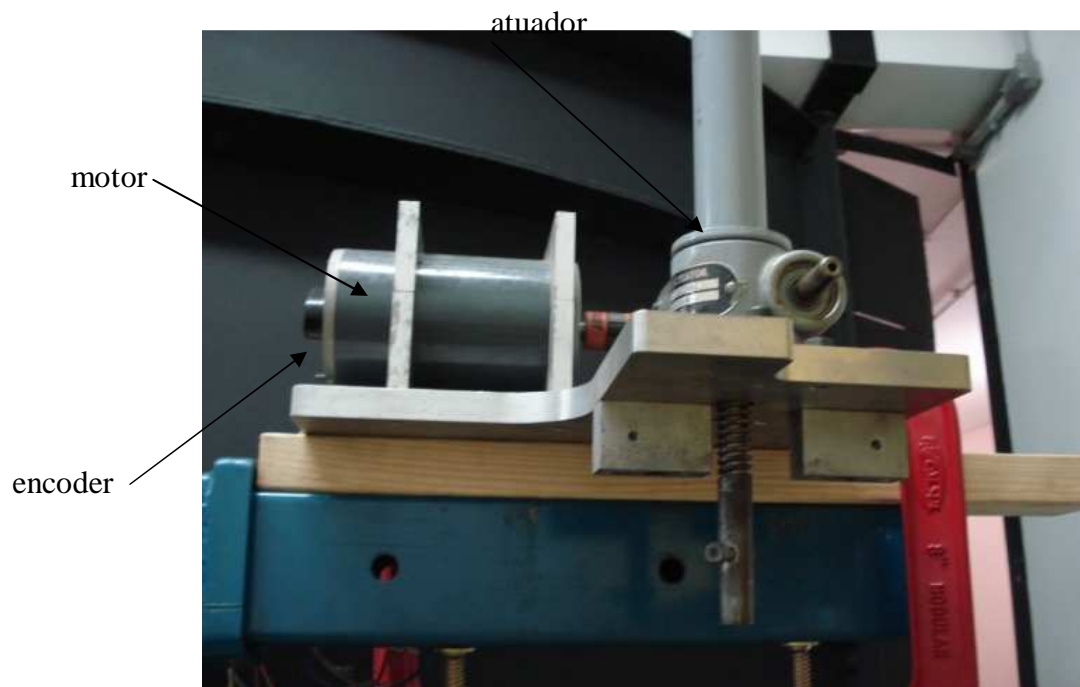


Figura 3.19. Atuador servo controlado

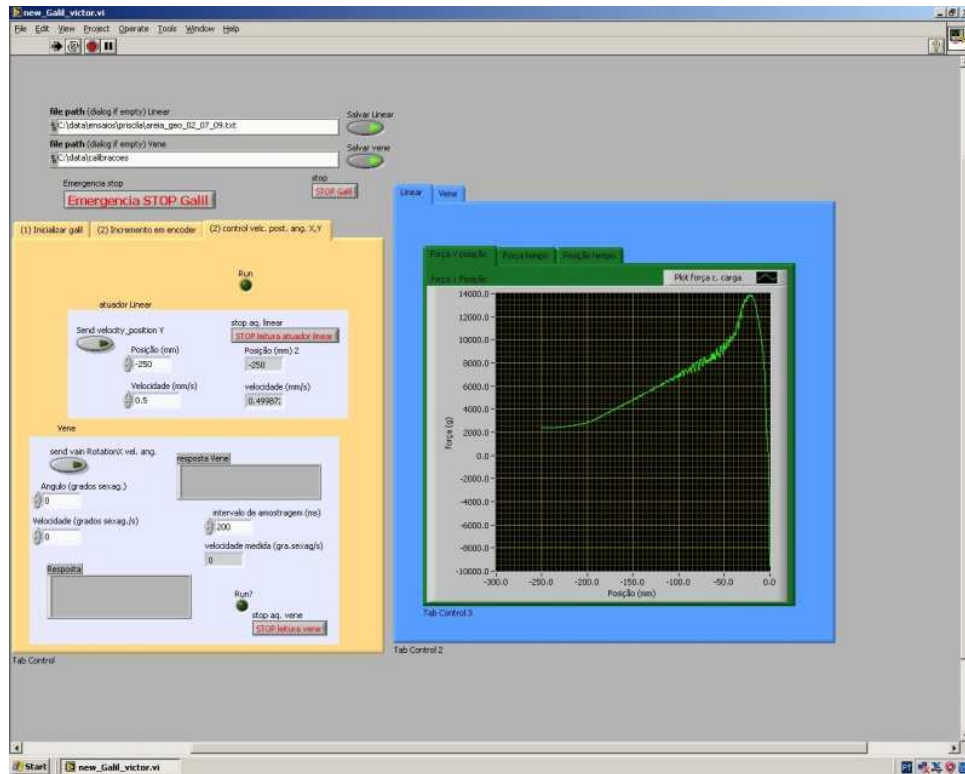


Figura 3.20. Aquisição de dados no sistema PXI durante um ensaio de arrancamento

3.3.2 Preparação da Amostra

O procedimento de preparação dos ensaios e lançamento do solo foi o mesmo para as duas etapas de ensaios (1g e 10g). A areia foi lançada na base da caixa teste e os dutos posicionados na superfície de uma camada de solo que serviu de base de apoio.

O material de aterro (areia) usado neste trabalho foi o mesmo tanto para os ensaios a 1g quanto para os ensaios a 10g, não causando problemas em relação ao efeito escala do diâmetro do grão. Segundo Wang *et al.*(2010), o diâmetro do duto sendo pelo menos trinta vezes o diâmetro médio dos grãos do solo, o erro com o efeito escala é de aproximadamente 3%.

O preenchimento da caixa teste foi realizado através de uma chuva de areia feita por um pluviador desenvolvido no LECIV (Figura 3.21) que direciona e controla a velocidade de deposição do material. A densidade do solo depende da altura de queda e da velocidade de deposição, onde as maiores alturas de queda resultam em maiores energias de deposição e consequentemente em solos mais densos. Segundo Ratton (1993), a pluviação no ar permite uma adequada reconstituição de depósitos naturais formados pelo vento que normalmente se constituem de areias ou siltes.

O pluviador é composto por um funil de alimentação do material e neste funil é conectada uma mangueira flexível por onde o material escoa por gravidade. Na extremidade desta mangueira é conectado um bocal com tampa perfurada. A chuva de areia é distribuída uniformemente em camadas dentro da caixa teste.

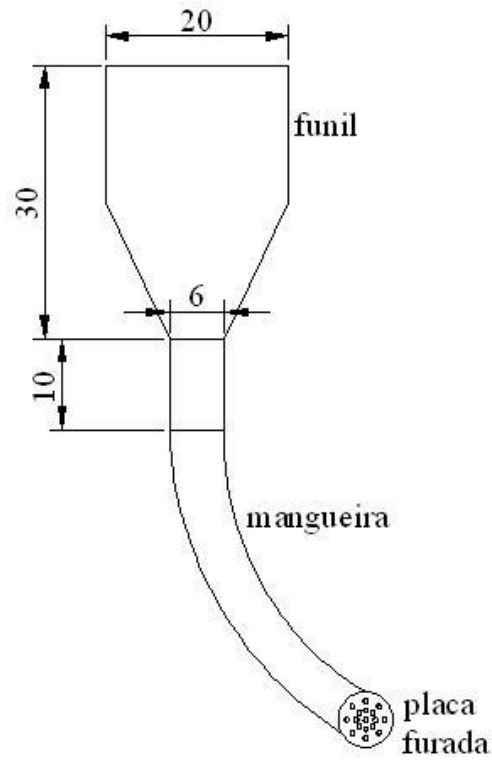


Figura 3.21a. Esquema do Pluviador



Figura 3.21b. Vista do pluviador

O preenchimento foi feito em camadas de 50 mm e com uma altura de queda de acordo com a densidade requerida. Para os testes, foram ensaiadas duas densidades diferentes e para cada densidade foi adotada uma altura de queda. Um ensaio de calibração do pluviador (Figura 3.22) foi realizado para se relacionar a altura de queda pela densidade relativa. Com base neste ensaio foi escolhida a densidade e a altura de queda para execução dos ensaios. Enquanto a areia está sendo lançada acima do duto, é importante que o mesmo esteja livre para mover-se à medida que as camadas adjacentes se movimentem (recalquem), evitando concentrações de tensões e que nenhuma tensão vertical adicional seja aplicada ao duto antes do arrancamento.

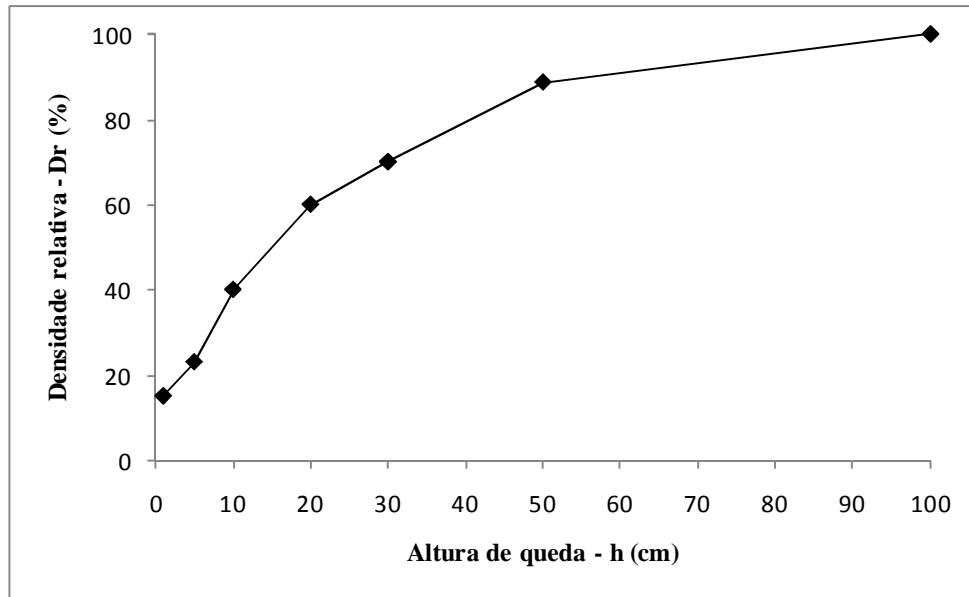


Figura 3.22. Ensaio de calibração do pluviador com a areia IPT

O arrancamento dos dutos a 1g foi executado através de um mecanismo que compreende um motor de passo servo-controlado, as cargas e deslocamentos mobilizados durante o ensaio foram monitorados através da célula de carga estrategicamente localizada na caixa teste (Figura 3.23).

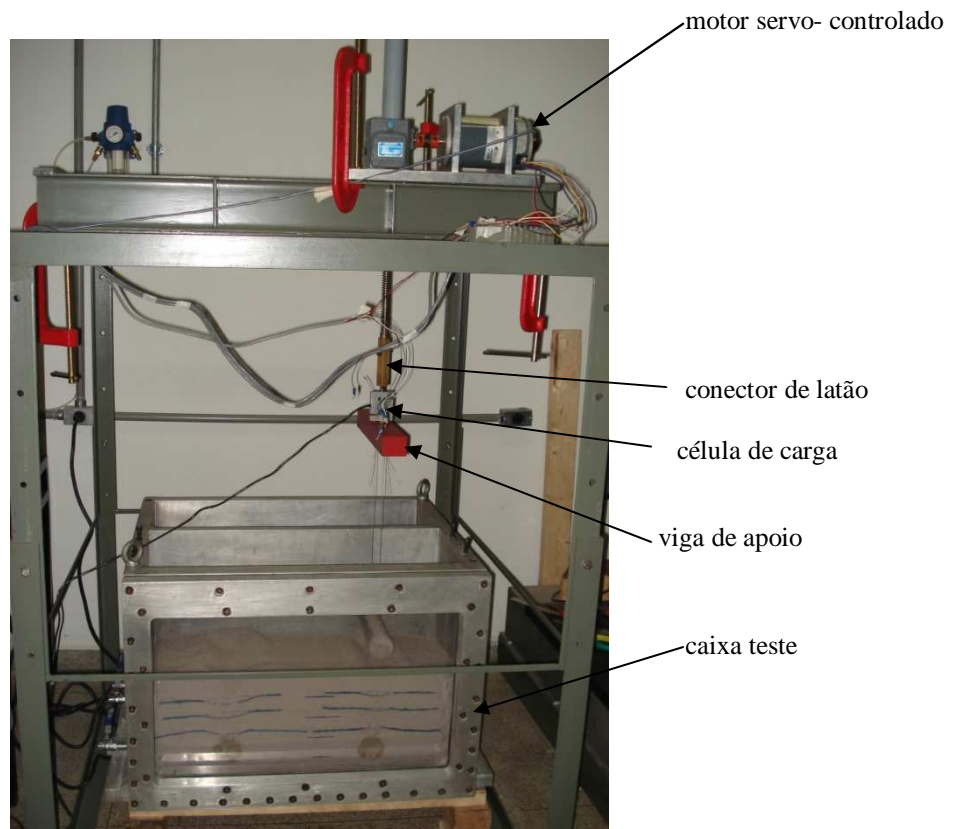


Figura 3.23. Vista dos sensores durante um ensaio de arrancamento

3.3.3 Apresentação dos Ensaios

Os ensaios de arrancamento a 1g foram realizados em dutos rígidos embutidos na mesma profundidade ($H = 150$ mm). Foram ensaiados dois dutos por vez, sendo que um foi ancorado a uma geogrelha e o outro não, para efeito de comparação direta, na mesma caixa.

Oito ensaios de arrancamento a 1g foram realizados com o objetivo de se determinar a resistência ao arrancamento dos dutos enterrados. Dois ensaios foram feitos com um duto ancorado a uma geogrelha de largura 3D, dois com um duto ancorado a uma geogrelha de largura 2D, e quatro simplesmente com os dutos enterrados. Os ensaios foram realizados em duas diferentes densidades, totalizando oito modelos ensaiados.

Os dutos foram arrancados por um atuador servo passo-controlado a uma velocidade constante (0,5 mm/s). Para as séries de ensaios foi utilizada areia normalizada como material de aterro em duas densidades relativas diferentes (70% e 23%). Um sumário dos testes é apresentado na Tabela 3.2.

Tabela 3.2. Resumo dos ensaios realizados a 1g

Ref. no.	Geogrelha	Densidade Relativa do Material
P1	3D	70%
P2	2D	70%
P3	-	70%
P4	-	70%
P5	3D	23%
P6	2D	23%
P7	-	23%
P8	-	23%

3.3.4 Descrição dos Testes P1-4

Para os testes P1-4, foi realizado o ensaio de arrancamento em dutos enterrados em areia com densidade relativa de 70%, caracterizando um solo em estado denso.

No teste P1 o duto foi ancorado a uma geogrelha de largura 3D. No teste P2 o duto foi ancorado a uma geogrelha de largura 2D e nos testes P3 e P4 os dutos foram simplesmente instalados sem ancoragem. Com isso, cada ensaio possuía um duto ancorado adjacente a um duto sem ancoragem para que os resultados fossem comparados diretamente num mesmo

teste, minimizando assim alguma diferença na densidade relativa do material entre ensaios diferentes.

O deslocamento do duto e a força de arrancamento foram adquiridos num computador utilizando um *software* desenvolvido no laboratório em linguagem *LabVIEW*.

3.3.5 Descrição dos Testes P5-8

Para os testes P5-8, foi realizado o ensaio de arrancamento em dutos enterrados em areia com densidade relativa de 23%, caracterizando um solo em estado fofo.

No teste P5 o duto foi ancorado a uma geogrelha de largura 3D. No teste P6 o duto foi ancorado a uma geogrelha de largura 2D e nos testes P7 e P8 os dutos foram simplesmente instalados sem ancoragem, por razões já descritas anteriormente.

A técnica de arrancamento, a preparação do modelo e a aquisição dos dados, foram idênticas às utilizadas em todas as séries de ensaios a 1g.

3.4 Centrífuga Geotécnica da UENF

A centrífuga da UENF modelo WGC - 100-2 do fabricante *Wyle Laboratories*, apresentada na Figura 3.24, é constituída de um braço de alavanca de 3,8 m de comprimento, tendo no centro um acoplamento em um eixo girante. Nas extremidades deste braço existem duas plataformas basculantes para acomodar caixas testes, uma para cada lado do braço, possibilitando ensaiar simultaneamente dois protótipos. As plataformas basculantes, onde ficam as caixas testes têm a dimensão de 0,9 m (largura), 0,9 m (comprimento) e 1 m (altura) cada uma, tamanho suficiente para que protótipos de estruturas geotécnicas possam ser modelados com uma maior representatividade.

O braço de alavanca da centrífuga é apoiado sobre uma estrutura cônica (chamada de pedestal cônico), que é uma interface entre o motor e o eixo principal de movimentação do braço da centrífuga. Além de apoiar o braço, o pedestal também oferece suporte ao eixo de transmissão. Sendo este conectado ao pedestal através de um mancal, que confere os esforços induzidos a fundação.

A caixa teste para ensaiar modelos físicos tem a capacidade máxima de 1t (100t a 100g), considerando o peso do solo, da água, dos dispositivos como sensores e atuadores, acessórios além do contra-peso.

De acordo com as informações contidas no manual do fabricante *Wyle* a centrífuga pode operar nas seguintes condições:

Aceleração máxima: 200g;

Aceleração na condição 1: 100g com caixa teste até 1t;

Aceleração na condição 2: 200g com caixa teste até 0,5t;

Velocidade máxima de operação: 277 rpm ;

Contrapeso: manual, adição de pesos na outra extremidade do braço;

A nomenclatura usual para definir a capacidade da centrífuga é o g.ton., o que significa multiplicar o peso da caixa teste com a aceleração radial máxima, ou seja, a caixa teste contendo 1t é multiplicada pela aceleração máxima de 100g, que corresponde a 100g.ton. Para a caixa teste com peso de 0,5 t multiplicado por 200g corresponde também a 100g.ton..



Figura 3.24. Vista da centrífuga com as plataformas

A concepção do motor da centrífuga é de corrente contínua (DC – Direct Current) com redutor de ângulo horizontal. Este redutor é chamado de redutor principal que permite uma redução de 6307:1. Acoplado a ele, outro redutor chamado de redutor de baixa velocidade vertical está conectado ao eixo principal de movimento da centrífuga. Abaixo são apresentadas as características principais do motor.

Potência: 500 hp;
 Velocidade: 1750 rpm (básica) ou 3200 rpm (máxima);
 Voltagem de armadura: 500 VDC;
 Corrente de armadura: 794 ADC;
 Voltagem de campo: 300 VDC;
 Corrente de campo: 10,4 ADC;

A aquisição de dados advindos da instrumentação dos ensaios é feita através do *slip ring*, constituído de um corpo cilíndrico com anéis deslizantes e escovas fixas, para conexão de fios energizados e alimentação da rede elétrica aos dispositivos instalados no braço da centrífuga (Figura 3.25). Os anéis deslizantes (*slip ring*) são para ligação dos sinais da instrumentação, canais para imagens de televisão e um canal para instrumentação em fibra óptica, além de oito canais para conexão pneumo-hidráulica.



Figura 3.25. Vista do *slip ring* no braço da centrífuga

Neste sistema de conexão são instalados cabos que vêm das conexões do *Rittal Box*, que é acondicionado sobre o braço da centrífuga. O *Rittal Box* é uma caixa com diversos condicionadores de sinais, para sensores baseados em indutância variável do tipo *LVDT* – *Linear Voltage Displacement Transformer*, e uma rede de condicionadores para sensores baseados em *strain gages* em ponte de *Wheatstone* completa. Os cabos que saem deste bastidor vão para uma caixa de ligação, também instalada no braço da centrífuga, até o *slip*

ring. Do *slip ring*, saem os fios para uma caixa externa de ligação fixa numa estrutura que prende a sua parte não giratória à parede do edifício. Estes fios e cabos são conectados aos terminais da placa conversora analógico/digital denominada NI-USB-6255. Desta placa sai um cabo no padrão USB para o computador, onde está instalado um programa de gerenciamento da plataforma *LabVI*. Na Figura 3.26 é apresentada a sala de controle da centrífuga onde se encontra o computador com o *software* instalado. A Figura 3.27 apresenta um esquema ilustrativo da instalação física dos dispositivos na centrífuga.



Figura 3.26. Vista da sala de controle da centrífuga

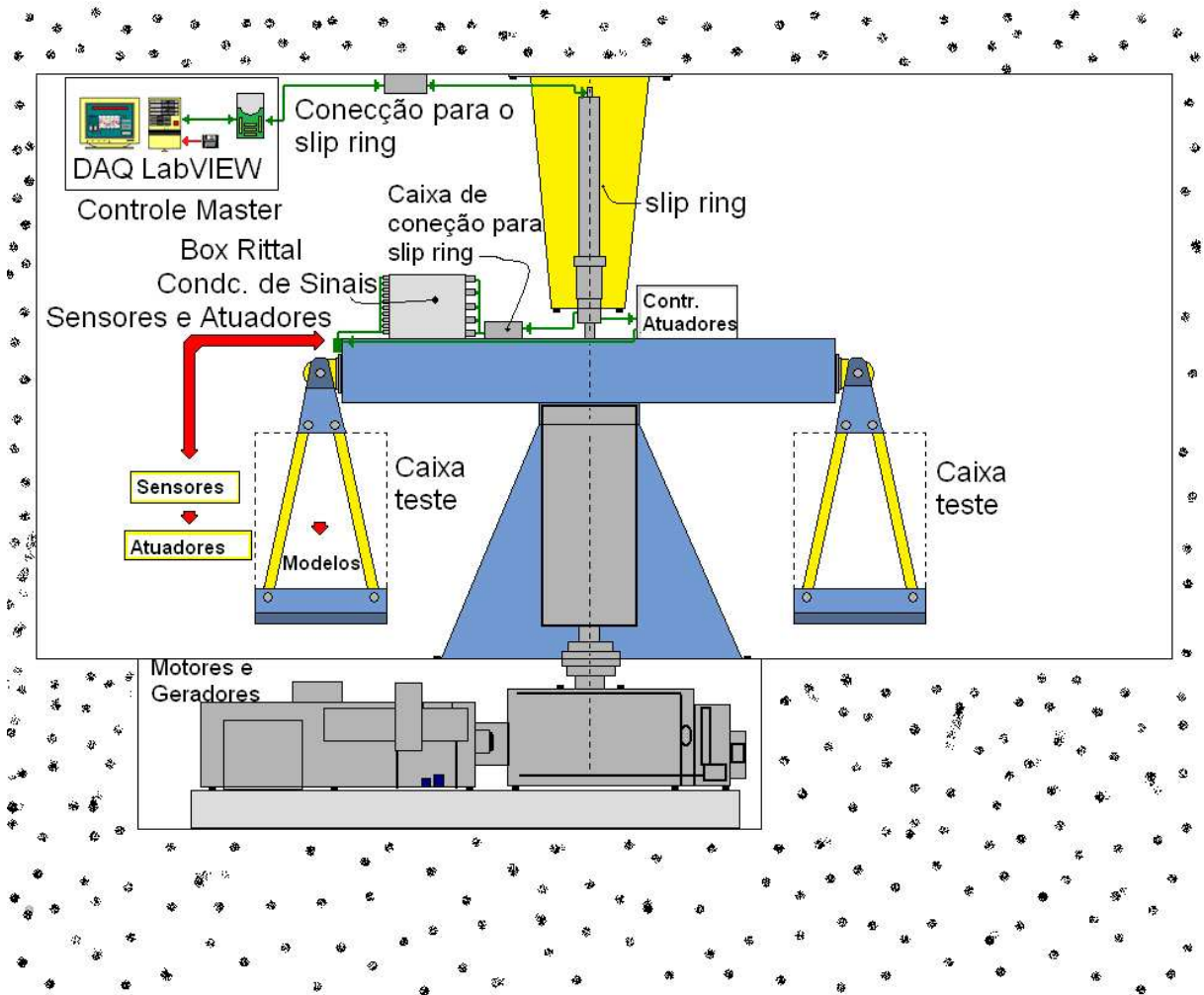


Figura 3.27. Esquema ilustrativo da instalação física dos sensores na centrífuga (Sobrinho, 2009)

Com a finalidade de fornecer pressão hidráulica do sistema para permitir o uso de atuadores hidráulicos, uma unidade hidráulica HPU- MTS foi instalada em uma sala fora da câmara de centrifugação (Figura 3.28). Esta HPU controlada por um computador, é ligada a um controlador 407 MTS que funciona a uma pressão máxima de 3500 psi e tem a capacidade de executar um grande número de carregamentos, com rampas e ciclos programados.

Para uma melhor visualização durante os ensaios foi instalada uma câmera de vídeo na parte superior do braço da centrífuga, conforme apresentado na Figura 3.25. Ao girar junto com as plataformas, a câmera fornece uma imagem estacionária do ensaio. Esse recurso permite, além de melhorar o controle, uma visão qualitativa do ensaio em tempo real.

a)



b)



c)



Figura 3.28. Unidade HPU-MTS- a) controlador 407 MTS, b) bomba hidráulica, c) *manifold*

3.5 Ensaio a 10g

Os ensaios de arrancamento a 10g foram realizados em dutos rígidos enterrados previamente em três profundidades ($H_1 = 3D$, $H_2 = 1,5D$ e $H_3 = 0,5D$). Em cada caixa teste foi possível ensaiar dois dutos por vez, sendo que um foi ancorado a uma geogrelha e o outro não, para efeitos de comparação.

Um esquema ilustrativo dos ensaios na centrífuga geotécnica a 10g é apresentado nas Figuras 3.29, 3.30 e 3.31, mostrando a configuração e os materiais que foram utilizados. Neste esquema pode-se observar a caixa teste onde foram realizados os ensaios, o posicionamento dos dutos, as alturas de aterro, a ancoragem da geogrelha, o posicionamento do atuador, do sensor de deslocamento e da célula de carga.

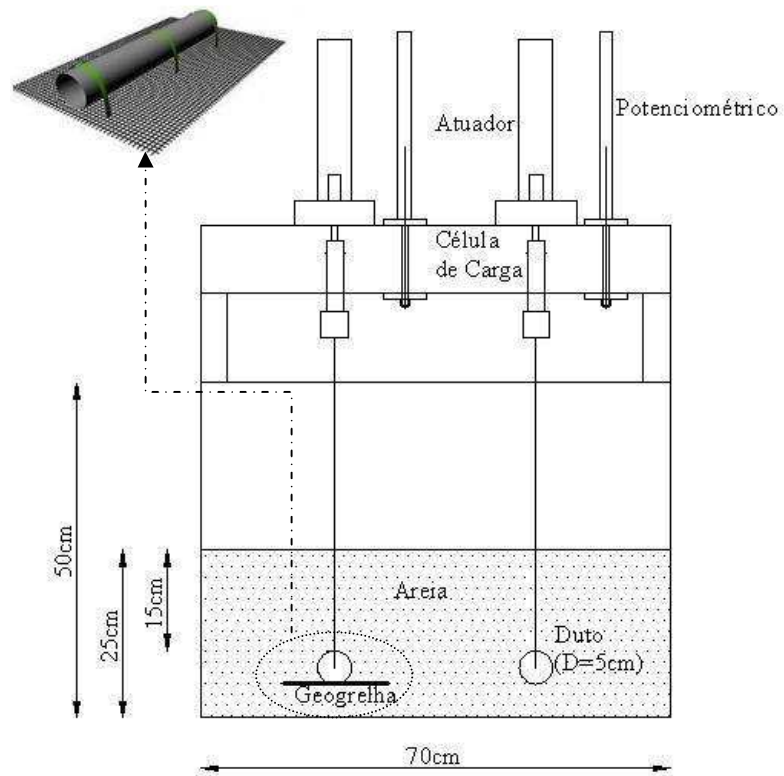


Figura 3.29. Representação ilustrativa da montagem do modelo com profundidade H_1

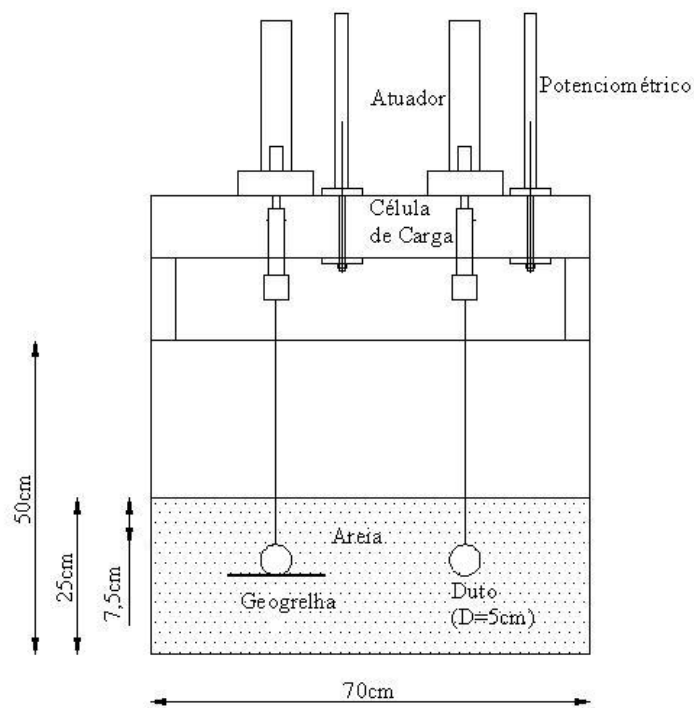


Figura 3.30. Representação ilustrativa da montagem do modelo com profundidade H_2

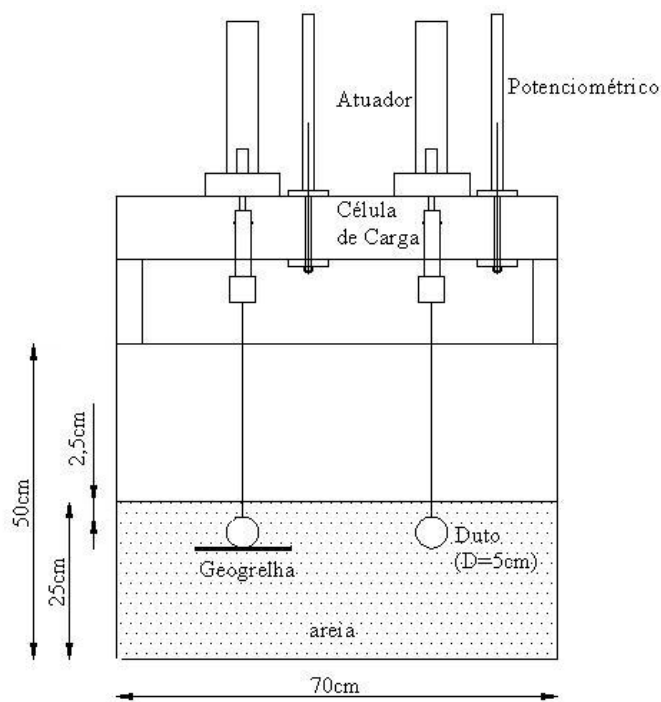


Figura 3.31. Representação ilustrativa da montagem do modelo com profundidade H_3

3.5.1 Materiais Utilizados

Para os ensaios de arrancamento na centrífuga geotécnica, os materiais como a caixa teste, os dutos, a geogrelha e o solo foram os mesmos utilizados para os ensaios a 1g descritos anteriormente.

A pluviação do solo na caixa teste foi executada com a caixa já posicionada na plataforma da centrífuga. O processo de pluviação do solo foi feito em camadas de 50 mm para as quais, havia um determinado peso de solo a ser pluviado. Como descrito anteriormente a pluviação é feita com alturas de queda bem definidas para se obter uma densidade desejada do solo. À medida que a camada de solo ia aumentando, o pluviador era erguido para se manter uma altura de queda constante no processo. O pluviador foi pendurado num equipamento de içamento de cargas (girafa hidráulica), o que permitiu a liberdade de movimentos durante toda a pluviação. Uma imagem durante o processo de pluviação é apresentada na Figura 3.32.

A caixa teste foi posicionada em uma das plataformas da centrífuga e dela saíam as conexões dos sensores para a aquisição dos dados durante os ensaios. Um esquema ilustrativo do posicionamento da caixa teste na centrífuga é apresentado na Figura 3.33.



Figura 3.32. Vista do processo de pluviação na centrífuga

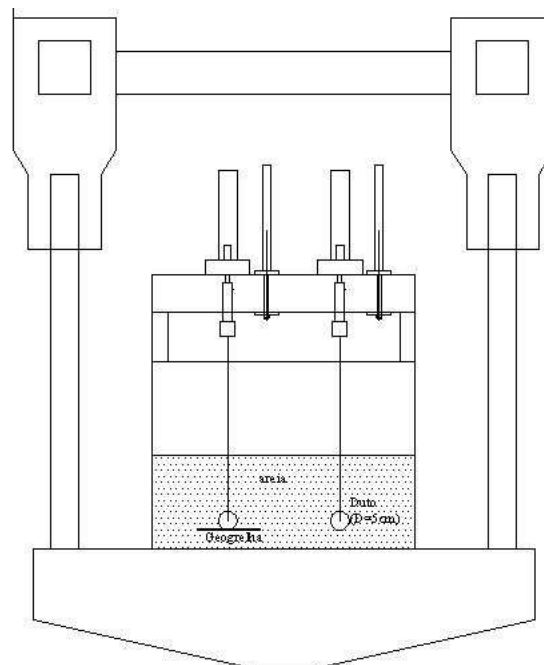


Figura 3.33. Esquema ilustrativo do posicionamento da caixa teste na bancada da centrífuga

A célula de carga utilizada nos ensaios de arrancamento a 10g é do fabricante *ENTRAN*, modelo ELH-TC590-1000 de capacidade 453,59 kgf. Para os ensaios de arrancamento, a parte superior da célula de carga foi acoplada no pistão do atuador hidráulico e a parte inferior fixada num conector de latão que por sua vez era fixado numa viga de apoio (Figura 3.34). Esta viga foi utilizada para a fixação dos cabos de aço que saíam dos dutos, da mesma forma utilizada nos ensaios a 1g.

O sensor de deslocamento utilizado é um potenciométrico do fabricante *GEFRAN*, modelo PZ 34S-250 com curso máximo de 250 mm. A calibração do sensor de deslocamento foi feita utilizando um cabeçote micrométrico, marca *Mitutoio*, modelo 150-189, com 25 mm de curso e graduação de 0,001 mm.

Os dutos foram arrancados por um atuador (pistão hidráulico) da marca *Milwaukke Cylinder*, modelo H71 com curso máximo de 65 mm, controlado a uma velocidade constante (0,5 mm/s), através de um sistema gerenciador de bomba hidráulica com controlador MTS 407. O arrancamento do duto utilizando o atuador hidráulico é gerenciado pelo *software LabVIEW*, que permite o posicionamento controlado do atuador. A rampa de deslocamento pode ser especificada através do *software*, incluindo cargas dinâmicas, de tração e compressão de até 10675N na velocidade requerida. Na Figura 3.35 é apresentada a imagem do *LabVIEW* durante um ensaio de arrancamento na centrífuga.

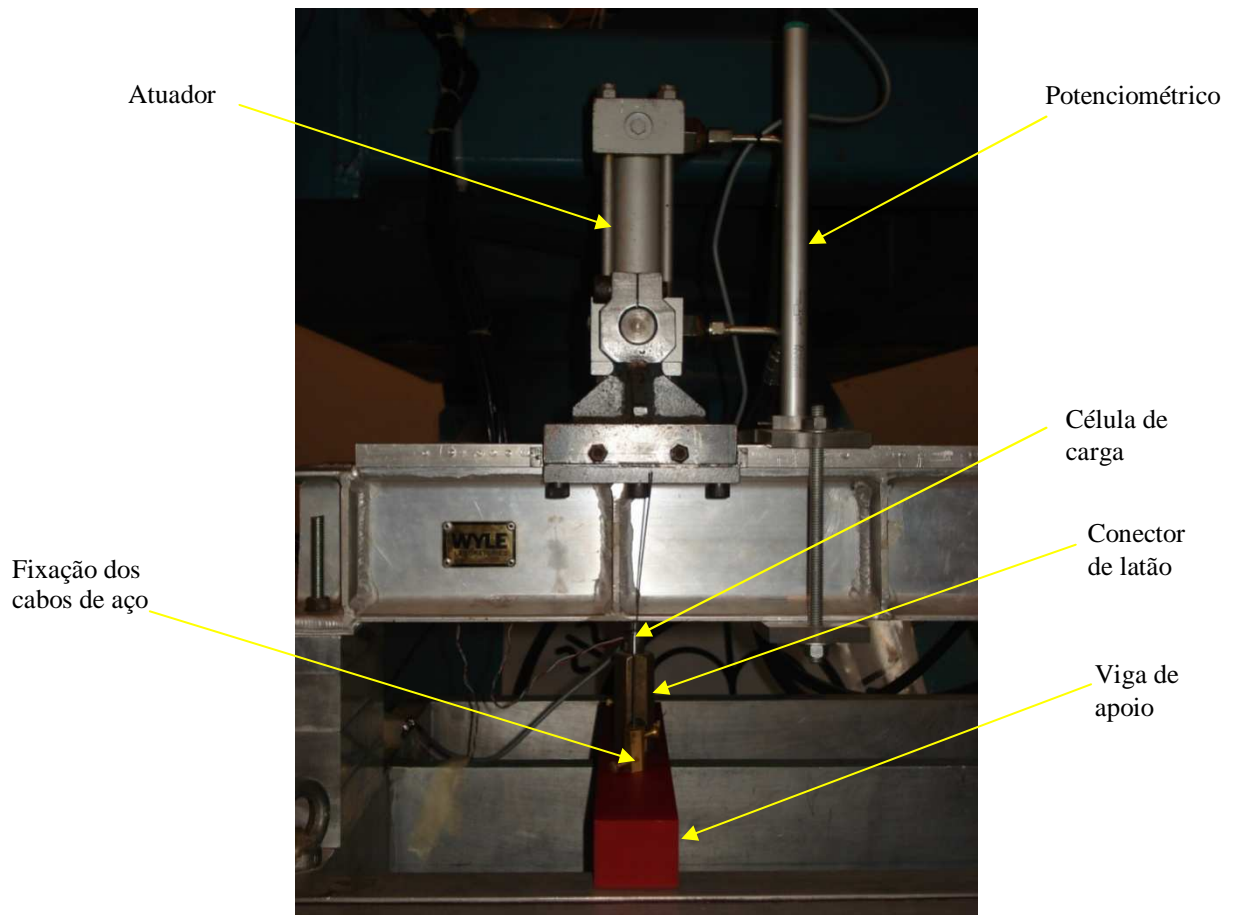


Figura 3.34. Vista do potenciométrico e da célula de carga acoplada no atuador e na viga de apoio



Figura 3.35. Imagem do software durante um ensaio de arrancamento na centrífuga

3.5.2 Apresentação dos Ensaios

Foram realizados vinte e quatro ensaios de arrancamento acelerados a 10g, com o objetivo de se determinar a resistência ao arrancamento dos dutos enterrados. Seis ensaios foram feitos com um duto ancorado a uma geogrelha de largura 3D, seis com um duto ancorado a uma geogrelha de largura 2D, e doze somente com os dutos enterrados. Os ensaios foram realizados em duas diferentes densidades e três profundidades de aterro, totalizando vinte e quatro modelos ensaiados.

Para as séries de ensaios foi utilizada areia normalizada como material de aterro em duas densidades relativas diferentes (70% e 23%). Um sumário dos testes é apresentado nas Tabelas 3.3, 3.4 e 3.5.

Tabela 3.3. Detalhamento dos ensaios com altura $H_1 = 3D$

Ref. no.	Geogrelha	Densidade Relativa do Material
P1	3D	70%
P2	2D	70%
P3	-	70%
P4	-	70%
P5	3D	23%
P6	2D	23%
P7	-	23%
P8	-	23%

Tabela 3.4. Detalhamento dos ensaios com altura $H_2 = 1,5D$

Ref. no.	Geogrelha	Densidade Relativa do Material
P9	3D	70%
P10	2D	70%
P11	-	70%
P12	-	70%
P13	3D	23%
P14	2D	23%
P15	-	23%
P16	-	23%

Tabela 3.5. Detalhamento dos ensaios com altura $H_3 = 0,5D$

Ref. no.	Geogrelha	Densidade Relativa do Material
P17	3D	70%
P18	2D	70%
P19	-	70%
P20	-	70%
P21	3D	23%
P22	2D	23%
P23	-	23%
P24	-	23%

3.5.3 Descrição dos Testes P1-4, P9-12 e P17-20

Para os testes P1-4, foram realizados ensaios de arrancamento em dutos enterrados em areia com profundidade de aterro de $H_1 = 3D$. Para os testes P9-12, os ensaios foram realizados em areia com profundidade de aterro de $H_2 = 1,5D$ e para os testes P17-20 o ensaio foi realizado em areia com profundidade $H_3 = 0,5D$. Esses ensaios foram realizados em areia com densidade relativa de 70%, caracterizando um solo em estado denso. Para a configuração deste solo com densidade relativa de 70%, a pluviação foi executada a uma altura de queda dos grãos de 0,3 m.

Nos testes P1, P9 e P17 o duto foi ancorado a uma geogrelha de largura 3D. Nos testes P2, P10 e P18 o duto foi ancorado a uma geogrelha de largura 2D e nos testes P3, P4, P11, P12, P19 e P20 os dutos foram simplesmente instalados sem ancoragem. Com isso, cada ensaio possuía um duto ancorado adjacente a um duto sem ancoragem para que os resultados fossem comparados diretamente num mesmo teste, minimizando assim alguma diferença na densidade relativa do material entre ensaios diferentes.

O deslocamento do duto e a força de arrancamento foram adquiridos num computador utilizando um *software* desenvolvido no laboratório em linguagem *LabVIEW**, conforme descrito anteriormente.

3.5.4 Descrição dos Testes P5-8, P13-16 e P21-24

Para os testes P5-8, foi realizado o ensaio de arrancamento em dutos enterrados em areia com profundidade $H_1 = 3D$. Para os testes P13-16, o ensaio foi realizado em areia com profundidade de aterro de $H_2 = 1,5D$ e para os testes P21-24, o ensaio foi realizado com o mesmo material na profundidade $H_3 = 0,5D$. Esses ensaios foram realizados em areia com densidade relativa de 23%, caracterizando um solo em estado fofo. Para a configuração deste

solo com densidade relativa de 23%, a pluviação foi executada a uma altura de queda dos grãos de 0,05 m.

Nos testes P5, P13 e P21 o duto foi ancorado a uma geogrelha de largura 3D. Nos testes P6, P14 e P22 o duto foi ancorado a uma geogrelha de largura 2D e nos testes P7, P8, P15, P16 e P23 e 24 os dutos foram simplesmente instalados sem ancoragem, por razões já descritas anteriormente.

A técnica de arrancamento, a preparação do modelo e a aquisição dos dados, foram idênticas às utilizadas em todas as séries de ensaios.

CAPÍTULO 4

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios feitos a 1g e suas análises, com intuito de se obter uma metodologia de ensaio, conhecimento e comportamento do mecanismo solo/duto. Também neste capítulo serão apresentados os resultados e análises dos ensaios feitos em centrífuga geotécnica a 10g. Para todos os ensaios serão apresentados os gráficos obtidos através do *software* de aquisição de dados *LabView** 8.5. Os gráficos foram gerados através dos diversos pontos aquisitados através do atuador servo-controlado (ensaios a 1g), das células de carga, sensor de deslocamento potenciométrico e do atuador hidráulico (ensaios a 10g).

4.1 Resultados a 1g

Para análise dos resultados a 1g, utilizou-se a formulação proposta por Ng and Springman (1994), onde a resistência ao levantamento normalizada pode expressar os resultados de dutos enterrados em material granular. Esta resistência normalizada pode ser expressa pela equação 2.3 descrita no Capítulo 2. Para estes resultados foi considerada uma altura de aterro de $H = 3D$, onde H é medido do topo do duto até a superfície do solo.

Os gráficos gerados mostram que nos ensaios a 1g os dutos foram arrancados até a superfície.

4.1.1 Resultados dos Modelos P1-4

Os testes P1-P4 foram executados com o solo na densidade relativa de 70%. O teste P1 apresenta uma força de levantamento de pico (F^*) de 161,24 N enquanto que no teste P2 a força de levantamento de pico (F^*) foi de 138,87 N. As geogrelhas ancoradas aos dutos representaram um ganho de resistência considerável, sendo que para a geogrelha de largura 3D o ganho foi de aproximadamente 16% em relação à geogrelha de largura 2D, para esta configuração de solo denso. Em relação aos dutos simplesmente enterrados sem ancoragem o ganho de resistência foi de aproximadamente 77%. Os resultados destes testes são apresentados na Tabela 4.1 e na Figura 4.1.

Ref. no.	F* (N)	Q*	$\delta w/D$
P1	161,24	7,36	0,49
P2	138,87	6,34	0,34
P3	90,65	4,14	0,22
P4	95,75	4,37	0,21

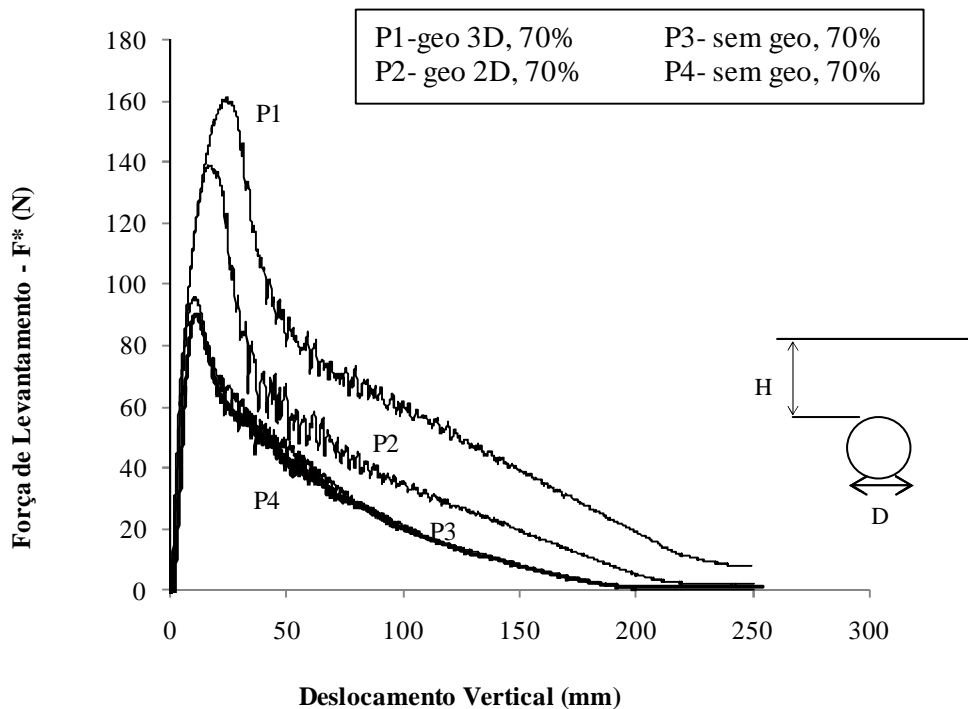


Figura 4.1. Resultados dos ensaios a 1g para areia densa

4.1.2 Resultados dos Modelos P5-8

Os testes P5-P8 foram executados no solo com a densidade relativa de 23%. O teste P5 apresenta uma força de levantamento de pico (F^*) de 117,75 N enquanto que o teste P6 apresenta uma força de levantamento de pico (F^*) de 96,69 N. Nesta configuração de solo fofo, a ancoragem da geogrelha de largura 3D tem um ganho de resistência de aproximadamente 22% em relação a ancoragem da geogrelha de largura 2D. Com relação aos dutos simplesmente enterrados sem ancoragem o ganho de resistência foi maior que 100%. Os resultados destes testes estão apresentados na Tabela 4.2 e na Figura 4.2.

Tabela 4.2. Sumário dos resultados para areia fofa

Ref. no.	F* (N)	Q*	$\delta w/D$
P5	117,75	5,85	0,38
P6	96,69	4,81	0,36
P7	57,80	2,87	0,18
P8	56,22	2,79	0,14

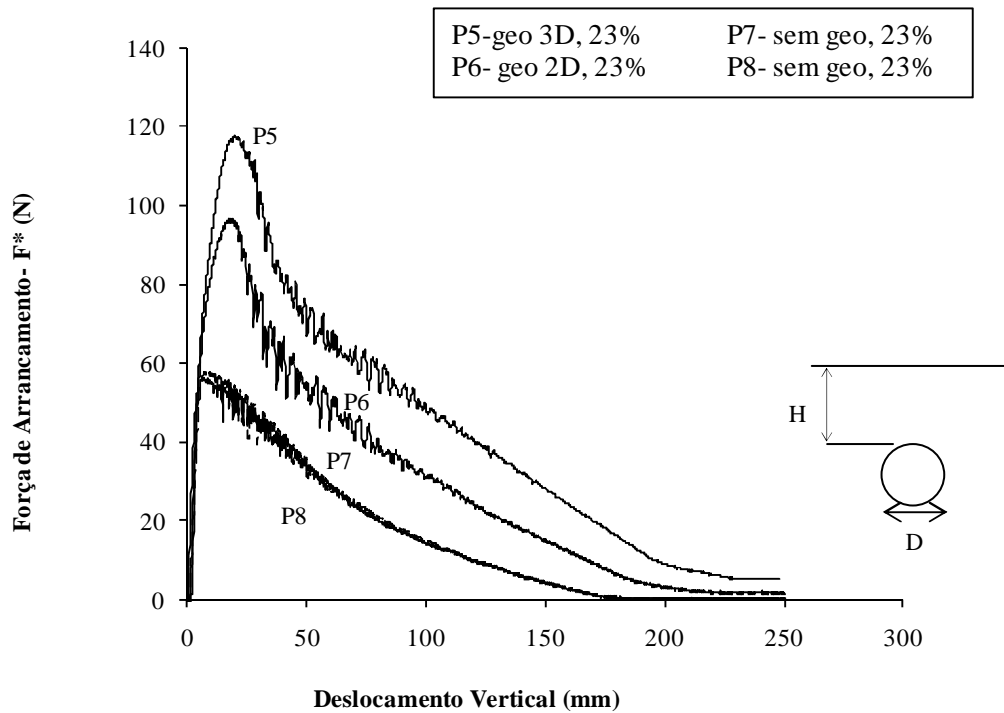


Figura 4.2. Resultados dos ensaios a 1g para areia fofa

Na Figura 4.3 é apresentado o resultado da relação entre a resistência normalizada do duto com Q_g^* e sem ancoragem Q^* . Esta figura demonstra a eficiência da ancoragem da geogrelha em dois estados da areia, ou seja, fofa e densa, na profundidade $H = 3D$, para H medindo do topo do duto até a superfície. Para se calcular a relação da resistência nos dutos sem ancoragem, foi utilizada a média dos valores de pico (Q^*) obtidos nos ensaios de areia densa e fofa. Pode-se observar que quando se utiliza a resistência de pico F^* , a geogrelha ancorada na base dos dutos aumenta significativamente a resistência ao arrancamento.

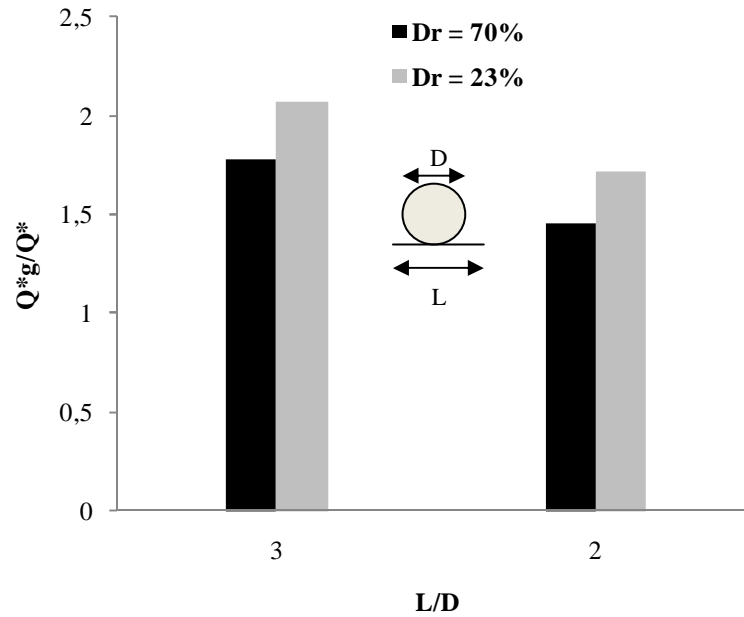


Figura 4.3. Eficiência da ancoragem da geogrelha no estado denso e fofo no ensaio a 1g

Na Figura 4.4 é mostrada a evolução do deslocamento durante o arrancamento de dutos com e sem geogrelha em areia fofo. É possível observar a mobilização da superfície de ruptura e o fluxo ao redor do duto, caracterizando um mecanismo de ruptura de dutos enterrados. Isto pode explicar a eficiência no novo sistema proposto, no qual o duto sem a ancoragem da geogrelha facilita o fluxo de areia ao seu redor, o que não é observado quando a geogrelha é ancorada ao duto.

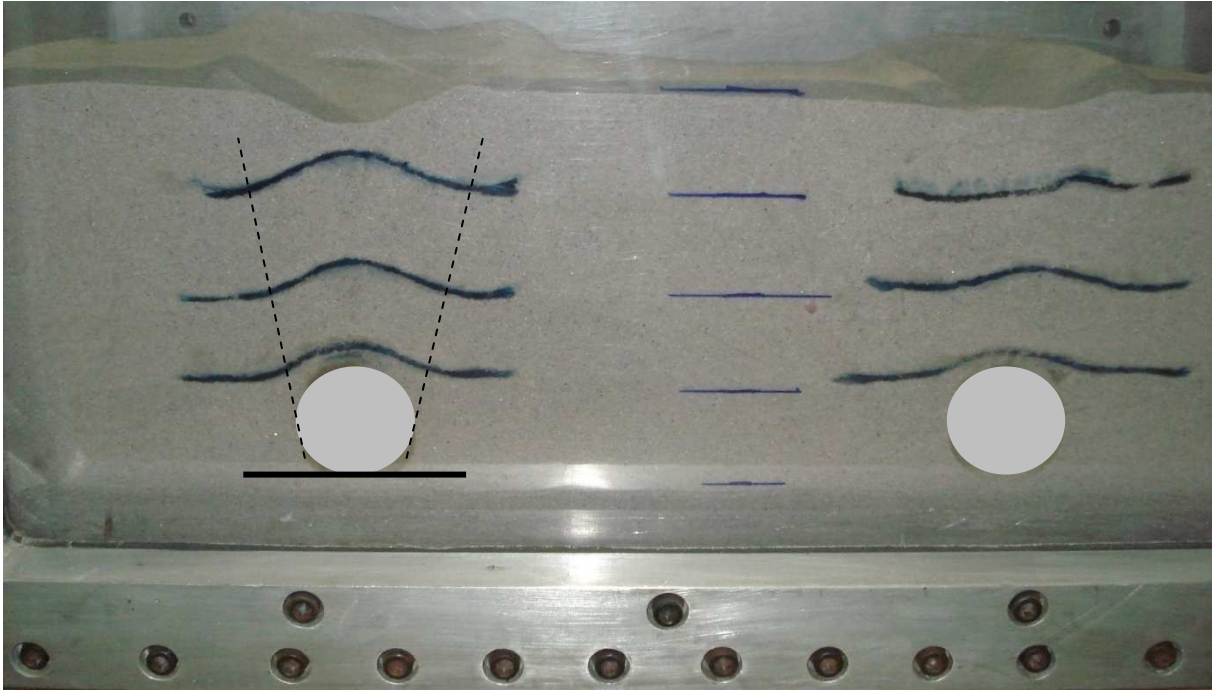


Figura 4.4. Deslocamento de dutos em areia fofa

4.2 Resultados a 10g

Estudos têm sido conduzidos para investigar a resistência ao levantamento de dutos enterrados e um mecanismo de ruptura correspondente (e.g. Trautmann *et al.* 1985; Ng. and Springman 1994; Bransby *et al.* 2002; White *et al.* 2000; Chin *et al.* 2006; Schupp *et al.* 2006). Conforme foi descrito no Capítulo 2, existem vários modelos de soluções propostos pelos autores para verificação da carga de levantamento de dutos enterrados. Nesta dissertação usaremos dois modelos para analisar esta carga de elevação.

No modelo descrito por Ng. and Springman (1994), a resistência ao levantamento normalizada é calculada utilizando variáveis medidas durante o ensaio de arrancamento dos dutos enterrados (F^* , L , γ' , H , D), levando em consideração a altura de aterro (H) igual a altura do topo do duto até a superfície do solo. Neste modelo as superfícies de cisalhamento são inclinadas de um ângulo ($\phi' = \psi$) na direção do movimento do duto.

No modelo descrito por White *et al.* (2008), a resistência ao levantamento é obtida utilizando variáveis (H^* , D , ψ , ϕ'_{pico} , K_0), levando em consideração a altura de aterro (H^*) igual a altura do centro do duto até a superfície do solo. Neste modelo é assumido um bloco trapezoidal invertido acima do duto e as superfícies de cisalhamento são inclinadas de um ângulo de dilatação (ψ).

4.2.1 Ensaio P1-4

Os testes P1-4 foram executados com o solo na densidade relativa de 70% e com altura de aterro $H_1 = 3D$. O teste P1 apresenta uma força de levantamento de pico (F^*) de 1106,66 N enquanto que no teste P2 a força de levantamento de pico (F^*) foi de 102614 N. As geogrelhas ancoradas aos dutos favoreceram um ganho de resistência, sendo que para a geogrelha de largura 3D o ganho foi de aproximadamente 8% em relação à geogrelha de largura 2D, para esta configuração de solo denso. Em relação aos dutos simplesmente enterrados sem ancoragem, o ganho de resistência foi de aproximadamente 25%. Os resultados destes testes são apresentados na Tabela 4.3 e na Figura 4.5.

Na Tabela 4.3 estão apresentados os resultados da força de pico (F^*), a resistência normalizada (Q^* , segundo Ng and Springman,1994) de pico e a relação do deslocamento vertical (δw) com o diâmetro do duto (D). Pode-se observar que no ensaio com a geogrelha de largura 3D (P1), o deslocamento para atingir a resistência de pico foi aproximadamente 2,4 vezes maior que nos demais ensaios executados a essa densidade.

Tabela 4.3. Sumário dos resultados em $H_1 = 3D$ - denso

Ref. no.	F^* (N)	Q^*_{prot}	$\delta w/D$
P1	1106,66	5,01	0,76
P2	1026,14	4,65	0,29
P3	882,92	4,04	0,27
P4	892,07	4,04	0,33

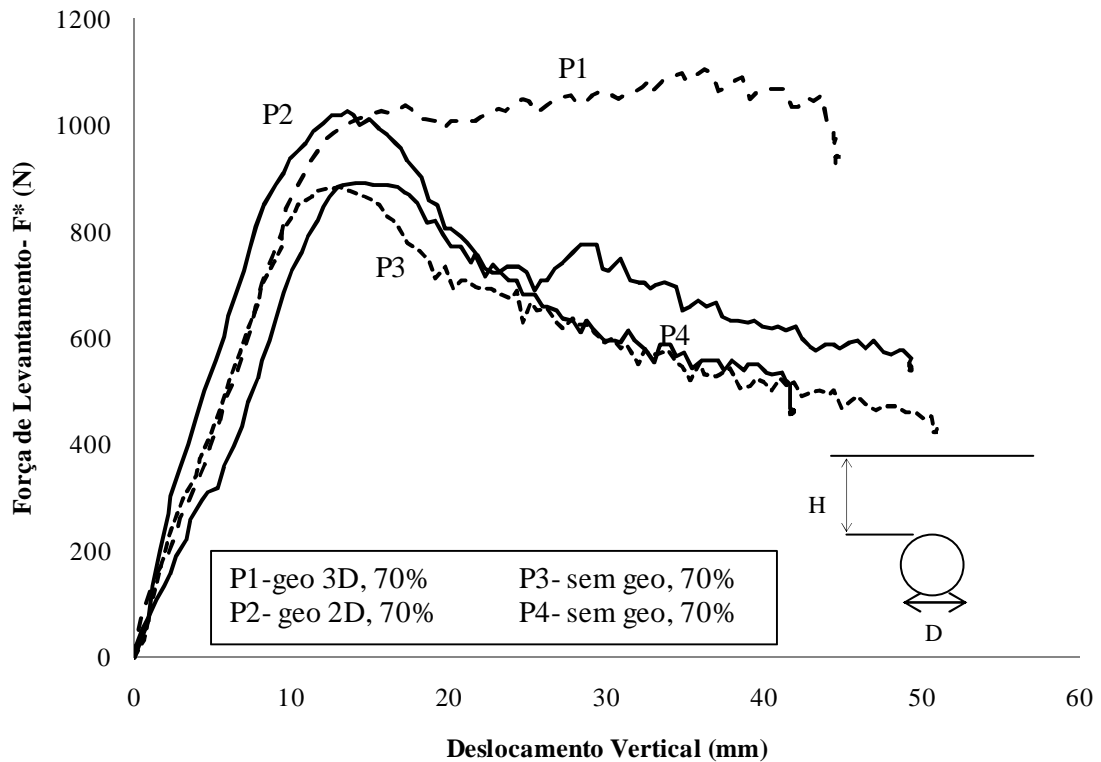


Figure 4.5. Resultados dos ensaios a 10g para areia densa na altura de aterro $H_1 = 3D$

4.2.2 Ensaio P5-8

Os testes P5-8 foram executados em solo com a densidade relativa de 23% e com altura de aterro $H_1 = 3D$. O teste P5 apresenta uma força de levantamento de pico (F^*) de 695,2 N enquanto que o teste P6 apresenta uma força de levantamento de pico (F^*) de 685,86 N. Nesta configuração de solo fofo, a ancoragem da geogrelha de largura 3D tem um ganho de resistência de aproximadamente 1,5% em relação à ancoragem da geogrelha de largura 2D. Com relação aos dutos simplesmente enterrados sem ancoragem, o ganho de resistência foi de aproximadamente 26%. Os resultados destes testes estão apresentados na Tabela 4.4 e na Figura 4.6.

Tabela 4.4. Sumário dos resultados em $H_1 = 3D$ - fofo

Ref. no.	F^* (N)	Q^*_{prot}	$\delta w/D$
P5	695,20	3,45	0,43
P6	685,86	3,41	0,28
P7	627,33	3,12	0,31
P8	551,54	2,74	0,27

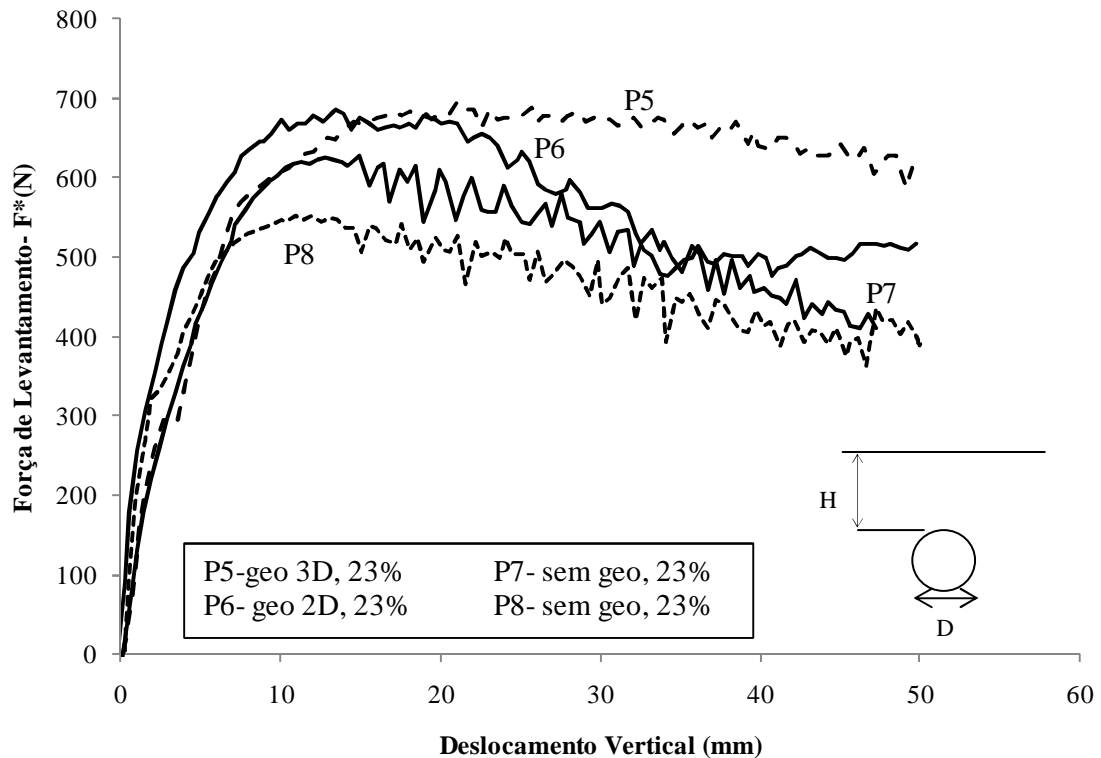


Figure 4.6. Resultados dos ensaios a 10g para areia fofa na altura de aterro $H_1 = 3D$

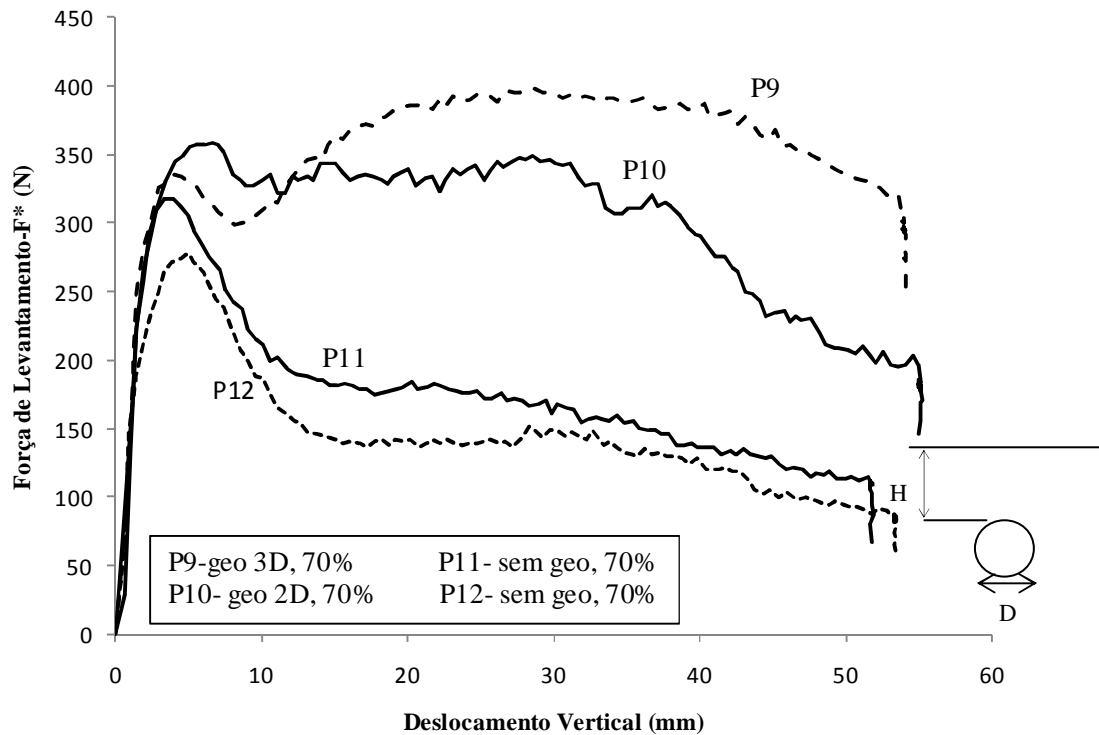
Pode-se observar que no ensaio com a geogrelha de largura 3D (P5) o deslocamento para atingir a resistência de pico foi aproximadamente 1,4 vezes maior do que nos demais ensaios executados a essa densidade.

4.2.3 Ensaio P9-12

Os testes P9-12 foram executados com o solo na densidade relativa de 70% e com altura de aterro $H_2 = 1,5D$. O teste P9 apresenta uma força de levantamento de pico (F^*) de 397,57 N enquanto que no teste P10 a força de levantamento de pico (F^*) foi de 358,72 N. As geogrelhas ancoradas aos dutos favoreceram um ganho de resistência, sendo que para a geogrelha de largura 3D o ganho foi de aproximadamente 11% em relação à geogrelha de largura 2D, para esta configuração de solo denso. Em relação aos dutos simplesmente enterrados sem ancoragem, o ganho de resistência foi de aproximadamente 43%. Os resultados destes testes são apresentados na Tabela 4.5 e na Figura 4.7.

Tabela 4.5. Sumário dos resultados em $H_2 = 1,5D$ - denso

Ref. no.	F^* (N)	Q^*_{prot}	$\delta w/D$
P9	397,57	3,60	0,59
P10	358,72	3,25	0,15
P11	318,17	2,88	0,09
P12	278,56	2,52	0,12

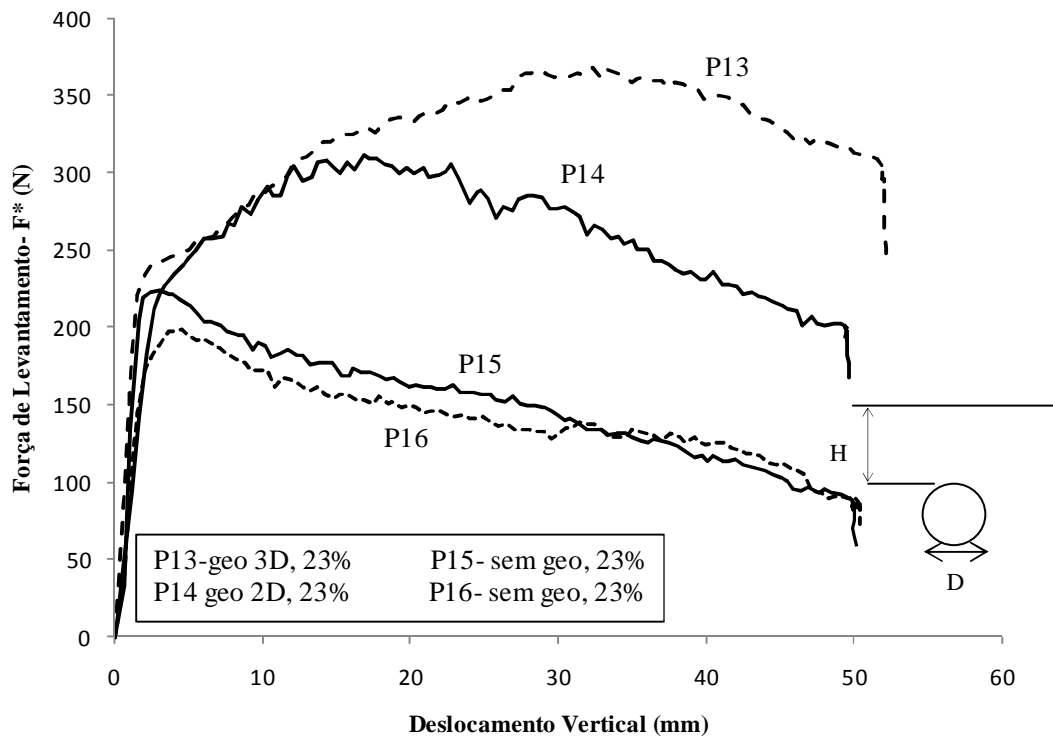
Figure 4.7. Resultados dos ensaios a 10g para areia densa na altura de aterro $H_2 = 1,5D$

4.2.4 Ensaio P13-16

Os testes P13-16 foram executados em solo com a densidade relativa de 23% e com altura de aterro $H_2 = 1,5D$. O teste P13 apresenta uma força de levantamento de pico (F^*) de 367,4 N enquanto que o teste P14 apresenta uma força de levantamento de pico (F^*) de 311,95 N. Nesta configuração de solo fofo, a ancoragem da geogrelha de largura 3D tem um ganho de resistência de aproximadamente 18% em relação à ancoragem da geogrelha de largura 2D. Com relação aos dutos simplesmente enterrados sem ancoragem, o ganho de resistência foi de aproximadamente 85%. Os resultados destes testes estão apresentados na Tabela 4.6 e na Figura 4.8.

Tabela 4.6. Sumário dos Resultados em $H_2 = 1,5D$ - fofo

Ref. no.	F^* (N)	Q^*_{prot}	$\delta w/D$
P13	367,4	3,65	0,68
P14	311,95	3,10	0,38
P15	223,88	2,22	0,08
P16	198,57	1,97	0,13

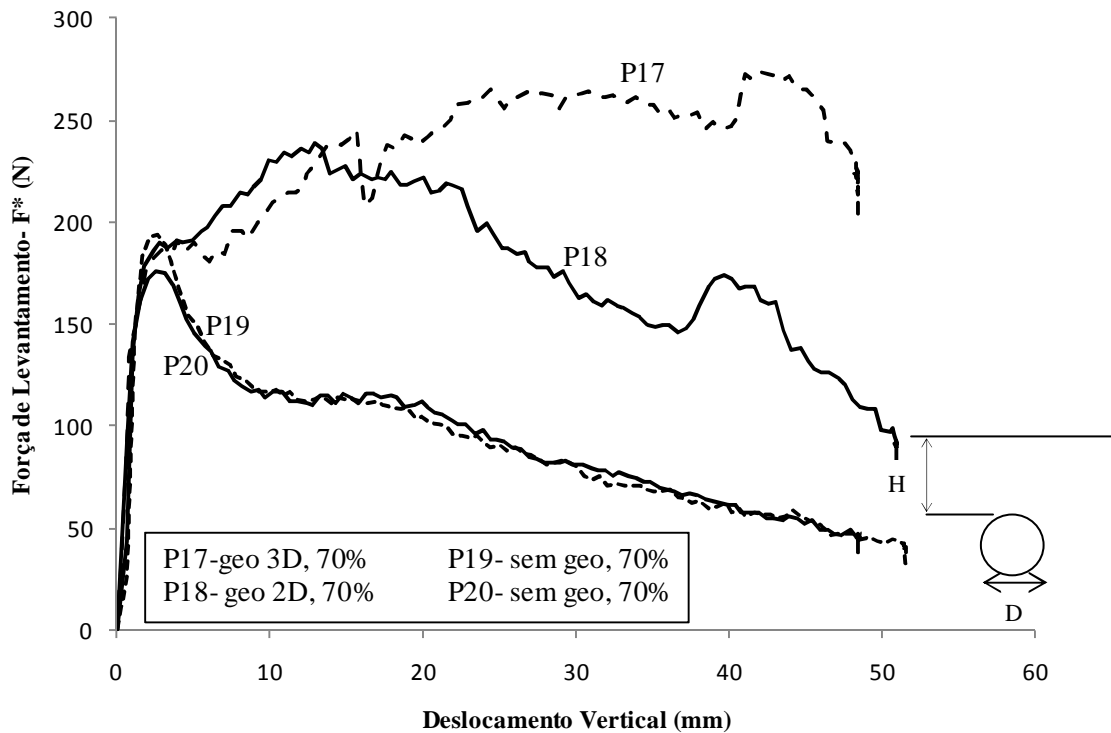
Figure 4.8. Resultados dos ensaios a 10g para areia fofo na altura de aterro $H_2 = 1,5D$

4.2.5 Ensaio P17-20

Os testes P17-20 foram executados com o solo na densidade relativa de 70% e com altura de aterro $H_3 = 0,5D$. O teste P17 apresenta uma força de levantamento de pico (F^*) de 273,55 N enquanto que no teste P18 a força de levantamento de pico (F^*) foi de 238,67 N. As geogrelhas ancoradas aos dutos favoreceram um ganho de resistência, sendo que para a geogrelha de largura 3D o ganho foi de aproximadamente 15% em relação à geogrelha de largura 2D, para esta configuração de solo denso. Em relação aos dutos simplesmente enterrados sem ancoragem, o ganho de resistência foi de aproximadamente 56%. Os resultados destes testes são apresentados na Tabela 4.7 e na Figura 4.9.

Tabela 4.7. Sumário dos resultados em $H_3 = 0,5D$ - denso

Ref. no.	F^* (N)	Q^*_{prot}	$\delta w/D$
P17	273,55	7,44	0,86
P18	238,67	6,49	0,28
P19	175,44	4,77	0,08
P20	193,94	5,27	0,06

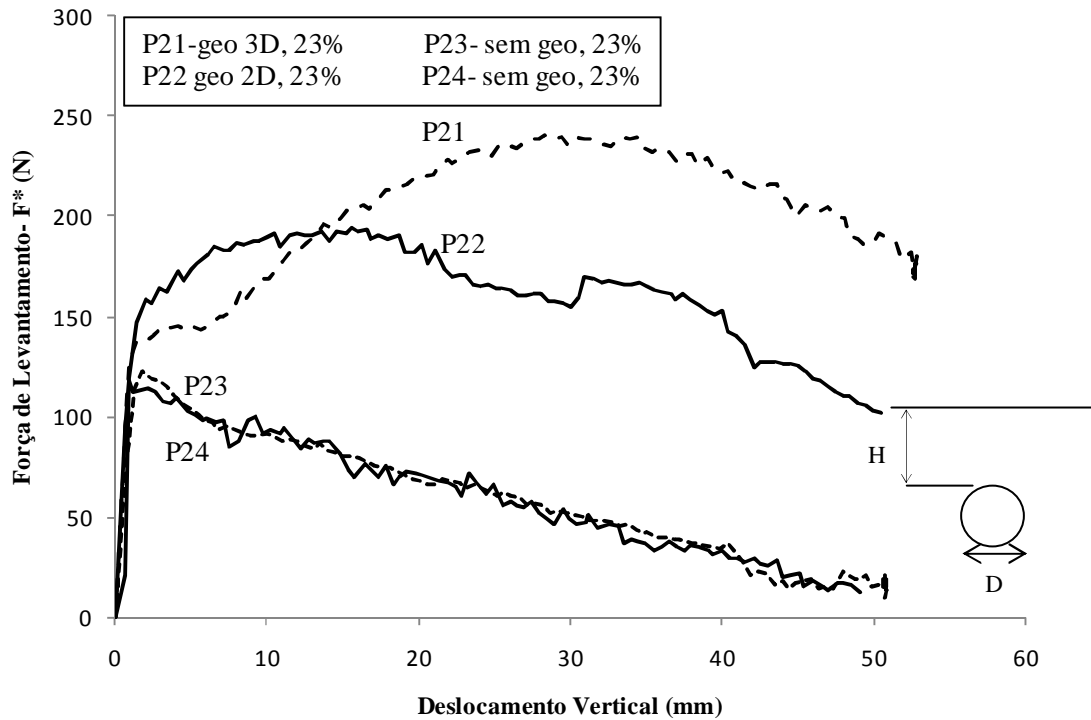
Figure 4.9. Resultados dos ensaios a 10g para areia densa na altura de aterro $H_3 = 0,5D$

4.2.6 Ensaio P21-24

Os testes P21-24 foram executados em solo com a densidade relativa de 23% e com altura de aterro $H_3 = 0,5D$. O teste P21 apresenta uma força de levantamento de pico (F^*) de 240,22 N enquanto que o teste P22 apresenta uma força de levantamento de pico (F^*) de 194,7 N. Nesta configuração de solo fofo, a ancoragem da geogrelha de largura 3D tem um ganho de resistência de aproximadamente 24% em relação à ancoragem da geogrelha de largura 2D. Com relação aos dutos simplesmente enterrados sem ancoragem, o ganho de resistência foi de aproximadamente 100%. Os resultados destes testes estão apresentados na Tabela 4.8 juntamente com a Figura 4.10.

Tabela 4.8. Sumário dos resultados em $H_3 = 0,5D$ - fofa

Ref. no.	F^* (N)	Q^*_{prot}	$\delta w/D$
P21	240,22	7,17	0,58
P22	194,70	5,81	0,31
P23	122,71	3,66	0,04
P24	117,94	3,52	0,03

Figure 4.10. Resultados dos ensaios a 10g para areia fofa na altura de aterro $H_3 = 0,5D$

4.2.7 Resistência Normalizada ao Arrancamento Q^*

Na Figura 4.11 é apresentado o resultado da relação entre a resistência normalizada do duto com Q_g^* e sem ancoragem Q^* . Esta figura demonstra a eficiência da ancoragem da geogrelha em dois estados da areia, ou seja, fofa e densa e em três profundidades de aterro (H_1 , H_2 e H_3). Para se calcular a relação da resistência nos dutos sem ancoragem, foi utilizada a média dos valores de pico (Q^*) obtidos em cada um dos ensaios em areia densa e fofa. Pode-se observar que quando se utiliza a resistência de pico F^* , a geogrelha ancorada na base dos dutos aumenta significativamente a resistência ao arrancamento.

Nas profundidades de aterro H_2 e H_3 a melhor eficiência se encontra para o solo no estado fofa tanto para a geogrelha de largura 3D quanto para a de largura 2D. Este resultado mostra

claramente a influência da profundidade de aterro dos dutos. Em profundidades rasas os solos no estado fofo têm uma influência significativa na resistência ao arrancamento de dutos.

Para a profundidade de aterro H_1 , na geogrelha de largura 3D a eficiência foi melhor no solo denso, já na geogrelha de largura 2D a eficiência foi a mesma para os dois estados de solo. Esta diferença de resultados entre as geogrelhas, pode ser atribuída a massa de solo mobilizada pela geogrelha maior no estado denso em virtude da superfície de ruptura e da ocorrência de dilatância, que para essa profundidade se desenvolve como um fluxo interno ao redor do sistema duto-geogrelha. Enquanto que para a geogrelha menor, a massa mobilizada é a mesma tanto para o estado denso quanto para o estado fofo, uma vez que o fluxo de solo “circula” mais facilmente o sistema solo-duto.

Os resultados aqui apresentados, apesar de ainda estarem restritos a ensaios em laboratório, são promissores como uma medida simples, barata e direta para melhorar a resistência à elevação dos tubos enterrados.

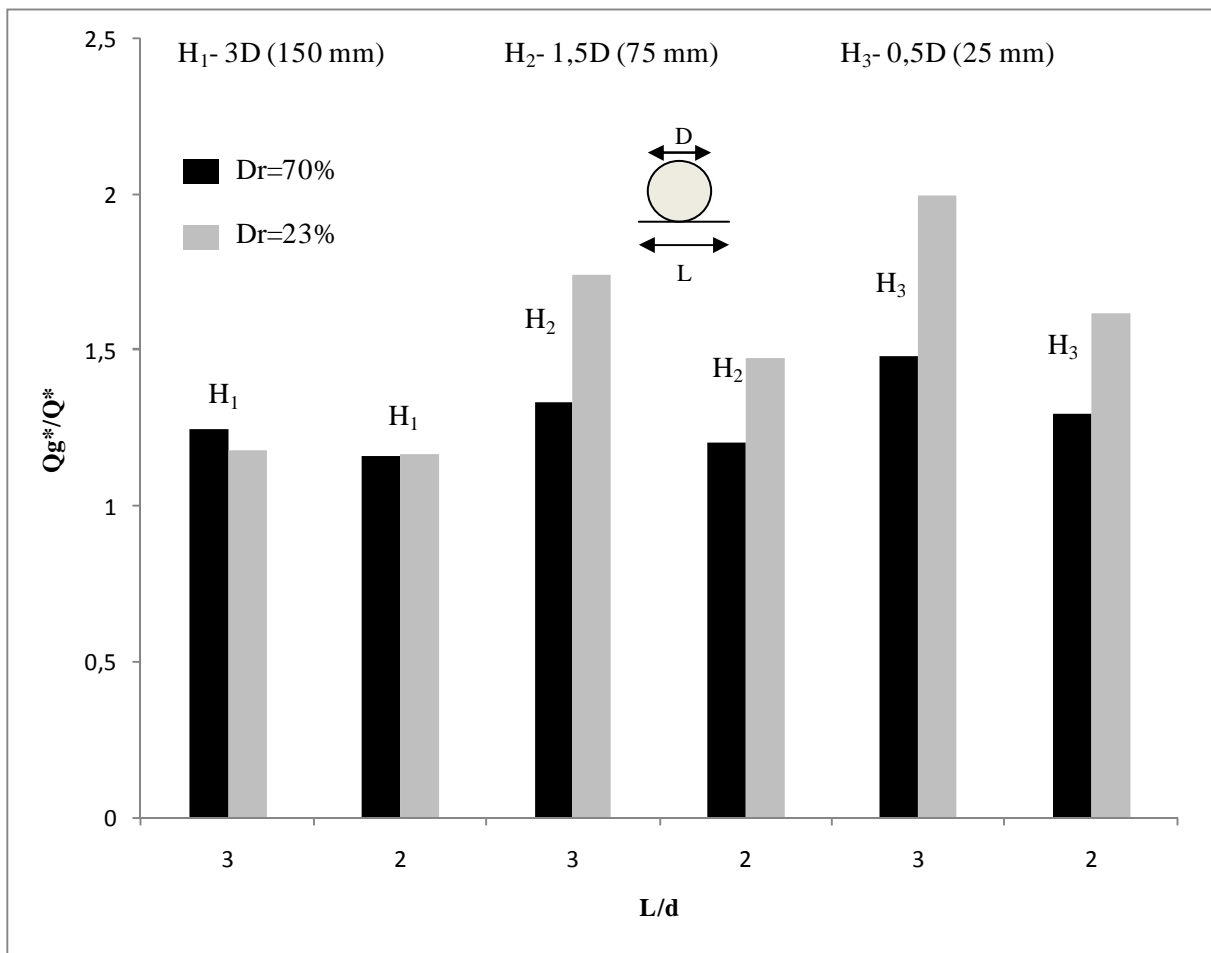


Figure 4.11. Eficiência da ancoragem da geogrelha no estado denso e fofo e nas alturas de aterro H_1 , H_2 e H_3

Os resultados de resistência normalizada ao arrancamento descritos em Ng and Springman (1994), não foram comparados neste trabalho. Os ensaios realizados por estes pesquisadores utilizam dutos com diferentes diâmetros e camadas de aterro com solo seco, solo saturado e pedregulho.

Através das Figuras 4.12 e 4.13, pode-se observar o comportamento força-deslocamento para o levantamento do duto de 50 mm de diâmetro na areia com densidade relativa de 70% e 23% respectivamente. Essas figuras ilustram os resultados de resistência e pressão gerada pelo levantamento do duto em função das diferentes relações H/D analisadas.

Para os estados denso e fofo da areia, foi observado que a força de arrancamento aumenta significativamente com a profundidade principalmente devido a massa de solo mobilizada e o aumento das tensões normais. Este fenômeno também é descrito na literatura por diversos autores.

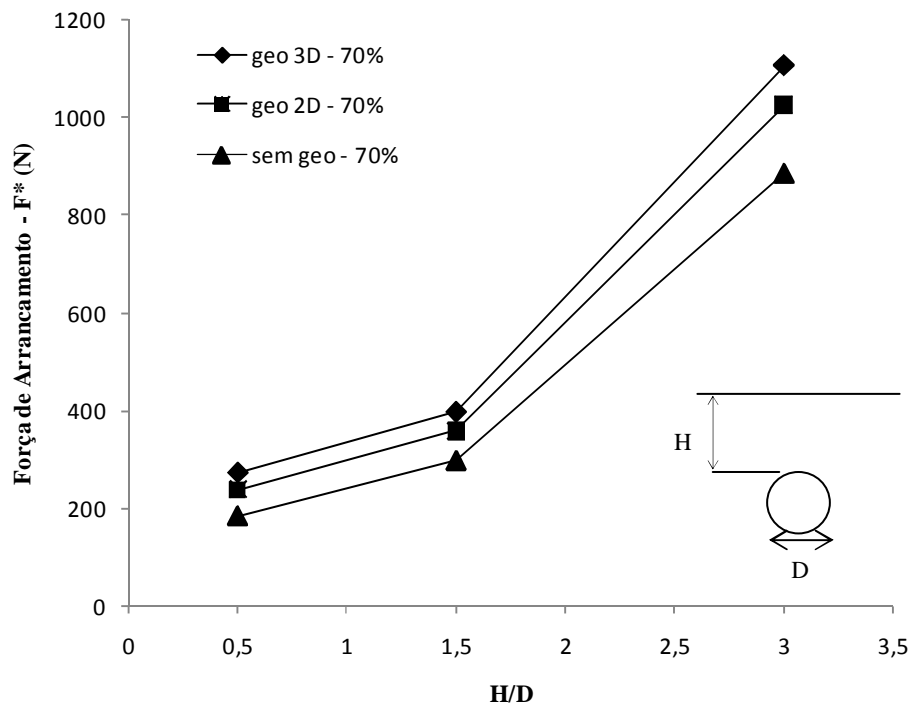


Figura 4.12. Gráfico de resistência da areia densa ao deslocamento vertical do duto *versus* relações H/D de 0,5, 1,5 e 3

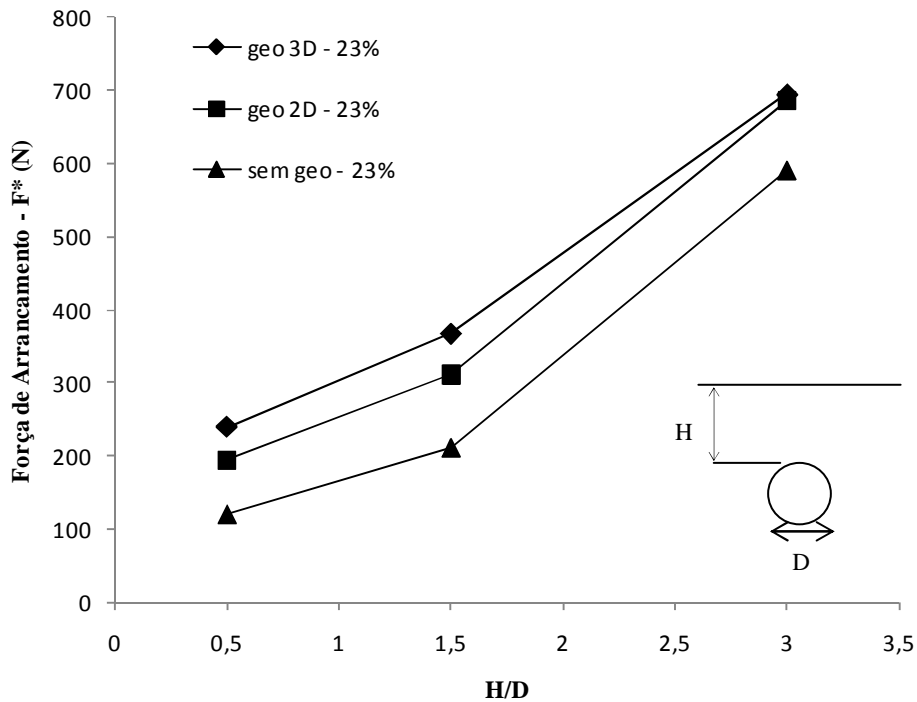


Figura 4.13. Gráfico de resistência da areia fofa ao deslocamento vertical do duto *versus* relações H/D de 0,5, 1,5 e 3

Normalizando os deslocamentos verticais (δw) do duto em função da profundidade de enterramento do duto H (Figura 4.14) em areias no estado denso, nota-se que quanto maiores as profundidades de enterramento do duto na areia, menores são os deslocamentos necessários para a mobilização da resistência máxima do solo ao levantamento do duto. Para a razão H/D de 0,5 no duto ancorado a geogrelha 3D, o deslocamento normalizado $\delta w / H$ foi de 1,72. Enquanto que para H/D igual a 3 no duto ancorado a mesma geogrelha, a relação $\delta w / H$ foi de apenas 0,25. Este fenômeno se repete para o duto ancorado a geogrelha de largura 2D e para o duto sem ancoragem.

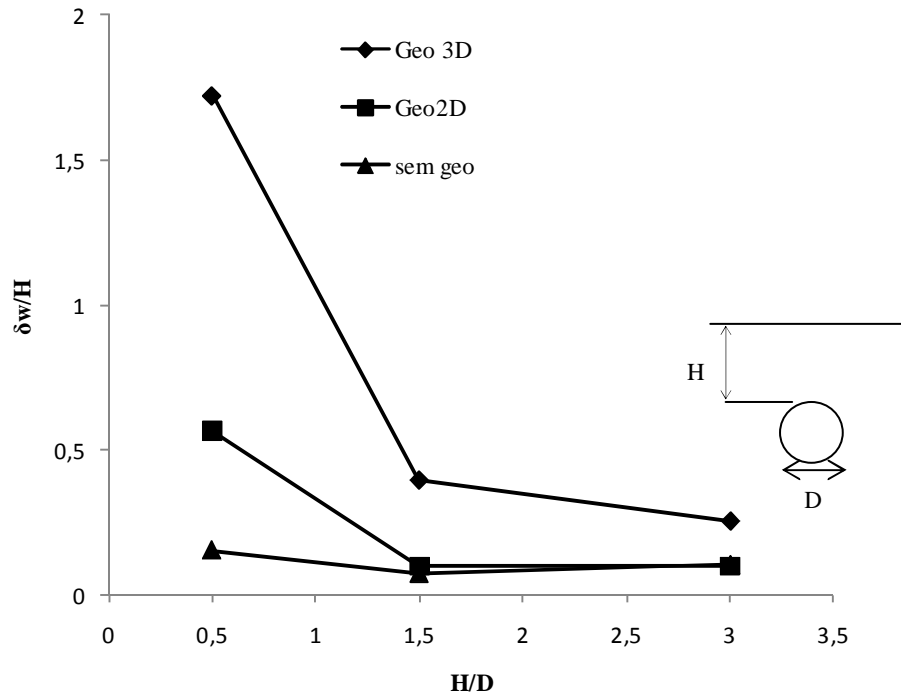


Figura 4.14. Curva de deslocamento vertical normalizado pelo enterramento H versus relação H/D , nos modelos com e sem geogrelha na areia densa

Nos modelos ensaiados em areia fofa (Figura 4.15) o fenômeno descrito acima se repete, sendo crescente o deslocamento para mobilizar a resistência máxima com a profundidade.

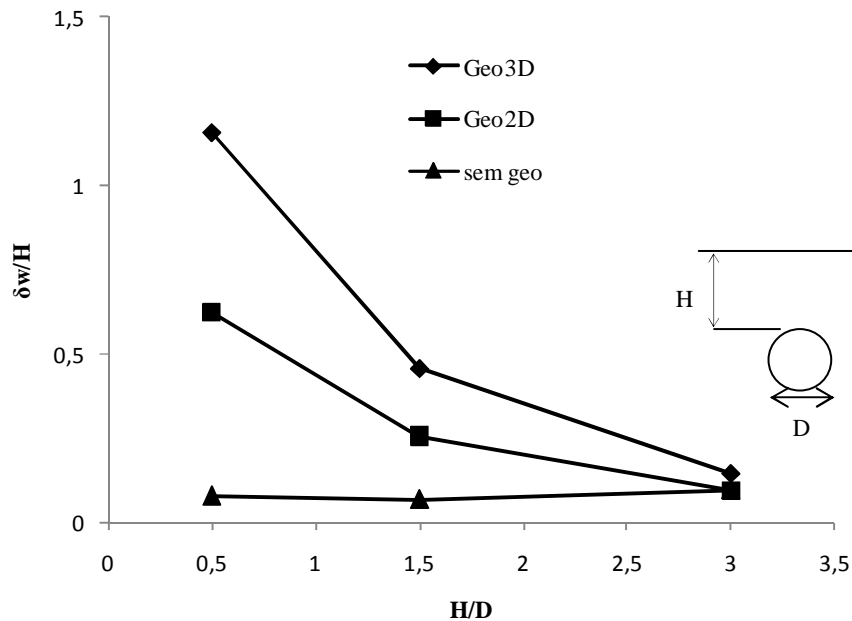


Figura 4.15. Curva de deslocamento vertical normalizado pelo enterramento H versus relação H/D , nos modelos com e sem geogrelha na areia fofa

4.2.8 Solução Equilíbrio Limite

A resistência ao levantamento de dutos enterrados é um parâmetro crítico em projetos de linhas de dutos *off-shore* usadas para transportar óleo. Os dutos operam em condições extremas de temperaturas o que leva a expansão térmica podendo provocar uma flambagem vertical ou lateral de determinados trechos da tubulação.

Diversos autores (Trautmann *et al.*, 1985, Schaminée *et al.*, 1990, Ng & Springman, 1994, White *et al.*, 2001, Cheuck *et al.*, 2008) apresentam o mecanismo de ruptura de dutos enterrados em areia (Figura 2.19) e diversos modelos para prever a resistência ao levantamento são avaliados. Para o problema de levantamento, é admissível considerar o mecanismo apresentado na Figura 2.19d.

White *et al.* (2008) propõe uma solução de equilíbrio (equação 2.7. e 2.8) onde a resistência ao levantamento é igual ao peso de solo levantado adicionado a resistência de duas superfícies inclinadas. Nesta solução são consideradas três variáveis independentes relacionadas ao solo: o ângulo de dilatância (ψ), o ângulo de cisalhamento de pico (ϕ_{pico}) e a densidade do solo (γ). Nesta solução a altura de aterro (H^*) é medida do centro do duto até a superfície do solo.

Com base na solução de equilíbrio proposta por White *et al.* (2008), foi calculado o F_{up} (medido e calculado) através da equação 2.8 e o N_γ (medido e calculado) através da equação 2.7, conforme apresentado nas Tabelas 4.9 E 4.10.

Tabela 4.9. Fator de levantamento calculado e medido

Ensaio	Densidade Relativa (Dr)	Ângulo de Dilatância (ψ)	Resistência de Pico- P (N)	Fator de Levantamento Calculado (F'_{up})	Fator de Levantamento Medido (F_{up})
P1	70	25	1106,66	0,65	0,97
P2	70	25	1026,14	0,65	0,88
P3	70	25	882,92	0,65	0,72
P4	70	25	892,07	0,65	0,73
P5	23	4,6	695,19	0,35	0,59
P6	23	4,6	685,86	0,35	0,58
P7	23	4,6	627,33	0,35	0,51
P8	23	4,6	551,54	0,35	0,42
P9	70	25	397,57	0,65	0,95
P10	70	25	358,72	0,65	0,82
P11	70	25	318,17	0,65	0,68
P12	70	25	278,56	0,65	0,54
P13	23	4,6	367,40	0,35	0,97
P14	23	4,6	311,95	0,35	0,76
P15	23	4,6	223,88	0,35	0,43
P16	23	4,6	198,57	0,35	0,34
P17	70	25	273,55	0,65	3,11
P18	70	25	238,67	0,65	2,64
P19	70	25	175,44	0,65	1,77
P20	70	25	193,94	0,65	2,03
P21	23	4,6	240,22	0,35	2,97
P22	23	4,6	194,70	0,35	2,29
P23	23	4,6	122,71	0,35	1,22
P24	23	4,6	117,94	0,35	1,15

De acordo com os dados apresentados na Tabela anterior, o valor de F'_{up} calculado é muito próximo de F_{up} medido para as profundidades H_1 e H_2 , o mesmo foi descrito por White *et al.* (2008). Para a profundidade mais rasa H_3 , os valores de F_{up} medido se tornam maiores

em relação ao calculado, isto ocorre pois apesar das variáveis γ' , ϕ'_{pico} , ψ , D e L serem constantes, a profundidade decresce mais que a força de arrancamento F^* , fazendo crescer o valor de F_{up} medido. Sabendo-se que F_{up} calculado não leva em consideração as variáveis H^* , D, F^* , L e γ' , em contra partida o F_{up} medido tem em sua formulação a profundidade de aterro no denominador, o que justifica esse aumento em relação ao F'_{up} calculado em profundidades rasas.

Tabela 4.10. Resistência ao levantamento calculada e medida

Ensaio	Densidade Relativa (Dr)	Ângulo de Dilatância (ψ)	Resistência de Pico- P (N)	Resistência ao Levantamento Calculada ($N_{\gamma'}$)	Resistência ao Levantamento Medida (N_{γ})
P1	70	25	1106,66	3,17	4,30
P2	70	25	1026,14	3,17	3,98
P3	70	25	882,92	3,17	3,43
P4	70	25	892,07	3,17	3,46
P5	23	4,6	695,19	2,12	2,96
P6	23	4,6	685,86	2,12	2,92
P7	23	4,6	627,33	2,12	2,67
P8	23	4,6	551,54	2,12	2,35
P9	70	25	397,57	2,10	2,70
P10	70	25	358,72	2,10	2,44
P11	70	25	318,17	2,10	2,16
P12	70	25	278,56	2,10	1,89
P13	23	4,6	367,40	1,51	2,74
P14	23	4,6	311,95	1,51	2,32
P15	23	4,6	223,88	1,51	1,67
P16	23	4,6	198,57	1,51	1,48
P17	70	25	273,55	1,26	3,72
P18	70	25	238,67	1,26	3,24
P19	70	25	175,44	1,26	2,38
P20	70	25	193,94	1,26	2,64
P21	23	4,6	240,22	0,96	3,58
P22	23	4,6	194,70	0,96	2,90
P23	23	4,6	122,71	0,96	1,83
P24	23	4,6	117,94	0,96	1,76

De acordo com os dados apresentados na Tabela acima, é possível observar que o mesmo fenômeno descrito para o fator de levantamento F_{up} ocorre para a resistência ao levantamento (N_γ). Em maiores profundidades, os valores de N_γ calculada e medida são muito próximos, enquanto que para a profundidade mais rasa estes valores crescem. Isto ocorre pois na formulação de N_γ medido a profundidade de aterro se encontra no denominador, enquanto que na formulação de N_γ calculado a profundidade de aterro está no numerador.

Para os valores de N_γ medido construiu-se um gráfico de todos os ensaios sendo comparado ao N_γ calculado, ao N_γ de um ensaio descrito em White *et al.* (2008) em areia densa com ϕ'_{pico} de 52° e ao N_γ dos resultados de uma modelagem numérica descrita por Borges (2009) em areia seca com ϕ'_{crit} de 36° . Na Figura 4.16 é apresentada a comparação entre os resultados dos ensaios realizados a 10g, N_γ calculado, N_γ de White *et al.* (2008) e N_γ de Borges (2009).

Na Figura 4.16 observa-se que para as profundidades H_1 e H_2 , os valores da resistência ao levantamento (N_γ) obtidas nos ensaios a 10g se aproximam bem dos valores encontrados por White *et al.* (2008), por Borges (2009) e dos valores calculados. Para a profundidade mais rasa (H_3) o mesmo fato não é observado.

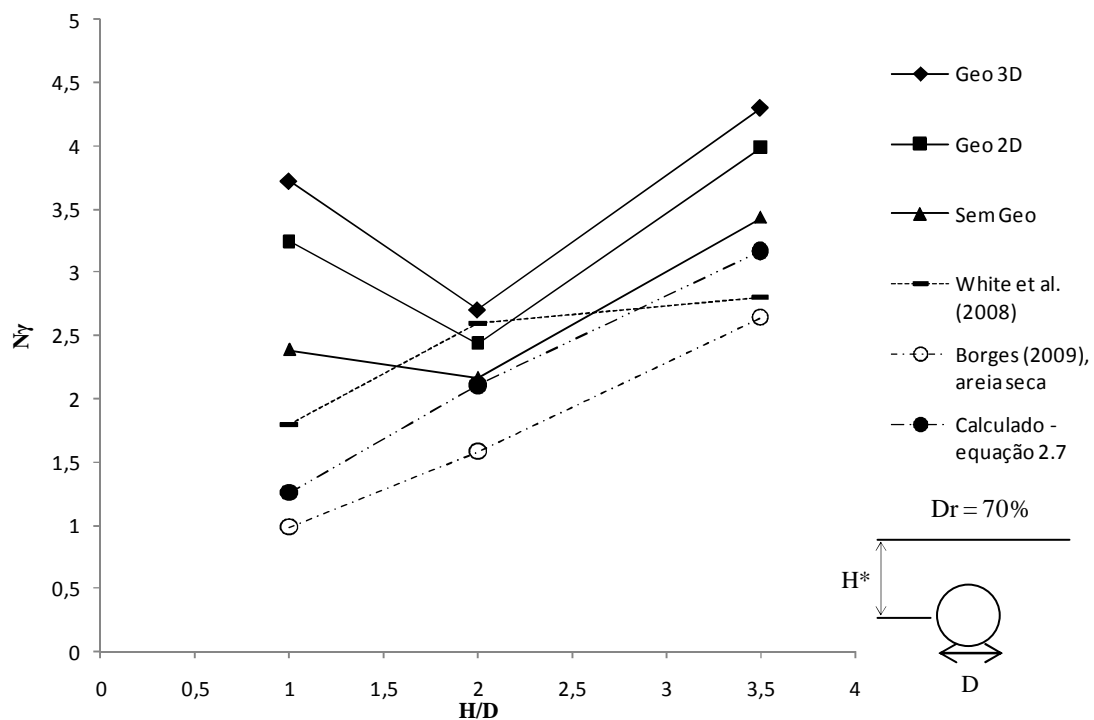


Figura 4.16. Comparação dos resultados em areia densa dos valores de resistência medidos, calculados, de um ensaio descrito em White *et al.* (2008) e uma modelagem numérica descrita em Borges (2009)

Para a areia no estado fofo na Figura 4.17 é apresentada uma comparação entre os resultados obtidos nos ensaios a 10g, o N_γ calculado, resultados de White *et al.*(2008) em areia fofo com $\phi'_{\text{pico}} = 36^\circ$ e os resultados de duas modelagens numéricas descritas em Borges (2009). As modelagens descritas em Borges (2009) foram realizadas considerando o solo como areia fofo saturada e areia fofo seca com ϕ'_{residual} de $31,97^\circ$.

Na Figura 4.17 observa-se que para as profundidades H_1 e H_2 , os valores da resistência ao levantamento (N_γ) obtidas nos ensaios a 10g se aproximam bem dos valores calculados, dos valores obtidos por White *et al.* (2008) e dos valores encontrados na modelagem da areia seca de Borges (2009). Para a modelagem em areia saturada descrita em Borges (2009) os valores ficam próximos dos valores encontrados para os ensaios com geogrelha a 10g. O crescimento no valor do N_γ em areias saturadas se dá pelo aumento da densidade do material granular.

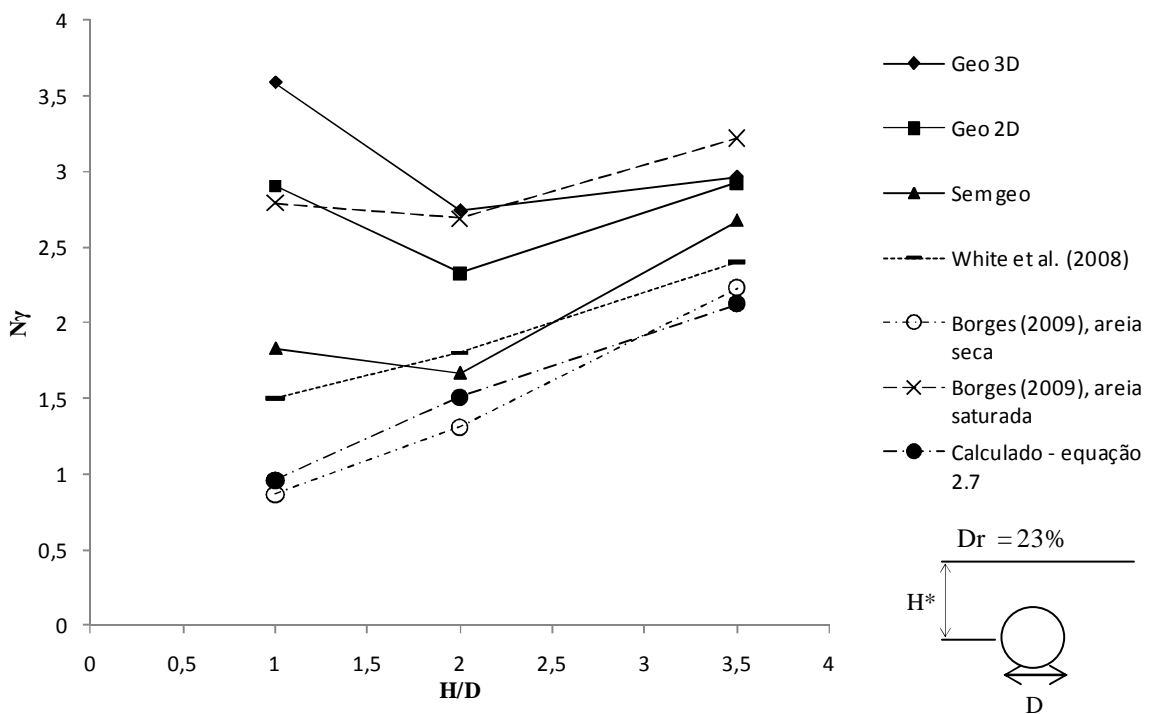


Figura 4.17. Comparação dos resultados em areia fofo dos valores de resistência medidos, calculados, ensaio de White *et al.* (2008) e de duas modelagens numéricas descritas em Borges (2009)

Os resultados apresentados neste capítulo mostram o ganho significativo na eficiência do uso da geogrelha ancorada a dutos enterrados, principalmente em situações de solo fofo e em baixas profundidades de aterro. Os valores obtidos nos ensaios a 10g ficaram bem

próximos dos valores encontrados na literatura e dos valores calculados em soluções de limite de equilíbrio, o que sugere uma coerência na análise dos resultados.

Um fator de relevância nos resultados apresentados nesta dissertação, é que com o sistema de ancoragem proposto há um aumento significativo na resistência ao levantamento de dutos enterrados. Isto fica bem explícito quando comparamos as curvas propostas por Cheuck *et al.*(2008) com as curvas dos ensaios realizados em dutos enterrados ancorados a geogrelha. Na Figura 4.18 pode-se observar que quando a geogrelha é ancorada ao duto, não há uma queda da resistência após o pico, como é observado em dutos simplesmente enterrados. O uso da geogrelha irá impedir a fase em que há um fluxo circular ao redor do duto.

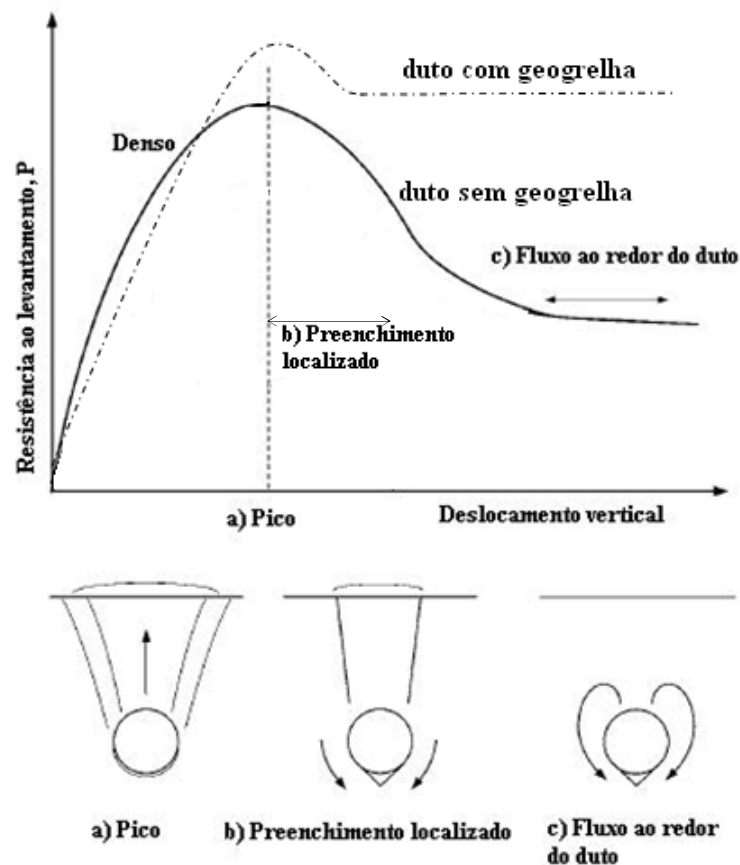


Figura 4.18 Comparação das curvas de dutos ancorados a geogrelha e dutos sem ancoragem

CAPÍTULO 5

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1 Conclusões

Neste trabalho, a resistência à elevação de dutos enterrados em areia com e sem geogrelha foi medida usando uma centrífuga geotécnica. A utilização da centrífuga geotécnica para modelar efeitos importantes decorrentes da elevação de dutos enterrados, prova ser precisa, confiável e econômica. Principalmente em função das dificuldades práticas e dos altos custos de se conduzirem ensaios em escala real. A maior parte dos trabalhos é feita em escala reduzida, fazendo uso de modelagens em centrífuga geotécnica.

A resistência à elevação dos dutos enterrados, em virtude da sua importância, tem sido estudada largamente por muitos pesquisadores. Contudo, a maioria dos mecanismos propostos para combater os efeitos de elevação é baseada no aproveitamento da sobrecarga de solo, melhorando a sua resistência (compactação) ou uso de materiais com maiores densidades, como o aterro de cascalho ou mesmo enrocamento com bermas. No entanto, apesar de alguns bons resultados, a maioria dessas propostas tem como grande inconveniente a interferência nos trabalhos de campo, especialmente com a presença humana no interior da vala, que é altamente indesejável.

O método aqui proposto, além de ser eficiente, tem também a vantagem de não interferir nos trabalhos de campo, enquanto a geogrelha está ancorada à tubulação antes que ela seja lançada na vala.

Os resultados apresentados neste trabalho mostram a grande eficiência do uso da ancoragem da geogrelha em dutos enterrados. Esta eficiência pode ser observada principalmente em profundidades rasas, se tornando um dado relevante, sobretudo quando leva-se em consideração a execução e os custos de obras que envolvem tubulações enterradas, visto que em profundidades mais rasas, a mobilização da massa de solo escavada para a execução da vala e o tempo de serviço serão menores.

Em obras de instalação de dutos enterrados realizadas pela Petrobras, a vala onde o duto será lançado tem aproximadamente o valor do diâmetro do duto mais 0,6 m ($D + 0,6$ m). Esta altura de vala corresponde a uma vala rasa e isto é um indicativo importante, principalmente pelo fato dos resultados apresentados neste trabalho terem tido maior

eficiência para profundidades de aterro menores.

O método aqui proposto mostra que a superfície de ruptura do solo no arrancamento do duto enterrado é aumentada em função da largura da geogrelha, comparando com o arrancamento de duto sem ancoragem. O aumento desta superfície faz com que a massa de solo a ser mobilizada acima do duto, seja maior e com isso haja um aumento significativo nas tensões normais, garantindo o aumento da resistência a elevação de dutos enterrados.

Nos ensaios a 1g foram observados os mecanismos de deformação durante a elevação dos dutos enterrados em areia e quatros estágios foram identificados: a resistência de pico, o preenchimento do vazio, bandas de cisalhamento e o fluxo circular ao redor do duto. Tanto para areia no estado denso ($D_r = 70\%$) quanto para a areia no estado fofo ($D_r = 23\%$), a resistência de pico mobiliza a formação de um bloco de solo (trapézio invertido) que é delimitado entre um par de zonas de cisalhamento. As zonas de cisalhamento curvam ligeiramente para fora, devido à maior dilatação próximo da superfície do solo e esta inclinação é influenciada pela densidade do solo. Após a resistência de pico, um mecanismo de fluxo circular ao redor do duto é formado acompanhado da redução da resistência ao levantamento. Este mecanismo de deformação sofre forte influência da profundidade de aterramento da tubulação e da densidade relativa do solo.

Na análise de resultados, para prever a resistência de levantamento de dutos enterrados em areia, foi utilizada a solução de equilíbrio limite proposta por White *et al.* (2008). Nos ensaios em centrífuga, o fator de levantamento (F_{up}) para dutos enterrados em solo fofo na profundidade $H/D = 1$ foi de 2,97 para dutos ancorados a geogrelha de largura 3D e de 1,15 para dutos simplesmente enterrados. Com relação a resistência normalizada (N_γ), o valor encontrado para dutos enterrados em areia fofo na profundidade $H/D=1$ foi de 3,505 para dutos ancorados a geogrelha de largura 3D e de 1,760 para dutos simplesmente enterrados. Observa-se neste caso um ganho maior que 100% no fator de levantamento e de 99% na resistência normalizada, considerando um solo no estado fofo e na profundidade rasa.

Os resultados apresentados por White *et al.*(2008) mostram que para baixas profundidades, a resistência ao levantamento (N_γ) e o fator de levantamento (F_{up}) diminuem. Este fenômeno não foi constatado nos ensaios realizados neste trabalho, considerando que N_γ é igual a relação da carga pela profundidade e na equação de equilíbrio 2.7 o N_γ é igual ao fator de levantamento multiplicado pela profundidade. De acordo com os dados obtidos conclui-se que para baixas profundidades a equação de equilíbrio não é aplicável.

5.2 Sugestões para Futuras Pesquisas

Para este trabalho os resultados foram muito satisfatórios. Porém, alguns itens devem complementar o estudo:

- 1- Realizar novos ensaios para estudar o comportamento de dutos em profundidades menores que $H/D = 2$, para confirmar a tendência dos resultados encontrados neste trabalho;
- 2- Realizar ensaios em dutos rugosos;
- 3- Realizar análise numérica com elementos discretos e análise limite;
- 4- Realização de ensaios em areias saturadas e parcialmente saturadas para verificar a influência desta condição na resposta força-deslocamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Atkinson, J. H. & Bransby, P.L. (1978). *The Mechanics of Soil- An Introduction to Critical State Soil Mechanics*. Berkshire: McGraw-Hill

Baumgard, A. J. (2000) *Monotonic and cyclic soil responses to upheaval buckling in offshore buried pipelines*, Ph.D. Thesis, The University of Cambridge.

Bolton, M. D. (1979). *A Guide to Soil mechanics*, 1ª ed., Macmillan Press Ltda.

Bolton, M. D. (1986). "The Strength and Dilatancy of sands", *Geotechnique*, Vol.36, nº 1, pp 65-78.

Borges, Ricardo Garske. (2009), **Modelagem Numérica da Resistência ao Levantamento de um Duto Enterrado em Areia Saturada**. Rio de Janeiro: Pd-10555 – Geotecnia Para Integridade e Faixa de Dutos, 53 p

Borges, Ricardo Garske. (2009), **Modelagem Numérica da Resistência ao Levantamento de um Duto Enterrado em Areia Seca**. Rio de Janeiro: Pd-10555 – Geotecnia Para Integridade e Faixa de Dutos, 35 p

Bransby, M.F., Newson, T.A., Brunning, P., Davies, M.C.R. (2001). *Physical Modelling of the Upheaval Resistance of Buried Offshore Pipelines*. Proc. ICPMG, St. Johns

Bransby, M.F., Newson, T.A., Brunning, P., Davies, M.C.R. (2002). *Numerical and centrifuge modeling of the upheaval resistance of buried pipes*. *Proc. of OMAE pipeline symposium*.

Bucky, P. B. (1931), *Use of models for the study of mining problems*. Am. Inst. Min. Met. Eng., Tech. Pub. 425, 28pp.

Bueno, B. S. (1987). *The behaviour of thin walled pipes in trenches*. Tese (Ph. D.)- University of Leeds, U.K., 337p.

Bueno, B. S. (2005). *Dimensionamento geotécnico de tubulações enterradas. / no prelo/*.

Carneiro, F.L. (1993). Análise dimensional e teoria da semelhança dos modelos físicos, 2ª Ed., Rio de Janeiro, editora UFRJ, 258p.

Cheuk C. Y., White D. J. and Bolton M. D. (2005), Deformation mechanisms during the uplift of buried pipelines in sand. Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 2, 1685–1688.

Cheuk, C. T.; White, D. J.; Bolton, M. D. (2008). Uplift Mechanisms of Pipes Buried in Sand Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 134, No. 2, ASCE.

Conrad, B. E.; Lohnes, R. A.; Klaiber, F. W.; Wipf, T. J. (1998). Boundary effects on response of polyethylene pipe under simulated live load. Transportation Research Record 1624, p. 196-205.

Costa, A. M. (1984). Uma Aplicação de Métodos Computacionais e Princípios de Mecânica das Rochas no Projeto e Análise de Escavações Destinadas à Mineração Subterrânea. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Costa, Y. D.J. (2005). Modelagem Física de Conduitos Enterrados Sujeitos a Perda de Apoio ou Elevação Localizada. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, p5.

Dickin, E.A (1994). Uplift resistance of Buried Pipelines in Sand. Soils and Foundations, Vol.34, No.2, p41-48.

Drucker, D. C. e Prager, W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis for limit design. Quart Applied Mathematics, Vol. 10. No. 2.

Forrestal, M. J.; Herrmann, G. (1965). Buckling of a long cylindrical shell surrounded by an elastic medium. International Journal of Solids Struct., v.1, p.297-310.

Lages, E.N.; Ramos, V.C. (2004). Contribuições à Análise Paramétrica de Dutos Enterrados sob Condição de Vala.

Katona, M. G. (1988). Allowable fill height for corrugated polyethylene pipe. TRB 1191, Transportation Research Board, National Research Council. Washington, DC.

Lambe, T.W., Whitman, R.V. (1979). Soil Mechanics, 1ª Ed., Singapore, John Wiley & Sons, 553 p.

Langhaar, H. L. (1951). Dimensional Analysis and Theory of Models, New York, John Wiley & Sons.

Matyas, E.L. & Davis, J.B. (1983) Prediction of vertical earth loads on rigid pipes. *J. Geo. Eng. Div. ASCE*, 109, GT2, p190-201.

MB 3324/90, Determinação do índice de vazios máximos de solos não coesivos.

MB 3388/91, Determinação do índice de vazios mínimos de solos não coesivos.

Mohri, Y.; Fujita, N.; Kawabata, T. (2001) A Simulation on Uplift Resistance of Buried Pipe by DEM. *Advances in Pipeline Engineering & Construction*, ASCE Conf. Proc.107, p1-12.

Norma Brasileira (1986), Preparação para ensaio de compactação e caracterização: NBR-6457.

Norma Brasileira (1984), Determinação da massa específica: NBR 6508.

Norma Brasileira (1984), Análise granulométrica: NBR 7181.

Ng, C.W.W. & Springman, S.M. (1994) Uplift Resistance of Buried Pipelines in Granular Materials. *Centrifuge 94*, Leung, Lee & Tan (eds), p753-758.

Palmer, A. C.; White D. J.; Baumgard, A. J.; Bolton, M. D.; Barefoot, A. J.; Finch, M.; Powell, T.; Faranski, A. S. & Baldry, J. A. S.(2003), *Uplift resistance of buried submarine pipelines: Comparison between centrifuge modeling and full-scale tests*. *Géotechnique*, v.53, n.10, pp. 877-883.

Phares, B. M.; Wipf, T. J.; Klaiber, F. W.; Lohnes, R. A. (1998). Behavior of high- density polyethylene pipe with shallow cover. Transportation Research record 1624, p.214-224.

Pokrovskii, G. I. Fiodorov, I. S. (1936), Studies of soil pressures and deformations by means of centrifuge, Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.

Rogers, C. D. F. (1987) The influence of surrounding soil on flexible pipe performance. Transportation Research Record 1129,p. 1-11.

Rogers, C. D. F. (1988). Some observations on flexible pipe response to load. Transportation Research Record 1191, p.1-11.

Schaminee, P.E.L., Zorn, N.F. and Schotman, G.J.M. (1990). Soil Response for Pipeline Upheaval Buckling Analyses: Full-Scale Laboratory Tests and Modelling. *OTC 6486, 22nd Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, May 7-10, 563-572.

Schofield, A. N. (1980). “Cambridge Geotechnical Centrifuge Operations”, *Geotechnique*, Vol. 25, n° 4, pp. 743-76.

Sobrinho, R. R. (2010). Relatório Técnico CAPES PRODOC.

Splangler, M. G. (1941). The structural design of flexible pipe culverts, Bul. 153. Iowa Eng. Expt. Station.

Wang, J.; Ahmed, R.; Haigh, S. K.; Thusyanthan, N. I.; Mesmar, S. (2010). Uplift Resistance of Buried Pipelines at Low Cover- Diameter Ratios. *Offshore Technology Conference*, Houston. OTC 20912

White, D. J.; Barefoot, A. J.; Bolton, M. D. (2000). “ Centrifuge Modelling of upheaval buckling in sand”. Report- CUED/DSOIL/TR314, Cambridge University.

White, D. J.; Barefoot, A. J. & Bolton, M. D. (2001). Centrifuge modelling of upheaval buckling in sand. *IJPMG International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, v.1, n.2, pp. 19-28.

White, D. J; Cheuk, C. Y; Bolton, M. D. (2008), The uplift resistance of pipes and plate anchors buried in sand. **Géotechnique**, Cambridge,Uk, n.58 , p.771-779.

White, H. L.; Layer, J. P. (1960). The corrugated metal conduit as a compression ring. Highway Research Record, HRB, n.39, p.389-397.

Taylor, D. (1948). Fundamentals of Soil Mechanics, 1^a ed., New York, John Wiley & Sons, 700p.

Taylor, R. N. (1995). Geotechnical Centrifuge Technology. 1^a ed., London, Blakie Academic & Professional.

Timoshenko, S. P., Gere, J. M. R. (1961). Theory of Elastic Stability. 2^a ed., New York, McGraw- Hill Book Company.

Trautmann, C. H. & O'Rourke, T. D. (1983), *Behaviour of Pipe in Dry Sand Under Lateral and Uplift Loading*. New York, Cornell University, Geotechnical Engineering Report 83-6.

Trautmann, C. H., O'Rourke, T. D., Kulhawy, F. H. (1985), "Uplift Force- Displacement Response of Buried Pipe". *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, v. 111, n. 9, pp. 1061-1076.

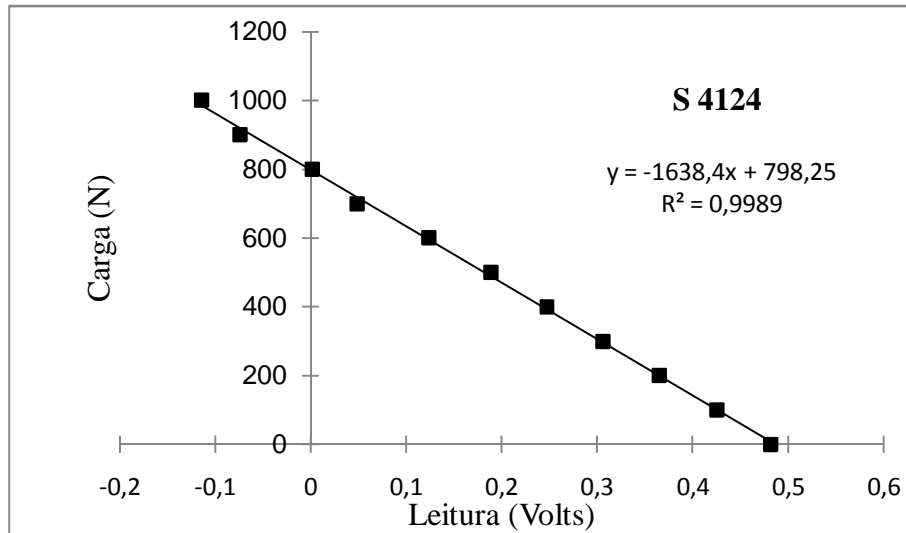
Vanden Berghe, J. F., Cathie, D., Ballard, J. C. (2005), "Pipeline Uplift Mechanisms Using Finite Element Analysis". In: *Proc. 16th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Osaka, Japan, pp. 1801-180.

ANEXO 01 - CALIBRAÇÃO DOS SENSORES DE AQUISIÇÃO DE DADOS

- **Curvas de calibração dos sensores**

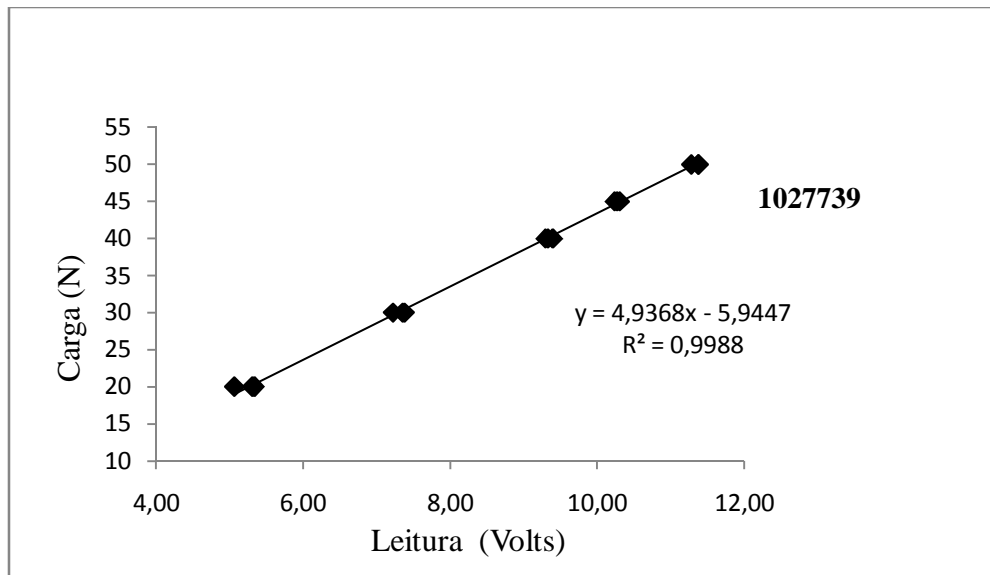
1. **Célula de carga**

- **Centrífuga**



Excitação: 8V
Data calibração: 03/4/2009

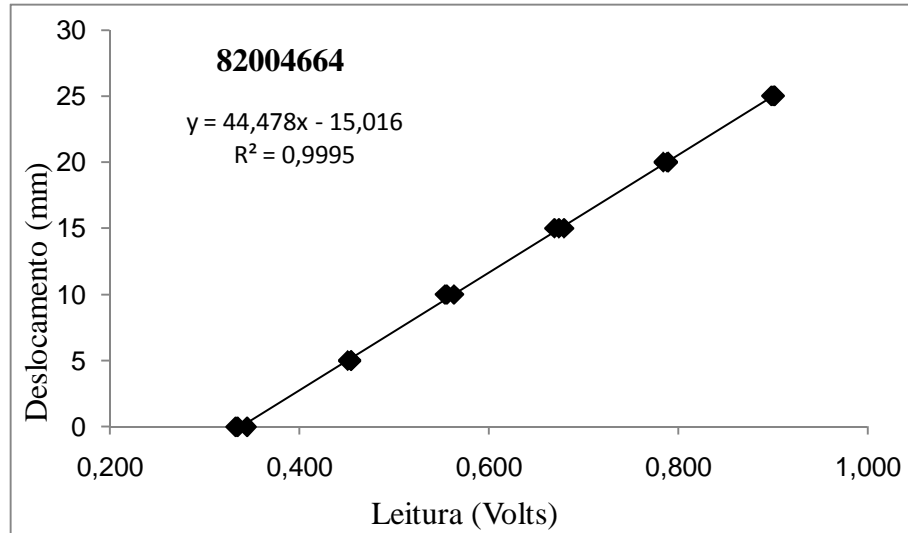
- **PX I**



Excitação: 8V
Data calibração: 02/04/2009

2. Sensor de Deslocamento (Régua Potenciométrica):

➤ Centrífuga



Excitação: 10 V
Data calibração: 11/5/2009

**ANEXO 02 – GRÁFICOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO
DIRETO**

1- Densidade Mínima

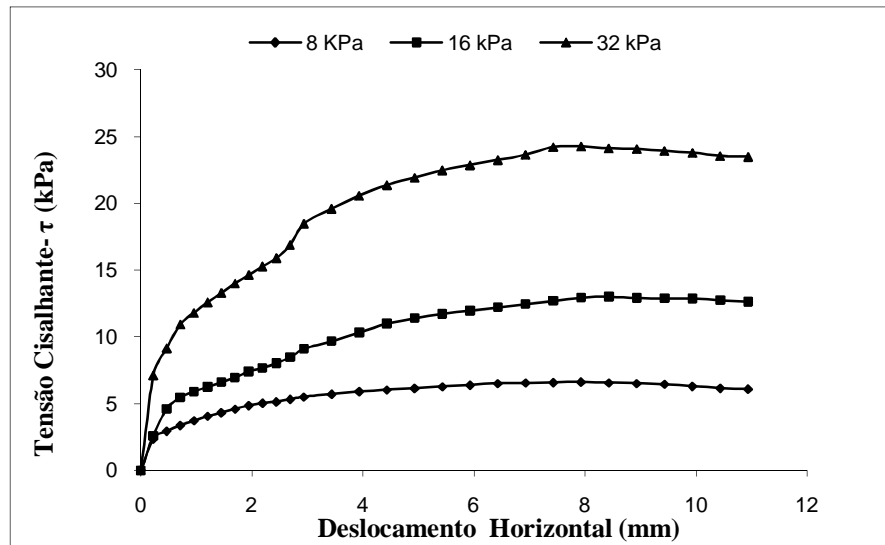
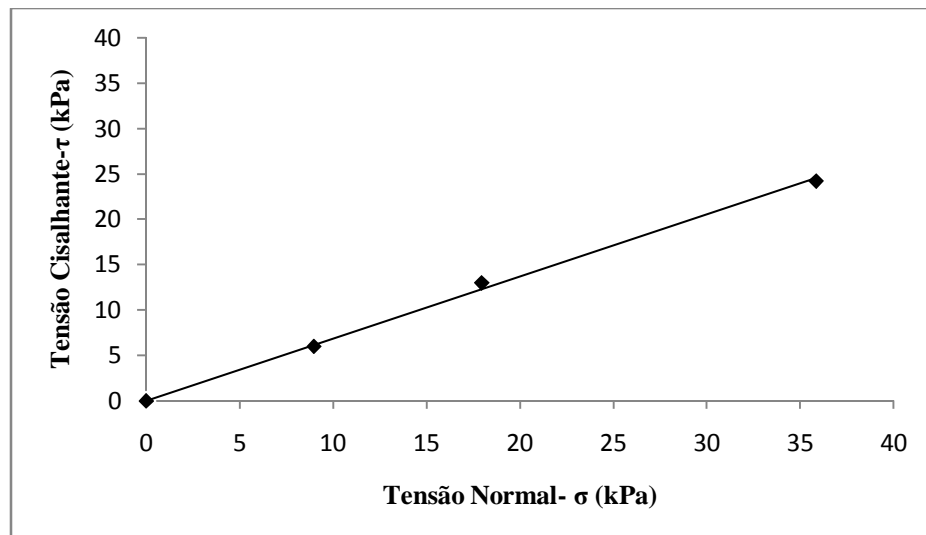


Gráfico: tensão cisalhante x deslocamento horizontal



Envoltória de ruptura

2- Densidade Relativa de 23%

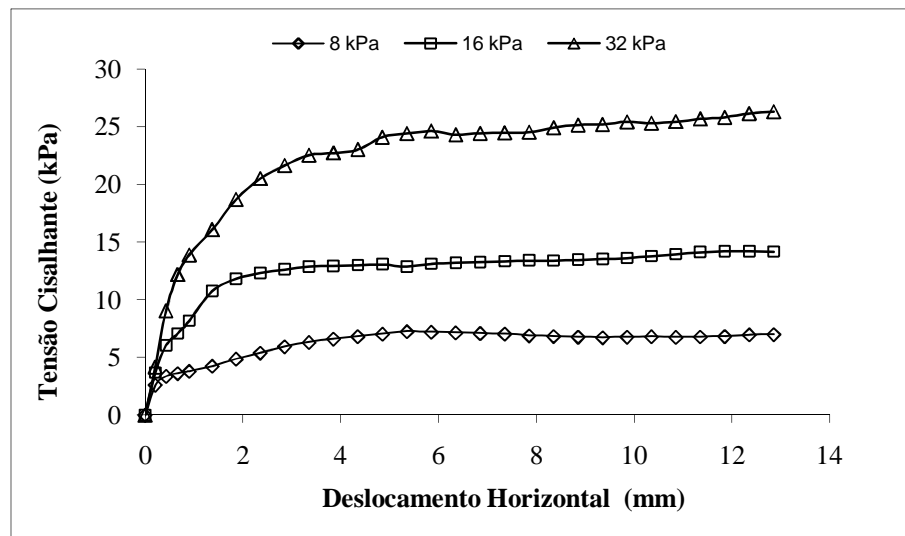
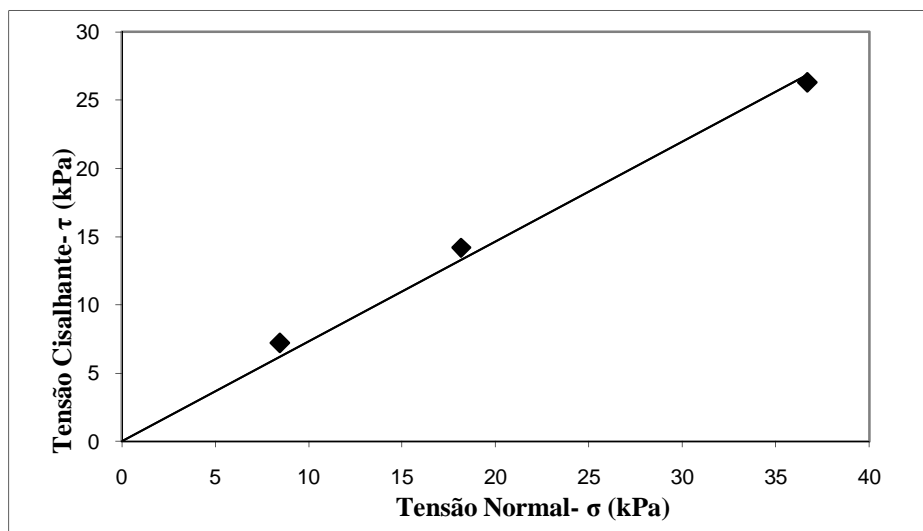


Gráfico: tensão cisalhante x deslocamento horizontal



Envoltória de ruptura

3- Densidade Relativa de 70%

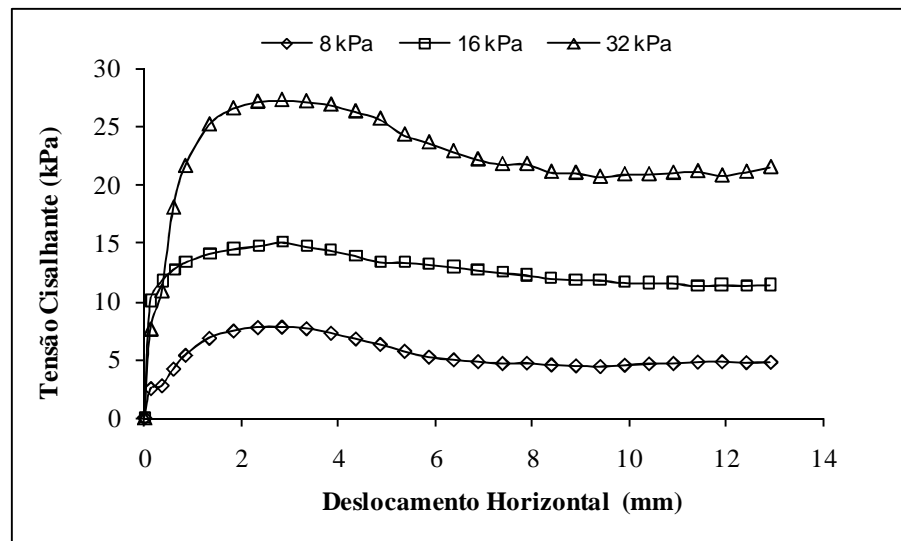
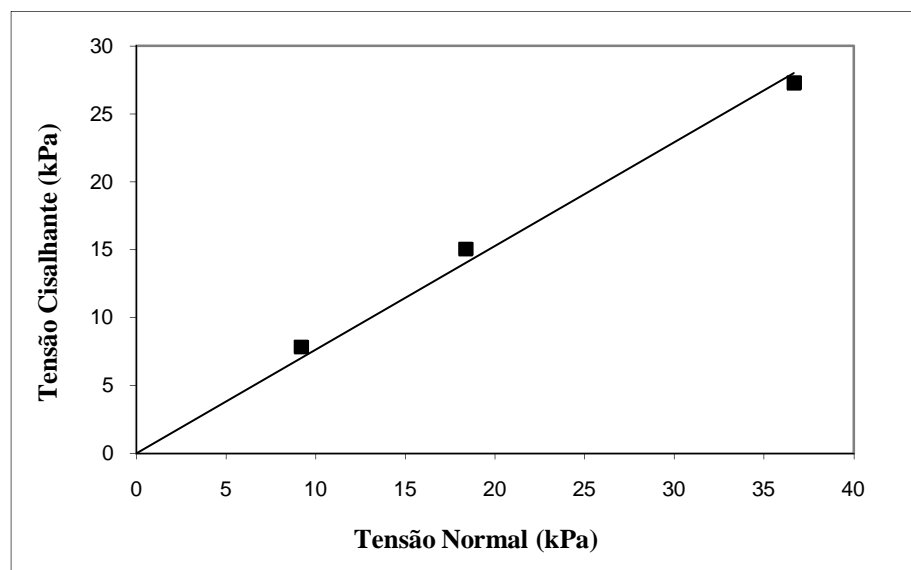


Gráfico: tensão cisalhante x deslocamento horizontal



Envoltória de ruptura

This document was created with Win2PDF available at <http://www.win2pdf.com>.
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.
This page will not be added after purchasing Win2PDF.