



GIOVANNA RIBEIRO FERRAZ JURIOLI

**DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE
RESISTÊNCIA DOS SOLOS EMPREGANDO O ENSAIO DE
CISALHAMENTO SIMPLES DIRETO (DSS)**

**LAVRAS-MG
2022**

GIOVANNA RIBEIRO FERRAZ JURIOLI

**DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS SOLOS
EMPREGANDO O ENSAIO DE CISALHAMENTO SIMPLES DIRETO (DSS)**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

Prof. Dr. Eduardo Souza Cândido
Orientador

Prof (a). Dr (a). Marina Bellaver Corte
Coorientadora

**LAVRAS-MG
2022**

GIOVANNA RIBEIRO FERRAZ JURIOLI

**DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS SOLOS
EMPREGANDO O ENSAIO DE CISALHAMENTO SIMPLES DIRETO (DSS)**

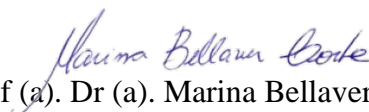
**DETERMINATION OF SOIL STRENGTH PARAMETERS USING THE
DIRECT SIMPLE SHEAR TEST (DSS)**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

APROVADA em 29 de abril de 2022.
Prof. Dr. Eduardo Souza Cândido UFLA
Prof (a). Dr (a). Marina Bellaver Corte PUC-Rio
Espec. Lineker Trindade dos Santos LOCTEST



Prof. Dr. Eduardo Souza Cândido
Orientador



Prof (a). Dr (a). Marina Bellaver Corte
Coorientadora

**LAVRAS-MG
2022**

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus, por ter me dado força em toda minha trajetória.

À Universidade Federal de Lavras pela oportunidade e apoio para realizar essa graduação. Tenho muito orgulho de ser UFLA.

Ao Programa Institucional de Bolsas de Extensão e Cultura (PIBEC) e ao Programa Institucional de Bolsas (PIB/UFLA) por me concederem bolsas de estudos.

Aos meus pais, Adriano e Cristina, e irmãos, Marianna e Bruno, por todo amor, compreensão, apoio e paciência durante essa jornada.

Ao meu Orientador, Eduardo Cândido, por acreditar em mim, por todo o ensinamento, acolhimento e por me fazer encantar pela Geotecnia.

À minha Coorientadora e amiga, Marina Bellaver, pela amizade e companheirismo no período de estágio em Belo Horizonte e por me auxiliar na realização deste trabalho.

Ao meu namorado Vinicius pelo incentivo, apoio e por todos os momentos juntos vividos.

Aos meus amigos por todos os momentos vividos juntos durante a graduação, vocês foram essenciais nessa jornada!

À Empresa Loctest – Laboratório de Geotecnia, juntamente ao meu supervisor de estágio Lineker Trindade, por me permitir realizar o estágio obrigatório e os ensaios para a realização deste trabalho.

Agradeço a todos os professores, técnicos que contribuíram para a minha formação profissional e evolução pessoal.

MUITO OBRIGADA!!!

RESUMO

Para a obtenção de parâmetros geotécnicos, visando a elaboração de projetos, faz-se necessário avaliar o comportamento dos solos através de ensaios geotécnicos. Dentre os ensaios de laboratório, o ensaio Direct Simple Shear (DSS) vem ganhando grande espaço no mercado nacional por submeter uma amostra de solo a condições planas de deformação, sendo muitas vezes semelhantes às vistas em campo. Em Geotecnia observa-se uma grande variedade de ensaios laboratoriais para obtenção de parâmetros de resistência dos solos, simulando distintas condições de contorno. O ensaio de compressão triaxial é o ensaio mais utilizado para obtenção do comportamento e da resistência ao cisalhamento dos solos, sendo dividido em três tipos com relação as condições de drenagem. O presente trabalho visa explorar o comportamento dos dois ensaios no primeiro artigo, o DSS e o Triaxial do tipo consolidado isotropicamente e não drenado (CIU). No ensaio Triaxial CIU, os parâmetros de resistência são obtidos em termos de tensões efetivas, assim como é a premissa do no ensaio DSS. Foi utilizada uma mesma amostra para os dois ensaios, com grau de compactação de 90%. No segundo artigo é feita a comparação entre o ensaio DSS e o Cisalhamento direto, o ensaio mais antigo para determinação da resistência ao cisalhamento dos solos. Os materiais em ambos os artigos foram classificados a partir de outros ensaios geotécnicos, permitindo a análise completa nos modos de ruptura. Observou-se que os resultados de ângulo de atrito efetivo e coesão obtidos nos ensaios de Compressão Triaxial e DSS apresentaram resultados próximos e dentro da literatura. E nos ensaios DSS e Cisalhamento Direto, os ângulos de atrito efetivos apresentaram resultados próximos, no entanto as coesões tiveram resultados dispersos.

Palavras-chave: Ensaios Geotécnicos. Resistência ao cisalhamento. Rejeito de minério de ferro. Direct Simple Shear.

SUMÁRIO

	PRIMEIRA PARTE.....	1
1	INTRODUÇÃO	1
2	REFERENCIAL TEÓRICO	3
2.1	Resistência ao cisalhamento dos solos.....	3
2.2	Critérios de ruptura	3
2.3	Ensaio para determinação da resistência dos solos.....	6
2.3.1	Ensaio de cisalhamento direto	6
2.3.2	Ensaio de compressão triaxial	8
2.3.3	Direct Simple Shear	10
2.4	Comportamento dos materiais geotécnicos	13
2.4.1	Análise granulométrica por Peneiramento e Sedimentação.....	13
2.4.2	Massa específica aparente dos grãos.....	15
2.4.3	Limites de consistência	16
2.4.4	Comportamento dos solos sob cisalhamento.....	17
2.4.5	Parâmetros de Resistência	18
	REFERÊNCIAS	19
	SEGUNDA PARTE - ARTIGOS.....	23
	ARTIGO 1 - COMPARATIVO DOS RESULTADOS OBTIDOS EM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO SIMPLES (DSS) E ENSAIOS TRIAXIAIS.....	23
1	INTRODUÇÃO	23
2	DESENVOLVIMENTO	24
2.5	Materiais e Métodos	24
2.6	Resultados e discussões	27
2.6.1	Ensaio DSS	27
2.6.2	Ensaio Triaxial.....	31
2.6.3	Discussão de resultados	34
3	CONCLUSÃO	35
	REFERÊNCIAS	36

	ARTIGO 2 - COMPARATIVO DOS RESULTADOS OBTIDOS EM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO SIMPLES (DSS) E ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	38
1	INTRODUÇÃO	38
2	DESENVOLVIMENTO	39
2.1	Materiais e Métodos	39
2.1.1	Direct Simple Shear	40
2.1.2	Cisalhamento direto.....	42
2.2	Resultados e discussões	43
2.2.1	Ensaio DSS	43
2.2.2	Ensaio de Cisalhamento Direto	46
2.2.3	Discussão de resultados	48
3	CONCLUSÃO	50
	REFERÊNCIAS	51

PRIMEIRA PARTE

1 INTRODUÇÃO

A fim de se obter as propriedades de resistência ao cisalhamento dos solos e submeter a amostra às condições observadas ou que serão solicitadas em campo, são utilizados ensaios de laboratório; escolhidos de acordo com a necessidade de projeto. Dentre esses ensaios, destaca-se o ensaio de cisalhamento simples direto ou em inglês Direct Simple Shear (DSS). Mayne (1985) destaca que este ensaio é muito utilizado para medir a resistência e rigidez dos solos, possibilita a rotação das tensões principais e submete a amostra a condições planas de deformação sob volume constante. Tais condições podem ser vistas na ruptura de taludes, fundações superficiais, rupturas em solos moles e ao longo do fuste de fundações profundas. Além disso, o ensaio DSS permite o carregamento cíclico nas amostras de solo. Andersen (2015) menciona em seu estudo que os efeitos cíclicos podem ser importantes para o projeto de fundações de estruturas ao longo da costa e em terra, como portos, quebra-mares, barreiras contra tempestades, estruturas de energia eólica e para vibrações de infraestrutura e indústria.

O ensaio mais popular para a determinação dos parâmetros de resistência do solo é o triaxial. Ele pode ser classificado de acordo com condição de drenagem, podendo ser dividido basicamente em ensaio adensado e drenado (CD), ensaio adensado e não drenado (CU) e ensaio não adensado e não drenado (UU). Além deste, tem-se também o ensaio de cisalhamento direto, o ensaio mais antigo e prático para determinação da resistência ao cisalhamento dos solo.

O ensaio DSS vem sendo muito demandado nos projetos de geotecnia. Diferentemente do ensaio triaxial, o DSS submete a amostra ensaiada à rotação contínua das tensões principais enquanto mantém o volume da amostra constante. Ao mesmo tempo, o ensaio não induz a um plano de ruptura no centro da amostra, característica observada no ensaio de Cisalhamento Direto. Portanto, o DSS é o único ensaio de laboratório capaz de submeter uma amostra a condições de deformações planas sob volume constante e permitir a rotação das tensões principais. Em Geotecnia, observa-se uma grande variedade de ensaios laboratoriais para obtenção de parâmetros de resistência dos solos, simulando distintas condições de contorno. Dessa forma, cabe ao engenheiro definir sua necessidade e utilizar o ensaio mais adequado para as condições definidas em projeto, a fim de obter resultados coerentes às solicitações às quais o material está ou que será submetido.

Dentro desse contexto, o objetivo do trabalho é comparar os resultados obtidos a partir do ensaio triaxial do tipo CU com o ensaio DSS e o ensaio de Cisalhamento Direto com o ensaio

DSS. Em ambos, são feitas a caracterização completa dos materiais a partir da curva granulométrica, ensaios de limite de consistência do solo e massa específica real dos grãos. Deste modo, é possível comparar os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios com os publicados nas literaturas.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Resistência ao cisalhamento dos solos

A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida como a resistência interna por área específica que essa massa pode oferecer para resistir a rupturas e a deslizamentos ao longo de qualquer plano em seu interior (DAS, 2019). O cisalhamento acontece devido ao deslizamento entre as partículas de solo. A intensidade desse deslizamento é provocada pelos mecanismos de atrito e coesão.

A resistência por atrito pode ser definida como a força tangencial necessária para ocorrer o deslizamento de um plano, em outro paralelamente a este. Ela depende do ângulo de atrito que é formado entre a força normal e a resultante das forças, tangencial e normal na ruptura, sendo o ângulo máximo que a força cisalhante pode ter com a normal ao plano sem que haja deslizamento (PINTO, 2000).

Há uma diferença de forças transmitidas entre o contato das partículas de areia e argila. No caso de materiais arenosos, há uma facilidade de expulsão da água o que ocasiona o contato ser exclusivo entre os minerais. Diferente das argilas que possui uma quantidade maior de partículas e a água é adsorvida por elas, tornando-se difícil de ser expulsa. Logo, a força é transmitida pelas moléculas de água (PINTO, 2000).

Outro parâmetro associado à resistência ao cisalhamento dos solos é a coesão, dividida em coesão “aparente” e coesão “verdadeira”. A primeira é resultante da pressão capilar da água contida nos solos e age como se fosse uma pressão externa. A segunda é devida às forças eletroquímicas de atração das partículas de argila (CAPUTO, 2015).

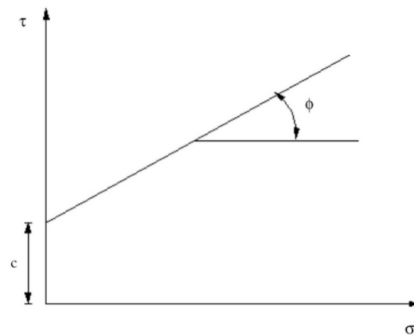
Portanto, a coesão é uma característica típica de solos muito finos (siltes plásticos e argilas) e tem-se constatado que ela aumenta com: a quantidade de argila e atividade coloidal (Ac), relação de pré-adensamento e diminuição da umidade (VARGAS et al., 1986).

2.2 Critérios de ruptura

O estudo da resistência ao cisalhamento se baseia na análise do estado de tensões que podem provocar a ruptura dos solos. A análise é feita através de critérios que representam o comportamento dos materiais em relação às tensões de ruptura (FLORIANO, 2017). Os critérios mais usados e que refletem o real comportamento do material são Coulomb e Mohr.

Pinto (2000) definiu o critério de Coulomb como “*não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um valor dado pela expressão $c + f * \sigma$, sendo c e f constantes do material e σ a tensão normal existente no plano de cisalhamento*”, representado na Figura 1. O coeficiente c indica a coesão e f o ângulo de atrito interno do material.

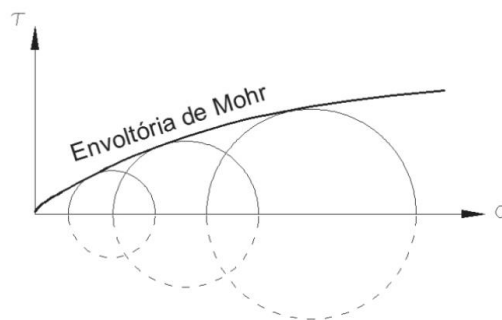
Figura 1 - Representação do critério de Coulomb.



Fonte: Murrieta (2018).

O critério de Mohr é definido como: “*não há ruptura enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para o material*” (PINTO, 2000). Ou seja, esse critério é ajustado a partir de uma curva, tornando a aplicação complexa. Há ruptura somente quando o círculo tangenciar a curva, como mostrado na Figura 2, indicado por A.

Figura 2 - Representação do critério de Mohr.



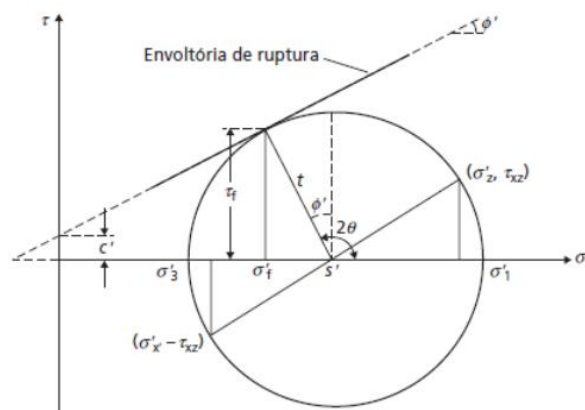
Fonte: Floriano (2017 - Adaptado de Lambe e Whitman 1969).

A envoltória de ruptura de Mohr é uma linha curva. Para a maioria dos problemas de mecânica dos solos é suficiente aproximar a tensão de cisalhamento no plano de ruptura como uma função linear da tensão normal (DAS, 2019), representada pela Equação 1. Assim, originou-se o critério de Mohr-Coulomb.

$$\tau = c + \sigma \times \tan \phi' \quad (1)$$

Na Figura 3 é ilustrado este critério em que ocorrerá falha estrutural quando o círculo tocar a envoltória de ruptura (falha estrutural) em um único ponto. Se o círculo permanecer abaixo da envoltória, sem tocá-la, não ocorre ruptura. É impossível existir um estado de tensão representado por um ponto de tensão que se localize acima da envoltória de ruptura ou por um círculo de Mohr com uma parte acima dela. A partir dessa representação, é possível obter os parâmetros de resistência do material (CRAIG; KNAPPETT, 2014).

Figura 3 - Representação do critério de Mohr-Coulomb.

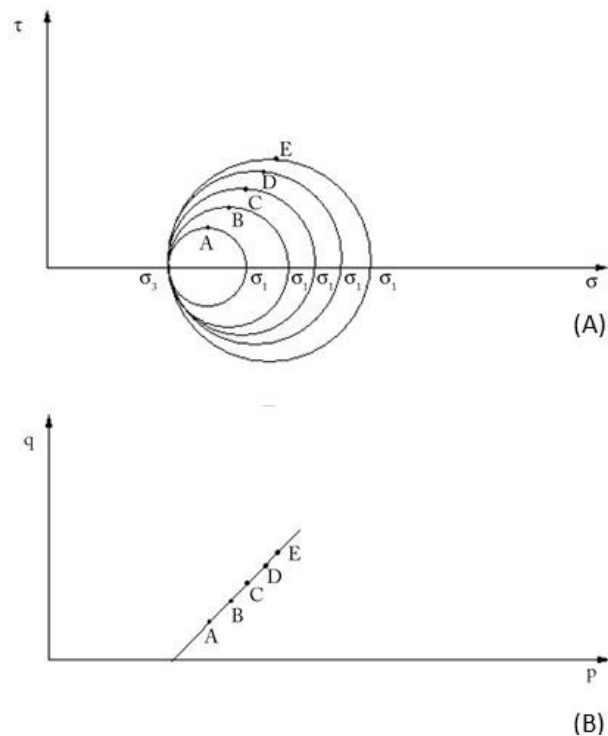


Fonte: Craig e Knappett (2014).

As análises de resultados do ensaio de cisalhamento direto e do DSS são baseadas diretamente no critério de Coulomb. Já o ensaio triaxial é baseado no critério de Mohr-Coulomb, relacionando a tensão de cisalhamento (τ) com a tensão normal (σ) que age no plano de ruptura.

A trajetória de tensões representa o acúmulo de círculos de ruptura para a determinação dos parâmetros de resistência. Lambe e Whitman (1979) propõem que se use o sistema de coordenadas p:q para representar os resultados de ensaios ou situações de campo, onde os eixos são definidos pelas Equações 2 e 3 a seguir. Segundo Murrieta (2018) esse sistema significa representar cada círculo pelas tensões no plano de maior resistência ao cisalhamento. A união destes pontos forneceria as diferentes variações das tensões principais que levam a diferentes tensões cisalhantes, como pode ser visto na figura 4. No caso de se trabalhar com círculos efetivos, as coordenadas se tornam p': q, em que q' = q.

Figura 4 – Trajetória de tensões: (A) círculos de Mohr; (B) sistema de coordenadas p:q.



Fonte: Adaptado de Murrieta (2018).

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

$$q = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \quad (3)$$

2.3 Ensaios para determinação da resistência dos solos

Com o objetivo de determinar a resistência ao cisalhamento dos solos e simular as condições as quais ele está sendo solicitado, foi desenvolvido diferentes ensaios laboratoriais. Dentre eles se destacam os ensaios de cisalhamento direto, triaxial e *direct simple shear*. Nos próximos itens são apresentadas descrições conceituais de cada um, tais como as etapas de execução dos ensaios, leituras obtidas, vantagens e desvantagens, entre outras.

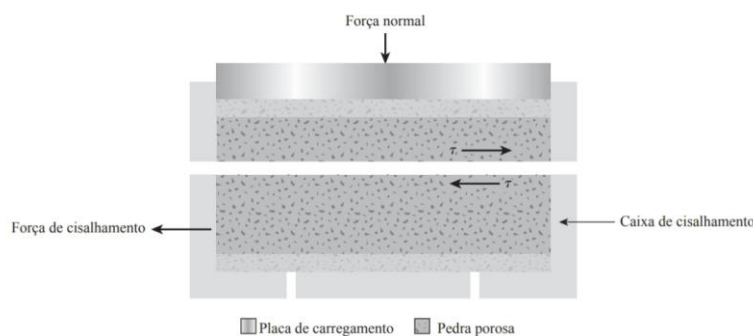
2.3.1 Ensaio de cisalhamento direto

O primeiro equipamento foi desenvolvido por Alexandre Collin por volta de 1840. Caputo (2015), menciona em seu livro que o ensaio de cisalhamento direto consiste em

determinar, sob uma tensão normal, qual a tensão de cisalhamento capaz de provocar a ruptura de uma amostra de solo colocada dentro de uma caixa composta de duas partes deslocáveis entre si, como mostra a figura 5.

Os ensaios de cisalhamento direto são executados em conformidade com a norma americana D3080 (ASTM, 2011) e recomendações propostas por Head (1998).

Figura 5 - Esquema do equipamento.



Fonte: Das (2019).

Ele se divide em duas etapas: consolidação e cisalhamento. O corpo de prova é consolidado sob uma tensão normal e as metades da caixa de cisalhamento que seguram o corpo de prova são destravadas. A amostra é cisalhada deslocando lateralmente metade da caixa de cisalhamento com relação a outra à uma taxa de deformação constante. A velocidade é determinada a partir da classificação do material no qual está sendo ensaiado, devendo ser lenta o suficiente para garantir condições de drenagem. São obtidas três leituras: deslocamentos horizontais, deslocamentos verticais e força cisalhante. As tensões de cisalhamento e os deslocamentos não são distribuídos uniformemente no interior da amostra. Os valores de altura não podem ser definidos para o cálculo das deformações de cisalhamento. Portanto, relações tensão-deformação ou qualquer quantidade associada, como o módulo de cisalhamento, não pode ser determinada a partir deste teste (ASTM D3080, 2011). Por fim, são retirados os valores de máxima tensão cisalhante (tensão de ruptura) e tensão pós pico para plotar a envoltória de resistência, obtendo assim, a coesão e ângulo de atrito.

A figura 6 mostra o corpo de prova após a ruptura. Ele é um ensaio executado na condição Consolidado-Drenado, quando o carregamento ocorre de forma lenta, isso significa que não se retém a saída de água da amostra, assim não é verificada a presença de pressão neutra na amostra (VARGAS, 1986).

Figura 6 – Corpo de prova após a ruptura.



Fonte: Autorizado por Loctest - Laboratório de Geotecnia (2022).

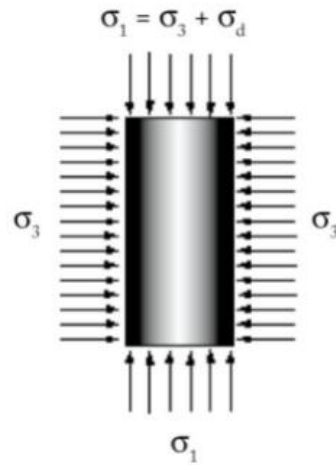
Esse ensaio é prático e simples, mas apresenta algumas desvantagens. A amostra é rompida em um plano pré-determinado, a deformação é limitada, as tensões despertadas em cada local são diferentes, não possui controle de drenagem e nem aferição da poro-pressão. (HEAD, 1982). Ou seja, a deformação medida durante o ensaio não consegue representar o que realmente ocorre, representando apenas uma média das deformações que se processam na superfície de ruptura.

Entretanto, é um ensaio que pode ser útil quando se deseja medir simplesmente a resistência, e, principalmente, quando se deseja conhecer a resistência residual (PINTO, 2000).

2.3.2 Ensaio de compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial visa à determinação dos parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo. Ele consiste em um corpo de prova cilíndrico envolvido por uma membrana de borracha inserido dentro de uma câmara preenchida por líquido, geralmente água. Esta aplica uma tensão confinante isotrópica (σ_c) em todas as direções, promovendo um estado hidrostático de tensões no corpo de prova. Para causar a ruptura de cisalhamento no corpo de prova, aplica-se uma tensão axial (as vezes chamada de tensão desviadora) pela haste de carregamento vertical. Essa tensão pode ser aplicada de duas formas, por meio da aplicação de pesos ou pressão hidráulica em incrementos iguais até que o corpo de prova rompa, sendo este um ensaio com carga controlada. Ou, por meio da aplicação da deformação axial a uma taxa constante por meio de uma prensa de carregamento mecânica ou hidráulica, caracterizando o ensaio com deformação controlada. A tensão devido ao carregamento axial é a desviadora, em que $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$, como mostrado na figura 7 (DAS, 2019).

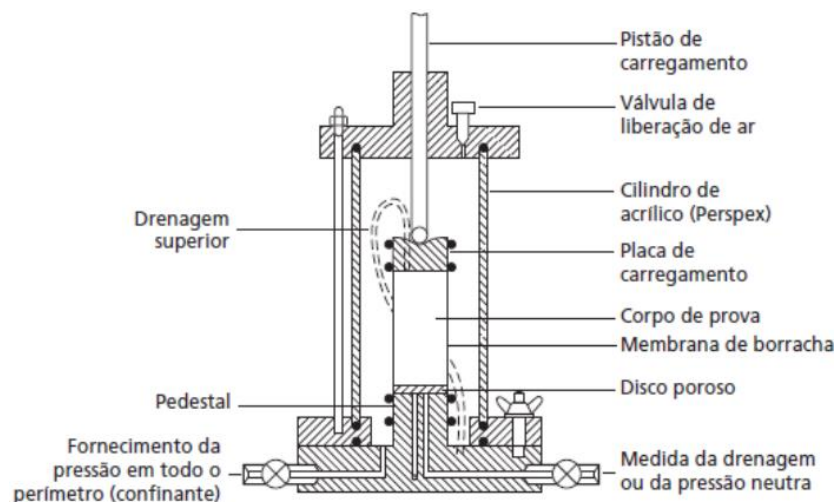
Figura 7 – Tensões atuantes no ensaio triaxial.



Fonte: Murrieta (2018).

O controle de drenagem é realizado através de válvulas, as quais permanecem fechadas para condições não drenadas e abertas em condições drenadas. Na etapa inicial de compressão isotrópica realizar o procedimento de drenagem corresponde a executar a etapa de consolidação do corpo de prova. No caso de solicitações não drenadas, a maioria dos equipamentos permitem a medição das pressões neutras geradas através de um sistema de medição instalado no canal de drenagem chamados de transdutores de pressão. Por outro lado, no caso de solicitações drenadas é possível medir a variação volumétrica de corpos de prova saturados através da saída de água (ou entrada) pelo canal de drenagem que é medido em buretas graduadas (FLORIANO, 2017). Na figura 8 é mostrado o equipamento do ensaio triaxial com a montagem do corpo de prova finalizada para iniciar o ensaio.

Figura 8 – Equipamento do ensaio triaxial.



Fonte: Craig e Knappett (2014).

Na fase de cisalhamento, os ensaios podem ser classificados de acordo com a condição de drenagem, como Ensaio Adensado e Drenado (CD), Ensaio Adensado e não Drenado (CU) e Ensaio não Adensado e não Drenado (UU). O ensaio CD e CU permitem a drenagem total durante a consolidação da amostra. O ensaio CD permite a drenagem também durante a fase de cisalhamento e a taxa de deformação deve ser lenta o suficiente para evitar o acúmulo de poro-pressão. Diferentemente do ensaio CU, em que não permite a drenagem durante a etapa de cisalhamento. A taxa de deformação para este ensaio também deve ser lenta permitindo a equalização e medição da poro-pressão. Por fim, o ensaio UU não permite drenagem em nenhuma etapa do ensaio e deve ser executado à uma taxa de deformação lenta (HEAD, 1998). As normas que regem os ensaios do tipo CD, CU e UU são a ASTM D7118-11 (2011), ASTM D4767-11 (2011) e ASTM D2850 (2015), respectivamente.

2.3.3 Direct Simple Shear

O Direct Simple Shear (DSS) tem como objetivo obter características de resistência e tensão-deformação após uma consolidação unidimensional e cisalhamento por deformação ou tensão controlada. Ele mantém o volume constante da amostra, presumindo-se que a mudança na tensão vertical efetiva conforme a altura é mantida constante durante o cisalhamento, seja igual ao excesso de poro-pressão que teria sido medido em um teste verdadeiramente não drenado, com tensão vertical total constante. É o único ensaio que permite a rotação das tensões principais e que submete a amostra a condições planas de deformação sob volume constante (HANZAWA et al., 2007).

Este ensaio controla as condições de deformação do solo e possui a direção e magnitude das tensões principais desconhecidas, diferente do equipamento triaxial que é baseado no controle das tensões principais. Além disso, a consolidação dá-se sob uma condição de deformação lateral nula (K_0), em virtude dos anéis metálicos que confinam lateralmente o corpo de prova cilíndrico (PERAZZOLO, 2008).

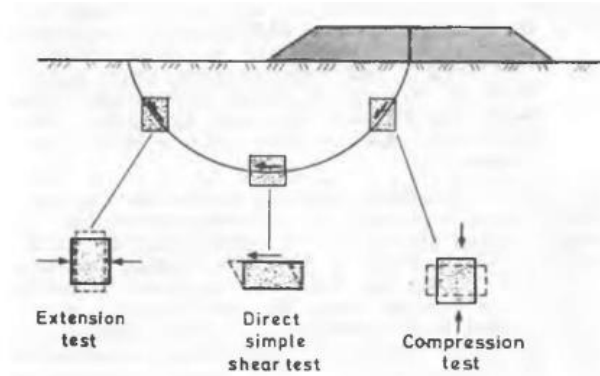
Durante a fase de consolidação, a tensão principal maior é igual à tensão de consolidação vertical (σ_y) e a tensão horizontal (σ_x) é igual ao coeficiente de empuxo K_0 multiplicado pela tensão σ_y . O aumento de tensão de cisalhamento (τ_{xy}) no plano horizontal causa uma rotação da tensão principal maior e uma variação na sua magnitude (CORTE, 2016).

Para manter a área constante a amostra é restringida por placas rígidas na parte superior e inferior e na lateral por uma membrana reforçada com anéis rígidos empilhados. A membrana permite ainda controlar as pressões neutras e a drenagem do solo de modo análogo aos ensaios triaxiais. O ensaio conta com todas as etapas vistas em um ensaio triaxial: percolação, saturação e consolidação. No entanto, o equipamento não oferece a saturação da amostra por contrapressão. Com relação ao confinamento lateral, ele deve garantir que a área da seção transversal não altere mais que 1% durante o cisalhamento e a uniformidade na deformação por cisalhamento. O diâmetro mínimo da amostra deve ser de 45 mm e a altura mínima de 12 mm, cuja relação entre altura e diâmetro mínima não deva exceder 0,4. Além disso, a altura do corpo de prova não deve ser inferior a dez vezes o diâmetro máximo da partícula e não pode exceder 0,05% (ASTM D6528, 2017).

Trabalhos experimentais sobre o comportamento de solos submetidos a carregamentos monotônicos e cíclicos podem ser realizados em equipamentos triaxiais. Todavia, o carregamento imposto ao solo não é reproduzido com precisão pelo ensaio triaxial, principalmente quando há uma rotação da direção das tensões principais que se sobrepõe à variação da grandeza das mesmas tensões, pois este tipo de equipamento pode somente trocar a direção da tensão principal maior com a direção da tensão principal menor. Já os equipamentos simple shear, por permitirem uma rotação contínua da direção das tensões principais, podem simular estas condições facilmente (LANZO et al., 1997).

Mayne (1985) apresentou os resultados experimentais de resistência ao cisalhamento não drenada obtidas para solos argilosos. O autor concluiu que os resultados obtidos no DSS situam-se em uma posição intermediária entre os resultados obtidos nos ensaios de compressão triaxial e de extensão triaxial. Ou seja, corresponde a um valor entre 55 e 95% da resistência não drenada obtida em ensaios de compressão triaxial. A figura 9 ilustra as situações onde há uma rotação contínua da direção da tensão principal maior. No caso de ensaios de compressão a tensão principal maior mantém-se em 0° e em testes de expansão, em 90° .

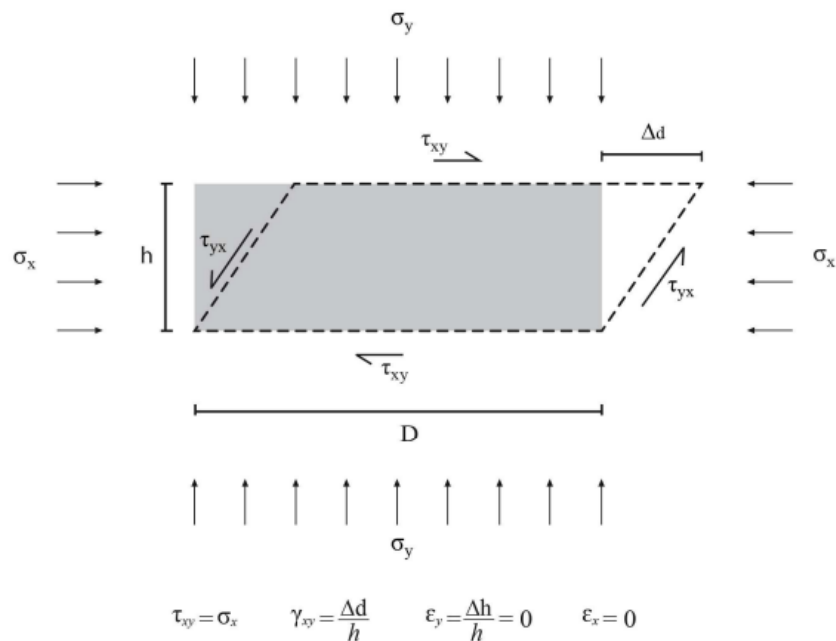
Figura 9 – Esquema de rotação das tensões principais na análise de um talude.



Fonte: Bjerrum (1973).

A figura 10 resume o ensaio DSS, o qual para manter o volume constante, as deformações em y (ϵ_y) e em x (ϵ_x) devem ser iguais a 0. Além disso, a tensão de cisalhamento (τ_{xy}) é igual a tensão horizontal (σ_x) e a deformação cisalhante (γ_{xy}) é o quanto a amostra deslocou na direção horizontal comparado a sua posição inicial em relação à altura constante.

Figura 10 – Definições do ensaio DSS.



Fonte: Corte (2016).

A tensão principal intermediária tem um efeito considerável na tensão-deformação e na resistência de um solo. Enquanto o critério de Mohr-Coulomb prevê que a tensão principal intermediária não tem efeito sobre a resistência, o critério de Von Mises por outro lado prevê uma influência muito grande e imprecisa (CORTE, 2020). O ensaio DSS possui parâmetro b de

tensão intermediária igual a 0,5, representada pela equação 4. Enquanto isso, no ensaio triaxial convencional, $\sigma_2 = \sigma_3$, resultando em $b = 0$.

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (4)$$

2.4 Comportamento dos materiais geotécnicos

2.4.1 Análise granulométrica por Peneiramento e Sedimentação

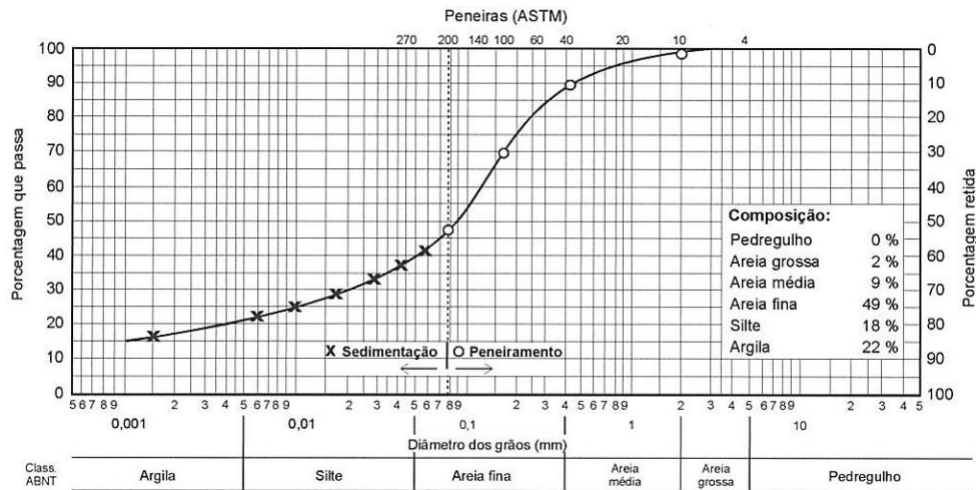
A análise granulométrica é a determinação do tamanho das partículas presentes em um solo, expressa como uma porcentagem do peso seco total. São utilizados dois métodos para encontrar a distribuição granulométrica do solo, o ensaio de peneiramento – para partículas com diâmetros maiores que 0,075mm; e o ensaio de sedimentação para partículas com diâmetros menores que 0,075mm (DAS, 2019). A norma que rege esses ensaios é a ABNT NBR 7181:2016.

Segundo Das (2019), o ensaio de peneiramento consiste em agitar uma amostra de solo em um conjunto de peneiras que possuem aberturas progressivamente menores. Para realizar este ensaio, deve-se primeiro secar o solo na estufa e destorroá-lo em partículas pequenas. A amostra é, então, peneirada através da sequência de peneiras com aberturas de malha de tamanho decrescente, do topo para o final. Após o solo ser peneirado, calcula-se a porcentagem passante de cada peneira.

Com relação ao ensaio de sedimentação, Craig e Knappett (2014) mencionam que este ensaio determina a distribuição do tamanho das partículas de um solo fino ou fração fina de um solo grosso. Ele se baseia na lei de Stokes, que define a velocidade na qual as partículas esféricas se depositam em uma suspensão: quanto maiores forem, maior a velocidade de deposição e vice-versa. Com essa lei, é possível calcular o tempo para que as partículas de determinado tamanho se depositem em uma profundidade especificada da suspensão. A distribuição do tamanho das partículas de um solo é apresentada como uma curva. Quanto mais achatada for a curva de distribuição, maior será a faixa de tamanhos de partículas no solo; quanto mais íngreme, menor a faixa. Um solo grosso é descrito como bem graduado, se não houver excesso de partículas em nenhuma faixa de tamanho e se não faltar nenhum tamanho intermediário. Um solo grosso é mal graduado se apresentar uma proporção alta de partículas com tamanhos dentro de limites estreitos ou se estiverem presentes tanto partículas de tamanhos grandes quanto de tamanhos pequenos. A figura 11 representa um exemplo de curva de distribuição

granulométrica do solo, indicando os pontos da curva encontrados através de ensaio de sedimentação ou peneiramento.

Figura 11 – Exemplo de curva granulométrica.

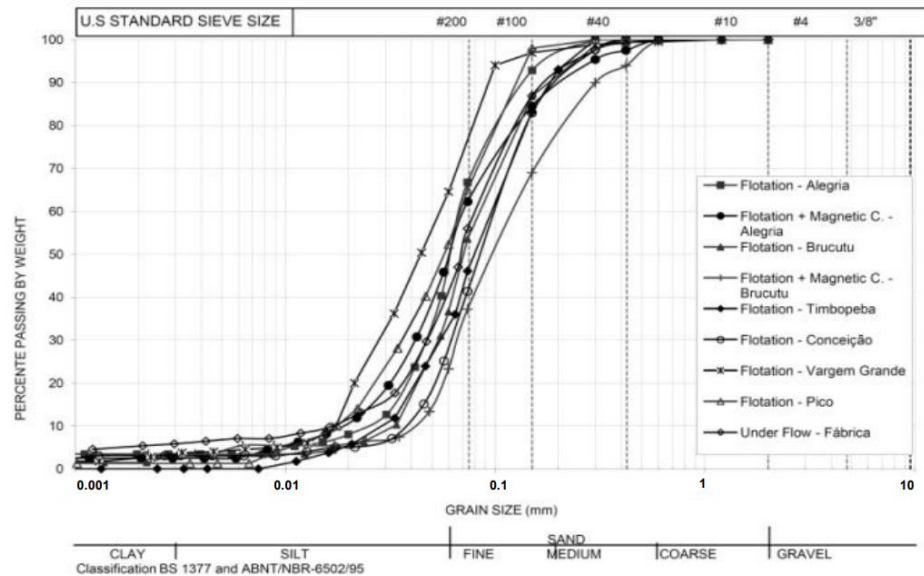


Fonte: Pinto (2000).

Rejeitos de mineração apresentam características químicas, físicas, mineralógicas e geotécnicas que variam de acordo com a rocha a qual foram originados e o processo de beneficiamento que foram submetidos. Eles não apresentam uma granulometria definida pois variam entre areia e argila. A granulometria dos resíduos de mineração está na faixa dos siltes, podendo ocorrer grandes parcelas de areia e também uma parcela de granulometria muito fina (VICK, 1983). Vick (1983) divide os vários tipos de rejeitos em quatro categorias gerais de acordo com a gradação e plasticidade. O minério de ferro predomina para a segunda categoria por ter característica arenosa, isto é, é originado de rocha dura e apresenta baixa ou nenhuma plasticidade.

Silva et al. (2013) realizou um estudo sobre os rejeitos de minério de ferro de algumas usinas da mineradora Vale. A distribuição granulométrica mostrada na figura 12 apresenta as curvas granulométricas de cada mina, em que o rejeito é proveniente do processo de Flotação. Analisando o gráfico, grande parte dos rejeitos se mostrou granulares, predominando areia e silte.

Figura 12 - Granulometria dos rejeitos de minério de ferro de minas da Vale.



Fonte: Silva et al. (2013).

2.4.2 Massa específica aparente dos grãos

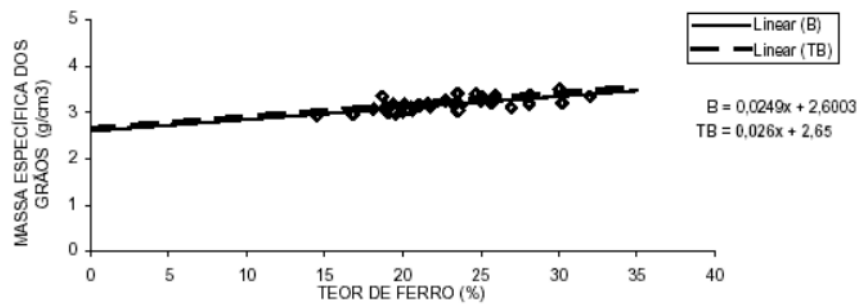
A norma que rege o ensaio de massa específica real dos grãos é a ABNT NBR 6458:2016. De acordo com a NBR 6458 (ABNT, 2016), a determinação da densidade dos grãos pelo ensaio do picnômetro é bastante simples, uma porção de solo que passa na peneira de 4,8mm com peso seco é colocada dentro de um frasco de vidro cheio de água e é feita uma pesagem. Para remoção do ar aderente nas partículas, coloca-se o picnômetro em banho maria. Em seguida, ele é deixado em repouso até que a temperatura do mesmo se equilibre com a do ambiente. Assim, é possível obter a massa específica dos grãos com as seguintes pesagens: massa do solo seco, soma das massas do picnômetro e da água, soma das massas do picnômetro, água e solo seco e a densidade da água.

Segundo Presotti (2002), a determinação da massa específica dos grãos consiste em obter o peso seco da amostra por pesagem e sem seguida o volume. Ou seja, ela é ligada diretamente à composição mineralógica do material. No caso do minério de ferro a densidade dos grãos (G_s) é condicionada à presença do ferro, tendendo a aumentar com o acréscimo do teor de ferro no rejeito.

Espósito (2000) menciona em seu estudo que os rejeitos de minério de ferro são principalmente constituídos por hematita com massa específica dos grãos (ρ_s) em torno de 5,25 g/cm³, sendo o restante do material formado por quartzo (ρ_s entre 2,65 a 2,70 g/cm³). Ele obteve uma equação a partir da relação entre a massa específica dos grãos com o teor de ferro para este

mesmo rejeito no campo, a partir de pontos amostrados em diferentes regiões na pilha do Monjolo, como mostrado na figura 13. Quanto maior a porcentagem de ferro, maior a massa específica dos grãos cuja variação média é de 2,8 a 5,0.

Figura 13 - Variação da massa específica de acordo com a porcentagem de ferro com dados da pilha do Monjolo.



Fonte: Espósito (2000).

2.4.3 Limites de consistência

Os limites são importantes para o entendimento do comportamento dos solos e se classificam em Limite de Contração (LC), Limite de Plasticidade (LP) e Limite de Liquidez (LL). Para solos finos, a distribuição granulométrica é insuficiente, pois o comportamento é distinto em função do teor de umidade. Para tanto, os limites de Atterberg (ou limites de consistência) definem os teores de umidade do solo em função das mudanças de estado (SAYÃO; SIEIRA; SANTOS, 2009).

Os ensaios para determinação do Limite de Plasticidade e do Limite de Liquidez são realizados com base nas normas NBR 7180 (ABNT, 2016) e NBR 6459 (ABNT, 2016), respectivamente. Segundo Fiori (2015), o limite de liquidez corresponde ao teor de umidade de um solo quando são necessários 25 golpes no aparelho Casagrande para fechar uma ranhura padrão, aberta na superfície da amostra. O ensaio consiste, inicialmente, na homogeneização de uma amostra de solo, determinando-se sua umidade. Em seguida, a amostra é colocada na calota do aparelho, abrindo-se uma canaleta com o auxílio de cinzel padronizado. Girando-se a alavanca, deixa-se cair o recipiente contendo a amostra de uma altura padrão, batendo sobre a base do aparelho. Registra-se o número de batidas necessárias para fechar o sulco aberto sobre a amostra com o cinzel. Esse procedimento repete-se adicionando água na amostra e plota-se um gráfico de umidade versus número de golpes.

O limite de plasticidade consiste em determinar o menor teor de umidade do solo abaixo do qual não é possível moldar, com a palma da mão, um cilindro de solo com 3mm de diâmetro e 10cm de comprimento, realizando movimentos de rolagem sobre uma superfície de vidro (QUEIROZ, 2015). A plasticidade é normalmente definida como uma propriedade dos solos, que consiste na maior ou menor capacidade de serem moldados, sob certa condição de umidade, sem terem variação de volume. É, categoricamente, uma das mais importantes propriedades das argilas. O Índice de Plasticidade é obtido através da diferença do limite de liquidez e o limite de plasticidade. Na figura 14, é possível observar que solos argilosos possuem altos valores de LL e IP. Diferente dos solos arenosos, que possuem baixa ou nenhuma plasticidade.

Figura 14 – Índices de Atterberg para alguns solos brasileiros.

Solos	LL (%)	IP (%)
Residuais de arenito (arenosos finos)	29-44	11-20
Residual de gnaise	45-55	20-25
Residual de basalto	45-70	20-30
Residual de granito	45-55	14-18
Argilas orgânicas de várzeas quaternárias	70	30
Argilas orgânicas de baixadas litorâneas	120	80
Argila porosa vermelha de São Paulo	65 a 85	25 a 40
Argilas variegadas de São Paulo	40 a 80	15 a 45
Areias argilosas variegadas de São Paulo	20 a 40	5 a 15
Argilas duras, cinzas, de São Paulo	64	42

Fonte: Pinto (2000).

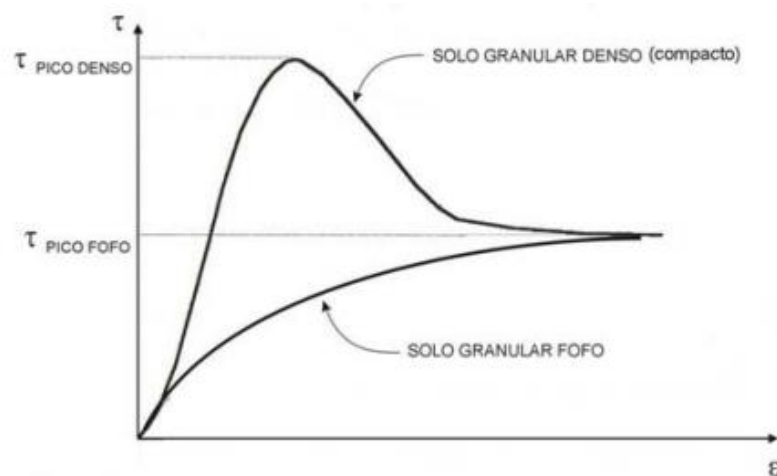
2.4.4 Comportamento dos solos sob cisalhamento

Segundo Pinto (2000), para areias fofas, quando é feito o carregamento axial, o corpo de prova apresenta uma tensão desviadora que cresce lentamente com a deformação, atingindo um valor máximo, só para deformações relativamente altas. Ensaios realizados com tensões confinantes diferentes apresentam curvas com aproximadamente o mesmo aspecto, e pode-se admitir, que as tensões sejam proporcionais a tensão confinante do ensaio. Já para areias compactas, a tensão desviadora cresce muito mais rapidamente com as deformações, até atingir um valor máximo, considerando como a resistência máxima. Esse comportamento é mostrado na figura 15.

O comportamento das argilas normalmente adensadas é bastante semelhante ao das areias fofas, apresentando um lento acréscimo de tensão axial com a deformação e diminuição de volume durante o carregamento. Por outro lado, o comportamento de argilas confinadas a tensões significativamente menores do que a tensão de pré-adensamento é semelhante ao das areias compactas (PINTO, 2000).

As curvas tensões-deformações do rejeito de minério de ferro apresentam comportamentos similares às dos solos granulares típicos como indicado na figura 15. A curva do solo granular denso apresenta comportamento muito diferente da curva de solo granular fofo. Isso ocorre, porque os solos compactos após atingirem a ruptura, apresentam uma queda de resistência que tende a se estabilizar com o aumento da deformação. E a curva de solo granular fofo apresenta pouca ou nenhuma redução da resistência ao cisalhamento após atingir a ruptura. Ele apresenta uma inexistência de pico porque o corpo de prova vai aumentando a sua compacidade durante o ensaio. O solo denso apresenta uma expansão de volume, enquanto o solo fofo uma contração (PRESOTTI, 2002).

Figura 15 – Comportamento dos solos granulares sob cisalhamento.



Fonte: Pereira (2005).

2.4.5 Parâmetros de Resistência

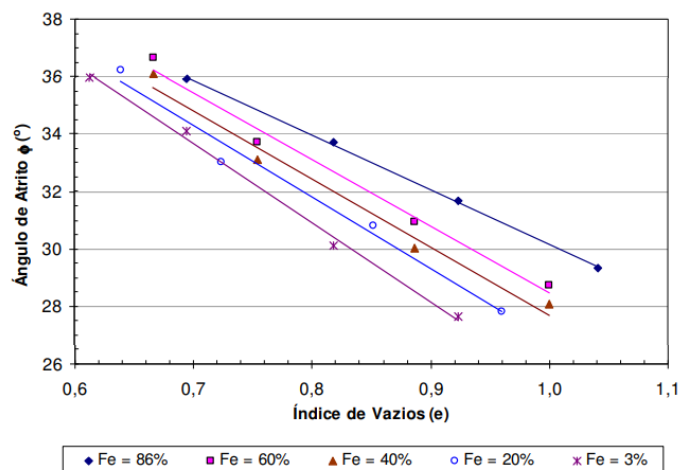
Segundo Caputo (2015), dentre os fatores que influenciam no valor do ângulo de atrito, destacam-se a compacidade, a forma das partículas e a granulometria. Para a maioria das areias, o valor do ângulo de atrito está entre 25° e 35° . Quanto mais compacta a areia, maior a resistência ao cisalhamento no pico e maior o ângulo de atrito interno. Além disso, as areias apresentam baixa ou nenhuma coesão. Durante o cisalhamento das areias fofas saturadas, pode ocorrer o escoamento fluido dessas areias, provocado pelo acréscimo da pressão neutra e

consequentemente decréscimo da resistência ao cisalhamento. Esse fenômeno denomina-se liquefação das areias.

Com relação as argilas, os principais fatores que influem na resistência ao cisalhamento dos solos são o estado de adensamento do solo, a sensibilidade da sua estrutura, condições de drenagem e a velocidade de aplicação de cargas. A argila apresenta um intercepto coesivo, diferente das areias, que é nulo. As argilas também possuem valores de ângulos de atrito menores do que os das areias, em geral (FLORIANO, 2017).

A resistência ao cisalhamento dos rejeitos de minério de ferro, geralmente, é proveniente dos mecanismos de atrito entre as partículas (GOMES, 2009). De acordo com o gráfico de Hernandez (2002), mostrado na figura 16, o rejeito de minério de ferro apresenta ângulo de atrito de 27 a 37° e índice de vazios de 0,6 a 1,04, variando de acordo com a porcentagem de ferro. Ou seja, teores de ferro mais altos tendem a elevar os valores dos ângulos de atrito efetivos.

Figura 16 – Relação do ângulo de atrito com o índice de vazios e porcentagem de ferro.



Fonte: Hernandez (2002).

REFERÊNCIAS

ANDERSEN, K. H. (2015). **Cyclic soil parameters for offshore foundation design**. Frontiers in offshore geotechnics III. London, UK.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions** – Terminologia: ASTM D3080 – 11, 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Cohesive Soils** – Terminologia: ASTM D6528 – 17, 2017.

BJERRUM, L.; LANDVA, A. (1966). **Direct simple shear tests on a Norwegian quick clay**. *Géotechnique*, v. 16, n. 1, p. 1-20.

CAPUTO, H. P. (2015). **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Rio de Janeiro, v. 1, 249 p.

CASTRO, G. (1969). **Desenvolvimento de Equipamento para ensaios Simple Shear**. Harvard Soil Mechanic Series 87, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.

CORTE, M.B. (2020). **Response of Lightly Cemented Sand under Multiaxial Loading**. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil. 261 p.

CORTE, M.B. (2016). **Desenvolvimento de Equipamento para Ensaio Simple Shear**. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil. 177 p.

CRAIG, R. F.; KNAPPETT, J. (2014). **Craig mecânica dos solos**. Rio de Janeiro, 413 p.

DAS, B.M. (2019). **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo - SP, 712 p.

ESPÓSITO, T.J. (2000). **Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico**. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil. 359 p.

FIORI, A.P. (2015). **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. São Paulo - SP, 71 p.

FLORIANO, C. (2017). **Mecânica dos solos aplicada**. Porto Alegre, 264 p.

GOMES, M.F.M. **Metodologia de análise hierárquica aplicada para escolha do sistema de disposição de subproduto da mineração com ênfase nos rejeitos de minério de ferro** (2009). 193 p. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, NUGEO, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG.

HANZAWA, H.; NUTT, N.; LUNNE, T.; TANG, Y. and LONG, M. (2007). **A Comparative Study between the NGI Direct Simple Shear Apparatus and the Mikasa Direct Shear Apparatus**. Japanese Geotechnical Society, Soils and Foundations, Vol. 47, No 1, pp 47-58.

HERNANDEZ, H.M. (2002). **Caracterização Geomecânica de Rejeitos Aplicada a Barragens de Aterro Hidráulico**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 174 p.

LANZO, G.; VUCETIC, M.; DOROUDIAN, M. (1997). **Reduction of shear modulus at small strains in simple shear**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v.123, n. 11, p. 1035-1042.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1979). **Soil Mechanics**, SI Version. John Wiley & Sons, New York, 553p.

MAYNE, P.W. (1985). **A review of undrained strength in direct simple shear**. Soils and Foundations, v. 25, n. 3, p. 64-72.

MURRIETA, P.S.N. (2018). **Mecânica dos solos**. Rio de Janeiro, 367 p.

PERAZZOLO, L. (2008). **Desenvolvimento de Equipamento para Ensaios Simple Shear**. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil. 302p.

PEREIRA, E. L. **Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFOP, Ouro Preto, 2005.

PINTO, C. S. (2000). **Curso básico de mecânica dos solos**. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 247p.

PRESOTTI, E.S. (2002). **Influência do teor de ferro nos parâmetros de resistência de um rejeito de minério de ferro**. Dissertação de Mestrado. Programa de pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 153 p.

QUEIROZ, R. C. (2015). **Geologia e Geotecnia básica**. São Carlos - SP, 247p.

SAYÃO, A; SIEIRA, A. C.; SANTOS, P (2009). **Reforço de solos: Manual Técnico**. Jundiaí - São Paulo. Maccaferri do Brasil Ltda. 168 p.

SILVA, J.P.S.; MENDES, M.B.; MILONAS, J.G.; PIRETE, W. (2013). **Geotechnical parameters of iron ore tailings from the Quadrilátero Ferrífero after different treatments and ore processing**. Paste 2013. Belo Horizonte, Brasil.

VARGAS, J.E.; OLIVEIRA, A.R.B.; COSTA FILHO, L.M.; PRADO CAMPOS, L.E. (1986). **A study of the relationship between the stability of slopes in Residual Soils and Rain Intensity in International Symposium on Environmental Geotechnology**. Envo Publishing, Leigh, U.S.A: 491-500.

VICK, S.G. (1983). **Planning Design and Analysis of Tailings Dams**. John Wiley & Sons, Inc., 369 p.

SEGUNDA PARTE - ARTIGOS

ARTIGO 1 - COMPARATIVO DOS RESULTADOS OBTIDOS EM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO SIMPLES (DSS) E ENSAIOS TRIAXIAIS

Giovanna Ribeiro Ferraz Jurioli¹

RESUMO

O presente trabalho visa explorar o comportamento dos solos perante os ensaios DSS e Triaxial do tipo consolidado isotropicamente e não drenado (CU). Os parâmetros de resistência foram obtidos em termos de tensões efetivas. Neste estudo foi utilizada uma mesma amostra de rejeito de minério de ferro para os dois ensaios, com grau de compactação de 90%. Além disso, foi realizada a caracterização completa do material a partir da curva granulométrica, ensaios de limite de consistência do solo e massa específica real dos grãos. Os valores de ângulo de atrito e coesão efetivos obtidos nos ensaios de Compressão Triaxial foram de 32° e 6kPa, respectivamente. No ensaio DSS, o ângulo de atrito efetivo foi de 26° e a coesão efetiva de 5kPa. Logo, pode-se observar que os resultados se mostraram próximos e condizentes com o exposto na literatura.

Palavras-chave: Resistência ao cisalhamento. Direct Simple Shear. Geotecnia experimental.

1 INTRODUÇÃO

Os ensaios de cisalhamento em laboratórios são desenvolvidos há décadas para determinação do comportamento e dos parâmetros de resistência do solo. A fim de submeter a amostra às condições observadas em campo, na condição não drenada, desenvolveu-se o ensaio Direct Simple Shear (DSS). Bjerrum e Landva (1966) realizaram diversas modificações no equipamento desenvolvido por Kjellman em 1951, chamado de Simple Shear. Segundo Bjerrum e Landva (1966), eles passaram a utilizar um arame de metal na forma espiral entre a amostra e a membrana de borracha, adotaram o cisalhamento por deformação controlada e a consolidação era realizada de forma a manter-se o volume constante.

O ensaio DSS é muito utilizado para medir a resistência e rigidez dos solos, possibilita a rotação das tensões principais e submete a amostra a condições planas de deformação sob

¹ Graduanda de Engenharia Civil pela Universidade Federal de Lavras – UFLA. giovannajurioli@gmail.com

volume constante (MAYNE, 1985). Este ensaio tem sido muito empregado nos projetos geotécnicos, pois as condições/solicitações se apresentam mais próximos daqueles deduzidos da análise de algumas falhas de campo. Outro ensaio que também determina os parâmetros de resistência do solo é o triaxial, porém impõe diferentes estados de tensões nos solos. Segundo Head (1982), o ensaio Triaxial é classificado de acordo com a condição de drenagem, como Ensaio Adensado e Drenado (CD), Ensaio Adensado e não Drenado (CU) e Ensaio não Adensado e não Drenado (UU). O ensaio CD e CU permitem a drenagem total durante a consolidação da amostra. O ensaio CD permite a drenagem também durante a fase de cisalhamento, diferentemente do ensaio CU, em que não permite a drenagem durante a etapa de cisalhamento. Por fim, o ensaio UU não permite drenagem em nenhuma etapa. Em Geotecnia observa-se uma grande variedade de ensaios laboratoriais para obtenção de parâmetros de resistência dos solos, simulando distintas condições de contorno. Cabe ao engenheiro geotécnico definir sua necessidade e ensaiar os materiais impondo a eles solicitações e condições próximas às quais eles serão submetidos. Para que os resultados/parâmetros obtidos a partir destas condições sejam representativos para fins de projeto.

Dentro desse contexto, o objetivo deste artigo é comparar os resultados obtidos a partir do ensaio triaxial do tipo CU e DSS, utilizando-se uma amostra de rejeito de minério de ferro. Foi realizada a caracterização completa dos materiais a partir da curva granulométrica, ensaios de limite de consistência do solo e massa específica real dos grãos. Deste modo, é possível comparar os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios com os publicados nas literaturas.

2 DESENVOLVIMENTO

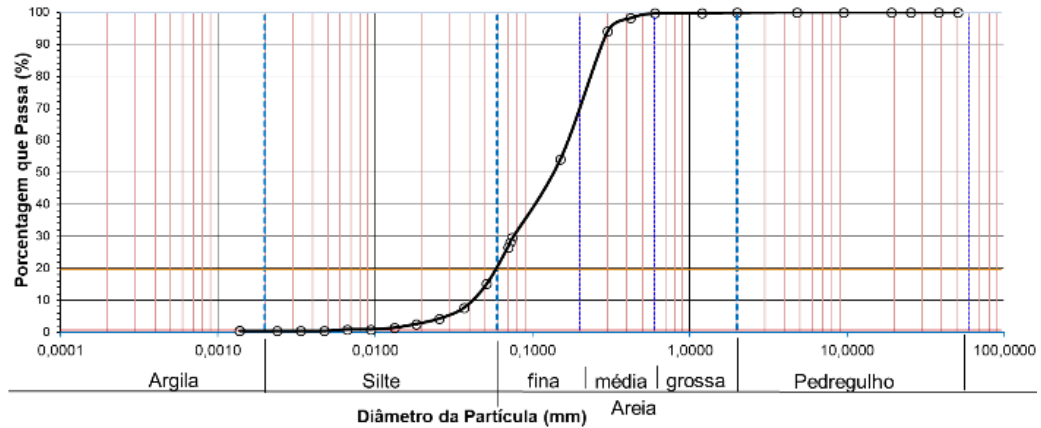
2.5 Materiais e Métodos

O material empregado neste estudo se trata de um rejeito de mineração, sobra do processo de beneficiamento do Minério de Ferro. De acordo com Bedin (2010), este material deve ser analisado de forma específica, uma vez que se trata de materiais heterogêneos, com características físicas, químicas e mineralógicas particulares.

A caracterização geotécnica do rejeito foi realizada por meio da execução de ensaios para determinação da umidade natural (ABNT NBR 6457:2016), granulometria (ABNT NBR 7181:2016), massa específica dos sólidos (ABNT NBR 6458:2016), limite de liquidez (ABNT NBR 6459:2016) e plasticidade (ABNT NBR 7180:2016). Por meio do ensaio de granulometria, pode-se mostrar que o material apresenta 80% de areia, 19% de silte a 1% de

argila, sendo classificado como uma areia siltosa cinza escura. Na Figura 17 é apresentada a curva granulométrica do rejeito.

Figura 17 – Curva granulométrica do rejeito.



Fonte: Do autor (2020).

Com o objetivo de determinar as propriedades dos solos, determinaram-se os índices físicos a partir de ensaios de laboratório. A Tabela 1 apresenta os índices físicos do material, como a massa específica real dos grãos, peso específico seco máximo, umidade ótima, limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade. O peso específico seco e umidade ótima foram obtidos a partir do ensaio de compactação. A energia de compactação utilizada é classificada como normal de acordo com a norma NBR 7182 (ABNT, 2016), logo as características inerentes a essa energia são: soquete pequeno, 26 golpes por camada e 3 camadas.

Tabela 1 - Índices físicos do rejeito.

Índices Físicos	Rejeito
Massa específica real dos grãos	27,80 kN/m ³
Peso específico seco máximo	17,34 kN/m ³
Umidade ótima	14,3 %
LL	NL
LP	NP
IP	-

Fonte: Do autor (2020).

A moldagem dos corpos de prova nos ensaios DSS e triaxial foi realizada em um molde bipartido, com diâmetros e alturas diferentes para cada ensaio. Ambos ensaios são não drenados e a amostra foi remoldada por não ser possível obter uma amostra indeformada.

No ensaio DSS, a amostra foi compactada em 3 camadas até a altura do molde de 2,256 cm e o diâmetro é definido pelos anéis rígidos, cujo valor é de 7,086 cm. Além disso, o valor obtido para o índice de vazios é de 0,81. O equipamento utilizado para este ensaio é totalmente automatizado, com dois servomotores de alta precisão para carga de cisalhamento e verticais de até 5kN. Os deslocamentos verticais e horizontais podem ser medidos por transdutores do tipo LVDT ou através da posição dos motores, ambos com precisão de 0,01 mm. Para a montagem do corpo de prova, são colocados papéis filtro entre a pedra porosa e a amostra para não haver perda de material e evitar a colmatção da pedra. Entre a amostra e os anéis, é colocado uma membrana de borracha através de uma bomba de vácuo. Posteriormente, a amostra é colocada no equipamento, fixada na placa de cisalhamento na parte inferior e no pistão de carregamento axial na parte superior. O LVDT vertical é fixado e o molde bipartido retirado, deixando os anéis livres como mostrado na figura 18.

Figura 18 – Montagem do DSS.



Fonte: Do autor (2020).

Com relação ao ensaio triaxial, o corpo de prova apresentou um diâmetro de 3,536 cm, altura de aproximadamente 8 cm, grau de compactação de 90% e índice de vazios de 0,82. O corpo de prova é inserido em um pedestal, através do qual há uma ligação com a base da célula. Na base da célula triaxial e no topo do corpo de prova, coloca-se uma pedra porosa para manter a uniformidade da pressão. Uma membrana impermeável é colocada em volta do corpo de prova, presa com oring na base e no topo. E por fim, a célula triaxial é fechada e colocada na prensa. A câmara é preenchida com água através de uma válvula correspondente na base. A figura 19 apresenta a montagem do ensaio Triaxial e a célula já montada na prensa.

Figura 19 – Montagem do Triaxial.



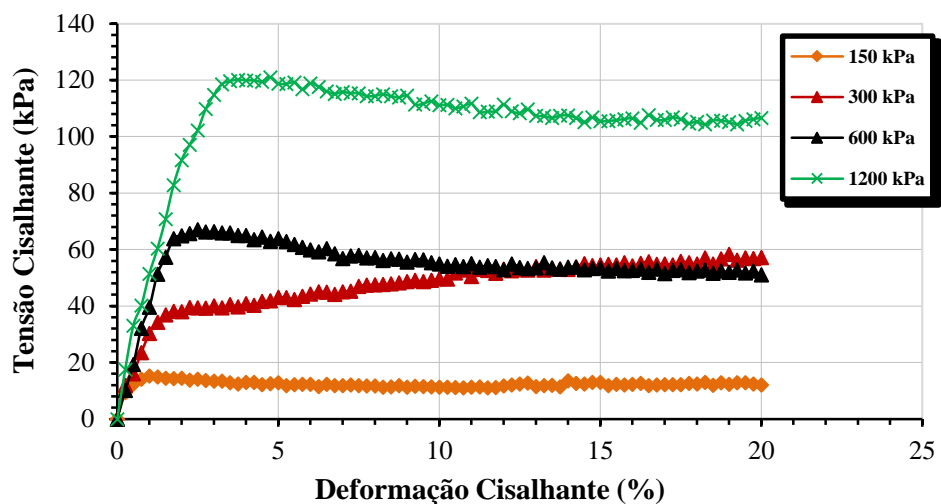
Fonte: Cândido (2016).

2.6 Resultados e discussões

2.6.1 Ensaio DSS

Os corpos de prova para o ensaio DSS foram saturados por percolação de água e o volume permaneceu constante mantendo a altura fixa e variando a tensão vertical. As curvas de tensão cisalhante por deformação cisalhante para todos os corpos de prova ensaiados são mostrados na figura 20.

Figura 20 – Curvas tensão-deformação – Ensaio DSS.



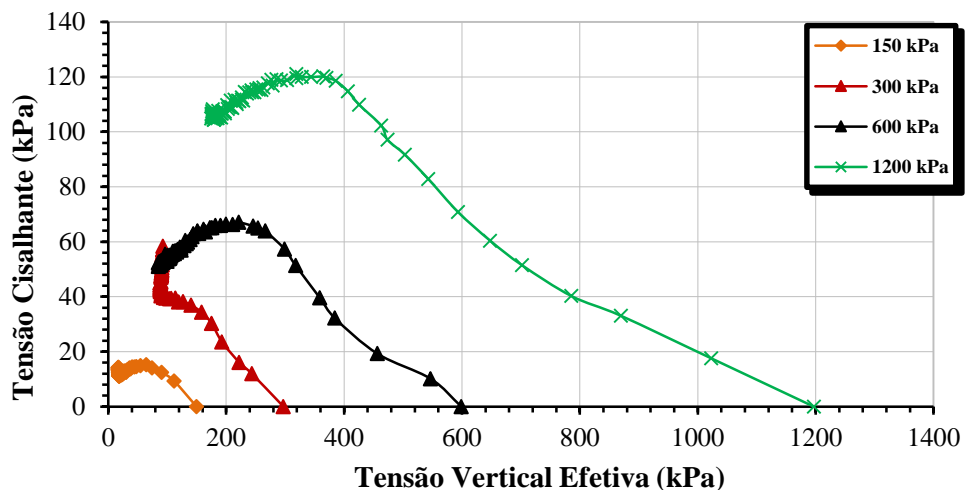
Fonte: Do autor (2020).

Analisando a figura 20, pode-se observar que os corpos de prova atingiram uma deformação cisalhante máxima de 20%, segundo a norma D6528 (ASTM, 2017). Analisando as curvas obtidas para cada tensão de adensamento, para as tensões de 600 kPa e 1200 kPa há

uma tensão cisalhante de pico e ao continuar a deformação a tensão apresentou perda de resistência. Para a tensão vertical efetiva de 1200 kPa, a tensão cisalhante atinge 120 kPa com 4% de deformação e depois reduz para 107 kPa com 20% de deformação. Para a tensão vertical efetiva de 600 kPa a tensão cisalhante atinge 67 kPa com 2,5% de deformação e depois reduz para 49 kPa com 20% de deformação. Já a curva da tensão vertical efetiva de 300 kPa, a tensão cisalhante cresce lentamente com a deformação, atingindo um valor máximo de 60 kPa para uma deformação de 20%. Por fim, a tensão vertical efetiva de 150 kPa apresenta um pequeno pico de 14 kPa para 2,5% de deformação, reduz para 11 kPa no meio do ensaio e chega a 14 kPa novamente com 20% de deformação. Ou seja, para as tensões de 600 e 1200 kPa o comportamento é típico de areias densas (compactas).

A trajetória de tensões efetivas é representada na figura 21. Ela representa também o desenvolvimento das poro-pressões em função do carregamento.

Figura 21 – Trajetória de tensões – Ensaio DSS.



Fonte: Do autor (2020).

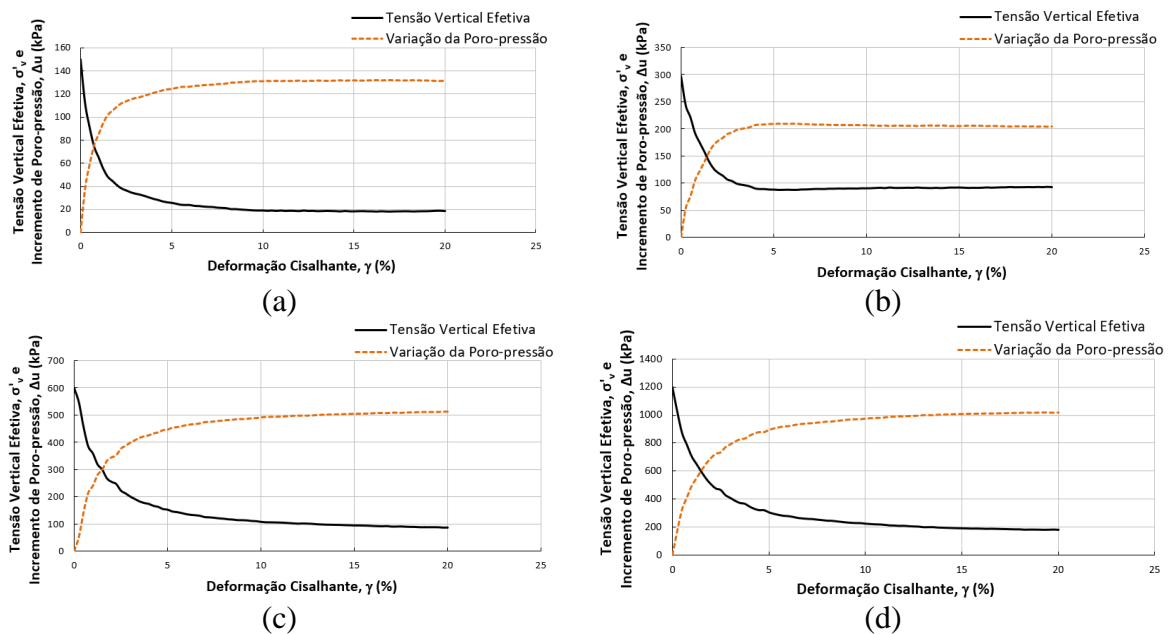
Houve uma redução significativa das tensões verticais efetivas, como mostra a figura 21. Para a curva da tensão vertical efetiva de 150 kPa, a tensão cisalhante atinge um valor máximo de 14 kPa com uma tensão vertical efetiva de 36 kPa, reduz para 11 kPa e aumenta novamente atingindo 14 kPa para uma tensão vertical efetiva de 17 kPa. Na curva da tensão vertical efetiva de 300 kPa a tensão cisalhante atinge um valor de 38 kPa na ruptura com uma tensão vertical efetiva de 90 kPa e depois apresenta um crescimento até atingir 59 kPa para uma tensão vertical efetiva de 92 kPa.

Para as tensões de 600 kPa e 1200 kPa o comportamento foi semelhante. Na curva da tensão vertical efetiva de 600 kPa a tensão cisalhante atinge um valor de 67 kPa na ruptura com

uma tensão vertical efetiva de 222 kPa e depois diminui para 49 kPa com uma tensão vertical efetiva de 77 kPa. Por fim, para a curva da tensão vertical efetiva de 1200 kPa a tensão cisalhante atinge um valor de 120 kPa na ruptura com uma tensão vertical efetiva de 365 kPa e depois diminui para 107 kPa com uma tensão vertical efetiva de 175 kPa.

A figura 22 indica a variação da tensão vertical efetiva e da poro-pressão pela deformação cisalhante para as tensões de consolidação de 150 kPa, 300 kPa, 600 kPa e 1200 kPa. Para manter o volume constante da amostra, a poro-pressão aumenta significativamente e a tensão vertical efetiva reduz.

Figura 22 – Poro-pressão para tensões verticais de (a) 150kPa; (b) 300kPa; (c) 600kPa; (d) 1200kPa – ensaio DSS.

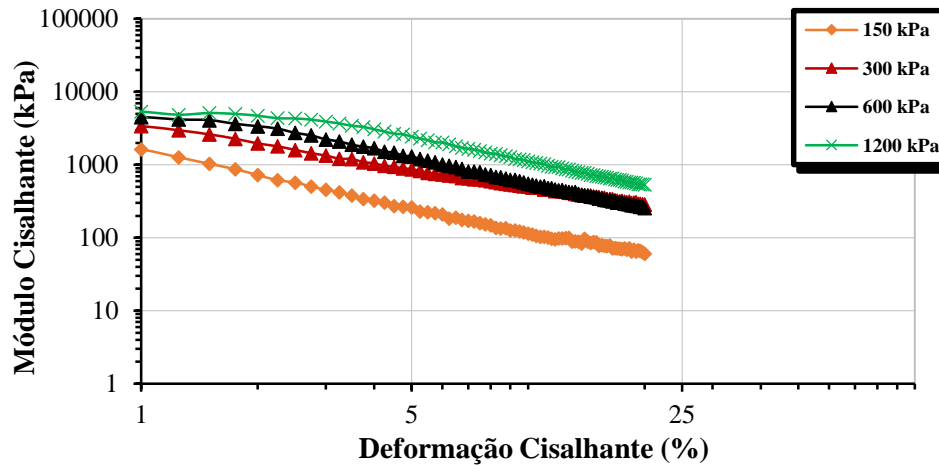


Fonte: Do autor (2020).

Analisando a figura 22a, a poro-pressão atinge 130 kPa com uma deformação de 10% e permanece constante. A tensão vertical efetiva inicia com 150 kPa, atinge 20 kPa com uma deformação de 10% e fica constante. Na figura 22b, a poro-pressão atinge 210 kPa com uma deformação de 4% e permanece constante. A tensão vertical efetiva inicia com 300 kPa, atinge 90 kPa com uma deformação de 4% e fica constante. Já na figura 22c, a poro-pressão atinge 500 kPa com uma deformação de 10% e permanece constante. A tensão vertical efetiva inicia com 600 kPa, atinge 100 kPa com uma deformação de 10% e fica constante. Por fim, na figura 22d, a poro-pressão atinge 1000 kPa com uma deformação de 10% e permanece constante. A tensão vertical efetiva inicia com 1200 kPa, atinge 200 kPa com uma deformação de 10% e fica constante.

As curvas dos módulos cisalhantes pela deformação são mostradas na figura 23. Conforme esperado, observa-se que o maior módulo se dá para a tensão de 1200, 300, 600 e 150 kPa, respectivamente.

Figura 23 - Curvas módulo-deformação – ensaio DSS.

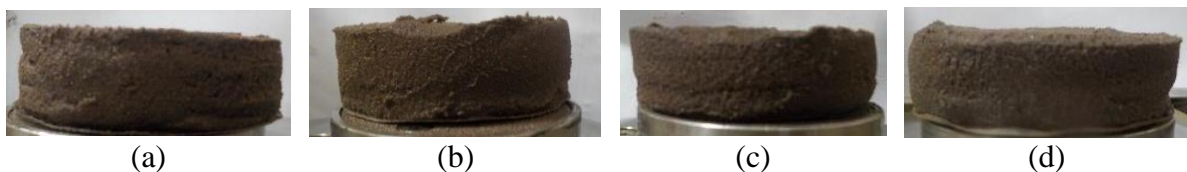


Fonte: Do autor (2020).

Pode-se observar na figura 23 que para a tensão vertical efetiva de 150 kPa, o módulo cisalhante inicia com 4073 kPa à uma deformação de 0,25% e reduz para 56 kPa à 20% de deformação. Para a tensão vertical efetiva de 300 kPa, o módulo cisalhante inicia com 4990 kPa com uma deformação de 0,25% e reduz para 239 kPa à 20% de deformação. A tensão vertical efetiva de 600 kPa apresentou um o módulo cisalhante com 5813 kPa em uma deformação de 0,25% e reduz para 196 kPa à 20% de deformação. Por fim, a tensão vertical efetiva de 1200 kPa apresentou um o módulo cisalhante com 15178kPa em uma deformação de 0,25% e reduz para 429 kPa à 20% de deformação. Ou seja, os módulos cisalhantes apresentaram uma redução de 98,6%, 95,2%, 96,6% e 97,2% para as tensões verticais efetivas de 150, 300, 600 e 1200 kPa, respectivamente.

A figura 24 mostra o corpo de prova após o cisalhamento por deformação controlada.

Figura 24 - Corpo de prova após o ensaio para tensões verticais de (a) 150kPa; (b) 300kPa; (c) 600kPa; (d) 1200kPa – ensaio DSS.



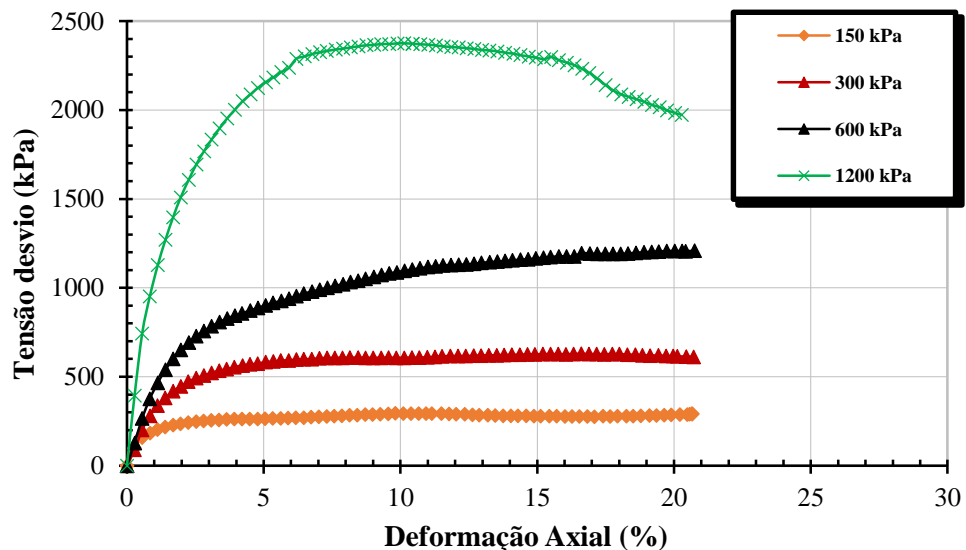
Fonte: Do autor (2020).

2.6.2 Ensaio Triaxial

As curvas tensão desvio *versus* deformação axial são representadas na figura 25, com deformação axial máxima de 20%. A norma D7181 (ASTM, 2020) menciona que o valor da deformação deve ter uma faixa de pelo menos 20% da altura inicial da amostra. Já a norma D4767 (ASTM, 2020) exige que essa deformação seja de pelo menos 15% da altura inicial do corpo de prova. Portanto, definiu-se para estes ensaios uma deformação axial de 20% pois atende às duas normas citadas anteriormente. Para as tensões de 150 e 300 kPa, observa-se que não há um pico definido, a tensão desvio permanece constante após atingir a tensão cisalhante máxima. A curva da tensão de adensamento de 150 kPa, atinge uma tensão desvio máxima de 295 kPa em uma deformação de 9,8%. E a curva da tensão de adensamento de 300 kPa, atinge uma tensão desvio de 583 kPa em uma deformação de 5% e depois volta a ganhar resistência e alcança uma tensão desvio máxima de 627 kPa para 15% de deformação.

Já para a tensão de 600 kPa, há um crescimento da tensão desvio durante a deformação do material. A tensão desvio máxima alcançada nesta tensão de adensamento é de 1209 kPa para uma deformação de 20%. Por fim, a tensão de adensamento de 1200 kPa apresenta um pico e depois reduz. Isto é, a tensão desvio máxima é de 2375 kPa com 9,8% de deformação e depois reduz para 1973 kPa em 20% de deformação. O comportamento dos corpos de prova 1, 2 e 3 se assemelham ao comportamento de areias fofas. Já o corpo de prova 4, pela clara definição do pico de ruptura, a forma da sua curva pode ser comparada a curvas de areias compactas.

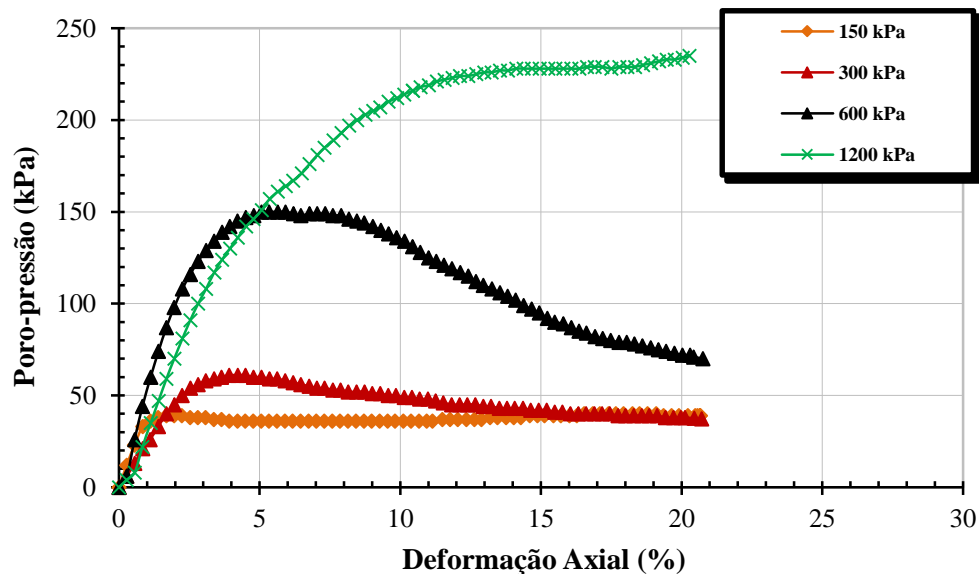
Figura 25 - Curvas Tensão-deformação – ensaio Triaxial.



Fonte: Do autor (2020).

A figura 26 representa as curvas de poro-pressão *versus* deformação axial. Observa-se que para as tensões de 150, 300 e 600 kPa, a poro-pressão atinge um valor máximo e depois decresce com a deformação.

Figura 26 – Curvas poro-pressão-deformação axial – ensaio Triaxial.

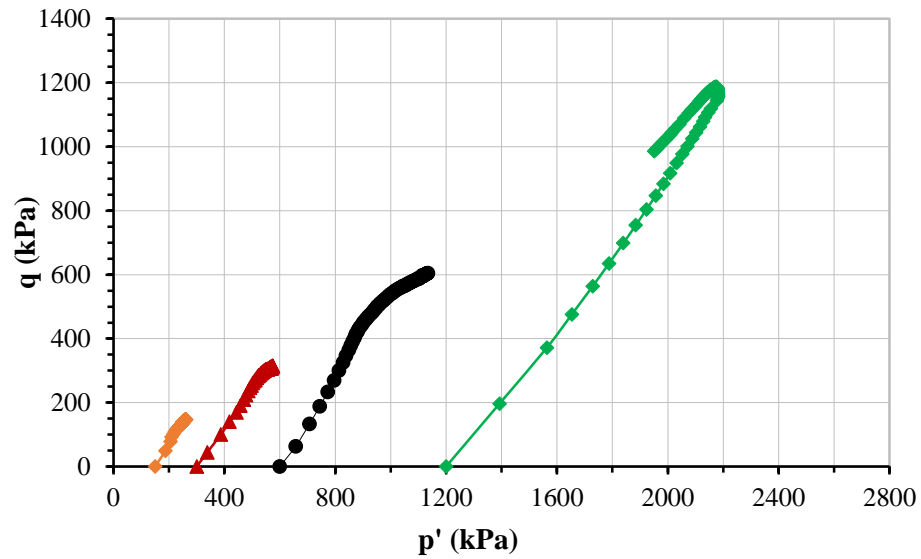


Fonte: Do autor (2020).

Na curva da tensão de adensamento de 150 kPa, a poro-pressão atinge um pico de 38 kPa em uma deformação de 2,5%, depois ela reduz durante o cisalhamento e apresenta um aumento novamente, atingindo 39kPa em uma deformação de 20%. Para curva da tensão de adensamento de 300 kPa, a poro-pressão atinge um pico de 61 kPa em uma deformação de 4,5%, depois ela reduz para 37 kPa em uma deformação de 20%. A curva da tensão de adensamento de 600kPa, a poro-pressão atinge um pico de 150 kPa em uma deformação de 5%, depois ela reduz para 70kPa em uma deformação de 20%. Por fim, para a tensão de 1200 kPa, o corpo de prova apresentou um crescente aumento da poro-pressão, atingindo 235 kPa em uma deformação de 20%.

A partir da reta de melhor ajuste pelos máximos da trajetória de tensões efetivas (ou trajetória de tensões totais) retira-se o ângulo α ou β e o intercepto “a” ou “d”. Portanto, utilizando-se das equações de transformação, obtém-se a coesão e o ângulo de atrito efetivos. A figura 27 representa a trajetória de tensões efetivas, em que com o aumento da tensão de adensamento, maior a tensão cisalhante e conseqüentemente o ângulo de atrito efetivo, reduzindo a coesão.

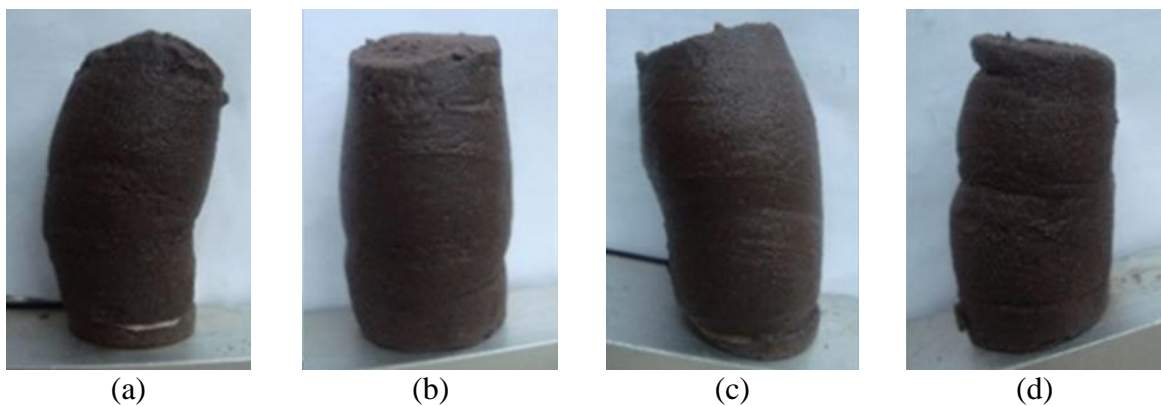
Figura 27 – Trajetória de Tensões Efetivas – Ensaio Triaxial.



Fonte: Do autor (2020).

A tensão de adensamento de 150 kPa atinge uma tensão q de 145 kPa para uma tensão efetiva p' de 256 kPa. Já a curva da tensão de adensamento de 300 kPa atinge uma tensão q de 306 kPa para uma tensão efetiva p' de 569 kPa. A curva da tensão de adensamento de 600 kPa atinge uma tensão q de 604 kPa para uma tensão efetiva p' de 1134 kPa. Por fim, a curva da tensão de adensamento de 1200 kPa atinge uma tensão q de 986 kPa para uma tensão efetiva p' de 1951 kPa. A figura 28 mostra os quatro corpos de prova após a ruptura, em que todos sofreram uma expansão, apresentando um solo com ruptura frágil.

Figura 28 – Corpos de prova após a ruptura para tensões de (a) 150 kPa, (b) 300 kPa, (c) 600 kPa e (d) 1200 kPa - Ensaio Triaxial.



Fonte: Do autor (2020).

2.6.3 Discussão de resultados

Para a análise do comportamento do rejeito estudado, foram analisados juntamente os ensaios realizados a diferentes tensões verticais efetivas iniciais, sendo elas 150 kPa, 300 kPa, 600 kPa e 1200 kPa. Os parâmetros de resistência obtidos para os ensaios DSS e triaxial estão mostrados na tabela 2.

Tabela 2 – Resultados obtidos nos ensaios DSS e Triaxial.

Ensaio	Coesão (kPa)	ϕ (°)
Direct Simple Shear	5	26
Triaxial - CIU	6	32

Fonte: Do autor (2022).

A análise dos resultados mostrou que o rejeito apresentou parâmetros de resistência condizentes com a literatura, pois o ensaio DSS apresenta valores menores de coesão e ângulo de atrito se comparado ao triaxial. Segundo Mayne (1985), a resistência não drenada em cisalhamento simples geralmente cai entre 55 e 95% da resistência não drenada de testes de compressão triaxial anisotrópica. Badhu e Britto (1987), citaram comparações feitas por Saada e Townsend (1981) entre os resultados do ensaio *simple shear* e triaxial. Os autores mostraram que o equipamento *simple shear* produz valores mais baixos de resistência ao cisalhamento e rigidez para os solos ensaiados.

O ângulo de atrito apresentou um valor significativo em ambos ensaios devido ao maior travamento entre as partículas pois é um material bem graduado. Além disso, os resultados estão dentro do esperado por se tratarem de materiais com alto teor de areia, e coesões baixas ou nulas, devido ao baixo percentual de argila, principalmente se comparado com a quantidade de areia presente nas amostras. Corte (2020) citou em seu estudo que o ângulo de atrito no ensaio DSS apresenta menor valor do que no ensaio Triaxial devido ao parâmetro b de tensão intermediária igual a 0,5. Enquanto isso, no ensaio triaxial convencional, b é nulo.

Segundo Kammerer et al. (2001 citado por PERAZZOLO, 2008, p. 28), o ensaio triaxial é uma ferramenta importante para calibração dos modelos constitutivos convencionais com base em tensões efetivas. Entretanto, é de consenso que este tipo de ensaio não é aceitável para a calibração de modelos constitutivos mais avançados, com base na deformação de cisalhamento. Para estes modelos, o ensaio *direct simple shear* reproduz as condições de carregamento e deformação de campo.

3 CONCLUSÃO

O presente trabalho analisou as características geomecânicas do rejeito de mineração de ferro a partir da realização de ensaios triaxiais tipo CIU e Direct Simple Shear (DSS). Para caracterização física do material, foram realizados ensaios de granulometria conjunta, limites de consistência, compactação e massa específica dos grãos seguindo os procedimentos descritos na normatização brasileira. Analisando a curva granulométrica, pode-se mostrar que o rejeito estudado se trata de um material arenoso bem graduado.

A análise dos resultados mostra que em ambos os ensaios os parâmetros de resistência obtidos para o material estudado estão compatíveis com os apresentados na literatura. Os valores de ângulo de atrito e coesão obtidos no ensaio triaxial e DSS apresentaram pouca variação. Atkinson et al. (1991), Mayne (1985), Budhu (1984) mostraram que o DSS, tradicionalmente, tende a gerar um ângulo de atrito interno menor do que o encontrado na envoltória de resistência ao cisalhamento resultante dos ensaios triaxiais, algo em torno de 5 graus. Entretanto, deve-se destacar que os ensaios não impõem as mesmas trajetórias de tensões ao solo.

Os resultados dos ensaios apresentados neste artigo foram consistentes e de qualidade adequada. Diferentemente dos ensaios triaxiais, o DSS possui a vantagem de simular a rotação completa do estado de tensões impondo uma condição plana de deformação. O ensaio triaxial, que é baseado no controle das tensões principais, possui como vantagem a saturação por contra pressão, que é mais eficiente em relação a saturação apenas por percolação. Além disso, o DSS é capaz de submeter amostras de solos a diferentes trajetórias, sendo possível a realização de ensaios com compressão vertical da amostra e também ensaios de extensão lateral.

Além disso, cabe salientar que a interpretação dos resultados deve ser realizada de forma criteriosa, uma vez que a dificuldade de retirada de amostras indeformadas dificulta a interpretação dos resultados e o estabelecimento de condições de contorno que favoreçam uma análise completa de rejeitos de mineração.

Por fim, salienta-se que os resultados devem ser diferentes uma vez que estes ensaios foram projetados para impor diferentes estados de tensões aos materiais ensaiados.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ensaio de compactação** – Terminologia: ASTM 7182 – 16, 2016.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils** – Terminologia: ASTM 4767 – 20, 2020.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils** – Terminologia: ASTM 7181 – 20, 2020.

ATKINSON, J. H.; LAU, W. H. W.; POWELL, J. J. M. (1991). **Measurement of soil strength in simple shear tests**. Canadian Geotechnical Journal, v. 28, n. 2, p. 255-262.

BEDIN, J. (2010). **Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração**. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil. 207 p.

BJERRUM, L.; LANDVA, A. (1966). **Direct simple shear tests on a Norwegian quick clay**. Géotechnique, v. 16, n. 1, p. 1-20.

BUDHU, M. (1984). **On comparing simple shear and triaxial test results**. Journal of Geotechnical Engineering, v. 110, n. 12, p. 1809-1814

CORTE, M.B. (2020). **Response of Lightly Cemented Sand under Multiaxial Loading**. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil. 261 p.

HERNANDEZ, H.M. (2002). **Caracterização Geomecânica de Rejeitos Aplicada a Barragens de Aterro Hidráulico**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 174 p.

KJELLMAN, W. (1951). **Testing the shear strength of clay in Sweden**. *Géotechnique*, v. 2, n. 3, p. 225-232.

MAYNE, P.W. (1985). **A review of undrained strength in direct simple shear**. *Soils and Foundations*, v. 25, n. 3, p. 64-72.

PERAZZOLO, L. (2008). **Desenvolvimento de Equipamento para Ensaio Simple Shear**. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil. 302 p.

ARTIGO 2 - COMPARATIVO DOS RESULTADOS OBTIDOS EM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO SIMPLES (DSS) E ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.

Giovanna Ribeiro Ferraz Jurioli²

RESUMO

O presente trabalho visa explorar o comportamento dos solos perante os ensaios tipo Direct Simple Shear (DSS) e o Cisalhamento direto. O Cisalhamento Direto é o procedimento mais antigo para determinação da resistência ao cisalhamento dos solos. O ensaio emprega o critério de Coulomb para interpretação dos resultados e consiste em aplicar uma tensão normal num plano e verificar a tensão cisalhante que provoca a ruptura. Já o DSS é baseado no critério de Mohr-Coulomb em que é possível obter a poro-pressão de forma induzida. Neste trabalho, foi utilizada uma mesma amostra indeformada para os dois ensaios, apresentando foliações em todo o bloco. O material foi classificado a partir de outros ensaios geotécnicos, permitindo a análise completa nos modos de ruptura. Os valores de ângulo de atrito e coesão efetivos máximos obtidos nos ensaios de cisalhamento direto foram de 30° e 49 kPa, respectivamente. No ensaio DSS, o ângulo de atrito efetivo foi de 24° e a coesão efetiva de 5 kPa. Observou-se que os resultados de ângulo de atrito obtidos nos ensaios de Cisalhamento Direto e DSS apresentaram resultados próximos e em conformidade com os apresentados na literatura, no entanto a coesão apresentou valores discrepantes.

Palavras-chave: Resistência ao cisalhamento. *Direct Simple Shear*. Geotecnia experimental.

1 INTRODUÇÃO

O ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento para a determinação da resistência ao cisalhamento e se baseia no critério de Coulomb. Para o ensaio, o corpo de prova é inserido em uma caixa bipartida e aplica-se uma tensão normal num plano para verificar a tensão cisalhante que provoca a ruptura. Os ensaios de cisalhamento direto são executados em conformidade com a norma americana D3080 (ASTM,2011). O ensaio de cisalhamento direto possui algumas deficiências que limitam a sua aplicabilidade que segundo Head (1982) são um plano de ruptura definido, deformação é limitada, as tensões despertadas em cada local são

² Graduanda de Engenharia Civil pela Universidade Federal de Lavras – UFLA. giovannajurioli@gmail.com

diferentes e não possui controle de drenagem e nem aferição da poro-pressão. A fim de superar estas deficiências, desenvolveu-se o Direct Simple Shear (DSS), um ensaio em que o cisalhamento se dá por deformação controlada, mantendo o volume constante da amostra.

Os ensaios de laboratório têm como objetivo simular, da melhor forma possível, as condições observadas em campo ou a que serão submetidos os materiais. Há uma grande variedade de ensaios que submetem o material à diferentes condições de carregamento. Dentre eles, destacam-se o Cisalhamento Direto e o DSS. No cisalhamento direto, o valor de resistência que se mede no ensaio é mais conservador do que a máxima resistência que se poderia obter para o solo. Ele possui também um plano de ruptura pré-estipulado e não possui controle de pressões neutras. Essas e outras diferenças entre os dois ensaios serão discutidas no decorrer deste trabalho.

Dentro desse contexto, apresenta-se neste trabalho o comparativo entre os parâmetros de resistência resultantes da realização de ensaios de cisalhamento direto e DSS para uma mesma amostra de solo. Além disso, será apresentada a caracterização geotécnica completa do material e uma discussão acerca dos resultados de acordo com os valores apresentados na literatura.

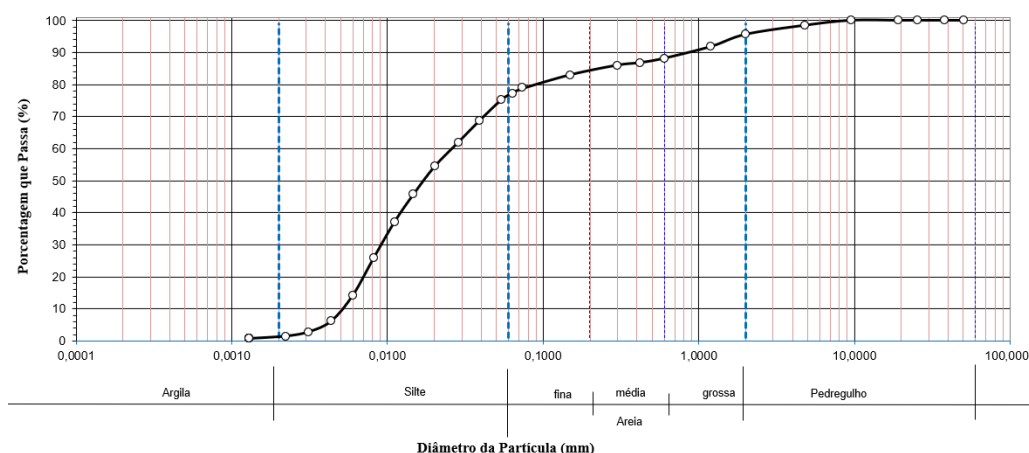
2 DESENVOLVIMENTO

2.1 Materiais e Métodos

O material empregado neste estudo se trata de um solo natural da fundação de uma estrutura de armazenamento de rejeito (tanque), classificado como saprólito de filito. Este possui estruturas reliquias do protólito rochoso ("rocha mãe") bem evidentes. As partes claras/amareladas seriam porções sericíticas, e as mais escuras, de material carbonoso. Foram coletados blocos de 1 a 3 metros de profundidade, em diferentes pontos do local estudado.

A caracterização geotécnica do solo natural da fundação de uma estrutura de armazenamento de rejeito foi realizada por meio da execução de ensaios para determinação da umidade natural (ABNT NBR 6457:2016), granulometria (ABNT NBR 7181:2016), massa específica dos sólidos (ABNT NBR 6458:2016), limite de liquidez (ABNT NBR 6459:2016) e plasticidade (ABNT NBR 7180:2016). O material apresentou 18% de areia, 77% de silte, 2% de argila e 3% de pedregulho, classificado como silte arenoso cinza escuro. Na Figura 29 é apresentada a curva granulométrica do solo.

Figura 29 – Curva granulométrica do material.



Fonte: Do autor (2022).

A Tabela 3 apresenta os índices físicos do material, obtidos através dos ensaios citados anteriormente.

Tabela 3 - Índices Físicos do solo.

Índices Físicos	Rejeito
Massa específica real dos grãos	28,50 kN/m ³
Peso específico seco máximo	17,00 kN/m ³
LL	40 %
LP	28 %
IP	12 %

Fonte: Do autor (2022).

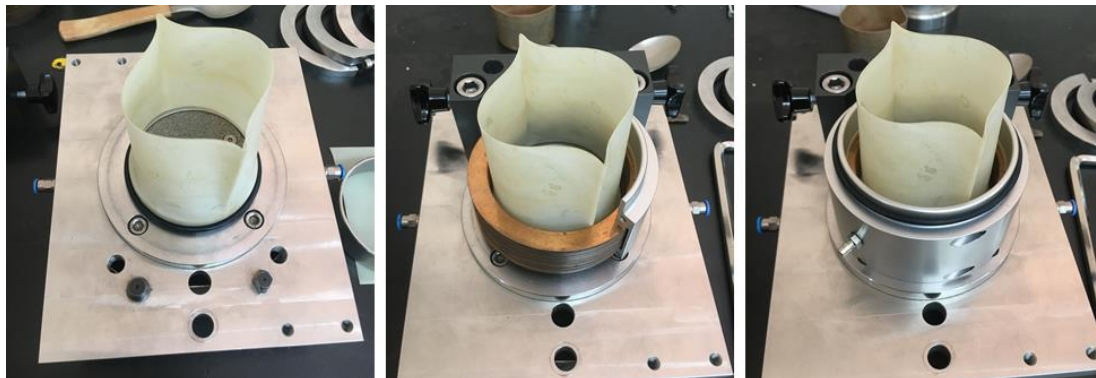
2.1.1 Direct Simple Shear

O equipamento utilizado para o ensaio DSS é totalmente automatizado, com dois servomotores de alta precisão para carga de cisalhamento e verticais de até 5kN. Os deslocamentos verticais e horizontais podem ser medidos por transdutores de medição de deslocamento linear (LVDT) ou através da posição dos motores, ambos com precisão de 0,01 mm.

A amostra indeformada foi retirada do bloco a partir de um molde circular que vem junto ao equipamento com altura de 2,256 cm e diâmetro de 7,086 cm, cujo valor é o mesmo dos anéis rígidos. Foram moldados 3 corpos de prova e colocados no suporte com as pedras porosas, papéis filtro, anéis e membrana, como mostrado na figura 30. Os papéis filtro são

colocados entre a pedra porosa e a amostra para não haver perda de material e evitar a colmatação da pedra.

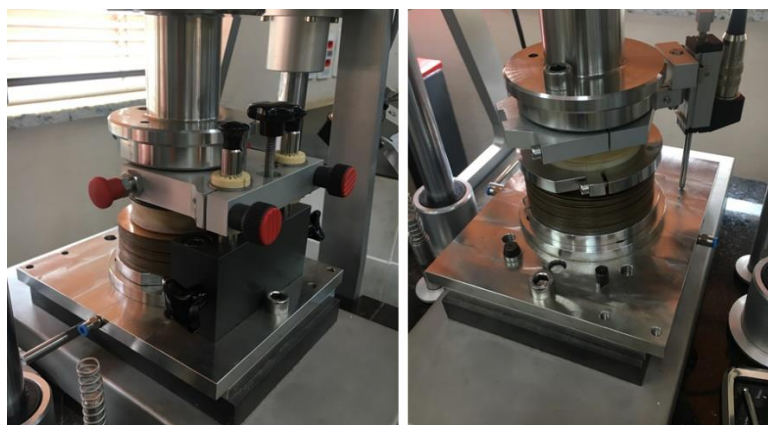
Figura 30 – Montagem do ensaio DSS.



Fonte: Do autor (2020).

O pistão de carregamento é colocado sobre a amostra, preso por um suporte para não adensar o material. Logo em seguida, a bomba à vácuo é desligada e o conjunto é levado ao equipamento, como indicado na figura 31. O suporte só é retirado quando o pistão de carregamento é fixo na prensa do equipamento. Por fim, o LVDT vertical é conectado ao conjunto e os anéis ficam livres para cisalhar a amostra.

Figura 31 – Finalização da montagem.



Fonte: Do autor (2020).

Foram moldados e ensaiados três corpos de prova (CP), sendo o CP 01 com tensão de consolidação de 125 kPa, CP 02 com tensão de consolidação de 250 kPa e o CP 03 com tensão de consolidação de 500kPa. Os índices de vazios de cada um são relatados na tabela 4, variando de acordo com o peso específico natural do material. O corpo de prova é saturado através da percolação de água, observando a variação de volume na saída em um certo período de tempo.

Tabela 4 – Índice de vazios dos corpos de prova - DSS.

Corpos de prova	Tensão de confinamento	Índice de Vazios
1	125 kPa	0,82
2	250 kPa	0,81
3	500 kPa	0,83

Fonte: Do autor (2022).

Após a etapa de percolação, iniciou-se a consolidação com as tensões de consolidação. Ou seja, é aplicada uma tensão vertical constante com a válvula aberta até o deslocamento vertical permanecer constante durante um longo período de tempo. A última etapa que é o cisalhamento, a válvula é fechada e a velocidade de deslocamento constante é de 0,01 mm/min, equivalente a uma taxa de deformação cisalhante constante de aproximadamente 0,02 %/min. a deformação é controlada a uma taxa de 0,01mm/min e uma máxima deformação horizontal de 20%, segundo a norma.

2.1.2 Cisalhamento direto

Na moldagem dos corpos de prova do ensaio de cisalhamento direto, utilizou-se um molde quadrado para moldar 3 corpos de prova no sentido paralelo à anisotropia. Os corpos de prova, com 2,01cm de altura e lado de 9,972cm, são retirados do molde e colocados na caixa rígida ou caixa de cisalhamento constituída de duas semicaixas (superior e inferior), como mostra na figura 32. Verificou-se a umidade do solo antes e após o ensaio através da média da pesagem de três cápsulas com o material.

Figura 32 – Montagem do ensaio cisalhamento direto.



Fonte: Cândido (2016).

Para o ensaio de Cisalhamento Direto, utilizou-se uma prensa semiautomática. A carga axial é aplicada na amostra através das hastes onde são inseridas as cargas de forma manual. O

equipamento possui também 2 LVDT's, um vertical e um horizontal para medir os deslocamentos. O ensaio foi realizado na condição inundada, ou seja, a água foi colocada dentro do recipiente com a caixa rígida. Após essa etapa de inundação, inicia-se a consolidação inserindo a carga vertical prevista. Ou seja, é aplicada uma tensão vertical até o deslocamento vertical ser finalizado durante um longo período de tempo. Na última etapa que é o cisalhamento, liga-se a prensa para que forças horizontais sejam aplicadas em uma das semicaixas provocando seu deslocamento em relação à outra metade, ocorrendo assim o cisalhamento do solo, com uma deformação controlada a uma taxa de 0,015mm/min. A taxa a ser aplicada depende das características de consolidação dos solos. Assim, o tempo total estimado decorrido até a falha em minutos deve ser igual ao tempo necessário para a amostra atingir 50% de consolidação sob a tensão normal especificada.

Foram moldados três corpos de prova, sendo o CP 01 ensaiado sob uma tensão vertical de 125 kPa, CP 02 de 250 kPa e o CP 03 de 500 kPa. Os índices de vazios de cada um são relatados na tabela 5, variando de acordo com o peso específico seco do material.

Tabela 5 – Índice de vazios dos corpos de prova – Cisalhamento Direto.

Corpos de prova	Tensão de confinamento	Índice de Vazios
1	125 kPa	0,72
2	250 kPa	0,72
3	500 kPa	0,71

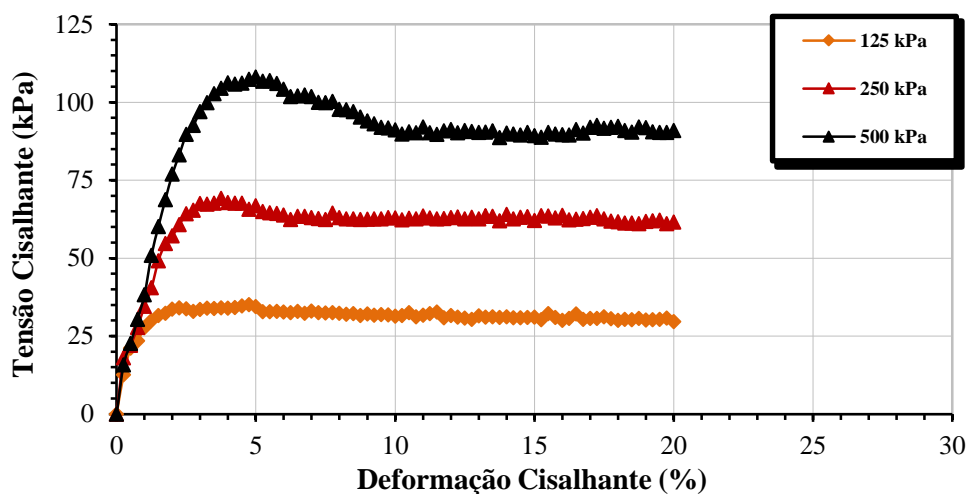
Fonte: Do autor (2022).

2.2 Resultados e discussões

2.2.1 Ensaio DSS

Após a etapa de percolação de água pela amostra iniciou-se a consolidação do corpo de prova com a válvula aberta, permitindo a saída de água sob pressão. As tensões verticais efetivas aplicadas foram de 125 kPa, 250 kPa e 500 kPa. Essa etapa finalizou somente quando o deslocamento vertical se estabilizou após um longo período de tempo. Fechando-se a válvula de saída de água, iniciou-se a etapa de cisalhamento. A altura é fixada através do software e o volume da amostra é mantido constante, permitindo assim, a leitura da variação da tensão vertical. As curvas de tensão cisalhante *versus* deformação cisalhante para todos os corpos de prova ensaiados são mostrados na figura 33.

Figura 33 – Curvas tensão-deformação – ensaio DSS.

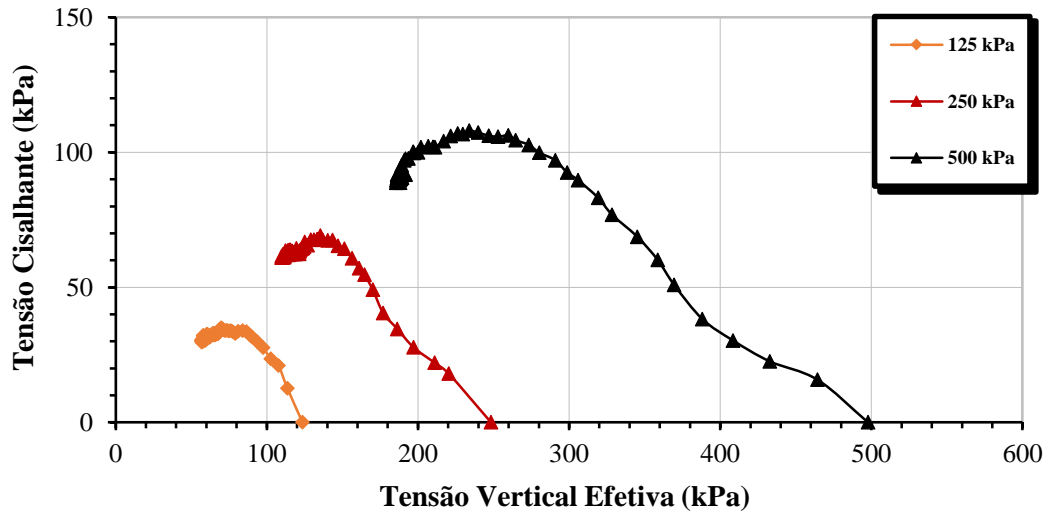


Fonte: Do autor (2022).

O cisalhamento atingiu uma deformação cisalhante máxima de 20%, de acordo com a norma D6528 (ASTM, 2017). Analisando as curvas obtidas na figura 33, para cada tensão vertical efetiva, a tensão de 125 kPa apresenta um comportamento típico de solo granular fofo, representando uma ruptura plástica, onde o esforço máximo é mantido constante com a deformação. A tensão cisalhante cresce até um patamar próximo a 30 kPa onde permanece constante até o final do ensaio. As curvas de 250 kPa e 500 kPa apresentam um pico e depois uma perda de resistência com a deformação, comportamento típico de solos densos. Para a tensão de 250 kPa, a tensão cisalhante cresce até o patamar de 70 kPa caindo para cerca de 61 kPa até uma deformação de 20%. E para tensão de 500 kPa, a tensão cisalhante cresce até o patamar de 108 kPa caindo para cerca de 90 kPa até a deformação de 20%.

A trajetória de tensões efetivas é representada na figura 34. Ela representa o desenvolvimento das poro-pressões em função do carregamento. Houve uma redução significativa das tensões verticais efetivas para manter o volume constante da amostra. Para o corpo de prova 1, a tensão vertical efetiva inicia em 125 kPa e atinge 56 kPa no final do ensaio. Já a tensão de cisalhamento atinge um pico de 35 kPa e reduz para 29 kPa. O corpo de prova 2, inicia com uma tensão vertical efetiva igual a 250 kPa e reduz para 109 kPa. Ele atinge uma tensão de cisalhamento de 69 kPa e chega à 61 kPa no final do ensaio. Por fim, o corpo de prova 3 inicia com uma tensão vertical efetiva igual a 500 kPa e reduz para 187 kPa. A tensão de cisalhamento atinge um pico de 108 kPa e chega à 90 kPa no final do ensaio.

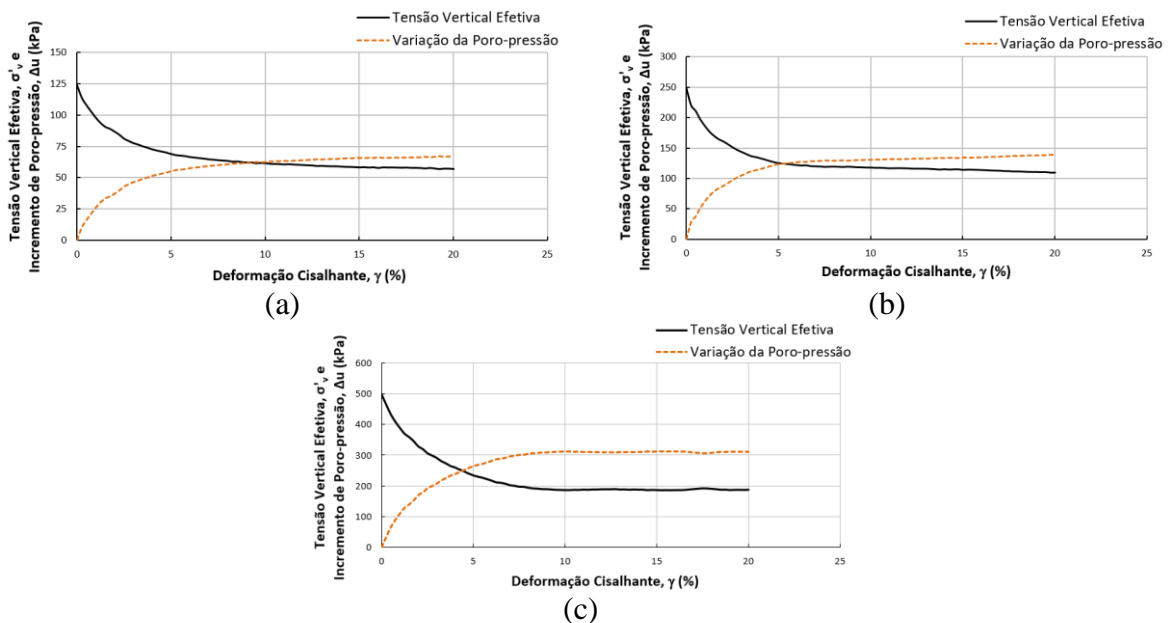
Figura 34 – Trajetória de tensões – ensaio DSS.



Fonte: Do autor (2022).

A figura 35 indica a variação da tensão vertical efetiva e da poro-pressão pela deformação cisalhante para as tensões de adensamento de 125kPa, 250kPa e 500 kPa. Para manter o volume constante da amostra, no corpo de prova 1 a poro-pressão aumenta para 70 kPa e a tensão vertical reduz de 125kPa para 55kPa. Isso também ocorre no corpo de prova 2, a poro-pressão aumenta para 140 kPa e a tensão vertical reduz de 250kPa para 110kPa. Por fim, no corpo de prova 3, a poro-pressão aumenta para 305 kPa e a tensão vertical reduz de 500kPa para 190kPa.

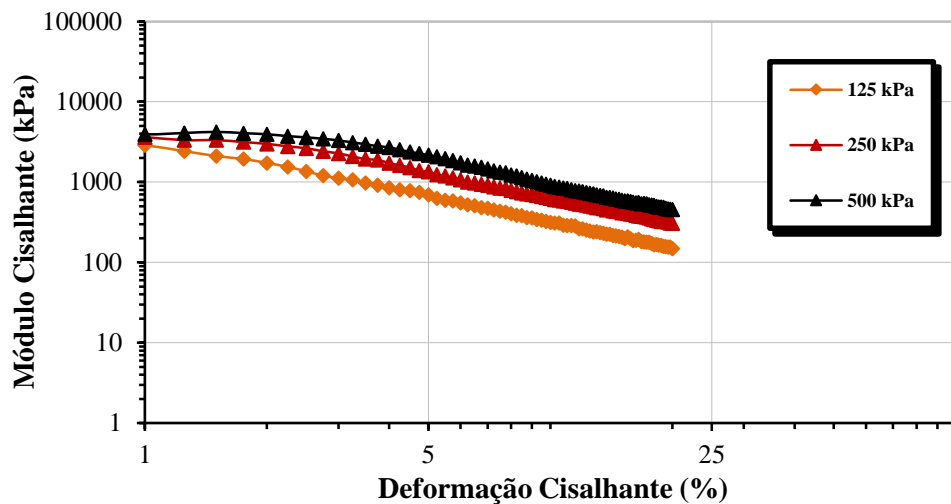
Figura 35 – Poro-pressão para tensões verticais de (a) 125 kPa, (b) 250 kPa, (c) 500 kPa – ensaio DSS.



Fonte: Do autor (2022).

As curvas dos módulos cisalhantes pela deformação são mostradas na figura 36. Conforme esperado, observa-se que o maior módulo se dá para a tensão de 500, 250, 125 kPa, respectivamente. Para todas as tensões verticais iniciais estudadas, o material perde a rigidez com o aumento do nível de deformação. A curva da tensão de 125 kPa, inicia com aproximadamente 7500 kPa e reduz para 148kPa. A curva da tensão de 250 kPa, inicia com aproximadamente 7300 kPa e reduz para 308 kPa. Por fim, a curva da tensão de 500kPa, inicia com aproximadamente 9177 kPa e reduz para 454 kPa.

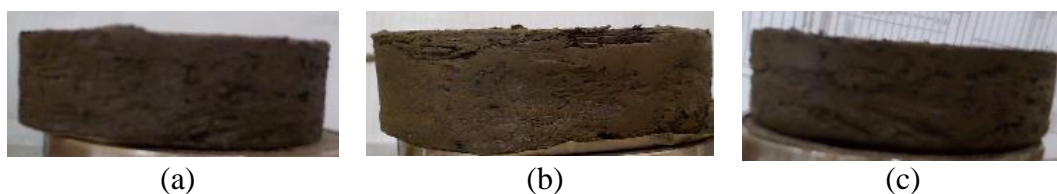
Figura 36 – Curvas módulo-deformação - ensaio DSS.



Fonte: Do autor (2022).

A figura 37 mostra o corpo de prova após o cisalhamento por deformação controlada.

Figura 37 – Corpo de prova após o ensaio para as tensões verticais de (a) 125 kPa, (b) 250 kPa, (c) 500 kPa – ensaio DSS.



Fonte: Do autor (2022).

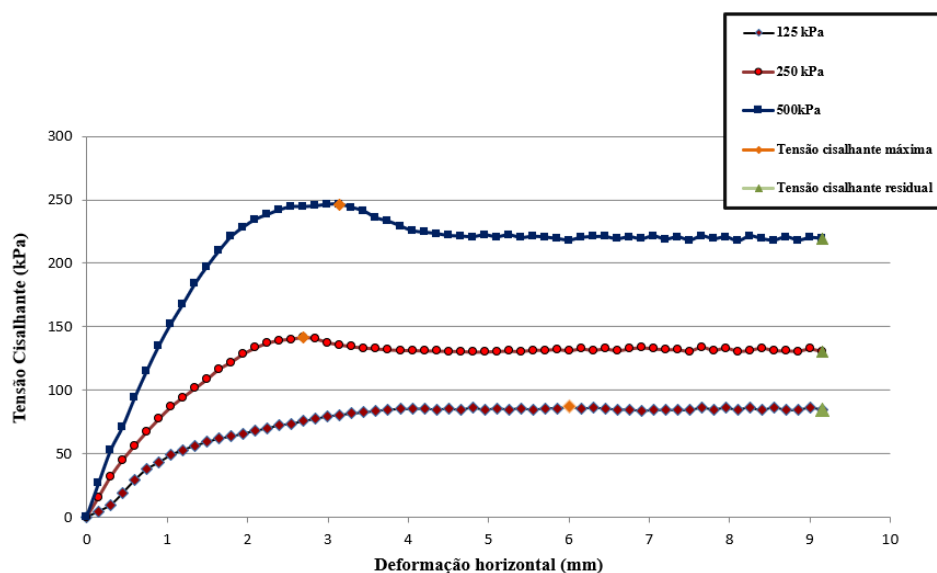
2.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

Para a realização deste ensaio, as tensões verticais efetivas aplicadas foram de 125 kPa, 250 kPa e 500 kPa. Após a inundação do corpo de prova iniciou-se a consolidação. Essa etapa finalizou somente quando o deslocamento vertical permaneceu constante por um longo período

de tempo. Por fim, a última etapa que é o cisalhamento se deu a uma taxa de deformação constante. As curvas de Tensão Cisalhante *versus* deslocamento horizontal para todos os corpos de prova ensaiados são mostradas na figura 38.

O material apresentou comportamento semelhante para as tensões de 250kPa e 500kPa. A curva da tensão vertical de 125kPa apresentou um aumento da tensão cisalhante até atingir a tensão máxima de 86kPa e depois reduz até a tensão residual de 84kPa. A curva da tensão de vertical de 250kPa apresenta um pico com uma tensão máxima de 142kPa e depois reduz para uma tensão residual de 130kPa. E por fim, a curva da tensão de vertical de 500kPa também apresenta um pico com uma tensão máxima de 246kPa e depois reduz para uma tensão residual de 219kPa

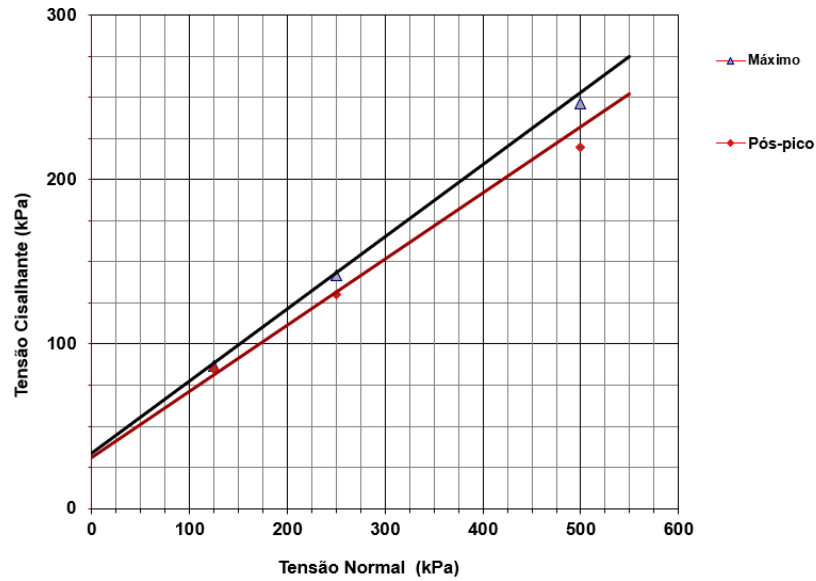
Figura 38 – Curva tensão cisalhante *versus* deslocamento - Ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Do autor (2022).

Tensões cisalhantes provocam variações de volume em solos fofos e compactos. Em solos compactados, ocorre um aumento de volume, e em solos fofos, o volume é reduzido. No caso para a tensão vertical de 125 kPa, o corpo de prova apresenta uma redução de volume e nas demais tensões, um aumento de volume. Por fim, os pontos de tensão cisalhante máxima em função da tensão normal aplicada foram ajustados pelo critério de Coulomb. Os valores de tensão cisalhante máximo e pós pico estão representados na figura 39 e a partir dos mesmos são traçadas as envoltórias de resistência.

Figura 39 – Envoltória de resistência - Ensaio cisalhamento direto.



Fonte: Do autor (2022).

Assim, obteve-se os valores de coesão e ângulo de atrito máximos e pós pico, representados na tabela 6.

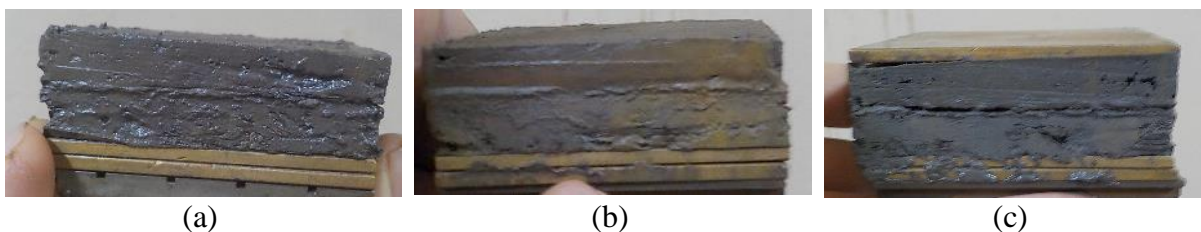
Tabela 6 – Parâmetros de resistência - Cisalhamento direto.

	Coesão (kPa)	ϕ (°)
Valores máximos	34	24
Valores pós-pico	31	22

Fonte: Autor (2022).

A figura 40 mostra os corpos de prova após a ruptura, com um plano de ruptura definido.

Figura 40 – Corpo de prova após ruptura – (a) 125 kPa, (b) 250 kPa, (c) 500 kPa.



Fonte: Do autor (2022).

2.2.3 Discussão de resultados

Para a análise do comportamento do solo estudado, foram analisados juntamente os ensaios realizados a diferentes tensões verticais efetivas iniciais, sendo elas 125 kPa, 250 kPa e 500 kPa. De acordo com a figura 38, a tensão de 125 kPa indica um comportamento típico de solos fofos. A tensão de 250 kPa apresenta um pico pouco pronunciado que se mantém até 2,7 mm e após esse pico, a resistência desce a um patamar, onde se mantém constante. A tensão de 500 kPa também apresenta um pico até 3mm e depois a resistência desce a um patamar onde se mantém constante até uma deformação horizontal de 9mm. As tensões de 250 e 500kPa apresentaram comportamento típico de areias medianamente compactas.

A tabela 7 mostra os resultados obtidos neste trabalho com os ensaios DSS e cisalhamento direto, em que o índice de vazios inicial no DSS foi menor do que no cisalhamento direto. Através dos resultados apresentados, pode-se verificar que o ângulo de atrito efetivo do ensaio DSS também foi menor em relação aos obtidos no ensaio de cisalhamento direto, assim como a coesão.

Tabela 7 – Resultados dos ensaios DSS e Cisalhamento Direto.

Ensaio	e	Coesão (kPa)	ϕ (°)
Direct Simple Shear	0,82	8	23
Cisalhamento Direto – Valores máximos	0,72	34	24
Cisalhamento Direto – Valores pós-pico	0,72	31	22

Fonte: Do autor (2022).

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado em sentido paralelo à anisotropia e na condição inundada. Perazzolo (2008) e Marcon (2005) mostraram que o DSS tende a apresentar um ângulo de atrito interno menor do que o encontrado na envoltória de resistência ao cisalhamento resultante dos ensaios de Cisalhamento direto. Marcon (2005) obteve um ângulo de atrito de 32° no cisalhamento direto para areia inundada e Perazzolo (2008) obteve 25° no ensaio DSS, ambos estudos de amostras com mesmas características. Além disso, o material na condição inundada apresentou menor ângulo de atrito e coesão se comparado com a condição seca. Assim, há uma coerência entre os resultados obtidos.

Essa diferença entre os resultados pode ser explicada pelo fato de que os ensaios não impõem as mesmas trajetórias de tensões ao solo. O ensaio de cisalhamento direto não possui controle de drenagem e o plano de ruptura é pré-definido. Além disso, ele não possui uma deformação uniforme que segundo Hanzawa et al. (2007), as concentrações de tensões ocorrem nas bordas frontal e posterior dos blocos inferior e superior, respectivamente, dando origem à

ruptura progressiva ao longo do plano de cisalhamento, de modo que a resistência total ao cisalhamento do corpo de prova não é mobilizada simultaneamente.

O efeito do tempo de consolidação foi estudado por Berre et al. (1985), cujo estudo relata que os ensaios de cisalhamento direto com a consolidação mais curta estão exibindo resistências mais altas do que o teste de cisalhamento simples direto. Neste trabalho, o tempo de consolidação do ensaio de cisalhamento direto foi de 24 minutos e do DSS foi de 40 minutos. Logo, o ensaio de cisalhamento direto tende a apresentar resistência mais alta que o DSS.

Embora o ensaio de cisalhamento direto geralmente dê maior rigidez e resistência do que o DSS, essas diferenças podem ser explicadas principalmente pelos diferentes mecanismos de cisalhamento. A perturbação da amostra devido ao transporte e manuseio também podem ser as razões para algumas das diferenças. Os ensaios de cisalhamento direto superestimaram a rigidez e, na maioria dos casos, a resistência máxima em até 7,5%, quando comparado ao DSS. A distribuição de tensão no ensaio DSS torna-se altamente não uniforme à medida que as condições de pico são aproximadas (HANZAWA et al., 2007).

3 CONCLUSÃO

Este trabalho analisou as características geomecânicas de um solo natural da fundação de uma estrutura de armazenamento de rejeito (tanque), classificado como saprólito de filito a partir da realização de ensaios Direct Simple Shear (DSS) e Cisalhamento Direto. Para caracterização física do material, foram realizados ensaios de granulometria conjunta, limites de consistência, compactação e massa específica dos grãos seguindo os procedimentos descritos na normatização brasileira.

Houve uma pequena variação dos parâmetros de resistência obtidos, podendo ser explicado pelo fato de que os ensaios não impõem as mesmas trajetórias de tensões ao solo. O ensaio de cisalhamento direto possui diversas desvantagens com relação ao DSS.

Os valores dos ângulos de atrito de ambos ensaios se apresentaram compatíveis com os da literatura. Na opinião da autora e com base nas deficiências citadas anteriormente, o ensaio DSS pode resultar em parâmetros de resistência dos solos mais próximos da realidade, simulando melhor as condições do campo. O mecanismo de ruptura do DSS se dá por distorções angulares superando as limitações do Cisalhamento direto.

O ensaio de cisalhamento direto sempre foi requerido por muitos engenheiros devido à sua simplicidade. No entanto, há um crescimento na demanda do ensaio DSS, principalmente na área de mineração, pois os resultados se apresentam mais próximos daqueles deduzidos da

análise de algumas falhas de campo. E com ele também é possível analisar a suscetibilidade à liquefação do solo, pois apresenta as trajetórias de tensões do solo.

REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions** – Terminologia: ASTM 3080 – 04, 2004.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Fine Grain Soils** – Terminologia: ASTM D6528 – 17, 2017.

BERRE, T.; LACASSE, F.; LEFEBVRE G. (1985). **Block sampling of sensitive clays**. Proceedings of the eleventh international conference on soil mechanics and foundation engineering. San Francisco. Vol.14, pp 327-334.

CÂNDIDO, E.S. (2016). **Análise inversa do ensaio pressiométrico utilizando o modelo hiperbólico**. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil. 202 p.

CORTE, M.B. (2016). **Desenvolvimento de Equipamento para Ensaios Simple Shear**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil. 177 p.

HANZAWA, H.; NUTT, N.; LUNNE, T.; TANG, Y.; LONG, M. (2007). **A Comparative Study between the NGI Direct Simple Shear Apparatus and the Mikasa Direct Shear Apparatus**. Japanese Geotechnical Society, Soils and Foundations, Vol. 47, No 1, pp 47-58.

MARCON, L.P. (2005). **Estudo comparativo do comportamento mecânico de duas areias de Osório**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil. 155 p.

PERAZZOLO, L. (2008). **Desenvolvimento de Equipamento para Ensaio Simple Shear. Tese de Doutorado.** Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil. 302 p.