



Universidade Federal
do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

ESTUDO SOBRE OS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DA AREIA DE HOKKSUND

George Lício Vieira Teles

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

Orientador:

Prof. Leonardo De Bona Becker, D. Sc.

Rio de Janeiro
Abril de 2013

ESTUDO SOBRE OS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE
DA AREIA DE HOKKSUND

George Lício Vieira Teles

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

Examinada por:

Prof. Leonardo De Bona Becker, D. Sc.

Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, D. Sc.

Prof. Marcos Barreto de Mendonça, D. Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
ABRIL de 2013

Teles, George Lício Vieira

Estudo sobre os Parâmetros de Resistência e Deformabilidade da Areia de Hokksund / George Lício Vieira Teles. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2013.

xiii, 87 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Leonardo De Bona Becker

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2013.

Referências Bibliográficas: p. 85-86.

1. Parâmetros de resistência. 2. Parâmetros de deformabilidade. 3. Areia de Hokksund. 4. Ensaios de laboratório.

I. Becker, Leonardo De Bona. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, autor de tudo, por todos os desafios, acertos e erros, facilidades e dificuldades, de modo a possibilitar que a vida não perca a graça nem seu sentido. Também à Virgem Maria por toda interseção e proteção que me acompanham desde sempre.

Aos meus pais Francisco Teles e Lucineide Teles por toda dedicação, sacrifícios, educação, paciência e amor que me fizeram tê-los como exemplo de humanidade. Também à minha irmã Larisa Teles por todo apoio e conselhos fundamentais em minha vida acadêmica.

Ao meu orientador Leonardo Becker por todo conhecimento compartilhado, disponibilidade, atenção, empenho, compromisso com o ensino e condutas éticas e profissionais exemplares.

A todos os professores e bolsistas do Laboratório de Mecânica dos Solos Fernando Emmanuel Barata pelo companheirismo, cooperação e auxílio nos ensaios de laboratório e trocas de conhecimento.

Aos meus amigos de graduação que me acompanharam e com cada risada, ajuda e motivação tornaram menos árdua a jornada de estudos durante todos esses anos de faculdade.

À minha namorada Ana Rachel por toda compreensão e paciência mostrando que, às vezes, estar longe é a maior forma de estar junto de mim me apoiando na corrida contra o tempo para a conclusão desse trabalho.

Aos meus outros amigos que não me deixaram esquecer que a grandeza da vida vai além de um diploma.

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

ESTUDO SOBRE OS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DA AREIA DE HOKKSUND

George Lício Vieira Teles

Abril/2013

Orientador: Leonardo De Bona Becker

Curso: Engenharia Civil

Neste trabalho foram determinados os parâmetros de resistência e deformabilidade da areia de Hokksund que é utilizada na câmara de calibração da COPPE/UFRJ, através de ensaios de cisalhamento direto, cisalhamento simples, compressão triaxial e compressão oedométrica. Nos ensaios foram utilizados equipamentos automatizados e equipamentos convencionais.

Através de ensaios de cisalhamento direto foi determinada a relação entre o ângulo de atrito e a compacidade relativa ($\phi' = 35^\circ, 40^\circ$ e 45° para $CR = 50\%, 73\%$ e 95% , respectivamente). Através do ensaio de compressão triaxial foi determinado um ângulo de atrito de $\phi' = 45^\circ$ para $CR = 99\%$.

Também foi determinado o módulo da areia para diversas condições de contorno. Nos ensaios triaxiais, foram obtidos valores do módulo secante à metade da tensão desviadora de ruptura (E_{50}) de 20, 46 e 194MPa para $\sigma_c' = 25\text{kPa}, 50\text{kPa}$ e 200kPa , respectivamente. O módulo cisalhante foi determinado através de ensaios de cisalhamento simples, obtendo-se $G_{\text{sec}} = 3, 5$ e 8MPa para tensões de 50, 100 e 400kPa. O módulo para compressão confinada foi determinado através de ensaios oedométricos convencionais, obtendo-se $E_{\text{oed}} = 14\text{MPa}$. Foram apresentadas comparações entre os módulos cisalhante e de compressão oedométrica com valores obtidos a partir da aplicação de formulações da teoria da elasticidade aos resultados dos ensaios triaxiais, constatando-se boa concordância somente para níveis de tensão reduzidos.

Palavras-chave: parâmetros de resistência, parâmetros de deformabilidade, areia de Hokksund, cisalhamento direto, cisalhamento simples, compressão triaxial, ensaio oedométrico.

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

STUDY OF HOKKSUND SAND'S RESISTANCE AND DEFORMABILITY PARAMETERS

George Lício Vieira Teles

Abril/2013

Advisor: Leonardo De Bona Becker

Course: Civil Engineering

In this work, strength and deformability of Hokksund sand were determined. This particular sand is used in the Calibration Chamber of COPPE/UFRJ. The parameters were obtained by direct shear and direct simple shear tests, triaxial compression and oedometric compression. Two conventional and two fully automated devices were used to conduct the tests.

A relation between angle of friction and relative density was obtained by direct shear tests ($\phi' = 35^\circ$, 40° e 45° for $D_r = 50\%$, 73% and 95% , respectively). The friction angle in triaxial compression tests was $\phi' = 45^\circ$ for $D_r = 99\%$.

The sand's modulus were also determined for several boundary conditions. The secant modulus for half the failure stress (E_{50}) was determined by triaxial tests (20, 46 and 194MPa for $\sigma_c' = 25\text{kPa}$, 50kPa e 200kPa , respectively). The shear modulus was determined by direct simple shear tests ($G_{\text{sec}} = 3, 5$ e 8MPa). The oedometric compression modulus (E_{oed}) was based on oedometric tests ($E_{\text{oed}} = 14\text{MPa}$). Estimates of oedometric compression modulus and shear modulus based on elastic formulations applied to triaxial tests showed good concordance with previous values only for low stress levels.

Keywords: resistance parameters, deformability parameters, Hokksund sand, direct shear, direct simple shear, triaxial compression, oedometric test.

SUMÁRIO

1. Introdução	1
1.1. Objetivos	4
1.2. Metodologia	4
1.3. Organização	4
2. Revisão bibliográfica	6
2.1. Parâmetros de resistência	6
2.2. Parâmetros de deformabilidade	8
2.3. Mecanismos de deformação	11
2.3.1. Deformação volumétrica em compressão isotrópica	12
2.3.2. Comportamento tensão-deformação em compressão confinada	12
2.3.3. Comportamento tensão deformação em compressão triaxial	13
2.3.3.1. Comportamento durante o estágio inicial	15
2.3.3.2. Comportamento no pico e próximo a ele	15
2.3.3.3. Condição última	18
2.4. Efeito da tensão confinante	19
2.5. Efeito da compacidade, tamanho e forma dos grãos	19
2.6. Efeito da forma de carregamento	21
2.7. Parâmetros e propriedades da areia de Hokksund	22
3. Ensaio de laboratório e resultados	23
3.1. Cisalhamento direto	23

3.1.1.	Preparação do corpo de prova	24
3.1.2.	Execução do ensaio	26
3.1.3.	Tratamento de dados	28
3.1.4.	Resultados	30
3.2.	Cisalhamento simples	34
3.2.1.	Preparação do corpo de prova	35
3.2.2.	Execução do ensaio	36
3.2.3.	Tratamento de dados	39
3.2.4.	Resultados	40
3.3.	Compressão triaxial	42
3.3.1.	Calibração dos equipamentos	42
3.3.1.1.	Célula de carga	42
3.3.1.2.	Transdutor de volume	45
3.3.1.3.	Transdutor de pressão	46
3.3.2.	Obtenção de água desaerada	49
3.3.3.	Preparação do corpo de prova	51
3.3.4.	Execução do ensaio	58
3.3.5.	Tratamento de dados	62
3.3.6.	Resultados	64
3.4.	Compressão oedométrica	66
3.4.1.	Preparação do corpo de prova	66
3.4.2.	Execução do ensaio	67

3.4.3. Tratamento de dados	68
3.4.4. Resultados	69
4. Análise dos resultados	71
4.1. Cisalhamento direto	71
4.2. Cisalhamento simples	72
4.3. Compressão triaxial	75
4.4. Comparação de ϕ' entre os diferentes ensaios	75
4.5. Comparação de ϕ' com os resultados do NGI	76
4.6. Comparação de G_{sec} obtido no cisalhamento simples com o triaxial	77
4.7. Comparação de E_{oed} obtido na prensa com o triaxial	80
5. Conclusão	83
6. Referências bibliográficas	85
Anexo (calibrações)	87

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1.1 - Câmara de calibração em corte (COPPETEC, 2008 modificado)</i>	1
<i>Figura 1.2 - Equipamento Shear Trac-II configurado para ensaios de cisalhamento direto.</i>	2
<i>Figura 1.3 - Equipamento Shear Trac-II configurado para ensaios de cisalhamento simples.</i>	3
<i>Figura 1.4 - Equipamento Load Trac-II e Flow Trac-II para ensaios triaxiais.</i>	3
<i>Figura 2.1 – Força de atrito (T) evitando o deslizamento do bloco</i>	7
<i>Figura 2.2 – Módulo de Elasticidade (LAMBE e WHITMAN, 1969)</i>	8
<i>Figura 2.3 – Coeficiente de Poisson</i>	9
<i>Figura 2.4 – Módulo Cisalhante (LAMBE e WHITMAN, 1969)</i>	10
<i>Figura 2.5: Módulo de compressão oedométrica (LAMBE e WHITMAN, 1969)</i>	10
<i>Figura 2.6 – Módulos tangente e secante</i>	11
<i>Figura 2.7: Colapso de arranjo instável de areia (LAMBE e WHITMAN, 1969)</i>	12
<i>Figura 2.8: Curva tensão-deformação por compressão confinada - areia de Ottawa (LAMBE e WHITMAN, 1969)</i>	13
<i>Figura 2.9: Ensaio triaxial em areia da Líbia (LAMBE e WHITMAN, 1969)</i>	14
<i>Figura 2.10: Deformações em um conjunto de esferas. (a) Estado inicial compacto; (b) Condição fofa – deformação uniforme; (c) Condição fofa – deformação não uniforme; (d) Comportamento de um elemento (LAMBE e WHITMAN, 1969)</i>	16
<i>Figura 2.11: Exemplo de interlocking. (a) Deslizamento sobre superfície lisa; (b) Superfícies com pequeno grau de interlocking; (c) Superfície com alto grau de interlocking (LAMBE e WHITMAN, 1969)</i>	17
<i>Figura 2.12: Ensaio de compressão triaxial em areia compacta ($e_0=0,605$) e areia fofa ($e_0=0,834$) (LAMBE e WHITMAN, 1969)</i>	18
<i>Figura 2.13: Gráfico ângulo de atrito x índice de vazios inicial em areia média (ROWE, 1962 apud LAMBE e WHITMAN, 1969)</i>	20
<i>Figura 2.14: Gráfico porosidade inicial x ângulo de atrito mostrando a variação do ângulo de atrito entre ensaio triaxial e com deformação plana (LAMBE e WHITMAN, 1969)</i>	21
<i>Figura 2.15: Gráfico compacidade relativa x ângulo de atrito mostrando a variação do ângulo de atrito entre ensaio triaxial e com deformação plana (CORNFORTH, 2005)</i>	22
<i>Figura 3.1: Caixa de cisalhamento e seus componentes</i>	24
<i>Figura 3.2: Pluviação para obtenção de corpo de prova</i>	25
<i>Figura 3.3: Layout do software SHEAR para ensaio de cisalhamento direto</i>	27

<i>Figura 3.4: Dados fornecidos pelo SHEAR após o ensaio</i>	30
<i>Figura 3.5: Gráfico deslocamento horizontal x tensão cisalhante para $CR_{média}=95\%$</i>	31
<i>Figura 3.6: Gráfico deslocamento horizontal x deslocamento vertical para $CR_{média}=95\%$</i>	31
<i>Figura 3.7: Gráfico deslocamento horizontal x tensão cisalhante para $CR_{média}=73\%$</i>	32
<i>Figura 3.8: Gráfico deslocamento horizontal x deslocamento vertical para $CR_{média}=73\%$</i>	32
<i>Figura 3.9: Gráfico deslocamento horizontal x tensão cisalhante para $CR_{média}=50\%$</i>	33
<i>Figura 3.10: Gráfico deslocamento horizontal x deslocamento vertical para $CR_{média}=50\%$</i>	33
<i>Figura 3.11: Envoltória de resistência da areia de Hokksund</i>	34
<i>Figura 3.12: Ensaio de cisalhamento simples</i>	35
<i>Figura 3.13: (a) (b) e (c): peças usadas na moldagem de corpo de prova para ensaio de cisalhamento simples, (d) haste a ser acoplada ao topcap</i>	35
<i>Figura 3.14: Rotação dos anéis superiores (OLIVEIRA et al, 2010)</i>	38
<i>Figura 3.15: Gráfico tensão cisalhante x deformação cisalhante para $CR_{média}=101\%$</i>	40
<i>Figura 3.16: Gráfico deslocamento vertical x deformação cisalhante para $CR_{média}=101\%$</i>	41
<i>Figura 3.17: Envoltória de ruptura da areia de Hokksund</i>	41
<i>Figura 3.18: Prensa de adensamento (esquerda) usada para calibração e placa com porca utilizada para posicionamento da célula de carga</i>	43
<i>Figura 3.19: Balança com resolução de 0,01g (esquerda) e com resolução de 5g (direita)</i>	43
<i>Figura 3.20: Nível de bolha para verificação da horizontalidade</i>	44
<i>Figura 3.21: Proveta utilizada para ratificação do medidor de volume</i>	46
<i>Figura 3.22: Manômetro digital utilizado para calibração do FlowTrac-II</i>	47
<i>Figura 3.23: Software triaxial.exe utilizado para calibração do FlowTrac-II</i>	48
<i>Figura 3.24: Coleta cuidadosa de água destilada (esquerda) e aplicação de vácuo e aquecimento (direita)</i>	50
<i>Figura 3.25: Banho-maria para redução da temperatura da água desaerada</i>	50
<i>Figura 3.26: Montagem para obtenção da área efetiva</i>	51
<i>Figura 3.27: Determinação da área efetiva</i>	52
<i>Figura 3.28: Determinação da altura meta do corpo de prova com paquímetro</i>	53
<i>Figura 3.29: Alturas h_2 (a) e h_1 (b) para determinação da altura do corpo de prova</i>	54
<i>Figura 3.30: Adesão da membrana ao molde com auxílio de bomba de vácuo</i>	54
<i>Figura 3.31: Detalhe da moldagem de corpo de prova arenoso</i>	55
<i>Figura 3.32: Célula triaxial com corpo de prova envolvido por água</i>	56
<i>Figura 3.33: Saturação por percolação com $h < h_{crit}$</i>	57
<i>Figura 3.34: Saturação por sucção</i>	58

<i>Figura 3.35: Layout do programa triaxial.exe</i>	59
<i>Figura 3.36: Caso (a) – triaxial regular antes do cisalhamento; caso (b) – triaxial regular após o cisalhamento; caso (c) – série de testes de B em um corpo de prova em carregamento; caso (d) – série de testes de B em um corpo de prova em descarregamento .</i>	60
<i>Figura 3.37: Faixa de variação de valores de B para diferentes graus de saturação (BLACK e LEE, 1973, modificado)</i>	61
<i>Figura 3.38: Gráfico tensão desviadora x deformação axial para $CR_{média}=99\%$</i>	65
<i>Figura 3.39: Gráfico deformação volumétrica x deformação axial para $CR_{média}=99\%$</i>	65
<i>Figura 3.40: Envoltória p' x q obtida com ensaios triaxiais CID</i>	66
<i>Figura 3.41: Moldagem de corpo de prova para ensaio de compressão oedométrica</i>	67
<i>Figura 3.42: Gráfico tensão vertical x deformação axial para $CR=75\%$</i>	69
<i>Figura 3.43: Gráfico tensão vertical x deformação axial para $CR=84\%$</i>	70
<i>Figura 3.44: Gráfico tensão vertical x deformação axial para $CR=77\%$</i>	70
<i>Figura 4.1: Variação do ângulo de atrito com a compacidade média</i>	72
<i>Figura 4.2: Gráfico módulo cisalhante secante x deformação cisalhante secante para $CR_{média}=101\%$</i>	73
<i>Figura 4.3: Hipóteses para interpretação de ϕ (DE JOSSELIN DE JONG, 1971)</i>	74
<i>Figura 4.4: Gráfico da hipótese 3 de De Josselin de Jong (1971)</i>	74
<i>Figura 4.5: Comparação das diversas determinações do ângulo de atrito</i>	76
<i>Figura 4.6: Valores do índice de rigidez para solos não coesivos selecionados (VESIC, 1975 apud KULHAWY e MAYNE, 1990 modificado)</i>	78
<i>Figura 4.7: Equação para estimativa de I_r em função da tensão octaédrica efetiva</i>	78
<i>Figura 4.8: Comparação entre o módulo cisalhante medido no ensaio DSS e triaxial</i>	79
<i>Figura 4.9: Módulo cisalhante estimado com compressão triaxial</i>	80
<i>Figura 4.10: Módulo de compressão oedométrica medido com ensaio oedométrico</i>	81
<i>Figura 4.11: Módulo de compressão oedométrica estimado com compressão triaxial</i>	81

LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 2.1: Valores típicos de ângulos de atrito interno de areias (PINTO, 2006)</i>	20
<i>Tabela 3.1: Ensaio de cisalhamento direto com equipamento Shear Trac-II</i>	28
<i>Tabela 3.2: Ensaio de cisalhamento simples com equipamento Shear Trac-II</i>	38
<i>Tabela 3.3: Constantes de calibração da célula de carga do Load Trac-II</i>	44
<i>Tabela 3.4: Constante de calibração do volume do Flow Trac-II</i>	46
<i>Tabela 3.6: Ensaio de compressão triaxial CID</i>	62
<i>Tabela 3.7: Ensaio de compressão oedométrica</i>	68
<i>Tabela 4.1: Classificação das areias segundo a compactidade (PINTO, 2006)</i>	71

1. Introdução

A Câmara de Calibração de grandes dimensões é um equipamento que permite a simulação de diversos problemas de engenharia ligados à geotecnia como realização de ensaios de cones, SPT, etc. Este aparato pertencia ao Instituto Norueguês de Geotecnia (NGI), como pode ser visto na figura 1.1. Em 1995, a Câmara de Calibração foi doada à COPPE/UFRJ.

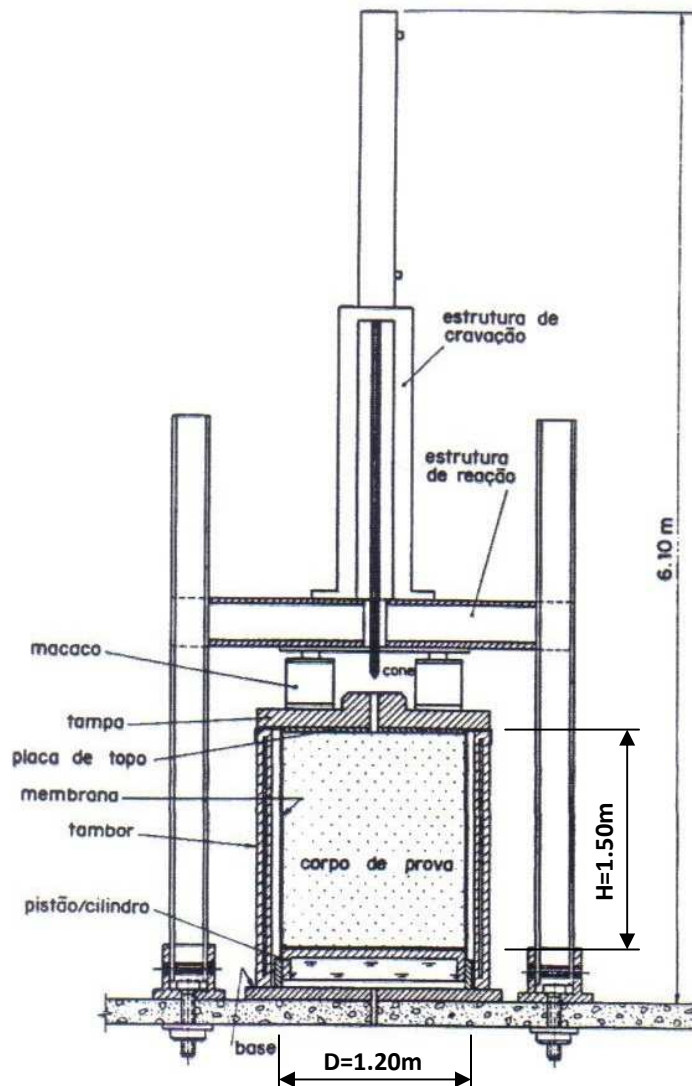


Figura 1.1 - Câmara de calibração em corte (COPPETEC, 2008 modificado)

As modelagens executadas na câmara são de grandes dimensões. Os corpos de prova são granulares de 1,20m de diâmetro e 1,50m de altura, em condições desde fofas até muito compactas. Os corpos de prova podem ser configurados a estados de tensões ou deformações

conhecidos, criando-se ainda uma condição de pré-adensamento, permitindo que se controlem as condições de contorno (COPPETEC, 2008).

O objetivo dos ensaios na câmara é a calibração do equipamento ensaiado (CPT, SPT). Para tanto, além do estado de tensões, deve-se conhecer as características do material utilizado. Como estudos preliminares, adotou-se então a areia da cidade norueguesa de Hokksund, pois esta já foi amplamente ensaiada na Noruega e também foram importados alguns tonéis dessa areia para determinação de seus parâmetros de resistência e deformabilidade no Brasil. Posteriormente, pretende-se realizar ensaios na câmara utilizando-se areias brasileiras.

Foram realizados diversos ensaios com a areia de Hokksund a fim de determinar seus parâmetros e compará-los com os diferentes tipos de ensaio e com o esperado pela literatura. Esses ensaios foram executados com equipamentos automatizados da marca Geocomp Ltd. Os equipamentos utilizados estão ilustrados nas figuras 1.2 a 1.4 abaixo:



Figura 1.2 - Equipamento Shear Trac-II configurado para ensaios de cisalhamento direto.



Figura 1.3 - Equipamento Shear Trac-II configurado para ensaios de cisalhamento simples.



Figura 1.4 - Equipamento Load Trac-II e Flow Trac-II para ensaios triaxiais.

1.1.Objetivos

Este trabalho tem os objetivos de obter os parâmetros de resistência e de deformabilidade da areia de Hokksund; comparar os resultados com o esperado pela literatura e com os parâmetros obtidos no Norwegian Geotechnical Institute (NGI).

1.2.Metodologia

A metodologia empregada neste trabalho para se atingir os objetivos almejados foi a realização de ensaios de cisalhamento direto, ensaios de cisalhamento simples e ensaios de compressão triaxial. Adicionalmente, foram realizados ensaios de compressão oedométrica para obtenção do módulo de compressão oedométrica, a fim de enriquecer a comparação do parâmetro de deformabilidade.

Como este trabalho é baseado em ensaios de laboratório, também foi feita calibração dos equipamentos sempre que necessário no intuito de que os resultados obtidos representassem a realidade da forma mais acurada quanto possível.

Durante toda a elaboração do trabalho foi realizada pesquisa bibliográfica a fim de apresentar a base teórica necessária para o entendimento dos resultados obtidos.

1.3.Organização

O capítulo 2 deste trabalho apresenta uma revisão bibliográfica sobre parâmetros de resistência e deformabilidade de areias e sua variação em função da compactidade, tensão confinante, granulometria, forma dos grãos e o tipo de ensaio utilizado para sua determinação.

São apresentadas no capítulo 3 todas as metodologias utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto, cisalhamento simples, compressão triaxial e compressão oedométrica realizados com a areia de Hokksund no Laboratório de Mecânica dos Solos Fernando Emmanuel Barata, na UFRJ. Também serão expostas observações de ordem prática para execução dos ensaios em laboratório, abordados nesse trabalho, decorrentes das dificuldades encontradas em alguns procedimentos.

No capítulo 4 são analisados os parâmetros de resistência e deformabilidade determinados. É feita análise desses parâmetros obtidos com diferentes ensaios, pois o tipo de ensaio executado tem influência sobre o resultado obtido. Comparam-se ainda esses parâmetros obtidos na UFRJ com os obtidos no NGI e com o esperado pela literatura consagrada da Mecânica dos Solos.

O capítulo 5 apresenta as conclusões e sugestões decorrentes da elaboração deste trabalho.

Todas as referências bibliográficas encontram-se listadas no capítulo 6.

As constantes de calibração dos equipamentos utilizados para realização deste trabalho encontram-se em anexo.

2. Revisão bibliográfica

Para análise do comportamento dos solos e aplicação da teoria da elasticidade é necessário o conhecimento de seus parâmetros de resistência e de deformabilidade. Os parâmetros de resistência do solo indicam a tensão máxima de cisalhamento que o solo consegue suportar sem ocorrência de colapso. Já os parâmetros de deformabilidade indicam a magnitude e o sentido das deformações que ocorrerão no solo devido a um determinado estado de tensões aplicado.

2.1. Parâmetros de resistência

Quando se utiliza o critério de resistência de Mohr-Coulomb, a resistência dos solos é definida pelos parâmetros ângulo de atrito (ϕ) e intercepto de coesão (c). O atrito está vinculado à tensão normal aplicada ao solo. Há duas leis básicas sobre o atrito que seguem abaixo:

- a) A resistência ao cisalhamento entre dois corpos é proporcional à força normal entre esses dois corpos
- b) A resistência ao cisalhamento entre dois corpos é independente das dimensões desses dois corpos.

A coesão é a parcela de resistência independente da tensão normal aplicada ao solo. Geralmente, a resistência ao cisalhamento dos solos se deve principalmente ao atrito, cabendo à coesão apenas uma pequena contribuição. No caso das areias, como será abordado nesse trabalho, a resistência por coesão é muito pequena, geralmente sendo adotada coesão nula para solos arenosos.

Para entender o ângulo de atrito, podemos fazer uma analogia a um problema clássico de física ilustrado na figura 2.1: deslizamento de um corpo em um plano inclinado rugoso.

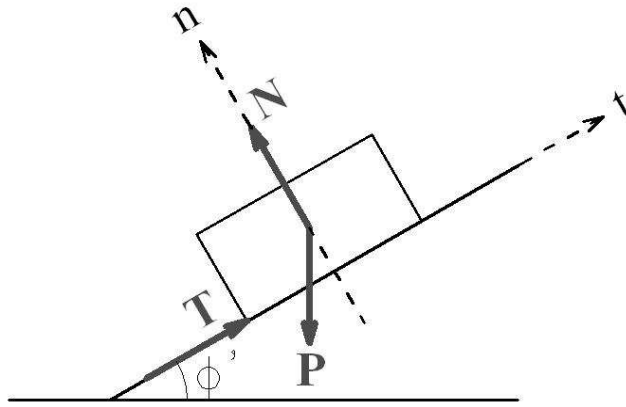


Figura 2.1 – Força de atrito (T) evitando o deslizamento do bloco

Sendo o corpo de peso P apoiado sobre o plano inclinado e N a força normal ao plano, o deslizamento deve ser evitado pela força T, decorrente do atrito entre o corpo e o plano inclinado. Tomando os eixos n e t normal e paralelo, respectivamente, ao plano inclinado como referências para as equações de equilíbrio da mecânica estática, chegamos à conclusão que, no momento em que ocorre o deslizamento:

$$T = N \times \text{tg}(\phi') \quad (2.1)$$

Isso mostra a proporcionalidade entre a resistência por atrito e a tensão normal ponderada pela tangente do ângulo de atrito. A situação-limite da figura 2.1 mostra a resistência máxima por atrito e essa inclinação máxima, por analogia, representa o ângulo de atrito.

O fenômeno de atrito nos solos é diferente do fenômeno de atrito entre dois corpos. Isso ocorre porque o solo é um sistema de partículas, composto por diversos grãos que deslizam entre si e rolam uns sobre os outros e há presença de vazios que vão sendo preenchidos por esses grãos. Entretanto, buscam-se formulações que descrevam de forma simplificada as condições em que ocorre a ruptura dos materiais. O estudo da resistência ao cisalhamento do solo é baseado na análise do estado de tensão que provoca a ruptura.

O critério de Coulomb diz que o solo não sofrerá ruptura se a tensão cisalhante decorrente de uma tensão normal não for maior que um valor dado pela expressão da reta $c + f \cdot \sigma$, sendo c e f constantes do material. Já o critério de Mohr fala que não haverá ruptura desde que o círculo representativo do estado de tensões estiver no interior de uma curva envoltória, que é formada por estados de tensão de ruptura obtidos experimentalmente. Como envoltórias curvas são de difícil aplicação, estas foram substituídas por retas, criando-se um

novo critério onde a envoltória de Mohr passa a ser análoga a de Coulomb. Este critério simplificado é conhecido como critério Mohr-Coulomb.

2.2. Parâmetros de deformabilidade

No âmbito da teoria da Elasticidade Linear, deformabilidade dos solos é definida pelos parâmetros básicos: o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν). As deformações causadas no solo dependem de sua composição, índice de vazios, histórico de tensões e maneira de aplicação da tensão (LAMBE e WHITMAN, 1969). É sabido que o solo não tem comportamento elástico linear. Isso significa que os valores de E e ν não são constantes e que parte das deformações é irreversível (plástica). Entretanto, as análises não lineares-elastoplásticas são complexas. Pode-se simplificar o problema aproximando-se para trechos lineares na faixa de tensões em estudo desde que as deformações sejam pequenas e que o carregamento seja monotônico.

O módulo de elasticidade (E), também conhecido como módulo de Young, estabelece a relação entre a tensão normal e a deformação proveniente dessa tensão em sua direção. A figura 2.2 ilustra esta situação e sua fórmula é definida por:

$$E = \frac{\sigma_z}{\epsilon_z} \quad (2.2)$$

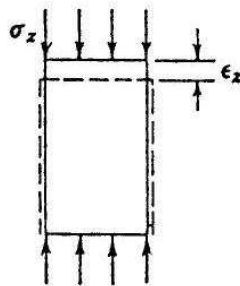


Figura 2.2 – Módulo de Elasticidade (LAMBE e WHITMAN, 1969)

O coeficiente de Poisson (ν) mede a deformação transversal para a aplicação de uma carga longitudinal através da relação entre deformações ortogonais.

$$\nu = - \frac{\epsilon_{transversal}}{\epsilon_{longitudinal}} \quad (2.3)$$

O sinal negativo está incluído na fórmula porque as deformações transversais e longitudinais possuem sinais opostos.

Para as deformações iniciais, onde é aproximadamente válida a teoria da elasticidade, o coeficiente de Poisson varia com a deformação. Na areia, o coeficiente de Poisson fica constante somente para grandes deformações (que implicam a ruptura do solo), sendo um valor maior que 0,5; o que ocorre quando há expansão do material. O coeficiente de Poisson será menor que 0,5 somente durante os primeiros estágios de tensão, onde há a redução de volume do material.

Devido a esse comportamento, a determinação exata do coeficiente de Poisson é muito difícil. Porém, como o valor de ν tem pouca influência nas previsões de engenharia, o desconhecimento do valor acurado desse parâmetro não chega a representar um grande problema. O coeficiente de Poisson está ilustrado na figura 2.3:

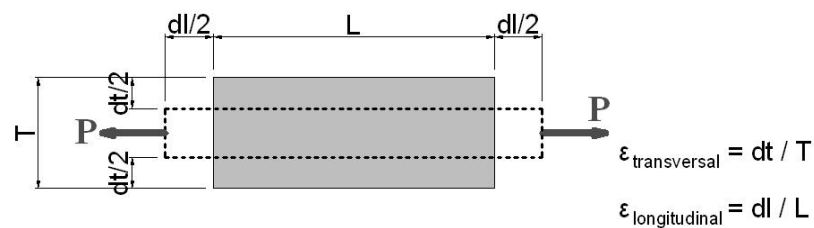


Figura 2.3 – Coeficiente de Poisson

Como mencionado anteriormente, os parâmetros de deformabilidade são E e ν . Porém, também se podem determinar parâmetros alternativos de rigidez como o módulo cisalhante (G) e módulo de compressão oedométrica (E_{oed}), definidos a partir de E e ν conforme formulações abaixo:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.4)$$

$$E_{oed} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \quad (2.5)$$

O módulo cisalhante (G) estabelece a relação entre a tensão cisalhante e a respectiva deformação cisalhante. Esta situação e sua fórmula estão ilustradas na figura 2.4 e fórmula 2.6, respectivamente:

$$G = \frac{\tau_{zx}}{\gamma_{zx}} \quad (2.6)$$

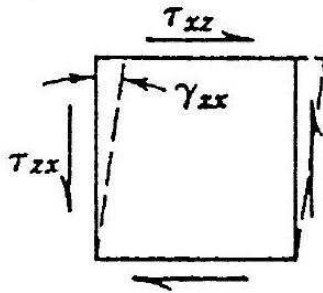


Figura 2.4 – Módulo Cisalhante (LAMBE e WHITMAN, 1969)

O módulo de compressão oedométrica (E_{oed}) estabelece a razão entre a tensão aplicada e a deformação na direção de aplicação da tensão, sendo o movimento nas outras duas direções restringido e, portanto, com deformações nulas. Esta situação e sua fórmula estão ilustradas na figura 2.5 e fórmula 2.7, respectivamente:

$$E_{oed} = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z} \quad (2.7)$$

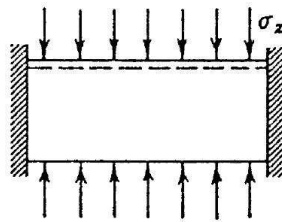


Figura 2.5: Módulo de compressão oedométrica (LAMBE e WHITMAN, 1969)

Com frequência, são usados para análise os termos módulo tangente ou módulo secante. O módulo tangente é a declividade de uma reta tangente à curva tensão-deformação em ponto específico da curva. Dessa forma, o valor do módulo tangente varia conforme o ponto analisado. Já o módulo secante é a declividade de uma reta obtida por dois pontos da curva tensão-deformação. O módulo secante também varia conforme os pontos analisados.

Ao se aproximar os pontos de obtenção do módulo secante, seu valor tende a igualar ao valor do módulo tangente. A figura 2.6 ilustra os módulos tangente e secante:

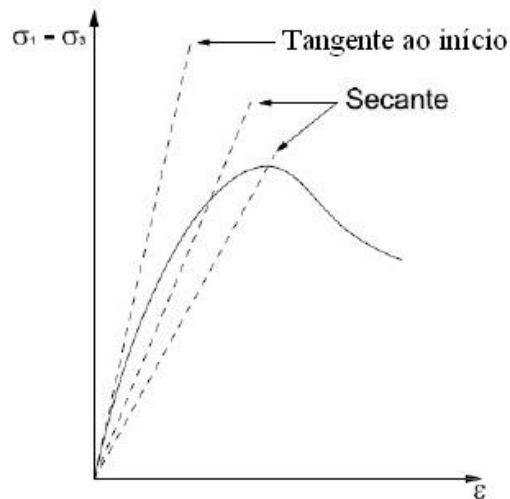


Figura 2.6 – Módulos tangente e secante

2.3.Mecanismos de deformação

Para os solos arenosos, existem basicamente dois mecanismos de deformação: a distorção e quebra individual do grão, e o movimento relativo devido ao deslizamento e rolamento entre os grãos. Esses dois mecanismos geralmente são dependentes entre si, como é ilustrado com um exemplo proposto por LAMBE E WHITMAN (1969) que é apresentado a seguir:

Supondo um material arenoso com arranjo dos grãos e submetido a forças como mostrado na figura 2.7, o arranjo se manterá estável se a rigidez dos grãos for suficiente para suportar as forças, evitando assim o deslizamento entre grãos. Caso contrário, o deslocamento individual do grão promove o deslizamento entre os grãos do arranjo, levando-o à instabilidade e colapso (tracejado na figura 2.7).

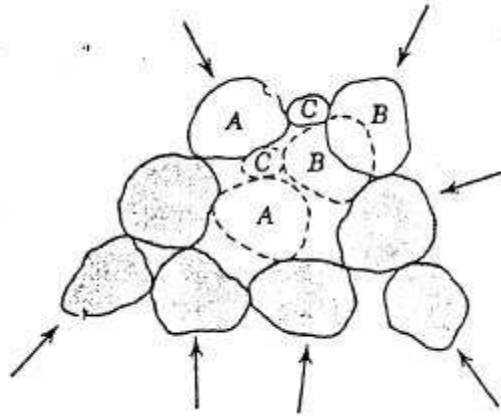


Figura 2.7: Colapso de arranjo instável de areia (LAMBE e WHITMAN, 1969)

Diversos modelos simplificados foram desenvolvidos para tentar explicar essa interação entre grãos. Porém, o fato é que, em um solo real, essa interação é muito complexa para ser analisada com qualquer modelo simplificado, pois em cada instante diferentes mecanismos estão atuando em diferentes partes do solo. Mesmo assim, os modelos simplificados servem como ferramentas para interpretação de resultados experimentais em solos reais. Alguns desses resultados obtidos com modelos simplificados foram apresentados por LAMBE e WHITMAN (1969) e serão listados abaixo.

2.3.1. Deformação volumétrica em compressão isotrópica

Nos materiais submetidos à compressão isotrópica podem ocorrer grandes deformações volumétricas por causa do rearranjo devido à compressão. Os grãos deslizam e rolam entre si e promovem forças tangenciais nas áreas de contato entre grãos. Entretanto, essa força cisalhante é, em média, nula. Assim, a tensão cisalhante em qualquer plano é nula, apesar de haver grandes forças cisalhantes em pontos individuais.

2.3.2. Comportamento tensão-deformação em compressão confinada

LAMBE e WHITMAN (1969) observaram três estágios de comportamento tensão-deformação na compressão confinada, os quais são indicados analisando o ensaio oedométrico em areia compacta da figura 2.8. Esse processo se repete para todos os solos granulares:

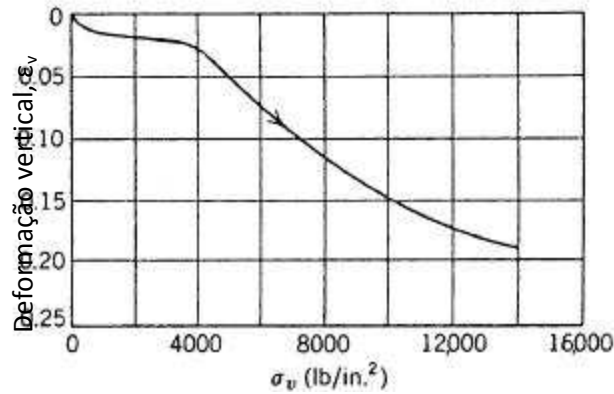


Figura 2.8: Curva tensão-deformação por compressão confinada - areia de Ottawa (LAMBE e WHITMAN, 1969)

1. Para tensões até aproximadamente 2000psi a curva tem sua concavidade para cima. A areia fica cada vez mais rígida conforme se aumenta a tensão. Esse comportamento é chamado de locking. Com o aumento progressivo da tensão, primeiramente a parcela fofa da areia irá romper e posteriormente a parte compacta. É atingido então um estágio onde a matriz compacta é firmemente comprimida, esmagando os pontos de contato, permitindo assim que os grãos deslizem mais
2. Começando por volta de 2000psi (13,8MPa), a concavidade da curva começa a ficar para baixo. Esse escoamento é decorrente das fraturas nos grãos que permitem agora um maior deslizamento
3. Com a quebra dos grãos, é possível um empacotamento mais firme entre os grãos. Como o número de grãos aumentou, a força média por contato diminui. Assim a areia novamente fica mais rígida com os acréscimos de tensões.

2.3.3. Comportamento tensão deformação em compressão triaxial

Para entender o comportamento da areia em uma compressão triaxial serão analisados os resultados de um ensaio de compressão triaxial também apresentado por LAMBE e WHITMAN (1969) na figura 2.9:

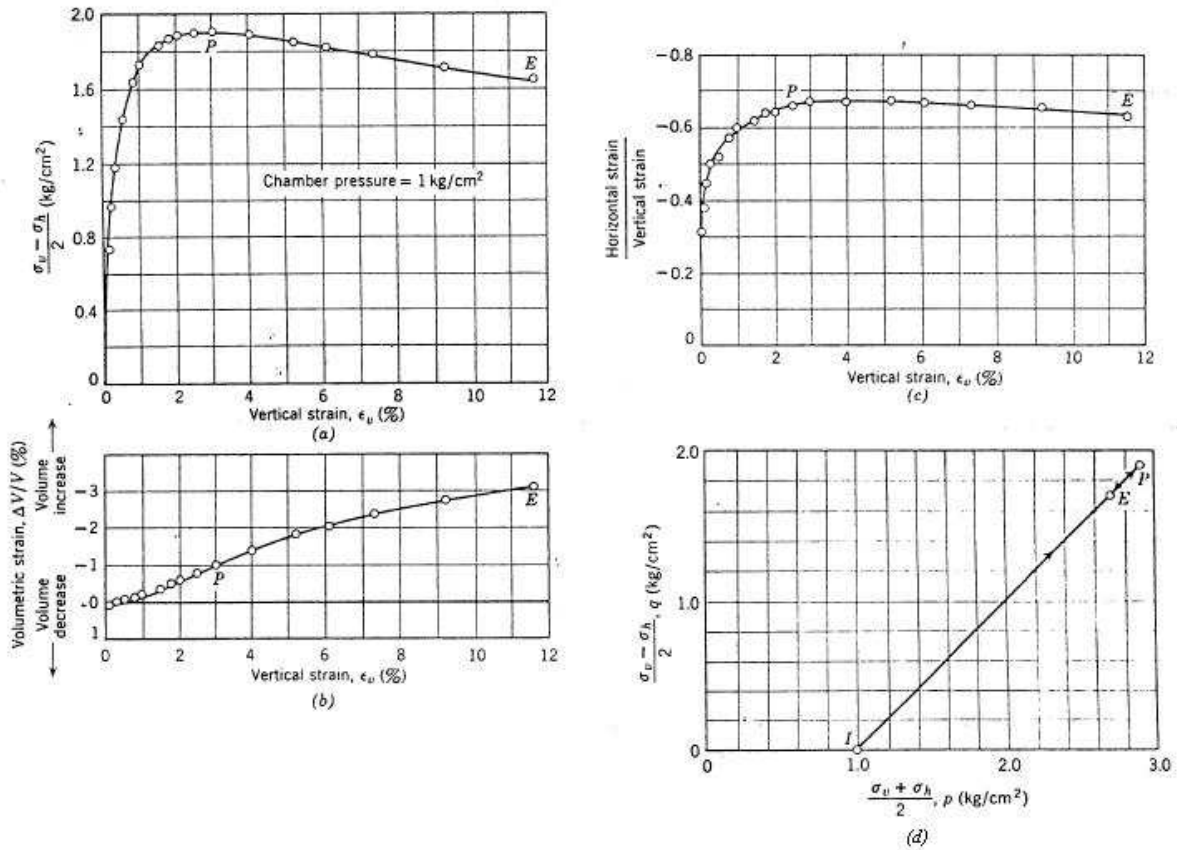


Figura 2.9: Ensaio triaxial em areia da Lúbia (LAMBE e WHITMAN, 1969)

Pode-se ver que a curva tensão-deformação é curva nas deformações iniciais e atinge seu pico com deformação vertical por volta de 3%. A partir daí, a resistência do solo cai até o fim do ensaio, arbitrariamente encerrado quando se atingiu uma deformação de 11,6%. Caso o ensaio tivesse prosseguido, a curva tensão-deformação teria se estabilizado em um valor constante de tensão. Para melhor entendimento desse comportamento, LAMBE e WHITMAN (1969) definem três estágios no processo de deformação:

1. Estágio inicial onde as deformações são muito pequenas. Para o ensaio da figura 2.9, esse trecho se estende até a deformação de 1%.
2. Um trecho onde o corpo de prova começa a escoar e inclui o pico e posterior decréscimo da resistência. Para o ensaio da figura 2.9, esse trecho está entre a deformação de 1% e o fim do ensaio.
3. Um trecho final onde a resistência é constante para sucessivas deformações. Esse trecho é conhecido como condição última.

A seguir são explicados os mecanismos que acontecem em cada um desses três estágios:

2.3.3.1. Comportamento durante o estágio inicial

Nesse trecho inicial o corpo de prova reduz levemente seu volume, como se pode ver na figura 2.9(b). O corpo de prova está levemente abaulado e a deformação horizontal é negativa. Porém, em módulo, a deformação horizontal é menor que a vertical, como pode ser observado na figura 2.9(c).

Nesse estágio, os grãos estão sendo empurrados (devido à compressão) para um arranjo mais compacto. Em geral, este comportamento também é observado na compressão confinada e na isotrópica.

2.3.3.2. Comportamento no pico e próximo a ele

É nesse estágio que o solo rompe. A tensão desviadora no pico da curva tensão-deformação (ponto P na deformação 3% da figura 2.9(a)) é chamada de resistência de pico do solo. O parâmetro q é comumente usado para descrever o caminho de tensões nos resultados de ensaios triaxiais. Este parâmetro será descrito com mais detalhes posteriormente. No momento, cabe apenas mencionar que o valor de q é metade do valor da tensão desviadora. No caso do ponto P da figura 2.9, q será a metade da *resistência de pico* e está relacionado à *resistência ao cisalhamento* do solo.

O comportamento nesse estágio é muito distinto do estágio inicial. Para entender essa diferença, estuda-se a deformação de um conjunto de esferas rígidas representado na figura 2.10. Quando as esferas compactas são comprimidas verticalmente, como na figura 2.10(d), a deformação só poderá acontecer se as esferas C e D moverem-se lateralmente. Consequentemente, haverá aumento de volume (podemos constatar isso observando o vazão entre as esferas antes e depois do movimento lateral decorrente da compressão nas partes (a) e (b) da figura 2.10). Esse processo é confirmado pela figura 2.9(b) onde vemos graficamente o aumento de volume resultante da compressão em areia compacta. Esse acréscimo volumétrico é conhecido como *dilatância*, nome dado por Osbourne Reynolds (LAMBE e WHITMAN, 1969).

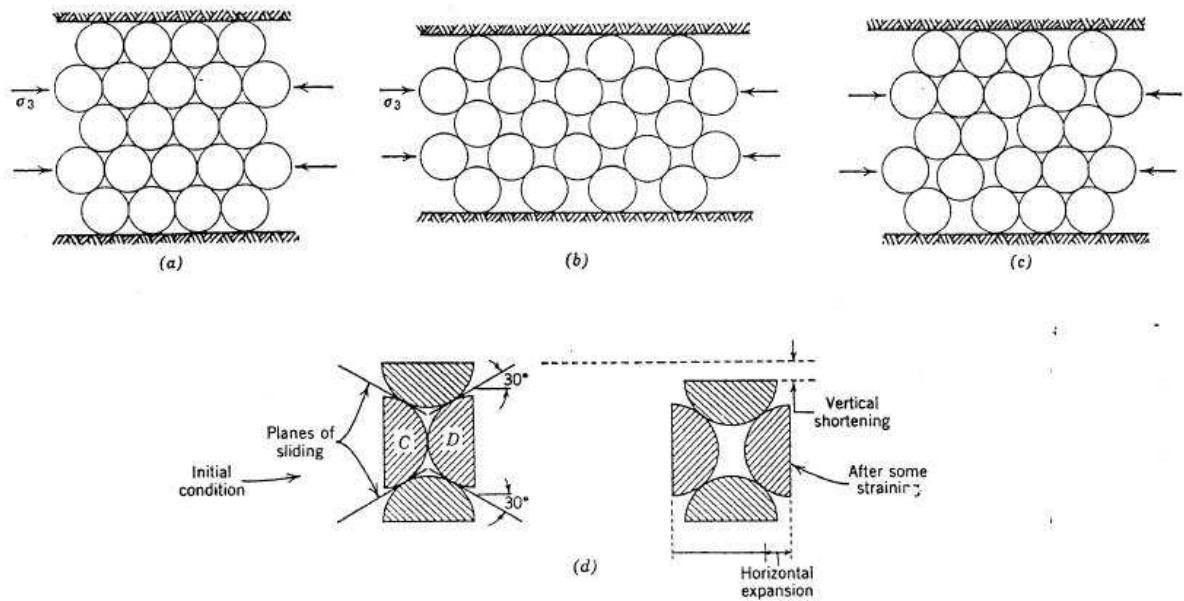


Figura 2.10: Deformações em um conjunto de esferas. (a) Estado inicial compacto; (b) Condição fofa – deformação uniforme; (c) Condição fofa – deformação não uniforme; (d) Comportamento de um elemento (LAMBE e WHITMAN, 1969)

Para entender a perda de resistência após o pico, será analisada a figura 2.11. A parte (a) mostra grãos de areia deslizando sobre uma superfície lisa. Nesse caso a resistência se dá pelo atrito mineral-mineral. No entanto, em uma situação real, as partes (b) e (c) representam melhor a realidade, pois também há os contatos entre os grãos que travam o arranjo, aumentando sua resistência. Esse travamento entre os grãos é conhecido como *interlocking*. Dessa forma, a resistência ao cisalhamento em solos reais é composta de duas parcelas: uma em função do ângulo de atrito mineral-mineral e outra relacionada ao grau de *interlocking*.

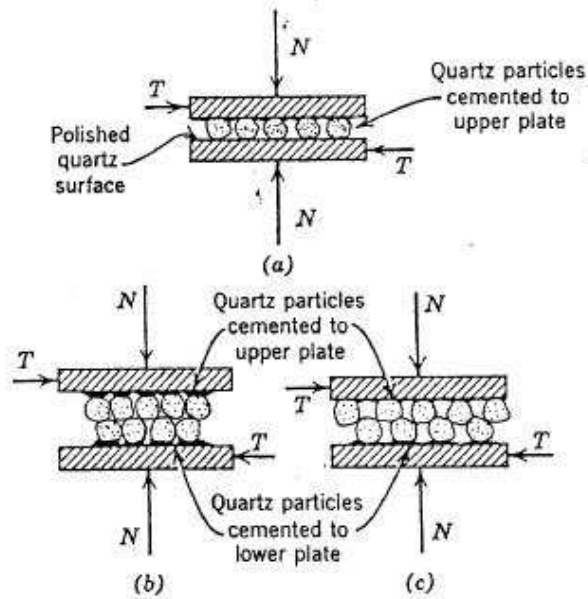


Figura 2.11: Exemplo de interlocking. (a) Deslizamento sobre superfície lisa; (b) Superfícies com pequeno grau de interlocking; (c) Superfície com alto grau de interlocking (LAMBE e WHITMAN, 1969)

Quanto maior for o grau de interlocking, maior será a resistência ao cisalhamento. Assim, considerando que o valor de N seja o mesmo para as partes (b) e (c) da figura 2.11, a parte (c) precisará de um valor de T maior que na situação da parte (b).

Supondo que a força T seja suficiente para provocar o movimento entre as placas da figura 2.11, o rearranjo promovido por esse deslocamento diminuirá o grau de interlocking. Consequentemente, a força T necessária para manter o movimento também irá diminuir. Portanto, a diminuição do fenômeno de interlocking induz uma queda na resistência após o pico observado na curva tensão-deformação.

Entendendo os mecanismos da *dilatância* e *interlocking*, podemos perceber que o índice de vazios inicial (e_0) tem grande influência sobre o comportamento do solo, pois, no caso da areia, é através desse parâmetro que se caracteriza a compactidade. Em corpos de prova compactos, um ensaio de compressão triaxial mostrará um pico de resistência com posterior queda na curva tensão-deformação. Porém, se o mesmo ensaio for realizado com o corpo de prova no estado fofo, a curva tensão-deformação não terá esse pico, mas se manterá constante após atingida a resistência de pico. A figura 2.12(a) mostra essas duas situações. Quanto à variação do volume, a figura 2.12(b) mostra para o estado compacto o aumento de volume anteriormente analisado. Já para um maior índice de vazios, ou seja, num estado mais

fofo, vemos que há uma pequena redução inicial de volume seguida de expansão e estabilização em volume praticamente igual ao inicial.

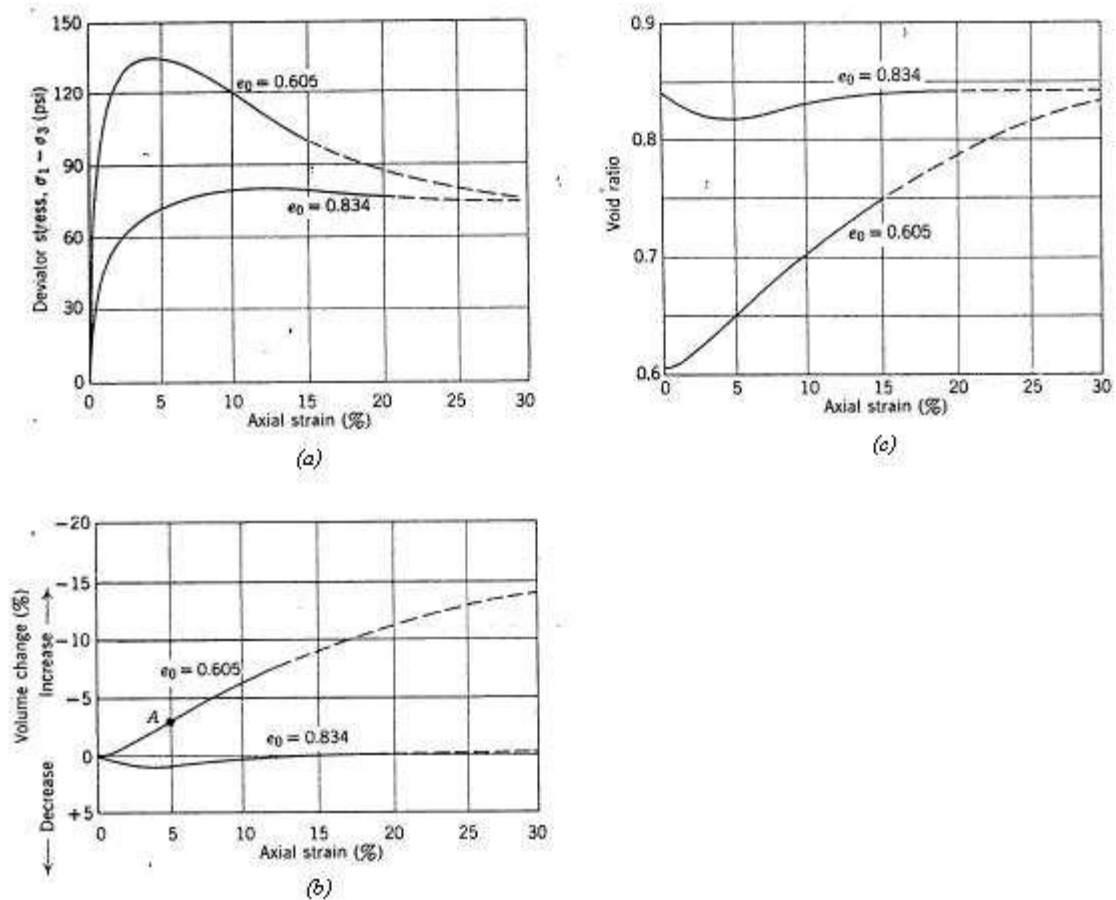


Figura 2.12: Ensaio de compressão triaxial em areia compacta ($e_0=0,605$) e areia fofa ($e_0=0,834$) (LAMBE e WHITMAN, 1969)

2.3.3.3. Condição última

Na condição última, o grau de interlocking já caiu ao seu mínimo. Nesse estágio, a deformação cisalhante progride sem mudança de volume. A parte (c) da figura 2.12 expõe a interessante constatação de que, quando submetidos ao mesmo estado de tensões, independentemente do índice de vazios inicial, os corpos de prova tenderão a ter o mesmo índice de vazios na condição última.

2.4.Efeito da tensão confinante

Para avaliar o efeito da tensão confinante (σ_c), pode-se fazer uma análise *normalizada*, ou seja, o valor de q é dividido por σ_c em todas as deformações axiais. Sobre a influência da tensão confinante sabe-se o seguinte:

1. Para maiores valores de σ_c , o pico normalizado é levemente mais baixo.
2. A tensão normalizada na condição última é independente de σ_c .
3. O aumento de volume é menor para maiores valores de σ_c .

Como visto anteriormente, a resistência dos solos granulares se deve basicamente ao atrito. Dessa forma, essa resistência será proporcional à força normal nos contatos. Por isso, a resistência aumenta conforme se aplica maiores valores de σ_c . Além disso, elevados valores de σ_c comprimem os pontos de contato, esmagam cantos angulosos e quebram os grãos. Isso faz com que o efeito de interlocking caia com o aumento da tensão confinante (LAMBE e WHITMAN, 1969).

2.5.Efeito da compacidade, tamanho e forma dos grãos

Conforme já vimos, a compacidade tem fundamental influência no comportamento da areia e sobre sua resistência. É de se imaginar então que haja alguma relação entre o índice de vazios inicial e o ângulo de atrito (figura 2.13). Percebeu-se que, quanto maior a compacidade (menor o índice de vazios inicial), maior será o ângulo de atrito.

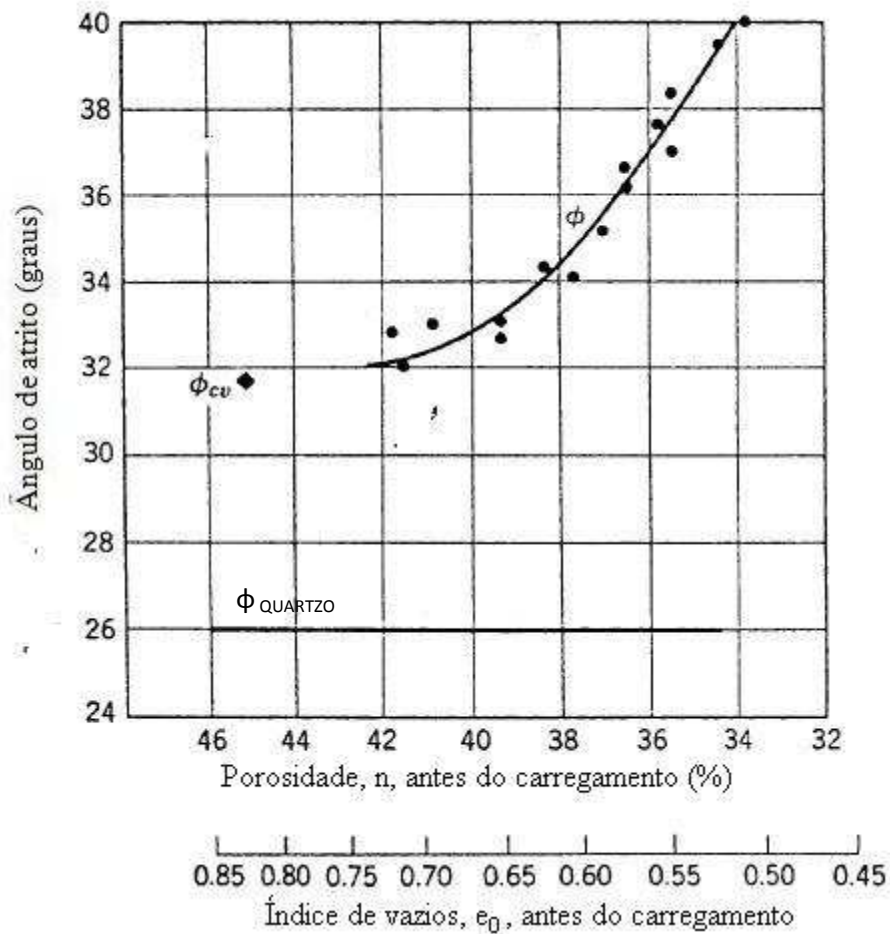


Figura 2.13: Gráfico ângulo de atrito \times índice de vazios inicial em areia média (ROWE, 1962 apud LAMBE e WHITMAN, 1969)

Além da compactidade, os fatores mais influentes sobre a resistência das areias são a granulometria e o formato dos grãos. Obviamente, o grau de influência desses fatores varia de solo para solo, porém, por observação de casos diversos é possível estimar o ângulo de atrito em função desses fatores. Esses valores típicos são apresentados na Tabela 2.1:

Tabela 2.1: Valores típicos de ângulos de atrito interno de areias (PINTO, 2006)

		Compacidade	
		fofo	a compacto
Areia bem graduada	de grãos angulares	37	a 47
	de grãos arredondados	30	a 40
Areia mal graduada	de grãos angulares	35	a 43
	de grãos arredondados	28	a 35

2.6.Efeito da forma de carregamento

Comparando o ângulo de atrito do triaxial com o de ensaios de deformação plana, o valor obtido pelo segundo modo de carregamento será maior. Isso ocorre porque na deformação plana, apenas as deformações nas direções axial e uma das laterais são permitidas, sendo a outra dimensão lateral restringida. A consequência disso é que os grãos têm menos liberdade de rolar uns sobre os outros e maior dificuldade para superar o efeito de interlocking. Como vimos antes, quanto maior o grau de interlocking, maior a resistência e maior o ângulo de atrito. Essa diferença pode chegar à 4°, como pode ser observado nas figuras 2.14 e 2.15:

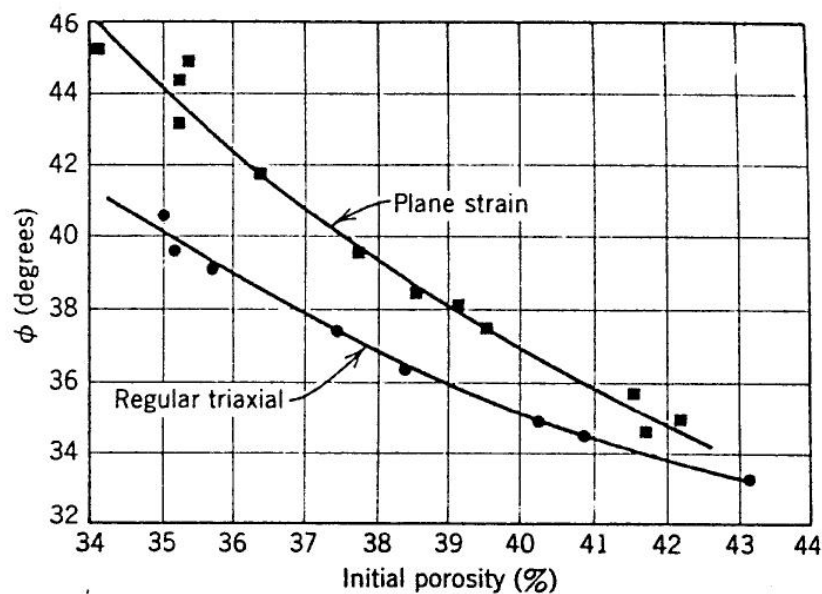


Figura 2.14: Gráfico porosidade inicial x ângulo de atrito mostrando a variação do ângulo de atrito entre ensaio triaxial e com deformação plana (LAMBE e WHITMAN, 1969)

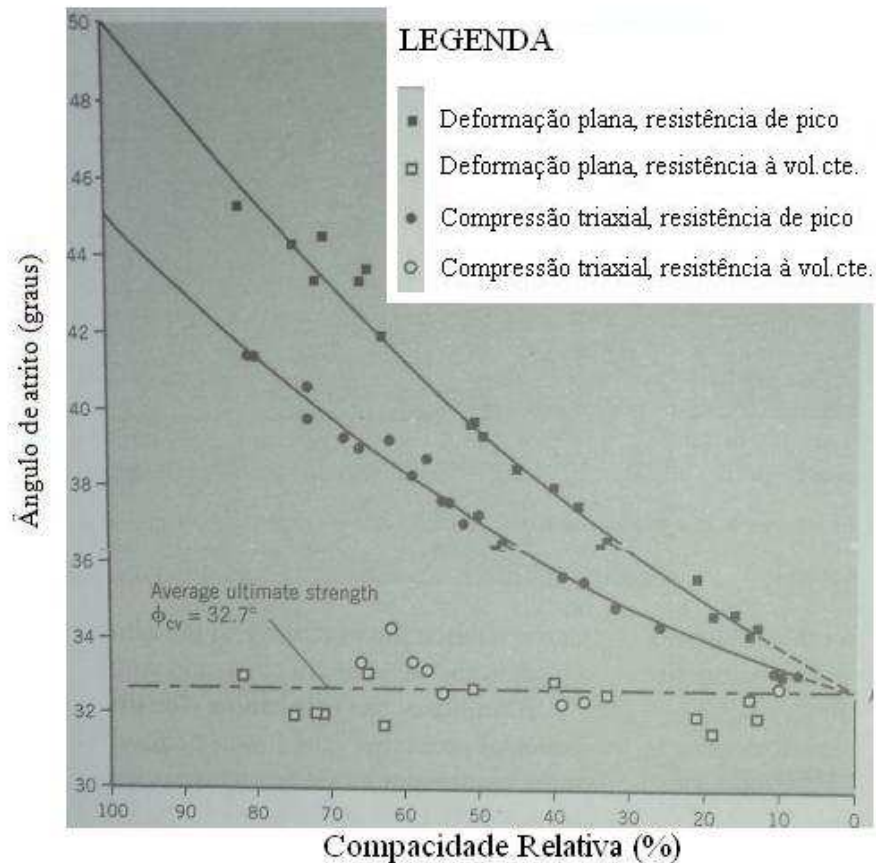


Figura 2.15: Gráfico compacidade relativa x ângulo de atrito mostrando a variação do ângulo de atrito entre ensaio triaxial e com deformação plana (CORNFORTH, 2005)

2.7. Parâmetros e propriedades da areia de Hokksund

Segundo PARKIN e LUNNE (1982), a areia norueguesa de Hokksund é média, uniforme e fluvio-glacial com dimensões que variam de 0,1 a 1,0mm ($D_{50}=0,45\text{mm}$ e $CNU=1,9$). É composta por 45% de feldspato, 35% de quartzo, 10% de mica e os outros componentes somam 10%. A areia é angulosa, possui densidade real dos grãos igual a 2,70 e pesos específicos seco máximo e mínimo de $17,2\text{kN/m}^3$ e $13,9\text{kN/m}^3$, respectivamente. Os autores supracitados obtiveram $\phi=46^\circ$ para o peso específico máximo e $\phi=42^\circ$ para compacidade relativa (CR) entre 80 e 90%, porém, eles não mencionaram qual ensaio foi realizado para determinação destes valores.

3. Ensaio de laboratório e resultados

Entre 2010 e 2013 foram realizados diversos ensaios com a areia de Hokksund a fim de determinar seus parâmetros e compará-los com os diferentes tipos de ensaios utilizados. Foram realizados ensaios de cisalhamento direto, cisalhamento simples, compressão triaxial e compressão oedométrica submetendo o solo a diferentes estados de tensões. Este capítulo apresenta os procedimentos e metodologia empregados em cada ensaio.

Antes do período acima citado, bolsistas do Laboratório de Mecânica dos Solos Fernando Emmanuel Barata, coordenados por professores, realizaram ensaios normalizados segundo a ABNT de determinação de índice de vazios máximo (e_{\max}) e mínimo (e_{\min}) da areia de Hokksund, determinação da densidade real dos grãos (G_s), além de caracterização granulométrica através de peneiramento. Também foram realizados ensaios de cisalhamento direto com equipamento convencional. Os resultados obtidos por MARQUES e OLIVEIRA (2009) em trabalhos anteriores a este seguem abaixo:

$$e_{\max} = 0,854$$

$$e_{\min} = 0,528$$

$$G_s = 2,70$$

$$\phi' = 34,2^\circ \text{ para } CR_{\text{média}}=57\%$$

$$\phi' = 39,6^\circ \text{ para } CR_{\text{média}}=80\%$$

$$\phi' = 46,2^\circ \text{ para } CR_{\text{média}}=98\%$$

3.1. Cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com equipamento automatizado Shear Trac-II (figura 1.2) no ano de 2010, no Laboratório de Mecânica dos Solos Fernando Emmanuel Barata.

3.1.1. Preparação do corpo de prova

A caixa de cisalhamento tem seção transversal circular. Sua parte inferior tem a base fechada por uma placa circular fresada. Entre essa placa circular e o corpo de prova e entre o corpo de prova e o topcap são colocadas pedras porosas. Por isso, devem-se colocar as duas pedras porosas na caixa e medir a profundidade disponível para a deposição do solo. São feitas três leituras com a maior precisão possível e tira-se a média. Esta média das medidas chama-se de h_1 e será necessária para posterior determinação da altura do corpo de prova.

Com um paquímetro, mede-se o diâmetro da caixa também três vezes e tira-se a média. Essa média será o diâmetro do corpo de prova (d). O conjunto caixa de cisalhamento, pedras porosas e placa circular de base, mostrado na figura 3.1, deve ser pesado com resolução 0,01g. Esta será a tara (t). Separadamente, pesar também a massa do topcap com a bilha (m_{tc}).



Figura 3.1: Caixa de cisalhamento e seus componentes

A moldagem do corpo de prova é feita por pluviação com areia previamente seca. A figura 3.2 mostra o aparelho pluviador utilizado que é composto por funil e duas peneiras $\frac{3}{4}$ '' (abertura 19mm) e uma número 4 (abertura 4,76mm). O funil é responsável pela compactidade que se pretende para o corpo de prova: quanto maior a abertura do funil, menor será a compactidade. Nesses ensaios foram utilizados três diferentes aberturas de funil de modo a obterem-se compactidades fofa, medianamente compacta e compacta.

A caixa de cisalhamento deve ser disposta abaixo do pluviador com a placa de base e uma pedra porosa. A areia é então colocada no funil e vai sendo depositada no interior da

caixa por gravidade. A caixa deve ser retirada antes de ser atingido o topo da caixa, deixando um espaço pouco maior que a espessura da pedra porosa.



Figura 3.2: Pluviação para obtenção de corpo de prova

Após a pluviação, é possível que a superfície do corpo de prova não esteja horizontal. É permitido que se regularize a superfície desde que não se perturbe muito o conjunto. Com um pincel, ou simplesmente com sopro, se limpa a caixa de cisalhamento, retirando os grãos da parte de fora da caixa. Coloca-se a segunda pedra porosa sobre a superfície de solo e se pesa esse conjunto. Esta será a tara + corpo de prova (m_{tot}). É possível agora calcular a massa do corpo de prova (m_{cp}) através da fórmula:

$$m_{cp} = m_{tot} - t \quad (3.1)$$

Com o paquímetro, mede-se a altura do topo da caixa de cisalhamento ao topo da pedra porosa três vezes e se tira a média. Essa altura será h_2 . É possível agora calcular a altura do corpo de prova (h_{cp}) com a fórmula:

$$h_{cp} = h_2 - h_1 \quad (3.2)$$

Tendo a densidade real dos grãos (G_s), os índices de vazios mínimo (e_{\min}) e máximo (e_{\max}) sido determinada previamente e as grandezas calculadas até aqui, podemos calcular o índice de vazios do corpo de prova (e) e sua compactidade relativa (CR) da seguinte forma:

$$A_{cp} = \frac{\pi \times d^2}{4} \text{ (área transversal do corpo de prova)} \quad (3.3)$$

$$V_t = A_{cp} \times h_{cp} \text{ (volume total)} \quad (3.4)$$

$$V_s = \frac{m_{cp}}{G_s} \text{ (volume de sólidos)} \quad (3.5)$$

$$e = \frac{V_t}{V_s} - 1 \quad (3.6)$$

$$CR = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (3.7)$$

3.1.2. Execução do ensaio

Após o preparo do corpo de prova, coloca-se o topcap sobre a pedra porosa superior e a caixa de cisalhamento é cuidadosamente posicionada na banheira do equipamento Shear Trac-II encaixando-a em um slot da máquina. Apertando os parafusos T, solidariza-se a parte inferior da caixa de cisalhamento na banheira do equipamento. A banheira com a caixa é centralizada para que a célula de carga fique exatamente acima da caixa de cisalhamento para que não haja nenhuma excentricidade. Isso é feito através de comandos na própria máquina de cisalhamento. Para corrigir qualquer excentricidade remanescente do processo, uma bilha é posta entre o topcap e o botão da célula de carga.

Os dados do ensaio e do corpo de prova são fornecidos ao software SHEAR.exe, onde também se configura a tensão normal a ser aplicada no ensaio e a velocidade do ensaio na fase de cisalhamento. É importante fornecer ao programa as constantes de calibração do equipamento. Como a máquina, à época dos ensaios, era recém-adquirida, adotaram-se as constantes de calibração fornecidas pelo fabricante. Os certificados de calibração das células de carga e LVDT's seguem em anexo. O layout do programa é apresentado na figura 3.3.

O ensaio é dividido em duas fases: adensamento (Consolidation) e cisalhamento (Shear). Após o início do ensaio, as medidas de força e deslocamento são feitas,

respectivamente, através de LVDT's e células de carga nas direções vertical e horizontal de forma automatizada em intervalos definidos pelo usuário do programa.

Test Parameters		Consolidation Table		Shear Table	
Project		Specimen		Read Table	
Project Number:	IC-01	Boring Number:	01		
Project Name:	JIC2010	Test Number:	01		
Location:	I-203 (CT)	Sample Number:	Hokksund		
Date of Test:	01/15/2010	Depth:			
Tester:	Fern, Geo	Elevation:			
Checker:	Leonardo	Sample Type:	CR maior		
Description:	Cisalhamento direto com tensão normal=25kPa				
Remarks:	Areia de Hokksund, câmara de calibração				

Figura 3.3: Layout do software SHEAR para ensaio de cisalhamento direto

Terminado o adensamento, os parafusos que unem as duas metades da caixa deverão ser retirados para permitir o movimento relativo entre as metades durante o cisalhamento. Antes disso, deve-se girar os outros 4 parafusos auxiliares (atravessam apenas a metade de cima da caixa), de dois em dois em diagonal, para desencostar as metades da caixa e girá-los no sentido inverso para desencostar esses parafusos auxiliares da metade de baixo da caixa. Dessa maneira, garante-se que a resistência ao cisalhamento medida será apenas do solo.

Retirados os parafusos e iniciada a fase de cisalhamento, a metade de cima da caixa ficará fixa enquanto a metade de baixo se translada horizontalmente. Esse movimento cisalha o corpo de prova e sua resistência é medida pela célula de carga horizontal. Como o ensaio é automatizado, basta esperar o fim do deslocamento da caixa que será de 16mm à velocidade de 0,5mm/min.

Foram realizados 5 ensaios para moldagens com cada um dos 3 funis, totalizando 15 ensaios organizados na Tabela 3.1 abaixo.

Tabela 3.1: Ensaios de cisalhamento direto com equipamento Shear Trac-II

Ensaio	Tensão Normal (σ)	CR	e_0
1	25kPa	92%	0,554
2	50kPa	99%	0,530
3	100kPa	97%	0,536
4	200kPa	90%	0,562
5	400kPa	97%	0,538
6	25kPa	71%	0,622
7	50kPa	56%	0,672
8	100kPa	82%	0,588
9	200kPa	78%	0,600
10	400kPa	76%	0,605
11	25kPa	48%	0,698
12	50kPa	51%	0,687
13	100kPa	44%	0,712
14	200kPa	53%	0,681
15	400kPa	54%	0,679

3.1.3. Tratamento de dados

Terminado o ensaio, a máquina para o movimento de cisalhamento automaticamente e o programa emite uma notificação com o fim do teste. Deve-se então acessar os dados fornecidos pelo programa através de arquivo de bloco de notas (.dat) como ilustrado na figura 3.4. Com os dados de saída do ensaio e planilhas eletrônicas como o Microsoft Excel é feita a análise do ensaio com os cálculos e gráficos pertinentes.

Este arquivo de bloco de notas fornece os seguintes dados de saída: tempo das leituras, força normal (N), força cisalhante (S), posição horizontal (l_{hi}) e posição vertical (l_{vi}). Com essas medições, podemos calcular os deslocamentos horizontal (l_h) e vertical (l_v) da seguinte forma:

$$l_h = l_{hi} - l_{h0}, \text{ sendo } l_{h0} \text{ a posição horizontal inicial} \quad (3.8)$$

$$l_v = l_{vi} - l_{v0} , \text{ sendo } l_{v0} \text{ a posição vertical inicial} \quad (3.9)$$

A força normal (N) aplicada ao corpo de prova é medida pela célula de carga. Porém, a força normal que efetivamente é aplicada ao corpo de prova (N_{cp}) é composta pelo esforço aplicado pela máquina acrescido do peso do topcap com a bilha sobre o corpo de prova (P_{tc}). Dessa forma tem-se:

$$P_{tc} = m_{tc} \times g , \text{ sendo } g=9,81\text{m/s}^2 \quad (3.10)$$

$$N_{cp} = N + P_{tc} \quad (3.11)$$

Devido ao movimento relativo da caixa, a área cisalhada vai diminuindo conforme o cisalhamento progride. Para considerar isso, é calculada a correção da área (A_{corr}) aplicando um fator de correção (F_{corr}) à área de solo na interface entre as metades da caixa:

$$F_{corr} = \frac{2}{\pi} \cdot \left\{ \arccos \left(\frac{l_h}{d} \right) - \frac{l_h}{d} \cdot \left[1 - \left(\frac{l_h}{d} \right)^2 \right] \right\} \quad (3.12)$$

$$A_{corr} = F_{corr} \times A_{cp} \quad (3.13)$$

As tensões normal (σ) e cisalhante (τ) podem agora ser calculadas de acordo com:

$$\sigma = \frac{N_{cp}}{A_{corr}} \quad (3.14)$$

$$\tau = \frac{S}{A_{corr}} \quad (3.15)$$

100kPa_3_tcc_leo - Bloco de notas

Arquivo Editar Formatar Exibir Ajuda

Phase: 1
Step: 0

Time msec	Load N	Disp mm	Cell kPa	Sample kPa	Load Motor	Cell Motor	Sample Motor
0	4.0092	-5.6847	-1.3496	-2.2684	0	0	0
6250	2.6728	-5.6847	1.0122	-1.758	6	-1001	-69
12250	2.6728	-5.6847	2.418	0	21	-1012	68
15250	2.6728	-5.6835	3.3177	1.0775	28	-993	116
30250	4.0092	-5.6823	7.8164	4.6502	55	-715	228
60249	4.0092	-5.6799	17.995	11.739	76	-36	387
120249	4.0092	-5.6811	29.916	19.962	73	795	571
212748	2.6728	-5.6811	29.916	19.905	75	904	581

Phase: 3
Step: 0

Time msec	Load N	Disp mm	Cell kPa	Sample kPa	Load Motor	Cell Motor	Sample Motor
0	4.0092	-5.6811	29.916	19.962	75	904	581
6249	4.0092	-5.6811	31.153	20.359	76	961	581
12249	4.0092	-5.6811	33.234	21.153	76	1062	581
15249	4.0092	-5.6811	34.358	21.607	76	1116	581
30249	4.0092	-5.6799	39.476	23.478	93	1389	581
60249	6.682	-5.6727	49.26	26.654	215	1923	581
120248	9.3548	-5.6523	54.883	28.185	614	2331	581
300245	10.691	-5.6451	54.94	44.914	685	2241	1386
600241	16.037	-5.6284	79.907	50.415	970	3535	1483
900236	17.373	-5.6212	92.728	75.254	1052	3857	2475
1200232	22.719	-5.5937	104.93	94.933	1365	4297	3110
1500227	25.392	-5.5733	130.18	108.94	1612	5243	3293
1800223	14.7	-5.6188	154.92	132.47	1326	5904	3745
2100234	16.037	-5.5997	154.98	144.95	1482	5848	4105
2400250	20.046	-5.5913	179.95	169.96	1499	6554	4409
2700016	22.719	-5.5829	204.97	184.48	1675	7324	4433
2946031	22.719	-5.5889	204.97	194.97	1579	7244	4678

Phase: 4
Step: 0

Time msec	Load N	Disp mm	Cell kPa	Sample kPa	Load Motor	Cell Motor	Sample Motor
0	22.719	-5.5889	204.97	194.97	1579	7244	4678
6249	22.719	-5.5889	206.94	195.2	1578	7296	4661
12249	22.719	-5.5901	209.58	195.08	1578	7385	4626
15250	22.719	-5.5901	210.93	195.2	1578	7431	4608
30249	22.719	-5.5901	216.95	195.2	1594	7628	4538
60037	24.055	-5.5781	229.37	195.08	1734	8012	4415
120036	26.728	-5.5721	254.29	195.2	1870	8758	4208
300034	33.41	-5.5494	294.94	194.97	2312	9952	3926

Figura 3.4: Dados fornecidos pelo SHEAR após o ensaio

Com os valores de σ e τ de ruptura de cada ensaio, é possível determinar graficamente a envoltória de ruptura e o ângulo de atrito do solo.

3.1.4. Resultados

Os 15 ensaios foram agrupados em 3 grupos de acordo com o funil (e, conseqüentemente, a compactidade relativa) utilizado. Cada grupo é designado pela compactidade relativa média de seus ensaios componentes e tem os resultados expostos abaixo nas figuras 3.5 a 3.11:

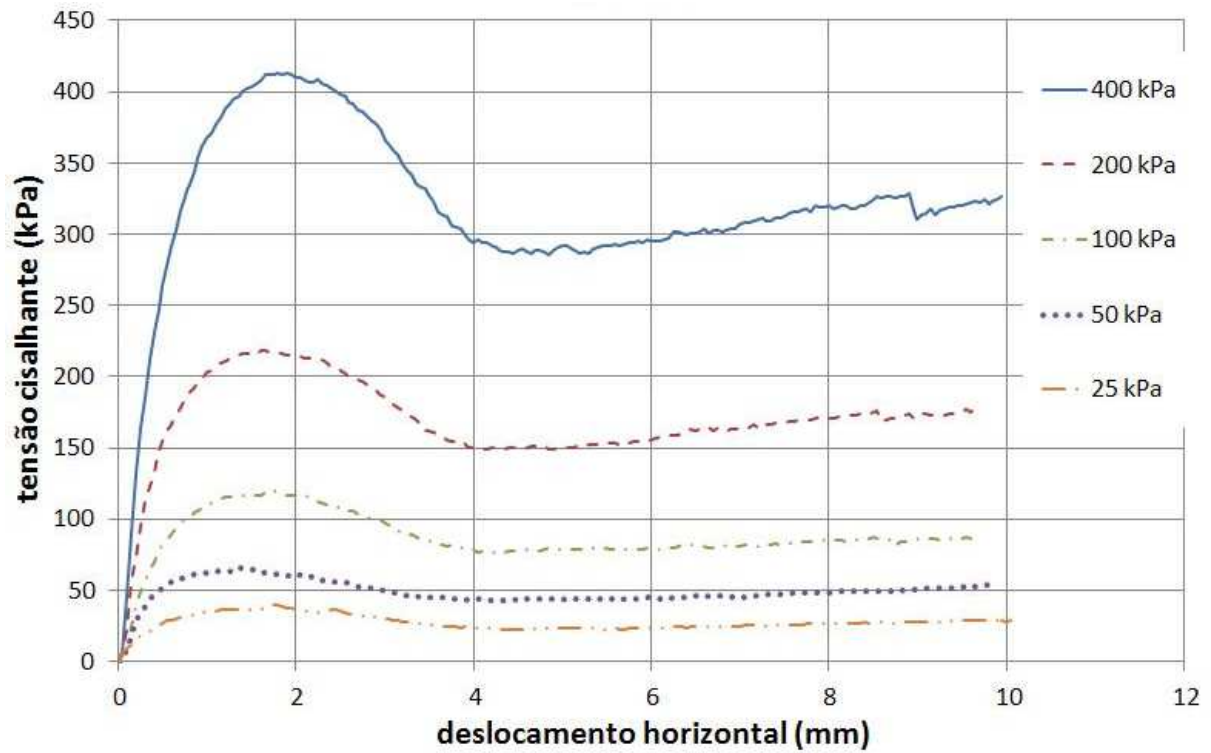


Figura 3.5: Gráfico deslocamento horizontal x tensão cisalhante para $CR_{m\acute{e}dia}=95\%$

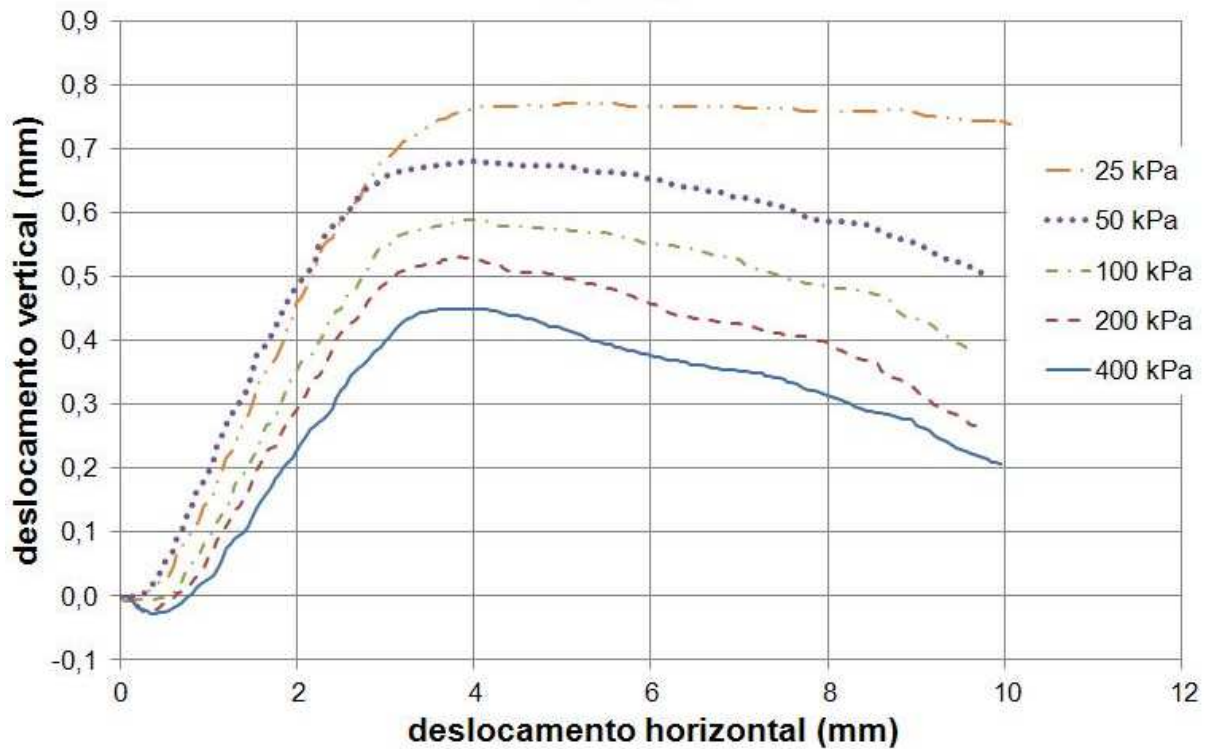


Figura 3.6: Gráfico deslocamento horizontal x deslocamento vertical para $CR_{m\acute{e}dia}=95\%$

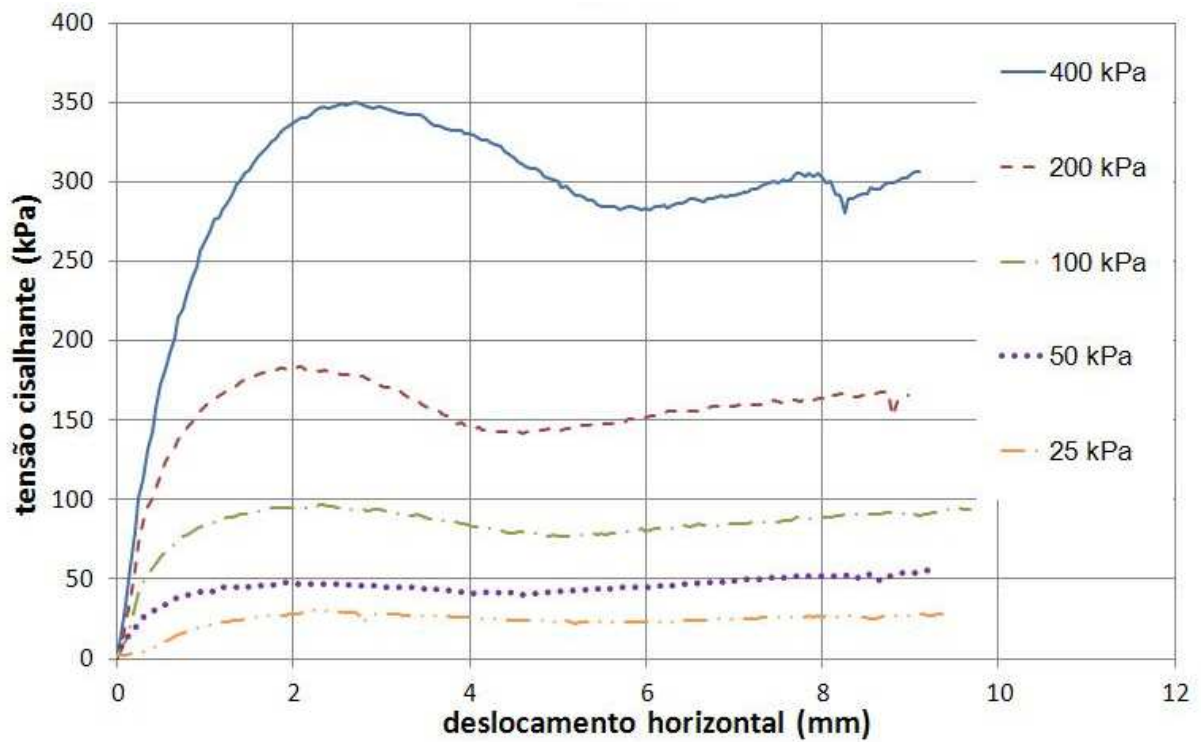


Figura 3.7: Gráfico deslocamento horizontal x tensão cisalhante para $CR_{m\acute{e}dia}=73\%$

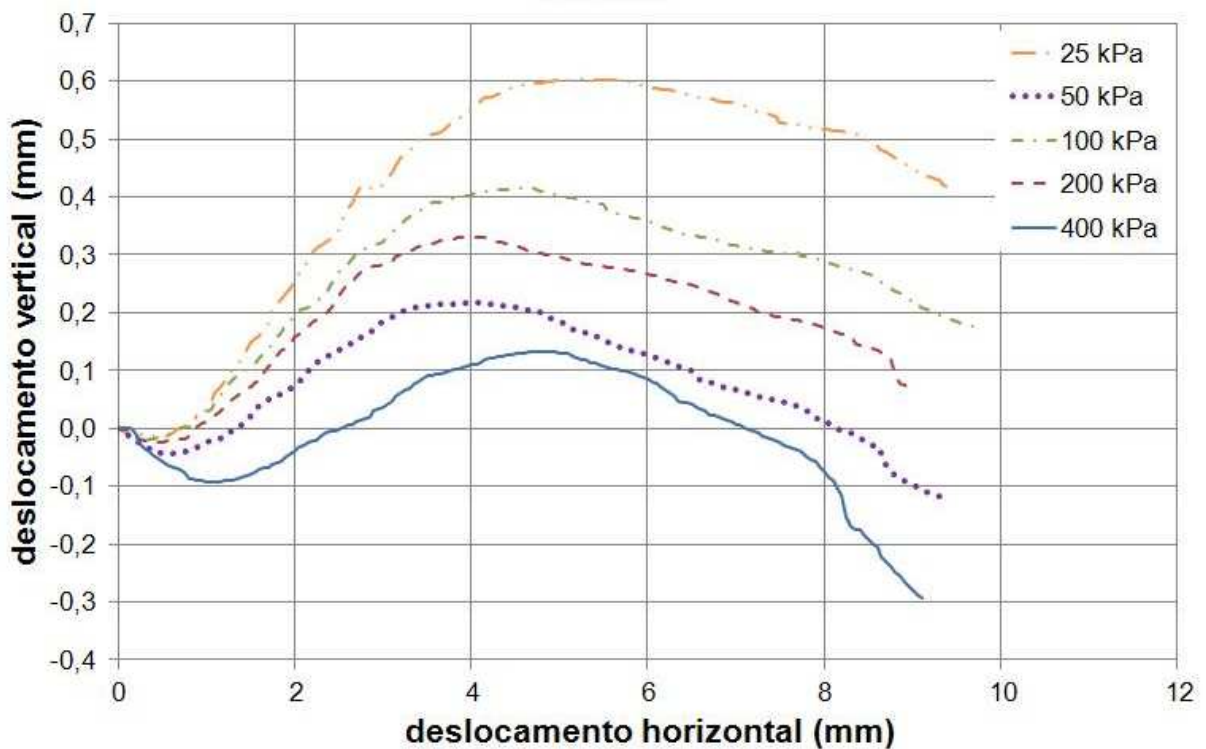


Figura 3.8: Gráfico deslocamento horizontal x deslocamento vertical para $CR_{m\acute{e}dia}=73\%$

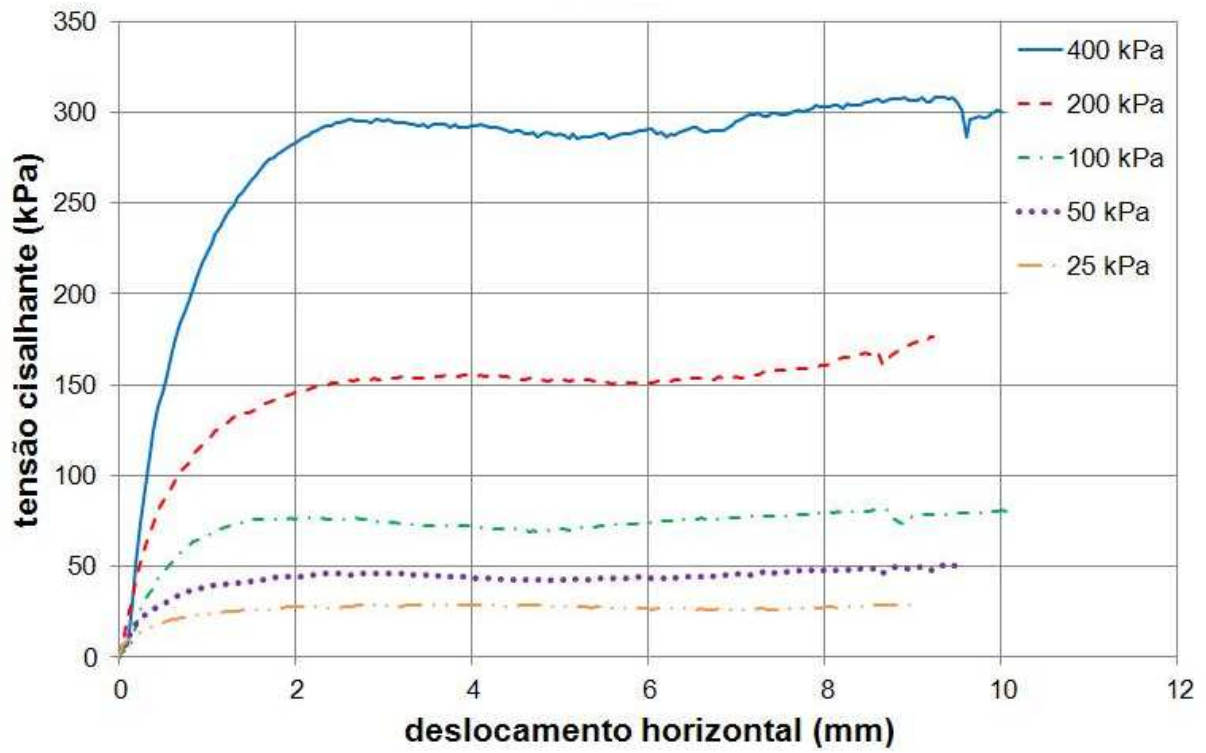


Figura 3.9: Gráfico deslocamento horizontal x tensão cisalhante para $CR_{m\acute{e}dia} = 50\%$

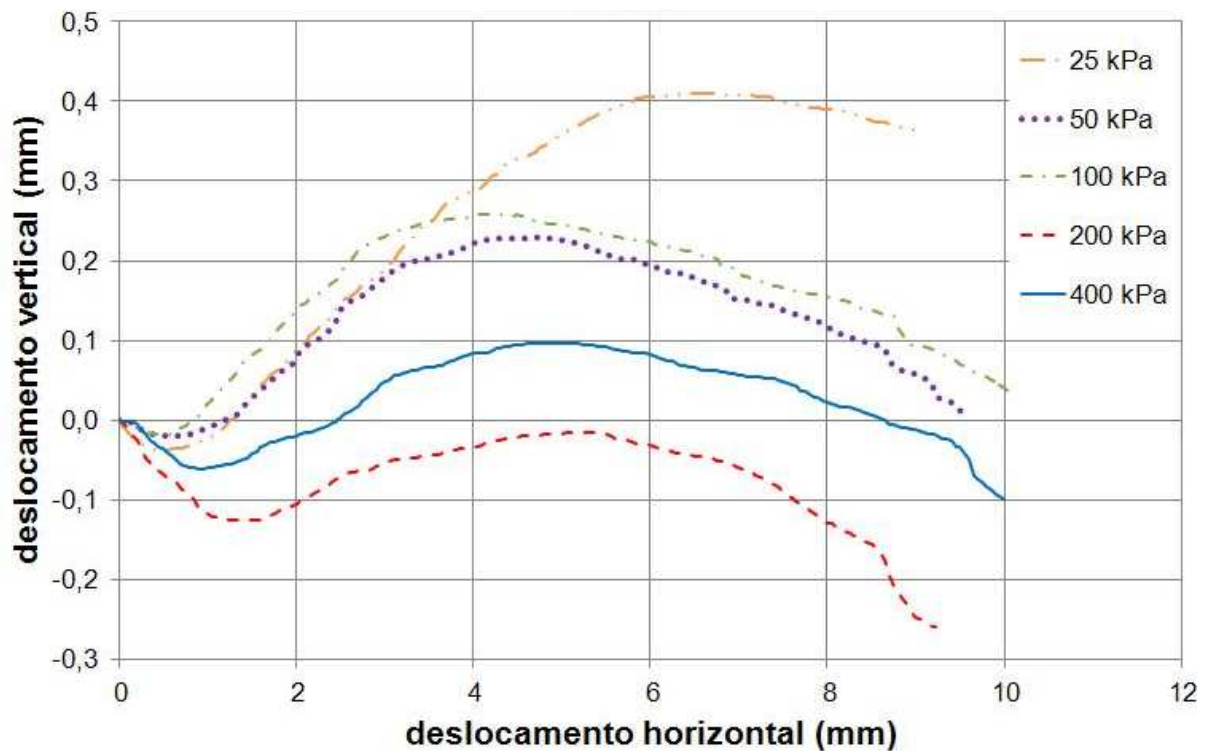


Figura 3.10: Gráfico deslocamento horizontal x deslocamento vertical para $CR_{m\acute{e}dia} = 50\%$

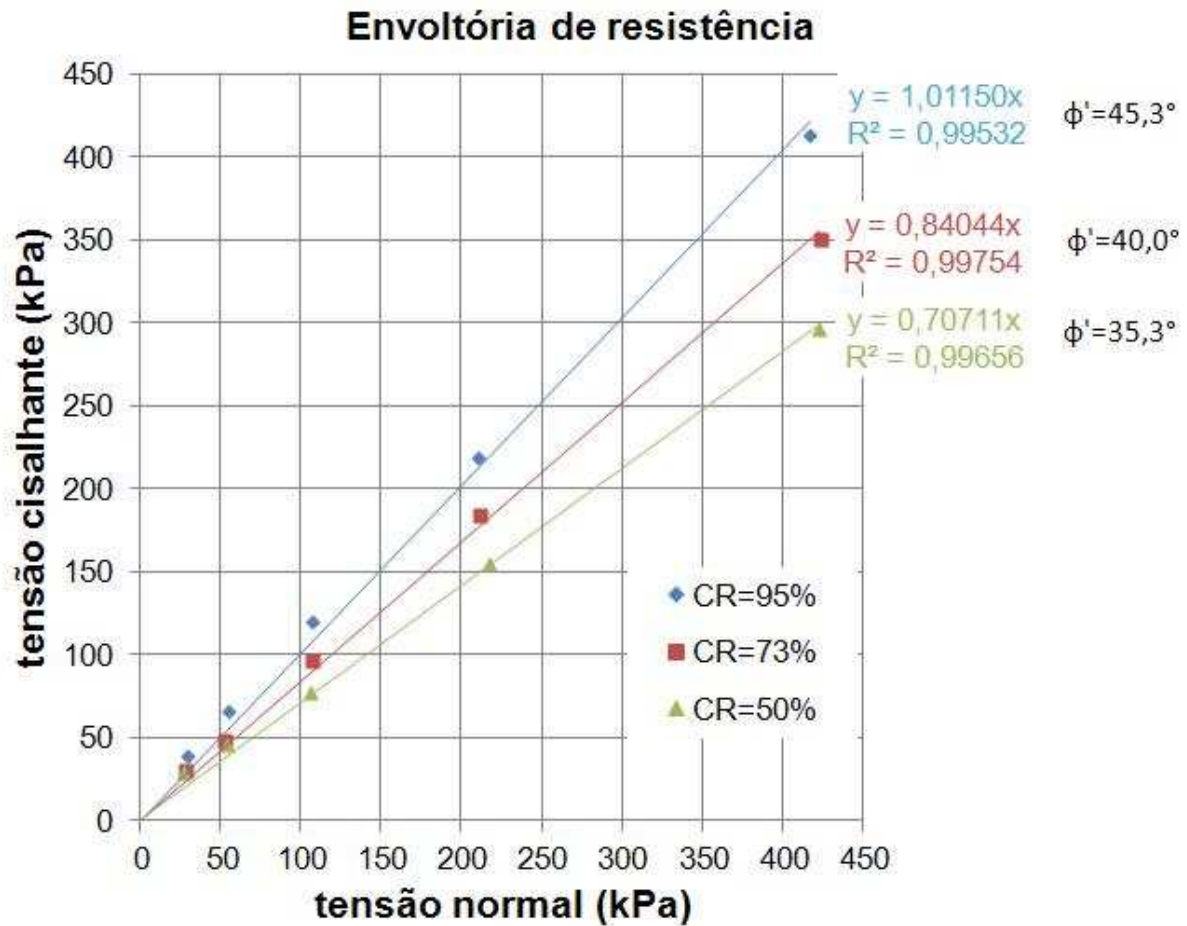


Figura 3.11: Envoltória de resistência da areia de Hokksund

3.2. Cisalhamento simples

A máquina Shear Trac-II pode ser adaptada para realização de ensaios de cisalhamento simples (figura 1.3). Desta maneira, foram realizados ensaios de cisalhamento simples no Laboratório de Mecânica dos Solos Fernando Emmanuel Barata em 2010.

O solo é confinado, com auxílio de uma membrana, no interior de anéis sobrepostos. Com um pistão, é aplicada a tensão normal no topo do corpo de prova. A aplicação dessa carga dá início à fase de adensamento. Ao final desta fase, é iniciado o cisalhamento. Um movimento relativo entre o topo e a base do corpo de prova é imposto pela máquina. Os anéis que “abraçam” o corpo de prova são feitos de teflon para minimizar o atrito entre os anéis. Consequentemente, a reação para conter o movimento será a resistência do solo. Como a máquina é instrumentada, durante todo o ensaio serão feitas medições de força e deslocamento. A figura 3.12 mostra o ensaio esquematicamente.

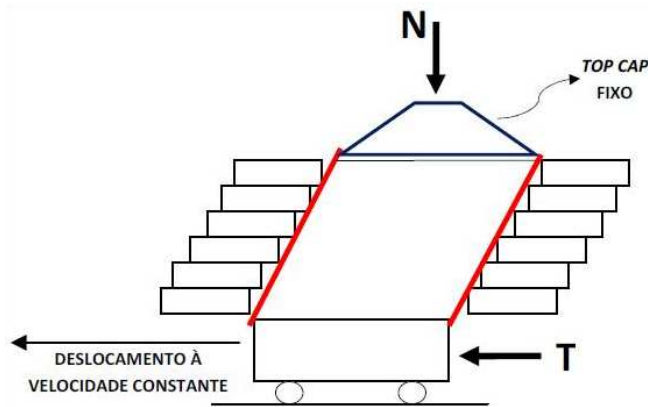


Figura 3.12: Ensaio de cisalhamento simples

3.2.1. Preparação do corpo de prova

Inicialmente, deve-se pesar o pedestal com os anéis, os O’rings, a membrana e o topcap, mostrados nas figuras 3.13a, b e c. Esta será a tara (t). O diâmetro (d) do corpo de prova será o diâmetro dos anéis, que deve ser a média de três medidas com paquímetro. Deve-se ainda pesar o topcap com a haste (figura 3.13d) para posterior correção do esforço normal (m_{tc}). A moldagem é feita com o pedestal, cuja base para o corpo de prova é circular. O pedestal tem ainda apoios para que se apoiem os anéis que circundarão o solo. Para que a areia não fuja para entre os anéis e para manter a integridade do corpo de prova, é colocada uma membrana de látex, a qual é presa à base e ao topcap através de O’rings.

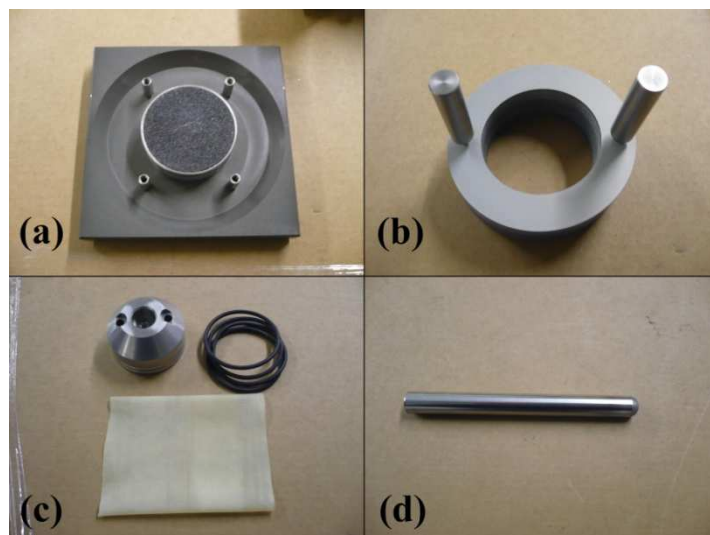


Figura 3.13: (a) (b) e (c): peças usadas na moldagem de corpo de prova para ensaio de cisalhamento simples, (d) haste a ser acoplada ao topcap

Com um O'ring, prende-se a membrana de látex na base do pedestal. Então se posiciona os anéis sobrepostos nos apoios do pedestal que, segundo o fabricante, ficam alinhados com auxílio de dois parafusos guia que passam por dois furos existentes em cada anel. O problema desses parafusos é que sua parte superior, acima dos anéis, impossibilitava que se prendesse a membrana, deixando assim um espaço entre a membrana e os anéis. Pensou-se então em colocar um passador sobre o anel superior para que se dobre a parte superior da membrana prendendo todo o conjunto. Este procedimento é de difícil execução, pois os anéis tendem a deslizar uns sobre os outros. A solução encontrada foi fazer uma parede cilíndrica de cartolina com o diâmetro externo dos anéis. Com esse paramento de cartolina envolvendo os anéis, conseguiu-se a estabilidade do conjunto. Por isso, a tara (t) passou a ser a massa do conjunto acima citado acrescida da massa da cartolina. Este conjunto deve ser posicionado na banheira do Shear Trac-II com o topcap sobre a base e alinhado com a célula de carga. Com paquímetro, mede-se a altura do topo do braço de alavanca do equipamento até a superfície superior do topcap (h_2), em detalhe na figura 3.8.

O conjunto (sem o topcap) deve ser retirado da banheira e posicionado sob o pluviador, que será configurado com o funil adequado para a compacidade que se deseja. É conveniente que se proteja o conjunto para que não caia areia entre a cartolina e os anéis. Então se deve pluviar a areia até que o solo atinja o nível do anel superior. Se limpa o conjunto, agora com o corpo de prova moldado, tirando-se a proteção. Coloca-se o topcap sobre o corpo de prova e se desdobra a membrana, então se prende a membrana com o segundo O'ring. Em seguida, pesa-se o conjunto com o corpo de prova ($m_{tot} = m_{cp} + t$).

Posicionando o pedestal na banheira, mede-se novamente a altura do topo da alavanca até a face superior do topcap, que agora será h_1 .

Com as grandezas definidas anteriormente e as medidas realizadas nesta moldagem, com as fórmulas 3.1 a 3.7 podemos definir m_{cp} , h_{cp} , e e CR.

3.2.2. Execução do ensaio

Com o pedestal posicionado na banheira do Shear Trac-II, apertam-se os parafusos T para solidarizar o pedestal à banheira que irá deslocar-se. O pistão deve ser atarraxado ao topcap de modo que se restrinja seu movimento horizontal.

Para realização das leituras durante o ensaio foram utilizados as constantes de calibração de fábrica, devido o equipamento ser recém adquirido, à época dos ensaios. Os certificados de calibração das células de carga e LVDT's seguem em anexo. Para fornecimento de dados e configuração do ensaio, o software do fabricante é o SHEAR.DSS, que é similar ao SHEAR, porém, adaptado ao ensaio de cisalhamento simples. Entretanto, devido à adaptação com a cartolina para o alinhamento dos anéis, optou-se por fazer os ensaios de cisalhamento simples com o programa SHEAR (para cisalhamento direto). Tal decisão foi tomada porque o SHEAR.DSS inicia o cisalhamento automaticamente após o término da fase de adensamento. Com isso, a cartolina deveria ser tirada com a banheira se movimentando, o que certamente não é recomendável. Por outro lado, o programa SHEAR, após o adensamento, espera que o operador dê o comando para iniciar o cisalhamento, pois no cisalhamento direto é necessário tirar os parafusos para permitir o movimento de uma metade da caixa em relação à outra. Então se usou o comando de tirar os parafusos da caixa para levantar a cartolina, apoiando-a sobre os anéis (para não precisar rasgá-la).

Outra dificuldade encontrada foi a inclinação dos anéis superiores. Observou-se, para grandes deslocamentos, que os anéis superiores ficavam presos entre a pedra porosa superior e o topcap. Com isso, ao invés da tensão normal ser aplicada totalmente sobre o corpo de prova, parte dela é aplicada nos anéis. Como pode ser visto na figura 3.14, ocorre uma inclinação dos anéis superiores devido à compressão aplicada em apenas uma região (parte esquerda da figura 3.14). Outra consequência desse erro, é que a distorção fica mais acentuada na parte superior do corpo de prova. Pode-se perceber isso observando a face externa dos anéis. Vê-se que a inclinação na parte de cima é mais acentuada que na parte de baixo, pelas hipóteses do ensaio, esperava-se uma inclinação constante por toda a altura do corpo de prova. Porém, como para uma moldagem e montagem do ensaio bem executados esta anomalia afeta apenas o final do ensaio, isto não comprometeu a validade dos resultados próximos ao pico, pois a ruptura do corpo de prova acontece bem antes destes grandes deslocamentos horizontais.

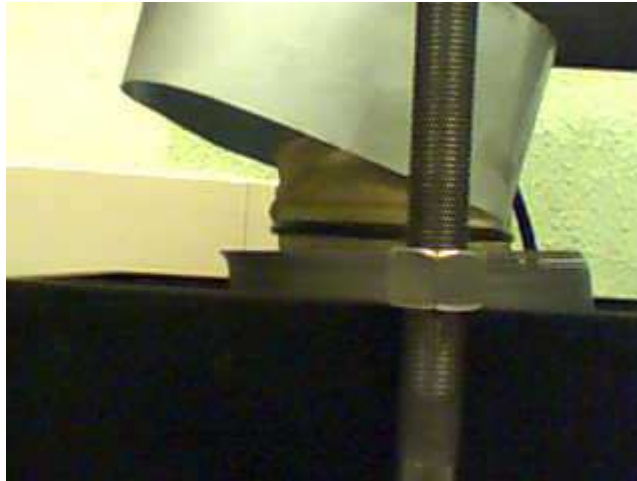


Figura 3.14: Rotação dos anéis superiores (OLIVEIRA et al, 2010)

Com a cartolina sobre os anéis, estes estão livres para deslizar durante o cisalhamento, provocando a distorção do corpo de prova. Esse movimento cisalha o corpo de prova e sua resistência é medida pela célula de carga horizontal. Como o ensaio é automatizado, basta esperar o fim do deslocamento da caixa que será de 16mm à velocidade de 0,5mm/min.

Foram realizados 5 ensaios moldando-se com o funil de menor abertura (maior compactidade), buscando-se assim corpos de prova com compactidades parecidas. Tal objetivo foi alcançado, entretanto, alguns corpos de prova tiveram compactidade relativa acima de 100%. Isso significa que nestes ensaios, o índice de vazios obtido foi menor que o índice de vazios mínimo determinado conforme ensaio padronizado MB 3388/1991. Acredita-se que esta incoerência seja decorrente do que a própria norma já adverte: “Nota: Nesta Norma o índice de vazios mínimo absoluto não é necessariamente obtido.” (MB 3388/1991)

Os ensaios estão organizados na Tabela 3.2 abaixo.

Tabela 3.2: Ensaio de cisalhamento simples com equipamento Shear Trac-II

Ensaio	Tensão Normal (σ)	CR	e_0
1	25kPa	110% *	0,496
2	50kPa	97%	0,538
3	100kPa	104% *	0,515
4	200kPa	95%	0,544
5	400kPa	101% *	0,526

* ensaios com e menor que o e_{min} , apesar da determinação de e_{min} conforme a norma MB 3388/1991

3.2.3. Tratamento de dados

Ao terminar o ensaio, o programa emite uma notificação sobre o fim do teste. Como no cisalhamento direto, os dados serão fornecidos por um arquivo de bloco de notas gerado pelo software. Esses dados deverão ser analisados e tratados com auxílio de planilha eletrônica como o Microsoft Excel.

O arquivo de bloco de notas fornece os seguintes dados de saída: tempo das leituras, força normal (N), força cisalhante (S), posição horizontal (l_{hi}) e posição vertical (l_{vi}). Com essas medições, os deslocamentos horizontal (l_h) e vertical (l_v) são calculados com as fórmulas 3.8 e 3.9, respectivamente.

Como há distorção durante o cisalhamento, é possível calcular a deformação cisalhante (γ) através da seguinte fórmula:

$$\gamma = \frac{l_h}{h_{cp}} \quad (3.16)$$

A força normal (N) aplicada ao corpo de prova é medida pela célula de carga. Porém, a força normal que efetivamente é aplicada ao corpo de prova (N_{cp}) é composta pelo esforço aplicado pela máquina acrescido do peso do topcap com a haste sobre o corpo de prova (P_{tc}). Dessa maneira, a força normal efetivamente aplicada ao corpo de prova é calculada com as fórmulas 3.10 e 3.11.

Devido à distorção provocada pelo deslizamento dos anéis, a área transversal será sempre a mesma durante o cisalhamento e, portanto, não é necessária nenhuma correção de área.

Uma das vantagens do ensaio de cisalhamento simples é a possibilidade de se obter o módulo cisalhante (G). Como visto no item 2.2, há o módulo tangente e o módulo secante. Esses módulos foram calculados da seguinte forma:

$$G_{sec} = \frac{S_i}{\gamma_i} \quad (\text{módulo cisalhante secante}) \quad (3.17)$$

sendo S_i a tensão cisalhante referente à leitura “i”

γ_i a deformação cisalhante referente à leitura “i”

$$G_{tan} \cong \frac{S_{i+1} - S_{i-1}}{\gamma_{i+1} - \gamma_{i-1}} \quad (\text{módulo cisalhante tangente}) \quad (3.18)$$

3.2.4. Resultados

Os 5 ensaios foram realizados com a areia em seu estado compacto obtendo-se os seguintes resultados ilustrados pelas figuras 3.15 a 3.17:

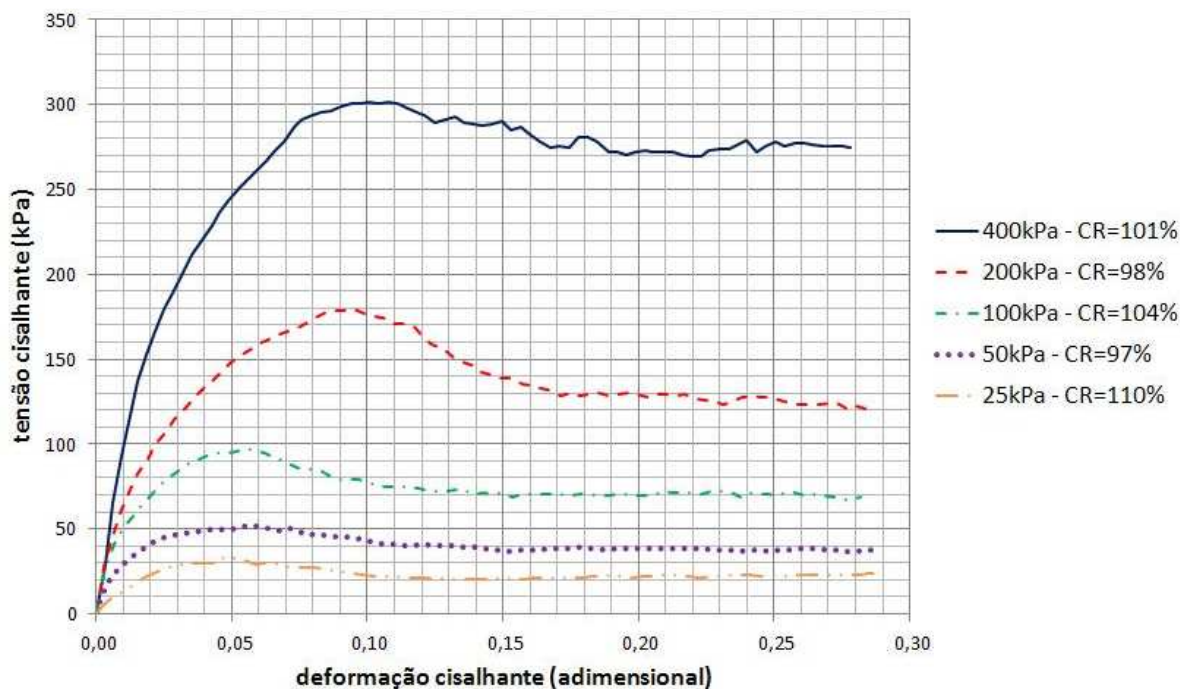


Figura 3.15: Gráfico tensão cisalhante x deformação cisalhante para $CR_{média}=101\%$

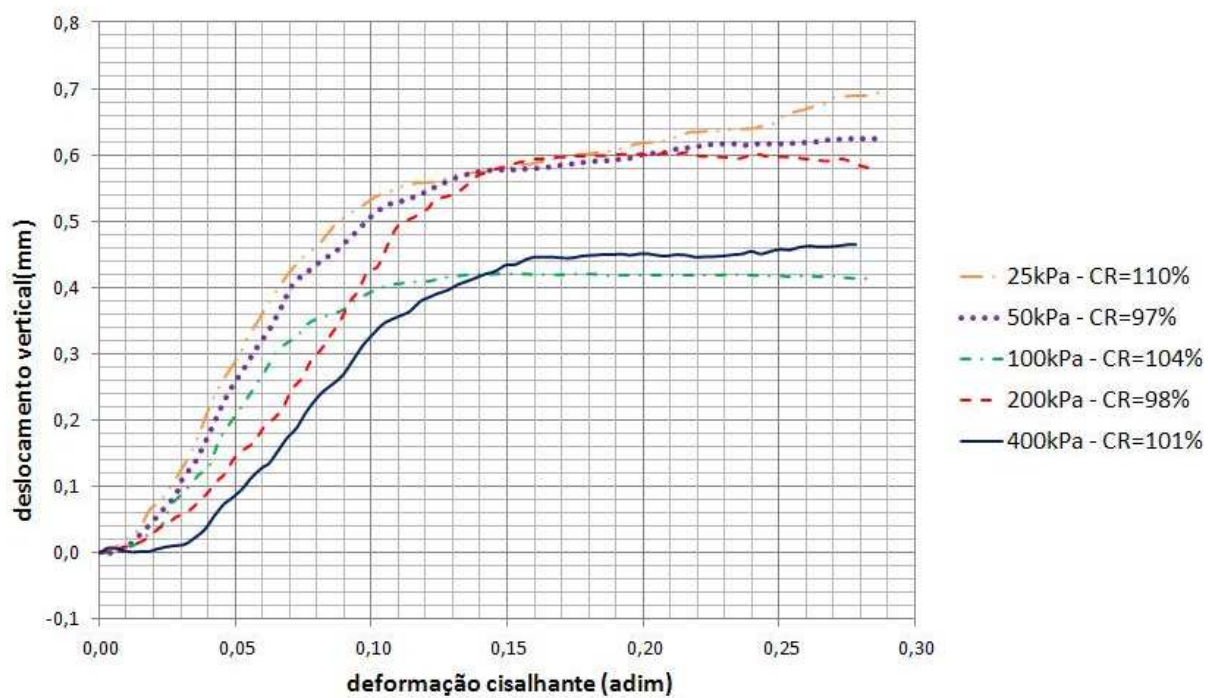


Figura 3.16: Gráfico deslocamento vertical x deformação cisalhante para $CR_{média}=101\%$

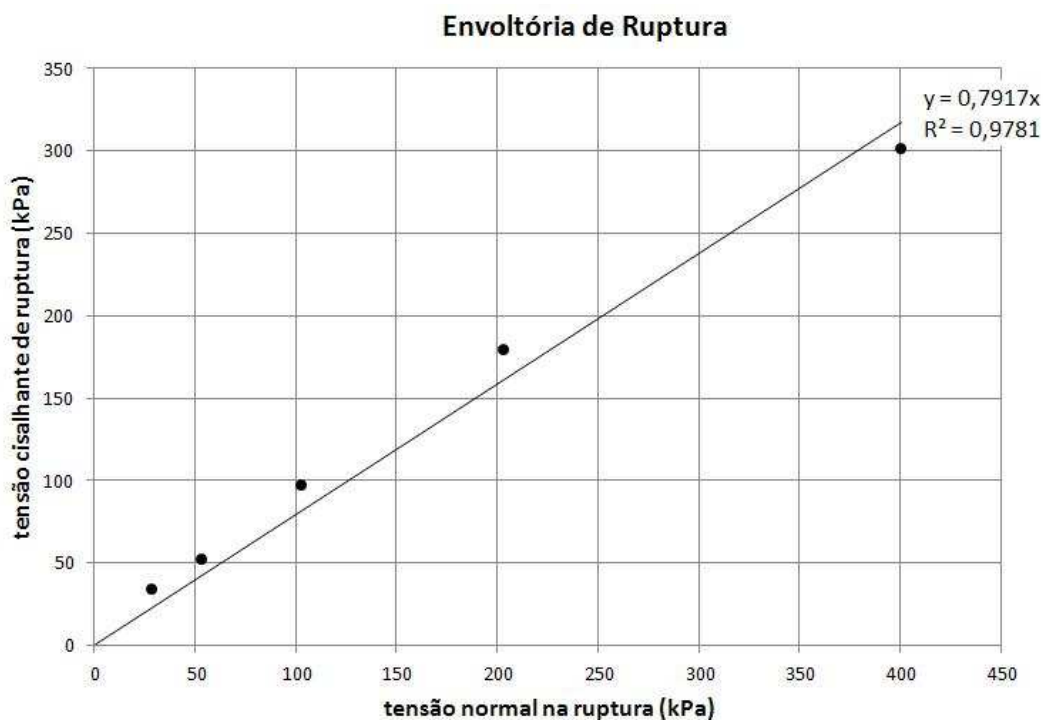


Figura 3.17: Envoltória de ruptura da areia de Hokksund

3.3.Compressão triaxial

Os ensaios de compressão triaxial foram realizados com equipamentos automatizados Load Trac-II e Flow Trac-II (figura 1.4) nos anos de 2012 e 2013, no Laboratório de Mecânica dos Solos Fernando Emmanuel Barata.

3.3.1. Calibração dos equipamentos

Como os ensaios triaxiais para este trabalho foram realizados cerca de dois anos após o equipamento ser adquirido, todas as instrumentações da máquina, com exceção do LVDT, foram recalibradas. O certificado de calibração do LVDT do Load Trac-II segue em anexo.

3.3.1.1. Célula de carga

É através da célula de carga do LoadTrac-II que se mede a força de compressão axial durante o ensaio triaxial. A calibração foi feita com auxílio de uma prensa de adensamento adaptada. Uma placa de metal com uma porca soldada ao centro da placa foi utilizada ao invés da célula de adensamento (figura 3.18). Essa porca tem a mesma rosca que o conector da célula de carga do equipamento.



Figura 3.18: Prensa de adensamento (esquerda) usada para calibração e placa com porca utilizada para posicionamento da célula de carga

Os pesos usados na calibração tiveram suas massas medidas com balanças. Pesos até 1 kg foram medidos com resolução de 0,01g, já os pesos de 2 kg ou mais foram medidos com resolução de 5g (figura 3.19). Essa diferenciação se deve à capacidade da balança de resolução 0,01g ser de 2 kg.

A relação do braço de alavanca entre o pendural e o esforço na célula de carga é de 10 para 1. Ou seja, cada peso depositado no pendural representa uma carga aplicada à célula dez vezes maior.



Figura 3.19: Balança com resolução de 0,01g (esquerda) e com resolução de 5g (direita)

Inicialmente, sem que o botão da célula de carga esteja em contato com o da prensa, anota-se o valor referente ao zero, pois nesta situação nenhuma força está sendo aplicada à célula. Em seguida, os pesos são colocados no pendural da prensa e as respectivas leituras em “counts” (unidade do equipamento) são anotadas. A cada estágio de carregamento deve-se verificar a horizontalidade do braço de alavanca com um nível de bolha (figura 3.20) para evitar qualquer esforço horizontal.

Terminado o carregamento, são realizados estágios de descarregamento e verificação de retorno ao zero. Foram realizados três ciclos de carregamento e descarregamento. Para cada ciclo foram calculados os coeficientes angular e linear. Esses coeficientes relacionam as medidas em “counts” ao esforço em Newtons aplicado à célula. A constante de calibração será a média dos coeficientes dos três ciclos (caso houvesse discrepância entre um ciclo para os outros dois, o primeiro deveria ser descartado).



Figura 3.20: Nível de bolha para verificação da horizontalidade

Os gráficos e as retas ajustadas referentes à calibração da célula de carga encontram-se em anexo. Ao final dos três ciclos de carregamento e descarregamento, foram obtidos os seguintes resultados expostos na Tabela 3.3:

Tabela 3.3: Constantes de calibração da célula de carga do Load Trac-II

Calibração da célula de carga (N/cnts)	
coeficiente linear =	-43828,8
coeficiente angular =	1,3364E+00
ACURÁCIA =	0,14%

3.3.1.2. Transdutor de volume

Conforme o fluxo ocorre pelo FlowTrac-II, o volume pode ser medido pelo equipamento. Com o auxílio de uma proveta, foi verificado se a calibração para medição de volume ainda tinha validade (figura 3.21). Os procedimentos a seguir foram executados nas duas unidades de FlowTrac-II (Cell Pressure e Sample Pressure).

A proveta está com o nível d'água em uma graduação conhecida que deve ser anotada. Também deve ser anotada a medição inicial do FlowTrac-II. Aplicam-se então estágios de fluxo de água do FlowTrac-II para a proveta (convencionou-se fluxos de 5ml medidos na proveta). A cada estágio, anota-se a respectiva leitura no FlowTrac-II. Calcula-se a diferença entre cada estágio e a leitura inicial, de modo que a partir de então se trabalhe apenas com o fluxo ocorrido na calibração.

Deve ser traçado um gráfico que relacione as medidas da proveta no eixo das abcissas com as medidas do FlowTrac-II no eixo das ordenadas. A proveta é graduada em mililitro e o FlowTrac-II fornece leituras em centímetros cúbicos. O fluido utilizado na calibração é a água destilada. Uma reta é ajustada aos pontos plotados no gráfico, pois o gráfico descrito acima deve ser linear e quanto mais próximo de 1 for seu coeficiente angular, melhor será a calibração. Para cada gráfico há ainda o R^2 , que indica quão precisa é o ajuste da reta. Quanto mais próximo da unidade for o valor de R^2 , melhor o ajuste. Já a acurácia pode ser avaliada através do erro do ajuste, que compara o valor medido no equipamento com a medição na proveta através da fórmula:

$$Erro(\%) = \left| \frac{V_{proveta} - V_{FTII}}{V_{proveta}} \right| \cdot 100 \quad (3.19)$$

Sendo $V_{proveta}$ o volume medido na proveta

V_{FTII} o volume medido no Flow Trac-II

São realizadas três séries de estágios (para cada FlowTrac-II) e tira-se a média dos coeficientes angulares. Caso uma das séries seja discrepante das demais, esta deve ser descartada.



Figura 3.21: Proveta utilizada para ratificação do medidor de volume

Os gráficos e as retas ajustadas referentes à calibração do transdutor de volume encontram-se em anexo. Os resultados obtidos forneceram valores do coeficiente angular, R^2 e erro satisfatórios, mostrando que se pode usar a constante de fábrica do equipamento. Ao final dos três ciclos de carregamento e descarregamento, foram obtidos os seguintes resultados expostos na Tabela 3.4:

Tabela 3.4: Constante de calibração do volume do Flow Trac-II

Calibração do volume			
Verificação	1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo
coeficiente linear	1,020	1,019	1,014
R^2 do gráfico	0,9999	0,9999	1,0000
Erro médio	3,9%	2,1%	3,4%
Constante de calibração	0,0005366 cm³/cnts		

3.3.1.3. Transdutor de pressão

Com os medidores de pressão do FlowTrac-II é possível monitorar as pressões aplicadas à célula triaxial e ao corpo de prova. A calibração dos medidores de pressão foi

feita com auxílio de um manômetro digital aferido (figura 3.22) cujo certificado de calibração encontra-se em anexo e o programa triaxial.exe, o mesmo usado para realização dos ensaios.

Tanto a linha do manômetro como a do FlowTrac-II devem ser saturadas e conectadas uma na outra. No programa triaxial.exe, deve-se abrir as janelas “Cell Pressure Control” (Control > Cell Pressure) e “Calibrate Cell Pressure” (Calibrate > Cell Pressure), ver figura 3.23. Na janela “Cell Pressure Control”, coloca-se a pressão que se deseja alcançar no campo da direita (ou um valor de pressão em counts) e clica-se em “Go”. O FlowTrac-II irá aplicar a pressão configurada. Na coluna “Dial Reading” da janela “Calibrate Cell Pressure” deve-se colocar a medida indicada no manômetro devido à pressão aplicada pelo Flowtrac-II. Na mesma janela, deve-se clicar em “Read” para que seja registrada a leitura em counts. Então outra pressão é configurada na janela “Cell Pressure Control” e o procedimento é repetido para vários estágios de pressão. Ao final, clica-se em “Calibrate” na janela “Calibrate Cell Pressure”. Automaticamente, serão calculados a constante de calibração, o offset, o desvio padrão e a correlação.

A calibração deve ser feita 3 vezes e a constante de calibração será a média dos três valores encontrados (caso haja discrepância de um valor para os outros, este deverá ser descartado). O processo descrito acima deverá ser executado nas duas unidades FlowTrac-II.



Figura 3.22: Manômetro digital utilizado para calibração do FlowTrac-II

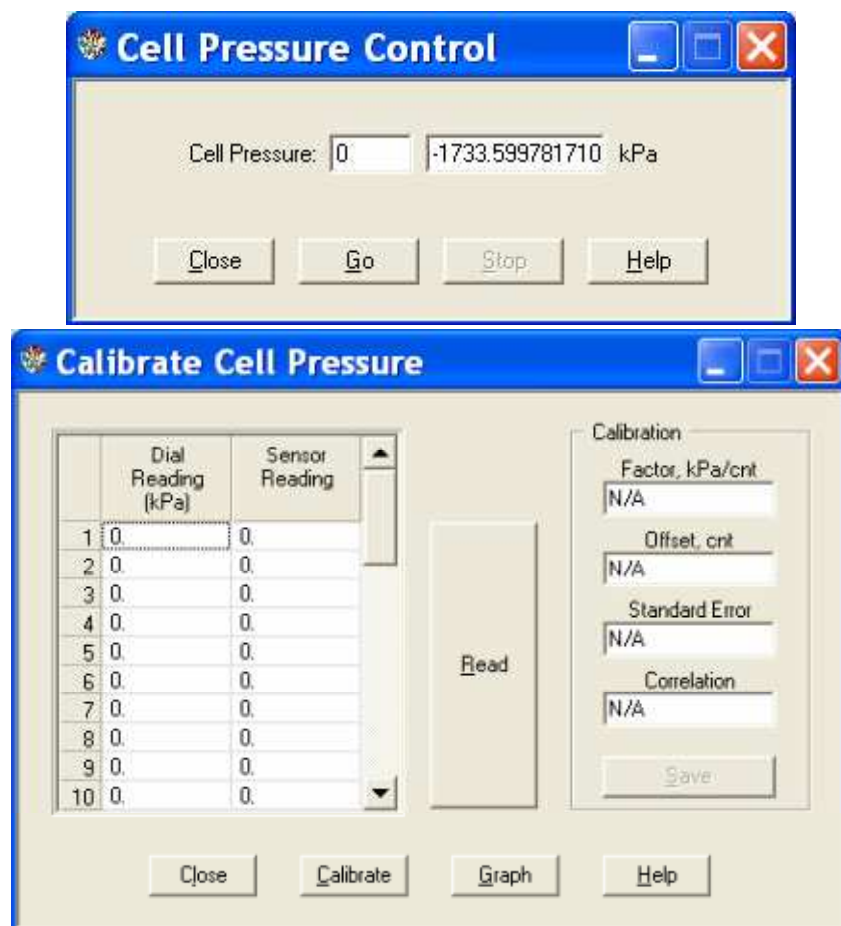


Figura 3.23: Software triaxial.exe utilizado para calibração do FlowTrac-II

Os gráficos e as retas ajustadas referentes à calibração do transdutor de pressão encontram-se em anexo. Ao final dos três ciclos de carregamento e descarregamento, foram obtidas as constantes de calibração das duas unidades Flow Trac-II, porém, observou-se que, apesar da calibração ter sido feita conforme GEOCOMP, 2009, as leituras forneciam valores da ordem de duas vezes o valor real da pressão aplicada em cada Flow Trac-II. Posteriormente, foi descoberto que esse erro é decorrente da troca de bateria do equipamento, pois quando isso é feito, automaticamente é desconfigurada a extensão do sinal de saída da máquina. Dessa forma, bastou corrigir a constante obtida dividindo-a por dois. Os resultados obtidos estão expostos na Tabela 3.5:

Tabela 3.5: Constantes de calibração do transdutor de pressão do Flow Trac-II

Calibração da célula de carga (kPa/cnts)		
	Pressão na Célula	Pressão no CP
constante obtida	0,05616	0,05654
constante corrigida	0,02808	0,02827
offset	33056	32800
desvio	7,67799	7,22624

3.3.2. Obtenção de água desaerada

A água a ser usada na saturação de corpos de prova em ensaios triaxiais deve atender ao requisito de ser desaerada. Essa preocupação se deve ao fato da água de torneira e até mesmo a água destilada conterem ar dissolvido, dificultando a saturação. Portanto, para facilitar a saturação do corpo de prova e para otimização do tempo, o primeiro procedimento a ser executado deve ser a obtenção de água desaerada.

Coloca-se certa quantidade de água destilada em um picnômetro, com cuidado, inclinando-se o picnômetro para uma deposição suave da água, evitando que sejam inseridas bolhas de ar na água durante o processo. O picnômetro com água destilada é colocado então em uma chapa aquecedora ajustada para 100°C.

A tampa do picnômetro é conectada a uma bomba de vácuo por um tubo de plástico. A bomba de vácuo e a chapa aquecedora são ligados. Segundo DE OLIVEIRA FILHO (1987), a água estará desaerada se ficar cerca de 30 minutos fervendo ou sob sucção. Caso a água fique fervendo sob sucção, o tempo necessário será de cerca de 15 minutos. Portanto, esperou-se 15 minutos após a observação da surgência de bolhas no picnômetro (evaporação) e desligou-se a chapa e a bomba. Apesar da água estar recém desaerada, ainda não podemos utilizá-las no ensaio triaxial, pois devido a alta temperatura a água, neste estado, pode danificar o equipamento Flow Trac-II. Deve-se esperar que a água atinja temperatura ambiente. Para acelerar esse processo, colocou-se o picnômetro com água quente em banho-maria. Quando a água desaerada estiver em temperatura ambiente, pode-se colocá-la junto ao FlowTrac-II para abastecê-lo. O processo de desaeração da água está ilustrado nas figuras 3.24 e 3.25 abaixo:



Figura 3.24: Coleta cuidadosa de água destilada (esquerda) e aplicação de vácuo e aquecimento (direita)



Figura 3.25: Banho-maria para redução da temperatura da água desaerada

3.3.3. Preparação do corpo de prova

Para cálculos posteriores, deve-se considerar a influência do peso do pistão e topcap, atrito do pistão na tampa da célula e força de flutuação (empuxo) devido à pressão confinante. Esses fatores influenciam a leitura da tensão desviadora e são considerados através da área efetiva (A_{efet}).

A área efetiva é uma área fictícia calculada ao se observar a força aplicada à célula de carga devido a diferentes tensões confinantes. A célula triaxial é enchida com água e pedras porosas empilhadas e presas pelo molde de corpo de prova foram usadas para permitir que a extremidade superior do pistão pudesse ficar fora da célula. Sobre a pilha de pedras foi colocado o topcap e, encaixado neste, o pistão. O Flow Trac-II, unidade Cell Pressure, é conectado à célula triaxial para aplicação de σ_c . Esta montagem pode ser vista na figura 3.26:



Figura 3.26: Montagem para obtenção da área efetiva

Para cada pressão aplicada, lê-se a respectiva força axial na célula de carga. Com essas medições, faz-se um gráfico tensão confinante x força axial e se ajusta uma reta aos pontos obtidos. O coeficiente angular desta reta será a área efetiva. O gráfico obtido com o primeiro carregamento é mostrado na figura 3.27. Outros dois carregamentos foram realizados e tomou-se como área efetiva a média entre os três valores obtidos. Dessa forma, determinou-se área efetiva de $5,56057 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$.

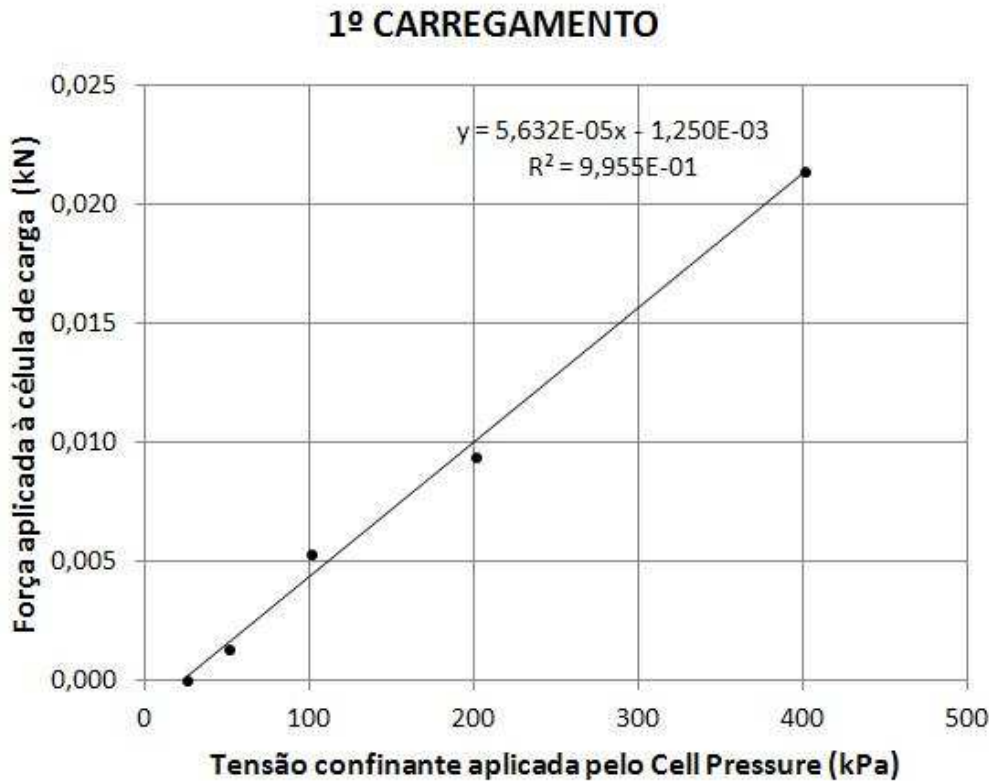


Figura 3.27: Determinação da área efetiva

Foram moldados corpos de prova com massa e volume aproximadamente iguais, para garantir corpos de prova com índices de vazios aproximadamente iguais. Também se optou por corpos de prova compactos, pois nestes a variação no índice de vazios devido ao adensamento será pequena para diferentes tensões confinantes. Para isso, arbitrou-se a compactidade relativa padrão de 86%. Com os índices de vazios máximo e mínimo de, respectivamente, 0,854 e 0,528, determinados anteriormente, o índice de vazios alvo para se obter CR=86% é 0,574 (calculado pela fórmula 3.7).

A altura meta é determinada com ajuda de uma marca na parte superior do molde. São feitas as medições de h_{meta1} e h_{meta2} conforme indicado na figura 3.28 (3 medições e se faz a média). A altura meta será então determinada pela fórmula 3.20 abaixo:

$$h_{meta} = h_{meta2} - h_{meta1} \quad (3.20)$$

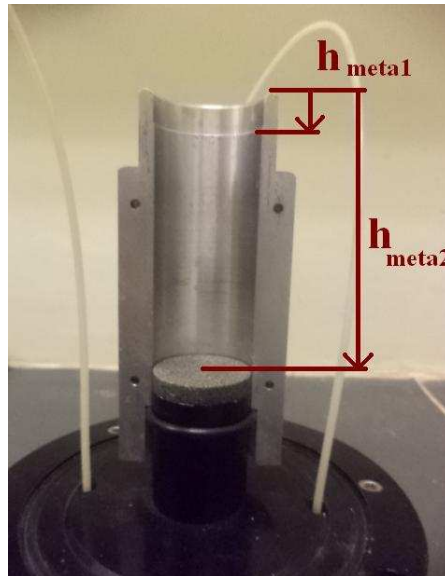


Figura 3.28: Determinação da altura meta do corpo de prova com paquímetro

Após as medições, calculou-se h_{meta1} igual a 1,127cm e h_{meta2} igual a 9,543cm. Logo, a altura meta a ser atingida para os corpos de prova é de $h_{meta} = 8,417$ cm.

A área transversal do corpo de prova será obtida com o diâmetro do topcap, pois o corpo de prova é inicialmente cilíndrico. Assim, mede-se o diâmetro d do topcap e se calcula a área do corpo de prova com a fórmula 3.3. Medindo-se o referido diâmetro, obteve-se $d=3,55$ cm. Logo, a área transversal inicial do corpo de prova é $A_{cp} = 9,90$ cm². Conhecidas a altura (h_{meta}) e a área (A_{cp}), é possível calcular então o volume meta a ser obtido similarmente como na fórmula 3.4. Foi assim calculado um volume meta de $V_{meta} = 83,39$ cm³.

Como se sabe a priori a densidade real dos grãos (G_s) e foi calculado o volume meta e o índice de vazios desejado, pode-se calcular a massa adequada para se atingir o índice de vazios alvo com as fórmulas 3.5 e 3.6. Dessa forma, foi determinada a massa meta igual a 142,94g. Deve-se então pesar uma porção de solo igual à massa calculada.

Para começar a moldagem, deve-se prender um O'ring na base do pedestal, colocar as duas pedras porosas sobre a base e apoiar o molde sobre o O'ring. Com um paquímetro, mede-se a altura h_2 como indicado na figura 3.29a (fazer três medições e tirar a média). Em seguida, deve-se desmontar esse conjunto e colocar uma pedra porosa sobre a base do pedestal, a membrana na base da célula triaxial e prendê-la com um O'ring. Prende-se então o molde na base apoiando-o sobre o O'ring. Uma bomba de vácuo é ligada ao molde pelo tubo conector e se dobra a parte de cima da membrana sobre a parte superior do molde, como indicado na figura 3.30.

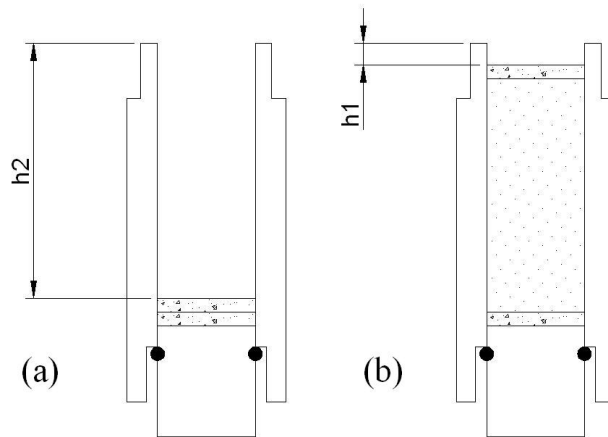


Figura 3.29: Alturas h_2 (a) e h_1 (b) para determinação da altura do corpo de prova



Figura 3.30: Adesão da membrana ao molde com auxílio de bomba de vácuo

Com o tubo conector, liga-se o FlowTrac-II à entrada na base do pedestal e abre-se a válvula permitindo o fluxo. O FlowTrac-II é configurado para promover um fluxo para fora, de modo que a parte de dentro do molde será enchida parcialmente. A porção de solo pesada anteriormente é depositada parcialmente dentro do molde deixando o nível d'água acima do nível da areia depositada. São aplicados 60 golpes para compactar a areia. Em seguida, enche-se mais uma parcela do molde com água e deposita-se mais um pouco de solo, respeitando a condição citada anteriormente e também se aplicando os golpes. O procedimento é repetido até que o nível do solo atinja a marca indicada na parte superior do molde. Toda a porção de solo deverá ser usada nesse processo com cuidado na deposição para evitar perda de solo.

A segunda pedra porosa é posta sobre o corpo de prova (figura 3.31). Com um paquímetro, mede-se a altura h_1 como indicado na figura 3.29b (fazer três medições e tirar a média). Em seguida, coloca-se o topcap sobre a pedra porosa superior, desdobra-se a parte superior da membrana de modo que esta fique aderida ao topcap. Com outro O'ring, prende-se a membrana ao topcap.



Figura 3.31: Detalhe da moldagem de corpo de prova arenoso

Após estas medições, calcula-se a altura, área transversal, volume, volume inicial, índice de vazios e compactidade relativa de forma similar ao apresentado com as fórmulas 3.3 a 3.7.

Conecta-se o FlowTrac-II à drenagem superior da célula triaxial pela entrada no lado direito do pedestal. Abrem-se as válvulas e se saturam as linhas de drenagem. Após conectar essas linhas no topcap, fecham-se as válvulas e desliga-se o FlowTrac-II. Prendem-se as linhas de drenagem superior com elásticos para permitir o posicionamento da parede de acrílico da célula.

A bomba de vácuo deve ser conectada à entrada da base e aplica-se um vácuo de aproximadamente 10 kPa para permitir a retirada do molde. Após cerca de 10 segundos de sucção, fecha-se a válvula da base e se desconecta a bomba e, com cuidado, o molde deve ser retirado. A parede de acrílico deve ser encaixada no pedestal com muita atenção para evitar que a parede bata no corpo de prova. É acoplada então a tampa da célula triaxial sobre a parede de acrílico e barras metálicas são atarraxadas à tampa para prender todo o conjunto.

A célula triaxial é enchida com água pelo pedestal. Deve-se conectar o tubo de respiro na tampa para permitir a saída do ar preso dentro da célula. Quando a água começar a sair água pelo respiro, girar lentamente a célula para expulsão de possíveis bolhas de ar remanescentes na célula. Então se desconecta o plug de entrada de água e o respiro, a célula triaxial estará semelhante ao ilustrado na figura 3.32.



Figura 3.32: Célula triaxial com corpo de prova envolvido por água

É conveniente que se promova um fluxo de água desaerada ascendente pelo corpo de prova para retirada de ar e saturação dos vazios. Isso é feito conectando-se colunas d'água à base e ao topo do corpo de prova. A carga piezométrica conectada à base deve ser maior que a conectada ao topo para que o fluxo seja para cima (figura 3.33). Também se deve estar atento para que a altura não seja muito alta a ponto de promover uma força de percolação maior que o corpo de prova pode suportar. Isso ocorre na situação conhecida como *gradiente crítico*, quando a tensão efetiva no corpo de prova for nula. Fazendo uma analogia entre o esquema da figura 3.33 e um permeâmetro unidirecional, pode-se determinar a altura crítica (h_{crit}), ou seja, a altura correspondente ao gradiente crítico, através da formula abaixo:

$$h_{crit} = \left(\gamma_{sub} + \frac{\sigma_c + \sigma_{suc}}{L} \right) \cdot \frac{L}{\gamma_w} \quad (3.21)$$

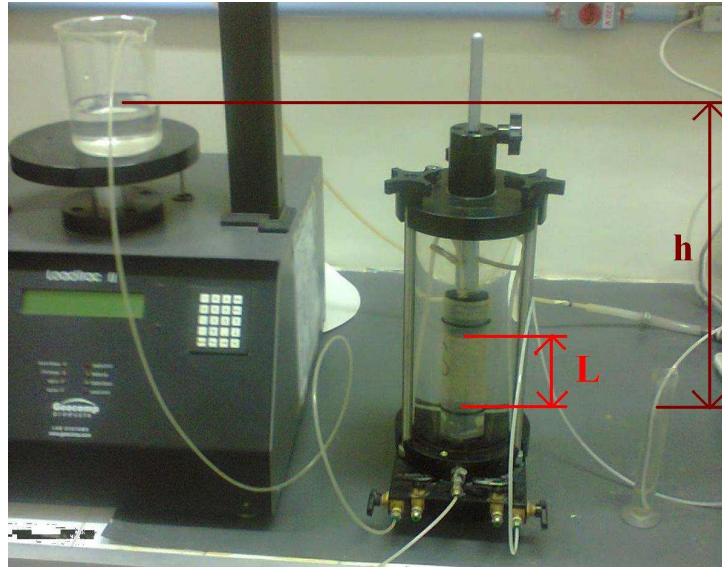


Figura 3.33: Saturação por percolação com $h < h_{crit}$

Adotando $L = 8,417\text{cm}$ (h_{meta}), peso específico saturado de 17kN/m^3 (típico de areias), $\sigma_c + \sigma_{suc} = 10\text{kPa}$ (pressão hidrostática mais a sucção empregada com a bomba) e peso específico da água de 10kN/m^3 , chega-se ao resultado $h_{crit} = 1,06\text{m}$. A altura utilizada para a percolação foi bem menor que essa, como pode ser visto na figura 3.33. Convencionou-se percolar um volume de água duas vezes maior que o volume de vazios do corpo de prova. Terminada esta etapa, é feita uma saturação mais apurada com auxílio da bomba de vácuo. Ao topo do corpo de prova, é conectada a bomba de vácuo e à base, uma fonte de água desaerada (figura 3.34). Liga-se a bomba com uma sucção de aproximadamente 20kPa e a válvula do topo é aberta. Após algum tempo, esta válvula é fechada e a da base é aberta. Devido à sucção, a água desaerada será chupada para dentro do corpo de prova. Quando esse fluxo cessar, fecha-se a válvula da base e novamente se abre a do topo para aplicação de outra sucção. Esses ciclos deverão ser feitos diversas vezes.



Figura 3.34: Saturação por sucção

Finalizada essa saturação inicial, a célula triaxial com o corpo de prova estará pronta para ser posicionada no prato da prensa LoadTrac-II.

3.3.4. Execução do ensaio

Com a célula triaxial posicionada sobre o prato da prensa e com o pistão e o botão da célula de carga desencostados, o ensaio pode então ser configurado com o software triaxial.exe, também da Geocomp fornecido junto com o equipamento. O layout do programa é apresentado na figura 3.35 abaixo:

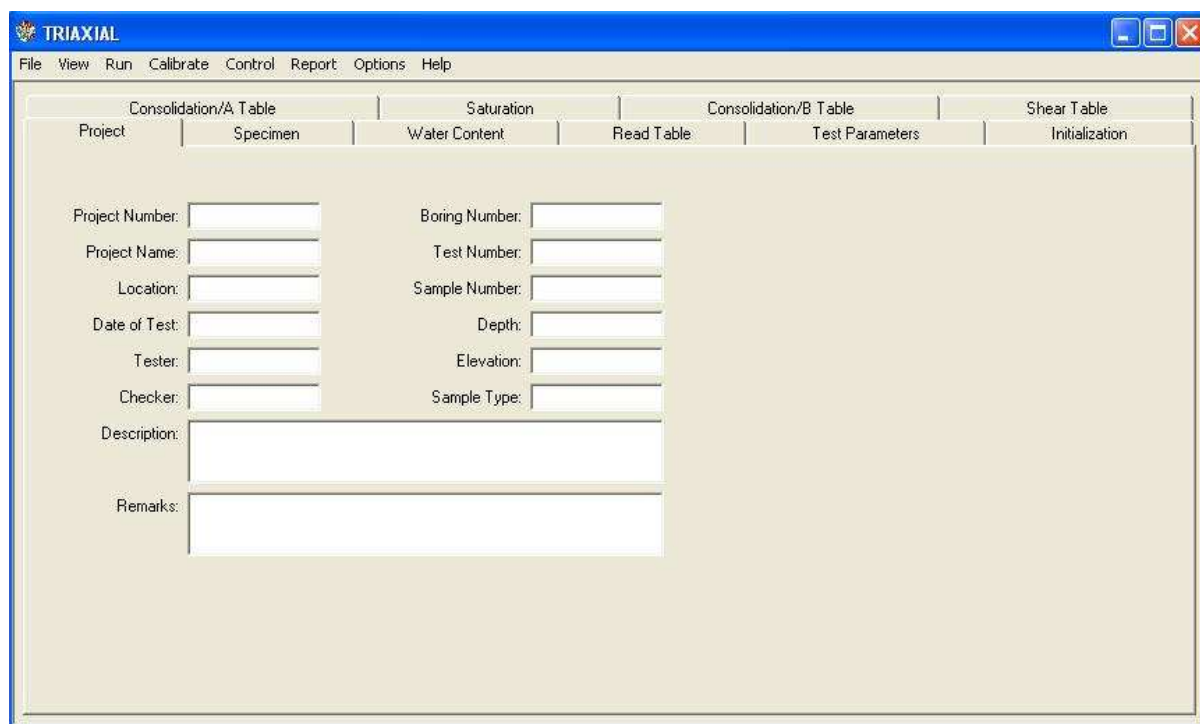


Figura 3.35: Layout do programa triaxial.exe

A aba “Project” serve apenas para identificação do ensaio, não interferindo no resultado. Já na aba “Specimen” são fornecidos o diâmetro, altura e massa iniciais do corpo de prova, determinados anteriormente. Também é possível inserir a densidade real dos grãos do solo. Já na aba “Read Table”, são especificados os incrementos que a máquina seguirá para fazer as leituras. A máquina pode ler em intervalos de tempo, deformação, deslocamento e volume. Na aba “Test Parameters”, é feita a configuração da correção de área e membrana; a fase de início do ensaio e o tipo de ensaio (drenado para este trabalho).

O ensaio de compressão triaxial é composto de cinco fases. A primeira delas é a inicialização (Initialization). Um estado de tensões inicial é configurado para a célula. O usuário fornece as tensões horizontal e vertical, além da poro-pressão que será aplicado inicialmente ao corpo de prova. A poro-pressão deve ser menor que a tensão externa. Os ensaios foram inicializados com tensão horizontal e vertical de 30kPa (ensaio isotrópico) e poro-pressão de 20kPa. Também deve ser definido o parâmetro utilizado para realização das leituras. Esse parâmetro será um dos disponíveis na tabela “Read Table”, no caso desta fase, as leituras foram feitas em intervalos de tempo.

A segunda fase é um pré-adensamento (Consolidation/A) do corpo de prova antes de sua saturação. Nos ensaios deste trabalho este pré-adensamento não foi feito, de modo que terminada a primeira fase passou-se para a terceira.

A terceira fase é a saturação (Saturation) do corpo de prova. São aplicados ciclos de incrementos de tensão confinante sem drenagem. Conseqüentemente, haverá a reação de aumento da poro-pressão. Conforme os incrementos são aplicados, o ar presente nos vazios vai sendo dissolvido na água. Para avaliar a saturação do corpo de prova, é utilizado o parâmetro B de SKEMPTON (1954).

Usualmente, considera-se o corpo de prova saturado quando se atinge $B \geq 0,95$. Entretanto, os ensaios sempre indicaram valores menores que 0,95. BLACK e LEE (1973) mostram que o valor do parâmetro B depende do grau de saturação, da rigidez do esqueleto sólido e da magnitude da tensão confinante. Esta interferência está exemplificada na figura 3.36 abaixo:

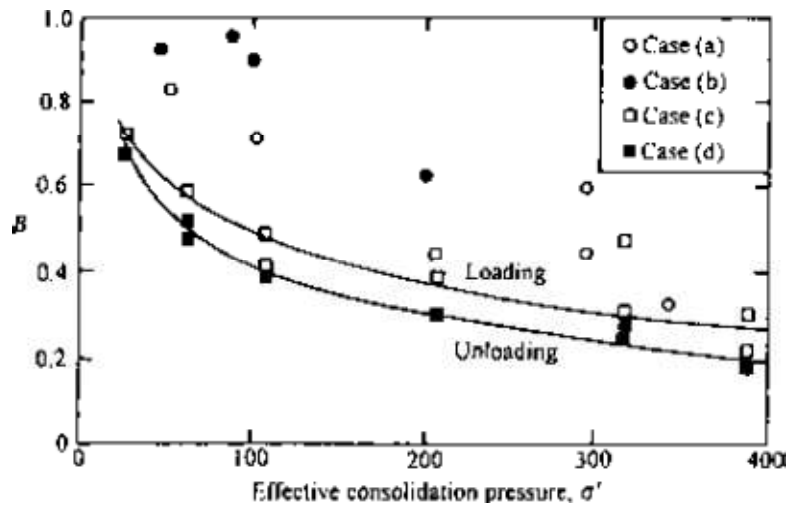


Figura 3.36: Caso (a) – triaxial regular antes do cisalhamento; caso (b) – triaxial regular após o cisalhamento; caso (c) – série de testes de B em um corpo de prova em carregamento; caso (d) – série de testes de B em um corpo de prova em descarregamento .

BLACK e LEE (1973) apresentam uma relação entre o grau de saturação (S) e o parâmetro B para quatro classificações de solo baseadas em sua rigidez, como mostra a figura 3.37.

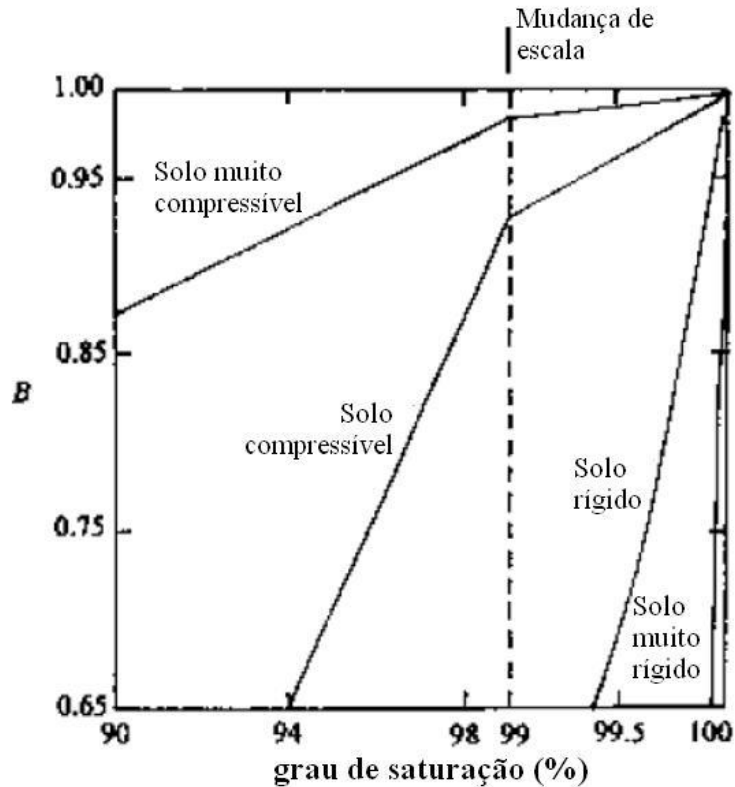


Figura 3.37: Faixa de variação de valores de B para diferentes graus de saturação (BLACK e LEE, 1973, modificado)

GEOCOMP (2009) sugere que se considere a areia, na maioria das compacidades, como solo rígido da classificação de BLACK e LEE (1973) e que, para esse solo, $B=0,51$ equivale a 99% de saturação. Assim, o critério adotado para encerramento da fase de saturação foi a obtenção de $B \geq 0,51$. Também deve ser definido o parâmetro utilizado para realização das leituras. Esse parâmetro será um dos disponíveis na tabela “Read Table”. No caso desta fase, as leituras foram feitas em intervalos de tempo.

A quarta fase é o adensamento (Consolidation/B) do corpo de prova. A máquina permite que se apliquem as tensões confinantes em estágios, porém, neste trabalho, o adensamento foi realizado em estágio único. Devem ser fornecidas as tensões horizontal e vertical de confinamento. Estes campos foram preenchidos com a mesma tensão para que os ensaios fossem isotrópicos. O tipo de duração pode ser escolhido entre volume e deslocamento, sendo a primeira opção a configurada para os ensaios deste trabalho. A taxa de aplicação da tensão confinante foi de 25 kPa/min. As durações mínima e máxima desta fase foram configuradas respectivamente para 10 min e 1440 min, em virtude da alta permeabilidade da areia. A fase será terminada quando se atingir 100% do adensamento

primário (t_{100}) mais um tempo de espera estipulado (t_{100} Offset) ou quando se atinge a duração máxima. O cálculo do t_{100} é feito automaticamente pelo programa. As leituras foram realizadas em função do tempo em intervalos conforme especificado na aba “Read Table”.

A quinta e última fase do ensaio é o cisalhamento (Shear). Foi configurado que se mantenha a tensão confinante e poropressão do fim do adensamento constantes e que a tensão desviadora (axial) cresça progressivamente de modo que a resistência ao cisalhamento do corpo de prova seja mobilizada até depois da ruptura. A tensão desviadora é aplicada comprimindo-se o corpo de prova, subindo o prato da prensa contra a célula de carga. O ensaio é configurado como drenado e controlado por deformação. Portanto, a tensão desviadora será aplicada de forma que se obtenha uma taxa de deformação com o tempo, configurada como 0,5%/min por fornecer um tempo de cisalhamento parecido com os dos cisalhamentos direto e simples. A fase é encerrada quando se atinge a deformação axial de 20%, pois para essa deformação a ruptura do corpo de prova já terá ocorrido.

Foram realizados ensaios adensados, isotrópicos e drenados (CID) com diferentes tensões confinantes e buscando o mesmo índice de vazios após o adensamento. Os ensaios seguem listados na Tabela 3.6 abaixo:

Tabela 3.6: Ensaios de compressão triaxial CID

Ensaio	Tensão Confinante (σ_c)	CR	e_0
1	25kPa	94%	0,546
2	50kPa	102%*	0,520
3	200kPa	100%	0,528
	Média	99%	0,531

* ensaios com e menor que o e_{min} , apesar da determinação de e_{min} conforme a norma MB 3388/1991

3.3.5. Tratamento de dados

Terminado o ensaio, o pistão para seu movimento de compressão e o programa emite uma notificação com o fim do ensaio. Os dados do ensaio podem então ser acessados através da geração de um arquivo de bloco de notas (.dat). Com os dados de saída do ensaio e planilhas eletrônicas como o Microsoft Excel é feita a análise do ensaio com os cálculos e gráficos pertinentes.

Este arquivo de bloco de notas fornece os seguintes dados de saída: tempo, força axial (N), posição vertical (l_{vi}), pressão na célula (p_{cell}), pressão no corpo de prova (p_{sample}) e volume (V_i). O deslocamento vertical (l_v) é calculado conforme mostrado na fórmula (3.9).

A deformação axial é obtida de acordo com:

$$\varepsilon_a = \frac{l_{vi} - l_{v0}}{h_0} \quad (3.22)$$

Sendo l_{vi} a posição vertical no instante i ,

l_{v0} a posição vertical inicial,

h_0 a altura do corpo de prova no início da fase.

Sendo V_0 o volume inicial do corpo de prova ou o volume do corpo de prova no início da fase, a variação de volume (ΔV) é obtida por:

$$\Delta V_i = V_i - V_0 \quad (3.23)$$

Agora se pode calcular a deformação volumétrica conforme segue:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} \quad (3.24)$$

GEOCOMP (2009) sugere que nas fases de inicialização, pré-adensamento e saturação se considere a área do corpo de prova inalterada. Já nas fases de adensamento e cisalhamento, a sugestão são dois fatores de correção de área, K_1 e K_2 . Estes fatores dependem do formato que o corpo de prova assume ao deformar. Neste trabalho, assumiu-se que o corpo de prova se mantém cilíndrico durante o cisalhamento, variando de altura e diâmetro. Dessa forma, tanto K_1 como K_2 valem 1. Sendo A_0 a área transversal inicial do corpo de prova ou a área transversal no início da fase, a área corrigida (A_{corr}) pode então ser calculada através de:

$$A_{corr} = \frac{1 - K_1 \varepsilon_v}{1 - K_2 \varepsilon_a} \cdot A_0 \quad (3.25)$$

A tensão confinante (σ_c) é medida pelo transdutor de pressão do Flow Trac-II ligado a câmara ($\sigma_c = p_{cell}$). A outra unidade Flow Trac-II, ligada ao corpo de prova, mede a poropressão ($u = p_{sample}$). Com o peso e área do pistão calculados anteriormente, a tensão desviadora (σ_d) é determinada com a seguinte expressão:

$$\sigma_d = \frac{N - \sigma_c \cdot A_{efet}}{A_{corr}} \quad (3.26)$$

As tensões principais, totais e efetivas, e os parâmetros p' e q são calculados de acordo com:

$$\sigma_3 = \sigma_c \quad (3.27)$$

$$\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_d \quad (3.28)$$

$$\sigma_3' = \sigma_3 - u \quad (3.29)$$

$$\sigma_1' = \sigma_1 - u \quad (3.30)$$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (3.31)$$

$$p' = p - u \quad (3.32)$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (3.33)$$

Com os parâmetros p' e q , no momento da ruptura, de cada ensaio pode-se determinar graficamente a envoltória no espaço $p' \times q$ e sua inclinação (α). O ângulo de atrito é obtido através relação $\text{sen}(\phi) = \text{tg}(\alpha)$.

Como o módulo de elasticidade varia com a deformação, geralmente se toma como referência o módulo de elasticidade secante ao ponto onde ocorre 50% da tensão desviadora de ruptura (E_{50}). Em cada ensaio, este valor será o coeficiente angular da reta secante ao gráfico $\varepsilon_a \times \sigma_d$ no ponto $0,50 \cdot \sigma_{d,rupt}$.

3.3.6. Resultados

Com os 3 ensaios de compressão CID realizados foram obtidos os seguintes resultados, expostos nas figuras 3.38 a 3.40:

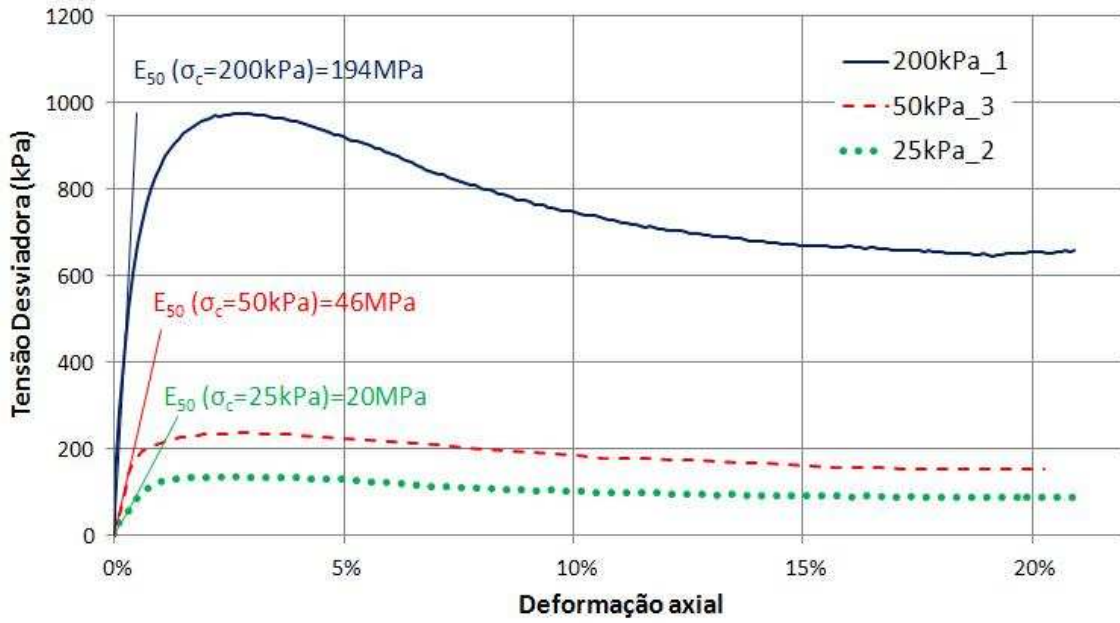


Figura 3.38: Gráfico tensão desviadora x deformação axial para $CR_{média}=99\%$

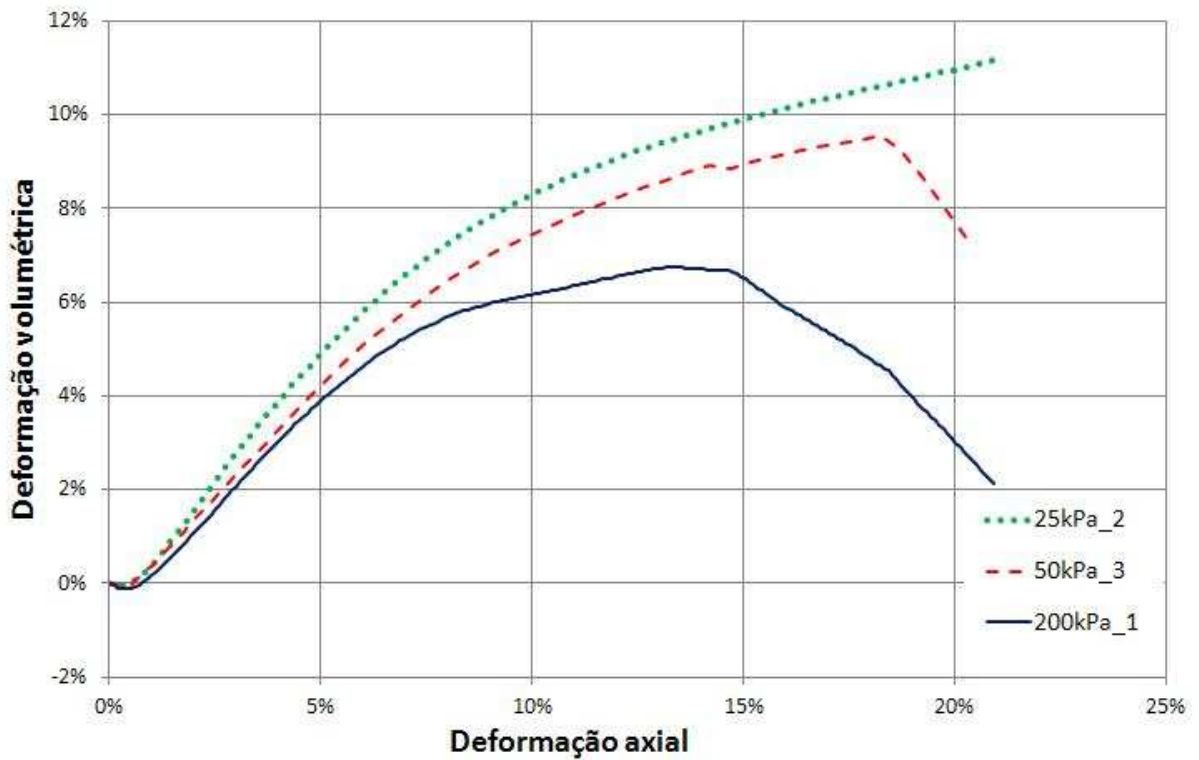


Figura 3.39: Gráfico deformação volumétrica x deformação axial para $CR_{média}=99\%$

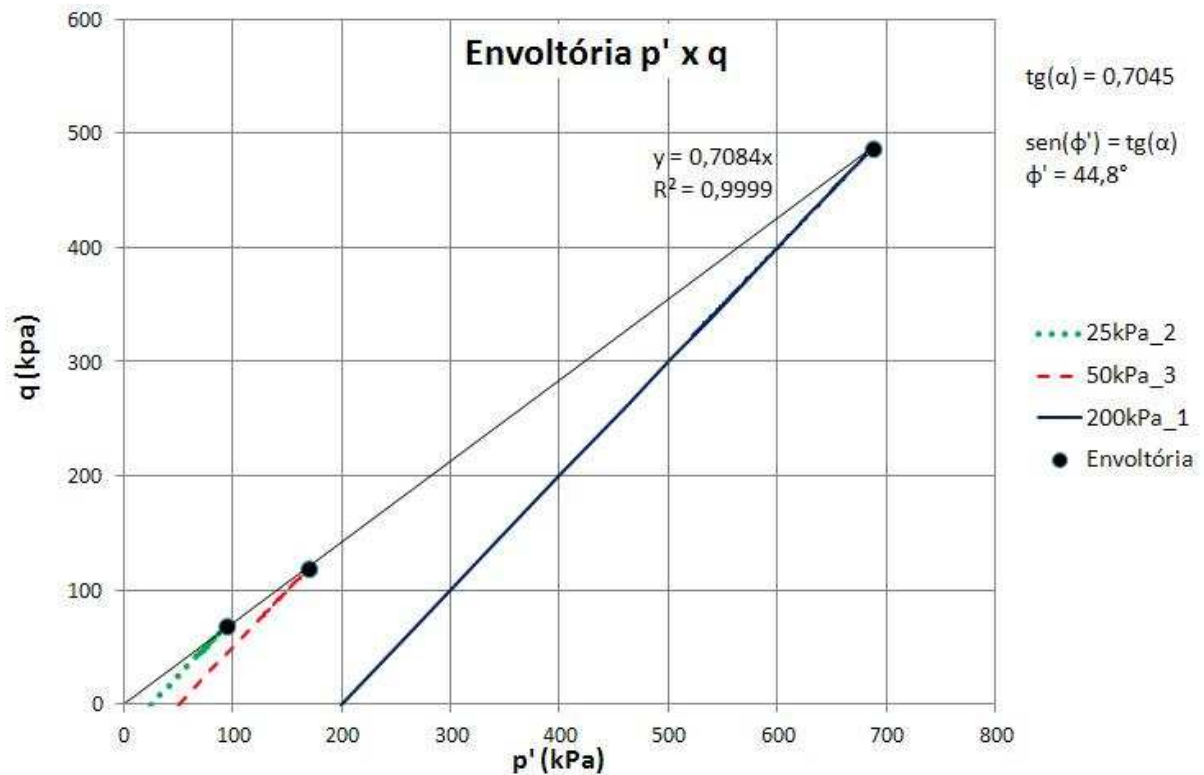


Figura 3.40: Envoltória $p' \times q$ obtida com ensaios triaxiais CID

3.4. Compressão oedométrica

Os ensaios de compressão oedométrica foram realizados com prensa e célula de adensamento e pesos diversos (os mesmos usados na calibração da célula de carga da máquina triaxial). Estes ensaios foram realizados com areia seca em 2013, no Laboratório de Mecânica dos Solos Fernando Emmanuel Barata.

3.4.1. Preparação do corpo de prova

Primeiramente, mediu-se o diâmetro interno (d) da célula de adensamento, colocou-se o topcap na célula vazia e mediu-se a altura do topo da célula até o topcap (h_1). Depois da retirada do topcap de dentro da célula, uma porção de solo foi pesada (m_{total}) e guardada em um recipiente. Com auxílio de um funil, depositou-se na célula de adensamento, em pequenas camadas, a areia separada fazendo movimentos de espiral com o funil, como mostra a figura 3.41a. Cada camada foi compactada com um soquete e então foi depositada a próxima camada. Terminada a deposição, colocou-se o topcap (figura 3.41b) e, com um paquímetro,

mediu-se a altura do topo da célula de adensamento até o topcap (h_2). A altura do corpo de prova foi medida similarmente ao indicado na fórmula 3.2.

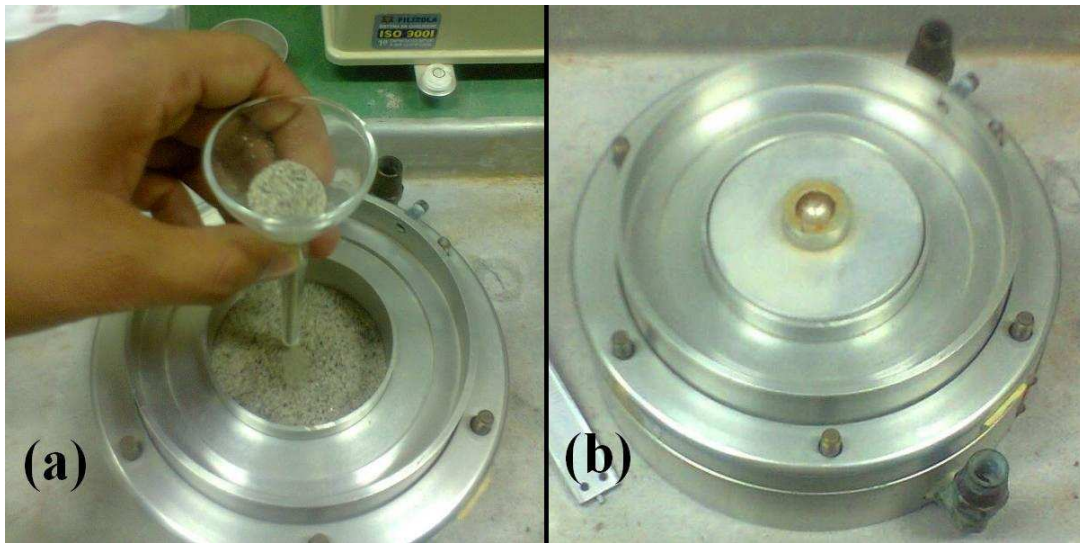


Figura 3.41: Moldagem de corpo de prova para ensaio de compressão oedométrica

Pesando-se o solo remanescente no recipiente (t), descobriu-se a massa do corpo de prova com a fórmula 3.1. Com as fórmulas 3.3 à 3.7 e as determinações anteriores a este trabalho calcularam-se a área transversal, volume, índice de vazios e compactidade relativa do corpo de prova. Buscou-se usar a mesma massa de solo e o mesmo número de golpes com o soquete a fim de se obter corpos de prova com compactidades relativas parecidas.

Após a moldagem, a célula com o corpo de prova deve ser posicionada na prensa para realização do ensaio.

3.4.2. Execução do ensaio

Para utilização da prensa, deve-se saber o braço de alavanca (b_{alav}) através da relação entre a distância do apoio ao pendural e ao ponto de aplicação da força na célula. Com uma régua, mediu-se que esta relação é 10/1.

Também é necessário saber a constante do extensômetro vertical a ser utilizado no ensaio. Para os ensaios deste trabalho, usou-se extensômetro de 0,01mm/divisão.

Em seguida, são realizados carregamentos no pendural da prensa, medindo-se antes a massa de cada peso. Para pesos menores que 2kg, foi utilizada balança digital com resolução

de 0,01g. Para pesos maiores que 2kg, usou-se balança de resolução 5g. Essa diferenciação se deve à capacidade da balança de resolução 0,01g ser de 2 kg.

A cada peso colocado, o braço de alavanca é nivelado para posição horizontal, a fim de se evitar qualquer esforço horizontal. Deve-se ainda esperar a estabilização da leitura do extensômetro vertical (rápida estabilização para areia seca). Fazem-se então as leituras da carga aplicada ao corpo de prova e seu respectivo deslocamento. Este procedimento deve ser adotado tanto nos estágios de carregamento quanto nos de descarregamento.

Foram realizados 3 ensaios, organizados na Tabela 3.7 abaixo.

Tabela 3.7: Ensaios de compressão oedométrica

Ensaio	CR	e_0
1	75%	0,609
2	84%	0,580
3	77%	0,602
Média	79%	0,597

3.4.3. Tratamento de dados

Com as leituras realizadas durante o ensaio, se faz uma série de cálculos para obter o módulo de compressão oedométrica (E_{oed}).

Sendo P a carga no pendural, a carga aplicada ao corpo de prova (N) é calculada pelo produto abaixo:

$$N = P \cdot b_{alav} \quad (3.34)$$

Pode-se calcular agora a tensão vertical (σ_v) aplicada ao corpo de prova fazendo:

$$\sigma_v = \frac{N}{A_{cp}} \quad (3.35)$$

O deslocamento vertical (l_{vi}) e a deformação axial (ϵ_a) são obtidos aplicando-se as fórmulas 3.8 e 3.22, respectivamente.

O módulo de compressão oedométrica pode então ser determinado para qualquer ponto através de:

$$E_{oed} \cong \frac{\sigma_v}{\varepsilon_a} \quad (3.36)$$

3.4.4. Resultados

Com os 3 ensaios de compressão oedométrica realizados foram obtidos os seguintes resultados, expostos nas figuras 3.42 a 3.44:

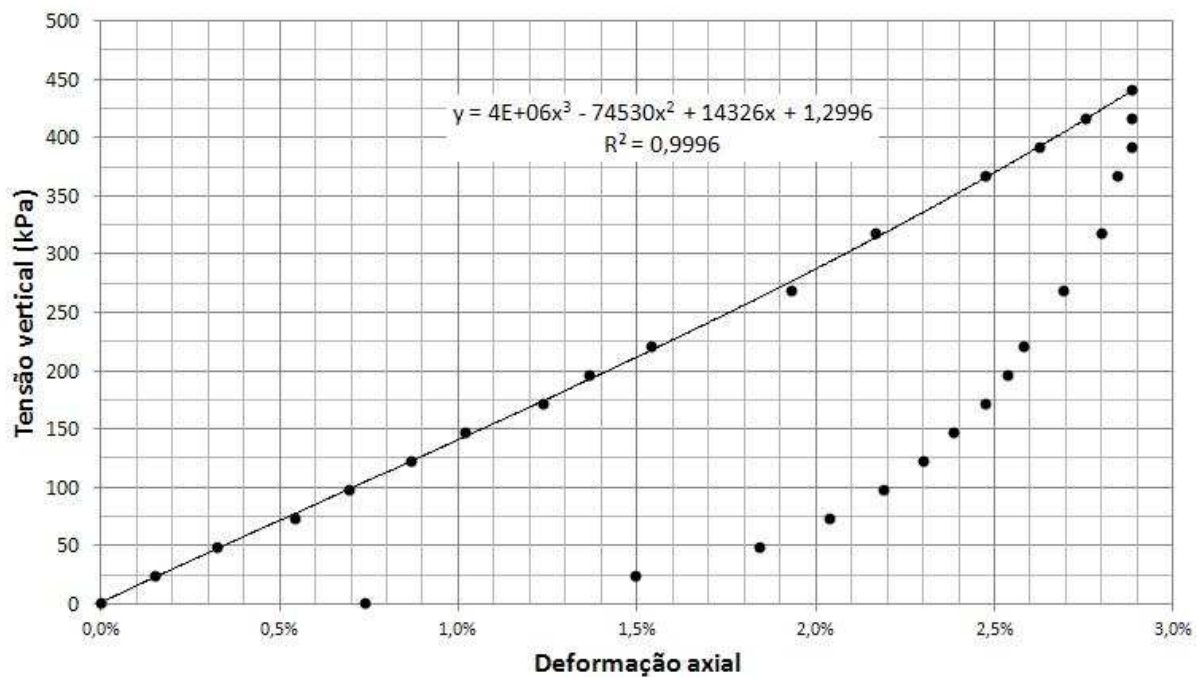


Figura 3.42: Gráfico tensão vertical x deformação axial para CR=75%

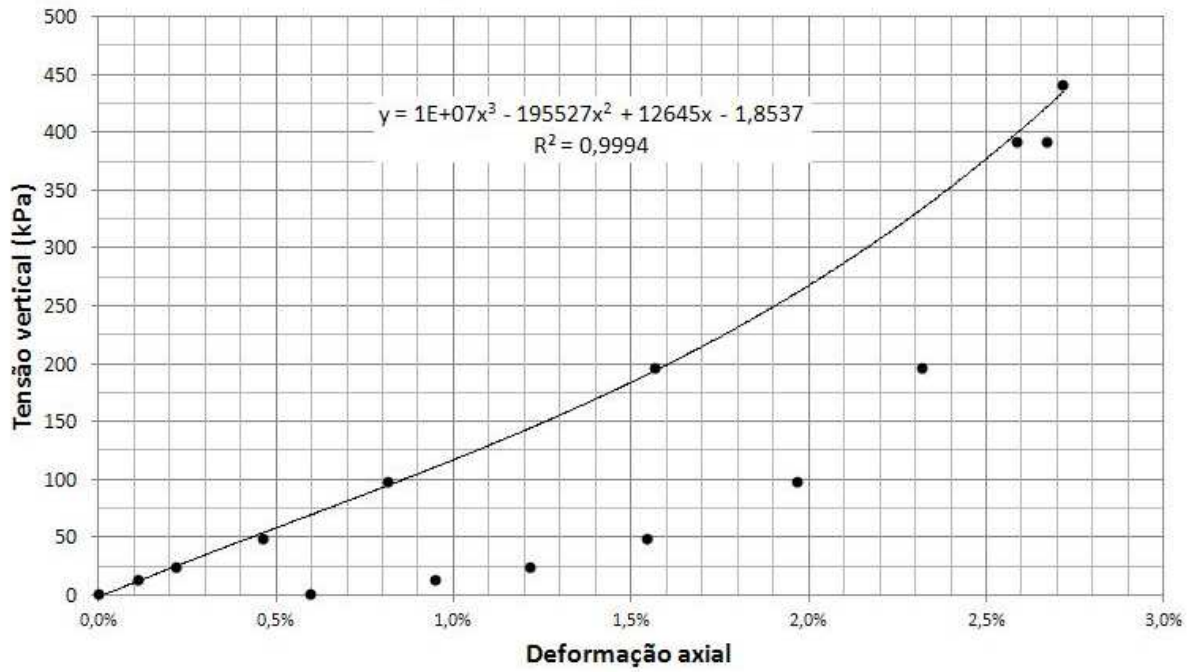


Figura 3.43: Gráfico tensão vertical x deformação axial para CR=84%

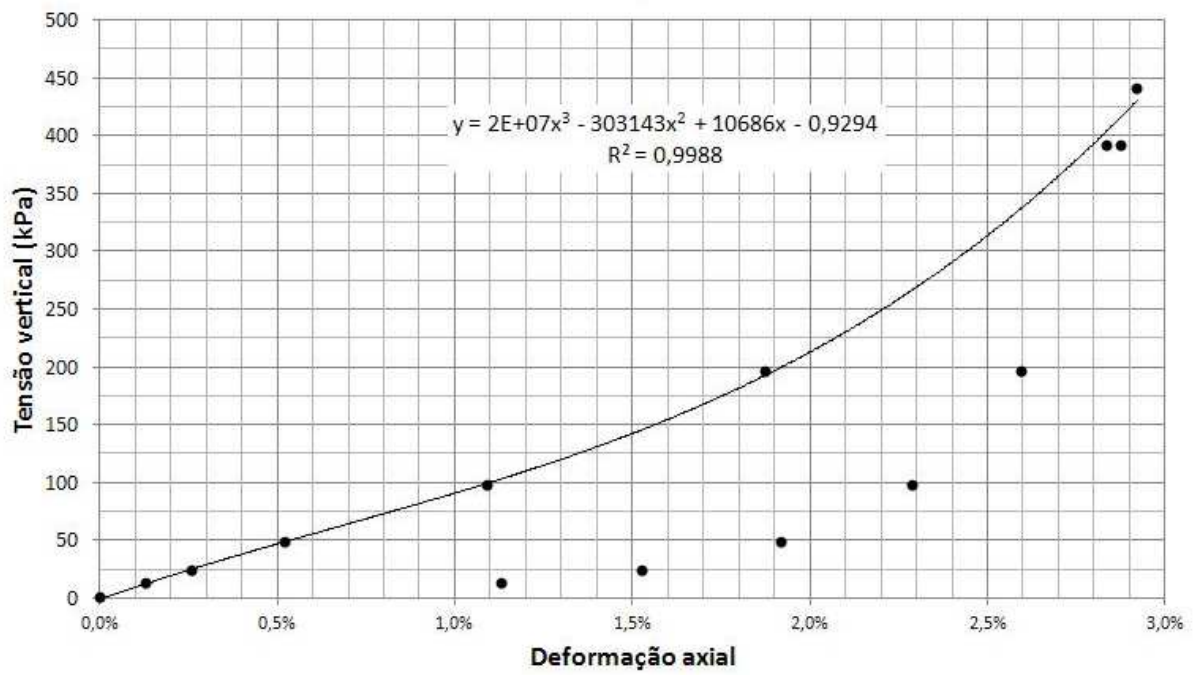


Figura 3.44: Gráfico tensão vertical x deformação axial para CR=77%

4. Análise dos resultados

Este capítulo tem por fim analisar todos os ensaios realizados quanto à obtenção de parâmetros e ao comportamento do solo.

4.1. Cisalhamento direto

Analisando as figuras 3.5, 3.7 e 3.9, conforme esperado, observou-se que, quanto maior a tensão normal aplicada, maior a tensão cisalhante de pico atingida. Os ensaios também indicaram pico mais pronunciado para maiores compacidades do corpo de prova. A literatura diz que a resistência ao cisalhamento por atrito é proporcional à tensão normal aplicada e aumenta com a compactação. Logo, conclui-se que o comportamento do solo ensaiado neste trabalho condiz com o preconizado pela literatura.

Sobre a variação volumétrica das figuras 3.6, 3.8 e 3.10, observou-se que houve pequena contração no início da fase de cisalhamento seguida de expansão do volume. Esse efeito foi maior para os ensaios com maior compactação e ficando menos evidente conforme se diminui a compactação. A literatura prevê pequena contração inicial do corpo de prova seguida de expansão e estabilização do volume para corpos de prova de alta compactação. Já para areia fofa, o esperado é que haja apenas a contração do corpo de prova até a estabilização de seu volume. Tendo em vista que as compacidades relativas empregadas nos ensaios foram de 50%, 73% e 95% e a Tabela 4.1 abaixo, vê-se que não foi realizado nenhum ensaio com areia fofa, justificando a não ocorrência da contração sem expansão esperada para esta compactação. Portanto, o comportamento volumétrico do solo ensaio neste trabalho está de acordo com a literatura.

Tabela 4.1: Classificação das areias segundo a compactação (PINTO, 2006)

Classificação	CR
Areia fofa	abaixo de 33%
Areia de compactação média	entre 33% e 66%
Areia compacta	acima de 66%

Conforme indicado na envoltória da figura 3.11, foram determinados os valores do ângulo de atrito de 35,3°; 40,0° e 45,3° para as compacidades relativas de 50%, 73% e 95%, respectivamente (figura 4.1).

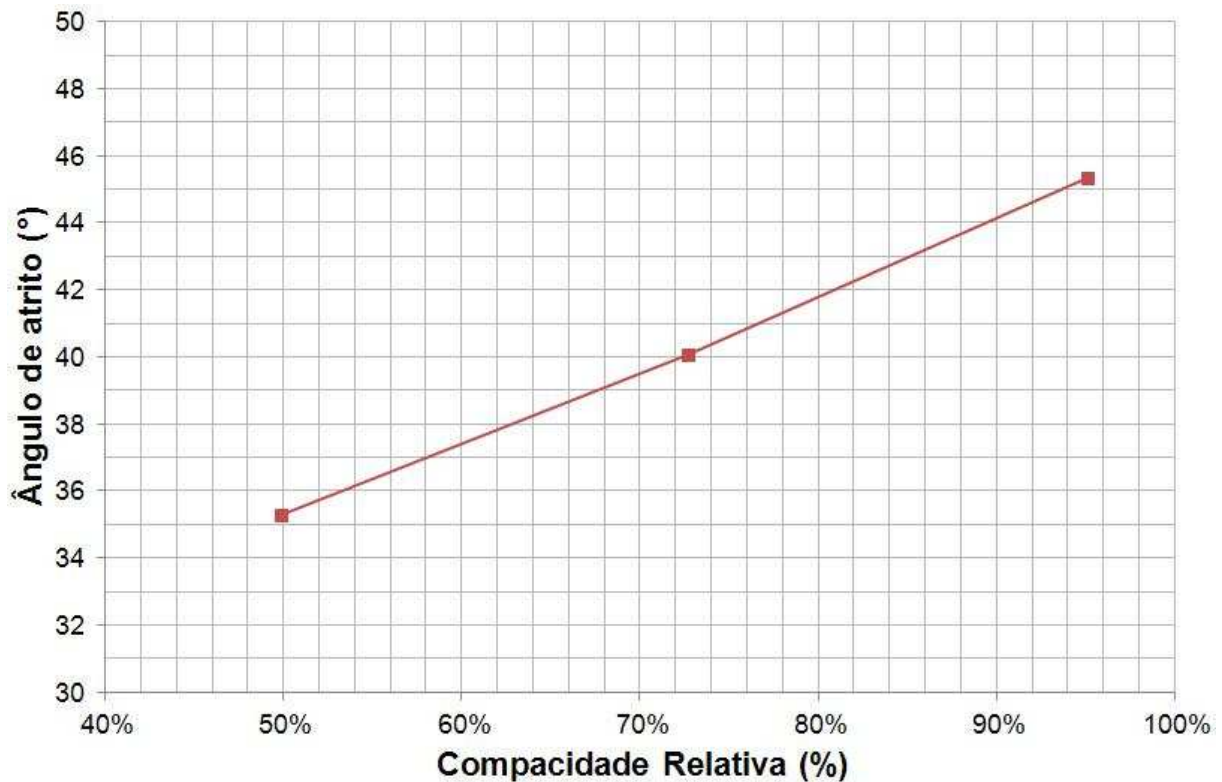


Figura 4.1: Variação do ângulo de atrito com a compactação média

4.2. Cisalhamento simples

Analisando a figura 3.15, foi observado pico de resistência seguido de estabilização das tensões cisalhantes para grandes deformações. Como os ensaios foram realizados com alto grau de compactação, este comportamento é esperado.

Também foi observada pequena contração dos corpos de prova no início do ensaio, seguida de expansão e estabilização volumétrica para grandes deformações, como indicado na figura 3.16.

Analisando o gráfico da variação do módulo cisalhante secante com a deformação cisalhante, mostrado na figura 4.2, constatou-se que o módulo cisalhante vai diminuindo durante o ensaio, sendo essa queda menos acentuada após o pico. Isso se deve ao fato de que, após o pico, a tensão cisalhante se mantém praticamente constante, sendo então a queda de G_{sec} apenas decorrente de valores maiores de γ .

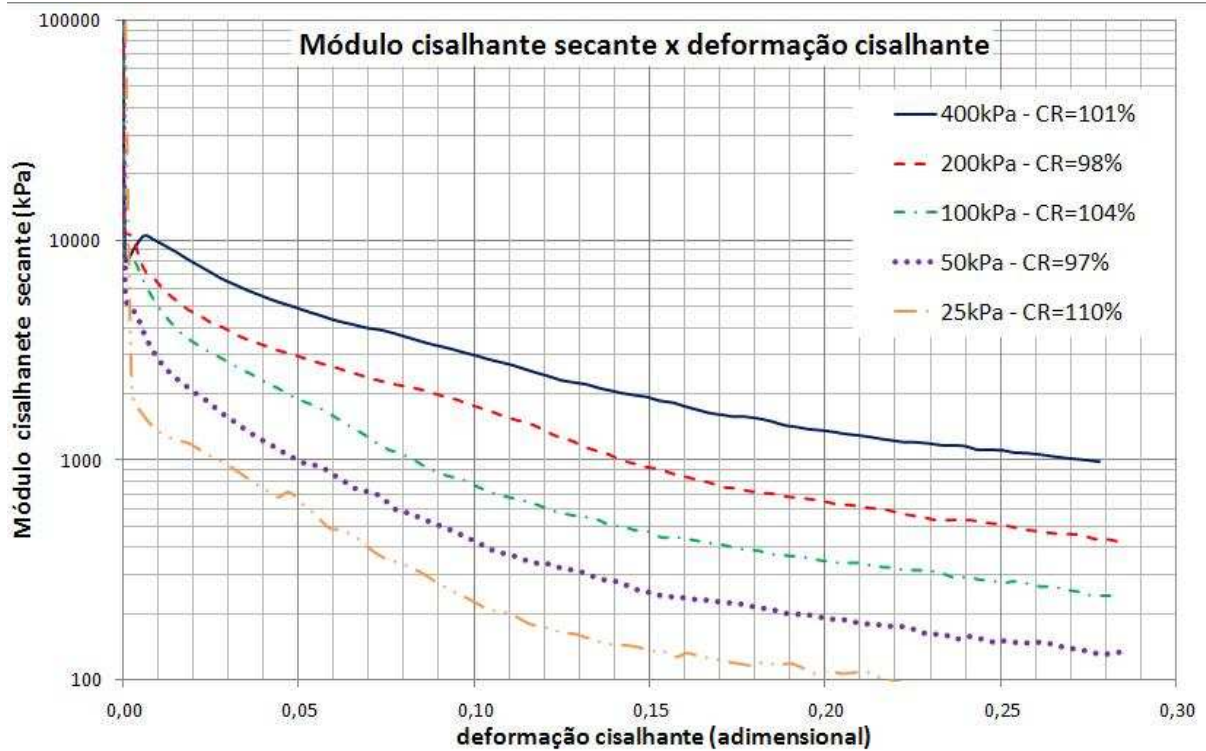


Figura 4.2: Gráfico módulo cisalhante secante x deformação cisalhante secante para $CR_{média}=101\%$

Sobre a interpretação da envoltória da figura 3.17, GROGNET (2011) cita que DE JOSSELING DE JONG (1971) propõe três hipóteses, ilustradas na figura 4.3:

- (1) O plano horizontal é o plano de ruptura, sendo o ângulo de atrito determinado por:

$$tg(\varphi) = \frac{\tau_{yx}}{\sigma_y} \quad (4.1)$$

- (2) O plano horizontal é o plano de máxima tensão cisalhante, sendo o ângulo de atrito determinado por:

$$sen(\varphi) = \frac{\tau_{yx}}{\sigma_y} \quad (4.2)$$

- (3) O plano vertical é o plano de inclinação máxima das tensões. Esta hipótese propõe ruptura vertical associada à rotação do corpo de prova de magnitude γ no sentido anti-horário. O ângulo de atrito é determinado por:

$$\frac{sen(\varphi) \cdot cos(\varphi)}{(1 + sen^2(\varphi))} = \frac{\tau_{yx}}{\sigma_y} \quad (4.3)$$

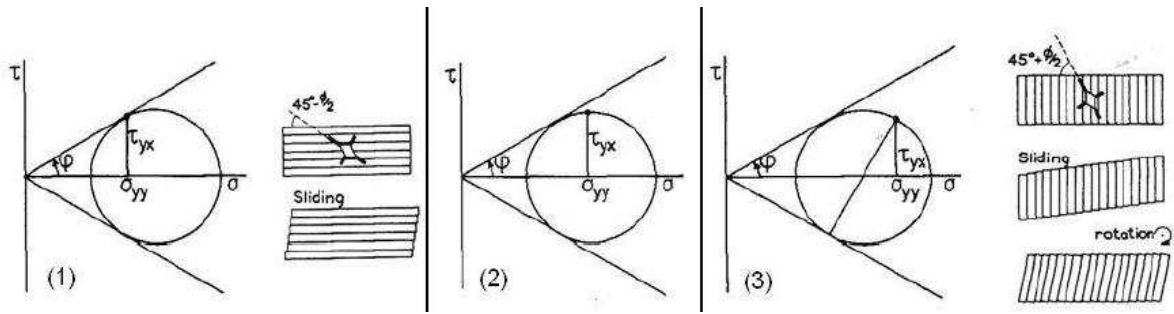


Figura 4.3: Hipóteses para interpretação de ϕ (DE JOSSELIN DE JONG, 1971)

Considerando a hipótese (1) para os ensaios realizados, se obtém ângulo de atrito de $38,4^\circ$ para compactidade relativa média de 101%. Porém, comparando-se com os outros ensaios realizados, vê-se que este valor está muito abaixo de todos os outros.

Já ao considerar a hipótese (2), é obtido $\phi' = 52,3^\circ$. Neste caso, o resultado está acima de todos os outros.

Foi constatado que a hipótese (3) não tem solução para a areia de Hokksund. Como pode ser visto na figura 4.4, esta hipótese só satisfaz razões de τ/σ menores que 0,36; o que é muito menor que o 0,7917 obtido na envoltória da areia de Hokksund.

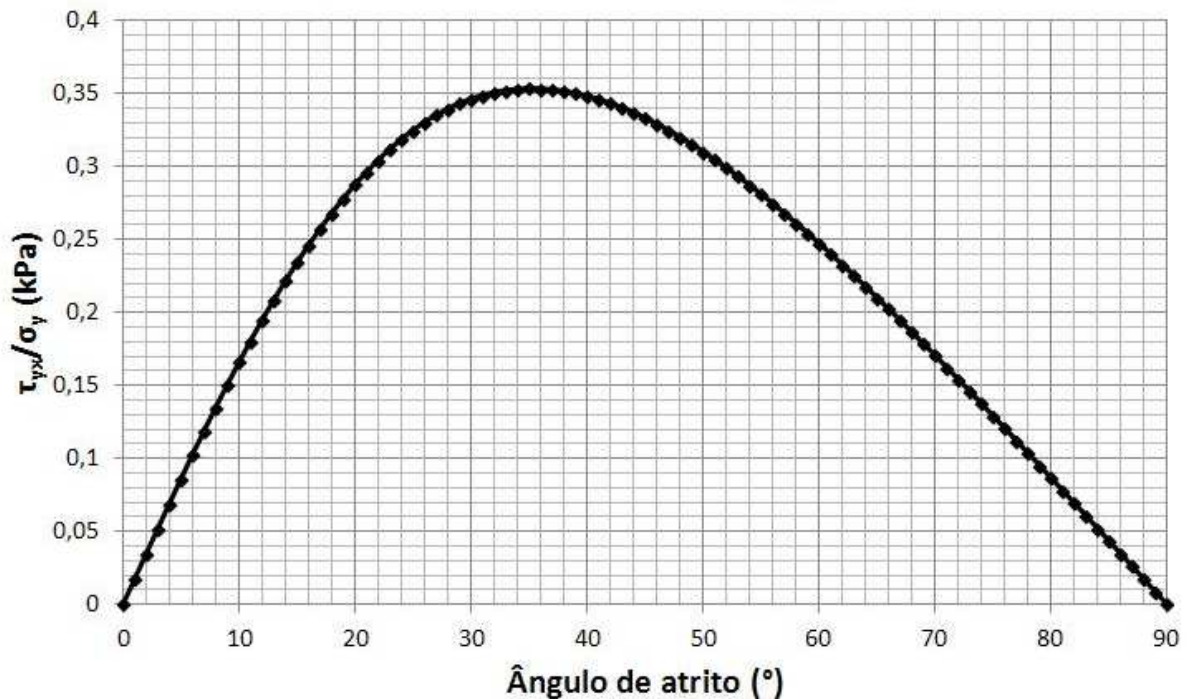


Figura 4.4: Gráfico da hipótese 3 de De Josselin de Jong (1971)

4.3. Compressão triaxial

Observou-se que, quanto maior a tensão confinante aplicada, maior a tensão desviadora de pico atingida, conforme esperado. Em todos os ensaios foram observados os três estágios no processo de deformação citados por LAMBE e WHITMAN (1969) (pequenas deformações iniciais, pico e escoamento do corpo de prova e condição última).

Foi constatada ainda pequena contração volumétrica inicial seguida de expansão, típica de areias compactas, como no caso deste trabalho. Porém, a estabilização do volume para grandes deformações axiais não foi observada.

Com o gráfico $\epsilon_a \times \sigma_d$, foram obtidos E_{50} de 20, 46 e 194MPa para tensões confinantes de 25, 50 e 200kPa, respectivamente. BOWLES (1997), estima o valor do módulo de elasticidade para areia compacta entre 50 e 81 MPa. Já POULOS (1975), citado por KULHAWY e MAYNE (1990), estima valor entre 50 e 100 MPa para a mesma condição. Portanto, baseando-se apenas no tipo de solo e na compactidade (areia compacta), não houve concordância entre as estimativas dos referidos autores e os resultados deste trabalho.

4.4. Comparação de ϕ' entre os diferentes ensaios

Como visto anteriormente, as condições de contorno do ensaio também interferem no valor de ϕ' obtido, sendo o valor em deformação plana um pouco maior que o obtido sob deformação triaxial (LAMBE e WHITMAN, 1969; e CORNFORTH, 2005). As condições dos ensaios de cisalhamento direto e cisalhamento simples aproximam-se da deformação plana, enquanto que o ensaio CID tem simetria axial. Além disso, o fato de o cisalhamento direto ter sido executado com corpos de prova secos e o triaxial com saturados também contribui para que o ϕ' do triaxial seja menor devido a hidratação dos íons nas superfícies de contato. Portanto, é de se esperar que o resultado do triaxial seja menor que os cisalhamentos direto e simples. A figura 4.5 mostra os valores de ϕ obtidos em todos os ensaios.

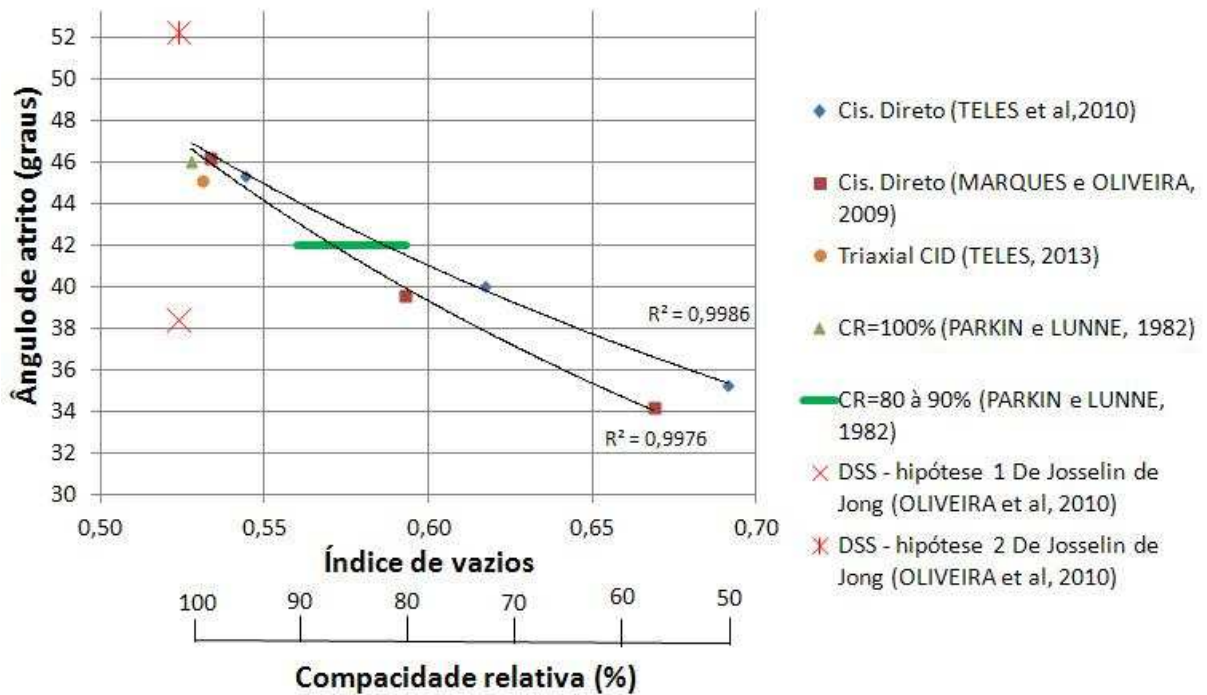


Figura 4.5: Comparação das diversas determinações do ângulo de atrito

O ângulo de atrito obtido com o triaxial ($\phi' = 45^\circ$) é pouco menor que os valores obtidos com cisalhamento direto tanto com máquina convencional, quanto com equipamento automatizado. Porém, para areias compactas, outros autores relataram diferenças maiores que a encontrada neste trabalho.

Como não se chegou a um consenso sobre a interpretação da envoltória obtida com cisalhamento simples, não foi possível fazer a comparação com os ensaios CID. Porém, considerando que ϕ vale entre $38,4^\circ$ e $52,3^\circ$ (respectivamente as hipóteses (1) e (2) de DE JOSSELIN DE JONG, 1971), pode-se dizer que as duas interpretações propostas pelo referido autor não correspondem aos resultados obtidos.

4.5. Comparação de ϕ' com os resultados do NGI

PARKIN e LUNNE (1982) encontraram valores de $\phi = 42^\circ$ para CR entre 80 e 90%; e $\phi = 46^\circ$ para a areia em sua densidade máxima, considerada como a situação onde CR=100%. Esses valores também foram plotados na figura 4.10. Os referidos autores infelizmente não mencionaram o ensaio usado em seus resultados. Mesmo assim, vê-se que seus resultados convergem para os obtidos nos ensaios realizados neste trabalho.

4.6. Comparação de G_{sec} obtido no cisalhamento simples com o triaxial

O módulo cisalhante foi medido nos ensaios de cisalhamento simples cuja tensão normal está mais próxima da metade da tensão desviadora de ruptura (usada para o E_{50}) no ensaio CID. Nestes ensaios, tomou-se G_{sec} no ponto onde a tensão cisalhante era a metade da resistência de pico através da fórmula 2.6. Dessa forma, foram obtidos os seguintes valores de G_{sec} : 3, 5 e 8MPa para os ensaios DSS de 50, 100 e 400kPa, respectivamente.

No ensaio triaxial, G pode ser calculado pela seguinte fórmula 4.4, proposta por VESIC (1975), citado por KULHAWY e MAYNE (1990):

$$G = I_r \cdot \sigma'_{oct} \cdot tg(\varphi') \quad (4.4)$$

Sendo I_r o índice de rigidez,

σ'_{oct} a tensão octaédrica efetiva e

φ' o ângulo de atrito obtido no ensaio triaxial.

KULHAWY e MAYNE (1990) apresentam valores de I_r para diferentes compacidades e razões σ'_{oct}/p_{atm} obtidos por VESIC (1975). Tomaram-se os valores com mais dados para diferentes razões σ'_{oct}/p_{atm} cuja compacidade fosse mais próxima da compacidade média obtida neste trabalho, como indicado na figura 4.6. Com esses valores e tomando a pressão atmosférica (p_{atm}) como 100 kPa, estimou-se o valor de I_r para as tensões octaédricas de interesse através da fórmula obtida com o gráfico da figura 4.7 abaixo:

Soil	Relative Density D_r (%)	Normalized Mean Normal Stress, $\bar{\sigma}_o/p_a$	Rigidity Index, I_r
Chattahoochee sand	80	0.1	200
	80	1	118
	80	10	52
	80	100	12
	20	0.1	140
	20	1	85
Ottawa sand	82	0.05	265
	21	0.05	89
Piedmont silt	-	0.70	10 to 30

Dados para
estimativa do
Índice de Rigidez

Figura 4.6: Valores do índice de rigidez para solos não coesivos selecionados (VESIC, 1975 apud KULHAWY e MAYNE, 1990 modificado)

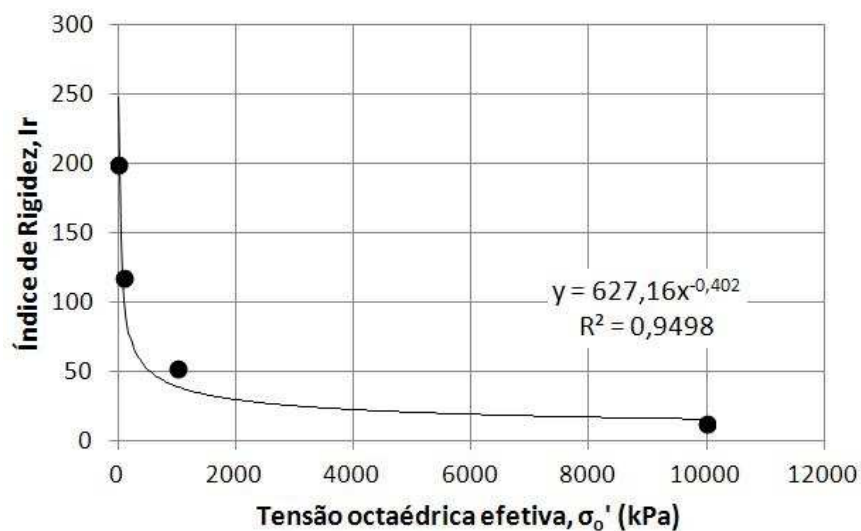


Figura 4.7: Equação para estimativa de I_r em função da tensão octaédrica efetiva

Para o cálculo das tensões octaédricas efetivas, foram tomadas as tensões normais no momento em que a tensão desviadora efetiva tem valor mais próximo à tensão vertical efetiva dos ensaios DSS. Como dito anteriormente, o ângulo de atrito efetivo obtido de 45° . Dessa forma, foi possível calcular o módulo cisalhante para os três ensaios com a fórmula 4.4. Foram obtidos os valores $G = 6, 9$ e 20 MPa para $\sigma'_d = 55, 88$ e 405 kPa, respectivamente.

A figura 4.8 compara os resultados do módulo cisalhante obtidos com cisalhamento simples e compressão triaxial. Percebe-se que, para os dois ensaios, o valor de G se comporta de forma logarítmica em função da tensão vertical.

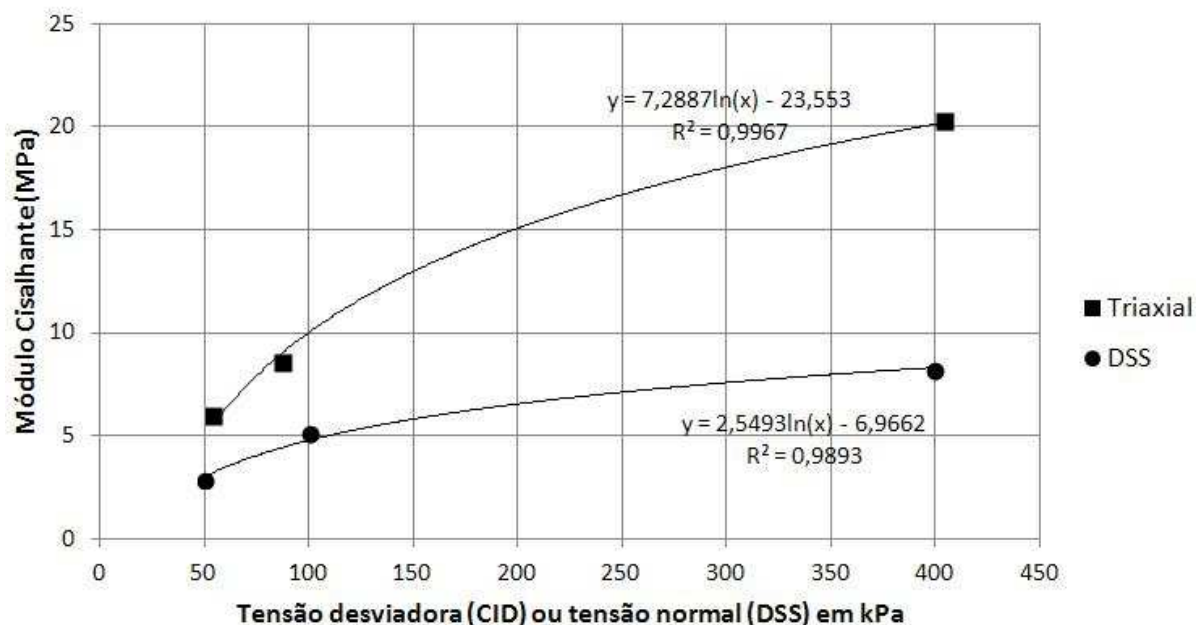


Figura 4.8: Comparação entre o módulo cisalhante medido no ensaio DSS e triaxial

Também foram estimados os valores de G em função de E e ν através da teoria da elasticidade. O coeficiente de Poisson (ν) para areias varia entre 0,30 e 0,40, sendo arbitrado o valor de 0,35 para a areia de Hokksund. Com os valores de E_{50} determinados nos ensaios triaxiais, calculou-se G como na fórmula 2.4. Assim foram determinados os módulos cisalhantes de 7, 17 e 72MPa para as tensões desviadoras de 69, 119 e 487kPa, respectivamente.

A figura 4.9 mostra que, pela teoria da elasticidade, o módulo cisalhante se comporta de forma linear em função da tensão vertical aplicada. Este comportamento é distinto do observado experimentalmente com ensaios DSS e triaxial, e conduz a discrepâncias cada vez maiores quanto maior for a tensão vertical. Concluiu-se então que o solo não se comportou segundo as leis da teoria da elasticidade. Vale ressaltar ainda que este acontecimento é esperado para areias fortemente dilatantes, onde o valor de ν pode exceder 0,5.

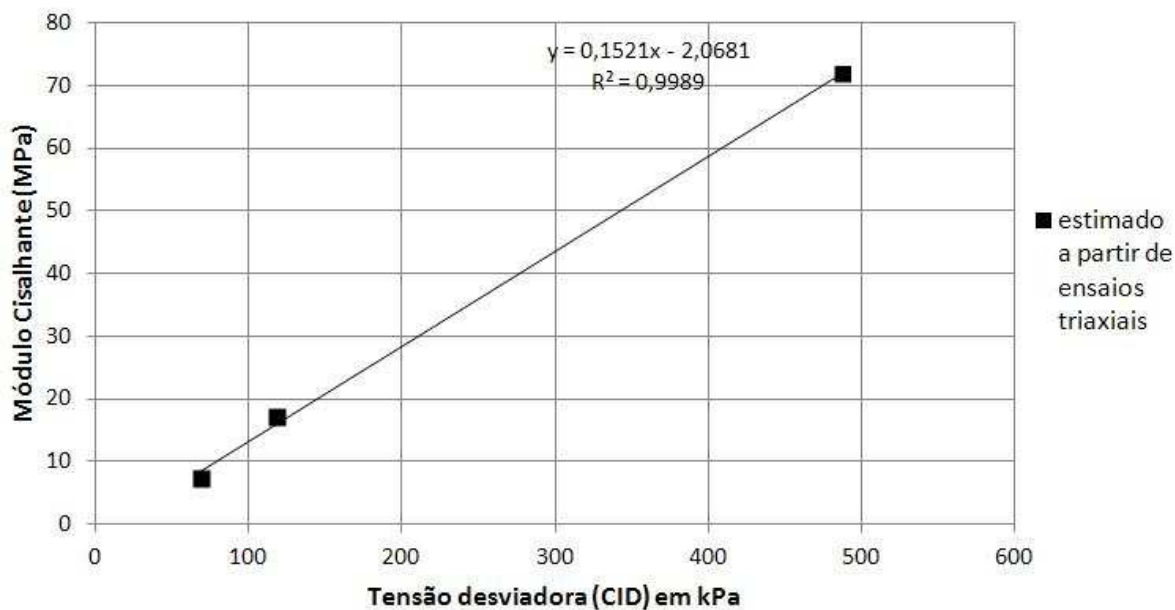


Figura 4.9: Módulo cisalhante estimado com compressão triaxial

4.7. Comparação de E_{oed} obtido na prensa com o triaxial

Sabe-se que em um carregamento oedométrico de solo normalmente adensado, como no caso dos ensaios deste trabalho, o coeficiente de empuxo no repouso (K_0) pode ser calculado com a seguinte equação:

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi') \quad (\text{Equação de Jaky, 1944}) \quad (4.5)$$

Adotando $\phi' = 45^\circ$, como indicado nos ensaios deste trabalho, tem-se que $K_0 = 0,293$ para a areia de Hokksund. Com essa informação, é possível saber a tensão horizontal atuante através da tensão vertical calculada no ensaio.

Determinando o módulo de compressão oedométrico secante ao ponto onde a tensão horizontal se aproxima da tensão confinante empregada nos ensaios triaxiais, pode-se comparar o resultado medido via ensaio oedométrico com o estimado pelo ensaio CID usando as equações da teoria da elasticidade.

Com os três ensaios realizados na prensa, obteve-se E_{oed} médio de 13, 14 e 16MPa para σ_h média de 29, 55 e 129kPa, respectivamente. Pela figura 4.10, percebe-se a tendência logarítmica do comportamento do solo também para os valores de E_{oed} .

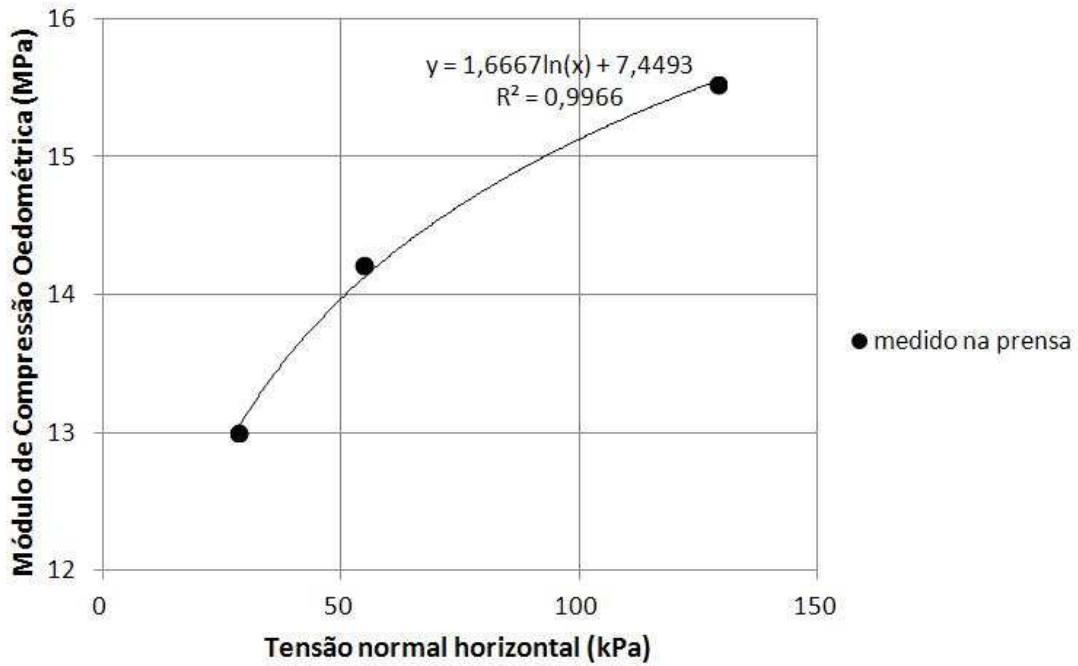


Figura 4.10: Módulo de compressão oedométrica medido com ensaio oedométrico

Já com os valores de E_{50} obtidos nos ensaios CID, foram calculados com a fórmula 2.5 os valores $E_{oed} = 32, 75$ e 311 MPa para σ_c de 25, 50 e 200kPa, respectivamente. Novamente o comportamento do valor de E_{oed} , em função da tensão horizontal, tem tendência linear, como preconizado pela teoria da elasticidade e ilustrado na figura 4.11.

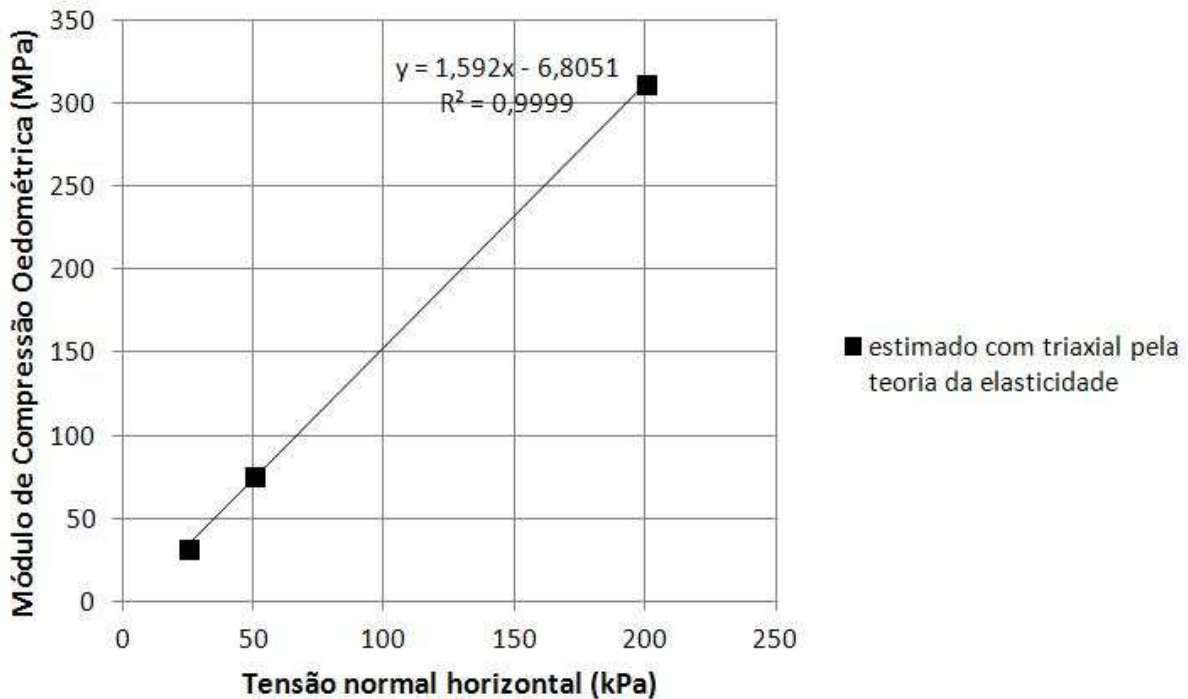


Figura 4.11: Módulo de compressão oedométrica estimado com compressão triaxial

Também para este parâmetro de rigidez conclui-se que houve grande divergência entre os resultados medidos e estimados pela teoria da elasticidade. Novamente cabe o comentário que areias fortemente dilatantes apresentam comportamento não elástico, exatamente o que foi observado neste trabalho.

5. Conclusão

Neste trabalho foram realizados ensaios de cisalhamento direto, cisalhamento simples e compressão triaxial CID a fim de se obter os parâmetros de resistência e deformabilidade da areia de Hokksund. Também foram realizados ensaios oedométricos para obtenção do módulo de compressão oedométrico.

Nos ensaios de cisalhamento direto, foram obtidos ângulos de atrito de 35° ; 40° e 45° para compacidades relativas de 50, 73 e 95%, respectivamente. Tanto o comportamento dos corpos de prova quanto o parâmetro de resistência obtido estão de acordo com o esperado para areias de compactidade semelhante.

Já nos ensaios de cisalhamento simples, considerando o plano horizontal como o de máxima inclinação das tensões, foi obtido $\phi' = 38,4^\circ$ para compactidade relativa de 101%. Ao considerar o plano horizontal como sendo o de ruptura, o valor de ϕ' sobe para $52,3^\circ$. Porém, nenhuma das interpretações parece adequada e não se sabe com certeza a inclinação do plano de ruptura. Também foi determinado o módulo cisalhante secante (G_{sec}) para tensões de 25, 50, 100 e 400kPa, obtendo-se 3, 5 e 8MPa, respectivamente.

Nos ensaios triaxiais CID, foi obtido ϕ' de 45° para compactidade de 99%. O resultado está de acordo com o esperado para areias compactas.

Também com os ensaios triaxiais, foi calculado o módulo cisalhante secante no momento em que a tensão desviadora efetiva tem valor mais próximo à tensão vertical efetiva dos ensaios DSS. Dessa forma, foram obtidos módulos cisalhantes de 6, 9 e 20 MPa para as tensões desviadoras efetivas de 55, 88 e 405 kPa, respectivamente.

Os módulos de elasticidade secante à metade da tensão desviadora de ruptura (E_{50}) de 20, 46 e 194MPa para os ensaios triaxiais de 25, 50 e 200kPa, respectivamente. Estes resultados não estão na faixa de estimativa para areias compactas de BOWLES (1997) e POULOS (1975), que são respectivamente de 50 a 81MPa e de 50 a 100MPa.

Nos ensaios de compressão de oedométrica, foram determinados os valores de E_{oed} , obtendo-se 13, 14 e 16MPa, para tensões horizontais de 29, 55 e 129kPa, respectivamente.

E_{oed} e G_{sec} também foram estimados a partir dos resultados dos ensaios triaxiais, com base na teoria da elasticidade. Tanto para G_{sec} quanto para E_{oed} , observou-se comportamento

linear com o aumento das tensões. Já na medição com triaxial e DSS, esses parâmetros aumentam com taxas de crescimento cada vez menores conforme se aumentam as tensões, tendendo a um comportamento logarítmico. Logo, o comportamento do solo não é linear, conforme esperado devido as altas dilatações observados nos corpos de prova.

Os valores de ϕ' obtidos com ensaios de cisalhamento direto foram um pouco maiores que o resultado obtido em ensaio triaxial, sendo essa diferença cerca de 1° . Essa diferença se deve à restrição lateral no cisalhamento direto, impedindo a deformação e forçando uma resistência maior, enquanto que no triaxial as deformações nas três dimensões são permitidas. Além disso, nos corpos de prova secos do cisalhamento direto, os íons das superfícies de contato não estão totalmente hidratados, aproximando os minerais uns dos outros e tornando o vínculo mais forte. Já nos corpos de prova saturados do triaxial, os íons são hidratados, tornando a adesão das superfícies minerais menos fortes (LAMBE e WHITMAN, 1969). Esse fato também indica que o ϕ'_{triaxial} seja menor que o $\phi'_{\text{cis.dir.}}$. Cabe ressaltar, entretanto, que outros autores (LAMBE e WHITMAN, 1969; e CORNFORTH, 2005) relataram diferenças maiores entre ϕ'_{triaxial} e $\phi'_{\text{cis.dir.}}$ para areias compactas.

Os resultados do ângulo de atrito também estão de acordo com os resultados obtidos no NGI.

6. Referências bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1991. *MB 3388/1991: Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos*. Rio de Janeiro. pp. 1

BLACK, D. K., LEE, K. L., 1973, "Saturating Laboratory Samples by Back Pressure", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, v. 99, n. SM1, pp.75-93.

BOWLES, J. E., 1997, *Foundation Analysis and Design*. 5ª ed. Peoria, IL, EUA.

FUNDAÇÃO COORDENAÇÃO DE PROJETOS, PESQUISAS E ESTUDOS TECNOLÓGICOS, 2008. "Plano de Trabalho", *Infra-Estrutura do Laboratório de Modelos Físicos da Área de Geotecnia do Programa de Engenharia Civil*. Rio de Janeiro. pp. 3

CORNFORTH, D. H., 2005, "Properties of Sands and Other Cohesionless Soils", *Landslides in Practice*, 1ª Ed., capítulo 7, New York, John Wiley & Sons.

DE OLIVEIRA FILHO, W. L., 1987, Considerações sobre Ensaio Triaxiais em Areias. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DE JOSSELIN DE JONG, G., 1971, "Discussion on stress-strain behavior of soils", *Proc. Roscoe Memorial Symposium*, pp. 258-261, Cambridge, Inglaterra apud GROGNET, M., 2011, The Boundary Conditions in Direct Simple Shear Tests, Development for Peat Testing at Low Vertical Stress. Tese de M. Sc., Delft University of Technology, Delft, Holanda.

GEOCOMP, 2009, *Triaxial User's Manual*. Massachusetts, EUA.

KULHAWY, F. H., MAYNE, P. W., 1990, "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. *Electric Power Research Inst.*, Palo Alto, CA, EUA; Cornell Univ., Ithaca, NY, EUA. Geotechnical Engineering Group.

LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V., 1969, *Soil Mechanics*. New York, John Wiley & Sons.

MARQUES, F. de L., OLIVEIRA, F. da S., 2009, "Ensaio com a Areia de Hokksund para Projeto de Revitalização da Câmara de Calibração". *XXXI Jornada Giulio Massarani de Iniciação Científica, Artística e Cultural*, n. 856, Rio de Janeiro, 5-9 de outubro.

OLIVEIRA, F.da S., BASTOS, A. M. C. Q., DE SOUZA, L. C. B., MOURA, M. V. dos S., TELES, G. L. V., 2010, “Ensaio de Cisalhamento Simples com a Areia de Hokksund”. *XXXII Jornada Giulio Massarani de Iniciação Científica, Artística e Cultural*, n. 79, Rio de Janeiro, 4-8 de outubro.

PARKIN, A.K., LUNNE, T., 1982, “Boundary Effects in the Laboratory Calibration of a Cone Penetrometer for Sand”, *Norwegian Geotechnical Institute Publication*, n. 138.

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

POULOS, H. G., 1975, “Settlement of Isolated Foundation”, *Soil Mechanics – Recent Developments*, Zetland, Australia, pp. 181-212. apud KULHAWY, F. H., MAYNE, P. W., 1990, “Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. *Electric Power Research Inst.*, Palo Alto, CA, EUA; Cornell Univ., Ithaca, NY, EUA. Geotechnical Engineering Group.

SKEMPTON, A. W., 1954, “The pore-pressure coefficients A and B”, *Geotechnique* n. 4, pp. 143-147.

TELES, G. L. V., BASTOS, A. M. C. Q., OLIVEIRA, F.da S., 2010, “Infra-Estrutura do Laboratório de Modelos Físicos da Área de Geotecnia do Programa de Engenharia Civil: Ensaio de Cisalhamento Direto”. *XXXII Jornada Giulio Massarani de Iniciação Científica, Artística e Cultural*, n. 219, Rio de Janeiro, 4-8 de outubro.

VESIC, A. S., 1975, “Bearing Capacity of Shallow Foundations”, *Foundation Engineering Handbook*, capítulo 3, editado por WINTERKORN, H. e FANG, H. Y., New York, Van Nostrand Reinhold Company. pp 121-147 apud KULHAWY, F. H., MAYNE, P. W., 1990, “Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. *Electric Power Research Inst.*, Palo Alto, CA, EUA; Cornell Univ., Ithaca, NY, EUA. Geotechnical Engineering Group.

Anexo (calibrações)

Calibration Certificate



DATE OF VERIFICATION:
2009. AUGUST 10

1145 Massachusetts Avenue
Boxborough, MA 01719
TEL: 1-978-635-0012
FAX: 1-978-635-0266



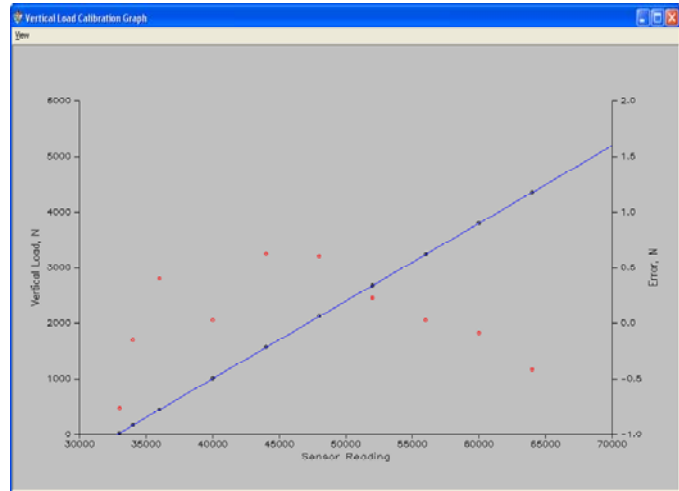
LOCATION OF SENSORS:

**FEDERAL UNIVERSITY OF RIO DE JANEIRO,
BRAZIL**

SENSOR DATA IN SI UNITS

SENSOR TYPE:	Loadcell	CAPACITY:	4.5 KN (1000 lb)
MANUFACTURER:	CAS	VERIFIED RANGE:	30.354 ~4356.633 N
MODEL:	SBA-1KLB-I	USED SOFTWARE:	SHEAR.exe
SERIAL NUMBER:	0811SBAL01005	NODE ID:	101 (ShearTrac-V-Load)
EXCITATION	+ 6.5V	FS RANGE	+/- 20 MV
POLARITY	Bipolar		

Verification Device Information	Verification Reading (N)	Machine Count (cnt)
MFG	30.354	33000.
Interface	170.513	34000.
Type	450.160	36000.
Loadcell	1007.967	40000.
	1566.752	44000.
	2124.915	48000.
Serial No.	2682.722	52000.
234432	3240.707	56000.
	3798.781	60000.
Model No.	4356.633	64000.
1610AJH-5k		



CALIBRATION FACTOR (N/CNT): 0.1395463
OFFSET: 32777
STANDARD ERROR: 3.3374036
CORRELATION: 0.99999996
MACHINE SERIAL NUMBER GCC06-0557

***CALIBRATION CONDITION:** TEMPERATURE 57°F / HUMIDITY 35%

QA MANAGER: _____ **CALIBRATED BY:** _____
 Youngjin Park Binod Rijal

This certificate attests that this instrument has been checked for accuracy, calibrated to manufacturer's specifications, and found to be within the appropriate tolerance. The instrument used in this calibration is calibrated by C.S.C Force Measurement, Inc accredited by the LABORATORY ACCREDITATION BUREAU #L1142 to ISO/IEC 17025. It also complies with ANSI/NC SL Z540-3-2006 compliant. Calibration of this instrument was performed with weights traceable to the National Institute of Standards and Technology (NIST) through certification documents on file at GEOCOMP Corp. Calibration interval assignment and adjustment are the responsibility of end user. The uncertainty is based on a standard uncertainty multiplied by a coverage factor of k=2, which provides a confidence level of approximately 95%.

This certificate can not be reproduced without written permission from Geocomp Corp.

Calibration Certificate



DATE OF VERIFICATION:
2009. AUGUST 10

1145 Massachusetts Avenue
Boxborough, MA 01719
TEL: 1-978-635-0012
FAX: 1-978-635-0266



Certificate #L1142-1 Calibration

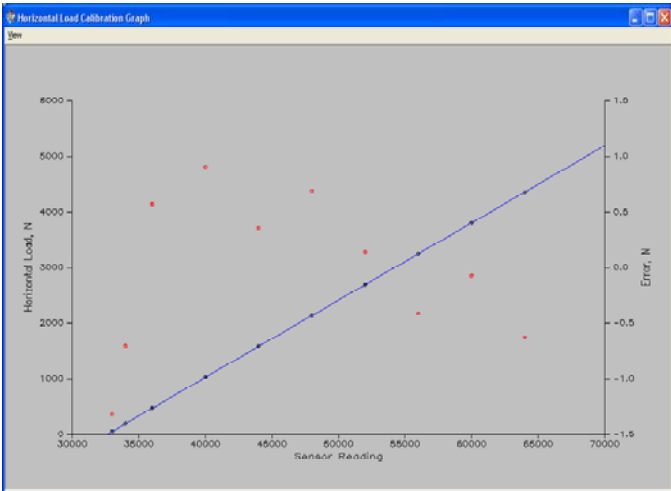
LOCATION OF SENSORS:

**FEDERAL UNIVERSITY OF RIO DE JANEIRO.
BRAZIL**

SENSOR DATA IN SI UNITS

SENSOR TYPE:	Loadcell	CAPACITY:	4.5 KN (1000 lb)
MANUFACTURER:	CAS	VERIFIED RANGE:	52.631 ~4353.030 N
MODEL:	SBA-1KLB-I	USED SOFTWARE:	SHEAR.exe
SERIAL NUMBER:	0811SBAL01011	NODE ID:	102 (ShearTrac-H-Load)
EXCITATION:	+ 6.5V	FS RANGE:	+/- 20 MV
POLARITY:	Bipolar		

Verification Device Information	Verification Reading (N)	Machine Count (cnt)
MFG	52.631	33000.
Interface	191.945	34000.
Type	470.621	36000.
Loadcell	1025.759	40000.
	1580.008	44000.
	2135.146	48000.
Serial No.	2689.395	52000.
234432	3243.643	56000.
	3798.781	60000.
Model No.	4353.030	64000.
1610AJH-5k		



CALIBRATION FACTOR (N/CNT): 0.13870011
OFFSET: 32611
STANDARD ERROR: 5.4436346
CORRELATION: 0.99999989
MACHINE SERIAL NUMBER GCC06-0557

***CALIBRATION CONDITION:** TEMPERATURE 57°F / HUMIDITY 35%

QA MANAGER: _____ **CALIBRATED BY:** _____
 Youngjin Park Binod Rijal

This certificate attests that this instrument has been checked for accuracy, calibrated to manufacturer's specifications, and found to be within the appropriate tolerance. The instrument used in this calibration is calibrated by C.S.C Force Measurement, Inc accredited by the LABORATORY ACCREDITATION BUREAU #L1142 to ISO/IEC 17025. It also complies with ANSI/NCSL Z540-3-2006 compliant. Calibration of this instrument was performed with weights traceable to the National Institute of Standards and Technology (NIST) through certification documents on file at GEOCOMP Corp. Calibration interval assignment and adjustment are the responsibility of end user. The uncertainty is based on a standard uncertainty multiplied by a coverage factor of k=2, which provides a confidence level of approximately 95%.

This certificate can not be reproduced without written permission from Geocomp Corp.

Calibration Certificate



DATE OF VERIFICATION:
2009. AUGUST 10

1145 Massachusetts Avenue
Boxborough, MA 01719
TEL: 1-978-635-0012
FAX: 1-978-635-0266



LOCATION OF SENSORS:

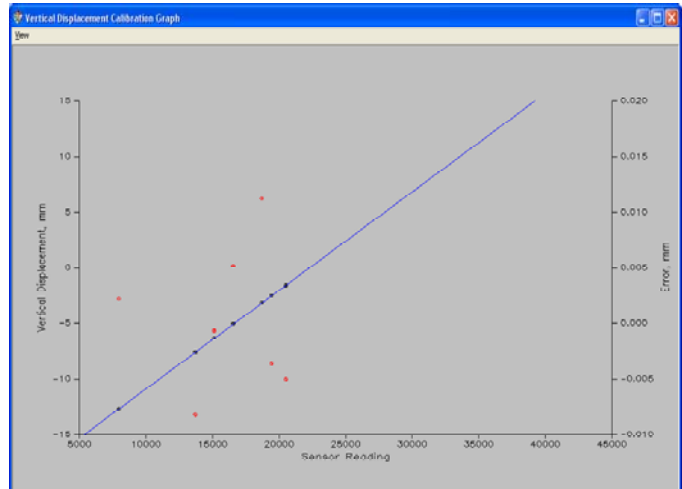
*FEDERAL UNIVERSITY OF RIO DE JANEIRO.
BRAZIL*

SENSOR DATA IN SI UNITS

SENSOR TYPE:	Displacement Sensor	CAPACITY:	50mm(2 in)
MANUFACTURER:	Novotechnik	VERIFIED RANGE:	1.587 ~ 12.700 mm
MODEL:	TR-50	USED SOFTWARE:	Shear.exe
SERIAL NUMBER:	0331TR50-01	NODE ID:	101 (ShearTrac-V-Disp)
EXCITATION	+ 5.0 V	FS RANGE	2560 MV
POLARITY	Unipolar		

Verification Device Information
MFG
Mitutoyo
Type
Block Gauge
Serial No.
0401160
Code No.
516-930-26

Verification Reading (mm)	Machine Count (cnt)
-1.587	20500.
-2.540	19424.
-3.175	18691.
-5.080	16549.
-6.350	15123.
-7.620	13699.
-12.700	7957.



CALIBRATION FACTOR (MM/CNT): 8.8652956e-004
OFFSET: 22285
STANDARD ERROR: 8.18928
CORRELATION: 0.99999848
MACHINE SERIAL NUMBER GCC06-0557

***CALIBRATION CONDITION:** TEMPERATURE 57°F / HUMIDITY 35%

QA MANAGER: _____ **CALIBRATED BY:** _____
 Youngjin Park Binod Rijal

This certificate attests that this instrument has been checked for accuracy, calibrated to manufacturer's specifications, and found to be within the appropriate tolerance. The instrument used in this calibration is calibrated by ESSCO CALIBRATION LABORATORY accredited by the A2LA and it is traceable to the National Institute of Standards and Technology (NIST) through certification documents on file at GEOCOMP Corp. This Calibration was performed in compliance with the ESSCO Quality Manual, ECL 1, REV.25,08 October 2008, and complies with ISO 9001:2000, ANSI/NC SL Z540-1, QS9000, MIL-STD-45662A(exp), ISO/IEC 17025:2005, AND ISO 10012:2003. Calibration interval assignment and adjustment are the responsibility of end user. The uncertainty is based on a standard uncertainty multiplied by a coverage factor of k=2, which provides a confidence level of approximately 95%.
 This certificate can not be reproduced without written permission from Geocomp Corp.

Calibration Certificate



DATE OF VERIFICATION:
2009. AUGUST 10

1145 Massachusetts Avenue
Boxborough, MA 01719
TEL: 1-978-635-0012
FAX: 1-978-635-0266



LOCATION OF SENSORS:

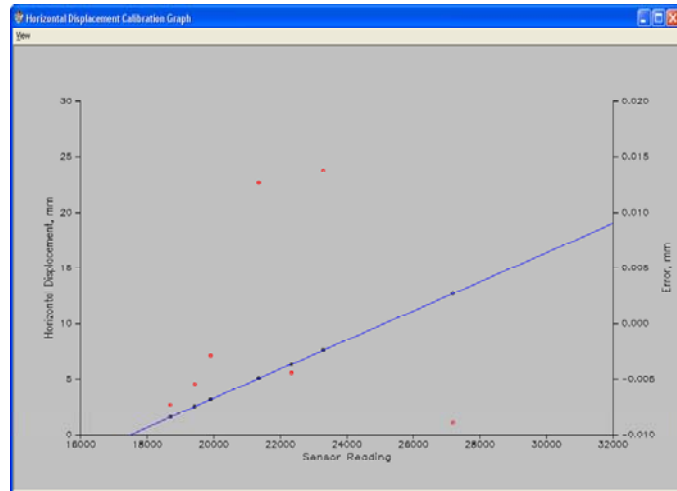
*FEDERAL UNIVERSITY OF RIO DE JANEIRO,
BRAZIL*

SENSOR DATA IN SI UNITS

SENSOR TYPE:	Displacement Sensor	CAPACITY:	75mm(3 in)
MANUFACTURER:	Novotechnik	VERIFIED RANGE:	1.587 ~ 25.400 mm
MODEL:	TR-75	USED SOFTWARE:	Shear.exe
SERIAL NUMBER:	0331TR75-01	NODE ID:	102 (ShearTrac-H-Disp)
EXCITATION	+ 5.0 V	FS RANGE	2560 MV
POLARITY	Unipolar		

Verification Device Information
MFG
<i>Mitutoyo</i>
Type
<i>Block Gauge</i>
Serial No.
<i>0401160</i>
Code No.
<i>516-930-26</i>

Verification Reading (mm)	Machine Count (cnt)
1.587	18699.
2.540	19425.
3.175	19908.
5.080	21351.
6.350	22334.
7.620	23290.
12.700	27187.
25.400	36880.



CALIBRATION FACTOR (MM/CNT): 1.3093877e-003
OFFSET: 17481
STANDARD ERROR: 7.2482061
CORRELATION: 0.99999937
MACHINE SERIAL NUMBER GCC06-0557

*** CALIBRATION CONDITION:** TEMPERATURE 57°F / HUMIDITY 35%

QA MANAGER: _____ **CALIBRATED BY:** _____
Youngjin Park Binod Rijal

This certificate attests that this instrument has been checked for accuracy, calibrated to manufacturer's specifications, and found to be within the appropriate tolerance. The instrument used in this calibration is calibrated by ESSCO CALIBRATION LABORATORY accredited by the A2LA and it is traceable to the National Institute of Standards and Technology (NIST) through certification documents on file at GEOCOMP Corp. This Calibration was performed in compliance with the ESSCO Quality Manual, ECL 1, REV.25,08 October 2008, and complies with ISO 9001:2000, ANSI/NCCL Z540-1, QS9000, MIL-STD-45662A(exp), ISO/IEC 17025:2005, AND ISO 10012:2003. Calibration interval assignment and adjustment are the responsibility of end user. The uncertainty is based on a standard uncertainty multiplied by a coverage factor of k=2, which provides a confidence level of approximately 95%.
 This certificate can not be reproduced without written permission from Geocomp Corp.

Calibration Certificate



DATE OF VERIFICATION:
2009. AUGUST 10

1145 Massachusetts Avenue
Boxborough, MA 01719
TEL: 1-978-635-0012
FAX: 1-978-635-0266



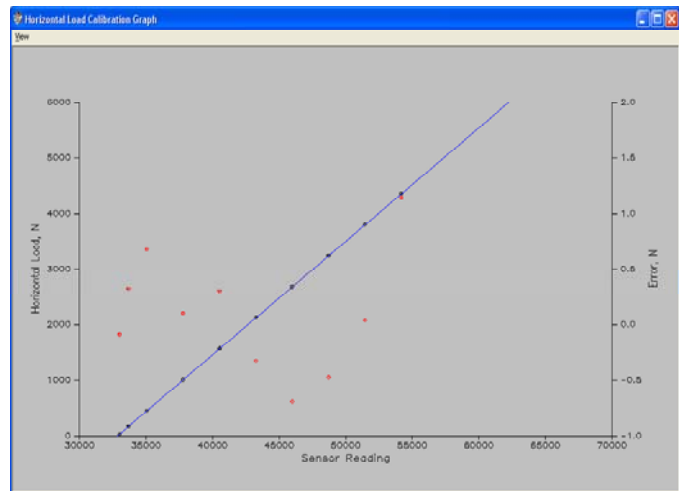
LOCATION OF SENSORS:

*FEDERAL UNIVERSITY OF RIO DE JANEIRO.
BRAZIL*

SENSOR DATA IN SI UNITS

SENSOR TYPE:	Loadcell	CAPACITY:	4.5 KN (1000 lb)
MANUFACTURER:	Interface	VERIFIED RANGE:	30.354 ~4356.633 N
MODEL:	SML	USED SOFTWARE:	SHEAR:DSS.exe
SERIAL NUMBER:	305421	NODE ID:	102 (ShearTrac-H-Load)
EXCITATION	+ 6.5V	FS RANGE	+/- 20 MV
POLARITY	Bipolar		

Verification Device Information	Verification Reading (N)	Machine Count (cnt)
MFG	30.354	33005.
Interface	170.513	33689.
Type	450.160	35056.
Loadcell	1007.967	37789.
	1566.752	40523.
	2124.915	43258.
Serial No.	2682.722	45990.
234432	3240.707	48720.
	3798.781	51449.
Model No.	4356.633	54174.
1610AJH-5k		



CALIBRATION FACTOR (N/CNT): 0.20431061
OFFSET: 32856
STANDARD ERROR: 2.8346026
CORRELATION: 0.99999994
MACHINE SERIAL NUMBER GCC06-0557

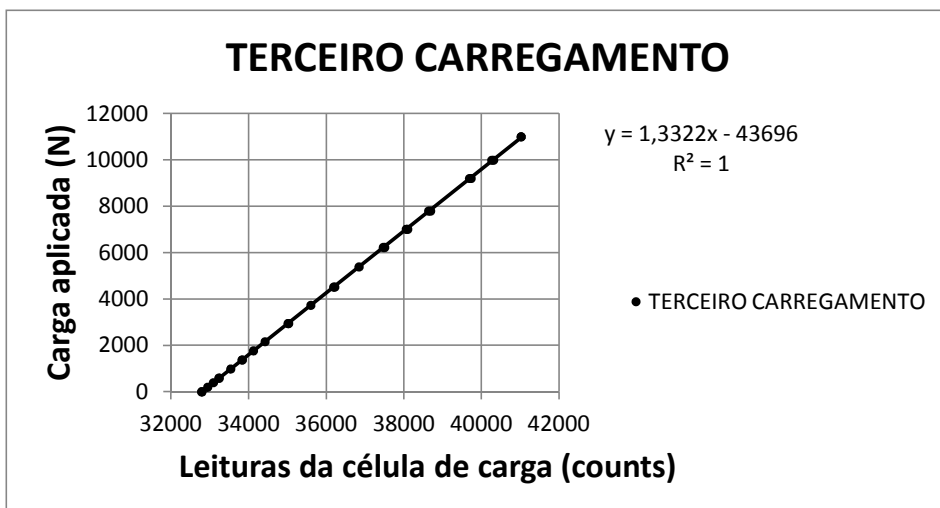
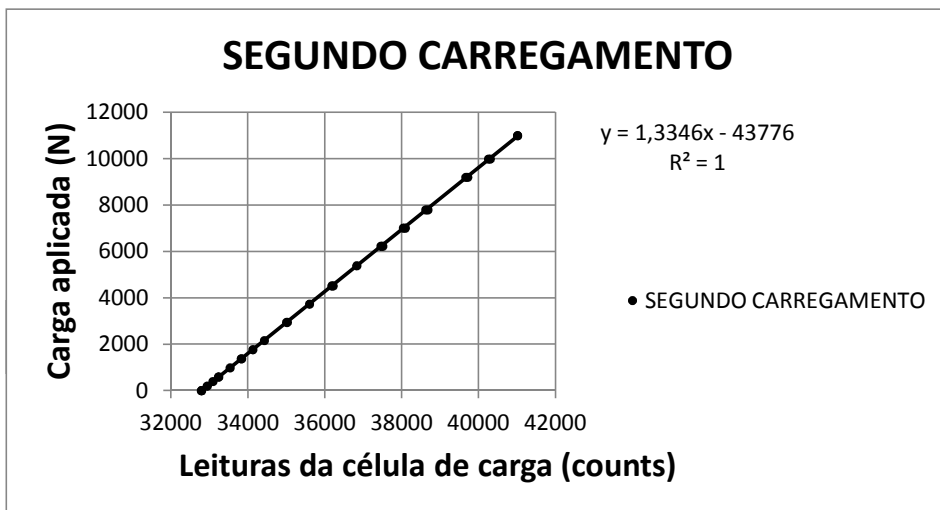
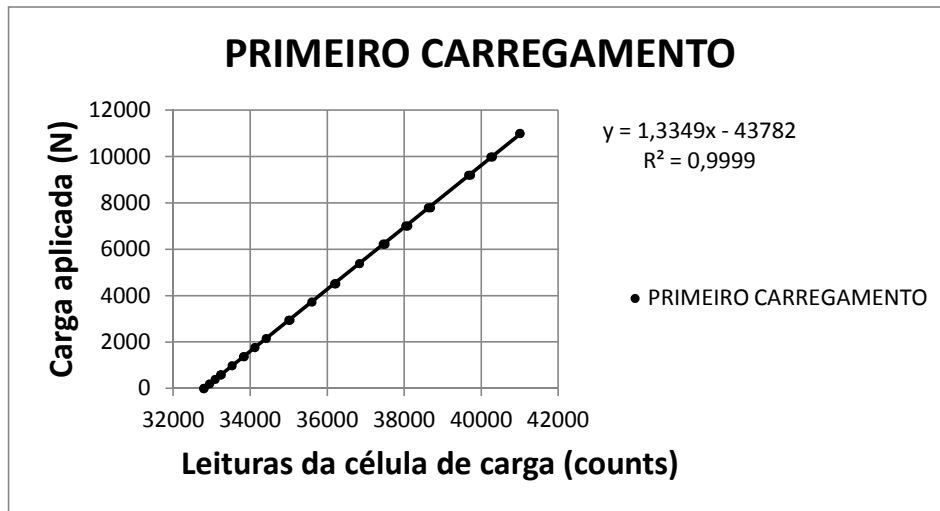
*** CALIBRATION CONDITION:** TEMPERATURE 57°F / HUMIDITY 35%

QA MANAGER: _____ **CALIBRATED BY:** _____
 Youngjin Park Binod Rijal

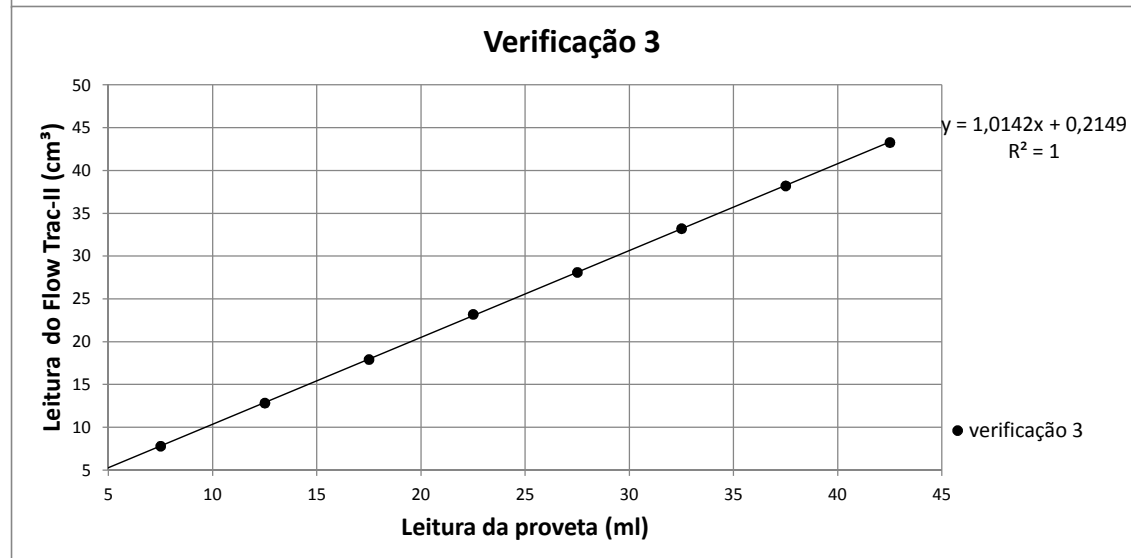
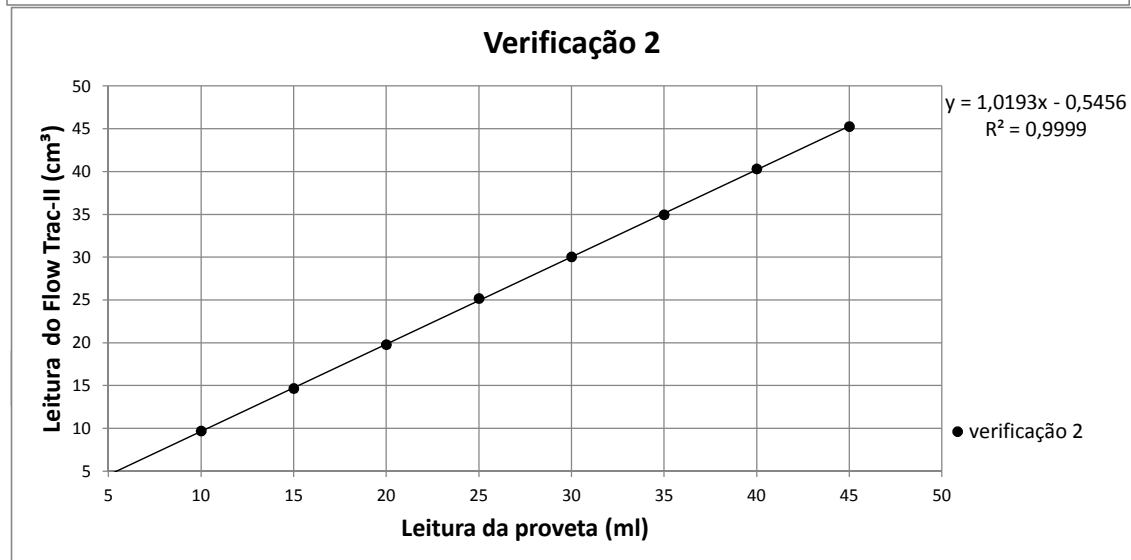
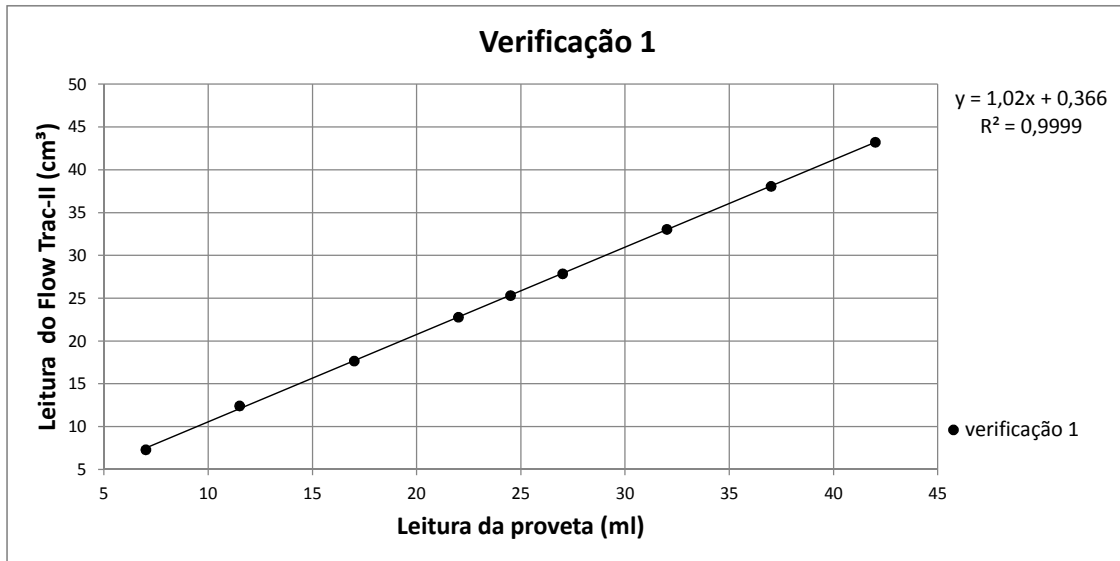
This certificate attests that this instrument has been checked for accuracy, calibrated to manufacturer's specifications, and found to be within the appropriate tolerance. The instrument used in this calibration is calibrated by C.S.C Force Measurement, Inc accredited by the LABORATORY ACCREDITATION BUREAU #L1142 to ISO/IEC 17025. It also complies with ANSI/NC SL Z540-3-2006 compliant. Calibration of this instrument was performed with weights traceable to the National Institute of Standards and Technology (NIST) through certification documents on file at GEOCOMP Corp. Calibration interval assignment and adjustment are the responsibility of end user. The uncertainty is based on a standard uncertainty multiplied by a coverage factor of k=2, which provides a confidence level of approximately 95%.

This certificate can not be reproduced without written permission from Geocomp Corp.

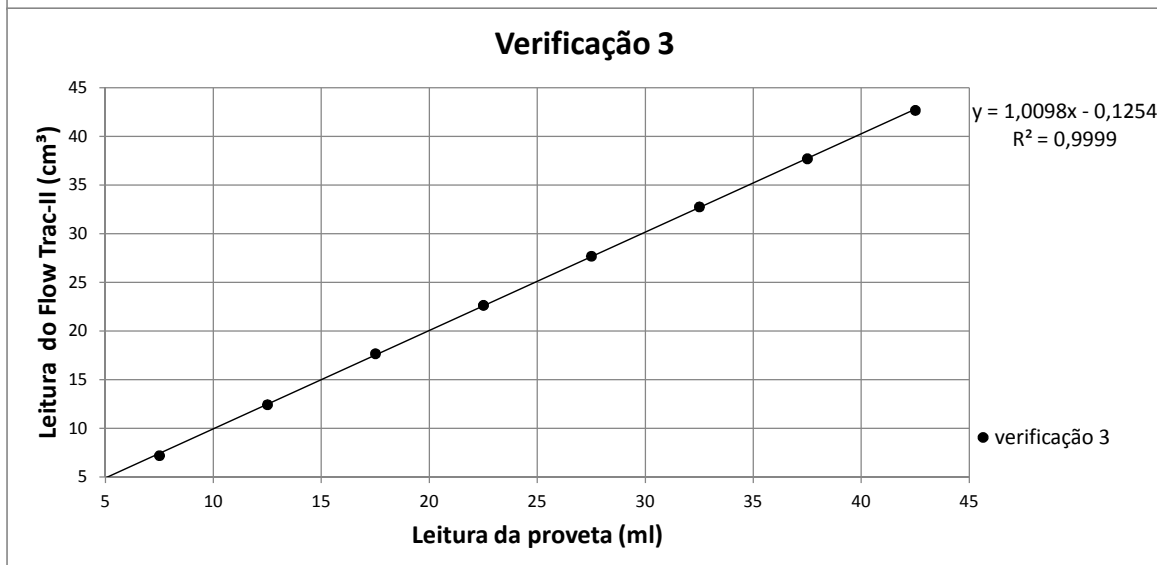
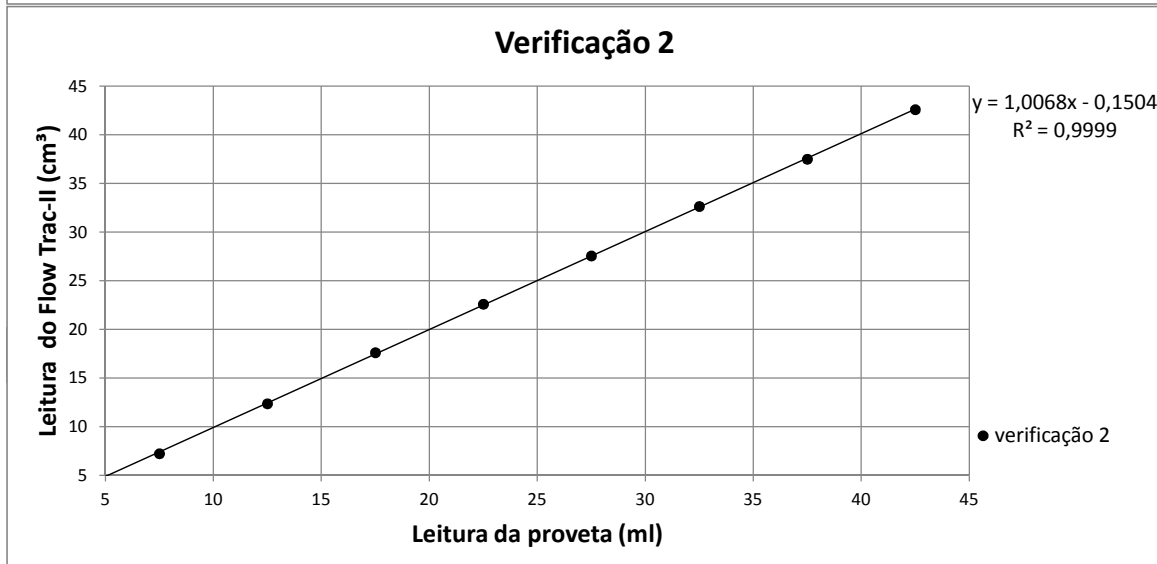
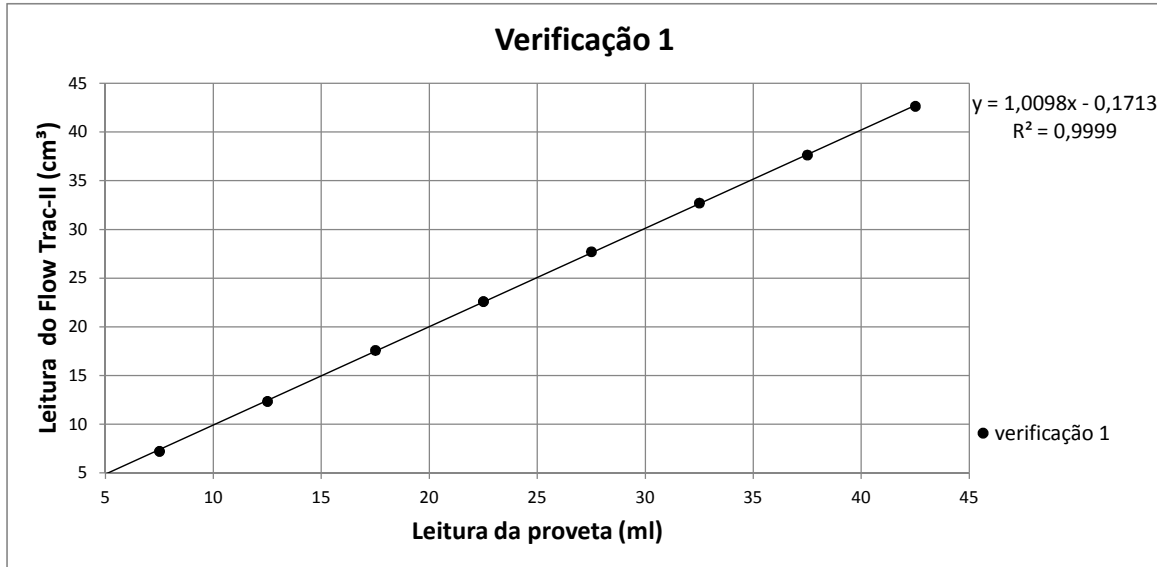
Calibração da célula de carga CAS-SBA- 10KLB-I, utilizada no Load Trac-
II para ensaios triaxiais



Calibração do transdutor de volume do Flow Trac-II, unidade CELL PRESSURE



Calibração do transdutor de volume do Flow Trac-II, unidade PORE PRESSURE





CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO

Nº: 3440/12

LABORATÓRIO METROLÓGICO DE PRESSÃO

REQUERENTE: UFRJ

AUTENTICAÇÃO:

INSTRUMENTO: MANOVACUOMETRO

MOD/FAB: WMD 9000 // WARME

Nº DE SÉRIE: ID/837/8/12

IDENTIFICAÇÃO: MM-30939

CLASSE: -

TIPO: DIGITAL

FAIXA DE ESCALA: -1 A 800 kPa

FAIXA CALIBRADA: -1 A 800 kPa

VALOR UMA DIVISÃO: 0,1 kPa

DOCUMENTO: OS: 0558/12

DESCRIÇÃO DO ENSAIO:

O INSTRUMENTO FOI CALIBRADO NA POSIÇÃO VERTICAL EM DOIS CICLOS DE PRESSÃO ASCENDENTE (CARREGAMENTO) E DESCENDENTE (DESCARREGAMENTO). A CALIBRAÇÃO FOI EXECUTADA ATRAVÉS DA MEDIÇÃO DIRETA E COMPARATIVA, UTILIZANDO-SE PADRÃO RASTREADO AO PADRÃO NACIONAL DO "INMETRO". O RESULTADO DOS ENSAIOS ESTÁ LISTADO EM TABELA QUE RELACIONA O VALOR VERDADEIRO CONVENCIONAL, REFERÊNCIA (PADRÃO), A INDICAÇÃO DO INSTRUMENTO EM TESTE (CONFORME PTC-DITEC-001, REVISÃO 00).

IDENTIFICAÇÃO DO PADRÃO UTILIZADO:

CALIBRADOR DIGITAL DE PRESSÃO - MÓDULOS: 0 A 100 psi, 0 A 500 psi, 0 A 1000 psi, 0 A 5000 psi, CLASSE DE EXATIDÃO 5A (0,05% F.E.), Nº DE SÉRIE 378.02.12, MODELO PC 507, FABRICANTE PRESYS, COM CERTIFICADO DE CALIBRAÇÃO EMITIDO PELA "RBC - REDE BRASILEIRA DE CALIBRAÇÃO" (REGISTRO "INMETRO" 0193) R0381. 02.12 DE 14/02/2012 VÁLIDO ATÉ FEV/2014.

CONDIÇÕES AMBIENTAIS:

TEMPERATURA: (19,8)°C

UMIDADE RELATIVA: (57,0)%UR

FATOR DE CONVERSÃO DA UNIDADE: 1 kPa = 1000 Pa

DATA	EXECUTADO	APROVADO	FOLHA
17 / 09 / 2012	FELIPE WENEZ Téc. de Instrumentação	WILLIAM G. RODRIGUES Metrológista	1 DE 2

ESTES RESULTADOS REFEREM-SE EXCLUSIVAMENTE AO INSTRUMENTO CALIBRADO, NAS CONDIÇÕES ESPECIFICADAS, NÃO SENDO EXTENSIVO A QUAISQUER LOTES. SUA REPRODUÇÃO SÓ PODERÁ SER COMPLETA E DEPENDERÁ DE AUTORIZAÇÃO FORMAL DO LABORATÓRIO METROLÓGICO EMITENTE.

MAQUI-MOTO INDÚSTRIA E COMÉRCIO LTDA.

INSTRUMENTAÇÃO INDUSTRIAL - ASSISTÊNCIA TÉCNICA, METROLOGIA E TREINAMENTO

RUA TUIUTI, 302 - SÃO CRISTÓVÃO - RIO DE JANEIRO - RJ - CEP: 20.920-010

TELEFONES: (21) 2589-3032 / 2585-2836 - FAX: (21) 2589-2304 - E-MAIL: maquimoto@maquimoto.com.br

C.N.P.J.: 33.224.189/0001-55 - INSCR. EST.: 81.788.820

REQUERENTE: UFRJ

RESULTADOS DA MEDIÇÃO:

PRESSÃO INDICADA (INSTRUMENTO)		PRESSÃO DE REFERÊNCIA (PADRÃO) (kPa)			
kPa	Pa	PRIMEIRO CICLO		SEGUNDO CICLO	
		ASCENDENTE	DESCENDENTE	ASCENDENTE	DESCENDENTE
-1	-1000,00	-1,2	-1,1	-1,2	-1,1
0	0,00	0	0	0	0
200	200000,00	200,9	200,2	200,8	200,1
400	400000,00	401,4	400,8	401,2	400,8
600	600000,00	602,2	601,6	602,2	601,5
800	800000,00	803,7	803,7	803,5	803,5

INCERTEZA DE MEDIÇÃO: ± 0,34 % F.E. F.E. = 800

A INCERTEZA DE MEDIÇÃO DECLARADA É BASEADA EM UMA INCERTEZA PADRONIZADA MULTIPLICADA PELO FATOR DE ABRANGÊNCIA (COBERTURA) K=2, COM UM NÍVEL DE CONFIANÇA DE APROXIMADAMENTE 95%.

CARACTERÍSTICAS METROLÓGICAS:

INSTRUMENTO kPa	MÉDIA PADRÃO kPa	ERRO kPa	ERRO FIDUCIAL (%F.E.)	HISTERESE (%F.E.)	REPETITIVIDADE (%F.E.)
-1,00	-1,2	0,15	0,02	0,01	0,00
0,00	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
200,00	200,5	-0,50	-0,06	0,09	0,01
400,00	401,1	-1,05	-0,13	0,07	0,02
600,00	601,9	-1,88	-0,23	0,09	0,01
800,00	803,6	-3,60	-0,45	0,00	0,03

HOUVE AJUSTE?
 NÃO SIM (RESULTADOS DA MEDIÇÃO APÓS AJUSTE SEGUEM NA PRÓXIMA FOLHA)

DATA 17/09/2012	EXECUTADO FELIPE SAENZ Téc. de Instrumentação	APROVADO WILSON RODRIGUES Metrologista	FOLHA 2 DE 2
--------------------	---	--	-----------------

ESTES RESULTADOS REFEREM-SE EXCLUSIVAMENTE AO INSTRUMENTO CALIBRADO, NAS CONDIÇÕES ESPECIFICADAS, NÃO SENDO EXTENSIVO A QUALQUER LOTES, SUA REPRODUÇÃO SO PODERÁ SER COMPLETA E DEPENDERÁ DE AUTORIZAÇÃO FORMAL DO LABORATÓRIO METROLÓGICO EMITENTE.

Obs: O instrumento encontra-se com o seu sistema oscilando, conseqüentemente não estabiliza.

Calibração dos transdutores de pressão do equipamento Flow Trac-II, unidades CELL PRESSURE e PORE PRESSURE através de manômetro digital e o programa triaxial.exe

