



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas – Departamento de Engenharia Civil
Curso de Graduação em Engenharia Civil



Victor Henrique Silva Salmaso

Estudo dos parâmetros de resistência em areia utilizando o equipamento de
cisalhamento direto de grande porte

Ouro Preto
2017

Victor Henrique Silva Salmaso

Estudo dos parâmetros de resistência em areia utilizando o equipamento de cisalhamento direto de grande porte

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto como parte dos requisitos para a obtenção do Grau de Engenheiro Civil

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. D. Sc. Lucas Deleon Ferreira

Ouro Preto
2017

S171e Salmaso, Victor Henrique Silva.
Estudo dos parâmetros de resistência em areia utilizando o equipamento de cisalhamento direto de grande porte [manuscrito] / Victor Henrique Silva Salmaso. - 2017.

40f.: il.: color; graf.; tabs.

Orientador: Prof. Dr. Lucas Deleon Ferreira.

Monografia (Graduação). Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil.

1. Cisalhamento do solo. 2. Mecânica de rochas. 3. Resistência ao cisalhamento. 4. Determinação mineralógica. I. Ferreira, Lucas Deleon. II. Universidade Federal de Ouro Preto. III. Título.

CDU: 624

Catálogo: ficha@sisbin.ufop.br

Victor Henrique Silva Salmaso

Estudo dos parâmetros de resistência em areia utilizando o equipamento de cisalhamento direto de grande porte

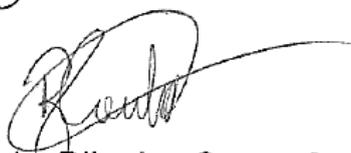
Monografia de conclusão de curso para obtenção do Grau de Engenheiro Civil na Universidade Federal de Ouro Preto, apresentada em sessão pública e aprovada em 11 de Maio de 2017, pela banca examinadora constituída pelos membros:



Prof. Lucas Deleon Ferreira (D. Sc.) – Orientador – UFOP



Prof. Eleonardo Lucas Pereira (M.Sc.) – UFOP



Prof. Bruno de Oliveira Costa Couto (M.Sc.) – FEMAR

RESUMO

Para conhecer a possibilidade de ruptura dos solos é necessário que estudos geotécnicos sejam executados. Esses estudos são capazes de estimar os parâmetros de resistência dos solos garantindo a segurança de uma obra. Pela sua simplicidade de execução, com conseqüente rapidez e baixo custo, o ensaio de cisalhamento direto é um dos mais executados para essa finalidade. Nesse ensaio os parâmetros de resistência são obtidos a partir do traçado de uma envoltória de ruptura. Para o estudo em questão, efetuou-se a caracterização geotécnica de uma areia de tal forma a obter tais parâmetros e utilizou-se um equipamento de cisalhamento direto de grande porte, sendo os resultados encontrados comparados com valores de referência na literatura. A areia utilizada neste trabalho é uma areia média, mal graduada, uniforme e com grãos arredondados e os experimentos foram realizados nos laboratórios de Caracterização e Ensaio Especial do CTGA na Universidade Federal de Ouro Preto. No intuito de avaliar os parâmetros obtidos foram executados ensaios de cisalhamento com a referida areia em três diferentes compacidades (50, 75 e 90%) e em quatro níveis de tensão (50, 100, 200 e 400 kPa). A respeito do ensaio de cisalhamento propriamente dito, apesar de possuir o mesmo funcionamento do ensaio de cisalhamento direto convencional, pôde-se notar que o de grande porte possui algumas peculiaridades, como o volume do corpo de provas, que possibilitam a realização de ensaios em amostras mais representativas, mas que simultaneamente dificultam a execução dos experimentos. Verificou-se que o aumento da compactação da areia promoveu uma elevação do ângulo de atrito do material avaliado. Ao fim de todos os ensaios, os resultados encontrados foram condizentes com o comportamento das areias de acordo com generalidades descritas com os autores citados, o que mostra que apesar de ser um pouco mais complexo que o ensaio de cisalhamento direto convencional, o ensaio de cisalhamento direto de grande porte é uma alternativa viável, principalmente quando as dimensões dos grãos do solo analisado não possibilitam a execução de ensaios convencionais.

Palavras-chave: Ensaio de Cisalhamento Direto de Grande Porte, Caracterização Geotécnica, Parâmetros de resistência de solos.

ABSTRACT

To know the possibility of soil rupture, it is necessary to do geotechnical studies. These studies are capable of estimating soil resistance parameters to ensure the safety of a work. Due to its simplicity of execution, with consequent speed and low cost, the direct shear test is one of the most executed for this purpose. In this test the resistance parameters are obtained from the tracing of a rupture envelope. For the study in question, the geotechnical characterization of a sand was performed in order to obtain such parameters and a large direct shear equipment was used, and the results were compared with reference values in the literature. The sand used in this work is a medium sand, poorly graded, uniform and with rounded grains and the experiments were carried out in the Characterization and Special Assay laboratories at Federal University of Ouro Preto. In order to evaluate the obtained parameters, shear tests with sand were performed in three different compartments (50, 75 and 90%) and in four stress levels (50, 100, 200 and 400 kPa). About the large-scale shear test itself, although it has the same operation as the conventional direct shear test, it was noted that the large size has some peculiarities, such as the volume of the test body, that allow the performance of tests in more representative samples, but at the same time complicate the execution of experiments. It was found that the increase in sand compactness promoted an increase of the friction angle of the evaluated material. At the end of all the tests, the results found were consistent with the behavior of the sands according to the generalities described with the cited authors, which shows that although it is a little more complex than the conventional direct shear test, the large shear test is a viable alternative, especially when the grain size of the analyzed soil does not allow the execution of conventional tests.

Keywords: Large-Scale Direct Shear Test, Geotechnical Characterization, Soil Strength Parameters.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	8
1.1	Objetivo	9
1.2	Organização	9
2	MECANISMOS DE RESISTÊNCIA	10
2.1	Coesão	10
2.2	Atrito	10
2.2.1	Índice de vazios	13
2.3	Resistência ao Cisalhamento da Areia	13
2.3.1	Areias Fofas	14
2.3.2	Areias Compactas	15
2.4	Estudo de Compacidade Fofo x Compacto	16
2.5	Cisalhamento Direto	17
2.5.1	Cisalhamento Direto de Grande Porte	18
2.6	Envoltória de Ruptura	19
3	METODOLOGIA	21
3.1	Caracterização	21
3.1.1	Granulometria	21
3.1.2	Teor de Umidade	23
3.1.3	Densidade Real dos Grãos	23
3.1.4	Índice de Vazios	24
3.1.5	Formato dos Grãos	25
3.2	Execução dos Ensaios de Cisalhamento - Montagem dos Corpos de Prova	26
3.3	Ensaios	28
4	RESULTADOS	30
4.1	Compacidade 50%	30
4.1	Compacidade 75%	32
4.1	Compacidade 90%	34
5	CONCLUSÕES	37
5.1	Sugestões para Futuros Trabalhos	37
	REFERÊNCIAS	39

1. INTRODUÇÃO

A maior preocupação em obras que envolvem conhecimentos geotécnicos é se existe o risco de ocorrer ruptura. Para ter certeza da segurança da estrutura deve-se conhecer as solicitações e verificar se o solo é capaz de resistir as mesmas. Desta forma é necessário saber a resistência ao cisalhamento do solo em questão.

Paria (2015) estudou o efeito de escala da resistência ao cisalhamento de um estéril de minério de ferro seguindo a mesma metodologia que será abordada neste trabalho com relação aos ensaios de cisalhamento de grande porte com o intuito de avaliar os parâmetros de resistência, porém com a diferença de que agora se trata de um solo arenoso com variação do índice de vazios. Tal pesquisa serviu de incentivo para a realização deste trabalho de conclusão de curso.

Sabe-se que um ponto no interior de uma massa de solo sofre ações por forças de peso próprio e por ações externas, esses esforços são chamadas de tensões que nada mais é do que a unidade por força sobre área e devido a tais tensões, a ruptura de um solo acontece ao longo de uma superfície de ruptura.

Como dito anteriormente, para que nenhum acidente ocorra, é necessário conhecermos então a resistência ao cisalhamento do solo em questão. Para tal, existem diversos ensaios e um dos mais comuns, tanto em termos de simplicidade de execução e conseqüentemente menor custo econômico, se trata do ensaio de cisalhamento direto.

Segundo Caputo (1988), o ensaio de cisalhamento direto consiste em determinar sob uma tensão normal qual a tensão de cisalhamento é capaz de provocar a ruptura de uma amostra de solo colocada dentro de uma caixa composta de duas partes deslocáveis entre si.

Para o estudo em questão, efetuou-se a caracterização geotécnica de uma areia de tal forma a obter tais parâmetros e utilizou-se um equipamento de cisalhamento direto de grande porte, sendo os resultados encontrados comparados com valores de referência na literatura. Todos os experimentos foram realizados nos laboratórios de Caracterização e Ensaio Especiais do CTGA na Universidade Federal de Ouro Preto. No intuito de avaliar os parâmetros obtidos foram executados ensaios de cisalhamento com a referida

areia em três diferentes compacidades (50, 75 e 90%) e em quatro níveis de tensão (50, 100, 200 e 400 kPa).

1.1 OBJETIVO

Este trabalho tem como objetivos, efetuar a caracterização geotécnica com o enfoque na obtenção dos parâmetros de resistência de uma areia específica e comparar os resultados obtidos aos valores comumente relatados na literatura.

Outro objetivo é a utilização do aparelho de cisalhamento de grande porte para que se conheça bem suas funções e programação, além de servir de base para pesquisas futuras.

1.2. ORGANIZAÇÃO

No capítulo 1 está a introdução.

O capítulo 2 deste trabalho apresenta uma revisão bibliográfica sobre a resistência ao cisalhamento de areias, bem como, uma breve explicação do procedimentos dos ensaios empregados na determinação dos parâmetros de resistência de um solo.

No capítulo 3 é apresentada toda a metodologia utilizada nos ensaios de cisalhamento direto de grande porte realizados com a areia disponível nos Laboratórios do Centro Tecnológico de Geotecnia Aplicada (CTGA) da Universidade Federal de Ouro Preto.

No capítulo 4 são apresentados os resultados encontrados e é feita uma análise comparativa com a literatura.

O capítulo 5 apresenta as conclusões e sugestões de trabalhos futuros decorrentes da elaboração deste.

2. MECANISMOS DE RESISTÊNCIA

Os mecanismos de resistência em solos são basicamente o atrito e a coesão. No caso específico da areia, a coesão é considerada nula já que a areia não possui coesão em seu estado natural e inclusive a areia utilizada fora seca em estufa. Pode-se destacar que vários fatores influenciam no atrito como a granulometria e o índice de vazios, conforme será apresentado em tópicos do presente capítulo.

2.1. COESÃO

Quanto à coesão, distingue-se a "coesão aparente" e a "coesão verdadeira". A primeira, é resultante da pressão capilar da água contida nos solos, e que age como se fosse uma pressão externa. A segunda, é devida às forças eletroquímicas de atração das partículas de argila; ela depende de vários fatores e seu estudo levar-nos-ia a física dos solos e à química coloidal. (CAPUTO, 1988).

Para exemplificar a coesão aparente e seus efeitos na areia, podemos analisar a situação de que um castelo de areia precisa ser feito com areia úmida. Caso se sature a areia, o castelo não ficará de pé e caso a areia esteja completamente seca, o castelo também não ficará de pé.

2.2. ATRITO

O atrito aparece quando uma força horizontal age sobre um corpo apoiado sobre uma superfície, ocorrendo assim uma resistência ao movimento que se trata do atrito propriamente dito, porém, sabe-se que aumentando a força aplicada pode-se vencer o atrito.

Fisicamente, a força de atrito pode ser expressa pela equação 2.2.1

$$T_{\max} = \mu \cdot N \quad (2.2.1)$$

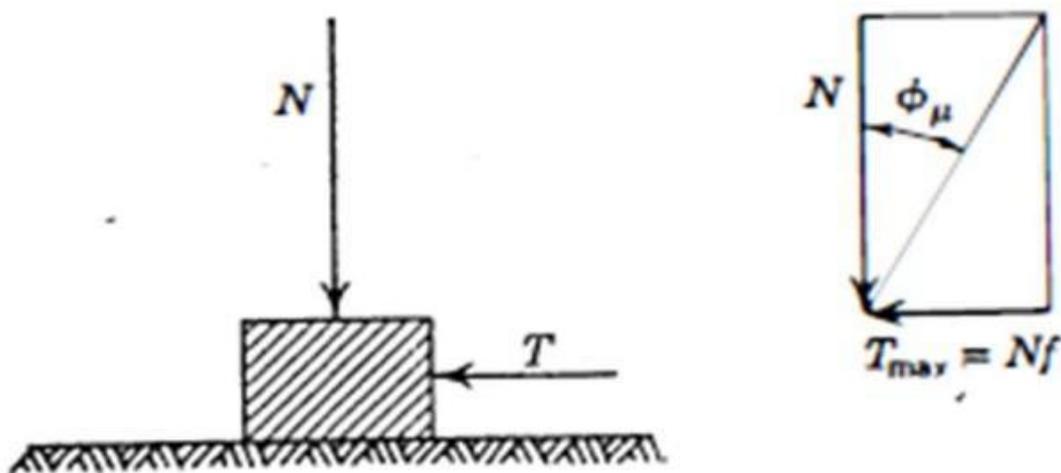
Onde μ é o coeficiente de atrito; N é a força aplicada e T_{\max} é a força máxima que o atrito suporta antes de ser vencido e o corpo entrar em movimento. Após entrar em movimento, o coeficiente de atrito se reduz, porém a resistência ao movimento continua. Com a fórmula descrita acima, pode-se perceber que existe uma relação linear entre N e T_{\max} .

Lambe (1969, *apud* SILVA 2012) especifica duas formas de interpretar a correlação entre forças normal e de atrito. A primeira segue o senso comum e já fora apresentada acima. Já a segunda forma emprega o conceito de ângulo de atrito, que pode ser definido pela equação 2.2.2:

$$\operatorname{tg} \phi_u = \mu \quad (2.2.2)$$

onde o ângulo de atrito (ϕ_u) é o ângulo definido entre a força normal e a resultante obtida da própria e da força de atrito máxima, conforme ilustra a figura 2.2.1.

Figura 2.2.1. - Definição de ângulo de atrito



(Fonte, LAMBE *apud* SILVA, 2012)

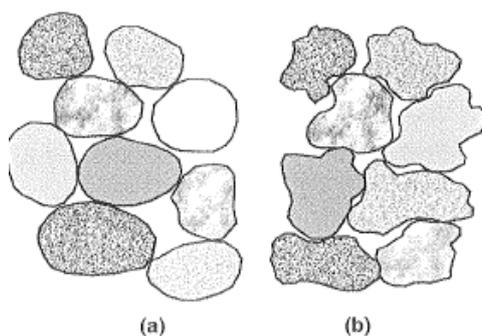
Da mesma forma que o atrito age nos corpos e que se aprende em física, o atrito também aparece nos solos em geral, sendo que no caso específico de um solo arenoso, esse é o principal mecanismo responsável pela resistência ao cisalhamento, porém ele acontece de uma forma diferente, pois segundo Teles (2013), o solo é um sistema de partículas, composto por diversos grãos que deslizam entre si e rolam uns sobre os outros preenchendo os vazios.

O atrito é diretamente relacionado ao tamanho e ao formato dos grãos. Um solo cujos grãos não apresentam uniformidade em sua graduação tende a apresentar maior resistência, pois os espaços vazios entre os contatos desses

grãos maiores são preenchidos pelos menores. Já o formato dos grãos se relaciona a área de contato entre os mesmos. Um exemplo prático, é pensar em grãos uniformes em tamanho e em formato, quando as partículas estiverem todas em contato haverá grandes e numerosos espaços vazios entre eles.

Pinto (2006) relata que as areias constituídas de partículas esféricas e arredondadas têm ângulos de atrito menores que areias constituídas de grãos angulares. Isso se dá pelo entrosamento das partículas irregulares. Como pode-se perceber na figura 2.2.2.

Figura 2.2.2 – Entrosamento de areias (a) de grãos arredondados; (b) de grãos angulares



(Fonte, PINTO, 2006)

Outra questão que interfere no atrito é a compactidade, que nada mais é do que a quantificação do índice de vazios inicial (e_0), em linhas gerais, quanto maior a compactidade, menor o índice de vazios, o que representa maior contato entre os grãos.

Segundo Simões (2015), no caso das areias em particular, o ângulo de atrito, ϕ , é chamado de ângulo de atrito interno e se relaciona com a resistência ao cisalhamento, τ , do solo pela equação 2.2.3.

$$s = \tau = \sigma \tan \phi, \quad (2.2.3)$$

Com a observação de casos diversos, foi possível tabelar valores plausíveis para os ângulos de atrito interno em areias, mas vale ressaltar que

cada solo possui a sua característica e podem estar em desacordo com a tabela proposta. A tabela 2.2.1, que consta em Pinto (2006) foi elaborada utilizando as tensões de 100 a 200 kPa que são a ordem de grandeza predominante no campo da engenharia civil.

Tabela 2.2.1 - Valores típicos de ângulos de atrito interno de areias

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

(Fonte, PINTO, 2006)

Sob a denominação genérica de atrito interno de um solo, inclui-se não só o "atrito físico" entre suas partículas, como também o "atrito fictício" proveniente do entrosamento de suas partículas; nos solos não existe uma superfície nítida de contato, ao contrário, há uma infinidade de contatos pontuais. (CAPUTO, 1988)

2.2.1. ÍNDICE DE VAZIOS

O solo é um material composto por partículas sólidas (grãos), ar e água, sendo que sua condição física é determinada pela proporção de cada material. O índice de vazios, representado pela letra e , é definido pela razão entre o volume de vazios do solo (V_v), ou seja, pelo conjunto água + ar, e volume de partículas sólidas (V_s).

Basta observar que se trata da razão entre dois volumes, então seu valor é adimensional e sempre maior do que zero.

2.3. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DA AREIA

Ao submeter uma amostra de areia ao cisalhamento direto, pode-se perceber que ela aumenta ou diminui de volume dependendo do seu grau de

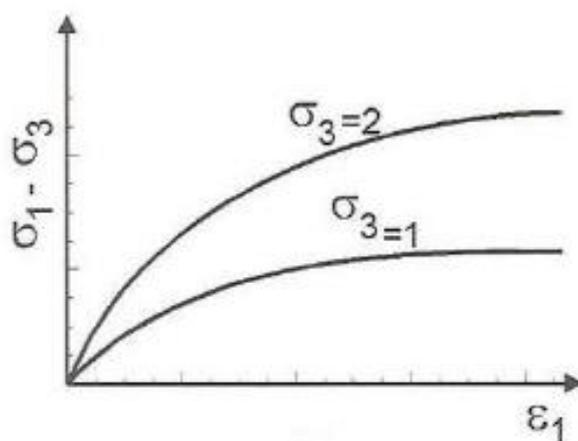
compacidade. As areias fofas diminuem de volume, enquanto as densas aumentam. O limite dos dois estados, ou seja, onde não haverá variação de volume, é chamado de índice de vazios crítico.

2.3.1 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% (PINTO, 2006).

Quando se analisa graficamente a tensão x deformação das areias fofas, percebe-se que não há um pico de tensão definido, desta forma, a tensão mobilizada simplesmente aumenta até atingir um patamar de tensão que então se mantém constante apesar da deformação. Comportamento conforme figura 2.3.1.

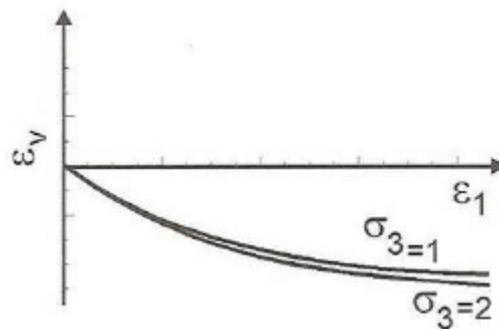
Figura 2.3.1 - Curva Característica da Tensão x Deformação



(Fonte, PINTO, 2006)

A diminuição de volume acontece em corpos de prova onde o índice de vazios está acima do índice de vazios crítico, ou seja, com a diminuição de volume, o gráfico tende a mostrar apenas compressão conforme a figura 2.3.2.

Figura 2.3.2 - Curva Característica da Variação de volume x Deformação

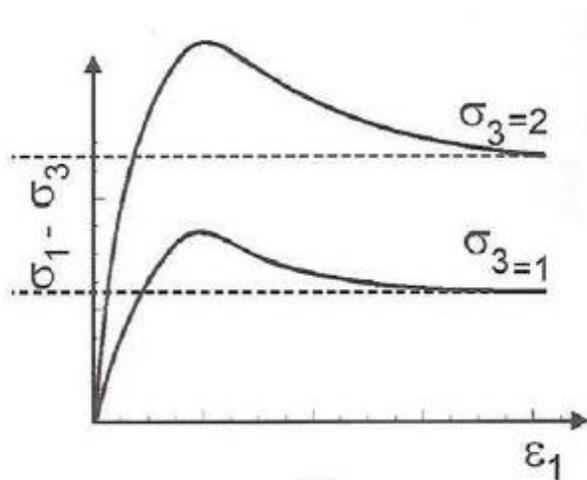


(Fonte, PINTO, 2006)

2.3.2 AREIAS COMPACTAS

O aumento da tensão acontece de forma mais rápida que em areias fofas e a deformação necessária para atingir a ruptura é menor. Após atingir uma tensão máxima, ou seja, a ruptura, a tensão diminui até se estabilizar, o que é chamado de tensão residual.

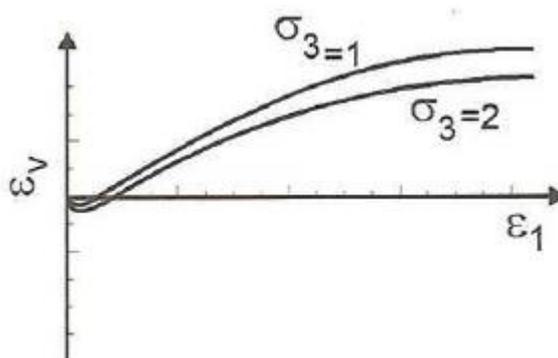
Figura 2.3.3 - Curva Característica da Tensão x Deformação



(Fonte, PINTO,2006)

Em areias compactas, o seu comportamento quando analisado a deformação vertical pela deformação horizontal, percebe-se uma leve compactação para o rearranjo dos grãos e em seguida uma expansão de volume, conforma Figura 2.3.4.

Figura 2.3.4. - Curva Característica da Variação de volume x Deformação



(Fonte, PINTO, 2006)

2.4 ESTUDO DE COMPACIDADE FOFO X COMPACTO

Para saber se a compacidade em areia fofa ou compacta, deve-se analisar o índice de vazios natural da areia e confrontar com os índices de vazios máximo e mínimo.

Tabela 2.4.1. – Valores Típicos de índice de vazios de areias

Descrição da areia	índice de vazios mínimo	índice de vazios máximo
Uniforme de grãos angulares	0,70	1,10
bem graduada de grãos angulares	0,45	0,75
uniforme de grãos arredondados	0,45	0,75
bem graduada de grãos arredondados	0,35	0,65

(Fonte, PINTO, 2006)

Segundo Pinto (2006): “O estado de uma areia, ou sua compacidade, pode ser expresso pelo índice de vazios em que ela se encontra, em relação a esses valores extremos, pelo índice de compacidade relativa”. A compacidade relativa de uma areia pode ser definida pela equação 2.4.1.

$$CR = \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \quad (2.4.1)$$

Em linhas gerais, quando se submete uma amostra de areia ao ensaio de cisalhamento direto, verifica-se que as areias densas aumentam de volume e as areias fofas reduzem seu volume e quando não há variação de volume, encontra-se seu índice de vazios crítico.

Em função da compactidade relativa um solo arenoso pode ser classificado em ao menos três classes conforme a tabela 2.4.2:

Tabela 2.4.2. - Classificação das areias segundo a compactidade

Classificação	Compactidade Relativa
Areia fofa	abaixo de 0,33
Areia medianamente compacta	entre 0,33 e 0,66
Areia Compacta	acima de 0,66

(Fonte, PINTO, 2006)

2.5. CISALHAMENTO DIRETO

Os ensaios de cisalhamento direto se baseiam na teoria de Mohr-Coulomb (Mohr, 1900 *apud* Huat, Toll e Prasad, 2012) onde a ruptura acontece quando a tensão cisalhante no plano de ruptura alcança o valor da tensão cisalhante de ruptura do material.

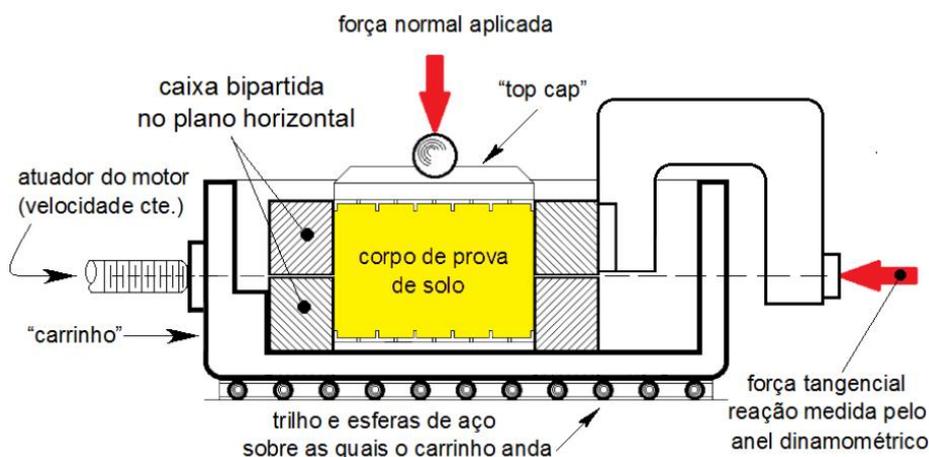
O ensaio de cisalhamento direto é o método mais simples para a determinação da resistência ao cisalhamento de um solo. São três as etapas para sua realização: montagem do corpo de prova, aplicação da carga vertical e cisalhamento.

O equipamento consiste numa caixa metálica bipartida, ou seja, uma metade superior e outra inferior, preenchida com o material a ser cisalhado,

conforme ilustra a figura 2.5.1. Ligado o equipamento e posicionado o corpo de prova, o mesmo é inicialmente submetido à uma tensão vertical, tal processo é chamado de etapa de adensamento. No caso das areias, o ensaio se dá de forma seca, a etapa de adensamento se dá quase que de forma instantânea.

Após a etapa de adensamento, a caixa sofre a aplicação de um deslocamento horizontal na sua parte inferior e com velocidade uniforme. Tal aplicação resulta em um deslocamento relativo entre ambas as metades e no conseqüente cisalhamento do corpo de prova.

Figura 2.5.1 - Montagem esquemática do ensaio de cisalhamento direto



(Fonte, SIMÕES, 2015)

Por ser tão simples, é um ensaio bastante utilizado, mas de acordo com Simões (2015), possui algumas desvantagens, tais como: A drenagem não pode ser controlada e a poropressão (pressão neutra) não é conhecida (em caso de solo argiloso); o estado de deformações e de tensões não são conhecidos e o principal é que o plano de ruptura é imposto, ou seja, ele ocorre no plano horizontal que divide a caixa.

Em conseqüência desses limitadores, não se pode traçar o Círculo de Mohr representativo do estado de tensões ao longo do ensaio.

2.5.1 CISALHAMENTO DIRETO DE GRANDE PORTE

O equipamento de cisalhamento direto de grande porte funciona da mesma forma que fora descrita no cisalhamento direto convencional, porém ele

é muito maior e mais robusto sendo capaz de aplicar maiores cargas tanto horizontal quanto vertical. Também possui caixa bipartida com dimensões duas vezes maiores que a convencional, o que justifica sua utilização em solos que possuem grãos maiores, já que tais grãos se colocados no cisalhamento direto convencional ocuparão considerável espaço da caixa. Outra vantagem é que é possível aplicar carregamento cíclico no corpo de prova durante o cisalhamento.

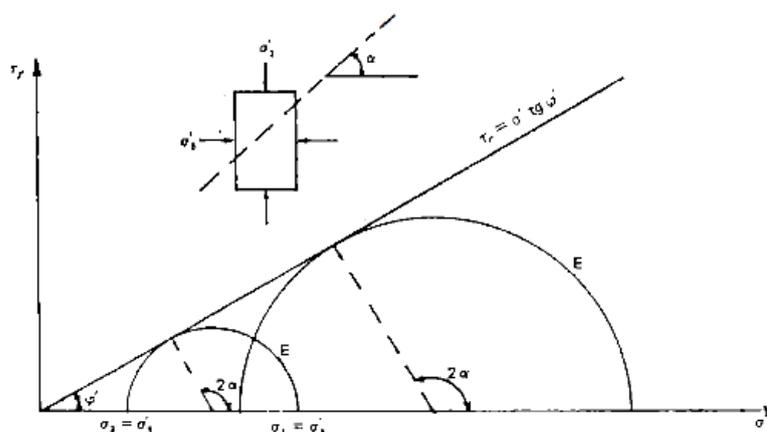
Já que ambos possuem as mesmas formas de funcionamento, as desvantagens já citadas acima se repetem. Porém, uma desvantagem em relação ao próprio ensaio de cisalhamento direto convencional é que como possui dimensões maiores, a montagem e posicionamento do corpo de prova se dá de forma significativamente mais trabalhosa e propícia a erros.

2.6. ENVOLTÓRIA DE RUPTURA

Segundo Paria (2013), a ruptura ocorre em algum ponto no solo no qual se desenvolve uma combinação crítica entre as tensões cisalhante e normal efetiva. Ainda segundo o autor, caso sejam conhecidos vários estados de tensões, o critério assume uma tangente comum e esta tangente é a envoltória de ruptura.

A figura 2.6.1 representa a envoltória de ruptura que assim como no caso estudado começa no ponto (0,0) pois não possui coesão.

Figura 2.6.1 – Representação gráfica da Envoltória de Ruptura



(Fonte, CAPUTO, 1988)

Caputo (1988) cita que é possível retirar o ângulo de atrito interno do solo de posse da tangente extraída do gráfico. Ou seja, a envoltória pode ser expressa por uma função de 1º representada pela equação 2.2.3.

3. METODOLOGIA

A areia utilizada nos ensaios foi seca em estufa, eliminando assim a interferência da coesão aparente. Já a coesão verdadeira não se aplica em areias, então, o fator responsável pela resistência do solo é o ângulo de atrito.

3.1 CARACTERIZAÇÃO

Os ensaios de caracterização do solo seguiram normas vigentes e foram executados pelas normas do laboratório de caracterização do NUGEO. Como a finalidade do trabalho não é a caracterização em si e sim os ensaios de cisalhamento direto, então irá apresentar-se aqui, apenas os resultados encontrados.

3.1.1. GRANULOMETRIA

A curva granulométrica da areia estudada segue na Tabela 3.1.1. e no Gráfico 3.1.1. que deu origem à tabela.

Tabela 3.1.1 - Distribuição Granulométrica

	% Passante
Argila	0.2
Silte	5.0
Areia Fina	4.3
Areia Média	74.3
Areia Grossa	16.2
Pedregulho	0.0

Gráfico 3.1.1 – Curva de Distribuição Granulométrica



A partir da curva granulométrica apresentada, foi analisado o coeficiente de não uniformidade CNU e o coeficiente de curvatura CC.

O CNU se dá pela razão do diâmetro pelo qual passam 60% do material (D60) pelo diâmetro pelo qual se passam 10% do material (D10) e o CC é a razão do quadrado do diâmetro pelo qual passam 30% do material pela multiplicação entre o D10 e o D60.

Para a curva granulométrica da areia, os valores são assim apresentados:

D10 = 0,22 mm

D30 = 0,32 mm

D60 = 0,48 mm

O coeficiente de não uniformidade CNU indica o quão desuniformes são os grãos do solo. Quanto maior esse valor, maior é a variedade na dimensão dos grãos. Para a areia de foi obtido CNU = 2,18, o que indica um material uniforme. (PINTO, 2006).

Segundo PINTO (2006), O coeficiente de curvatura CC indica possíveis descontinuidades na granulometria do material como, por exemplo, ausência de determinado tamanho de grão na amostra, ou concentração elevada de grãos mais grossos. Para a areia analisada, o valor de CC encontrado foi igual a 0,97, o que indica ser um material mal graduado.

3.1.2. TEOR DE UMIDADE

O teor de umidade foi estimado antes da execução dos ensaios de cisalhamento direto e apresentou pouca variação no decorrer do experimento, ficando próximo de 5,7 conforme tabela 3.1.1.

Tabela 3.1.1 – Teor de Umidade da areia

A1

capsula n°	13	51	16
solo umido + tara (g)	22.36	20.73	18.56
tara (g)	4.32	4.26	4.38
solo seco + tara (g)	21.47	19.80	17.75
solo seco (g)	17.15	15.54	13.37
água (g)	0.89	0.93	0.81
umidade (%)	5.19	5.98	6.06
umidade média (%)	5.74		

3.1.3. DENSIDADE REAL DOS GRÃOS

Seguindo as normas vigentes, NBR 6457 (ABNT, 2016) e DNER – ME 093/64 que tratam da preparação para ensaios de compactação e caracterização em amostras de solo e da densidade real dos solos respectivamente, foi realizado ensaios para a determinação real dos solos. Pelo método utilizado para tal determinação, utilizou-se uma bomba de vácuo para retirar o ar existente no solo. Os resultados constam na tabela 3.1.2.

Tabela 3.1.2 – Densidade Real dos Grãos

A1

ENSAIO 1		ENSAIO 2	
Picnômetro nº	1	Picnômetro nº	3
Picnômetro + amostra + água (g) M2	736.48	Picnômetro + amostra + água (g)	731.71
Temperatura (°C)	21	Temperatura (°C)	21
Picnômetro + água (g) M3	624.71	Picnômetro + água (g)	628.08
Densidade da água a temp (g/cm ³)	0.998	Densidade da água a temp (g/cm ³)	0.998
Solo seco M1	111.77	Solo seco	103.63
Densidade dos grãos (g/cm ³)	2.635	Densidade dos grãos (g/cm ³)	2.642

Densidade média dos grãos
2.639

A densidade real dos grãos, representado por G_s foi igual a 2.639

3.1.4. ÍNDICE DE VAZIOS

Seguindo as normas NBR 12051 MB 3388 (ABNT, 1991) e NBR 12004 MB 3324 (ABNT, 1990), que tratam da determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos e da determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos respectivamente, obteve-se os resultados apresentados na tabela 3.1.3.

Tabela 3.1.3 – índice de vazios

Índice de vazios					
Volume do cilindro (cm ³)		Densidade real dos grãos (g/cm ³)		Massa do cilindro (g)	
791,7		2,639		3362,6	
					diâmetro médio
Dimensões do cilindro	diâmetro (mm)	100,0	100,8	100,4	100,4
	altura (mm)	100,0			
e max - Índice de vazios máximos					Observações
ponto	Mcil + Mareia	Mareia (g)	e max	e max médio	O experimento foi feito com o auxílio de um tubo de plástico para facilitar a disposição dos grãos de areia
1	4449,0	1086,4	0,92	0,9206	
2	4451,5	1088,9	0,92		
3	4450,7	1088,1	0,92		
e min - Índice de vazios mínimo					Observações
ponto	Mcil + Mareia	Mareia (g)	e min	e min médio	O experimento foi feito com o auxílio de um vibrador (F=30Hz) e de um peso (m=3kg)
1	4641,3	1278,7	0,63	0,63	
2	4642,9	1280,3	0,63		
3	4647,6	1285,0	0,63		

3.1.5. FORMATOS DOS GRÃOS

Segundo Simões (2015), no caso de solos sedimentares, como é o caso da areia, o formato dos grãos é resultado dos processos aos quais o solo foi submetido durante seu transporte e sua formação e diferente das argilas, as areias possuem as três dimensões com a mesma ordem de magnitude.

No caso da areia estudada, os grãos são mais arredondados e segundo Pinto (2006), as areias constituídas de partículas esféricas e arredondadas têm ângulos de atrito menores que areias constituídas de grãos angulares e isso se deve ao fato do entrosamento das partículas irregulares.

Então, por tudo apresentado até aqui, temos uma areia mal graduada, uniforme e com grãos arredondados.

3.2 EXECUÇÃO DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO – MONTAGEM DOS CORPOS DE PROVAS

Após encontrados os dados no ensaio de caracterização, os mesmos foram aplicados na fórmula de compacidade relativa apresentada na equação 2.4.1 e desta forma, com as compacidades previamente estabelecidas de 50%, 75% e 90%, pôde-se encontrar a massa de areia a ser utilizada nos ensaios. Essa massa de areia era acondicionada em tabuleiros, conforme ilustra a figura 3.2.1.

Figura 3.2.1 – Massa de areia para o corpo de prova



Com a massa de areia devidamente pesada, é feita a montagem da caixa bipartida, figura 3.2.2.

Figura 3.2.2 – Montagem da caixa bipartida



Após a montagem, a areia é transferida para a caixa de forma cuidadosa para que não haja perda de material. Com a areia dentro da caixa bipartida, mede-se a altura do corpo de prova que será ajustada de acordo com a necessidade, com ajuda de um soquete conforme figura 3.2.3. No caso específico do equipamento utilizado, a caixa possuía 7,2 centímetros de altura e o corpo de provas necessariamente tinha que ter 5 centímetros, então compactava-se até que sobrasse 2,2 centímetros.

Figura 3.2.3 – Compactação da areia na caixa bipartida



Por fim, a caixa bipartida era transportada ao seu devido local dentro do equipamento, e posteriormente era tampada.

3.3 ENSAIOS

O equipamento utilizado foi um equipamento de cisalhamento direto de grande porte fabricado pela Martins Campelo conforme figura 3.3.1.

Figura 3.3.1 – Equipamento de cisalhamento de grande porte da Martins Campelo



Com a caixa devidamente posicionada, figura 3.3.2, o equipamento é ligado e após todos os ajustes serem feitos, começa-se os ensaios que consistem da mesma forma do que fora explicado no item 2.5 deste trabalho, quando abordou-se os ensaios de cisalhamento, basicamente após ligado, é exercida a etapa de adensamento que se tratando de uma areia, acontece quase que de forma instantânea. Após essa etapa, tem-se início a etapa de cisalhamento propriamente dita.

Figura 3.3.2 – Etapa de Cisalhamento



Após 8% de deformação na caixa bipartida, fora considerado que o ensaio estava terminado, pois após esse valor existe perda de material que vaza pelos cantos da caixa e aparece também uma leve inclinação da tampa e na parte superior da caixa, o que compromete os resultados a partir daí.

Os ensaios de cisalhamento direto seguiram normas internacionais D3080 (ASTM, 2011), pois não existem normas nacionais com os devidos procedimentos.

Após a coleta dos dados, os resultados, embasados em estudos encontrados na literatura, e o comportamento do solo foram comparados com a teoria, já mencionada acima.

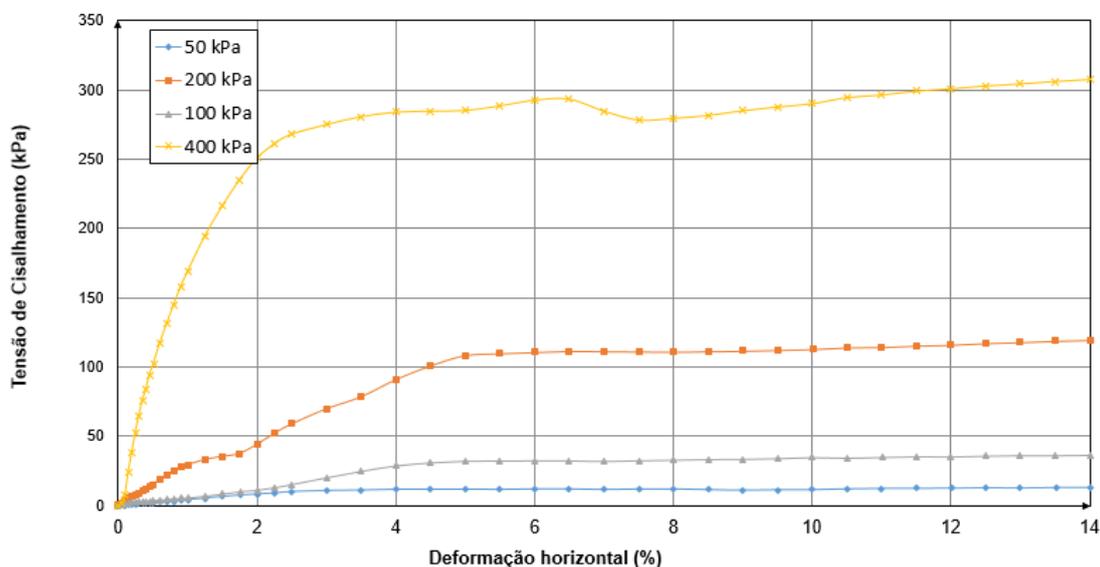
4. RESULTADOS

Nos gráficos abaixo, a tensão máxima foi adotada como o valor da tensão com deformação horizontal em 5% já que é onde o valor máximo aparece com mais frequência nos ensaios. Já a tensão residual se encontra no patamar gerado entre 6% a 8% na deformação horizontal. Apesar do ensaio acontecer com deformações de até de 15% e tais valores estarem representados nos gráficos abaixo, desconsiderou-se os valores após 8%, pois como já fora mencionado neste trabalho, a caixa bipartida se inclina comprometendo os resultados após este valor e também é possível haver perda de material pelos flancos da caixa. Os resultados serão apresentados em função dos valores de compactidade adotados na montagem dos corpos de prova.

4.1. COMPACIDADE 50%

O equipamento, como é automatizado nos dá a deformação horizontal em porcentagem pela tensão de cisalhamento. O resultado segue abaixo em um único gráfico (Figura 4.1.1) que consta as diferentes tensões normais (50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa) que foram pré-definidas antes dos estudos, já que tais valores são os mais frequentes na prática quando se compra esse tipo de ensaio.

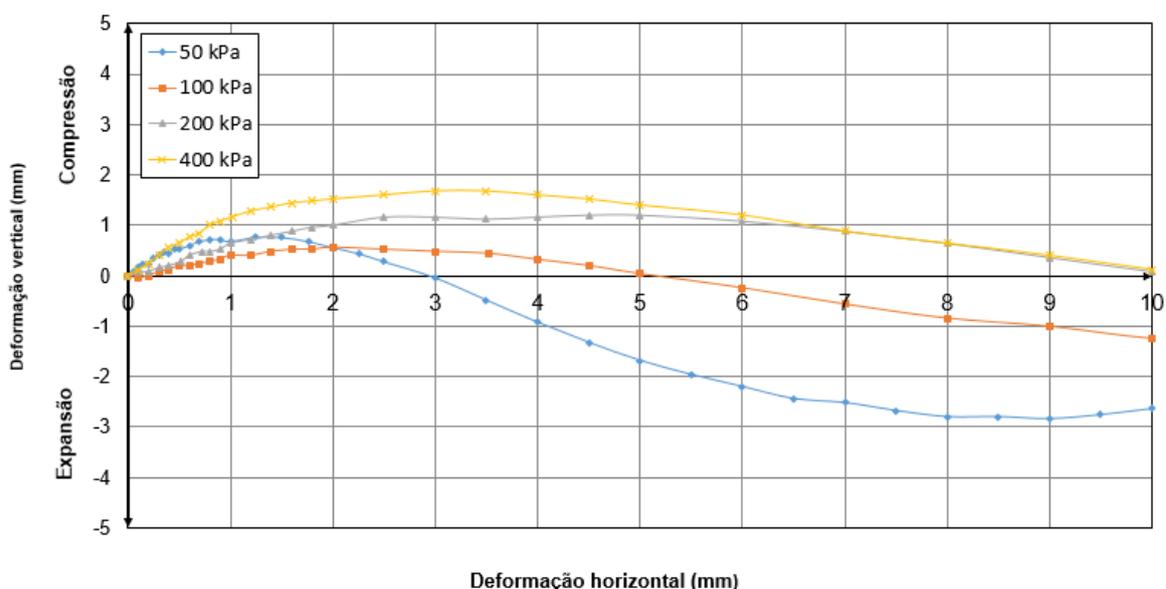
Figura 4.1.1 – Curvas de Resistência ao Cisalhamento CR50%



Como não aparece uma tensão de pico, o material provavelmente se encontra no seu estado fofo, então fora feito outro gráfico da deformação vertical pela deformação horizontal para que se possa comprovar se o material está fofo ou compacto.

Mediante resultados apresentados na figura 4.1.2, todos os experimentos mostram uma tendência de compressão inicial com posterior expansão. Desta forma, o resultado apresentado faz sentido, pois quanto maior a tensão de confinamento menor será a expansão do material.

Figura 4.1.2 – Variação da Altura do Corpo de Prova CR50%

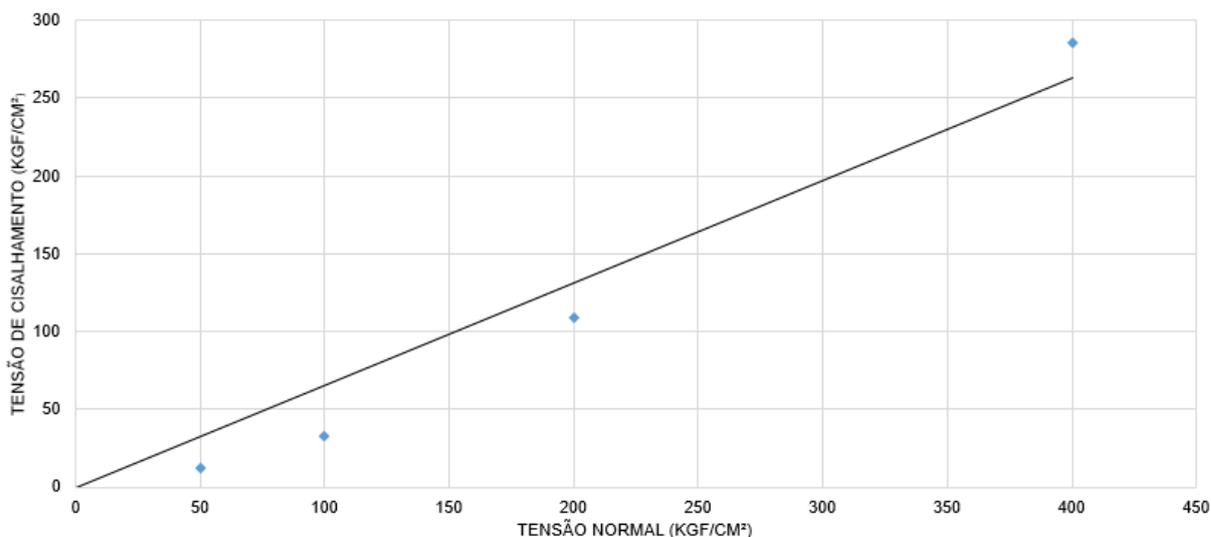


Pode-se perceber que a areia se encontra medianamente compacta conforme tabela 2.4.2 e também, como já fora mencionado, os resultados acima de 8% de deformação horizontal não podem ser considerados como totalmente verídicos. Sendo assim, o comportamento de compacto que vemos na expansão do material já se dá nessa etapa que pode a princípio ser desconsiderada.

Vale ressaltar que erros podem ter ocorridos por possibilidades de erros de calibração do equipamento ou resultante da montagem dos ensaios. Erros estes que podem acontecer e que já foram mencionados no capítulo que abordou o ensaio de cisalhamento direto de grande porte, mais precisamente no item 2.5.1.

Após, foi feita a envoltória de ruptura para o material e o valor encontrado para o ângulo de atrito interno foi igual a 34° . Porém, como já fora abordado neste trabalho, as tensões mais comuns no âmbito da engenharia civil são da ordem de 100 a 200 kPa e caso a envoltória fosse feita com esses valores, ou seja, não levássemos em consideração o valor de 400 kPa, o ângulo de atrito interno seria de 24° , o que é condizente com a tabela 2.2.1.

Figura 4.1.3 – Envoltória de Ruptura CR50%

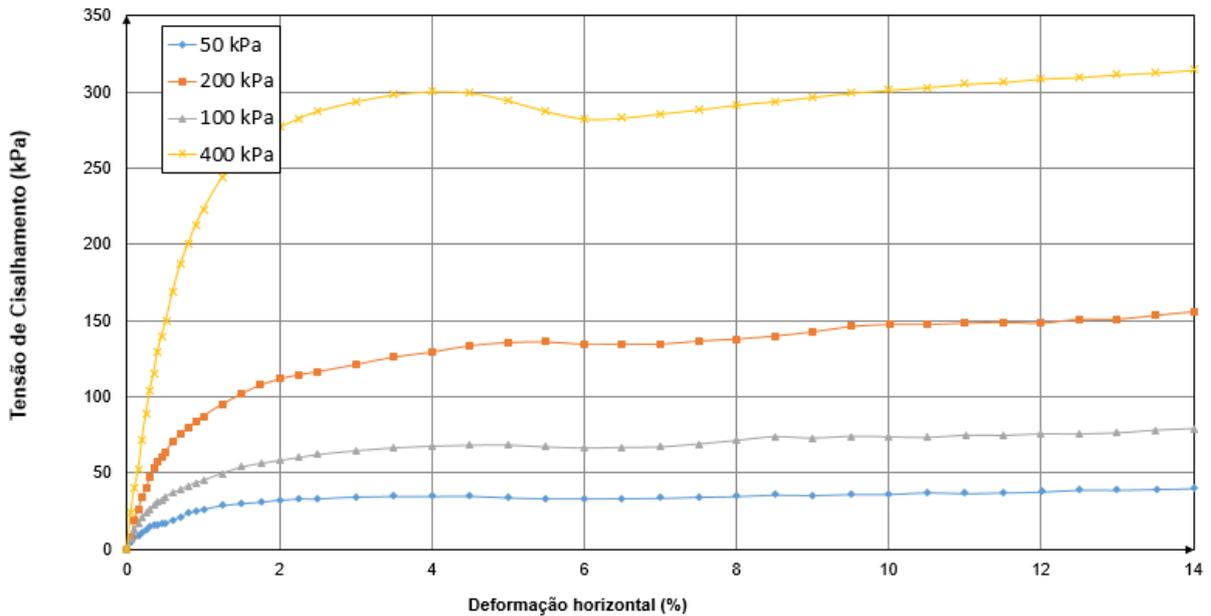


Pode-se perceber, ao analisar puramente os pontos, que se trata de uma envoltória bilinear, fato que justifica os resultados serem diferentes quando se trabalha com tensões normais maiores, porém a mesma foi representada como linear pois foram feitos poucos ensaios, o que resultou em poucos pontos. Ou seja, optou-se por representar linearmente, já que representando bilinearmente, a curva iria ligar apenas dois pontos no gráfico, o que não é o ideal. O mesmo aconteceu para as demais envoltórias de ruptura.

4.2. COMPACIDADE 75%

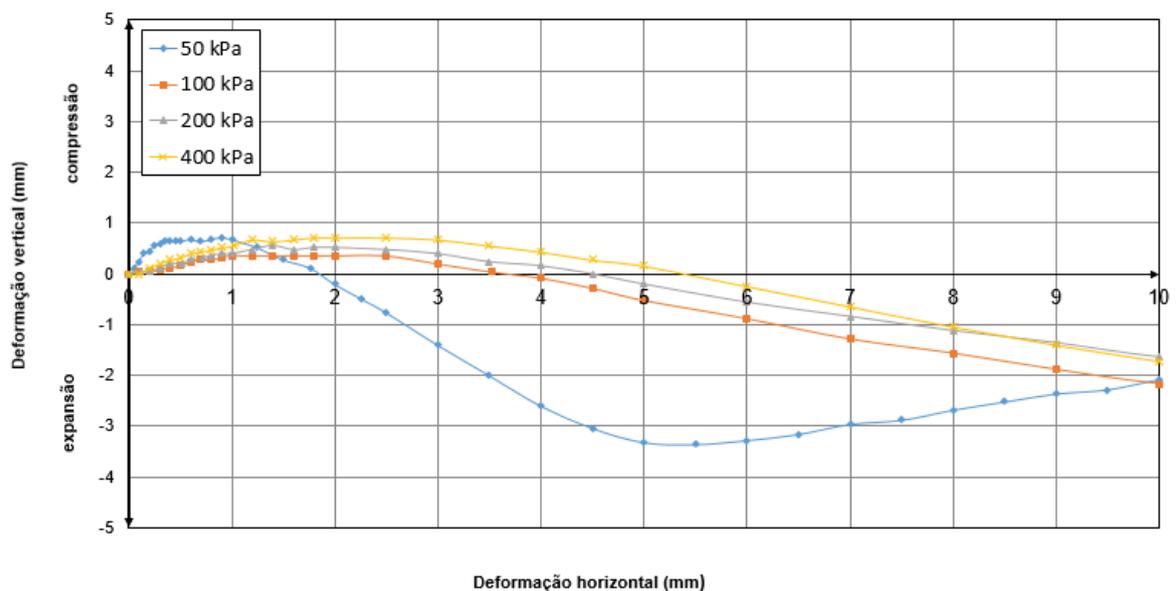
O mesmo fora feito para a compacidade de 75% e os resultados apresentados na figura 4.2.1.

Figura 4.2.1 – Resistência ao cisalhamento CR75%



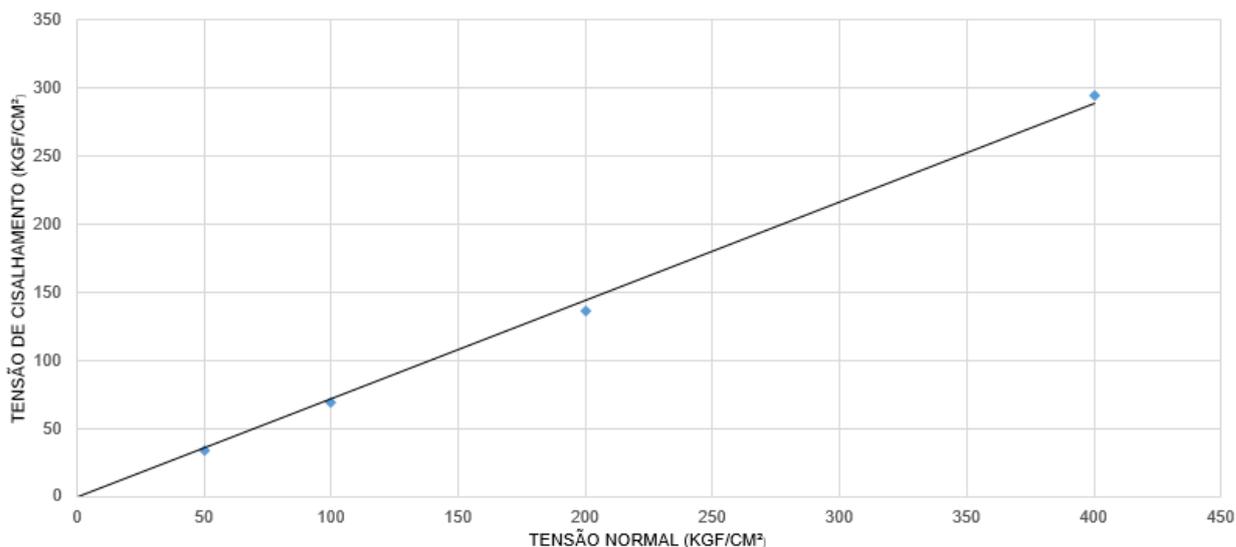
Só pode-se perceber uma tensão de pico no gráfico de 400 kPa, tendo em vista que o mesmo atingiu tal tensão na deformação próxima a 5% e após, houve uma queda de resistência. Chama a atenção que após a queda, a tensão volta a subir, porém o que a faz subir novamente é um possível erro do aparelho que já fora explicado anteriormente. Com a tensão de pico, temos um comportamento típico de uma areia compacta. Segue o próximo gráfico (figura 4.2.2) para análise:

Figura 4.2.2 – Variação da Altura do Corpo de Prova CR75%



Pode-se perceber que a areia independente da tensão normal, possui comportamento clássico de uma areia compacta, ou seja, ocorre uma compressão inicial e uma subsequente expansão. Então temos que a areia está compacta com a Compacidade Relativa de 75%.

Figura 4.2.3 – Envoltória de Ruptura CR75%



Após analisar a envoltória de ruptura (figura 4.2.3), o ângulo de atrito interno encontrado foi de 35°. Porém desconsiderando o valor de 400 kPa por motivos já citados acima, o valor do ângulo de atrito interno se mantém em 36°, apresentando assim valor compatível com a tabela 2.2.1.

4.3. COMPACIDADE 90%

A partir dos gráficos abaixo (figuras 4.3.1 e 4.3.2), pode-se notar que a areia se apresenta compacta em todas as tensões normais estudadas, o que já era esperado já que os valores na compacidade 75% revelaram que a areia já estava compactada. Como foi predefinido anteriormente, agora serão apresentados os resultados equivalente a compacidade de 90%.

Figura 4.3.1 – Resistência ao cisalhamento CR90%

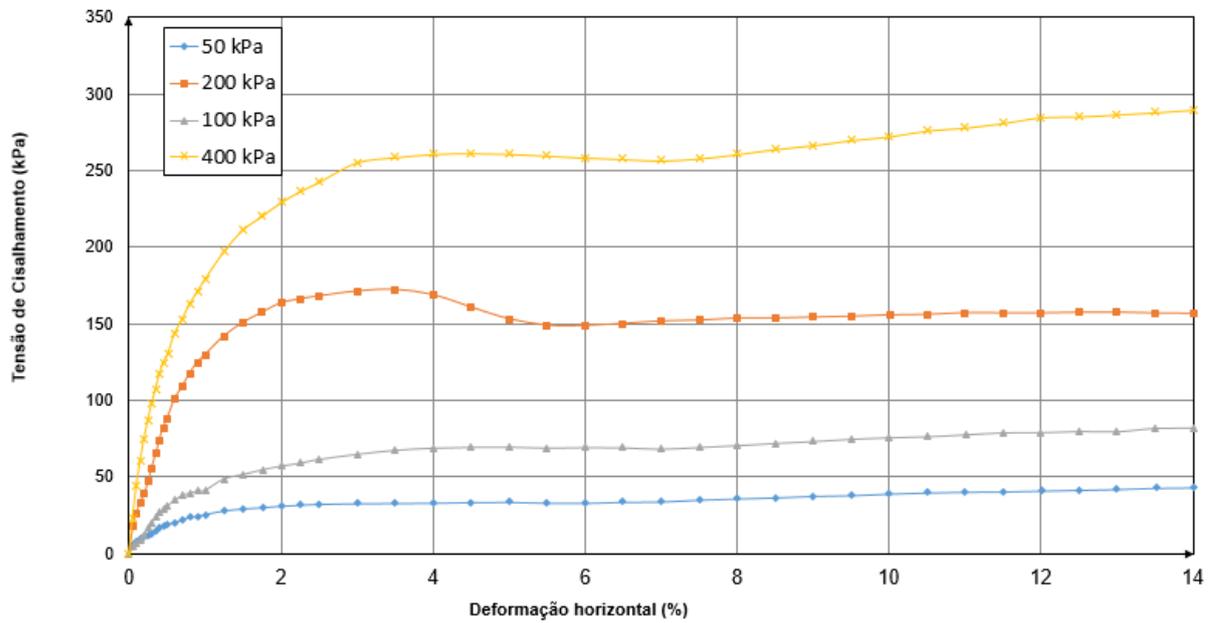


Figura 4.3.2 – Variação da Altura do Corpo de Prova CR90%

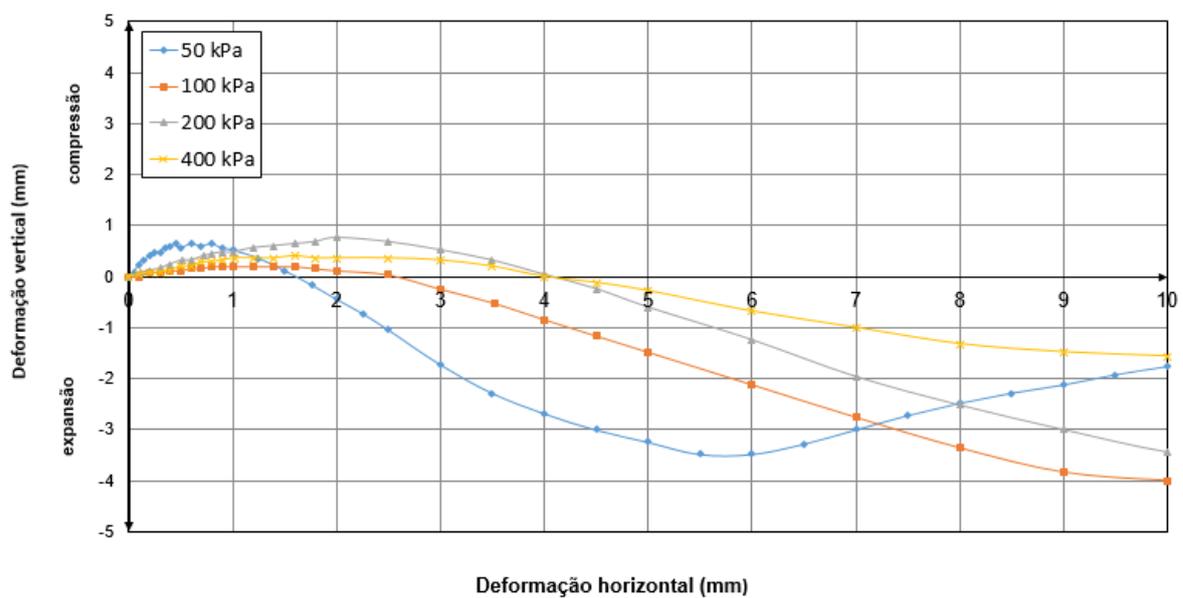
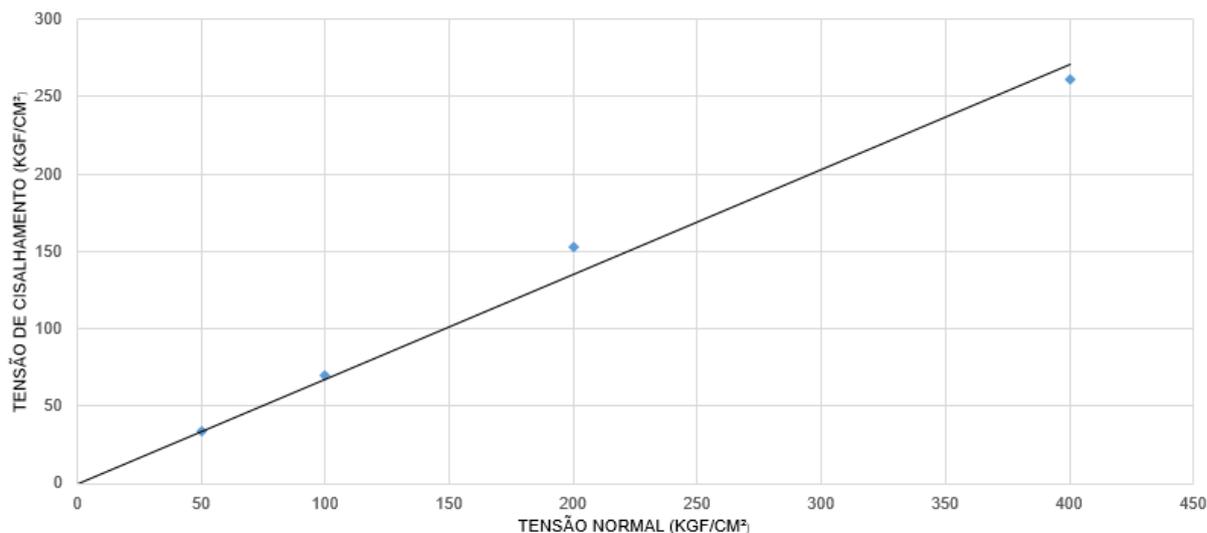


Figura 4.3.3 – Envoltória de Ruptura CR90%



Verificando o ângulo de atrito interno para a compactidade 90%, através da envoltória expressa na figura 4.3.3, foi encontrado o valor de 34° . Porém, procedendo da mesma forma que nos ensaios anteriores, excluindo-se a tensão normal de 400 kPa, o novo ângulo de atrito é 39° . O que torna o valor compatível com a tabela 2.2.1 e também segue o que era esperado já que uma maior compactidade tende a gerar um maior ângulo.

Tais resultados levam em consideração que o índice de vazios interno da areia se compreende entre as compactidades relativas de 50% a 75% e como a determinação do índice de vazios crítico depende de interpolação, considera-se que a interpolação feita entre os resultados apresentados estará em desacordo com o real por se tratar de um espaçamento muito alto.

Comparando os dados práticos com a literatura apresentada, temos que:

- 1) Pela tabela 2.4.2, que mostra que pode-se considerar areia compacta aquela cuja compactidade relativa está acima de 66% se mostra plausível, pois a areia estudada se comportou como medianamente compacta com 50% mas se comportou como compacta com compactidade relativa de 75%.
- 2) Pela tabela 2.2.1, que aborda o ângulo de atrito interno, os resultados foram novamente condizentes com a literatura.

5. CONCLUSÃO

Este trabalho permite as seguintes conclusões:

- 1) A areia estudada é uma areia média, uniforme e mal graduada com grãos de formato arredondado.
- 2) O valor da densidade dos grãos encontrado foi igual a 2,639.
- 3) O índice de vazios máximo encontrado foi 0,9206. O índice de vazios mínimo de valor igual a 0,63.
- 4) Os ângulos de atrito, medidos nos ensaios de cisalhamento direto variaram desde 24° a 39°.
- 5) O valor do ângulo de atrito é determinado pelo índice de vazios e pela tensão normal. Quanto menor for a tensão normal e o índice de vazios, maior será o ângulo de atrito interno.
- 6) O uso de tensões normais elevadas, diminui o ângulo de atrito interno. Pode-se observar tal fato quando foi desconsiderado a tensão normal de 400 kPa nos ensaios.
- 7) O uso do equipamento de cisalhamento de grande porte produz resultados confiáveis em areias, mas é mais viável que nestas circunstâncias os ensaios sejam feitos no convencional devido a sua maior complexidade na montagem dos corpos de prova. Sua utilização se justifica quando para ensaios em corpos de prova com grãos maiores.

5.1. SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Apresenta-se os seguintes tópicos como sugestões para futuros estudos:

- 1) Verificar o efeito de escala comparando os resultados deste com os resultados obtidos usando a mesma areia no cisalhamento direto convencional.
- 2) Executar ensaios triaxiais e comparar os resultados dos ângulos de atrito obtidos nos mesmos com os obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, de tal forma a validar os ângulos de atrito encontrados.
- 3) Realizar ensaios de cisalhamento direto de grande porte entre a faixa de 50% a 75%, para a determinação do índice de vazios crítico.

- 4) Realizar os mesmos ensaios com a presença de vibração para análise comparativa e com isso estudar os efeitos do que a vibração pode causar na prática como a passagem de um rolo compressor ou a utilização de um bate estaca por exemplo.

REFERÊNCIAS

ABNT. **Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.** NBR 6457. São Paulo: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016.

ABNT. **Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos.** NBR 12004 MB 3324. São Paulo: Associação Brasileira de Norma Técnicas, 1990.

ABNT. **Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos.** NBR 12051 MB 3388. São Paulo: Associação Brasileira de Norma Técnicas, 1991.

ASTM. **Direct shear test of soils under consolidated drained conditions.** D3080/D3080M. American Society for Testing and Materials. Washington, D. C., USA, 2011.

DNER. **Determinação da densidade real.** ME – 093/94. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem, Brasil, 1994.

CAPUTO, H. P. **Mecânica Dos Solos e Suas Aplicações.** Rio de Janeiro, LTC, 1988.

HUAT B. B. K.; TOLL D. G.; PRASAD A. **Handbook of Tropical Residual Soils Engineering.** Londres, CRC Press, 2012. Disponível em: https://books.google.com.br/books?id=UmWPqahaECIC&pg=PA190&lpg=PA190&dq=mohr-coulomb+1900&source=bl&ots=PzAlZhlrwU&sig=rT5Len8N0omEJlsYuO2qRPy_AIM&hl=pt-BR&sa=X&ved=0ahUKEwimob-y47XOAhXJhJAKHdg3BX4Q6AEIQjAG#v=onepage&q=mohr-coulomb%201900&f=false. Acesso em: 08 agosto de 2016.

PARIA, C. J. B. **Avaliação do efeito de escala no estudo da resistência ao cisalhamento de um estéril de minério de ferro.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil. 2015.

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

SILVA, P. B. A. **Discussão e proposta de Ensaio de Cisalhamento Direto de grande porte para obtenção de parâmetros de resistência de rejeito grosso de carvão mineral** Trabalho de Conclusão de Curso – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2012.

SIMÕES, F. B. **Caracterização geotécnica da areia da praia de Ipanema** Trabalho de Conclusão de Curso – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2015.

TELES, G. L. V. **Estudo sobre os parâmetros de resistência e deformabilidade da areia de Hokksund**; Trabalho de Conclusão de Curso – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2013.