

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

DISCUSSÃO E PROPOSTA DE ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO DE GRANDE  
PORTE PARA OBTENÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE REJEITO  
GROSSO DE CARVÃO MINERAL

Pedro Barros de Almeida e Silva

2012



Universidade Federal  
do Rio de Janeiro  
Escola Politécnica

DISCUSSÃO E PROPOSTA DE ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO DE GRANDE  
PORTE PARA OBTENÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE REJEITO  
GROSSO DE CARVÃO MINERAL

Pedro Barros de Almeida e Silva

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

Orientador: Maria Claudia Barbosa

Rio de Janeiro

Novembro de 2012

DISCUSSÃO E PROPOSTA DE ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO DE GRANDE  
PORTE PARA OBTENÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE REJEITO  
GROSSO DE CARVÃO MINERAL

Pedro Barros de Almeida e Silva

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

Examinada por:

---

Prof. Maria Claudia Barbosa, D.Sc..

---

Prof. Marcos Barreto de Mendonça, D.Sc..

---

Prof. Maria Cristina Moreira Alves D.Sc..

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

Novembro de 2012

Silva, Pedro Barros de Almeida

Discussão e Proposta de Ensaio de Cisalhamento Direto de Grande Porte para Obtenção de Parâmetros de Resistência de Rejeito Grosso de Carvão Mineral/ Pedro Barros de Almeida e Silva – Rio de Janeiro: UFRJ/ESCOLA POLITÉCNICA, 2012.

XIV, 61 p.: il.; 29,7cm.

Orientador: Maria Claudia Barbosa

Projeto de Graduação – UFRJ/ POLI/ Engenharia Civil, 2012.

Referencias Bibliográficas: p. 60-61.

1. Ensaio de cisalhamento de grande porte. 2. Ensaio de cisalhamento direto. 3. Separação granulométrica.

I. Barbosa, Maria Claudia. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil, III. Título.

Dedico esta conquista aos meus  
pais, Luiz Antonio e Claudia.

## **AGRADECIMENTOS**

Em primeiro lugar agradeço a meus pais e minha irmã, que estiveram sempre presentes, tanto em momentos de júbilo quanto de dúvida.

Agradeço à minha querida Jana, pela compreensão nos momentos de ausência, pelo apoio em momentos de dificuldade, e pela ajuda incomensurável no final deste processo.

Por todas as noites não dormidas, fins de semana empenhados em estudo, companheirismo frente aos desafios, vitórias e derrotas, agradeço aos meus colegas de infortúnio, sem os quais jamais teria concluído o curso de engenharia civil.

À todos os professores que fizeram parte da minha formação acadêmica e profissional, por me apresentarem à beleza de um campo de estudo à primeira vista tão árduo e exato, lhes devo cada degrau da minha, ainda pequena, escada rumo ao saber.

Agradeço aos professores que aceitaram participar da banca avaliadora, em especial à professora Maria Claudia pela orientação neste projeto e pelas sugestões imprescindíveis para o fechamento deste trabalho.

À todos, muito Obrigado.

Pedro Barros.

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

DISCUSSÃO E PROPOSTA DE ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO DE GRANDE PORTE PARA OBTENÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE REJEITO GROSSO DE CARVÃO MINERAL

Pedro Barros de Almeida e Silva

Novembro/2012

Orientador: Maria Claudia Barbosa

Curso: Engenharia Civil

O presente trabalho tem como objetivo apresentar uma proposta de ensaio de cisalhamento direto de grande porte, visando adequar as práticas de ensaio às características específicas do material denominado “rejeito grosso” de mineração, resultante da lavra de carvão mineral (Mina Verدينho - Carbonífera Criciúma S.A.). Este material apresenta granulometria grosseira e mal graduada, além de sofrer, quando em contato com o ar, um processo de oxidação gerador de produtos, que quando solubilizados pela água, formam ácido sulfúrico e óxido ferroso.

Foram levantados conceitos “clássicos” de resistência de solos granulares, relevantes à compreensão do comportamento do material estudado. Em seguida foram apresentados e comparados os ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial. Constatou-se ser mais adequada aos objetivos pretendidos para o ensaio a discussão de um ensaio de cisalhamento direto de grande porte.

A partir de estudos direcionados para estabelecer as influências de materiais grosseiros sobre a resistência de solos heterogêneos foram apresentadas questões sobre

representatividade do corpo de prova diante da limitação de equipamentos em relação ao diâmetro máximo dos grãos.

Empreendeu-se então um levantamento de parâmetros geotécnicos do material para então fundamentar uma análise das condições de ensaio do material em equipamentos de cisalhamento direto identificando questões inerentes aos ensaios de grande porte.

Conclui-se então o processo por apresentar uma proposta de adaptação de um equipamento de ensaio de cisalhamento em rocha para o ensaio discutido.



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

## DISCUSSION AND PROPOSAL FOR LARGE SIZED DIRECT SHEAR TESTING FOR OBTENTION OF STRENGTH PARAMETERS OF COARSE MINERAL COAL REJECT

Pedro Barros de Almeida e Silva

November/2012

Advisor: Maria Claudia Barbosa

Course: Engenharia Civil

The present study is aimed at presenting a proposition for a large sized direct shear test, with regards to necessary adaptations to the standard testing methods due to specific characteristics of coarse reject material, residue from the extraction of mineral coal (“Verdinho” Mine – Carbonífera Criciúma S.A.). This material is coarse grained and poorly grade, and when in contact with air suffers an oxidation process which generates products that, if solubilized, form sulfuric acid and iron oxide.

A study of “classical” granular soils resistance concepts was under taken and the relevant concepts were presented. Then the direct shear and triaxial compression test methods were presented and compared. It was found that the direct shear test is the most adequate to the objectives of the proposed large sized shear resistance test.

Issues concerning oversized particle removal, due to equipment grain size limitations were raised from studies directed at establishing the influence of coarse grained material in the resistance of heterogenic soils

An assessment of geotechnical parameters of the studied material was undertaken to fundament the analyses of conditions for testing the material on a large sized direct shear equipment.

The discussion is concluded by presenting a proposal for the adaptation of a rock shear device for the testing of large sized coarse grained soils.

# SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Motivação: .....	2
1.2. Considerações sobre a Influência da Oxidação sobre a Resistência.....	2
1.3. Material Estudado (Rejeito Grosso).....	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1. Conceitos Básicos de Resistência ao Cisalhamento .....	5
2.1.1. Conceito de Tensões Efetivas.....	5
2.1.2. Coeficiente de Empuxo em Repouso .....	6
2.1.3. Atrito.....	7
2.1.4. Coesão .....	8
2.1.5. Envoltória de Resistência de Mohr-Coulomb .....	8
2.2. Envoltória de Resistência de Materiais Granulares .....	11
2.2.1. Estudo de Compacidade Fofo X Compacto .....	12
2.2.2. Variação do Ângulo de Atrito (Envoltória Curva) .....	14
2.2.3. Outros Fatores que Influenciam a Resistência das Areias.....	15
2.3. Ensaio de Resistência .....	16
2.4. Ensaio de Compressão Triaxial .....	16
2.4.1. Tensões .....	17
2.4.2. Corpo de Prova .....	18
2.4.3. Controle da Poropressão.....	18
2.5. Ensaio de Cisalhamento Direto.....	19
2.5.1. Procedimentos de Ensaio.....	19
2.5.2. Equipamentos .....	24
2.5.3. Dimensões Convencionais.....	25
2.5.4. Representatividade da Amostra x Diâmetro das Partículas.....	26
2.5.5. Vantagens e Desvantagens do Ensaio de Cisalhamento Direto .....	28
2.6. Equipamentos Especiais (Grande Porte).....	29
3. ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DE ENSAIO DO MATERIAL ESTUDADO .....	36
3.1.1. Estudos Geotécnicos.....	36
3.1.2. Granulometria.....	38
3.1.3. Separação (Corte) .....	41

3.2.	Definindo o Método de Ensaio e Variáveis relevantes.....	43
3.3.	Obtenção do Corpo de Prova.....	44
3.4.	Forças e Tensões Envolvidas no Ensaio de Grande Porte.....	46
4.	RESULTADOS.....	48
5.	PROPOSTA DE ENSAIO.....	54
5.1.	Drenagem.....	55
5.2.	Tensão Normal e Consolidação.....	56
5.3.	Moldagem do Corpo de Prova.....	58
5.4.	Deformação de Cisalhamento.....	59
5.5.	Cargas Nominais das Prensas.....	60
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	62
6.1.	Expectativas Futuras.....	62
7.	REFERÊNCIAS:.....	66

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Jigue, aparelho separador de minério (Fonte: <a href="http://ge902ouro.wordpress.com">http://ge902ouro.wordpress.com</a> ).....	4
Figura 2 - Relação entre as tensões horizontais e verticais num ensaio de compressão edométrica (Fonte: SOUZA PINTO, 2006). .....	6
Figura 3 -Definição de ângulo de atrito (Fonte: LAMBE, 1969).....	7
Figura 4 – Círculo de Mohr plotado em função das tensões normal e cisalhante .....	10
Figura 5 – Grãos do material estudado “rejeito grosso”.....	12
Figura 6 – Curvas características de resistência das areias fofas (a) Variação de volume X Deformação e (b) Tensão X Deformação (Fonte: SOUZA PINTO, 2006 pag.276). .....	13
Figura 7 – Curvas características de resistência das areias compactas, (a) Variação de Volume X Deformação e (b) Tensão X Deformação (Fonte: SOUZA PINTO, 2006). .....	14
Figura 8 – Variação do ângulo de atrito interno de uma areia com o nível de tensões aplicadas (Fonte: SOUZA PINTO, 2006 pg.281) .....	15
Figura 9 – Esquema de um ensaio de compressão triaxial (Fonte: CAPUTO, 1977 – pag.164) .....	17
Figura 10 – Foto da Caixa de Cisalhamento e equipamento de cisalhamento; (a) caixa desmontada; (b) caixa posicionada na prensa de cisalhamento.....	20
Figura 11 – Estados de ocorrência de inclusão dentro da matriz fina (a) material grosseiro em estado “flutuante” (b) do material grosseiro em estado “não flutuante” (Fonte: FRAGAZY <i>et al.</i> , 1992).....	28
Figura 12 – Grãos separados por granulometria; (a) retidos na peneira 1 <sup>1/2</sup> ”; (b) retidos na peneira 1”; (c) retidos na peneira de 3/4”. .....	38
Figura 13 - Curvas granulométricas do Rejeito Grosso de MENDONÇA (2007) e atual (2012) .....	39
Figura 14 - Curvas granulométricas de MALYSZ <i>et al</i> 2010 e MENDONÇA 2007. ....	40
Figura 15 – Curvas granulométricas atual (2011) e Mendonça (2007) apresentados os percentuais e diâmetros máximos de corte .....	41
Figura 16 – Caixa de cisalhamento de grande porte do departamento de Geologia; (a) desmontada; (b) montada.....	44
Figura 17 – Seção simplificada da pilha de rejeito de mineração da mina Verdinho, Criciúma. ....	46
Figura 18 – Curvas tensão x deformação axial para material com D50 de 8,0mm em ensaio triaxial com CP de 250mm de diâmetro e 500mm de altura (Fonte: MALYSZ <i>et al</i> , 2010)...	48
Figura 19 – Envoltória de resistência de brita bem graduada (Fonte: MALYSZ <i>et al</i> , 2010) .	49
Figura 20 – Curvas tensão x deformação axial e deformação volumétrica x deformação axial dos ensaios denominados PD2 e MD2; (a) curva tensão x deformação axial do ensaio; (b) curva deformação volumétrica x deformação axial; (Fonte: FRAGAZY <i>et al.</i> , 1992).....	51
Figura 21 – Curvas resultantes de ensaios de compressão e tração triaxial do material granular Grosso; (a) curva tensão x deformação axial; (b) curva deformação axial x deformação volumétrica; (c) envoltória de resistência (Fonte: KHALILI <i>et al</i> 2010). ....	53
Figura 22 – Recipientes de material; (a) Caixa de cisalhamento do Lab. Fernando.Manuel. Barata; (b) Caixa de cisalhamento do LAMETRO. ....	55

Figura 23 – Transmissão de tensão normal ao corpo de prova; (a)equipamento para solos; (b) equipamento para rochas; .....	56
Figura 24 – Recipiente do corpo de prova com anel espaçador (Fonte: KUMAR 2012) .....	57
Figura 25 – Dispositivo de deslizamento da prensa que aplica a tensão vertical .....	60
Figura 26 – Tirantes de reação às forças aplicadas pelas prensas; (a)tirantes instalados; (b) detalhe dos tirantes. ....	61

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1– Rejeitos grossos provenientes do Jigue (modificado de MENDONÇA, 2007) .....	3
Tabela 2.1 – Relações de influência estabelecidas entre as propriedades básicas do solo estudadas e os resultados obtidos .....	30
Tabela 2.2 - Propriedades do material ensaiado por Seif El Dine <i>et al.</i> (Fonte: SEIF AL DINE <i>et al.</i> , 2010).....	31
Tabela 2.3 - Valores de carregamento e deslocamento total inerentes a cada corpo de prova de FRAGAZY <i>et al.</i> (1992).....	33
Tabela 2.4 - Propriedades do material empregado no trabalho de FRAGAZY <i>et al.</i> (1992)...	34
Tabela 2.5 - Ensaio de Grande Porte e Grandezas inerentes a cada um .....	35
Tabela 3.1 - Resultado do ensaio de determinação de umidade do material atual .....	37
Tabela 3.2 - Resultados dos ensaios Geotécnicos (Fonte: Mendonça 2007).....	37
Tabela 3.3 - Coeficientes de não uniformidade .....	40
Tabela 3.4 - Diâmetro máximo do grão e diâmetro mínimo correspondente do corpo de prova .....	42
Tabela 3.5 – Comparação entre diâmetros dos CPs vistos na bibliografia e o diâmetro mínimo obtido a partir da relação de JAMIOLKOWSKI et al (2005) apud KAHLILI et al (2010). ....	43
Tabela 3.6 - Tensões, forças e pesos correspondentes para corpos de prova quadrados com 10 e 20 cm de lado. ....	47
Tabela 4.1 - Resultados de ensaios de compressão triaxial (Fonte: FRAGAZY <i>et al</i> 1992) ...	52
Tabela 5.1 - Diâmetros máximos de cada amostra, diâmetros mín. dos corpos de prova correspondentes e diâmetro do equipamento cedido pelo LAMETRO.....	54

## 1. INTRODUÇÃO

Motivado pela análise de estabilidade da pilha de rejeito da mina “Verdinho”, pertencente à Carbonífera Criciúma S.A. na região de Criciúma-PR, para o desenvolvimento de anteprojeto para a colocação de uma camada de cobertura sobre a pilha, iniciou-se uma busca por parâmetros de resistência dos materiais componentes da pilha. Após pesquisa bastante extensa concluiu-se haver pouquíssimas referências publicadas sobre estudos de resistência feitos com estes materiais, em especial o material denominado “rejeito grosso”, resultante da lavra do carvão, que será o ponto de partida para a discussão proposta.

O estudo das características do material em questão suscita, devido às suas particularidades, uma série de questões referentes à adequação dos procedimentos de ensaios de resistência existentes. Por tratar-se de um material grosseiro, com geometria angulosa e ser extremamente susceptível a abrasão, como se verá, se faz necessário a discussão de adequações das metodologias existentes desde a preparação da amostra até a execução do ensaio de resistência propriamente dito.

Espera-se que o material estudado apresente comportamento não coesivo, com ângulo de atrito interno efetivo elevado, acima de  $30^\circ$ , na sua condição original. Há dois fatores que podem contribuir para a variação dos parâmetros de resistência do material após a sua deposição na pilha. O primeiro fator se deve à friabilidade do material que pode acarretar a quebra das partículas, e o segundo fator, mais particular ao material em questão, é a alteração decorrente do processo de oxidação. Consideraremos que o primeiro fator ocorra de forma instantânea no momento da deposição do material, e a principal consequência esperada em decorrência desta característica é a ocorrência de uma envoltória de resistência curva para níveis mais elevados de tensão (SOUZA PINTO, 1974). Já o segundo fator ocorre ao longo de um horizonte de tempo que pode ser considerado médio a longo.

A primeira opção de metodologia de ensaio considerada é o ensaio de compressão triaxial, mas devido à granulometria do material e à propensão do mesmo a sofrer um processo químico que resulta na solubilização de ácido sulfúrico quando em contato com água (MENDONÇA, 2007), decidiu-se por buscar uma forma de ensaio mais simples. Considerou-se então a possibilidade de um ensaio de cisalhamento direto. Esta concepção avança um pouco mais, e com base em dados granulométricos de MENDONÇA (2007), propõe-se ensaiar uma parcela representativa da amostra em uma caixa de cisalhamento direto do laboratório LAMETRO do departamento de Geologia, desenvolvida para obter parâmetros de



resistência de fraturas em rocha, que permite corpos de prova de 17,6cm de lado por 17,2cm de altura.

Considerando as características do material “rejeito grosso”, que serão apresentadas ao longo deste trabalho, a obtenção de parâmetros de resistência físicos do mesmo parece demandar uma discussão sobre as questões inerentes à determinação da resistência ao cisalhamento de materiais grosseiros em equipamentos de grande porte.

### **1.1. Motivação**

As estruturas mais custosas no fechamento de uma mina são as pilhas e barragens de rejeito. O índice de custo por área ocupada para o fechamento de uma dada pilha aumenta substancialmente quando uma há demanda de retaludamento ou cobertura da mesma, pois estes processos significam a necessidade de movimentação de material em grandes quantidades (PULINO E SIMÕES, 2010). Assim, o conhecimento dos parâmetros de resistência representativos da condição real destes materiais pode representar uma economia significativa em relação aos custos de fechamento.

Além da motivação específica para a determinação de parâmetros de resistência para o “rejeito grosso”, material no qual se propõe basear este estudo, há ainda na construção civil outros materiais de granulometria grosseira que desempenham funções importantes dos quais a determinação de parâmetros de resistência não pode ser feita em equipamentos de porte padrão (MALYSZ *et al*, 2010).

### **1.2. Considerações sobre a Influência da Oxidação sobre a Resistência**

O processo de oxidação degrada o material e torna-o mais propenso a sofrer quebra das partículas que o constituem em elementos menores, isto ocasiona a formação de material mais fino, assim temos, como uma das consequências da oxidação, o aumento na faixa de variação da distribuição granulométrica do material. Se considerarmos que quanto mais bem graduado o material maior será a sua compactação máxima, pois o material fino formado passa a preencher os vazios entre as partículas maiores (LAMBE, 1969), podemos considerar interpretar a oxidação como um fenômeno favorável à segurança da pilha, pois é sabido que a compactação do material é um indicativo de maior resistência, quando tratamos de aterros por exemplo. A teoria de envoltória curva apresentada por Souza Pinto em sua apostila

*Resistência ao Cisalhamento dos Solos* de 1974, aponta, contrariamente a interpretação apresentada acima, que a quebra de grãos ocasiona a diminuição do ângulo de atrito interno do material e assim considerando trata-se, neste trabalho, de um material granular, do qual não se espera comportamento coesivo, esta outra forma de analisar o evento aponta para a diminuição da resistência e assim teríamos o aumento da possibilidade de colapso de uma pilha de rejeitos ou estéreis.

### **1.3. Material Estudado (Rejeito Grosso)**

O material estudado, “Rejeito Grosso”, provém da atividade de mineração de carvão bruto (ROM) na Unidade Mineira II - Verdinho, da Carbonífera Criciúma S.A. Nesta unidade existem operações de lavra subterrânea e de beneficiamento (MENDONÇA, 2007).

Do jigge (máquina separadora do carvão – figura 1) saem rejeitos de diversas características e granulometrias, o material que nos propomos a estudar neste trabalho é a parcela grossa do rejeito proveniente do jigge, e é composto por 3 tipos de material classificados quanto ao teor de carvão, estes são apresentados na tabela 1.1 (MENDONÇA, 2007).

Tabela 1.1– Rejeitos grossos provenientes do Jigue (modificado de MENDONÇA, 2007)

<b>Nome</b>	<b>Descrição</b>
R1	Rejeito piritoso
R2	Rejeito misto com pouco carvão
R3	Rejeito misto com mais carvão

Os rejeitos R1 e R2 são acondicionados diretamente na pilha enquanto o rejeito R3 é acondicionado separadamente para que seja submetido ao processo de recuperação de carvão (MENDONÇA, 2007).



Figura 1 - Jigue, aparelho separador de minério (Fonte: <http://ge902ouro.wordpress.com>)

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. Conceitos Básicos de Resistência ao Cisalhamento

Segundo LAMBE (1969) o deslizamento entre partículas é o mecanismo mais importante nas deformações ocorridas dentro da massa de solo. Assim pode ser considerado que a resistência do solo à deformação é influenciada em grande parte pelo atrito nos contatos entre as partículas, embora este seja apenas um dos mecanismos responsáveis pela resistência ao cisalhamento de um solo. Considerando que se espera um comportamento não coesivo do material sobre o qual baseamos nosso estudo, daremos maior atenção neste trabalho à compreensão da parcela friccional da resistência ao cisalhamento e menor à parcela coesiva.

#### 2.1.1. Conceito de Tensões Efetivas

Se aplicarmos uma carga distribuída  $p$  à superfície de uma massa de solo, em situação drenada com uso de bilhas de chumbo, poderemos medir variações em todas as propriedades físicas do solo, como o seu índice de vazios e a sua resistência ao cisalhamento. À tensão  $p$ , nesta condição, poderemos chamar “tensão efetiva”. Por outro lado, se ao invés de aplicarmos uma carga distribuída à amostra considerada, enchermos com água o recipiente no qual a mesma foi depositada, verificaremos que em uma seção horizontal qualquer no interior ocorrerá aumento de tensão referente ao aumento da coluna d’água sobre a amostra, no entanto este aumento não causará qualquer variação mensurável nas propriedades físicas do solo. Chamamos a tensão ocasionada pela coluna de água de “pressão neutra” (TERZAGHI, 1948).

Com base nesta explicação sucinta das diferenças de natureza das forças atuantes, podemos compreender melhor a constatação de TERZAGHI (1948) de que a tensão normal  $\sigma$  num plano deve ser considerada como a soma de duas parcelas. A primeira sendo a tensão transmitida pelos contatos entre as partículas, chamada tensão efetiva, caracterizada pelo símbolo  $\sigma'$ ; e a segunda a pressão de água denominada de pressão neutra, caracterizada pelo símbolo  $u$ . A partir desta constatação, Terzaghi estabeleceu o “Princípio das Tensões Efetivas” e a equação fundamental para solos saturados:

$$\sigma' = \sigma - u$$

Considerando que a 1ª parte do princípio das tensões efetivas consiste basicamente em identificar que em um solo cujos vazios estão preenchidos com água teremos as tensões compostas de duas parcelas, sendo estas as indicadas no parágrafo anterior, podemos considerar esta enunciada e partir para a 2ª parte do princípio.

A 2ª parte do princípio enuncia a importância das tensões efetivas, segundo a qual “todos os efeitos mensuráveis da variação do estado de tensões, tais como compressão, distorção, e variação da resistência ao cisalhamento se devem exclusivamente à variação do estado de tensões efetivas”. (TERZAGHI apud Martins, 2012)

### 2.1.2. Coeficiente de Empuxo em Repouso

O coeficiente de empuxo em repouso  $K_0$  permite relacionar as tensões efetivas vertical e horizontal pela expressão:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

Esta expressão estabelece uma relação linear entre as tensões efetivas vertical e horizontal,  $\sigma'_v$  e  $\sigma'_h$ , durante a compressão, ou seja, para uma situação em que ocorra aumento de carga. Quando temos descarregamento ou diminuição da tensão efetiva, a relação entre tensões verticais e horizontais não se mantém linear. A figura 2 abaixo ilustra a afirmativa com o gráfico obtido de resultados de ensaios edométricos.

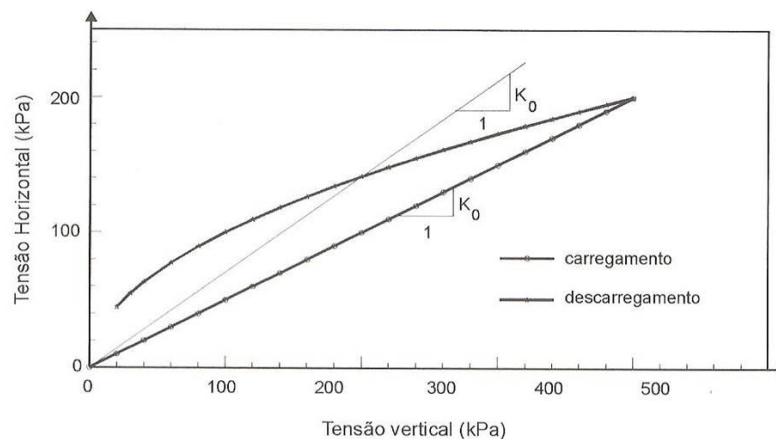


Figura 2 - Relação entre as tensões horizontais e verticais num ensaio de compressão edométrica (Fonte: SOUZA PINTO, 2006).

As relações simples apontadas acima são válidas apenas para solos sedimentares, solos residuais que possam guardar estados de tensões da rocha da qual derivam podem ter coeficientes de empuxo em repouso complexos de avaliar e prever (SOUZA PINTO, 2006).

### 2.1.3. Atrito

Supondo uma dada força normal agindo sobre um corpo apoiado sobre uma superfície, sabemos que aplicando sobre este corpo uma força horizontal, haverá uma força horizontal  $T_{max}$  que será capaz de vencer o atrito entre o corpo e a superfície. Há uma relação linear entre  $N$  e  $T_{max}$  (coeficiente de atrito) que nos permite correlacioná-las.

LAMBE (1969) nos oferece duas formas de interpretar a correlação entre forças normal e de atrito. A primeira, se  $N$  é a força normal que atua sobre uma superfície, a maior força de atrito naquela superfície será:

$$T_{max} = f \cdot N$$

onde  $f$  é o coeficiente de atrito que relaciona as forças. A segunda forma de interpretar a relação de forças é empregar o conceito de ângulo de atrito, que pode ser definido como:

$$\tan\phi_u = f$$

onde o ângulo de atrito ( $\phi_u$ ) é o ângulo definido entre a força normal e a resultante obtida da própria e da força de atrito máxima, como apresentado na figura 3.

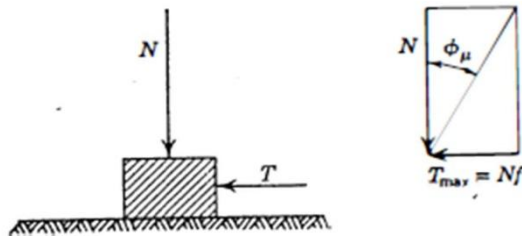


Figura 3 -Definição de ângulo de atrito (Fonte: LAMBE, 1969)

## Coesão

A resistência ao cisalhamento dos solos se deve principalmente a forças friccionais entre as partículas, no entanto, há situações em que se desenvolve entre as partículas uma parcela de resistência independente da tensão normal que atua entre as partículas, a esta chamamos de coesão real (LAMBE, 1969).

A parcela de resistência devida à coesão real é muito pequena em solos sedimentares, se comparada à parcela da resistência devido ao atrito, mas existem solos “naturalmente cimentados” nos quais a coesão real constitui uma parte significativa da resistência (SOUZA PINTO, 2006).

Há ainda, além da coesão real, a coesão aparente, que se deve ao atrito entre os grãos causado pela tensão normal imposta, por sua vez, pela tensão capilar que se estabelece em solos úmidos não saturados (SOUZA PINTO, 2006).

### **2.1.4. Envoltória de Resistência de Mohr-Coulomb**

Quando considerando o efeito da tensão atuante sobre um plano qualquer dentro do solo, podemos representar a mesma decompondo-a em duas parcelas, uma normal ao plano considerado e outra paralela ao plano (cisalhante). Sabe-se que ambas as parcelas da tensão atuante não existem independentemente e que variam de acordo com o plano considerado. As tensões variam juntamente com a variação do ângulo entre a normal do plano e a tensão atuante.

Com base no que foi dito no parágrafo acima, se tomarmos a interpretação oferecida por LAMBE (1969) para definição do ângulo de atrito, podemos inferir que, em uma situação de ruptura, a relação entre a tensão normal e a tensão cisalhante, componentes da tensão atuante, está atrelada ao ângulo de atrito interno do material.

Em qualquer ponto sob ação de esforço existem três planos ortogonais nos quais a tensão cisalhante é zero. As tensões normais atuantes nestes pontos são chamadas de tensões principais e conhecidas as tensões principais em um ponto podemos chegar às tensões atuantes (normal e cisalhante) sobre qualquer plano que passe por aquele ponto.

$\sigma_1$ -Tensão Principal Maior

$\sigma_2$ -Tensão Principal Intermediária

$\sigma_3$ -Tensão Principal Menor

Podemos representar graficamente o estado de tensões que passa por um ponto com um sistema de coordenadas no qual as tensões normais são representadas no eixo das abscissas e as tensões cisalhantes são representadas no eixo das ordenadas. Neste sistema gráfico podemos, a partir das expressões a seguir, definir o círculo de Mohr:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \times \cos(2\alpha)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \times \sin(2\alpha)$$

\*onde  $\alpha$  é o ângulo formado pelo plano cujas tensões deseja-se conhecer e o plano principal maior.

(Souza Pinto 2006)

O Círculo de Mohr permite que se definam, a partir das tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ , os limites de equilíbrio plástico de um solo quando sob um determinado estado de tensões (SOUZA PINTO, 2006). Os resultados obtidos podem ser plotados em função de  $\sigma$  e  $\tau$  como apresentado na figura 4 abaixo.



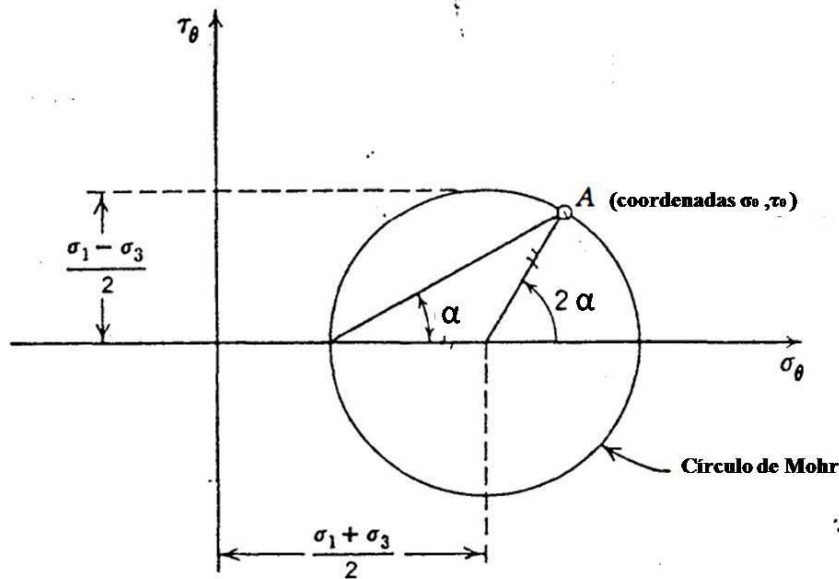


Figura 4 – Círculo de Mohr plotado em função das tensões normal e cisalhante

Segundo o critério de ruptura de Mohr, a resistência ao cisalhamento é função da tensão normal atuante no plano de cisalhamento e é independente da tensão principal intermediária. Assim, é possível estabelecer uma condição limite de equilíbrio que pode ser caracterizada graficamente pela definição de uma envoltória a qual chamamos envoltória de resistência (SOUZA PINTO, 1974).

Tanto LAMBE (1969) quanto SOUZA PINTO (1974) em suas publicações concordam que embora haja influência da tensão principal intermediária sobre a resistência ao cisalhamento dos solos, esta relação ainda não está devidamente esclarecida e, portanto, os estudos sobre os estados de tensão no solo são feitos em função das outras duas tensões principais ( $\sigma_1$  maior e  $\sigma_3$  menor) cujos efeitos são devidamente compreendidos.

A envoltória de resistência, se aproximada por uma reta, pode ser definida pela equação de Coulomb para a resistência ao cisalhamento de um solo. Esta por sua vez é composta de duas parcelas, uma referente à coesão e outra referente ao atrito entre as partículas do solo.

$$\tau = c + (\sigma - u)tg\phi'$$

$c$  – coesão do solo

$\sigma$  - tensão normal total

$u$  – tensão neutra

$\phi'$  - ângulo de atrito interno

A parcela da expressão referente ao atrito representa tanto o atrito físico, que ocorre de fato pela resistência ao movimento oferecido pelo atrito entre as partículas, quanto o atrito fictício, causado pelo entrosamento entre as partículas. Há ainda a parcela da coesão que é composta pela coesão real e pela coesão aparente (CAPUTO, 1977).

Os coeficientes  $c'$  e  $\phi'$  não devem ser considerados valores constantes, mas sim como variáveis características de cada solo, que variam quando o solo é submetido a diferentes condições de pré-compressão, drenagem etc. (TAYLOR APUD. CAPUTO, 1977).

Considerando os resultados do ensaio triaxial, podemos compreender como uma envoltória pode ser definida. A resistência ao cisalhamento do solo (ou sua envoltória de resistência) pode ser determinada através da realização de diversos ensaios com tensões de confinamento  $\sigma_3$  diferentes. Em cada ensaio a tensão  $\sigma_3$  é mantida constante enquanto a tensão  $\sigma_1$  é aumentada até que se atinja a ruptura, neste ponto podemos considerar que o círculo de Mohr obtido da combinação de  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  será tangente à envoltória de resistência. Para que seja possível determinar uma envoltória são necessários diversos pontos, portanto, diversos ensaios. São necessários para a determinação da envoltória no mínimo 3 ensaios, sendo recomendável que sejam feitos 4, para que se possa eventualmente eliminar algum resultado discrepante.

## 2.2. Envoltória de Resistência de Materiais Granulares

Tomando a definição de SOUZA PINTO (2006) para areias podemos estabelecer uma compreensão dos comportamentos básicos esperados de materiais grosseiros e fazer observações quando cabíveis.

As areias são materiais cuja permeabilidade relativamente alta nos permite considerar que sob carregamentos considerados comuns na engenharia há tempo para que haja dissipação total das poropressões decorrentes do carregamento.

CAPUTO (1977) coloca a resistência das areias como simplesmente “para as areias podemos escrever  $\tau = (\sigma - u)tg\phi'$ ”, esta afirmativa é válida apenas até certo ponto, em condições nas quais podemos considerar que a resistência da areia pode ser definida em termos de tensão efetiva, desta forma descarta-se da expressão de Coulomb a parcela da coesão, e considerando que a tensão efetiva e a poro pressão são condições impostas pelas circunstâncias da solicitação, podemos tomar o ângulo de atrito interno como o valor característico de resistência da areia.

Ainda segundo CAPUTO (1977), dentre os fatores que influenciam no valor do ângulo de atrito interno os principais são a compactidade, a forma das partículas e a granulometria. A forma dos grãos do material em questão, como se pode ver na figura 5, a seguir, é predominantemente angulosa e alongada, o que torna mais significativa a parcela de atrito entre grãos devido ao intertravamento e às quinadas dos grãos, assim o material se mostra mais sensível ao fenômeno de quebra das quinadas ou angulosidades do grão.



Figura 5 – Grãos do material estudado “rejeito grosso”

### **2.2.1. Estudo de Compactidade Fofa X Compacto**

A definição de compactidade de uma dada areia em fofa ou compacta se dá, segundo SOUZA PINTO (2006), em relação a um índice de vazios “crítico” que é definido de duas formas pelo autor:

- i. índice de vazios no qual o corpo de prova não apresenta variação de volume em decorrência da ruptura;
- ii. índice de vazios independente do índice de vazios inicial no qual a areia sofre deformação sem sofrer variação de volume, e para o qual a areia tende ao sofrer a ruptura.

O “índice de vazios crítico”, no entanto, não é uma constante da areia, mas sim um valor que varia de acordo com a tensão confinante a que a areia está submetida, uma areia com um determinado índice de vazios pode apresentar comportamento compacto ou fofa dependendo da tensão confinante empregada no ensaio (SOUZA PINTO, 2006).

É possível, portanto, estabelecer uma “tensão confinante crítica” para uma dada compactidade de campo, por exemplo, e comparando-a com a tensão confinante estimada de campo estimar se esta areia no campo terá comportamento de areia compacta (dilatação) ou de areia fofa (contração) quando solicitada a um carregamento de compressão.

### Areias Fofas:

Tomando o ensaio de compressão axi-simétrica para descrever o comportamento das areias fofas, a tensão desviadora em corpos de prova que apresentam comportamento de areia fofa tende a aumentar lentamente em comparação com a variação de volume, assim a ruptura ocorre a deformações relativamente altas, da ordem de 6 a 8% (SOUZA PINTO, 2006).

Durante a ruptura verifica-se em corpos de prova, cujo índice de vazios está acima do crítico, a diminuição do volume (Figura 5 b). Assim, se considerarmos uma situação não drenada por hipótese, teríamos nestas areias o aumento das poropressões e conseqüentemente a diminuição da resistência (SOUZA PINTO, 2006).

Analisando o gráfico de tensão x deformação das areias fofas (Figura 6 a), vê-se que não há um pico de tensão definido, ou seja, a tensão mobilizada simplesmente aumenta até atingir um patamar de tensão que então se mantém constante apesar da deformação progressiva, neste limiar consideramos que ocorre a ruptura. (SOUZA PINTO, 2006).

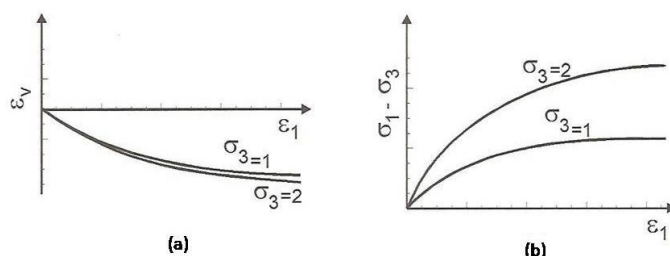


Figura 6 – Curvas características de resistência das areias fofas (a) Variação de volume X Deformação e (b) Tensão X Deformação (Fonte: SOUZA PINTO, 2006 pag.276).

### Areias Compactas:

Ainda considerando o comportamento de areias em ensaio de compressão axi-simétrica do ensaio triaxial para descrever as areias compactas durante a ruptura. O aumento da tensão desviadora neste caso se dá de forma mais rápida e, portanto, a deformação necessária para que se atinja a ruptura é menor do que no caso das areias fofas. Uma vez atingida a tensão máxima, ou seja, a ruptura, a tensão desviadora decresce até se estabilizar num patamar ao qual chamamos de tensão residual (SOUZA PINTO, 2006).

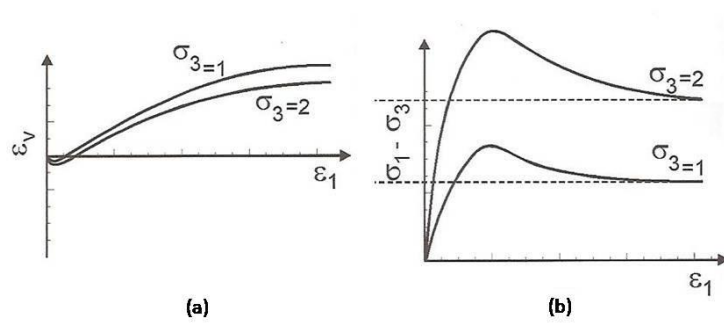


Figura 7 – Curvas características de resistência das areias compactas, (a) Variação de Volume X Deformação e (b) Tensão X Deformação (Fonte: SOUZA PINTO, 2006).

Areias compactas tendem a sofrer expansão (aumento de volume) durante a ruptura (Figura 7 a). Assim, se considerarmos uma situação em que não seja possível a drenagem da água presente nos poros, haveria a formação de poropressão negativa, também chamada de sucção. Neste caso sabemos que a resistência do solo sofreria um aumento de resistência momentânea (SOUZA PINTO, 2006).

### 2.2.2. Variação do Ângulo de Atrito (Envoltória Curva)

SOUZA PINTO (2006) relata que em ensaios triaxiais realizados com diferentes tensões confinantes nota-se, para os níveis de tensão mais altos, que há variação do ângulo de atrito para cada valor de tensão empregado. É apontado também que esta variação se torna mais sensível quanto maior for a compactidade do corpo de prova. Na figura 8, vê-se que o ângulo de atrito tende ainda a diminuir conforme empregamos tensões maiores no ensaio.

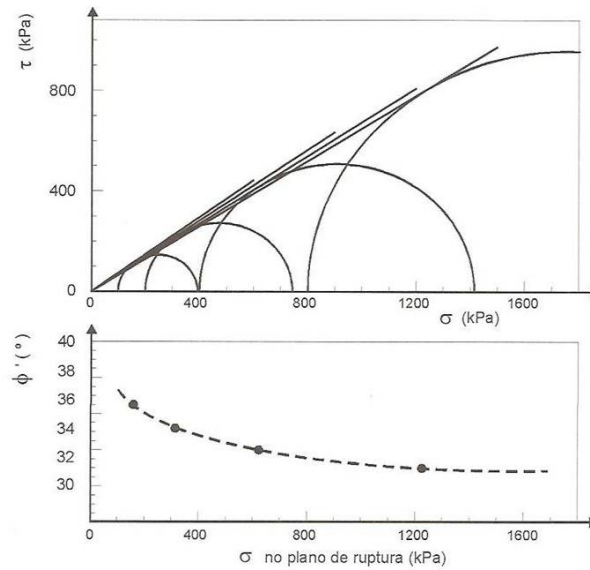


Figura 8 – Variação do ângulo de atrito interno de uma areia com o nível de tensões aplicadas (Fonte: SOUZA PINTO, 2006 pg.281)

A resistência ao cisalhamento entre superfícies minerais é apenas parte da resistência de um solo ao cisalhamento ou compressão. Também muito relevante é o intertravamento das partículas (LAMBE, 1969).

À medida que a areia é mais compacta a envoltória se torna cada vez mais curva, isso se justifica, pois com o aumento da tensão de compressão aplicada os cantos mais agudos dos grãos são quebrados e, portanto, a parcela do intertravamento na resistência ao cisalhamento diminui, assim a envoltória será tanto mais curva quanto mais compacta for a areia. (SOUZA PINTO, 1974).

### 2.2.3. Outros Fatores que Influenciam a Resistência das Areias

Já se falou no item anterior sobre como a compactidade e a magnitude das tensões aplicadas podem influenciar o ângulo de atrito obtido em ensaios de resistência para areias, há, no entanto, outros fatores, ou características, que influenciam a resistência das areias. Estes são apontados a seguir.

#### Distribuição Granulométrica:

Uma areia mais bem graduada tenderá a ter maior entrosamento entre os grãos, mas também é preciso considerar que a parcela da resistência referente ao entrosamento varia de acordo com a granulometria do material, que pode ser mais fina ou mais grosseira. Areias

predominantemente compostas por granulometria mais fina (areias finas) terão o seu comportamento definido pela parcela mais fina do material, pois o que se estabelece neste caso é um situação de matriz de areia fina ou mais fina com intrusão de partículas mais grossas, já numa areia composta predominantemente de grãos grossos haverá predominância de contatos entre os grãos grossos, e o material mais fino terá o papel de preencher os vazios, neste caso o entrosamento entre as partículas será maior. (SOUZA PINTO, 2006)

No trabalho de FRAGAZY *et al* (1992) propõe-se a aplicação do conceito de matriz, expresso no parágrafo acima, para que se possa substituir ensaios de grande porte em solos heterogêneos com matriz arenosa e ocorrência de partículas grossas, por ensaios de dimensão padrão feitos apenas na parcela de material mais fino. Com isto pretende-se propor uma opção para obtenção de parâmetros de resistência de solos nos quais haja uma parcela de material grosso não compatível com um ensaio padrão de resistência do solo.

### **Formato dos Grãos:**

Segundo SOUZA PINTO (2006), solos constituídos de grãos angulares tendem a ter entrosamento maior do que solos compostos de partículas arredondadas. Assim, solos compostos de grãos angulares tendem a ter ângulos de atrito maiores, mas são, possivelmente, mais susceptíveis ao efeito de curvatura da envoltória em níveis mais altos de tensão.

### **Tamanho dos Grãos:**

O tamanho dos grãos não tem influência direta sobre a resistência das areias, mas outros fatores como distribuição granulométrica e compactidade que tendem a variar no sentido de aumentar o entrosamento quando tratamos de materiais mais grosseiros, fazem com que areias compostas predominantemente de material grosso tenham valores característicos mais altos de ângulo de atrito (SOUZA PINTO, 2006).

## **2.3. Ensaios de Resistência**

### **2.4. Ensaio de Compressão Triaxial**

Segundo a descrição oferecida por SOUZA PINTO (2006) o ensaio triaxial consiste em submeter um corpo de prova cilíndrico a um estado hidrostático de tensões, a estas

chamamos de pressão ou tensão confinante ( $\sigma_c$ ) e em seguida exercer sobre o corpo de prova uma tensão axial ( $\sigma_a$ ) que será aumentada até que se caracterize a ruptura.

Neste ensaio usa-se uma câmara cilíndrica transparente que seja capaz de suportar as pressões envolvidas no ensaio e dentro da câmara é colocado o corpo de prova envolto por uma membrana de borracha, ligada a um elemento poroso na base, que permite a saída controlada de água para uma bureta, e a um elemento metálico impermeável no topo, que é responsável por transferir o aumento de carga axial ao corpo de prova (CAPUTO, 1977). Um esquema do ensaio de compressão triaxial é apresentado na Figura 9 a seguir.

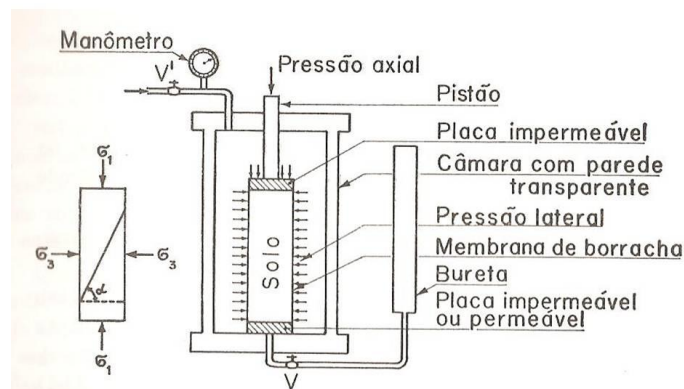


Figura 9 – Esquema de um ensaio de compressão triaxial (Fonte: CAPUTO, 1977 – pag.164)

#### 2.4.1. Tensões

As tensões axial  $\sigma_c + \Delta\sigma_a$  e confinante  $\sigma_c$  são respectivamente as tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ , que já vimos permitirem o traçado do círculo de Mohr e a identificação do estado de tensões em qualquer plano passando por um dado ponto. O incremento de carga axial  $\Delta\sigma_a$  é o que chamamos de “tensão desviadora” e pode ser expressa pela seguinte equação. (LAMBE, 1969)

$$\Delta\sigma_a = \sigma_1 - \sigma_3$$

O acréscimo de tensão axial é imposto, no ensaio triaxial, por um pistão, isto pode ser feito aplicando-se uma força crescente no pistão enquanto o mesmo comprime o corpo de prova, neste caso o ensaio é chamado de “ensaio de carga controlada”, ou comprimindo o



corpo de prova contra o pistão, de baixo para cima, neste caso o processo é denominado “ensaio de deformação controlada” (SOUZA PINTO, 2006).

A aplicação da tensão confinante é feita preenchendo-se a câmara de ensaio com um fluido, geralmente água de-aerada, e aplicando sobre este uma pressão de módulo igual à tensão confinante desejada. O fluido de compressão não deve penetrar no corpo de prova, na eventualidade de isto acontecer considera-se o ensaio perdido (SOUZA PINTO, 2006).

No ensaio triaxial clássico ou padrão o corpo de prova é cisalhado aumentando-se a tensão axial enquanto é mantida constante a tensão confinante. O emprego de prensas permite realizar o ensaio de deformação controlada, controlando-se diretamente a razão de deformação axial do corpo de prova (LAMBE, 1969).

#### **2.4.2. Corpo de Prova**

O corpo de prova é moldado dentro de uma “camisa” de borracha que tem tanto a função de permitir o manuseio do próprio para a montagem do ensaio, quanto de impedir que o fluido utilizado para aplicar a tensão confinante penetre no corpo de prova (SOUZA PINTO, 2006). No trabalho de KHALILI *et al* (2010) relata-se o uso de duas camisas, para evitar que o material pontiagudo estudado perfure a camisa, causando a perda do ensaio. Esta é uma preocupação também inerente ao estudo do “rejeito grosso”.

Segundo LAMBE (1969) os tamanhos usuais de corpos de prova para este ensaio variam de aproximadamente 3,81cm a 7,62cm de diâmetro. Em uma publicação mais recente, o trabalho de SEIF EL DINE *et al* (2010), o padrão de dimensões de corpos de prova de ensaios triaxiais foi definido entre 36 mm a 100 mm, já os ensaios de grande porte vistos neste trabalho variam entre 152 mm e 600 mm de diâmetro.

#### **2.4.3. Controle da Poropressão**

Um sistema de drenagem composto por um elemento poroso (pedra porosa) e uma passagem para que água e ar possam deixar o corpo de prova é empregado de forma a garantir que não haja variação de pressão dentro dos vazios em decorrência da variação de tensões (LAMBE, 1969).

O sistema de drenagem pode ser ligado a uma bureta o que permite também medir a variação de volume de corpos de prova saturados pela variação do volume de água na bureta. Este

artifício é análogo ao medidor de deformação vertical do ensaio de cisalhamento direto, pois permite que seja verificada a contração ou a dilatação do corpo de prova durante o cisalhamento.

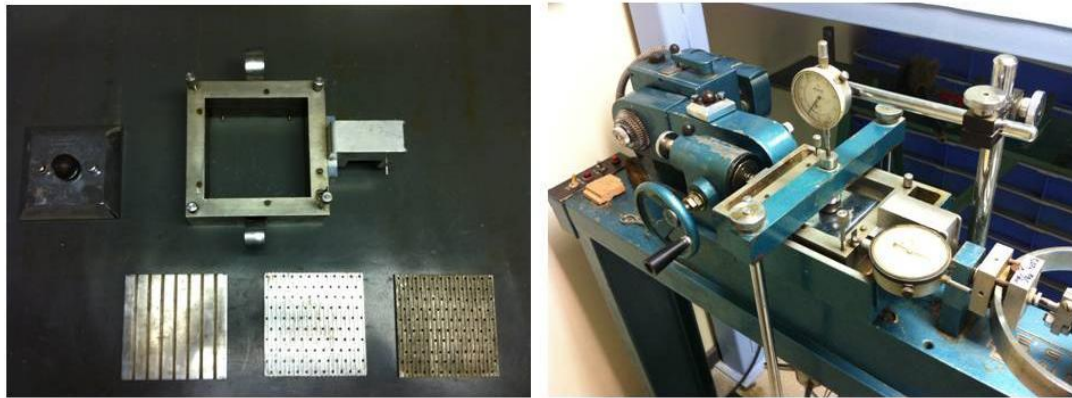
## **2.5. Ensaio de Cisalhamento Direto**

No ensaio de cisalhamento direto o solo é colocado em uma caixa composta por duas partes, uma inferior e a outra superior. Uma força vertical é aplicada e após um período de consolidação do corpo de prova, aplica-se uma força horizontal de cisalhamento, para que ocorra movimento relativo entre as duas metades da caixa. A magnitude da força de cisalhamento é registrada em função do deslocamento horizontal, e registra-se também o deslocamento vertical durante o ensaio para verificar qual o comportamento do solo durante o cisalhamento (LAMBE, 1969).

Considerando não haver norma brasileira que regulamente as condições e práticas a serem seguidas quando executando o ensaio de cisalhamento direto, tomou-se a norma ASTM D3080 como referência para determinação de procedimentos de ensaio, equipamentos e dimensões convencionais, aplicáveis a ensaios de cisalhamento direto considerados “padrão”.

### **2.5.1. Procedimentos de Ensaio**

Os procedimentos dos quais consiste o ensaio de cisalhamento direto segundo a ASTM D3080 são apresentados a seguir. A figura 10 permite que se visualize os procedimentos citados.



(a)

(b)

Figura 10 – Foto da Caixa de Cisalhamento e equipamento de cisalhamento; (a) caixa desmontada; (b) caixa posicionada na prensa de cisalhamento.

### Montagem:

- i. Posicionar e alinhar a caixa de cisalhamento com elementos porosos e corpo de prova bem como a bacia de contenção sobre o chassi ou base de fixação da máquina de cisalhamento. Certificar-se de fixar devidamente a parte da caixa que se manterá fixa;
- ii. Conectar e ajustar o sistema responsável por aplicar a força de cisalhamento, certificando-se de que neste momento não esteja incidindo sobre o corpo de prova qualquer esforço de cisalhamento;
- iii. Posicionar e ajustar o medidor de deslocamento horizontal (cisalhamento) e obter o valor do deslocamento zero;
- iv. Posicionar e ajustar a placa de transferência de tensão (*top cap*) com elemento bloqueador de momento (bilha) sobre o elemento poroso. Atentar para que a placa esteja devidamente centrada e livre das bordas para que não ocorra compressão desigual do corpo de prova;
- v. Posicionar e alinha o sistema de aplicação da tensão normal de forma que este esteja perfeitamente centrado sobre o elemento bloqueador de momento;
- vi. Aplicar uma pequena tensão vertical de assentamento (5kPa) para que se possa verificar o alinhamento de todos os elementos, a fim de evitar o surgimento de momentos agindo sobre o corpo de prova;

- vii. Posicionar e ajustar o medidor de deslocamento vertical (normal) e obter um valor de deslocamento inicial com a respectiva carga normal;

### **Consolidação:**

A progressão da tensão inicial de assentamento até a tensão final de consolidação pode ser feita em incrementos intermediários ou de uma vez só, dependendo das características do material a ser ensaiado. Solos rígidos, coesivos ou granulares, permitem que o incremento seja feito de uma vez, já para materiais moles, os incrementos devem ser vários de forma a evitar a extrusão do material, similarmente ao que ocorre em ensaios edométricos.

Cada estágio de carregamento deve ser aplicado da forma mais instantânea possível e deve ser mantido até que se atinja a completa consolidação (adensamento) primária. Devem ser medidos a intervalos os deslocamentos verticais, o tempo transcorrido e a tensão normal correspondente para que se possa identificar o fim da consolidação primária.

A correta determinação do tempo de consolidação é de extrema importância para o ensaio de cisalhamento direto, pois este será o balizador para que possamos determinar a velocidade do ensaio.

Uma vez terminada a consolidação, antes de iniciar o cisalhamento do corpo de prova deve-se medir o deslocamento vertical consolidado e então remover os parafusos de alinhamento, que unem as duas partes da caixa de cisalhamento.

### **Determinação da Velocidade de Ensaio:**

A velocidade de execução do ensaio deve ser tal que permita o cisalhamento sem formação de excesso de poropressão significativa dentro do corpo de prova. A determinação da taxa de deslocamento relativo a ser aplicada no ensaio é feita a partir de algum parâmetro que nos permita determinar o tempo necessário para que ocorra a dissipação de poropressão e a magnitude do deslocamento necessário para que ocorra a ruptura.

São sugeridas duas formas de se obter o tempo estimado de ensaio:

- Para corpos de prova cuja consolidação resulte em uma curva bem definida de deformação normal versus log do tempo:

$$t_f = 50t_{50}$$

$t_f$  - tempo estimado para que ocorra a ruptura [min.]

$t_{50}$  - tempo em que ocorre 50% da consolidação sob a tensão normal de consolidação máxima [min.]

- Para corpos de prova cuja consolidação resulte em uma curva bem definida de deformação normal versus tempo (absoluto):

$$t_f = 11,6. t_{90}$$

$t_f$  - tempo estimado para que ocorra a ruptura [min.]

$t_{90}$  - tempo em que ocorre 90% da consolidação sob a tensão normal de consolidação máxima [min.]

O deslocamento relativo máximo depende de diversos fatores como o tipo de material e o histórico de tensões. Sugere-se na norma que na ausência de dados relativos às condições de ensaios utilize-se:

- 10mm para material fino normalmente ou pouco sobre adensado
- 5mm para os demais casos

Estes valores servem de guia, mas para ensaios em materiais mais grosseiros, cujas dimensões são maiores, talvez necessitem ser revistos.

A velocidade de ensaio será determinada pela razão entre o tempo estimado de ensaio e o deslocamento necessário para que ocorra a ruptura, como apresentado na expressão a seguir:

$$R_d = d_f / t_f.$$

$R_d$  - Razão de deslocamento [mm/min.];

$d_f$  - Deslocamento estimado para que ocorra a ruptura [mm];

### **Preparação do Corpo de Prova:**

A norma ASTM D3080 apresenta mais de uma forma de se “moldar” o corpo de prova dependendo se estamos lidando com amostra indeformada ou corpo de prova reconstituído. Para corpos de prova obtidos de amostras indeformadas a norma aponta a importância em se evitar qualquer interferência que possa alterar o estado de tensão ali preservado. Sugere-se, neste caso, a obtenção de corpos de prova aparando-se uma seção do bloco indeformado até que se obtenha um corpo de prova nas dimensões adequadas.

Quando trabalhando com amostras deformadas de solo, os corpos de prova podem ser reconstituídos ou compactados. Em ambos os casos o material deve ser homogeneizado e separado nas quantidades necessárias para cada corpo de prova. Uma mistura de material e água deve ser feita em quantidades predefinidas para que se obtenha um corpo de prova com densidade e umidade geralmente definidos de forma a representar condições de campo, assim como as tensões normais de ensaio.

Corpos de prova reconstituídos podem ser “moldados” por compactação com uso de um pilão cuja área não seja maior do que  $\frac{1}{2}$  da área do corpo de prova (superfície de cisalhamento), ou manualmente.

Corpos de prova compactados podem ser obtidos compactando-se o material segundo os procedimentos preconizados pelas normas NBR6457/1986 e NBR7182/1986 (Proctor Normal e Modificado), utilizados para determinar curvas de umidade ótima e densidade máxima. Neste caso deve-se aparar o corpo de prova desejado do corpo de prova maior resultante da compactação.

Outros pontos importantes indicados pela norma quanto à obtenção de corpos de prova são:

- Colocar a placa ou pedra porosa umedecida no fundo da caixa;
- Compactar o material dentro da caixa de cisalhamento em camadas;
- Garantir que a interface entre duas camadas compactadas não seja coincidente com a superfície de cisalhamento;
- Determinar e registrar a altura e a massa iniciais do corpo de prova;
- Colocar a placa ou pedra porosa sobre a face livre do corpo de prova;

Os cuidados com os procedimentos de compactação são similares aos cuidados demandados quando se executando um aterro compactado em tamanho real, para uma obra de engenharia.

A norma ASTM D3080 define diferentes formas de estabelecer o tempo de consolidação necessário para que o recalque primário ocorra completamente. Para materiais granulares como o que se discute neste trabalho podemos adotar o padrão de 24 horas de consolidação proposto na norma americana. O tempo de consolidação é importante não só para garantir que o solo ensaiado atingiu o estágio normalmente adensado, como também serve como parâmetro para definir a velocidade de cisalhamento.

### **2.5.2. Equipamentos**

Segundo a norma, o aparelho de cisalhamento deve ser composto de caixa de cisalhamento, elementos porosos, instrumentos de aplicação das tensões (cisalhante e normal), elemento de medição da força de cisalhamento, medidores de deslocamento e bacia de contenção. Basicamente o que se busca é um aparelho capaz de conter um corpo de prova entre dois elementos porosos e que permita a aplicação, sobre este corpo de prova, de uma tensão normal e outra tensão cisalhante, de forma que não haja a incidência de torque. O aparelho deve permitir que se meça as variações de espessura (altura) do corpo de prova e também o deslocamento decorrente da força cisalhante aplicada.

O funcionamento e a finalidade de cada elemento apontado será detalhado a seguir. É importante salientar que os componentes devem ser feitos de material não susceptível a corrosão pela umidade ou qualquer substância presente no solo.

**Caixa de Cisalhamento** – pode ser de formato circular ou quadrado, e deve ser feita de aço, bronze ou alumínio e deve permitir saída da água por cima e por baixo. A caixa deve ser dividida em duas partes de mesma espessura que serão alinhadas por parafusos de alinhamento. Deve haver também parafusos para afastar as metades da caixa de forma a criar um vão entre elas, para a execução do ensaio.

O peso da metade superior da caixa de cisalhamento não pode ser maior de que 1% da força normal aplicada.

**Elementos Porosos** – A função dos elementos porosos é transferir a tensão cisalhante para as partes superior e inferior do corpo de prova enquanto permite que ocorra a drenagem ou expulsão de água do mesmo. A porosidade ou “malha” do elemento poroso deve ser adequada ao material que se está ensaiando e deve ser tal que garanta que o limitador do regime de expulsão de água do corpo de prova seja o próprio material.

**Aparato de aplicação de Força Normal** – Aponta-se como a forma mais típica deste aparato a aplicação de pesos, no entanto define-se que, caso seja empregado algum tipo de sistema pneumático de aplicação de tensão normal, o mesmo deve ser capaz de manter a força aplicada com uma variação de no máximo  $\pm 1\%$  da força aplicada.

**Aparato de aplicação de Força Cisalhante** – Este deve ser capaz de cisalhar o corpo de prova a uma razão constante de deslocamento, com variação de no máximo  $\pm 5\%$ . Usualmente emprega-se um motor elétrico com uma caixa de engrenagens, para regulagem.

**Elemento de medição da Força de Cisalhamento** – Um anel de carga ou célula de carga com precisão de 2,5N ou 1% da força estimada para causar a ruptura.

**Medidores de Deslocamento** – Deflectômetros ou qualquer transdutor de deslocamento capaz de medir variações na espessura do corpo de prova de pelo menos 0,002mm e deslocamento lateral relativo com pelo menos 0,02mm.

**Bacia de Contenção** – Uma bacia metálica capaz de conter a caixa de cisalhamento e de oferecer fixação de uma metade da caixa que ficará estática durante o ensaio ou gabarito para que as metades da caixa se mantenham alinhadas durante o deslocamento relativo. Este componente deve também conter a água utilizada para inundar o corpo de prova.

### **2.5.3. Dimensões Convencionais**

A Norma ASTM D3080 – 2011, estabelece dimensões mínimas que um corpo de prova deve ter em relação ao diâmetro máximo,  $D_{max}$ , das partículas que compõem o material a ser ensaiado, além de estabelecer também valores mínimos absolutos. A relação entre dimensões do corpo de prova e dimensão máxima dos grãos será vista no item que aborda a questão da representatividade da amostra.

As dimensões mínimas estabelecidas para um corpo de prova, independente do material ensaiado são:

- i. Diâmetro ou lado mínimo do corpo de prova será de 50mm;
- ii. Altura mínima inicial do corpo de prova será de 13mm;



- iii. A relação entre diâmetro ou lado para a altura do corpo de prova não deve ser menor do 2:1;

Na Norma não são definidas dimensões padrão para o ensaio de cisalhamento direto, mas segundo SEIF EL DINE *et al* (2010) pode-se considerar, usualmente, como dimensões padrão de ensaios de cisalhamento 40mm a 100mm de lado ou diâmetro.

A adoção de tamanho padrão é justificada pelas dificuldades que a execução de um ensaio de grande porte impõe. Aumentando-se a área de um corpo de prova aumentamos o espaço físico necessário para a preparação e execução do ensaio, a quantidade de material necessário para compor um corpo de prova, as forças necessárias para que se alcancem as tensões objetivadas etc. Por outro lado a adoção de dimensões tão restritas para os corpos de prova exclui a possibilidade de serem ensaiados diversos materiais que cumprem papéis importantes na engenharia civil (MALYSZ *et al* 2010).

#### **2.5.4. Representatividade da Amostra x Diâmetro das Partículas**

São definidas na Norma ASTM D3080, reguladora de procedimentos e parâmetros do ensaio de cisalhamento direto, as relações entre as dimensões do corpo de prova e o diâmetro máximo das partículas, e estes deverão ser:

- i. O diâmetro ou lado mínimo do corpo de prova não deve ser menor do que 10 vezes o  $D_{max}$  do material estudado;
- ii. A altura (espessura) mínima do corpo de prova não deve ser menor do que 6 vezes o  $D_{max}$  do material estudado;

Há outra relação estabelecida por JAMIOLKOWSKI *et al* (2005) apud KAHLIL *et al* (2010), referida por KHALILI *et al* (2010) em seu trabalho, que define a relação mínima entre o diâmetro máximo do material ensaiado e o diâmetro do corpo de prova, para que se elimine a influência do “efeito de tamanho”, como sendo 5 vezes.

Devemos também considerar a representatividade da amostra frente à questão de métodos de separação-substituição da parcela grosseira do material, empregados quando lidando com materiais compostos, em parte, por grãos cuja dimensão excede os limites do equipamento, na bibliografia pesquisada esta parcela de grãos é denominada de “oversized”.

Há 3 formas de lidar com materiais cuja distribuição granulométrica compreende uma parcela de grãos grandes demais para um determinado equipamento de ensaio: (KHALILI *et al* 2010)

- i. Substituição das partículas que cujo diâmetro exceda o limite máximo estabelecido como compatível com o ensaio por uma quantidade de material igual em massa, composta por partículas grandes, mas que se encontrem dentro do limite do equipamento;
- ii. Substituição das partículas cujo diâmetro exceda o limite máximo estabelecido como compatível com o ensaio por material mais fino de modo que se obtenha uma amostra cuja curva granulométrica seja paralela à curva original da amostra;
- iii. Remover o material cuja granulometria excede o limite estabelecido como compatível com o ensaio e preparar o corpo de prova com o material restante;

Alguns estudos indicam que partículas de grande diâmetro (excedentes dos limites do equipamento) que “flutuam” entre grãos de diâmetros menores sem se tocar, não influenciam significativamente a resistência ao cisalhamento ou a deformabilidade de uma amostra e por isso podem ser removidas sem grandes alterações nos resultados obtidos em ensaios de resistência. (SIDDIQUI 1987 apud KHALILI *et al* 2010 e FRAGAZY *et al.* 1992).

FRAGAZY *et al.* (1992) testa a hipótese de que em um solo granular heterogêneo a densidade da parcela de material mais fino que compõe a matriz é diretamente relacionada a resistência estática do solo. Neste trabalho conclui-se que, para que os resultados de ensaios feitos apenas sobre o material da matriz sejam representativos do solo com sua granulometria completa, é necessário ajustar-se a densidade do corpo à densidade da parcela da matriz que não fica em contato com o material grosseiro removido, denominada “far-field matrix”, que é diferente da densidade original do solo ensaiado.

SEIF EL DINE *et al* (2010), por outro lado, demonstram em seu estudo que a remoção de material grosseiro da amostra, mesmo em estado “flutuante”, resulta na diminuição da resistência ao cisalhamento do corpo de prova obtido, enquanto a substituição do material, embora cause menores distorções, pode resultar no aumento da resistência. Os ensaios para tais comparações foram executados na mesma densidade. Assim, segundo os resultados de SEIF EL DINE *et al* (2010), todos os métodos de ajuste granulométrico para ensaios de resistência são passíveis de causar distorções nos resultados obtidos, este não

considera, no entanto, o ajuste de densidade do corpo de prova proposto por FRAGAZY *et al.* (1992). É de interessante apontar, para a interpretação de resultados, que, segundo o trabalho de SEIF EL DINE *et al* (2010), a remoção de material sem substituição tende a oferecer resultados conservadores, ao passo que os métodos de substituição tendem a oferecer resultados maiores do que os da amostra original.

Optando-se pela remoção, opção que, segundo a bibliografia, tende a resultados mais conservadores, podemos extrair ainda dos estudos de FRAGAZY *et al.* (1992) e PEDRO (2004) apud SEIF EL DINE *et al* (2010), qual a fração máxima de material que se pode remover sem que se esteja removendo material componente da “matriz” da amostra. No estudo de FRAGAZY *et al.* (1992) este define que grãos compondo uma faixa granulométrica da amostra correspondente a até 40% (em massa) estarão em estado “flutuante”, já SEIF EL DINE *et al* (2010), a partir dos estudos de PEDRO (2004), define este valor como sendo 35%. Considerando que tanto nos estudos de FRAGAZY *et al.* (1992) quanto SEIF EL DINE *et al* (2010) o percentual máximo de material “flutuante” nos ensaios apresentados foi de 30%, este será o percentual adotado para a remoção máxima neste estudo. Na Figura 11 a seguir são apresentados esquemas simplificados de como ficariam dispostas as partículas do solo em estado flutuante e não flutuante.

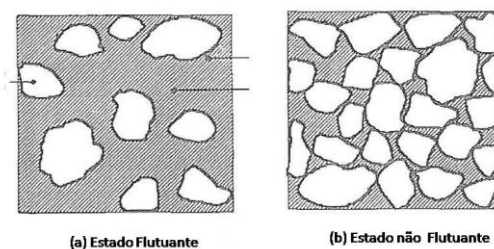


Figura 11 – Estados de ocorrência de inclusão dentro da matriz fina (a) material grosseiro em estado “flutuante” (b) do material grosseiro em estado “não flutuante” (Fonte: FRAGAZY *et al.*, 1992)

### 2.5.5. Vantagens e Desvantagens do Ensaio de Cisalhamento Direto

Segundo TERZAGHI & PECK (1948), embora o ensaio de cisalhamento direto seja a forma mais simples de se obter parâmetros de resistência de um solo, há associados a este

tipo de ensaio alguns erros. Durante o ensaio, conforme a amostra é cisalhada, a parte superior da caixa de cisalhamento avança sobre a parte inferior e assim a área da superfície de cisalhamento diminui, desta forma os valores medidos próximos aos valores limites sofrem alterações. Há ainda a distribuição não uniforme do esforço cisalhante sobre a superfície potencial de cisalhamento, a ruptura não ocorre simultaneamente em toda a superfície, mas sim das laterais para o centro da amostra, fazendo com que o valor medido como esforço crítico de cisalhamento seja de fato menor do que o valor real da amostra, mas esta distorção pode ser diminuída empregando-se corpos de prova circulares (SOUZA PINTO, 2006). Outra falha inerente ao ensaio de cisalhamento direto diz respeito à variação na velocidade de escoamento da água em corpos de prova inundados devido ao aumento de tensões.

SOUZA PINTO (2006) oferece mais algumas desvantagens do ensaio de cisalhamento direto apontando que não podem ser medidos com este ensaio parâmetros de deformabilidade do solo ou módulo de cisalhamento.

Em contrapartida, SOUZA PINTO (2006) observa também que, além de ser útil para se definir a resistência de forma simples, o ensaio de cisalhamento direto permite que se obtenha a resistência residual. É possível, no aparelho de cisalhamento direto, que se simule um deslocamento relativo grande entre as metades da amostra, invertendo-se diversas vezes o sentido do movimento relativo. Este procedimento pode ser feito até que se estabilize a tensão cisalhante, quando podemos considerar atingida a resistência residual. Isto não é possível no ensaio de compressão triaxial.

## **2.6. Equipamentos Especiais (Grande Porte)**

Neste item são apresentados os ensaios de resistência de grande porte que compuseram a bibliografia reunida para o presente estudo. Serão apresentados os ensaios triaxiais desenvolvidos nos estudos de SEIF EL DINE *et al* 2010, SIDDIQUI (1987), FRAGAZY *et al.* (1992) e MALYSZ *et al* (2010). Além dos ensaios triaxiais citados, será apresentado o equipamento de cisalhamento de rochas do laboratório LAMETRO, do Departamento de Geologia da UFRJ. Posteriormente será feita uma discussão sobre a adequação do equipamento para ensaios em materiais granulares grosseiros como o “rejeito grosso” aqui estudado.

Apesar de o presente estudo ser direcionado para a elaboração de ensaios do material “rejeito grosso” em equipamento de cisalhamento direto, é interessante que se analise a viabilidade de ensaiar este material em outros equipamentos de grande porte.

### 2.6.1. SEIF EL DINE et al (2010)

O trabalho de SEIF EL DINE *et al.*(2010) foi desenvolvido em um aparelho de ensaio de compressão triaxial capaz de acomodar um corpo de prova com 300mm de diâmetro por 600mm de altura. A carga axial neste aparelho é aplicada por um servo-atuador com capacidade de 500kN, e um segundo servo-atuador controla a pressão na célula, de até 2Mpa. Neste trabalho, durante os ensaios a tensão confinante foi mantida constante, como em ensaios clássicos de compressão triaxial.

Buscou-se neste trabalho conhecer a influência de propriedades básicas do solo sobre os resultados de resistência obtidos. Foram estudadas as influências de 4 propriedades básicas do solo: proporção volumétrica de inclusões ( $f_v$ ), diâmetro máximo de inclusões ( $d_{max}$ ), parâmetro de graduação (relação  $d_{min}/d_{max}$ ) e tensão de consolidação inicial. Os resultados obtidos apontam para as seguintes relações, como apresentado na tabela 2.1 a seguir.

Tabela 2.1 – Relações de influência estabelecidas entre as propriedades básicas do solo estudadas e os resultados obtidos

Propriedade Básica	Influência sobre resultados de resistência
Aumento de Percentual de Inclusões	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumento da resistência</li> <li>• Comportamento mais friável</li> <li>• Redução da fase de dilatação do corpo de prova</li> </ul>
Aumento do Tamanho de Inclusões	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Não tem influência sobre a resistência</li> </ul>
Aumento do Parâmetro de Graduação	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumento da resistência</li> <li>• Fase de dilatação mais bem definida</li> </ul>
Aumento da Tensão de Consolidação Inicial	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumento da resistência</li> <li>• Comportamento mais friável</li> </ul>

Assim temos que o diâmetro máximo do grão a ser ensaiado neste equipamento pode ser de 30mm.

O material ensaiado no trabalho de SEIF EL DINE *et al* (2010) foi reconstituído de areia “Fontainebleu” e cascalho (faixa mais fina de pedregulhos). As características do solo são apresentadas na tabela 2.2, a seguir.

Tabela 2.2 - Propriedades do material ensaiado por Seif El Dine *et al*. (Fonte: SEIF AL DINE *et al*, 2010).

Propriedades	Valores
D <sub>50</sub> (mm)	0,21
Coefficiente de Uniformidade	1,52
e <sub>min</sub>	0,54
e <sub>max</sub>	0,94
ρ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	2,65
ρ <sub>d,min</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	1,37
ρ <sub>d,max</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	1,72

Neste estudo foram empregadas misturas de solo com diferentes granuletrias, variou-se o diâmetro máximo da parcela da matriz de ou 8mm a 30mm em combinações variadas com material de inclusão cujo diâmetro máximo variou entre 10mm e 60mm.

Se considerarmos a relação dimensão da partícula x dimensão do corpo de prova definida pela ASTM D3080, teremos:

- Relação entre lado ou diâmetro do corpo de prova x diâmetro do grão

$$d_{max} = \frac{diam.}{10} = \frac{300}{10} = 30mm$$

- Relação entre altura do corpo de prova x diâmetro do grão

$$d_{max} = \frac{h}{6} = \frac{600}{6} = 60mm$$

Assim temos que o diâmetro máximo do grão a ser ensaiado neste equipamento pode ser de 30mm.

### **2.6.2. SIDDIQUI (1984) apud FRAGAZY *et al* (1992)**

O ensaio de SIDDIQUI (1984) apud FRAGAZY *et al.* (1992), visava verificar a teoria de representatividade da resistência de um solo heterogêneo ensaiando-se apenas a matriz do solo. Para tais ensaios empregou-se um aparelho de compressão triaxial cujo corpo de prova, com 305 mm de diâmetro, permitiria, segundo a relação ASTM, que se ensaiasse grãos com diâmetros máximos de 30,5mm, no trabalho de Siddiqui este considerou ser aceitável ensaiar solos com partículas de até 50,8mm, o que significa uma relação de 6 vezes entre Dmax e diâmetro do corpo de prova.

### **2.6.3. FRAGAZY *et al* (1992)**

No trabalho de FRAGAZY *et al.* (1992), os ensaios foram executados em dois aparelhos de compressão triaxial, de forma a permitir comparação de resultados, para verificar a mesma hipótese investigada por SIDDIQUI (1984). Um dos aparelhos empregados tem dimensões dentro da margem considerada padrão, diâmetro de 71,1 mm, e o outro apresentando diâmetro do corpo de prova de 152 mm.

No equipamento menor (71,1mm) foi ensaiada uma parcela de solo denominada de “matriz” ou “modelo”, composta apenas de material cuja granulometria estivesse abaixo de 12,7mm, já no equipamento maior (152 mm) foi ensaiado um solo denominado “protótipo” composto pela mesma parcela denominada “matriz” adicionada de 30% em peso de material denominado “oversized”, cuja granulometria está entre 12,7mm e 25,4mm.

O material ensaiado no estudo de FRAGAZY *et al.* (1992) foi composto por uma matriz granular denominada “matriz fina” com diâmetro máximo de 12,7mm e ocorrência de inclusões de material mais grosseiro com diâmetro máximo de 25,4mm, que foi estabelecido como diâmetro de corte.

O equipamento de 152mm de diâmetro, pela relação preconizada na norma ASTM, permite ensaiar materiais cujo diâmetro máximo do grão seja de 15,2mm

Ainda no trabalho de FRAGAZY *et al.* (1992) a consolidação do corpo de prova foi alcançada para a tensão de 150 kPa em duas etapas de incremento e os ensaios foram executados por controle de deformação, a uma razão de 0,1 a 0,2 % de deformação relativa por minuto. Se calcularmos o deslocamento e a força necessária para alcançar a tensão normal

de 150 kPa nos corpos de prova de ambos os equipamentos utilizados por FRAGAZY *et al.*(1992) (Grande Porte  $D_{cp}=152\text{mm}$  e Tamanho Padrão  $D_{cp}=71,1\text{mm}$ ) veremos que os resultados obtidos são bastante diferentes. Na tabela 2.3 a seguir são apresentados os valores de força axial e deslocamento total inerente a cada dimensão de corpo de prova.

Tabela 2.3 - Valores de carregamento e deslocamento total inerentes a cada corpo de prova de FRAGAZY *et al.* (1992).

<b>Diâmetro do Corpo de Prova (mm)</b>	<b>Altura do Corpo de Prova (mm)</b>	<b>Tensão Normal (kPa)</b>	<b>Carga Axial (kN)</b>	<b>Razão de Deslocamento Relativo (%/min)</b>	<b>Deslocamento Total (mm/min)</b>
71,1	142,2	150	0,60	0,20%	0,28
152	304	150	2,72	0,20%	0,61

Analisando em termos de massa as forças axiais necessárias para alcançar 150 kPa em cada corpo de prova podemos compreender o tipo de dificuldade que um ensaio de grande porte impõe em sua execução. Enquanto no corpo de prova de 152mm é necessária uma força equivalente à massa de 272kg para alcançar a tensão normal, no corpo de prova de 71mm a força necessária para alcançar a mesma tensão equivale a uma massa de 59kg. Esta diferença na magnitude das forças faz com que no ensaio de tamanho padrão possamos aplicar a tensão normal por um sistema de peso morto e no ensaio de grande porte fiquemos restritos ao uso de prensas.

A diferença entre as velocidades de deslocamento absoluto dos ensaios de cada diâmetro é de mais de 2 vezes, isso implica necessariamente em se atentar ao curso dos medidores e atuadores empregados no ensaio de grande porte, que neste caso precisam ser mais longos.

O material ensaiado no trabalho de FRAGAZY *et al.* (1992) caracteriza-se por ser uma areia com cascalho e ocorrência de silte, e tanto a areia quanto o cascalho apresentam geometria arredondada. O diâmetro máximo das partículas foi determinado por peneiramento em 25,4mm (1”) e o percentual de material grosso (macro partículas) foi de 30%. As propriedades do material ensaiado são apresentadas na tabela 2.4 a seguir.



Tabela 2.4 - Propriedades do material empregado no trabalho de FRAGAZY *et al.* (1992)

Propriedades	Valores	
	Cascalho	Areia
Diâm. Médio das Partículas (mm)	5,0	2,2
Diâm. Máx. das Partículas (mm)	12,7	25,4
Coefficiente de Uniformidade	1,41	1,09
$e_{\min}$	0,254	0,309
$e_{\max}$	0,487	0,596
$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,81	2,84
$\rho_{d,\min}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,89	1,78
$\rho_{d,\max}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,24	2,17

#### 2.6.4. MALYSZ *et al* (2010)

O equipamento desenvolvido para o trabalho de MALYSZ *et al* (2010) consiste de um aparelho para ensaio de compressão triaxial capaz de ensaiar um corpo de prova de 250mm de diâmetro por 500mm da altura. Um corpo de prova com estas dimensões, calculando-se pelas expressões apresentadas anteriormente, permite que se ensaie um diâmetro máximo de grãos de 25mm. Este equipamento, se estivesse disponível, também seria adequado para que executassem os ensaios de resistência da amostra de “rejeito grosso” de que se dispõe para o presente trabalho.

O material utilizado no trabalho de MALYSZ *et al* (2010) é uma brita bem graduada de basalto, oriunda da britagem de rocha sã, a granulometria deste material é apresentada e comparada com o material atual mais adiante neste trabalho, no capítulo 3. O compressor empregado para aplicar a pressão confinante sobre o corpo de prova neste ensaio pode gerar uma pressão de 1MPa e a força de compressão axial nominal máxima é de 200kN. Considerando que as tensões axiais devem ser equivalentes a forças menores do que a metade da força nominal definida, então a tensão axial máxima deve equivaler a uma força aplicada de 100kN, assim calcula-se que a tensão axial máxima para este equipamento será de aproximadamente 2,04 MPa.

Na tabela 2.5, a seguir, são apresentados os equipamentos citados, o tipo de ensaio que permite fazer, as dimensões do corpo de prova, as tensões confinante e axial máximas permitidas pelo equipamento, a força axial necessária para se impor ao corpo de prova a tensão axial máxima e o diâmetro máximo de grão que o equipamento permite ensaiar pela norma ASTM D3080.

Tabela 2.5 - Ensaio de Grande Porte e Grandezas inerentes a cada um

Ensaio	Tipo	Diâm./Lado do CP (mm)	Altura do CP (mm)	Área do CP (m <sup>2</sup> )	Tensão Confinante (MPa)	Tensão Axial Máx. (MPa)	Força Axial (kN)	D <sub>max</sub> do Grão (mm)
Seif El Dine 2010	Triaxial	300	600	0,07	2,0	7,14	500	30,00
Siddiqui 1984 apud Fragazy 1992	Triaxial	305	-	0,07	-	-	-	30,50
Fragazy 1992	Triaxial	152	-	0,02	-	-	-	15,20
Malysz 2010	Triaxial	250	500	0,05	1,0	2,04	100	25,00

A título de comparação, se calcularmos as forças axiais necessárias para que se aplique sobre um corpo de prova de 100mm x 200mm, considerado padrão, tensões axiais de 2,0 e 7,0 MPa, que foram os valores aplicados por Seif el Dine 2012, obteremos respectivamente as magnitudes de 15,7kN e 55,0kN. Se compararmos estes valores obtidos para um corpo de prova padrão, com os obtidos para os ensaios de grande porte da tabela 2.5, veremos que há uma diferença considerável entre as forças axiais envolvidas em cada um dos casos. Este tipo de consideração é muito relevante, pois forças maiores demandam prensas maiores, maiores custos, maior complexidade, além de maior atenção à segurança durante a execução do ensaio.

#### 2.6.5. Caixa de Cisalhamento de Fratura e Rocha (LAMETRO)

Há um equipamento que não consta da bibliografia estudada que está disponível na UFRJ, no laboratório LAMETRO, do departamento de Geologia, este consiste de uma caixa circular para cisalhamento direto de fraturas de rocha, que por suas dimensões pode permitir que seja mantida a representatividade da amostra na execução de um ensaio de grande porte. Esta caixa, que será apresentada em maiores detalhes mais adiante, se encontra sob a responsabilidade do Professor Emílio V. Barbosa, que nos disponibilizou o equipamento caso o ensaio venha a ser de fato executado. Por enquanto, devido à necessidade de definições de

metodologia e equipamento, nos limitaremos a discutir a viabilidade do emprego deste equipamento.

A caixa de cisalhamento em rocha tem aproximadamente as seguintes dimensões:

- diâmetro de 173 mm;
- altura de 304 mm

Estas dimensões, segundo a relação preconizada na ASTM D3080, permitem que seja ensaiado um material com diâmetro máximo de 17,3mm (relação de 1/10 para o diâmetro do corpo de prova), esta relação de dimensões não permite considerar esta caixa adequada para ensaiar o material segundo a curva granulométrica de MENDONÇA (2007). No entanto, se adotarmos a mesma relação de dimensões adotada por KHALILI *et al* (2010), relação mínima entre diâmetro do corpo de prova e diâmetro máximo do grão de 6 vezes, estabelecida por JAMIOLKOWSKI *et al* (2005) apud KAHLILI *et al* (2010), podemos considerar esta caixa, adequada para ensaiar um material com diâmetro máximo de 28,83mm.

### **3. ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DE ENSAIO DO MATERIAL ESTUDADO**

#### **3.1.1. Estudos Geotécnicos**

Por ocasião deste trabalho executou-se um ensaio de determinação de umidade e uma tentativa de ensaio de separação granulométrica no “rejeito grosso”. Diversos ensaios geotécnicos também foram executados por MENDONÇA (2007) neste mesmo material, inclusive os ensaios de granulometria e umidade. Os resultados obtidos são apresentados a seguir.

O ensaio de umidade executado para o estudo atual foi feito em 3 corpos acondicionados em cápsulas de metal apropriadas. As cápsulas foram pesadas vazias e em seguida foram preenchidas com o material a ser ensaiado, pesou-se o conjunto material cápsula que então foi levado à estufa. O material foi pesado a cada 24 horas até que se caracterizou a estabilização do peso, evidenciando que toda a água presente no material havia evaporado. Os resultados são apresentados a seguir na tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Resultado do ensaio de determinação de umidade do material atual

	<b>CORPOS DE PROVA</b>		
<b>CÁPSULA</b>	G04	G11	G12
<b>TARA</b>	11,33	12,03	12,61
<b>P<sub>TU</sub>(g)</b>	109,23	110,93	128,95
<b>P<sub>TS1</sub>(g)</b>	107,38	108,88	126,39
<b>P<sub>TS2</sub>(g)</b>	107,40	108,88	126,40
<b>P<sub>TS,FINAL</sub> (g)</b>	107,38	108,88	126,39
<b>P<sub>U</sub>(g)</b>	97,90	98,90	116,34
<b>P<sub>S</sub>(g)</b>	96,05	96,85	113,78
<b>P<sub>W</sub>(g)</b>	1,85	2,05	2,56
<b>W(%)</b>	1,926	2,117	2,250
<b>W<sub>med</sub> (%)</b>	2,098		

Na tabela 3.1 todas as grandezas são apresentadas em gramas e seus significados estão apresentados a seguir:

- Tara – Massa dos recipientes utilizados para o ensaio;
- P<sub>TU</sub> – Massa da amostra somada ao recipiente antes inserido na estufa;
- P<sub>TS1</sub> e P<sub>TS2</sub> – Massa do mesmo conjunto amostra recipiente pesados a 24 horas e 48 horas após a inserção na estufa;
- P<sub>U</sub> – Massa de material úmido obtido do P<sub>TU</sub> menos a TARA;
- P<sub>S</sub> – Massa de material seco obtido da ultima medida P<sub>TS</sub> menos a TARA;
- P<sub>W</sub> – Massa de água contida no solo, obtida da medida de P<sub>U</sub> menos P<sub>S</sub>;
- W – Percentual em massa de água contida no solo obtida da razão P<sub>W</sub>/P<sub>S</sub>;

A umidade média obtida foi de 2,098%, consideravelmente menor do que o valor apresentado por MENDONÇA (2007). Na tabela 3.2, a seguir, são apresentados os resultados, obtidos por MENDONÇA (2007) em seus estudos geotécnicos.

Tabela 3.2 - Resultados dos ensaios Geotécnicos (Fonte: Mendonça 2007)

DADOS DE CAMPO		
	Cava 1	Cava 2
$\rho_d(\text{g/cm}^3)$	1,44	1,62
e	0,67	0,49
W (%)	3,77	
DADOS DE LABORATÓRIO		
Gs	2,407	

\*o ensaio de umidade de Mendonça 2007 feito *in situ* por gravimetria segundo a ABNT6458/86.

### 3.1.2. Granulometria

Durante o ensaio de separação granulométrica executado para o presente trabalho notou-se uma grande susceptibilidade do material à abrasão. A fim de garantir a integridade dos grãos optou-se por não seguir a norma NBR 7181/84, e o material foi peneirado apenas nas peneiras 1½”(38,1mm), 1”(25,4mm), ¾”(19,1mm) e ⅜”(9,5mm). Os materiais separados são apresentados na figura 13. Vale apontar que o objetivo inicial deste trabalho era o estudo comparativo entre amostras de “rejeito grosso” em dois estados distintos de degradação devido à oxidação e, portanto o tamanho dos grãos e a distribuição granulométrica do rejeito não oxidado deveriam ser mantidas intactas para que se pudesse comparar os resultados com os ensaios feitos no material oxidado. O objetivo inicial deste trabalho foi mudado em decorrência do resultado da separação granulométrica, como se verá adiante.

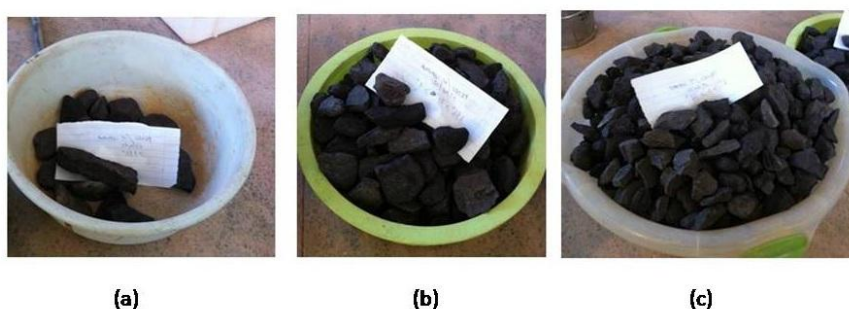


Figura 12 – Grãos separados por granulometria; (a) retidos na peneira 1½”; (b) retidos na peneira 1”; (c) retidos na peneira de ¾”.

Na figura 14, a seguir, apresenta-se a curva de distribuição granulométrica obtida por MENDONÇA (2007) e a obtida a partir do trabalho de separação granulométrica interrompido, feito para o presente estudo, que será denominado “curva atual” ou apenas “atual” no decorrer deste trabalho.

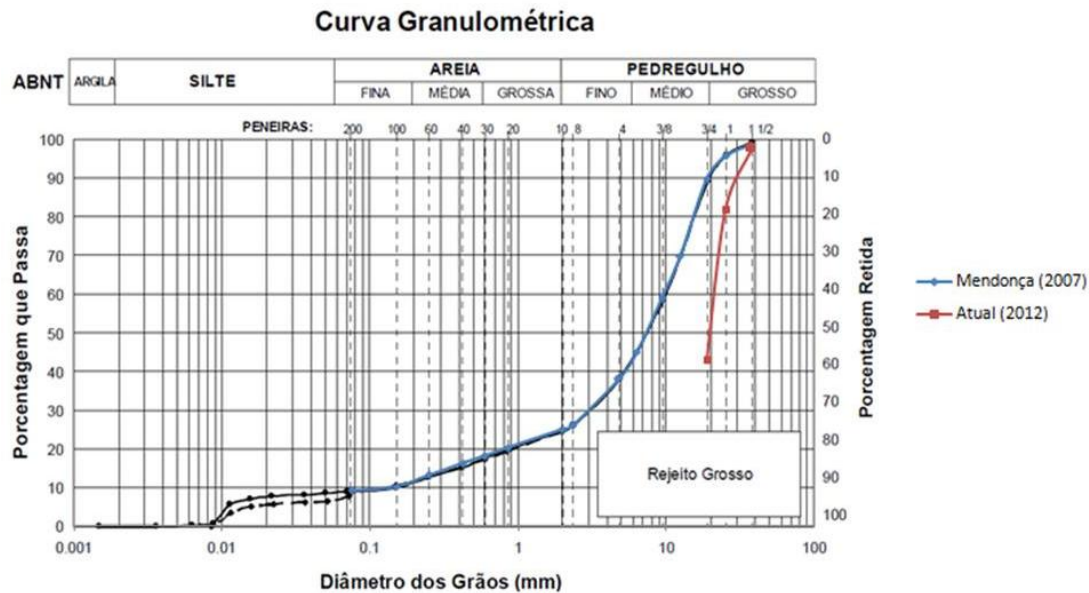


Figura 13 - Curvas granulométricas do Rejeito Grosso de MENDONÇA (2007) e atual (2012)

Nota-se ao comparar a curva completa de MENDONÇA (2007) e a curva parcial obtida neste estudo (atual), que o material amostrado mais recentemente apresenta a tendência a ter granulometria mais grosseira e maior uniformidade do que o material estudado por MENDONÇA (2007). Esta constatação é feita apenas com base em análise visual da curva, pois não há dados suficientes para calcular coeficientes de não uniformidade ou curvatura da curva atual. Podemos, no entanto calcular o CNU da curva de Malyzs 2010 e comparar assim as curvas, a figura 14 apresenta as curvas granulométricas de MALYSZ *et al* (2010) e MENDONÇA (2007).

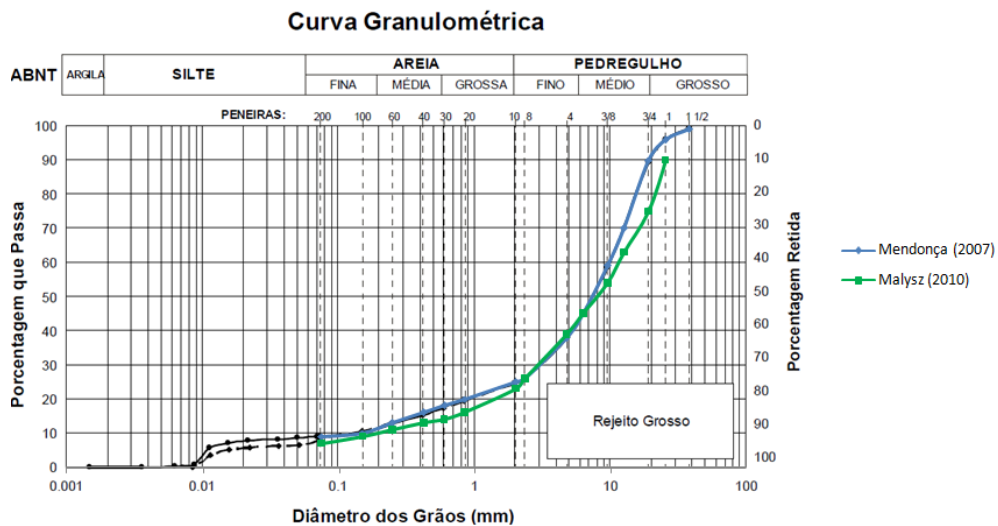


Figura 14 - Curvas granulométricas de MALYSZ *et al* 2010 e MENDONÇA 2007.

Comparando-se as granulometrias da figura 14, acima, percebe-se que a brita utilizada por MALYSZ *et al* (2010), embora levemente mais grosseira do que o rejeito grosso estudado por MENDONÇA (2007), tem características granulométricas muito similares, vide os coeficientes de não uniformidade de cada curva apresentado na tabela 3.3 a seguir:

$$CNU = D_{60} / D_{10}$$

$D_{60}$  – Diâmetro no qual passam 60% em peso da amostra

$D_{10}$  – Diâmetro no qual passa 10% em peso da amostra

Tabela 3.3 - Coeficientes de não uniformidade

Estudo	CNU
Mendonça 2007	63,5
Malysz 2010	56

Segundo a classificação de coeficiente de não uniformidade, empregada por MALYSZ *et al* (2012), nenhum dos materiais pode ser considerado uniforme, pois temos:

- $CNU < 5$  – material uniforme
- $5 < CNU < 15$  – material de uniformidade média
- $CNU > 15$  – material não uniforme

### 3.1.3. Separação (Corte)

A separação granulométrica da curva atual, embora expedita, foi feita de forma que fosse possível identificar o diâmetro máximo equivalente a um corte de material de 30 %, percentual definido no item 2.5.4 “Representatividade” como máximo aceitável a ser removido sem que se perca com isso a representatividade da amostra. A separação do material atual foi feita até a peneira  $3/4$ ” (19,10mm), o que resultou em um curva incompleta, com 57% de material retido, no entanto isto garante material suficiente para identificar o diâmetro equivalente ao corte percentual adotado de 30%.

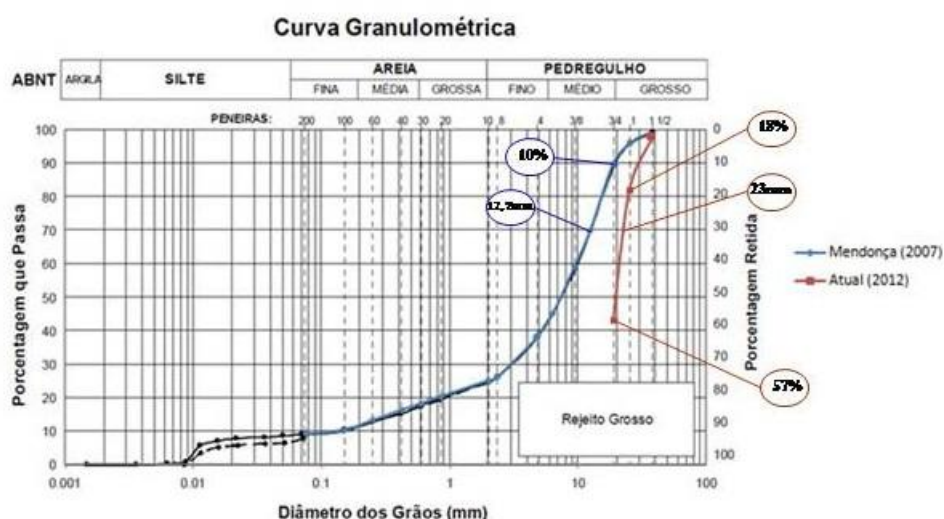


Figura 15 – Curvas granulométricas atual (2011) e Mendonça (2007) apresentados os percentuais e diâmetros máximos de corte

A partir da curva atual podemos identificar que o diâmetro máximo equivalente ao corte de 30% é de aproximadamente 23mm, já para a curva de MENDONÇA (2007), o diâmetro máximo para o mesmo corte percentual seria de 12,5mm. Como nenhuma das duas peneiras consta da sequência de peneiras utilizadas na separação, adotaremos, para fins práticos, a peneira imediatamente acima de cada uma, assim teremos para o material atual um diâmetro máximo de 25,4mm, definido pela peneira de 1”, e para o material de MENDONÇA (2007) o diâmetro máximo de 19,10mm, definido pela peneira de  $3/4$ ”. A adoção de diâmetros



máximos maiores representa uma redução no percentual de corte do material, para o material atual adotando o diâmetro máximo de 25,4mm teremos uma remoção de 18%.

Conhecidos os diâmetros máximos aplicáveis a um material e visando respeitar um corte percentual preestabelecido, podemos definir as dimensões do corpo de prova adequadas à granulometria do material. Na bibliografia estudada há duas razões entre as dimensões de diâmetro máximo do grão e dimensões do corpo de prova que visam garantir a representatividade, são estas a relação da ASTM D3080 e a relação de JAMIOLKOWSKI *et al.* (2005) apud KAHLILI *et al* (2010) , ambas apresentadas no item 2.5.4 “Representatividade”. Adotaremos a relação de Jamiolkowski como sendo 6, assim estaremos acima do valor mínimo de 5 e ainda será possível obter um diâmetro de C.P. para a curva granulométrica do material atual compatível com a caixa de cisalhamento de rochas, que discutiremos no item 5 “Proposta de Ensaio”. A tabela 3.4 apresenta o diâmetro de corpo de prova adequado a cada amostra, definida pelo diâmetro máximo, segundo as relações de representatividade citadas.

Tabela 3.4 - Diâmetro máximo do grão e diâmetro mínimo correspondente do corpo de prova

<b>Granulometria</b>	<b>Dmax (mm) (após corte)</b>	<b>Diâm. Mín. do C.P- ASTM (mm)</b>	<b>Diâm. Mín. Do C.P.-Jamiolkowski (mm)</b>
Mendonça 2007	19,10	191,00	114,60
Curva Atual (2012)	25,40	250,40	152,40

Se compararmos os diâmetros de corpo de prova mínimos necessários para satisfazer a norma ASTM D3080 e a relação de JAMIOLKOWSKI *et al.* (2005) apud KAHLILI *et al.* (2010), com os diâmetros dos equipamentos de grande porte apresentados na bibliografia, teremos quais destes seriam adequados para ensaiar os materiais de que se dispõe para a análise proposta neste estudo. O resultado de tal comparação é apresentado na tabela 3.5 abaixo, na qual compara-se o diâmetro dos CPs da bibliografia com os diâmetros mínimos obtidos pela relação de JAMIOLKOWSKI *et al.* (2005) apud KAHLILI *et al* (2010).

Tabela 3.5 – Comparação entre diâmetros dos CPs vistos na bibliografia e o diâmetro mínimo obtido a partir da relação de JAMIOLKOWSKI et al (2005) apud KAHLILI et al (2010).

<b>Ensaio</b>	<b>Tipo</b>	<b>Diâmetro ou Lado do CP (mm)</b>	<b>Adequado para Curva Atual (2012)</b>	<b>Adequado para Curva Mendonça (2007)</b>
El Dine et al. 2010	Triaxial	300	Sim	Sim
Siddiqui 1984 apud Fragazy 1992	Triaxial	305	Sim	Sim
Fragazy 1992	Triaxial	152	Sim	Sim
Malysz 2010	Triaxial	250	Sim	Sim

Com a tabela 3.5 estabelecemos haver de fato uma semelhança geométrica entre o ensaio propostos e os ensaios levantados na bibliografia.

### **3.2. Método de Ensaio e Variáveis relevantes**

Apesar das claras vantagens possíveis com o emprego do ensaio triaxial, considera-se que este é um ensaio de execução complexa e delicada se comparado ao ensaio de cisalhamento direto, assim considerando que a motivação inicial para esta discussão foi a obtenção de parâmetros de resistência comparada (entre os dois estágios de degradação do mesmo material) para alimentar um modelo numérico de estabilidade de taludes, o ensaio de cisalhamento direto parece ser uma opção mais adequada.

Dentre os equipamentos de ensaio de compressão triaxial que se encontram em operação no campus da UFRJ na Ilha do Fundão, nenhum apresenta condições adequadas para ensaiar o material “rejeito grosso”, seja porque não são capazes de comportar um corpo de prova com a dimensão mínima de 152,4cm de diâmetro, ou porque não são capazes de aplicar cargas na ordem de grandeza necessária. O maior equipamento de ensaio triaxial em operação atualmente na UFRJ é o do laboratório de pavimentação, chefiado pela professora Laura Motta. Mesmo este equipamento, que é capaz de comportar um corpo de prova com 150mm de diâmetro, 12 mm maior do que o mínimo necessário, não seria indicado para ensaiar este material, pois a capacidade de aplicação de cargas e tensões é dimensionada para

simular solicitações cíclicas de tráfego, muito menores do que as cargas geotécnicas, que precisamos representar no ensaio proposto neste estudo.

Como opção para se executar o ensaio aqui proposto, considerando não haver qualquer outro equipamento disponível que seja adequado para a obtenção dos parâmetros de resistência do “rejeito grosso”, propõe-se a adequação de uma caixa de cisalhamento de rochas (figura 15), disponibilizada pelo laboratório do Departamento de Geologia, LAMETRO. Esta caixa é projetada para ensaios de cisalhamento em fraturas de rocha, mas devido às suas dimensões (diâmetro de 173mm e altura de 304mm) e à possibilidade de acoplar a mesma, prensas com a capacidade de aplicação de carga que se desejar, é um equipamento a ser considerado.

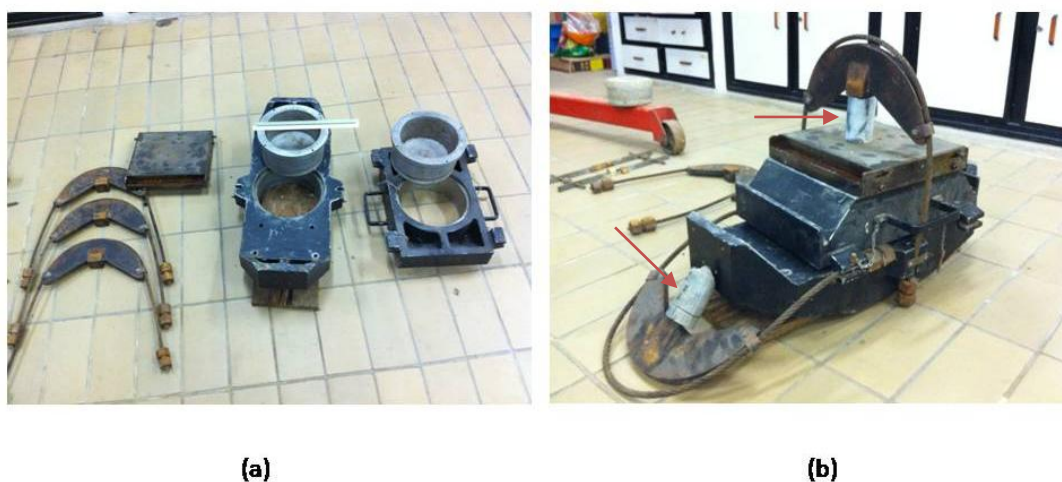


Figura 16 – Caixa de cisalhamento de grande porte do departamento de Geologia; (a) desmontada; (b) montada.

*\*na figura 16 os atuadores das prensas estão sendo representadas pelos cilindros indicados pelas setas.*

### 3.3. Obtenção do Corpo de Prova

Foram identificadas duas questões principais quando se planeja o preparo de corpos de prova, a primeira questão é quanto material será necessário para compor os corpos de prova, e a segunda é como colocar este material dentro da caixa de cisalhamento para moldar o corpo de prova.

A quantidade de material necessária para executar os ensaios comparativos de resistência foi calculada inicialmente a partir das dimensões do corpo de prova que seria empregado na prensa de cisalhamento do laboratório de mecânica dos solos Fernando

Emanuel Barata, da escola de engenharia civil, pois acreditava-se, com base na curva granulométrica de MENDONÇA (2007) que este equipamento seria adequado para ensaiar o material estudado. Neste equipamento a maior caixa de cisalhamento disponível permite que seja ensaiado um corpo de prova de área quadrada, com 101,60 mm de lado e 40,18 mm de altura. Com estas dimensões e com os valores naturais do material, obtidos da tese de MENDONÇA (2007), densidade aparente seca  $G_s$  2,407 (cava2), umidade 3,77% e índices de vazios 0,67(cava 1) e 0,49 (cava 2) calculou-se que seriam necessários entre 0,65kg e 0,72kg de material para cada corpo de prova. Com base nestes valores foram coletados 30,55kg de material no campo, assim haveria material suficiente para a execução de ensaios com diversas condições de contorno (inundado, seco etc.) além de sobras para o caso de ensaios perdidos.

A constatação de que o ensaio teria que ser feito em um equipamento de dimensões maiores, e que portanto, seria necessário um corpo de prova maior, agora com 173mm (Caixa de Cisalhamento do LAMETRO), suscitou novos cálculos de quantidade de material. Estes foram feitos considerando os mesmos valores de densidade real dos grãos e índices de vazios empregados no cálculo inicial do corpo de prova, no entanto agora empregou-se uma umidade de 2,01%, obtida no ensaio para determinação de umidade feito no material da amostra atual. Segundo os novos cálculos, o corpo de prova deve agora pesar entre aproximadamente 5,25kg e 5,90kg. As equações para os cálculos de quantidade de material são as seguintes:

$$V_s = \frac{V_t}{1 + e}$$

$$m_s = G_s \times V_s$$

Considerando a curva granulométrica do material atual teríamos ainda, após a remoção (corte), aproximadamente 25,05kg (82% de 30,55kg de amostra) de material que poderíamos ensaiar, o que significaria material suficiente para a execução, com sobras de 4 corpos de prova, assim seria possível executar o ensaio de forma que se possa traçar uma envoltória de resistência (no mínimo 3 corpos de prova).

O método de “moldagem” do corpo de prova, para este material, é mais complexo de se definir do que os cálculos de quantidade, pois nos livros da bibliografia consultada, não há menção à materiais como o “rejeito grosso”, aqui estudado. Toda a metodologia de preparo de corpos de prova é direcionada para materiais argilosos ou areias, e não há definição formal sobre como moldar corpos de prova de material granular grosseiro. Há, na bibliografia

consultada, três formas de se moldar corpos de prova cujo uso é relatado: compactação (MALYSZ *et al* 2010), densificação por vibração (FRAGAZY *et al.* 1992) e arrumação manual dos grãos (KHALILI *et al* 2010).

A compactação do corpo de prova feita por MALYSZ *et al* (2010) seguiu parâmetros obtidos com energia de Proctor modificado e para tal empregou-se um martelo rompedor com 1200W de potência, 7,2 kgf e frequência regulável de 2290, 2590 ou 2760 impactos por minuto. Já no trabalho de KHALILI *et al* (2010) o preparo do corpo de prova foi feito manualmente e procurou-se colocar os grãos dentro do encamisador “delicadamente” de forma a promover a menor densificação possível durante a moldagem do corpo de prova. A terceira forma relatada de densificação do corpo de prova foi feita por FRAGAZY *et al.* 1992, em camadas que eram vibradas por 2 minutos com vibrador elétrico.

### 3.4. Forças e Tensões Envolvidas no Ensaio de Grande Porte

Seguindo a ASTM D3080, empregada como referência para o ensaio de cisalhamento direto neste trabalho, devemos buscar definir as condições de tensão normal que representarão a condição de tensão normal estimada de campo. Supondo que ainda estejamos buscando representar as condições da pilha de rejeito da mina “Verdinho” em Criciúma, precisamos definir a magnitude da tensão normal associada às condições de campo. Na figura 16 é apresentada uma seção simplificada da pilha.

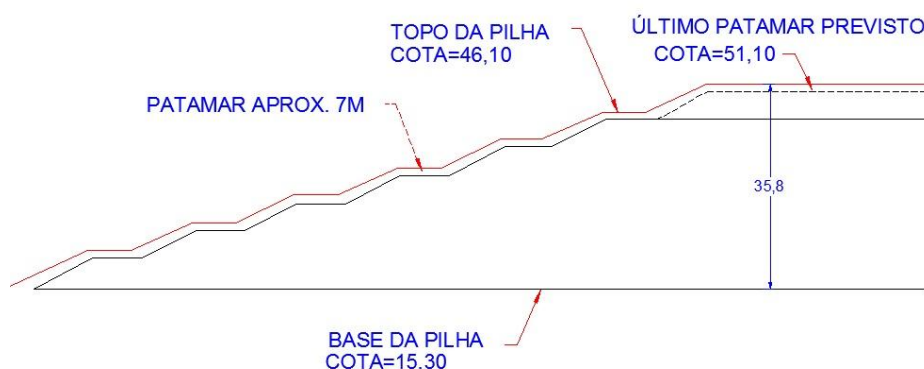


Figura 17 – Seção simplificada da pilha de rejeito de mineração da mina Verdinho, Criciúma.

Considerando a altura máxima da pilha (35,8 m) e os valores da densidade aparente seca e umidade, obtidos por MENDONÇA (2007), a tensão normal média, calculada a partir

dos dois valores de peso aparente seco apresentados na tabela 3.2, é de aproximadamente 555,7 kPa. Se aproximarmos a dimensão do corpo de prova para 170 mm de diâmetro, a carga necessária para que se obtenha a tensão normal definida será de 12,6kN, ou o equivalente a uma massa de 1.260kg.

Considerando a magnitude da carga que deve ser aplicada caso se queira representar a tensão de compressão máxima estimada para a pilha (1.260 kg), o uso de peso morto torna-se inviável. Uma forma bastante usual de aplicar cargas em ensaios de grande porte, como se viu na bibliografia é o uso de prensas. Neste caso a prensa deve ter como capacidade nominal uma magnitude maior do que os 12,6kN necessários para que se aplique a tensão objetivada.

O objetivo desta aplicação da tensão máxima é quantificar o quanto são superlativas as cargas envolvidas em ensaios de grande porte, em relação às cargas de ensaios de dimensão padrão. Para melhor ilustrar este ponto a tabela 3.6, a seguir, apresenta forças correspondentes a tensões mais usuais, entre 50 e 400kPa, para um corpo de prova de 20 x 20 cm e outro de 10 x 10 cm.

Tabela 3.6 - Tensões, forças e pesos correspondentes para corpos de prova quadrados com 10 e 20 cm de lado.

<b>Corpo de Prova (cm)</b>	<b>Tensão Normal</b>		<b>Força Normal</b>		<b>Peso Correspondente</b>	
10 x 10	50	kN/m <sup>2</sup>	0,5	kN	50	Kg
	100	kN/m <sup>2</sup>	1,0	kN	100	Kg
	150	kN/m <sup>2</sup>	1,5	kN	150	Kg
	400	kN/m <sup>2</sup>	4,0	kN	400	Kg
20 x 20	50	kN/m <sup>2</sup>	2,0	kN	200	Kg
	100	kN/m <sup>2</sup>	4,0	kN	400	Kg
	150	kN/m <sup>2</sup>	6,0	kN	600	Kg
	400	kN/m <sup>2</sup>	16,0	kN	1.600	Kg

## 4. ANÁLISE DE RESULTADOS DA BIBLIOGRAFIA

Neste item serão apresentados os resultados obtidos nos trabalhos de MALYSZ *et al* (2010), FRAGAZY *et al.* (1992) e KHALILI *et al* (2010), que se considera serem resultados obtidos de materiais granulares com características similares ou análogas às do material “rejeito grosso”.

### 4.1.1. Análise dos resultados de MALYSZ (2010)

Os resultados dos ensaios triaxiais do trabalho de MALYSZ *et al* (2010), apresentados na figura 17, são compatíveis com o comportamento de areias compactas, tendo apresentado um pico bem definido seguido de uma fase de perda de resistência com tendência à estabilização da tensão cisalhante (patamar de resistência residual) e deformação axial relativa pequena, da ordem de 2 a 4 %, para os ensaios de compressão triaxial clássica. O material utilizado no trabalho de MALYSZ *et al* (2010) é uma brita bem graduada de basalto, oriunda da britagem de rocha sã.

Foram executados ensaios triaxiais clássicos e um ensaio de multi-estágios, na figura 18 a seguir é apresentada a envoltória do ensaio triaxial clássico. O ensaio de multi-estágios do trabalho de MALYSZ *et al.* (2010) consiste em um ensaio de deformação permanente no qual em cada ensaio a tensão confinante é mantida e a tensão desviadora é aplicada em estágios, aumentando conforme relações  $\sigma^d / \sigma_3$  pré-estabelecidas.

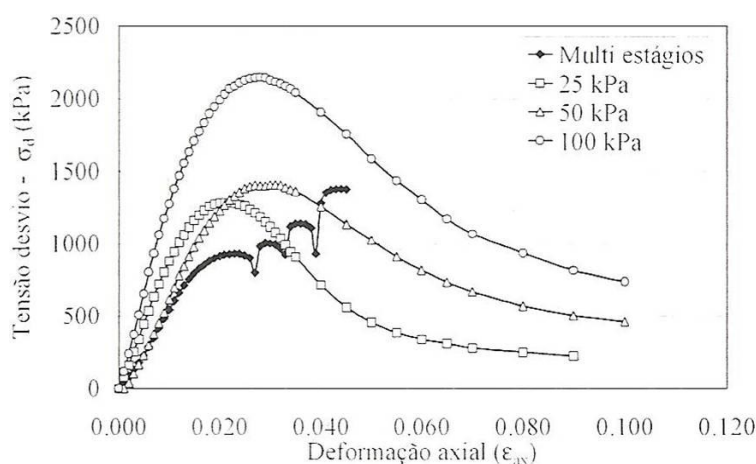


Figura 18 – Curvas tensão x deformação axial para material com D50 de 8,0mm em ensaio triaxial com CP de 250mm de diâmetro e 500mm de altura (Fonte: MALYSZ *et al*, 2010)

A envoltória apresentada por MALYSZ *et al* 2010 para o ensaio triaxial clássico apresenta ângulo de atrito interno  $\phi' = 58,4^\circ$  e coesão  $c' = 142\text{kPa}$ , ambos os valores bastante altos se consideramos a natureza granular do material, especialmente para a coesão. Mas em se tratando de um ensaio realizado sobre material compactado buscando parâmetros de compactação definidos em ensaio Proctor modificado, uma resistência mais alta do que a esperada para materiais naturais pode ser justificada. pré-estabelecidas.

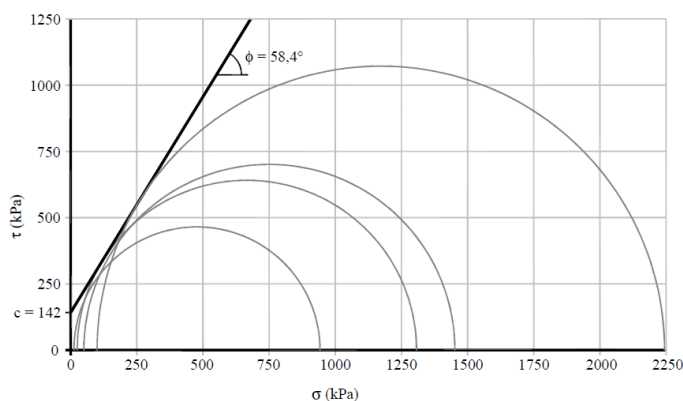


Figura 19 – Envoltória de resistência de brita bem graduada (Fonte: MALYSZ *et al*, 2010)

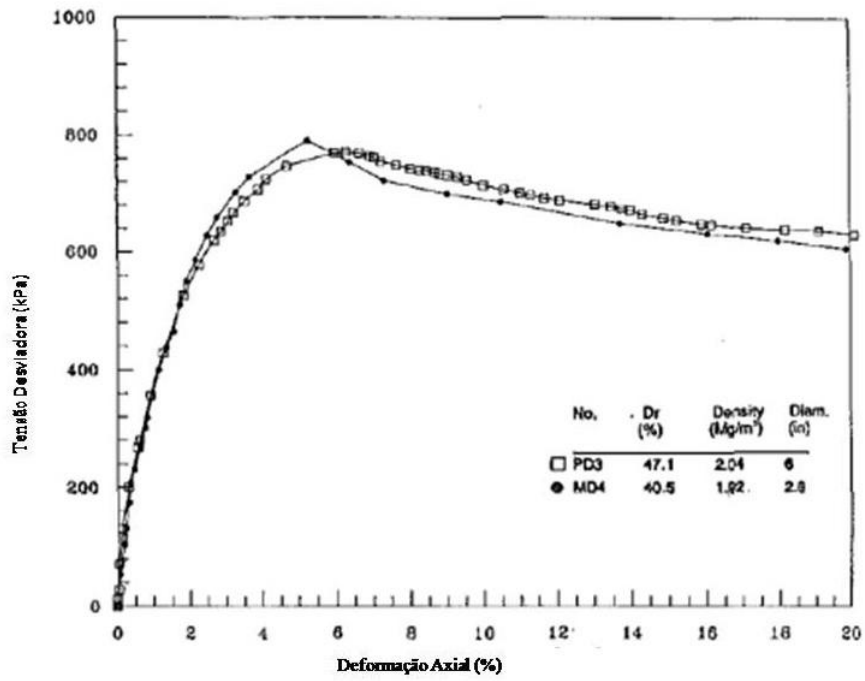
e coesão , ambos os valores bastante altos se consideramos a natureza granular do material, especialmente para a coesão. Mas em se tratando de um ensaio realizado sobre material compactado buscando parâmetros de compactação definidos em ensaio Proctor modificado, uma resistência mais alta do que a esperada para materiais naturais pode ser justificada. Como já visto anteriormente, no item 3.1.2 “Granulometria”, o material ensaiado por MALYSZ *et al* 2010 tem distribuição granulométrica similar ao material estudado por MENDONÇA (2007), no entanto enquanto o material de Malysz é oriundo da britagem de rocha sã, o material de Mendonça tem como característica uma baixa resistência do grão, evidenciada pela alta suscetibilidade a abrasão verificada durante a tentativa de separação granulométrica. Assim é razoável esperar que se submetido a um processo de compactação, similar ao empregado por MALYSZ (2010), o “rejeito grosso” pode alcançar resistências altas assim como as apresentadas na figura 18, mas também antecipa-se a obtenção de uma envoltória curva devido à quebra de grãos (SOUZA PINTO, 1974).

#### 4.1.2. Análise dos resultados de FRAGAZY *et al* (1992)

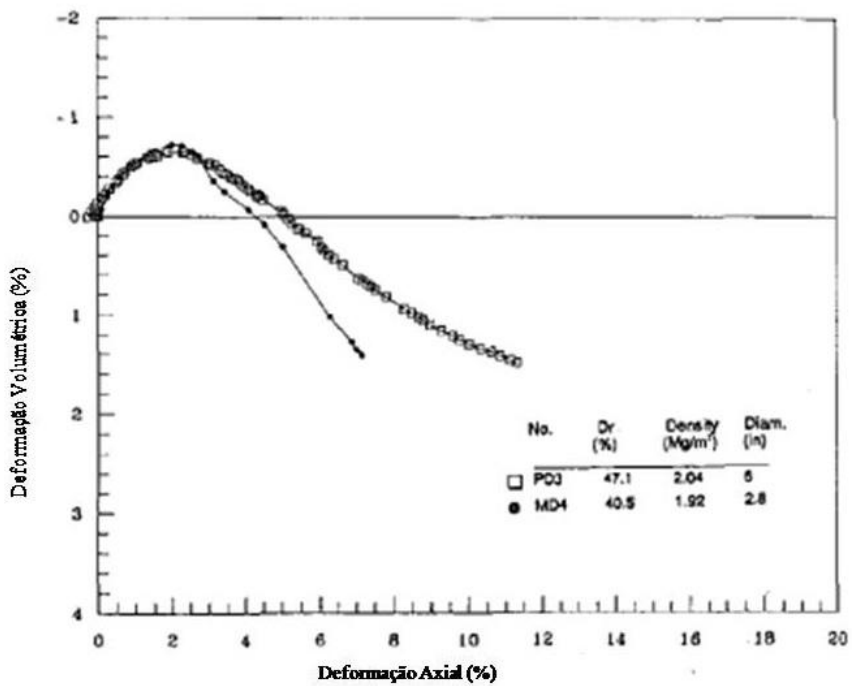


O material ensaiado no estudo de FRAGAZY *et al.* (1992) foi composto por uma matriz granular denominada “matriz fina” com diâmetro máximo de 12,7mm e ocorrência de inclusões de material mais grosseiro com diâmetro máximo de 25,4mm, que foi estabelecido como diâmetro de corte.

Os resultados obtidos nos estudos de FRAGAZY *et al.* (1992) são apresentados na figura 19. Nestes são plotados os resultados juntos de dois ensaios triaxiais de compressão drenados e consolidados, equivalentes, um executado sobre um corpo de prova composto de solo heterogêneo completo (faixa granulométrica da matriz, até 12,7mm, mais a faixa das inclusões, de 25,4 mm) em equipamento de grande porte e o outro executado sobre corpo de prova composto apenas de material granular mais fino (<12,7mm) executado em equipamento de tamanho padrão. Embora os picos de tensão cisalhante sejam ainda bastante definidos, nota-se, no gráfico que apresenta as curvas de tensão deformação, um comportamento não muito definido entre o frível (areias compactas) e o dúctil (areias fofas), o que é evidenciado pelo deslocamento relativamente grande para que se caracterize a ruptura (6%). Isto pode ser explicado, pois solos com presença de maior quantidade de material grosseiro (inclusões) são menos propensos a sofrer deformações volumétricas ou axiais do que os solos compostos apenas de material fino (FRAGAZY *et al.* 1992), assim temos dois corpos de prova propensos a comportamentos levemente diferentes cujos resultados estão plotados de forma sobreposta. Na figura 19, a cima, são plotados os resultados obtidos para o corpo de prova PD2, composto por solo granular heterogêneo, e MD2, composto apenas pela parcela do solo heterogêneo menor do que 12,7mm. Como se pode ver o comportamento de ambos os corpos de prova é bastante similar até ser alcançada a ruptura e o corpo de prova MD2, composto apenas de material granular mais fino apresenta maior variação de volume na fase de contração. Estes resultados são considerados típicos por FRAGAZY *et al.* (1992).



(a)



(b)

Figura 20 – Curvas tensão x deformação axial e deformação volumétrica x deformação axial dos ensaios denominados PD2 e MD2; (a) curva tensão x deformação axial do ensaio; (b) curva deformação volumétrica x deformação axial; (Fonte: FRAGAZY *et al.*, 1992)

Na tabela 4.1 são apresentados os resultados dos demais ensaios executados por FRAGAZY *et al.* (1992).

Tabela 4.1 - Resultados de ensaios de compressão triaxial (Fonte: FRAGAZY *et al* 1992)

Test number (1)	Diameter of sample (in.) (2)	Percent of oversize particles (3)	Relative density (%) (4)	Dry density (Mg/m <sup>3</sup> ) (5)	Confining pressure (kPa) (6)	Peak deviator pressure (kPa) (7)	Axial strain <sup>a</sup> (%) (8)	Volumetric strain <sup>a</sup> (%) (9)
PD1	6	30	13.3	1.93	150	633	9.10	-0.18
PD2	6	30	29.1	1.98	150	715	6.40	-0.07
PD3	6	30	47.1	2.04	150	772	6.50	-0.47
PD4	6	30	52.8	2.06	150	795	5.10	-0.48
PD5	6	30	64.0	2.10	150	860	4.20	-0.14
MD1	2.8	0	14.6	1.83	150	640	9.60	—
MD2	2.8	0	26.8	1.86	150	706	6.50	-0.08
MD3	2.8	0	35.1	1.90	150	770	5.50	-0.43
MD4	2.8	0	40.5	1.92	150	781	5.20	-0.31
MD5	2.8	0	53.7	1.97	150	842	5.00	-0.62
MD6	2.8	0	61.2	2.00	150	863	4.50	-0.52
SP1	6	30	29.0	1.98	75	388	4.10	-0.10
SP2	6	30	41.2	2.02	75	393	3.50	-0.70
SP3	6	30	50.0	2.05	75	408	3.70	-0.82
SP4	6	30	61.2	2.09	75	423	3.80	-1.20
SM1	2.8	0	38.0	1.91	75	370	4.29	0.02
SM2	2.8	0	50.0	1.96	75	426	4.30	-1.20
SM3	2.8	0	60.0	2.00	75	437	3.90	-1.00

#### 4.1.3. Análise dos resultados de KHALILI *et al* (2010)

O material estudado por KHALILI *et al* (2010) tem origem muito similar à das amostras de “rejeito grosso”, são oriundos de rocha sedimentar britada pela explosão durante o processo de mineração de ouro, este material assim como o “rejeito grosso” apresenta partículas angulosas com a formação de quinas agudas além de ser propenso também a gerar drenagem ácida (KHALILI *et al* 2010). Dentre os resultados apresentados considerou-se relevante apenas a apresentação dos ensaios de compressão e tração triaxiais drenados executados em corpos de prova compostos apenas da parcela grosseira do material, denominados de “rock only”. Na figura 20 são apresentadas as curvas os resultados.

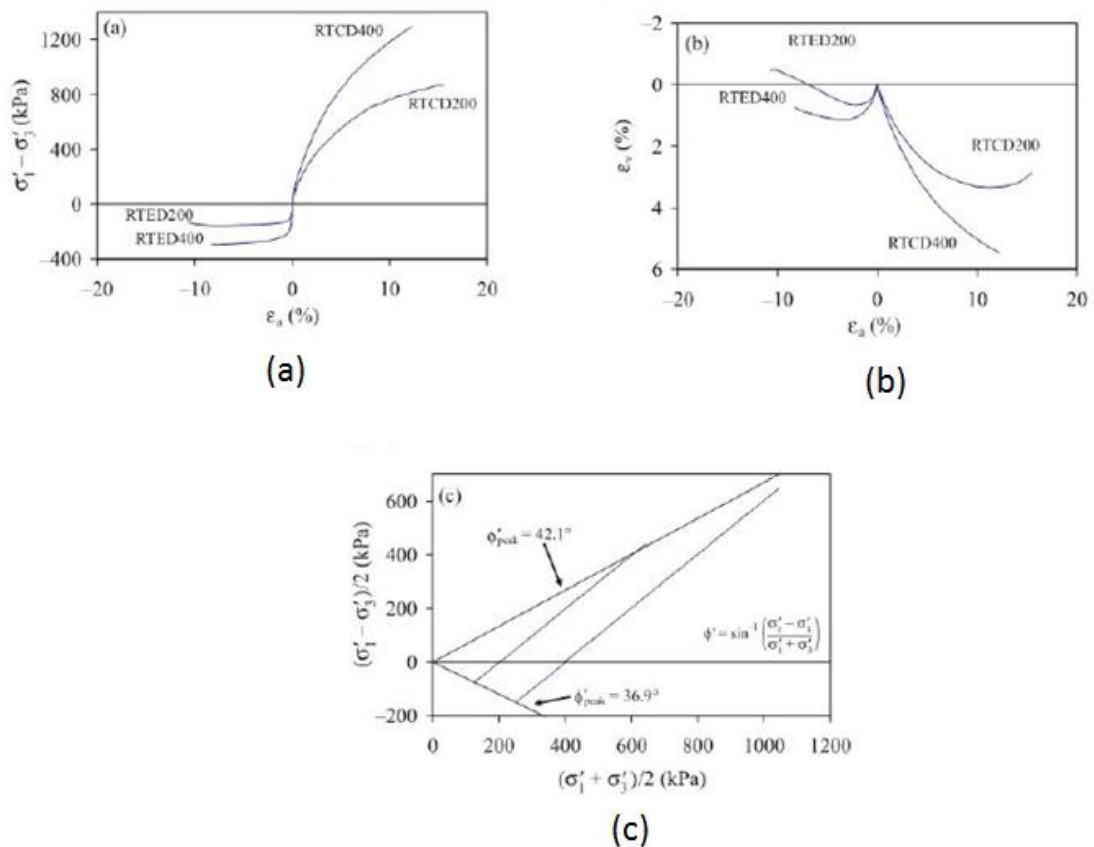


Figura 21 – Curvas resultantes de ensaios de compressão e tração triaxial do material granular Grosso; (a) curva tensão x deformação axial; (b) curva deformação axial x deformação volumétrica; (c) envoltória de resistência (Fonte: KHALILI *et al* 2010).

O comportamento da curva tensão x deformação apresentada na figura 21 (a) não parece desenvolver-se de forma que possa ser definido se é característico de areia fofa ou compacta, pois o ensaio é interrompido antes de definir-se um pico ou estabilizar-se a tensão cisalhante, o que parece ocorrer é a caracterização de ruptura por grande deslocamento, visto que o ensaio é interrompido uma vez atingido o deslocamento limite (definido no trabalho) de 15%. Analisando a curva de deformação axial versus deformação volumétrica apresentada na figura 21 (b) é possível perceber um comportamento em que se tem uma dilatação acentuada seguida de uma fase de contração que parece ser interrompida uma vez atingida a mesma deformação limite de 15%, neste gráfico percebemos que à aproximadamente 12% ocorre a mudança do comportamento de contração para dilatação, o que é um comportamento condizente com a condição de areia fofa. A figura 21 (c) apresenta a envoltória de resistência obtida a partir dos resultados dos ensaios triaxiais (curva ciano), o ângulo de atrito interno obtido é de  $42,1^\circ$ , este valor ainda é bastante alto se considerarmos a formação deste material, sujeito a degradação física intensa por detonação.

## 5. PROPOSTA DE ENSAIO

Dentre os equipamentos visados para a execução de ensaios de resistência ao cisalhamento para o trabalho presente, o único que se apresenta como uma possibilidade capaz de garantir a representatividade de resultados frente à granulometria do material “rejeito grosso”, é o equipamento de cisalhamento de rochas disponibilizado pelo laboratório LAMETRO, do Departamento de Geologia da UFRJ. Este equipamento consiste de uma caixa de cisalhamento autoportante para cisalhar fraturas em rocha, com recipiente circular para conter o corpo de prova cujas dimensões são 173 mm de diâmetro por 304 mm de altura. Estas dimensões, segundo a ASTM D3080, não seriam adequadas para ensaiar as amostras de Mendonça 2007 ou do material atual, pois não são 10 vezes maior do que o diâmetro máximo estabelecido, como visto no item 3.1.3 “Separação (Corte)”, mas se adotarmos a relação mínima definida por JAMIOLKOWSKI *et al.* (2005) apud KHALILI *et al.*, (2010), a mesma adotada por KHALILI *et al.* (2010), na qual admiti-se como aceitável uma razão de 6 vezes entre o diâmetro do C.P. e diâmetro máximo da partícula, poderíamos ensaiar ambas as amostras neste equipamento. Na tabela 5.1, são apresentados os diâmetros máximos de cada amostra de acordo com o critério de corte adotado (30% em massa seca da amostra), os diâmetros mínimos do corpo de prova correspondente são definidos de acordo com a relação de Jamiolkowski e o diâmetro do equipamento cedido.

Tabela 5.1 - Diâmetros máximos de cada amostra, diâmetros mín. dos corpos de prova correspondentes e diâmetro do equipamento cedido pelo LAMETRO.

<b>Granulometria</b>	<b>Dmax (mm) após o corte</b>	<b>Diâme. do C.P. (mm) (relação de Jamiolkowski)</b>	<b>Diâm. do LAMETRO (mm)</b>
Mendonça 2007	19,10	114,6	172
Silva 2012	23	138	172

Embora se tenha encontrado uma relação de dimensões na bibliografia que fundamenta o ensaio do material neste equipamento, há ainda algumas características do equipamento que não são, a princípio, compatíveis com a metodologia padrão de ensaio de cisalhamento direto em solos, mas estas podem ser adequadas com algumas modificações que serão propostas e discutidas a seguir.

Os recipientes de material dos equipamentos em rocha e em solo são, à primeira vista, muito diferentes. Para efeito de comparação são dispostos na figura 21 a caixa de cisalhamento do equipamento disponível no laboratório de mecânica dos solos Fernando Emanuel Barata e o recipiente do equipamento disponibilizado pelo LAMETRO.



Figura 22 – Recipientes de material; (a) Caixa de cisalhamento do Lab. Fernando Manoel Barata; (b) Caixa de cisalhamento do LAMETRO.

O recipiente do corpo de prova do equipamento para ensaio em rochas (figura 21 b) é impermeável, e precisa sê-lo, pois deve, além de conter o material, servir de fôrma para uma quantidade de argamassa que é utilizada para firmar o corpo de prova dentro do recipiente. A argamassa é necessária, pois a rocha não é composta de grãos ou partículas, como o solo, e por isso não pode ser moldada ao recipiente, assim a fixação do corpo de prova é feita com a adição de argamassa (KUMAR, 2012).

### 5.1. Drenagem

Na ASTM D3080 o ensaio de cisalhamento direto é caracterizado como um ensaio relativamente rápido, adequado para determinação de propriedades de resistência em situação consolidada e drenada. A definição da norma por ensaios drenados se deve a não haver como verificar a poropressão dentro do corpo de prova e assim, para que se conheça as tensões efetivas que se estabelecem no ensaio e que permitem a determinação dos parâmetros de resistência, é necessário que estas sejam iguais às tensões totais aplicadas, portanto não pode haver geração de poropressão durante o ensaio.

A fim de contornar a questão de formação de poropressão dentro do corpo de prova, sugere-se a execução do ensaio em material seco, desta forma, a possibilidade de formação de poro pressão fica eliminada ou reduzida à insignificância. A ausência de drenagem da caixa de cisalhamento passa então a ser um fator sem influência sobre o resultado do ensaio.

## 5.2. Tensão Normal e Consolidação

A consolidação do corpo de prova é um ponto crítico do ensaio no equipamento proposto. Como pode ser vista na figura 22 o fundo do recipiente que contém o corpo de prova neste equipamento é fixo (rosqueado), ao passo que no equipamento de solos é móvel. Esta característica no equipamento de solos permite que a tensão normal seja aplicada diretamente ao corpo de prova e apenas pela superfície plana superior do mesmo, ao passo que no equipamento de rochas a tensão normal deve ser aplicada ao recipiente, que então transfere a tensão ao corpo de prova, isto impõe que a tensão normal será transmitida não só pelo topo do corpo de prova, mas também pelas paredes, como ilustrado na figura 22 (b). A diferença na forma de transmissão da tensão normal pode incorrer em alguma variação no estado tensões estabelecido.

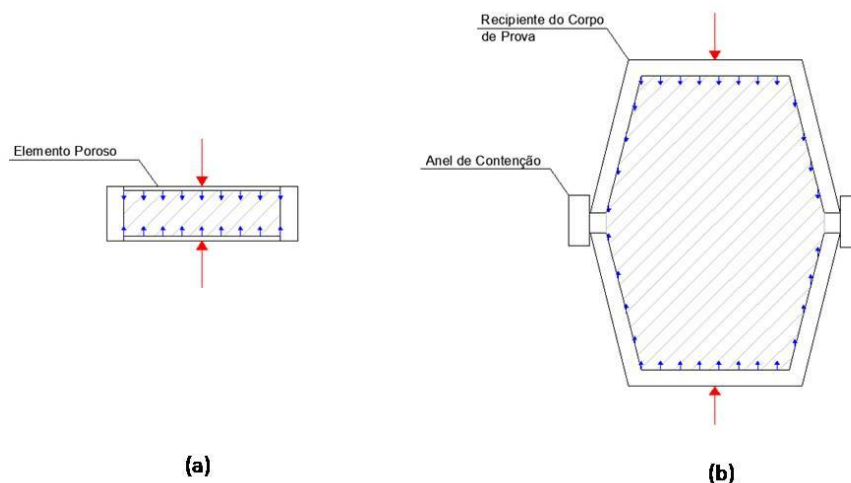


Figura 23 – Transmissão de tensão normal ao corpo de prova; (a) equipamento para solos; (b) equipamento para rochas;

Considerando que o objetivo do ensaio é estabelecer o estudo comparativo da influência da oxidação sobre a resistência do material “rejeito grosso”, se ambas as amostras (oxidada e não oxidada) forem ensaiadas neste mesmo equipamento a distorção no estado de tensões será uma constante e, portanto podemos considerar esta variável uniformizada para as

duas situações a serem comparadas. Podemos alternativamente diminuir as forças de atrito entre o corpo de prova e as paredes da caixa de cisalhamento aplicando vaselina no recipiente, como é feito no ensaio de cisalhamento comum, este recurso não remove, no entanto, a transmissão da tensão normal através da interação entre a parede inclinada e o corpo de prova. A existência da componente vertical imposta pela parede do recipiente, embora seja uma potencial fonte de incertezas, não pode ser considerado um fator que inviabilize o uso do equipamento, pois como se apresentou no item 2.5.5, “Vantagens e Desvantagens Ensaio de Cisalhamento Direto”, mesmo o ensaio de cisalhamento direto executado em caixa de cisalhamento padrão apresenta distorções nos resultados devido às condições físicas e geométricas do ensaio.

A consolidação do corpo de prova suscita também considerações, pois como o recipiente do equipamento de rochas não tem partes móveis, para que ocorra o deslocamento vertical necessário à consolidação, ambas as metades do recipiente devem ter liberdade para se aproximar. No trabalho de KUMAR (2012) um anel espaçador, apresentado na figura 23, é empregado durante o despejo da argamassa ainda em estado pastoso. Um anel similar pode ser desenvolvido para conter e alinhar as duas metades do recipiente do equipamento presente durante a moldagem do corpo de prova (colocação do “rejeito grosso” no recipiente). O anel espaçador seria empregado para garantir que seja mantido um distanciamento entre as metades do recipiente, adequado à granulometria do material, durante a moldagem, similarmente ao seu uso para o ensaio em rochas. Opcionalmente ao uso do espaçador podem ser utilizados parafusos de fixação nos furos já existentes nas bordas das duas metades do recipiente do corpo de prova. Os parafusos poderiam ser rosqueados apenas até que se obtivesse o espaçamento desejado e então se poderia prosseguir com a moldagem do corpo do prova.



Figura 24 – Recipiente do corpo de prova com anel espaçador (Fonte: KUMAR 2012)

Segundo a ASTM D3080 o espaçamento entre as metades da caixa de cisalhamento pode ser definido de acordo com o tamanho do grão do material ensaiado. Se tomarmos o



D<sub>max</sub> dos grãos como referência, o espaçamento entre as duas metades da caixa durante o ensaio deverá ser de aproximadamente 20mm (D<sub>max</sub>=19,10mm).

### 5.3. Moldagem do Corpo de Prova

Como já foi observado, há na bibliografia estudada, três métodos distintos relatados de preparo do corpo de prova para materiais granulares. No trabalho de KHALILI *et al* (2010) o material é colocado de forma “delicada” para minimizar a densificação durante a moldagem e relata-se que o material de rejeito rochoso grosseiro não é propenso a grandes deslocamentos durante a consolidação. No trabalho de FRAGAZY (1992) o material foi colocado dentro do molde em camadas, 4 para o corpo de prova menor e 8 para o corpo de prova maior. Cada camada foi nivelada e vibrada durante 2 minutos. Já no trabalho de MALYSZ *et al* (2010) o material é compactado com energia equivalente ao ensaio Proctor modificado, não há considerações neste trabalho sobre as deformações ocorridas durante o ensaio.

Considerando que a deformação de consolidação não pode ser maior ou mesmo igual ao espaçamento deixado entre as metades do recipiente da caixa de cisalhamento em rochas, sugere-se o emprego do método de modelagem de corpo de prova que imponha a menor deformação de consolidação possível.

O seguinte procedimento, baseado nos procedimentos de modelagem de corpos de prova de rocha de KUMAR (2012) e de material granular grosseiro de MALYSZ *et al* (2010), pode ser seguido como ponto de partida para a definição de um procedimento efetivo de modelagem de corpo de prova no equipamento proposto:

- i. Secagem ao ar do material a ser ensaiado;
- ii. Alinhamento e fixação das duas metades da caixa com o anel espaçador (a ser desenvolvido);
- iii. Remoção do fundo rosqueável da metade superior do recipiente do corpo de prova;
- iv. Colocação e compactação em camadas com espessura inicial de não mais do que 3,0cm do material dentro do recipiente à energia de compactação pré-determinada;
- v. Recolocação do fundo da metade superior do recipiente do corpo de prova;

- vi. Colocação do recipiente (duas metades acopladas) no berço inferior da caixa de cisalhamento\*;
- vii. Remoção do anel espaçador;
- viii. Montagem da parte superior da caixa de cisalhamento;

\*é importante que as duas metades do recipiente do corpo de prova estejam untadas com vaselina pelo lado de fora para que a montagem da caixa de cisalhamento cause o mínimo possível de perturbação no corpo de prova;

A definição do procedimento acima em “passos” permite que se identifique uma etapa crítica do processo de moldagem e montagem do corpo de prova no equipamento. A colocação da parte superior da caixa de cisalhamento, após a remoção do anel espaçador, ou de desrosqueados os parafusos de alinhamento, fará com que qualquer esforço transversal imposto pela montagem seja resistido diretamente pelo corpo de prova.

#### **5.4. Deformação de Cisalhamento**

O curso de deslocamento transversal (cisalhamento) da caixa de cisalhamento em rochas é de 25mm e é limitado pelo dispositivo de deslizamento empregado entre a prensa que aplica a tensão normal e a caixa (figura 24). Segundo SOUZA PINTO (2006), para areias fofas, o comportamento típico em ensaios de cisalhamento direto é que a ruptura ocorra a deformações da ordem de 6 a 8%, consideradas altas. Tomando como base o comportamento verificado em todos os ensaios da bibliografia podemos antecipar com razoável segurança que o material “rejeito grosso” apresentará tendência ao comportamento friável típico das areias compactas e, portanto as deformações esperadas podem ser menores do que os valores típicos apontados por SOUZA PINTO (2006) para as areias fofas. Se for adotado o limite máximo de 10% de deslocamento relativo e pode ser considerado que será alcançado o deslocamento necessário para que se caracterize a ruptura. Sabendo que o curso de deslocamento do aparato é de 25 mm, temos para 10% de deslocamento (com base no diâmetro do C.P.) a seguinte verificação:

$$173 \times 10\% = 17,3\text{mm} < 25\text{mm} \text{ (ok)}$$



Figura 25 – Dispositivo de deslizamento da prensa que aplica a tensão vertical

### 5.5. Cargas Nominais das Prensas

Como já foi definido no item 3.4 “Forças e Tensões Envolvidas no ensaio de grande porte” a carga necessária para que se atinja a situação de tensão normal representativa das condições de campo é de aproximadamente 12,4kN, assim considera-se que uma prensa com capacidade nominal de 20 kN seja suficiente para a execução deste ensaio.

Quanto à tensão cisalhante, podemos concluir que, como o coeficiente de empuxo em repouso  $k_0$  é menor do que a unidade (SOUZA PINTO, 2006), a prensa responsável pela aplicação da força horizontal (cisalhante) será solicitada por uma carga menor do que a prensa vertical e portanto adotamos o mesmo valor nominal de 20kN para esta prensa também.

Devido ao desenho desta caixa de cisalhamento de rochas não é necessário o dimensionamento de pontos de reação para os carregamentos, uma vez que estes são fornecidos pela própria caixa. Os tirantes que permitem a reação são apresentados na figura 25.



**(a)**



**(b)**

Figura 26 – Tirantes de reação às forças aplicadas pelas prensas; (a) tirantes instalados; (b) detalhe dos tirantes.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir de estudos de resistência envolvendo ensaios de grande porte não completamente análogos ao ensaio proposto, mas com similaridades pontuais, foi possível levantar questões relevantes à realização de um ensaio de cisalhamento direto de grande porte frente às questões usuais enfrentadas ao se executar ensaios de dimensões padrão.

Os principais pontos identificados como não usuais em um ensaio de grande porte, além obviamente das dimensões do corpo de prova, são a separação granulométrica de material frente à manutenção da representatividade da amostra em relação ao material original, a magnitude de forças envolvidas, a massa de material necessário para a moldagem do corpo de prova, a metodologia de moldagem do corpo de prova e o comprimento absoluto de deslocamentos.

O conceito de “matriz” para solos heterogêneos pode ser muito útil durante o processo de dimensionamento do ensaio e determinação do diâmetro de corte granulométrico. A partir da definição de um percentual aceitável de material a ser removido é possível, na curva granulométrica, definir o diâmetro máximo de material a ser ensaiado e verificar se de fato é possível manter a representatividade da amostra frente aos critérios adotados ou frente às limitações impostas pelo equipamento.

A partir do que foi levantado conclui-se que não há neste momento, disponível na UFRJ, um equipamento adequado para ensaiar o material “rejeito grosso” segundo as definições da ASTM D3080. Mesmo o equipamento no qual se propõe a execução do ensaio (Caixa de Cisalhamento em Rochas - LAMETRO) não é capaz de atender às definições de dimensão da norma americana, e mesmo empregando-se a relação de dimensões de JAMIOLKOWSKI *et al* (2005) apud KHALILI *et al* (2010) como critério, ainda assim seriam necessárias adaptações para que o ensaio pudesse ser executado de forma adequada.

### 6.1. Expectativas Futuras

Uma vez definidos os procedimentos cabíveis ao ensaio de cisalhamento direto deste material, espera-se poder pavimentar o caminho para discussões posteriores sobre os possíveis efeitos do processo de oxidação e degradação, verificado em rejeitos piritosos provenientes da lavra do carvão, na resistência ao cisalhamento. Julga-se que a partir desta informação será possível estabelecer se as condições do material se tornam mais ou menos favoráveis à

estabilidade das pilhas de armazenamento a longo prazo, tendo em vista que a parte final de todo projeto de exploração mineral é a desativação da mina.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM (American Society for Testing and Materials) D3080, 2011, **Standard Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.**
- CAPUTO, H.P., 1977, **Mecânica dos Solos e suas Aplicações.** v. 1, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro.
- FRAGAZY, R. J., SU, J., SIDDIQUI, F.H., HO, C.L., 1992, “Modeling Strength of Shady Gravel”, **Journal of Geotechnical Engineering**, v.118, n.6, pp.920-935
- KHALILI, A., DHARMA, W., WARD, W., 2010, “Mechanical response of highly gap-graded mixtures of waste rock and tailings. Part I: Monotonic Shear Response”, **NRC Research Press Web site cgj.nrc.ca**, pp. 552-565.
- KUMAR, I. 2012, **Direct Shear Testing of Fractured Rocks from Missouri used to Evaluate Potential Fault Reactivation Induced by Carbon Dioxide Sequestration**, Tese de M. Sc., Missouri University of Science and Technology, Missouri, USA
- LAMBE, W.T., 1969, **Soil Mechanics**, John Wiley & Sons Inc., International Edition
- MALYSZ, R., BERNARDES, J.A., BICA, A.V.D., NÚNES, W.P., 2010, “Desenvolvimento de um Equipamento Triaxial de Grande Porte para Agregados Graúdos, Universidade Federal do Rio Grande do Sul”. **COBRAMSEG 2010.**
- MENDONÇA, R. 2007, **Estudo de Difusão do Oxigênio em Materiais de Cobertura**, Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil
- NBR6457/1986 – Amostras de solo –Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.
- NBR7181/1984 – Solo, Análise granulométrica
- NBR7182/1986 – Solo – Ensaio de compactação.
- PULINO, A.M., SIMÕES, G.F., 2010, “Índices para estimativa de Custos de Fechamento de Pilhas de Estéril e Barragens de Rejeito”. **COBRAMSEG 2010.**
- SCHUMANN, I., 2012, Notas de aula, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SEIF EL DINE, B., DUPLA, J.C., FRANK, R., CANOU, J., KAZAN, Y., 2010, “Mechanical Characterization of Matrix Coarse Grained Soils With a Large-Sized Triaxial Device”, **Canadian Journal**, v.47, pp. 425-438.
- SOUZA PINTO, C. 1974, Apostila de Aula – **Resistência ao Cisalhamento dos Solos;** Escola Politécnica da USP, São Paulo, SP. Apostila de Aula

TERZAGHI, K. E., PECK, R.B., 1948, **Soil Mechanics in Engineering Practice**, John Wiley & Sons Inc., Nova York

**SOUZA PINTO, C. 2006**, Curso Básico de Mecânica dos Solos, 3ªEd., Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil.