



**UNIVERSIDADE FEDERAL DA FRONTEIRA SUL  
CAMPUS ERECHIM  
CURSO DE ENGENHARIA AMBIENTAL E SANITÁRIA**

**FRANCIEL BIAVATI**

**DETERMINAÇÃO E ANÁLISE DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO  
CISALHAMENTO DE UM SOLO RESIDUAL DE BASALTO DO CAMPUS  
ERECHIM – RS EM CONDIÇÕES NATURAIS E INUNDADAS.**

**ERECHIM**

**2017**

**FRANCIEL BIAVATI**

**DETERMINAÇÃO E ANÁLISE DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO  
CISALHAMENTO DE UM SOLO RESIDUAL DE BASALTO DO CAMPUS  
ERECHIM – RS EM CONDIÇÕES NATURAIS E INUNDADAS.**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado na  
Universidade Federal da Fronteira Sul – UFFS  
para obtenção do título de Bacharel em  
Engenharia Ambiental e Sanitária, defendido em  
banca examinadora em 29/11/2017.

Orientador: Prof. M.Sc. Pedro Eugênio Gomes  
Boehl.

**ERECHIM**

**2017**

**FRANCIEL BIAVATI**

**DETERMINAÇÃO E ANÁLISE DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO  
CISALHAMENTO DE UM SOLO RESIDUAL DE BASALTO DO CAMPUS  
ERECHIM – RS EM CONDIÇÕES NATURAIS E INUNDADAS.**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado na Universidade Federal da Fronteira Sul – UFFS para obtenção do título de bacharel em Engenharia Ambiental e Sanitária, defendido em banca examinadora em 29/11/2017.

Aprovado em: \_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_

**BANCA EXAMINADORA**

---

Prof. M.Sc. Pedro Eugênio Gomes Boehl - UFFS

---

Prof<sup>a</sup>. Dr. Marília Teresinha Hartmann - UFFS

---

Prof<sup>o</sup>. Dr. Mauro Leandro Menegotto - UFFS

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus por ter possibilitado minha chegada até esta etapa. Aos meus pais e meus irmãos que me ajudaram, incentivaram e sempre desejaram minha vitória.

Agradeço imensamente ao Prof. M. Sc. Pedro Eugênio Boehl, meu orientador não somente de TCC, mas também de estágio e de outros projetos realizados no decorrer do curso, agradeço pela paciência, incentivo, amizade e parceria nas orientações que tornaram possível o desenvolvimento e conclusão deste trabalho.

A professora Marilia Teresinha Hartmann, que sempre esteve disponível para auxiliar no desenvolvimento do trabalho.

Agradeço a todos os colegas, amigos e professores da UFFS que de alguma forma colaboraram para realização do trabalho.

## RESUMO

Este trabalho apresenta resultados da análise de caracterização, e dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo residual basáltico do Alto Uruguai, naturalmente estruturado. Para tal, foram extraídas amostras indeformadas e deformadas, de uma área proveniente de um corte recente no campus da Universidade Federal da Fronteira Sul (Erechim - RS). Em síntese, nas condições in situ obtiveram-se os seguintes valores médios: teor de umidade natural – 43%; índice de vazios – 1,72; porosidade – 63%; grau de saturação – 71,95%; peso específico natural – 15,15 kN/m<sup>3</sup>; Densidade – 2,89; peso específico real dos grãos – 28,9 KN/m<sup>3</sup>. Para os Limites de Atterberg: LL – 71%; LP – 56%; IP – 15%; inativa (IA – 0,19), dura (IC – 1,87). Na classificação unificada (SUCS), o solo é MH - solo silto de alta compressibilidade e média plasticidade. A análise granulométrica revela: argila – 79,02%; silte – 11,17%; areia fina – 8,95%; areia média – 0,51%; areia grossa – 0,26% e pedregulho fino – 0,09%, argila silto. Para a classificação rodoviária o solo é enquadrado como sendo A - 7- 5, solo argiloso. Durante o cisalhamento, observa-se que nas condições naturais o solo passa de um estado dúctil para um estado de resistência de pico, tal fato não ocorreu para a condição inundada. Para ambas as condições, observou-se haver um trecho em comum, com um valor máximo, onde há sobreposição das curvas tensões versus deformações. Nota-se que para a condição natural existe um ponto de deformação, em comum onde às curvas de tensões cisalhantes se tornam constantes, o que não foi identificado para o inundado. Durante o cisalhamento ocorrem contrações. Ainda verifica-se que nas condições naturais ocorrem reduções do teor de umidade, devido à expulsão da água dos vazios. Entretanto, ocorre um decréscimo desta redução com o aumento da tensão normal de consolidação, uma tentativa para explicar esse fato, seria que com o aumento da tensão de consolidação, houve o aprisionamento da água intersticial nos vazios, ao contrário de haver expulsão. Todavia, nas condições inundadas ocorreu um acréscimo do teor de umidade durante a ruptura, este fenômeno ocorrido, parece estar dentro do previsto, pois com menores tensões ocorre elevação do teor de umidade, ocasionado pelo menor confinamento. Porém, este acréscimo diminui com a elevação das tensões normais de consolidação. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento foram determinados através do ensaio de cisalhamento direto, a partir de corpos de prova extraídos de uma amostra de solo indeformada, em condição de umidade natural e inundada. Em relação ao ensaio de cisalhamento direto, os valores dos parâmetros obtidos foram de 29,5 KPa para a coesão e 22,15° para o ângulo de atrito, na condição natural e para a condição inundada, obteve-se os valores de 17,5 KPa para a coesão e 18,26° para o ângulo de atrito interno. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento, nas condições naturais, possuem valores mais elevados que nas condições inundadas. Acredita-se que essa diferenciação no valor da resistência, ocorreu devido à redução da coesão aparente durante a inundação. Os ensaios propostos para a pesquisa foram realizados de forma satisfatória em laboratório.

**PALAVRAS – CHAVE:** Cisalhamento Direto, Intercepto Coesivo, Ângulo de atrito interno.

## ABSTRACT

This work presents results of the characterization analysis and the shear strength parameters of a naturally structured basaltic soil from the Alto Uruguai. For that, undisturbed and deformed samples were obtained from an area from a recent section on the campus of the Federal University of Southern Frontier (Erechim - RS). In summary, in the in situ conditions the following average values were obtained: natural moisture content - 43%; voids index - 1.72; porosity - 63%; degree of saturation - 71.95%; apparent specific natural weight - 15.15 kN / m<sup>3</sup>; density - 2.89; specific mass of the soil grains - 28.9 KN / m<sup>3</sup>. For the Atterberg Limits: LL - 71%; LP-56%; IP-15%; inactive (IA - 0.19), hard (CI - 1.87). In the unified classification (SUCS), the soil is MH - silt soil of high compressibility and medium plasticity. The granulometric analysis reveals: clay - 79.02%; silte - 11.17%; fine sand - 8.95%; average sand - 0.51%; coarse sand - 0.26% and fine gravel - 0.09%, silty clay. For the road classification the soil is framed as A - 7 - 5, clay soil. During the shear, it is observed that under natural conditions the soil changes from a ductile state to a state of peak resistance, this fact did not occur for the flooded condition. For both conditions, there was a common section, with a maximum value, where there is overlap of the stress versus strain curves. Note that for the natural condition there is a point of deformation, in common where the curves of shear stresses become constant, which was not identified for the flooded. During shear test, contractions occur. It is still verified that in the natural conditions reductions of the moisture content, due to the expulsion of the water from the voids. However, a decrease of this reduction occurs with the increase of the normal tension of consolidation, an attempt to explain this fact, would be that with the increase of the consolidation tension, there was the imprisonment of interstitial water in the voids, in contrast to expulsion. However, in the flooded conditions there was an increase in the moisture content during the rupture, this phenomenon occurred, seems to be within the predicted, because with lower tensions occurs increase of moisture content, caused by the smaller confinement. However, this increase decreases with the increase of the normal consolidation stresses. The shear strength parameters were determined through the direct shear test, from specimens extracted from an undisturbed soil sample in a natural and flooded moisture condition. In relation to the direct shear test, the values of the obtained parameters were of 29.5 KPa for the cohesion and 22.15 ° for the angle of friction, in the natural condition and for the flooded condition, the values of 17.5 KPa for cohesion and 18.26 ° for the internal friction angle. The shear strength parameters, under natural conditions, have higher values than under flooded conditions. It is believed that this differentiation in the value of the resistance occurred due to the reduction of the apparent cohesion during the flood. The tests proposed for the research were performed satisfactorily in the laboratory.

**KEYWORDS:** Direct Shear, Cohesive Intercept, Internal Friction Angle.

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> - Estabilidade de encostas naturais.....	17
<b>Figura 2</b> - Estabilidade de barragens de solo.....	17
<b>Figura 3</b> - Estabilidade de Fundações.....	18
<b>Figura 4</b> - Relação do Ângulo de Atrito com as Forças Normal, Tangencial e Resultante.....	21
<b>Figura 5</b> - Representação esquemática do ensaio de cisalhamento direto.....	26
<b>Figura 6</b> - Reta de ruptura para um solo não coesivo.....	27
<b>Figura 7</b> - Reta de ruptura de um solo que apresenta coesão e ângulo de atrito.....	27
<b>Figura 8</b> - Reta de ruptura para um solo que apresenta somente coesão.....	28
<b>Figura 9</b> - Esquemática das retas de Coulomb para solos.....	28
<b>Figura 10</b> - Localização do município de Erechim no Estado do Rio Grande do Sul.....	31
<b>Figura 11</b> - Mapa Geomorfológico do Estado do Rio Grande do Sul.....	32
<b>Figura 12</b> - Localização do ponto de coleta, no campus, para realização dos ensaios.....	33
<b>Figura 13</b> - Local da retirada da amostra indeformada e visualização do entorno do ponto de coleta.....	34
<b>Figura 14</b> - Visualização superior do processo de retirada da amostra indeformada.....	35
<b>Figura 15</b> - Visualização lateral do processo de retirada da amostra indeformada.....	36
<b>Figura 16</b> - Amostras indeformadas envoltas por sacos plásticos e acomodadas sobre serragem em caixa de isopor.....	37
<b>Figura 17</b> - Molde metálico preenchido com solo logo após ser retirado da amostra indeformada.....	38
<b>Figura 18</b> - Corpo de prova, sem excesso de solo, preenchendo apenas a seção do molde.....	38
<b>Figura 19</b> - Caixa bipartida juntamente com a sequência dos componentes internos.....	39

<b>Figura 20</b> - Sequência de montagem dos componentes internos da caixa cisalhamento necessários antes da transferência do corpo de prova.....	40
<b>Figura 21</b> - Etapa de transferência do corpo de prova para a caixa de cisalhamento.....	41
<b>Figura 22</b> - Local em que a caixa de cisalhamento é inserida no equipamento.....	42
<b>Figura 23</b> - Caixa de cisalhamento inserida no equipamento e leitores ajustados para início do ensaio.....	42
<b>Figura 24</b> - Aparelho de Casagrande.....	45
<b>Figura 25</b> - Gráfico para obtenção do valor do Limite de Liquidez do solo.....	49
<b>Figura 26</b> - Representação gráfica em escala logarítmica da porcentagem passante em função do diâmetro das partículas.....	53
<b>Figura 27</b> - Resultado do ensaio de cisalhamento direto para o solo em condição de umidade natural.....	54
<b>Figura 28</b> - Resultado da deformação vertical do ensaio de cisalhamento para o solo em condição de umidade natural.....	55
<b>Figura 29</b> - Resultado do ensaio de cisalhamento direto para o solo em condição inundada.....	56
<b>Figura 30</b> - Resultado da deformação vertical do ensaio de cisalhamento para o solo em condição inundada.....	56
<b>Figura 31</b> - Envoltórias de resistência para o solo em condição natural e inundada.....	60



## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 1</b> – Síntese de trabalhos análogos.....	29
<b>Tabela 2a</b> – Síntese de trabalhos análogos para Granulometria, Densidade e Índice de Vazios.....	30
<b>Tabela 2b</b> – Síntese de trabalhos análogos para Teor de umidade natural, Peso específico seco e Grau de saturação.....	30
<b>Tabela 3</b> – Resultados médios calculados dos índices físicos do solo do estudo.....	48
<b>Tabela 4</b> – Valores de LL e LP obtidos para a amostra, valor do Índice de Plasticidade (IP) e Índice de Atividade (IA).....	50
<b>Tabela 5</b> – Valores dos pesos, referentes aos picnômetros, em várias etapas do ensaio, valores com a tampa perfurada e sem a tampa perfurada, juntamente com o resultado da densidade.....	52
<b>Tabela 6</b> – Frações granulométricas, porcentagem passante versus diâmetros das partículas.....	53
<b>Tabela 7</b> – Teor de umidade, antes e após a ruptura, e valores de tensão normal e de cisalhamento para o solo do estudo em condição natural.....	58
<b>Tabela 8</b> – Teor de umidade, antes e após a ruptura, e valores de tensão normal e de cisalhamento para o solo do estudo em condição inundada.....	59
<b>Tabela 9</b> – Valores do ângulo de atrito interno e da coesão do solo na condição natural e inundada, valor do $R^2$ e equações das retas.....	61

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma Brasileira

LL – Limite de Liquidez

LP – Limite de Plasticidade

IP – Índice de Plasticidade

IA – Índice de Atividade

IC – Índice de Consistência

SUCS – Sistema Unificado de Classificação dos Solos

HRB – Sistema Rodoviário de Classificação dos Solos

MH – (silte com alta compressibilidade)

C – Argila

M – Silte

S – Areia

G - Pedregulho

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\omega$  – teor de umidade

$\omega_{nat}$  – teor de umidade natural

$e$  - Índice de vazios

$n$  - Porosidade

$S_r$  - Grau de saturação

$A_r$  – Grau de Aeração

$\gamma_n$  - Peso específico aparente natural

$\gamma_d$  – Peso específico seco

$\gamma_g$  - Peso específico real dos grãos

$\gamma_w$  - Peso específico da água

$\gamma_{sat}$  - Peso específico do solo saturado

$\delta$  - Densidade

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>12</b>
<b>2. OBJETIVOS.....</b>	<b>15</b>
2.1. Objetivo Geral.....	15
2.2. Objetivo Específico.....	15
<b>3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>16</b>
3.1. Resistência ao Cisalhamento.....	16
3.2. Coesão.....	20
3.3. Ângulo de Atrito.....	21
3.4. Características dos solos granulares e coesivos.....	22
<b>3.4.1. Solos Coesivos.....</b>	<b>22</b>
<b>3.4.1.1. Argilas.....</b>	<b>22</b>
<b>3.4.2. Solos Granulares.....</b>	<b>23</b>
<b>3.4.2.1 Areias.....</b>	<b>23</b>
3.5. Solos residuais.....	24
3.6. Ensaio de cisalhamento direto.....	25
<b>4. MATERIAIS E MÉTODOS.....</b>	<b>31</b>
4.1. Caracterização do local de estudo.....	31
4.2. Processos para retirada da amostra indeformada.....	34
4.3. Processos para retirada do corpo de prova da amostra indeformada.....	37
4.4. Caracterização física do solo.....	43
<b>4.4.1. Limite de Liquidez - NBR – 6459/1984.....</b>	<b>44</b>
<b>4.4.2. Limite de Plasticidade (LP) - NBR – 7180/1984.....</b>	<b>45</b>
<b>4.4.3. Densidade Real dos Grãos (DRG) – DNER – ME 093/94.....</b>	<b>46</b>
<b>4.4.4. Análise Granulométrica (AG) – NBR 7181/1984.....</b>	<b>47</b>
<b>5. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>48</b>
5.1. Índices Físicos.....	48
5.2. Limites de Atterberg.....	49
5.3. Densidade.....	51
5.4. Análise Granulométrica.....	52
5.5. Cisalhamento Direto.....	54
<b>6. CONCLUSÕES.....</b>	<b>62</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>65</b>

<b>Anexos.....</b>	<b>69</b>
--------------------	-----------

## 1. INTRODUÇÃO

De acordo com a definição da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 6502 (1995) o solo é um material que se origina da desintegração e decomposição das rochas através da ação contínua do intemperismo que pode ser por agentes físicos e/ou químicos, podendo ou não possuir matéria orgânica. Os sedimentos gerados pelas intempéries podem ser carreados por agentes atmosféricos e depositados em regiões afastadas em relação às de sua origem, assim os sedimentos são passivos de sofrer alterações em sua composição, e dar origem a diversos solos (VARGAS, 1977).

Boehl (2011) acrescenta que os solos são os resíduos das rochas, devido à ação do intemperismo. Quando estes resíduos, não sofrem ação de algum agente de transporte, permanecendo no entorno da rocha matriz, acabam por formar mantos de solos residuais. Por outro lado, quando sofrem a ação dos agentes de transporte se depositam em bacias sedimentares.

O solo é constituído por um sistema trifásico subdivido em: partículas sólidas; fluído constituído por água e ar (BOEHL, 2011). O problema geotécnico dos solos resume-se no controle das seguintes variáveis mecânicas: Resistência ao cisalhamento; compressibilidade e Hidráulica. A natureza das partículas e a permeabilidade dos solos governam o comportamento da água de seus vazios. Sempre que se estabeleça, um fluxo de água ou de ar, o estado inicial do solo se modifica (CRUZ, 1996).

Ainda segundo a NBR 6502 (1995) os solos adquirem conceitos e significados diferentes conforme sua finalidade, na engenharia civil o solo pode ser descrito como um material que além de não oferecer grande resistência a escavações mecânicas e ao contato prolongado com a água, servem de suporte em obras de engenharia, podem ser arrimados, escavados e perfurados, e de acordo com suas características e comportamentos resistem a esforços e deformações.

Conforme descrito acima o solo possui várias finalidades no campo da engenharia, seja como material de construção em barragens de terra, aterros sanitários, estradas ou como suporte das cargas geradas por edificações e demais obras de engenharia e para que se faça seu correto uso, têm-se a necessidade de estudar e conhecer suas características e parâmetros para assim, alcançar um

projeto que proporcione economia, confiabilidade e principalmente segurança (DIEMER, 2008; SACHETTI, 2014).

O mesmo se aplica para prever certos problemas relativos somente aos solos e dessa forma eliminar a falsa concepção de que a causa de certos acidentes sejam atribuídos a problemas na estrutura do empreendimento. Pois é o solo que irá receber todos os esforços transmitidos pela obra sendo imprescindível que o solo absorva todos eles e assim, desempenhe um papel importante e satisfatório durante a vida útil da infraestrutura (MARANGON, 2013).

Estudar o solo se torna importante até mesmo para obter o comportamento de solos, que não serão base ou suporte para obras, mas que se encontram em áreas que apresentam potencial de causar sérios acidentes, desse modo medidas podem ser adotadas para se evitar ou minimizar a origem de riscos e prejuízos ao bem estar da sociedade (TOMINAGA; SANTORO; AMARAL, 2009).

Caputo (1988) relata alguns acidentes em grandes obras que ocorreram no fim do século XIX pela insuficiência de conhecimentos em relação às propriedades dos solos usados ou que se localizavam nos entornos das obras. Caputo (1988) menciona entre os acidentes, os inúmeros escorregamentos de taludes de terra que ocorreram na construção do Canal do Panamá, rupturas de barragens de terra e recalques em edifícios nos EUA e deslizamentos de taludes de ferrovias na Suécia.

Na Alemanha, Krey realizou importantes estudos, estes necessários devido aos sucessivos acidentes com muros de cais e escorregamentos de solo, dentre estes estudos destaca-se os de resistência ao cisalhamento (CAPUTO, 1988).

Percebe-se que na cidade de Erechim existe apenas um estudo disponível, referente aos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo do local, o estudo desenvolvido por Matté (2017), que abordou somente a condição inundada. Dessa forma, os resultados obtidos nessa pesquisa devem gerar e acrescentar parâmetros, de resistência ao cisalhamento, importantes para a região Norte do Estado do Rio Grande do Sul, referente ao solo residual basáltico que carece em análises e pesquisas.

O local de pesquisa, geologicamente, está localizado na formação da cordilheira da Serra Geral, na Bacia do Paraná, onde há ocorrência de derrames eruptivos do período Fanerozóico, era Mesozóica e período juro-cretáceo, datados entre 65 - 203 milhões de anos atrás, os derrames vulcânicos formaram uma série de sobreposições de camadas de basaltos, andesitos, dacitos (DNPM, 1989).





## 2. OBJETIVOS

### 2.1. OBJETIVO GERAL

Obter e correlacionar os parâmetros de resistência ao cisalhamento sob condições naturais e inundadas para avaliar mudanças no ângulo de atrito interno e no intercepto coesivo, utilizando para tal o ensaio de cisalhamento direto.

### 2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a) Caracterizar o solo geotecnicamente.
- b) Realizar o ensaio de cisalhamento direto com resultados satisfatórios em condições naturais e inundadas.
- c) Conhecer as propriedades de resistência do solo.
- d) Avaliar as mudanças no comportamento do solo em condições naturais e inundadas.
- e) Verificar mudanças significativas no intercepto coesivo, desta maneira separando prováveis valores da coesão total em coesão verdadeira e aparente.
- f) Procurar relações intrínsecas entre variáveis geotécnicas já obtidas por outros pesquisadores.

### 3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

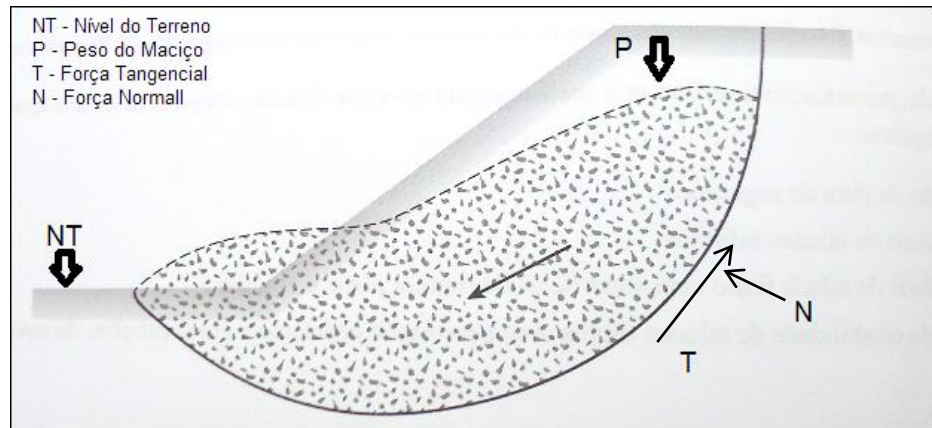
#### 3.1. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Vargas (1977) descreve resistência ao cisalhamento dos solos como a máxima tensão interna que um maciço de solo consegue suportar sem que haja rupturas e deslizamentos ao longo de qualquer plano no seu interior. Para Viecili (2003), a ocorrência de deslizamento entre partículas do solo é o motivo do solo sofrer cisalhamento. Vargas (1977) informa que o cisalhamento dos solos é um fenômeno que envolve o equilíbrio entre os parâmetros de resistência atuantes numa massa de solo, que são definidas como coesão e/ou ângulo de atrito interno, com as forças de oposição que levam em conta o próprio peso do maciço de solo, cargas externas e vibrações.

Boehl (2011) acrescenta que a resistência ao cisalhamento dos solos é a tensão atuante no plano de ruptura no instante de ruptura, nesse instante os mecanismos de resistência ao cisalhamento que foram mobilizados são: ângulo de atrito interno e intercepto coesivo. A resistência ao cisalhamento dos solos residuais depende de um complexo mecanismo vinculado às cimentações entre partículas, ângulo de atrito, coesão aparente e coesão verdadeira.

Gerscovich (2010) caracteriza a ruptura como a formação de uma superfície de cisalhamento contínua em uma camada de solo. Durante o processo de ruptura essa camada de solo perde suas características em torno da superfície de cisalhamento, acarretando no deslizamento de uma parcela do solo sobre uma zona de apoio que permanece fixa, assim alguns exemplos da influência da resistência ao cisalhamento são expostos nas Figuras 1, 2 e 3.

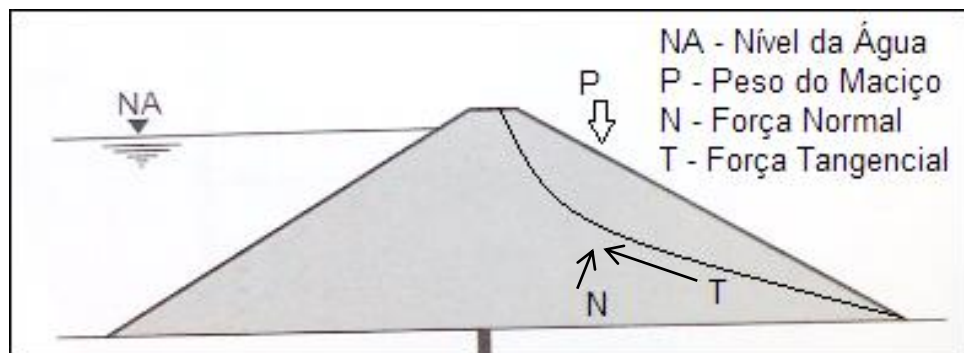
**Figura 1 - Estabilidade de encostas naturais**



Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

Inicialmente há a formação da zona cisalhada e, em seguida, desenvolve-se a superfície de cisalhamento. Este processo é bem caracterizado nos escorregamentos de taludes e encostas naturais, esta última representada na Figura 1.

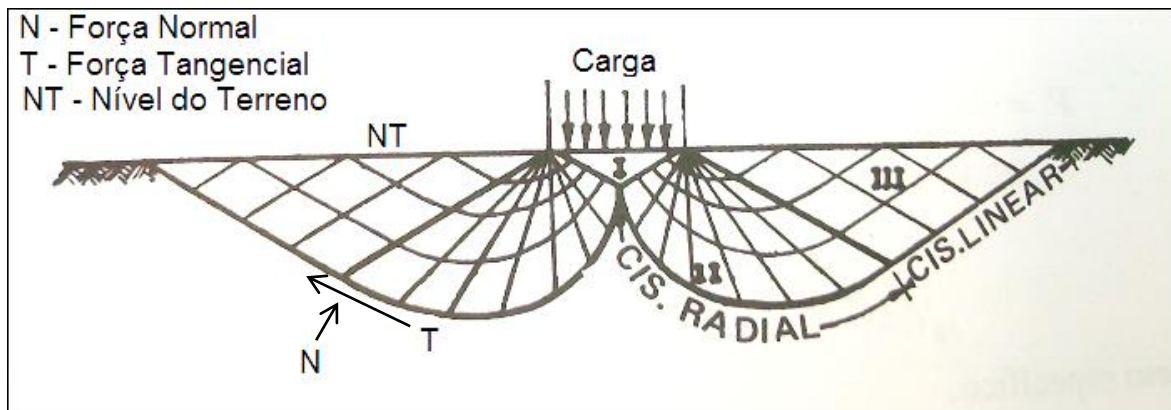
**Figura 2 - Estabilidade de barragens de solo**



Fonte: Adaptado de Massad (2010)

Barragens de solo merecem uma atenção especial em relação à estabilidade, pois boa parte do solo encontra-se saturado, dessa forma, a resistência ao cisalhamento reduz e a estrutura fica mais propensa aos escorregamentos, conforme Figura 2.

**Figura 3 - Estabilidade de Fundações**



Fonte: Adaptado de Caputo (1988)

Em relação à Figura 3, segundo a teoria de Terzaghi, o solo imediatamente abaixo da fundação forma uma “cunha”, que em decorrência do atrito com a base da fundação se desloca verticalmente, em conjunto com a fundação. A movimentação da “cunha” força o solo adjacente e produz então duas zonas de cisalhamento, cada uma delas constituída por duas partes: uma de cisalhamento radial e outra de cisalhamento linear (MARANGON, 2013).

Conforme demonstrado nas Figuras 1, 2 e 3, para que ocorra ruptura nos solos a componente força tangencial (T) deve ser menor que as forças instabilizadoras, esta última, pode ser o próprio peso do talude ou da encosta, cargas externas ou vibrações.

A ruptura possui um fator de segurança ( $f_s$ ) que é calculado, Equação (1), como a razão entre as forças estabilizadoras e as forças instabilizadoras.

$$f_s = \frac{\text{forças estabilizadoras}}{\text{forças instabilizadoras}} \quad \text{Equação (1)}$$

As forças estabilizadoras são função dos parâmetros de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito interno). Essas forças atuantes devem resistir à força aplicada sobre o solo (GERSCOVICH, 2010). Assim, para que ocorra a ruptura o valor de  $f_s$  deve ser menor que 1.

Caputo (1988) menciona que segundo a equação de Coulomb, a resistência ao cisalhamento é dependente, a princípio, de duas componentes, coesão e ângulo de atrito interno. A equação de Coulomb pode ser vista abaixo na (Equação 2).

$$\tau = c + \sigma * tg\phi \quad \text{Equação (2)}$$

Em que “c” é a coesão do solo, “ $\phi$ ” é o ângulo de atrito interno e “ $\sigma$ ” é a tensão normal. As componentes,  $\tau$ ,  $c$ ,  $\sigma$ , são dadas em (kPa) ou (KN/m<sup>2</sup>), ambas possuem a mesma relação, a componente,  $\phi$ , é dada em graus (°).

O princípio das tensões efetivas de Terzaghi prediz que quando o solo saturado sofre carregamento, parte do carregamento incide sobre as partículas, gerando as tensões efetivas, e a outra parte do carregamento incide sobre a água gerando a poropressão (pressão neutra). Notadamente a deformabilidade e a resistência dos solos dependem das variações nas tensões efetivas.

Caputo (1988) informa que para solos saturados, que são os que contêm apenas água em seus vazios, a componente pressão neutra da água ( $u$ ) é adicionada à equação de Coulomb, pois a água é um fluido admitido como incompressível, portanto quando uma carga é aplicada ao solo parte dessa carga é transmitida à água, assim:

$$\tau = c + (\sigma - u) * tg\phi \quad \text{Equação (3)}$$

Em que:

$$u = \gamma_w * h \quad \text{Equação (4)}$$

$\gamma_w$  = peso específico da água (KN/m<sup>3</sup>);

$h$  = altura da coluna de água (m).

### 3.2. COESÃO

Silva et al., (2007) ressalta que a coesão do solo é a força de atração existente entre as superfícies das partículas, ou seja, é uma espécie de ‘cola’ que auxilia que as partículas permaneçam próximas.

A NBR 6502 (1995) define coesão como a parcela de resistência ao cisalhamento de um solo, independente da tensão efetiva normal atuante, provocada pela atração físico-química entre partículas ou pela cimentação destas.

Viecili (2003) adiciona que a coesão, além de independer da força normal, ocorre somente em solos argilosos, e a atração entre partículas provoca uma parcela de resistência significativa nesses solos.

Esta resistência, conforme mencionado por Almeida (2005), pode ter as seguintes origens:

- Em função da presença de um cimento natural que promove a aglutinação das partículas;
- Devido a ligações exercidas pelo potencial atrativo de natureza molecular ou coloidal;
- Pelo efeito da tensão capilar da água intersticial do solo.

A presença de uma ligação entre partículas faz com que seja necessário um aumento no esforço para movimentação relativa em uma massa de solo (GERSCOVICH, 2010).

A coesão pode ser, segundo Caputo (1988), dividida em:

*Coesão verdadeira*, devida a força eletroquímica de atração e à cimentação que ocorrem entre as partículas e;

*Coesão aparente*, que resulta da tensão capilar da água que preenche os vazios contidos nos solos.

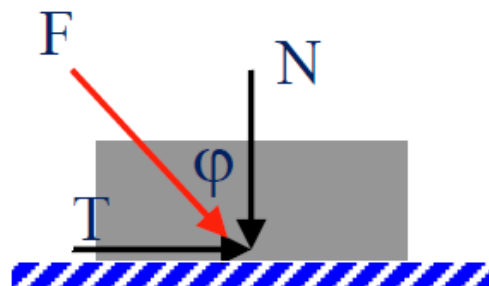
Vargas (1977) informa que a água em contato com o solo tende a formar meniscos. Nos pontos de contato dos meniscos com as partículas ocorrerá pressões de contato, tendendo a comprimir as partículas. Estas pressões de contato (pressões neutras) somam-se as tensões totais. Dessa forma, fazendo com que a tensão efetiva realmente atuante seja maior que a total. Uma vez eliminada a ação das forças capilares, através da saturação do solo, este ganho de resistência desaparece (coesão aparente tende a zero).

Caputo (1988) cita alguns fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento dos solos coesivos, entre eles estão: o estado de adensamento do solo; a sensibilidade da sua estrutura; as condições de drenagem e a velocidade de aplicação das cargas.

### 3.3. ÂNGULO DE ATRITO

Descrito por Ribeiro Junior (2012) o atrito é a interação que acontece entre duas superfícies na região de contato, conforme demonstrado na Figura 4. A resistência ao deslizamento é proporcional à força normal aplicada (N).

**Figura 4** - Relação do ângulo de atrito com as demais forças



**Fonte:** Ribeiro Junior (2012)

O ângulo de atrito nesse caso é o ângulo formado entre a força normal (N) e a força resultante (F), esta última formada entre a força normal e a tangencial (T).

Para solos, esta relação é escrita na forma:

$$\tau = \sigma * tg\phi \quad \text{Equação (5)}$$

Em que "φ" é o ângulo de atrito e "σ" é a tensão normal.

O ângulo de atrito do solo representa as características friccionais entre suas partículas. Silva et al., (2007) define como o ângulo máximo que a força transmitida ao solo pode fazer com a força normal na superfície de contato, sem que ocorra a ruptura do solo.

Ribeiro Junior (2012) relata que no atrito de contato entre certos sólidos o ângulo de atrito "φ" é praticamente constante, o mesmo não ocorre com os solos granulares, em que para um mesmo solo a atuação de cargas externas ou vibrações mudam o ângulo de atrito.

Nos materiais como as areias, que são constituídas de grãos isolados e independentes, sem ação da coesão, o atrito é uma mistura de escorregamento e de

rolamento dos grãos (VIECILI, 2003). Tal fato não interfere na aplicação da Equação (5) a materiais granulares.

### 3.4. CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS COESIVOS E GRANULARES

#### 3.4.1. Solos Coesivos

Os solos coesivos, para Almeida (2005) são aqueles que possuem uma fração significativa de argila, capaz de lhes conferir comportamento coesivo.

Bishop (1972) definiu o solo coesivo como aquele em que as força de união interpartículas, contribuem significativamente no comportamento físico mecânico dos solos.

Costa (2016) menciona que as partículas que formam este tipo de solo são muito finas, a ponto de não poderem ser reconhecidas a olho nu. Estes solos, devido à sua estrutura possuem resistência à penetração de água, absorvendo-a de forma lenta. Contudo, se a água conseguir penetrar no solo, posteriormente o fluido também encontrará dificuldade para ser expulso do interior dos vazios existentes, pois os espaços vazios entre as partículas são muito pequenos.

Nos solos finos a forma dos grãos é tão importante na definição do seu comportamento, quanto as suas dimensões.

Nos solos coesivos as argilas apresentam maior predominância.

##### 3.4.1.1. Argilas

De acordo com a classificação da ABNT NBR 6502 (1995) as argilas são compostas por partículas que apresentam diâmetro de até 0,002 mm (milímetros). Nas argilas os grãos tendem a ter formas lamelares, escamosas, filiformes, ou outras.

Quando suficientemente úmidas, moldam-se facilmente, quando secas formam torrões de difícil desagregação pelos dedos. Caracterizam-se por sua plasticidade, textura, sensibilidade e consistência em sua umidade natural (ALMEIDA, 2005). Sua consistência é descrita como mole, média e rija/dura.

Vargas (1977) descreve que a consistência corresponde sempre aos solos coesivos e é definida como a maior ou menor rigidez com que uma argila se



apresenta, ou seja, como a rigidez varia inversamente com o teor de umidade, à medida que a umidade diminui, a argila vai se tornando mais dura e para altos teores de umidade ela é mole. Costa (2016) relata que as argilas apresentam maior grau de estabilidade com o teor de umidade menor, pois ao receber água, a argila tende a se tornar plástica.

Nas argilas, Bonafé (2004) acrescenta que o número de partículas contidas, em um mesmo volume de solo é muito maior se comparado a outros solos, o que reflete em menor força entre os contatos, esta força não é suficiente para expulsar a água retida na parte externa das partículas, ficando a água responsável pela transmissão das forças.

### **3.4.2. Solos Granulares**

Os solos granulares são compostos, segundo Almeida (2005), por partículas grandes/grossas, que não possuem coesão, por isso suas partículas são facilmente separáveis, assim, somente se apoiam entre si. Outro fato é que por possuir espaços vazios relativamente grandes entre as partículas estes solos são altamente permeáveis (COSTA, 2016).

Neste tipo de solo destacam-se as areias.

#### **3.4.2.1. Areias**

A ABNT NBR 6502 (1995) classifica as areias como partículas com diâmetros compreendidos entre 0,06 milímetros e 2,0 milímetros. Nesse intervalo a areia é subdividida em areia fina (diâmetro entre 0,06 e 0,2 mm), areia média (0,2 e 0,6 mm) e areia grossa (0,6 e 2,0 mm).

Nas areias a compactação proporciona o aumento da resistência ao deslocamento entre as partículas, pelo aumento de partículas por unidade de volume, assim, o suporte a cargas e a distribuição de forças é melhorado (ALMEIDA, 2005).

Nos pedregulhos e areias os grãos são arredondados e angulosos, em maioria com forma quase esférica.

### 3.5. SOLOS RESIDUAIS

Segundo Reis (2004) solo residual pode ser definido como o solo formado a partir da decomposição das rochas, sejam elas, ígneas, metamórficas ou sedimentares, através das três formas de intemperismo (físico, químico e biológico), o solo formado deve permanecer no local onde foi formado sem sofrer transporte.

Almeida (2005) descreve como sendo o solo que se origina da decomposição da rocha-mãe no próprio local aonde esta se encontra, resultando um solo com textura bem graduada. Dessa forma, podem ser encontradas características diferentes entre os solos que são originados da mesma rocha. Para que as características possam ser perceptíveis se faz necessário que a velocidade de formação do solo seja maior que a sua remoção por agentes externos. Entretanto se a remoção do solo ocorrer à denominação, solo residual, não é mais aplicada.

Com o avanço do intemperismo os solos residuais principalmente os solos jovens vão sofrendo alterações, de forma que sua composição mineralógica e estrutural sofrem grandes transformações até atingirem a maturidade (REIS, 2004).

A mineralogia do solo residual se deriva dos minerais que formam a rocha-mãe, que sob a ação do intemperismo sofrem diferentes decomposições e transformações que acarretam em configurações mais estáveis. As características mineralógicas influenciam diretamente na granulometria, porcentagem e tipo de argilominerais, presença de materiais cimentantes e resistência das partículas (REIS, 2004).

Estando os solos residuais dispostos em horizontes, ou seja, apresentados por camadas com graus de intemperismos decrescentes, podem-se identificar as seguintes camadas: solo residual maduro, saprolito e a rocha alterada (ALMEIDA, 2005). O solo residual maduro corresponde ao último estágio de alteração in situ da rocha-mãe que, ocasionado pelo avançado estado de intemperização não apresenta vestígios da rocha de origem, dessa forma, todo o material está reduzido a solo, esta camada corresponde ao horizonte B pedológico (REIS, 2004).

A cimentação entre partículas é uma componente importante da resistência de solos residuais (BOEHL, 2011).

Nos solos residuais, a existência de um cimento natural aglutinando as partículas do solo entre si é notável e às vezes empresta ao solo resistências

elevadas. Esse cimento é em geral constituído por partículas extremamente finas coaguladas entre as partículas maiores (ALMEIDA, 2005).

Almeida (2005) informa que solos residuais de basalto são predominantemente argilosos, os de gnaisse são siltosos, os de granito apresentam teores aproximadamente iguais de areia média, silte e argila.

Geotecnicamente os solos residuais de basalto apresentam boa capacidade de suporte, permeabilidade de baixa à intermediária, granulação muito fina e apresentam alto risco de erosão em relevos acidentados, apesar de argilosos. Quando compactados tendem a melhorar sua capacidade de suporte e reduzir a permeabilidade significativamente (DIEMER, 2008).

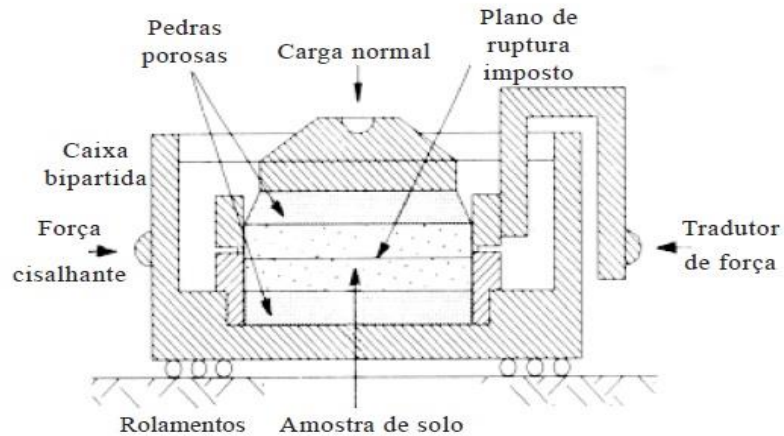
### 3.6. ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

A obtenção do valor de resistência ao cisalhamento de um solo pode ser determinada através de ensaios em campo ou em laboratório. Um dos ensaios em laboratório, mais usuais, são os ensaios de cisalhamento direto.

Caputo (1988) informa que um dos mais antigos procedimentos de determinação de resistência ao cisalhamento é o ensaio de cisalhamento direto que baseia-se no critério de Coulomb. O mesmo consiste em determinar, sob uma tensão normal, qual a tensão capaz de provocar a ruptura de uma amostra de solo (BONAFÉ, 2004).

O ensaio de cisalhamento direto consiste num equipamento que promove o deslizamento de uma caixa de cisalhamento, metade dessa caixa desliza em relação à outra, conforme esquematizado na Figura 5, cisalhando a amostra de solo contida em seu interior, determinando assim, por um tradutor de forças, para cada tensão normal ( $\sigma$ ), o valor da tensão cisalhante ( $\tau$ ) necessária para provocar ruptura (CAPUTO, 1988).

**Figura 5** - Representação esquemática do ensaio de cisalhamento direto



**Fonte:** Rocha (2002)

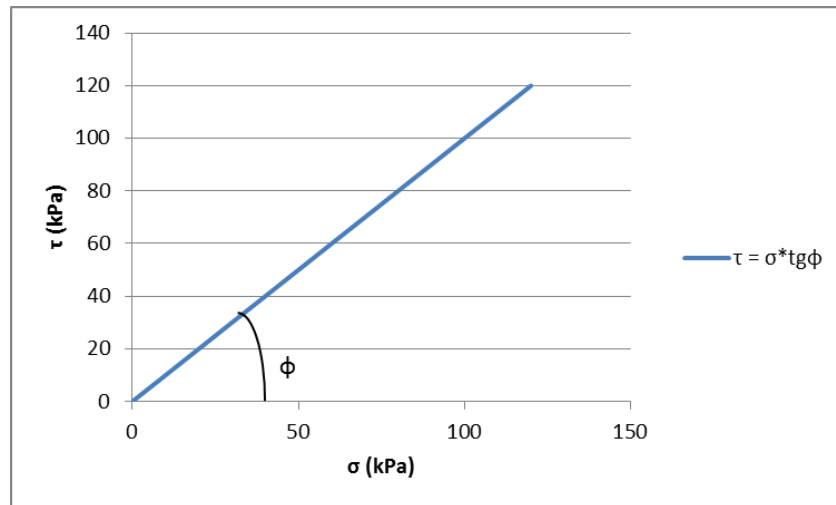
Realizando o ensaio para ao menos três amostras de solo, variando o valor das tensões normais, obtêm-se um conjunto de pares de valores  $(\sigma, \tau)$  (BERNARDI, 2006). Com os valores de ambas as tensões, traça-se a reta de Coulomb.

Bernardi (2006) informa que o critério de ruptura de Coulomb estabelece que não existe ruptura se a tensão cisalhante não for maior que o valor obtido da parcela correspondente à coesão ( $c$ ), somada ao resultado da tensão normal ( $\sigma$ ) multiplicada pelo valor da tangente do ângulo de atrito interno ( $tg\phi$ ).

Os parâmetros de resistência são dados pela equação da reta que mais se aproxima dos pontos de ruptura dos ensaios.

A Figura 6 representa a reta de Coulomb para um solo puramente granular, no eixo das ordenadas são os valores de  $(\tau)$  e no eixo das abcissas os valores de  $(\sigma)$ , dessa forma o solo possui apenas ângulo de atrito interno ( $\phi$ ), pois como pode ser visto a reta inicia na origem do plano cartesiano e forma uma inclinação em relação ao eixo das abcissas.

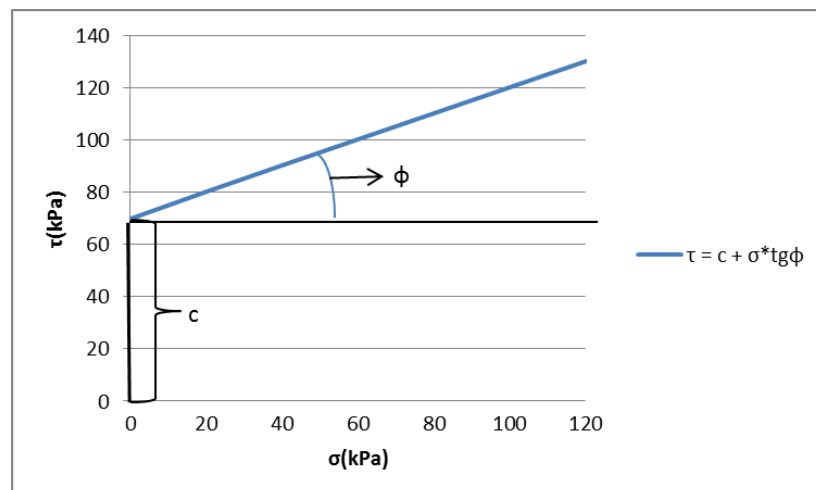
**Figura 6** – Esquemática da reta de ruptura para um solo não coesivo



**Fonte:** Criado pelo autor com base em Caputo (1988).

A Figura 7 define um solo que apresenta tanto coesão ( $c$ ) quanto ângulo de atrito ( $\phi$ ). Pelo gráfico percebe-se que o solo possui comportamento coesivo, pois a reta tem origem em um ponto diferente de zero no eixo das ordenadas, o valor relacionado com o coeficiente linear da reta é o valor da coesão.

**Figura 7** – Esquemática da reta de ruptura de um solo que apresenta coesão e ângulo de atrito.

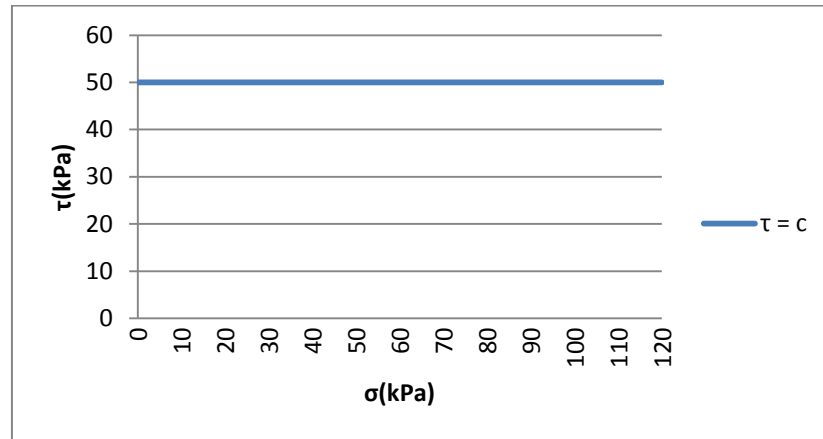


**Fonte:** Criado pelo autor com base em Caputo (1988).

A Figura 8 representa um solo puramente coesivo, pois para qualquer valor de ( $\sigma$ ) se tem o mesmo valor para ( $\tau$ ). Nos solos puramente coesivos as tensões incidem diretamente sobre a água, pelo fato da água ser um fluido incompressível e

as tensões incidirem diretamente sobre esta, não ocorre variação na tensão cisalhante (VARGAS, 1977).

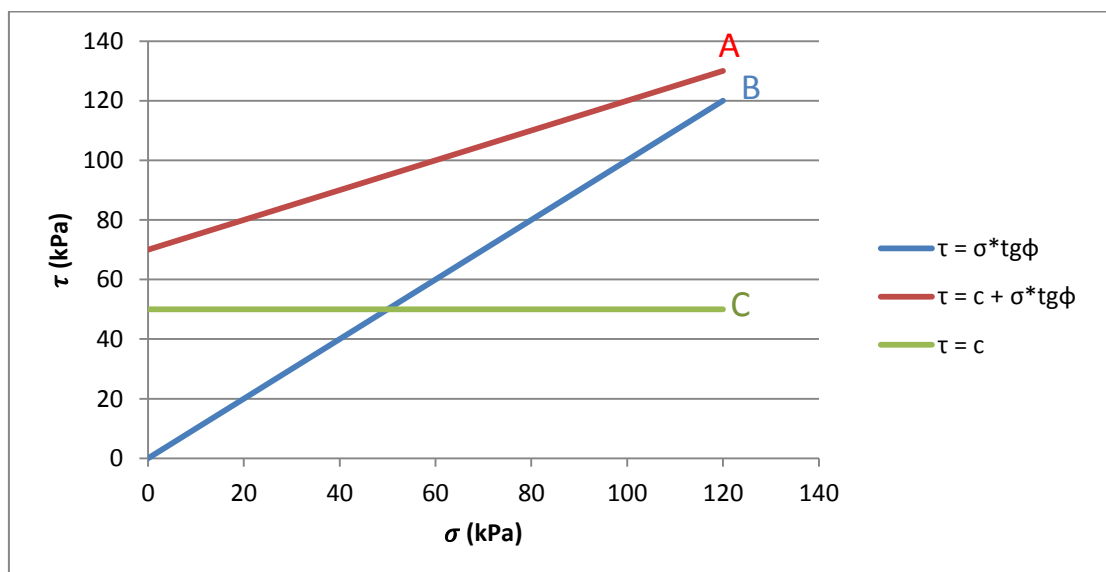
**Figura 8** – Esquemática da reta de ruptura para um solo que apresenta somente coesão.



**Fonte:** Criado pelo autor com base em Caputo (1988).

Uma esquematização conjunta das três retas de Coulomb pode ser vista na Figura 9, bem como as referidas equações para os específicos tipos de solos. A reta (A) representa um solo que possui tanto coesão quanto ângulo de atrito, a (B) representa um solo que possui somente ângulo de atrito e a (C) define um solo que apresenta somente coesão.

**Figura 9** - Esquemática das retas de Coulomb para solos que apresentam ambos os parâmetros (A), solos que apresentam somente ângulo de atrito (B), e solos que apresentam somente coesão (C).



**Fonte:** Criado pelo autor com base em Caputo (1988).

Na Tabela 1 segue uma síntese dos principais estudos desenvolvidos até o momento de solos semelhantes ao solo utilizado no estudo. A tabela apresenta uma breve revisão bibliográfica de autores que fizeram pesquisas em solos residuais de basalto, são apresentados dados referentes, aos limites de Atterberg e parâmetros de resistência ao cisalhamento.

**Tabela 1** - Síntese de trabalhos análogos para os Limites de Atterberg, Coesão e Ângulo de Atrito.

AUTOR	IP %	LL %	IA	c (kPa)		$\phi$ (°)		Local
				Natural	Inundado	Natural	Inundado	
BERNARDI, (2006)a	27,84	66	0,38	-	19,63	-	31,87	Ijuí/RS
BERNARDI, (2006)b	24,36	60,50	0,38	-	21,70	-	31,20	Ijuí/RS
BERNARDI, (2006)c	25,58	51,70	0,45	-	23,58	-	31,89	Ijuí/RS
DIEMER, (2008)	14	61	-	-	6,68	-	23,60	Ijuí/RS
GUTIEREZ, et al., (2015)a	18	57	0,28	-	20	-	29,50	Maringá/PR
GUTIEREZ, et al., (2015)b	29	78	0,55	-	70	-	24	Maringá/PR
MATTÉ, (2017)	6	56	0,10	-	10,40	-	17,74	Erechim/RS
MENEGOTTO et al., (2016)	16	54	0,20	17	9	28,40	34,50	Chapecó/SC
SANTOS et al., (2016)	31	56	-	-	48,85	-	34,80	Cel. Barros/RS
VIECILI, (2003)a	11,97	59	0,14	47	15,80	19,90	24,10	Ijuí/RS
VIECILI, (2003)b	20,63	81	0,25	56,5	38,90	22,60	23,20	Ijuí/RS

As Tabelas 2a e 2b são continuações da Tabela 1 e também apresentam uma síntese dos resultados de autores que fizeram pesquisas em solos residuais de basalto. Na Tabela 2a são apresentados dados referentes à granulometria, densidade e índice de vazios e na tabela 2b, são informados os valores referentes ao teor de umidade natural, peso específico seco e grau de saturação.

**Tabela 2a** - Síntese de trabalhos análogos para Granulometria, Densidade e Índice de Vazios.

AUTOR	* Granulometria %	Densidade	Índice de vazios
BERNARDI, (2006)a	78,80 C; 10,3 M; 10,43 S	2,83	-
BERNARDI, (2006)b	71,43 C; 12,17 M; 16,4 S	2,82	-
BERNARDI, (2006)c	66,51 C; 9,99 M; 23,49 S	2,87	-
DIEMER, (2008)	-	2,81	1,56
GUTIEREZ, (2015)a	-	3,02	1,9
GUTIEREZ, (2015)b	-	2,92	1,63
MENEGOTTO et al., (2016)	84 C; 13 M; 3 S	2,75	1,6
STREHL, (2016)	61,82 C; 29,65 M; 1,57 S	2,75	1,55
VIECILI, (2003)a	85 C; 10 M; 5 S	2,85	1,79
VIECILI, (2003)b	82,25 C; 11,5 M; 6,25 S	2,9	1,71

\* C – Argila; M – Silte; S – Areia

**Tabela 2b** - Síntese de trabalhos análogos para Teor de umidade natural, Peso específico seco e Grau de saturação.

AUTOR	w %	$\gamma_d$ kN/m <sup>3</sup>	Sr %
BERNARDI, (2006)a	38	13,61	-
BERNARDI, (2006)b	34,25	14,30	-
BERNARDI, (2006)c	26,94	15,28	-
DIEMER, (2008)	30,93	10,98	55,71
GUTIEREZ, (2015)a	32	11,13	54
GUTIEREZ, (2015)b	49	11,24	80
MENEGOTTO et al., (2016)	32	10,62	71,90
STREHL, (2016)	42	11,56	83,69
VIECILI, (2003)a	34,53	10,21	54,98
VIECILI, (2003)b	37,30	10,74	63,26

w - Teor de umidade;  $\gamma_d$  - Peso específico seco; Sr - Grau de saturação



## 4. MATERIAIS E MÉTODOS

### 4.1. CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

O município de Erechim está localizado na região norte do estado do Rio Grande do Sul, na região do Alto Uruguai e na microrregião de Erechim, a aproximadamente 360 km da capital, Porto Alegre.

Erechim tem como limites ao norte os municípios de Aratiba e Três Arroios, ao sul Getúlio Vargas e Erebangó, ao leste Gaurama e Áurea e ao oeste os municípios de Paulo Bento e Barão de Cotegipe. As coordenadas da cidade são, latitude de 27° 38' 3" Sul e a longitude 52° 16' 26" Oeste (ENTAAL, 2014).

**Figura 10** - Localização do município de Erechim no Estado do Rio Grande do Sul.



**Fonte:** Folha de S.Paulo, 2004.

O solo estudado neste trabalho é residual oriundo de uma rocha basáltica com as seguintes especificações: GRUPO SÃO BENTO, Formação Serra Geral, Fácies Paranapanema (K1β pr), mais detalhadamente constituídas por derrames basálticos granulares finos, melanocráticos, contendo horizontes vesiculares espessos preenchidos por quartzo (ametista), zeolitas, carbonatos, seladonitas, CU nativo e barita, compreende a maior concentração de jazidas do estado, 132,3±0,5 Ar-Ar. Estes solos constituem na sua grande maioria por Argilas-siltosas (CPRM, 2006).

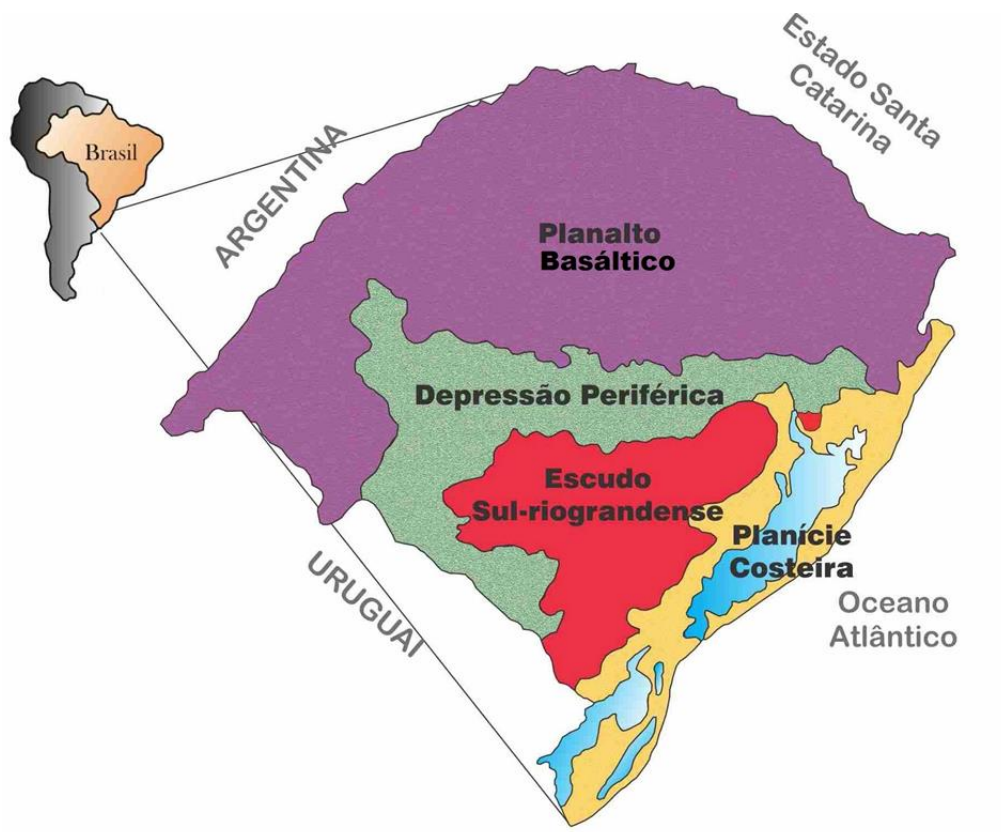
Na região onde Erechim localiza-se, o basalto é o material predominante, este origina o solo do local. Os basaltos são as rochas ígneas, estas rochas surgem do

resfriamento do material das erupções vulcânicas e sua maior ocorrência é na forma de derrames. Os basaltos são rochas predominantemente duras e compactas, com textura de granulação muito fina, possuem variação na sua cor de cinza escuro a preta (FREITAS NETO et al., 2006). No Brasil, constituem a Formação Serra Geral da Bacia do Paraná, onde totalizam mais de 90% das rochas vulcânicas existentes no local (DIEMER, 2008).

A Bacia do Paraná abrange grandes áreas no Uruguai, Argentina, Paraguai e no Brasil. Uma pequena porção desta Bacia ocorre no Rio Grande do Sul, subdividindo-se em uma parte mais elevada e uma parte topograficamente mais baixa. A parte mais elevada é formada por derrames de lava, a parte mais baixa por camadas de rochas sedimentares bem mais antigas (UFRGS, 2010).

A Figura 11 mostra a abrangência da porção basáltica no estado do Rio Grande do Sul, descrita como Planalto Basáltico.

**Figura 11** - Mapa Geomorfológico do Rio Grande do Sul



**Fonte:** Adaptado de UFRGS, 2010.

A Planície Costeira, Figura 11, corresponde à porção emersa da Bacia de Pelotas, o Escudo Sul-riograndense ocupa o centro-sul do estado e o Planalto Basáltico e a Depressão Periférica correspondem à Bacia do Paraná.

A região do Alto Uruguai é constituída basicamente por solos lateríticos (intemperizados) de clima tropical à subtropical em que a ação predominante de degradação das rochas é o intemperismo químico, característico de áreas bem drenadas e com predominância da fração argilo-siltosa, estruturados por agentes cimentantes, influenciados pela presença de óxidos de alumínio e ferro como material aglutinador (BOEHL, 2011).

Conforme descrito por Strehl (2016), o solo da cidade de Erechim é naturalmente estruturado, principalmente devido à presença de argilo-minerais, identificados como halositas hidratadas, constituídos basicamente de argilas-siltosas e siltes-argilosos com uma pequena fração de areia.

O material utilizado nos ensaios está localizado no Talude ao lado do Bloco B no Campus da Universidade Federal da Fronteira Sul, no Km 72, às margens da BR 135. As coordenadas do local de coleta são latitude de 27,727461° Sul e a longitude 52, 283459° Oeste, Figura 12.

**Figura 12** - Localização do ponto de coleta, no campus, para realização dos ensaios.



Fonte: Google Maps

Sobre o ponto de coleta encontrava-se uma camada de solo de aproximadamente 1,60 metros de espessura, que foi removida durante a construção da estrutura do Bloco B. No local não havia presença de árvores, somente gramíneas, dessa forma, o solo não possuía raízes, facilitando na escolha do local e na retirada da amostra, como demonstrado na Figura 13. O nível do lençol freático do local encontra-se a 4 metros de profundidade.

**Figura 13** - Local da retirada da amostra indeformada e visualização do entorno do ponto de coleta.



Fonte: O autor

#### 4.2. PROCESSOS PARA RETIRADA DA AMOSTRA INDEFORMADA

A retirada da amostra indeformada foi feita em condições climáticas favoráveis, necessitando de um período anterior de aproximadamente três dias sem a ocorrência de chuva.

Para a coleta da amostra utilizou-se ferramentas como, enxada, pá de corte, facas de diversos tamanhos e espátulas, sacos plásticos e caixa de isopor. O processo iniciou-se retirando a camada superficial de solo que se encontrava

desagregada, alcançando assim o material estruturado, a cerca de 0,30 metros de profundidade.

Na sequência, com o auxílio de facas e espátulas, moldou-se a amostra em forma de bloco com dimensões de 30x30x30 cm, conforme Figuras 14 e 15.

**Figura 14** - Visualização do processo de retirada da amostra indeformada, o objeto, faca, utilizado como referência possui 21 centímetros de comprimento. Vista superior do processo.



**Fonte:** O autor.

**Figura 15** - Visualização do processo de retirada da amostra indeformada, vista lateral.



**Fonte:** O autor.

Após a retirada da amostra a mesma foi dividida em duas partes, cada parte foi reduzida até o tamanho necessário para acondicionamento, cuidadosamente e de forma individual foram embaladas em embalagens plásticas e envolvidas com fita adesiva. Ambas foram acondicionadas em uma caixa de isopor contendo serragem, Figura 16, para amenizar eventuais impactos preservando a amostra, posteriormente à mesma foi direcionada até a câmara de manutenção de umidade situada no laboratório de solos, visando à integridade e representatividade do teor de umidade natural.

**Figura 16** - Amostras indeformadas envoltas por sacos plásticos e acomodadas sobre serragem em caixa de isopor.



**Fonte:** O autor.

#### 4.3. PROCESSOS PARA RETIRADA DO CORPO DE PROVA DA AMOSTRA INDEFORMADA E ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO.

Para início do processo, após colocar a amostra em local de superfície fixa para evitar potenciais rachaduras que ocasione a perda da amostra, retirou-se a embalagem plástica que a envolvia e se deu início a extração do corpo de prova. Com o auxílio de estilete talhou-se o corpo de prova da amostra indeformada, cuidando para empurrar aos poucos, para baixo, o molde metálico até que se obtivesse um corpo de prova com volume maior que o do molde, Figura 17. O molde metálico possui dimensões de 10,15 x 10,15 x 1,96 centímetros.

**Figura 17** - Molde metálico preenchido com solo logo após ser retirado da amostra indeformada.



**Fonte:** O autor.

Posteriormente, com o mesmo estilete, retirou-se o excesso de solo contido no corpo de prova até que o molde estivesse preenchido, Figura 18. Na sequência pesou-se o corpo de prova juntamente com o molde e recolheu-se parte do material que sobrou da talhagem, em cápsulas metálicas, para determinação do teor de umidade.

**Figura 18** - Corpo de prova, sem excesso de solo, preenchendo apenas a seção do molde.



**Fonte:** O autor.

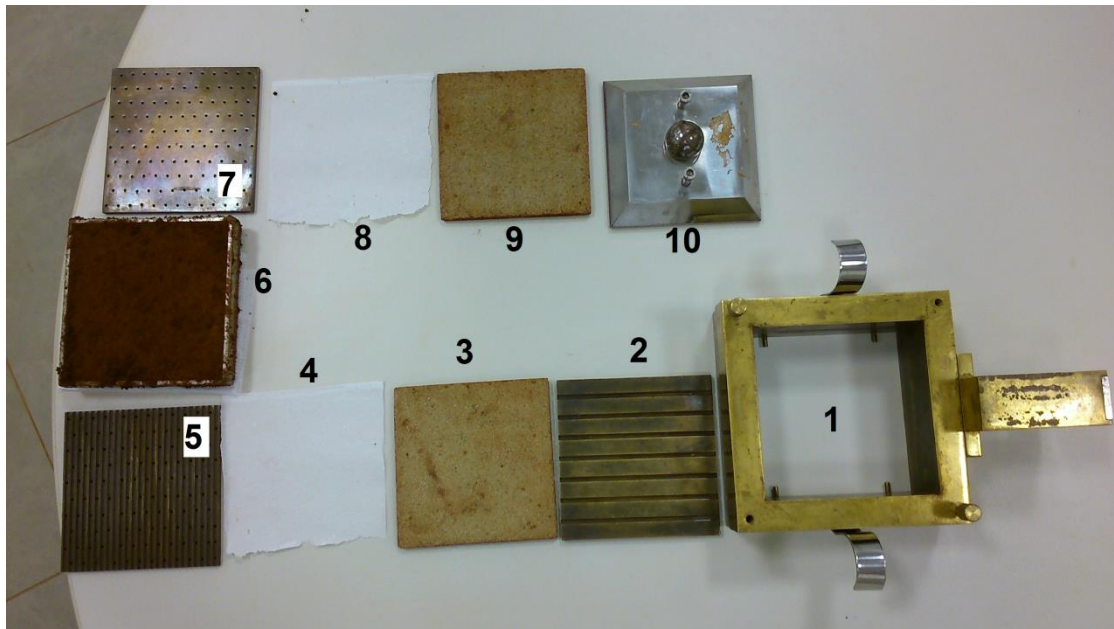
Os ensaios foram executados em um equipamento eletrônico controlado por software da marca PAVITEST fabricado pela CONTENCO. O equipamento possui dispositivo com capacidade de aplicação de carga cisalhante de até 500 kgf.



Sua velocidade de deslocamento varia de 0,0002 a 12 mm/min e é ajustado pelo software operacional através de comandos visíveis na tela do computador (CONTENCO, 2017).

O equipamento possui uma caixa bipartida horizontalmente, onde o corpo de prova é colocado em seu interior para posterior cisalhamento. A caixa bipartida é composta por alguns componentes que são indispensáveis para a correta realização dos ensaios de cisalhamento direto. A Figura 19 demonstra a caixa bipartida juntamente com a sequência dos componentes necessários para a montagem da caixa de cisalhamento.

**Figura 19** - Caixa bipartida (1) juntamente com os componentes em sequência, estes são colocados em seu interior para a realização do ensaio.



Fonte: O autor.

O nome de cada componente pode ser observado abaixo e correlacionado com sua devida numeração na Figura 19.

- 1 – Caixa bipartida;
- 2 – Fundo metálico removível com canais;
- 3 e 9 – Pedras porosas;
- 4 e 8 – Papel filtro;
- 5 e 7 – Placa metálica perfurada com ranhuras;
- 6 – Molde contendo o corpo de prova;

10 – Tampa metálica, com esfera, de compressão da carga normal.

Para a montagem da caixa de cisalhamento realizou-se as seguintes etapas:

Colocou-se a parte superior da caixa bipartida sobre a parte inferior e com o auxílio de dois parafusos, aparafusados em diagonal, prendeu-se ambas as partes. A componente (1) da Figura 19 já se apresenta desta forma.

Introduziu-se sobre os pinos de sustentação, estes podem ser vistos no interior da componente (1) da Figura 19, o fundo removível (2), sobre este colocou-se a pedra porosa (3) e sobre esta o papel filtro (4) na sequência introduziu-se a placa metálica perfurada, mantendo as ranhuras voltadas para cima, conforme mostra a componente (5), e de forma perpendicular ao deslocamento da caixa de cisalhamento. Um esquema da junção desses componentes pode ser visto na Figura 20.

**Figura 20** - Sequência de montagem dos componentes internos da caixa cisalhamento necessários antes da transferência do corpo de prova.



**Fonte:** O autor.

A numeração das componentes informada na Figura 20 possui a mesma relação da Figura 19.

O próximo procedimento feito foi a transferência do corpo de prova (6) à caixa de cisalhamento, para isso ajustou-se o molde contendo o corpo de prova sobre a caixa de cisalhamento, com o auxílio de um peso metálico ajustado milimetricamente para que nenhuma de suas extremidades fique em contato com o molde, aplicou-se

uma força, força esta aplicada com a mão, sobre o peso fazendo com que o corpo de prova seja transferido para a caixa de cisalhamento. Este processo pode ser observado na Figura 21.

**Figura 21** - Etapa de transferência do corpo de prova para a caixa de cisalhamento, ajuste do molde contendo o corpo de prova (A), ajuste do peso metálico sobre o corpo de prova (B), transferência do corpo de prova (C), corpo de prova transferido para o interior da caixa de cisalhamento (D).

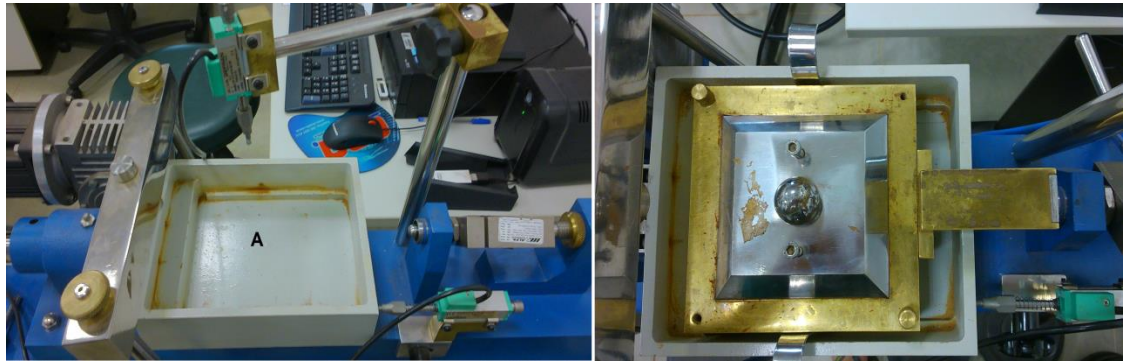


**Fonte:** O autor.

Com o corpo de prova devidamente transferido para a caixa de cisalhamento, se deu continuidade nas etapas seguintes.

Colocou-se sobre o corpo de prova a placa metálica perfurada que deve ficar com as ranhuras, neste caso, para baixo em contato com o corpo de prova, conforme a componente (7) da Figura 19, em que pode se ver apenas as perfurações da placa. Após adicionou-se o papel filtro (8) e a pedra porosa (9). Sobre a pedra porosa apoiou-se a tampa metálica de compressão da carga normal (10), feito isso a caixa de cisalhamento foi colocada no equipamento para início do ensaio, conforme a Figura 22.

**Figura 22** - Local em que a caixa de cisalhamento é inserida no equipamento (A), imagem á esquerda. Caixa de cisalhamento inserida no equipamento de cisalhamento direto, imagem á direita.



Fonte: O autor.

Para início dos ensaios alguns dados devem ser inseridos no software que controla o equipamento de cisalhamento, tais como: as dimensões do molde, peso do corpo de prova, densidade do solo, umidade do solo, entre outros. Os leitores de deformação horizontal e vertical foram ajustados e posicionados, e o tradutor de forças colocado firmemente em contato com a caixa de cisalhamento, Figura 23.

**Figura 23** - Caixa de cisalhamento inserida no equipamento e leitores ajustados para início do ensaio.



Fonte: O autor

Posteriormente aplicou-se uma força vertical, denominada tensão normal, as tensões utilizadas foram de 50 (CP1), 100 (CP2) e 200 (CP3) kPa, para ambas as condições, Natural e Inundada. Cada carga utilizada atuou na consolidação do corpo

de prova durante um período estabelecido de 24 horas. A aplicação da consolidação visa principalmente o reestabelecimento das condições de campo em laboratório, além da sobrecarga de projeto. Para a realização do ensaio em condição inundada, após inserir a caixa de cisalhamento no equipamento coloca-se água até que seu nível fique acima da partição da caixa de cisalhamento, de modo que o corpo de prova fique submerso. Este procedimento de inundação, durante a consolidação, retira parcialmente a coesão aparente do solo.

Após o período de consolidação se deu início à etapa de ruptura do corpo de prova, em que na parte inferior da caixa de cisalhamento é aplicada uma força horizontal que faz o deslocamento da metade inferior da caixa, a velocidade do descolamento foi de 0,036 mm/min, para garantir que não houvesse presença significativa de poro-pressão, apesar de o ensaio ser realizado em condições drenadas durante a fase de ruptura, condição esta característica do equipamento.

Conforme ocorre o movimento um tradutor de forças registra o valor da tensão de cisalhamento suportada pelo solo (CAPUTO, 1988).

#### 4.4. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO

Com o intuito de determinar as propriedades físicas, utilizou-se parte do solo, da amostra indeformada, para a execução dos ensaios laboratoriais de caracterização. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geologia, Geomorfologia, Física e Química dos Solos, localizado no campus da Universidade Federal da Fronteira Sul (UFFS). O material utilizado foi preparado conforme os procedimentos definidos pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Na sequência são apresentados os ensaios realizados em laboratório para caracterização do solo.

- Preparação para Ensaio de Compactação e Caracterização – NBR 6457/1986;
- Análise Granulométrica (AG) – NBR 7181/1984;
- Densidade Real dos Grãos (DRG) – DNER - ME 093/1994;
- Determinação do Limite de Liquidez (LL) – NBR – 6459/1984;
- Determinação do Limite de Plasticidade (LP) – NBR – 7180/1984.

A preparação para os ensaios de caracterização é definida pela NBR 6457/1986, a Norma prescreve o método para a preparação do solo para os ensaios de: AG; LL; LP. Conforme descrito na NBR 6457/1986, a preparação pode ser realizada com secagem prévia do solo e sem secagem prévia do solo. Os ensaios foram realizados a partir da secagem prévia, ou seja, o solo deformado é deixado alguns dias exposto ao ambiente para a perda de umidade.

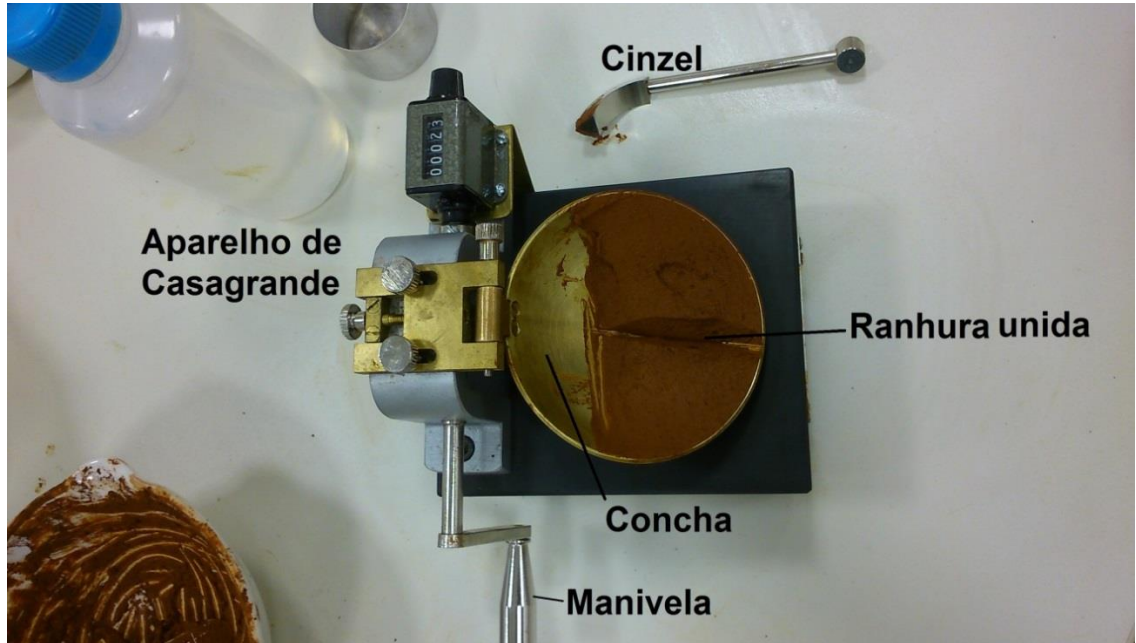
#### **4.4.1. Limite de Liquidez (LL) - NBR – 6459/1984**

O limite de liquidez é considerado como o valor do teor de umidade a partir do qual uma amostra de um solo possa ser capaz de fluir. Mesmo que tal capacidade seja mais relacionada com o grau de saturação do solo do que com o teor de umidade, os ensaios para determinar o limite de liquidez de solos finos têm o teor de umidade como parâmetro, por causa da dificuldade de medir e controlar o grau de saturação (ALMEIDA, 2005).

Para a realização dos ensaios do Limite de Liquidez e do Limite de Plasticidade, utilizou-se solo após secagem prévia, com umidade próxima à higroscópica (3,77%).

Este ensaio utiliza um equipamento chamado de aparelho de Casagrande que possui uma concha onde o solo homogeneizado é introduzido, dessa forma o aparelho foi calibrado e transferiu-se parte da mistura para a concha, a mistura foi moldada de forma que ocupasse dois terços da área da concha e ficasse com uma espessura de 1 cm. A massa de solo foi dividida em duas partes, com a ajuda de um cinzel, de forma que se obtivesse uma ranhura em sua parte central. Na sequência uma manivela é girada, à razão de duas voltas por segundo, fazendo a concha cair em queda livre repetidas vezes de uma altura de 1 cm até que as bordas da ranhura se unam ao longo de 1,3 cm de comprimento, Figura 24.

**Figura 24** - Aparelho de Casagrande contendo massa de solo que preenche parte da concha, bem como a ranhura com suas bordas já unidas ao final de 23 golpes.



Fonte: O autor

O número de golpes necessário para unir as ranhuras não pode ser superior a 35 nem inferior a 15. Após a ranhura unida transferiu-se parte do solo da concha para uma cápsula metálica, pesado e levado à estufa para secagem a 105°C por 48 horas, objetivando obter o teor de umidade. Para este ensaio realizou-se o procedimento para 5 pontos, com número de golpes variando no intervalo de 15 a 35.

O número de golpes requerido para o fechamento da ranhura é devido à resistência do solo para aquela umidade.

#### **4.4.2. Limite de Plasticidade (LP) - NBR – 7180/1984**

Atterberg convencionou que a condição para que uma amostra de solo esteja no estado plástico seja a possibilidade de com ela ser possível moldar um cilindro de 10 cm de comprimento por 3 mm de diâmetro, por rolagem sobre uma placa de vidro (ALMEIDA, 2005).

Este índice informa qual o menor valor do teor de umidade em que o solo começa a perder a capacidade de ser moldado e passa a ficar quebradiço.

Para o ensaio de LP, foram feitos os procedimentos, descritos na Norma, para cinco pontos. Após a secagem do material em estufa calculou-se o teor de umidade através da Equação 6, fez-se a média entre os teores de umidades eliminando-se os valores que se distanciaram  $\pm 5\%$  da média e obteve-se o valor para o limite de plasticidade do solo.

$$W = \frac{Pu - Ps}{Ps - Pc} \quad \text{Equação (6)}$$

Em que:

W – teor de umidade;

Pu - peso da cápsula + solo úmido;

Ps - peso da cápsula + solo seco, retirado da estufa;

Pc - peso da cápsula.

O Índice de plasticidade,  $IP = LL - LP$  permite também a classificação do solo em:

- Fracamente plástico  $1 < IP < 7$ ;
- Medianamente plástico  $7 \leq IP \leq 15$ ;
- Altamente plástico  $IP > 15$ .

#### **4.4.3. Densidade Real dos Grãos (DRG) – DNER – ME 093/94**

O ensaio de Densidade Real dos Grãos foi realizado através do método definido pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), por possuir uma técnica mais simples e rápida de realização. O método de ensaio ME 093 (1994) do DNER é mais preciso quando o objetivo é utilizar o valor da densidade nos cálculos da fase de sedimentação do ensaio de granulometria, pois a amostra utilizada neste ensaio é obtida do material que passa na peneira de 2,0 mm correspondente a fração fina do solo (ALMEIDA, 2005).



Almeida (2005) informa que o grande inimigo da precisão dos resultados desse ensaio é a presença de bolhas de ar em torrões, ou aderente aos grãos, ou na água.

Seguiu-se os procedimentos definidos pelo DNER, assim foi obtido e anotado os valores dos 8 pesos, 4 referente ao picnômetro sem a tampa e mais 4 com a tampa perfurada, com os pesos foi possível calcular o valor da Densidade com o auxílio da Equação 7.

$$\delta = \frac{P2-P1}{(P4-P1)-(P3-P2)} \quad \text{Equação (7)}$$

Em que:

$\delta$  – densidade real do solo;

P1 – peso do picnômetro vazio e seco, em gramas (g);

P2 – peso do picnômetro + amostra de solo, em g;

P3 – peso do picnômetro + amostra + água, em g;

P4 – peso do picnômetro + água, em g.

#### 4.4.4. Análise Granulométrica (AG) – NBR 7181/1984

Como a constituição do solo analisado era composta de fração grossa e fina, o ensaio foi realizado por meio da granulometria conjunta, ou seja, peneiramento e sedimentação.

Seguiram-se os procedimentos descritos na NBR 7181/1984. Na fase final do ensaio com todos os pesos acumulados nas peneiras do peneiramento grosso e do fino, mais os valores das leituras da sedimentação registrados, foi possível, com o auxílio de uma planilha do Excel, efetuar os cálculos para a obtenção da porcentagem de partículas em função de seus diâmetros conforme a Lei de Stokes. Os resultados são expressos graficamente, Figura 26.

A NBR 6502 (1995) caracteriza o solo em razão do diâmetro das partículas, como destacado abaixo:

- Pedregulho Grosso – diâmetros entre 20 e 60 mm;
- Pedregulho Médio – diâmetros entre 6 e 20 mm;
- Pedregulho Fino – diâmetros entre 2 e 6 mm;
- Areia Grossa – diâmetros entre 0,6 mm e 2 mm;
- Areia Média – diâmetros entre 0,2 mm e 0,6 mm;
- Areia Fina – diâmetros entre 0,06 mm e 0,2 mm;
- Silte – diâmetros entre 0,002 mm e 0,06 mm;
- Argila – diâmetros menores que 0,002 mm.

## 5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 5.1. ÍNDICES FÍSICOS

A Tabela 3 apresenta os resultados médios obtidos dos índices físicos para o solo do estudo.

**Tabela 3** - Resultados médios calculados dos índices físicos do solo do estudo.

Parâmetros	Valores In situ
w (%)	43,00
$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	15,15
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	10,60
$\gamma_g$ (kN/m <sup>3</sup> )	28,90
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,93
e	1,72
n	0,63
Sr (%)	71,95
Ar (%)	28,05

Fonte: O autor

Observa-se que a umidade do solo in situ apresentou o valor de 43% e o peso específico real das partículas de 28,90 kN/m<sup>3</sup>, sendo que o valor de peso específico real das partículas está dentro da faixa de valores esperada para solos oriundos da decomposição de rochas basálticas, conforme estudos de Sandroni e Maccarini

(1981) que mencionam que a variação no peso específico das partículas ( $\gamma_g$ ) nos solos residuais de basalto fica entre 28 a 32 kN/m<sup>3</sup>.

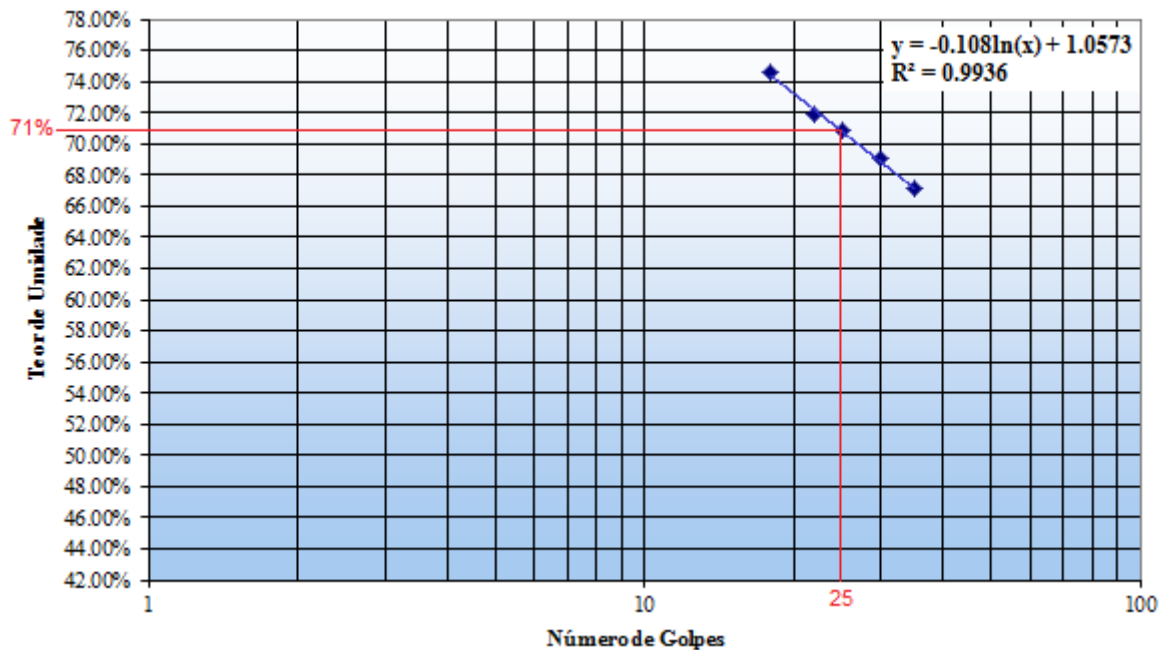
Sandroni e Maccarini (1981) ainda informam que a variação no Índice de Vazios ( $e$ ) fica entre 1,20 a 2,10, para o solo do estudo este valor foi de 1,72, estando dentro da faixa mencionada pelos autores.

Em comparação com os valores disponibilizados na Tabela 2a, o resultado obtido neste estudo apresenta-se próximo aos valores de vários autores, com maior proximidade ao resultado de Viecili (2003)b.

## 5.2. LIMITES DE ATTERBERG

Almeida (2005) informa que Casagrande estabeleceu que o Limite de Liquidez (LL) do solo é o teor de umidade para o qual a ranhura se fecha com 25 golpes, sendo este valor obrigatoriamente obtido no gráfico da reta de escoamento, que é gerado através do teor umidade versus o número de golpes em escala logarítmica, como destacado na Figura 25.

**Figura 25** - Gráfico para obtenção do valor do Limite de Liquidez do solo do estudo.



Para o solo do estudo obteve-se segundo o gráfico da Figura 25, o Limite de Liquidez (LL) do solo.

Para a obtenção do Limite de Plasticidade (LP), realizou-se o ensaio com secagem prévia do solo e seguiram-se os procedimentos definidos pela (NBR 7180, 1984). Através da média de cinco pontos, obteve-se o Limite de Plasticidade.

Subtraiu-se o valor de LP do valor de LL, dessa forma, determinou-se o Índice de Plasticidade do solo (IP), com este índice foi possível, através do Ábaco de Casagrande, obter a classificação do solo.

Como complementação aos limites de Atterberg, para um melhor conhecimento das características do solo, pode-se acrescentar o Índice de Consistência (IC) e o Índice de Atividade de Skempton (IA) que são obtidos pelas Equações (8) e (9). Equação (8), correspondente ao (IC) e Equação (9), referida ao (IA).

$$IC = \frac{LL - w}{IP} \quad \text{Equação (8)}$$

$$IA = \frac{IP}{\% \text{ Argila } < 0.002 \text{ mm}} \quad \text{Equação (9)}$$

O valor calculado de IA situado entre 0,75 e 1,25 caracteriza a argila como normal, se o valor é menor que 0,75, a argila é considerada inativa quando for maior que 1,25, considera-se ativa.

A Tabela 4 informa os resultados referentes aos Limites de Atterberg.

**Tabela 4** - Valores de LL e LP obtidos para a amostra, bem como o valor do Índice de Plasticidade (IP) que possibilita a classificação, o Índice de Atividade (IA) e o índice de consistência.

Parâmetros	Valores
LL (%)	71
LP (%)	56
IP (%)	15
IC (%)	1,87
IA	0,19
Classificação SUCS	MH

Fonte: O autor

O Limite de Liquidez obtido neste estudo encontra-se dentro da faixa de resultados, em comparação com os valores de trabalhos análogos que variam de 51,7 até 81%, informados na Tabela 1. Em relação ao Índice de Plasticidade o valor obtido encontra-se muito próximo ao valor de 14% obtido por Diemer (2008) e ao valor de 16% encontrado por Menegotto et al., (2016).

Para o solo pesquisado os resultados dos Limites de Atterberg apresentaram os seguintes valores: Limite de Liquidez de 71%; Limite de Plasticidade de 56%; Índice de Plasticidade de 15%; Índice de Consistência de 1,87 e Índice de Atividade de 0,19.

Levando em conta o Índice de Atividade que apresentou valor de 0,19, a argila pode ser classificada como inativa e com baixo potencial de expansão. Para o Índice de Consistência a argila é classificada como dura.

Segundo o Ábaco de Casagrande, a classificação deste solo é MH - solo siltoso de alta compressibilidade e medianamente plástico, isso significa que o solo é um material com plasticidade significativa, podendo sofrer na prática problemas devido às deformações excessivas sob a aplicação de cargas.

A classificação não é corroborada pelos resultados da análise granulométrica, que revela um Solo Argilo-siltoso com uma pequena fração de areia. Não obstante, a análise tátil-visual e a granulometria apresentam indicação de forte estrutura natural coesiva, principalmente devido à presença de argilo-minerais. De acordo com classificação rodoviária, o solo foi enquadrado como sendo A – 7 – 5, solos argilosos, onde mais de 35 % das partículas passam pela peneira de malha 200#.

### 5.3. DENSIDADE

Os valores referentes aos pesos dos picnômetros em cada etapa do ensaio, e os resultados para a densidade são informados na Tabela 5.

**Tabela 5** - Valores dos pesos, referentes aos picnômetros, em várias etapas do ensaio, valores com a tampa perfurada e sem a tampa perfurada, juntamente com o resultado da densidade.

	*S/ tampa	**C/ tampa
P1 (g)	119,86	129,19
P2 (g)	160,40	169,73
P3 (g)	622,84	632,14
P4 (g)	596,27	605,67
Densidade	2,90	2,88

\*S/ tampa – picnômetro sem tampa; \*\* C/ tampa – picnômetro com tampa.

**Fonte:** O autor

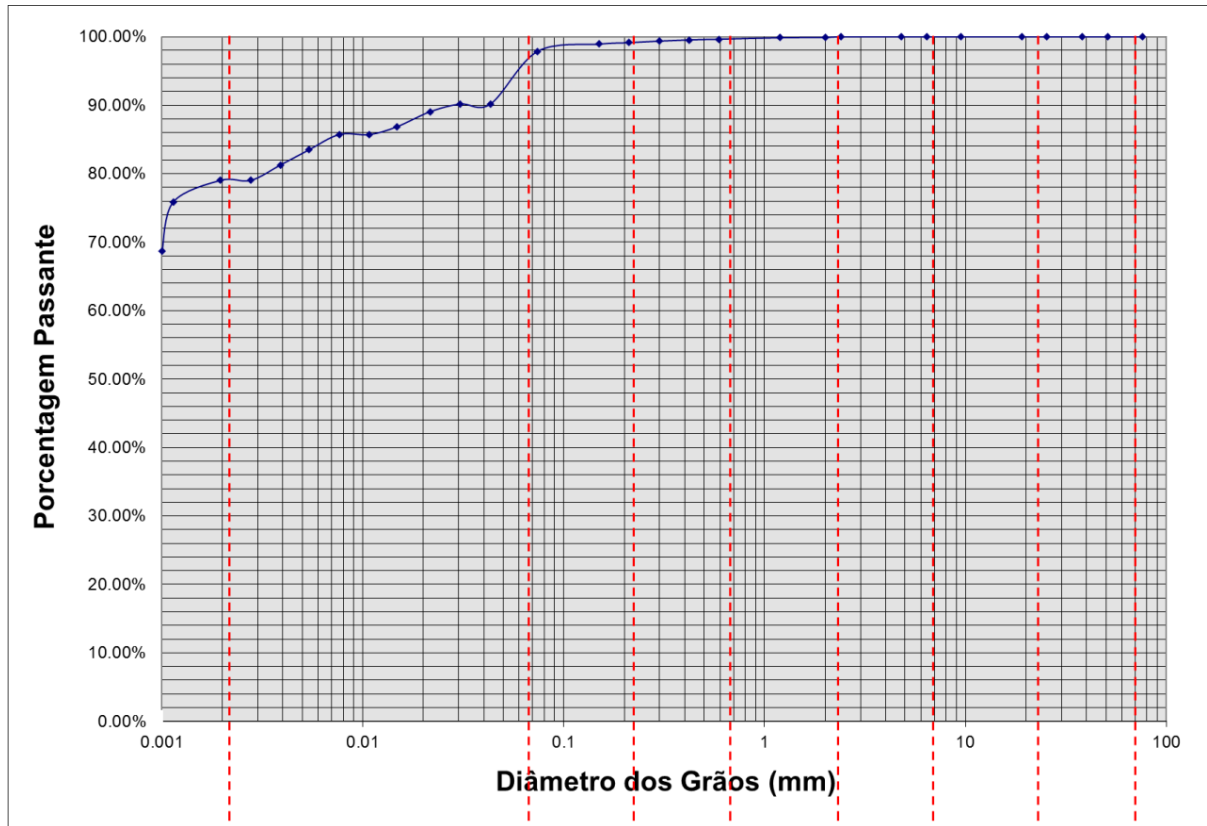
O resultado final da densidade foi obtido a partir da média entre o valor calculado das densidades, provindas dos pesos do picnômetro para cada etapa com a tampa e sem a tampa perfurada. Inseriu-se os valores de P1, P2, P3, P4, informados na Tabela 5, na Equação (7), dessa forma obteve-se um valor médio de densidade de 2,89. O resultado final é expresso em número adimensional.

O valor obtido situa-se bastante próximo dos resultados obtidos por outros autores, informados na Tabela 2a, com maior proximidade ao valor encontrado por Viecili (2003)b.

#### 5.4. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A partir das denominações indicadas pela norma e da análise gráfica da curva granulométrica, informada na Figura 26, foi possível fazer a classificação do solo do estudo.

**Figura 26** - Representação gráfica em escala logarítmica da porcentagem passante em função do diâmetro das partículas.



**Fonte:** Laboratório de Geologia, Geomorfologia, Física e Química dos Solos, UFFS – Erechim.

A Tabela 6 informa os valores das frações granulométricas do solo.

**Tabela 6** - Frações granulométricas, porcentagem passante versus diâmetros das partículas.

	Porcentagem %
Argila	79,02
Silte	11,17
Areia fina	8,95
Areia média	0,51
Areia grossa	0,26
Pedregulho fino	0,090
Pedregulho médio	0
Pedregulho grosso	0
Pedra de mão	0
<b>TOTAL</b>	<b>100</b>

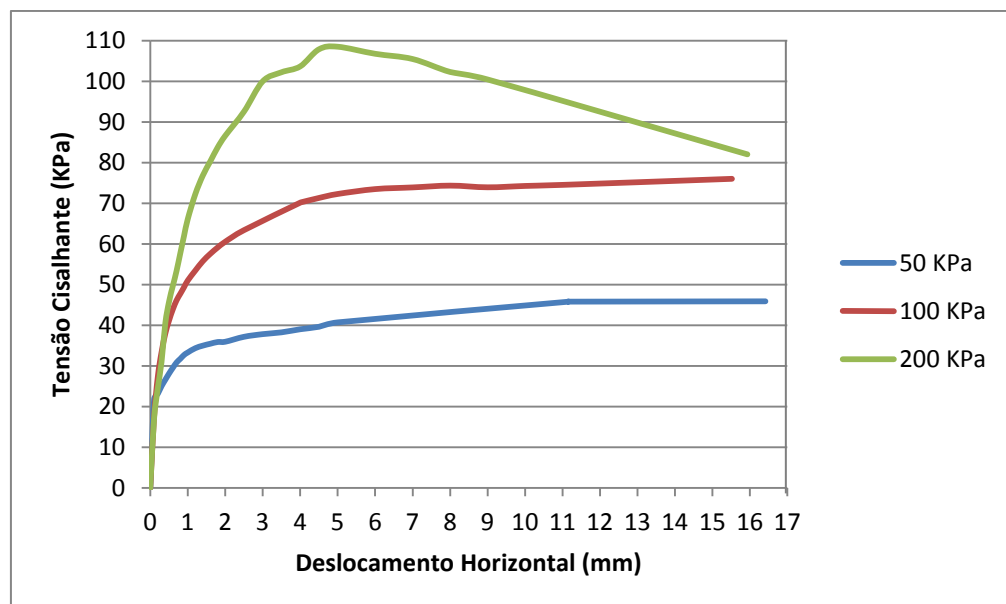
**Fonte:** O autor

Percebe-se pelos resultados, que o solo apresenta dominância da fração fina. Pelo fato de que as duas maiores frações foram de 79,02% de argila e 11,17 % de silte, classificou-se a amostra de forma geral como um solo Argilo-siltoso. Os resultados da granulometria confirmam a característica geotécnica esperada para o solo analisado.

### 5.5. ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

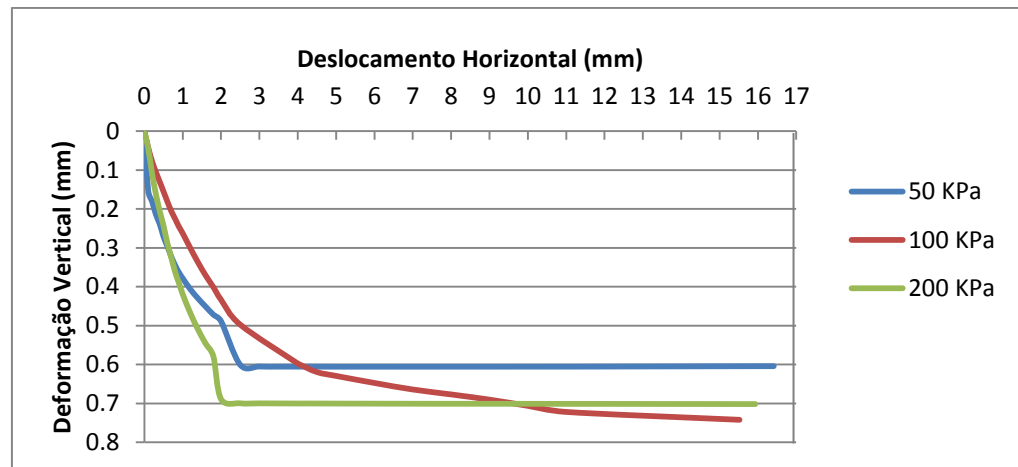
A Figura 27 mostra o gráfico onde são plotados o deslocamento horizontal *versus* tensão cisalhante para as tensões normais de 50, 100 e 200 kPa e, na Figura 28, é possível observar o gráfico, onde é plotado a variação da deformação vertical ao longo do deslocamento horizontal. Ambas as figuras se relacionam com o ensaio do solo em condição de umidade natural.

**Figura 27** - Curvas do ensaio de cisalhamento direto para o solo em condição de umidade natural.





**Figura 28** - Curvas da deformação vertical do ensaio de cisalhamento para o solo em condição de umidade natural.



Observa-se na Figura 27 que até a tensão cisalhante de 20 kPa os gráficos sobrepõem-se sobre uma curva não linear, mostrando que não houve variação na tensão cisalhante, entre as mesmas, mesmo com tensões normais diferentes, porém, após esse valor os gráficos ramificam-se.

Percebe-se que com o aumento da tensão normal de consolidação o comportamento das curvas tensão cisalhante em função das deformações passa de um estágio dúctil para um estágio de formação de pico.

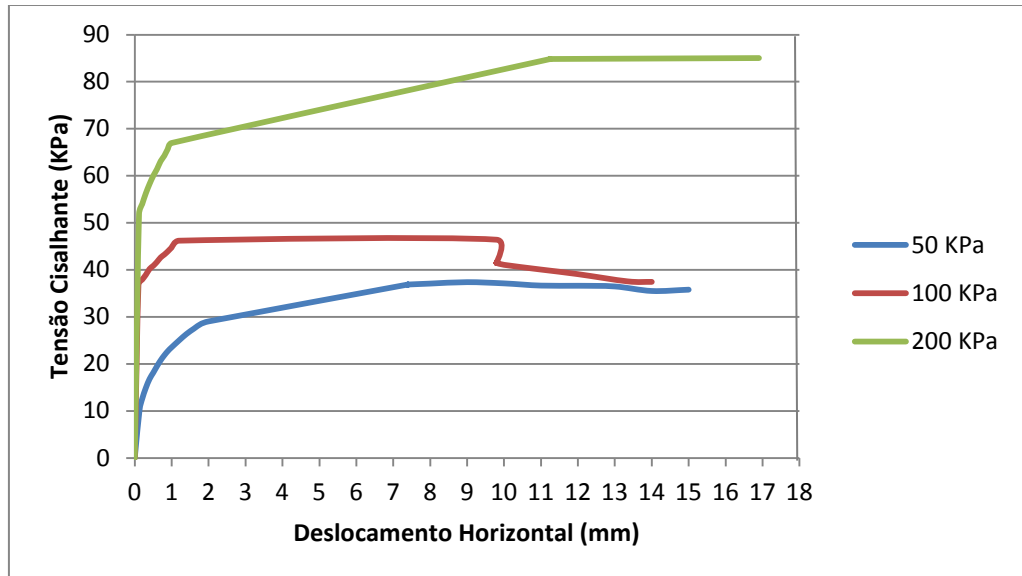
Para as curvas iniciais de 50 e 100 kPa, a partir do valor médio de deformação de 11,00 mm, que corresponde a 10,80% do deslocamento total da célula de cisalhamento (11/101,50 mm), nota-se que não ocorrem mais acréscimos nas tensões cisalhantes, o mesmo não pode ser dito para a curva final de 200 kPa.

Observa-se ainda que as deformações verticais na condição de umidade natural apresentam-se da seguinte forma: tensão de 50 kPa constância de 0,60 mm a partir de um deslocamento horizontal de 2,5 mm; tensão de 200 kPa constância de 0,80 mm a partir de um deslocamento horizontal de 2,0 mm; fato que não se observa para a de 100 kPa que segue com valores crescentes, inclusive ultrapassando as deformações ocasionadas pela tensão de 200 kPa.

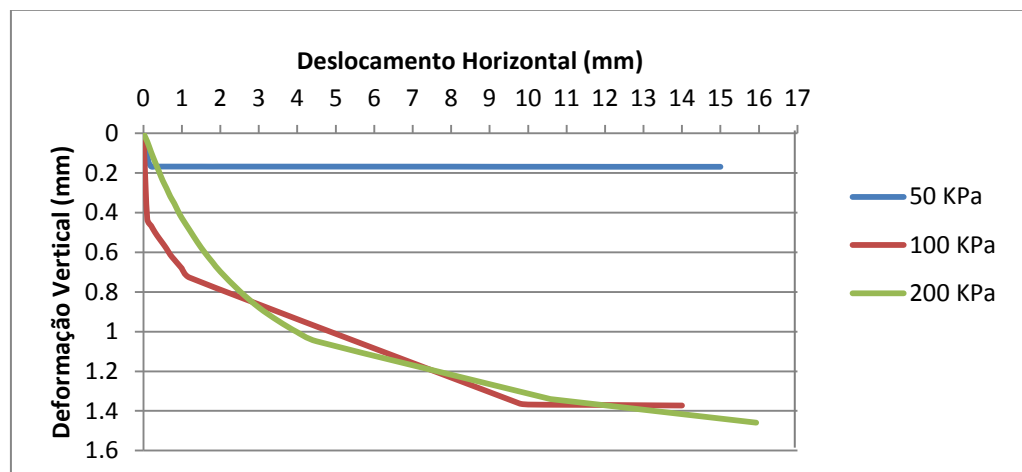
Na análise gráfica observa-se a formação de tensão de pico para a tensão normal de 200 kPa, o que não muda de uma forma geral o comportamento do solo, pois a análise conjunta dos gráficos tensão cisalhante versus deslocamento horizontal e deformação vertical versus deformação horizontal (Figuras 27 e 28), elucida somente haver contração durante o cisalhamento.

A Figura 29 mostra o gráfico onde são plotados o deslocamento horizontal versus tensão cisalhante para as tensões normais de 50, 100 e 200 kPa e, na Figura 30, é possível observar o gráfico, onde é plotado a variação da deformação vertical ao longo do deslocamento horizontal. Ambas as figuras se relacionam com o ensaio do solo em condição inundada.

**Figura 29** - Curvas do ensaio de cisalhamento direto para o solo em condição inundada.



**Figura 30** - Resultado da deformação vertical do ensaio de cisalhamento para o solo em condição inundada.



Observa-se na Figura 29 que até a tensão cisalhante de 10 kPa os gráficos sobrepõem-se sobre uma curva não linear, mostrando que não houve variação na tensão cisalhante, entre as mesmas, mesmo com tensões normais diferentes, após

esse valor os gráficos ramificam-se. Este comportamento não é tão claro nesta condição em comparação com a condição de umidade natural.

Percebe-se que mesmo com o aumento da tensão normal o comportamento das curvas tensão em função das deformações mantiveram-se com comportamento mais próximo ao dúctil, sem formação de pico.

Para a condição inundada não ocorreu um ponto em comum de deformação em que as tensões cisalhantes permanecessem constantes.

Observa-se ainda que as deformações verticais na condição inundada apresentam-se da seguinte forma: tensão de 50 kPa constância a partir de 0,20 mm; tensão de 100 kPa constância próxima ao valor de 1,40 mm. Nota-se que para a tensão de 200 kPa os valores seguem crescentes, assumido valor de contração maior que as tensões normais de 50 e 100 kPa.

Na análise gráfica observa-se que as curvas não parecem seguir um modelo de razoável entendimento, talvez estas sejam mais próximas ao comportamento dúctil, pois na análise conjunta dos gráficos, da mesma forma, observa-se que a tensão cisalhante versus deslocamento horizontal e deformação vertical versus deformação horizontal (Figuras 29 e 30), elucida somente haver contração durante o cisalhamento.

Em todas as curvas de deslocamento horizontal *versus* deformação vertical, conforme as Figuras 28 e 30, tanto nos ensaios na condição de umidade natural quanto na inundada, observa-se uma contração do corpo de prova durante o ensaio de cisalhamento. Percebe-se que para a condição inundada as deformações verticais foram maiores, exceto para a tensão normal de 50 kPa inundada, em comparação com a condição de umidade natural.

As respectivas curvas Tensão cisalhante (kPa) versus Deslocamento Horizontal (mm), obtidas nos ensaios e disponibilizadas através do software operacional do equipamento, encontram-se disponíveis no Anexo A.

Na Tabela 7 são informados os valores do teor de umidade dos corpos de prova antes do cisalhamento e após a ruptura, bem como os valores aplicados de tensão normal e o resultado máximo de tensão cisalhante, correspondente a cada corpo de prova ensaiado em condição natural.

**Tabela 7** - Teor de umidade, antes e após a ruptura, e valores de tensão normal e de cisalhamento para o solo do estudo em condição natural.

CP	1	2	3
Wantes (%)	42,90	43,00	42,80
Wápos (%)	40	41,20	41,30
$\sigma$ (kPa)	50	100	200
$\tau$ (kPa)	46	75	109

Percebe-se que na condição de umidade natural, ocorre uma redução de 6,76%, 4,18% e 3,50% na umidade após a ruptura para as respectivas tensões normais de 50, 100 e 200 kPa.

Pelo fato do ensaio ser realizado em condições drenadas, no momento da aplicação da tensão normal sobre a superfície do corpo de prova, as tensões efetivas aumentam, o solo tende a se comprimir, promovendo à expulsão da água dos vazios, esse fato pode ter provocado à redução da umidade do solo de uma forma geral. A perda de umidade para o ambiente também contribui para a redução no teor de umidade.

Em relação ao ensaio em condição inundada, os resultados dos valores de teor de umidade, antes e após o cisalhamento, e os valores de tensão normal e a correspondente tensão de cisalhamento são informados na Tabela 8.

**Tabela 8** - Teor de umidade, antes e após a ruptura, e valores de tensão normal e de cisalhamento, para o solo do estudo em condição inundada.

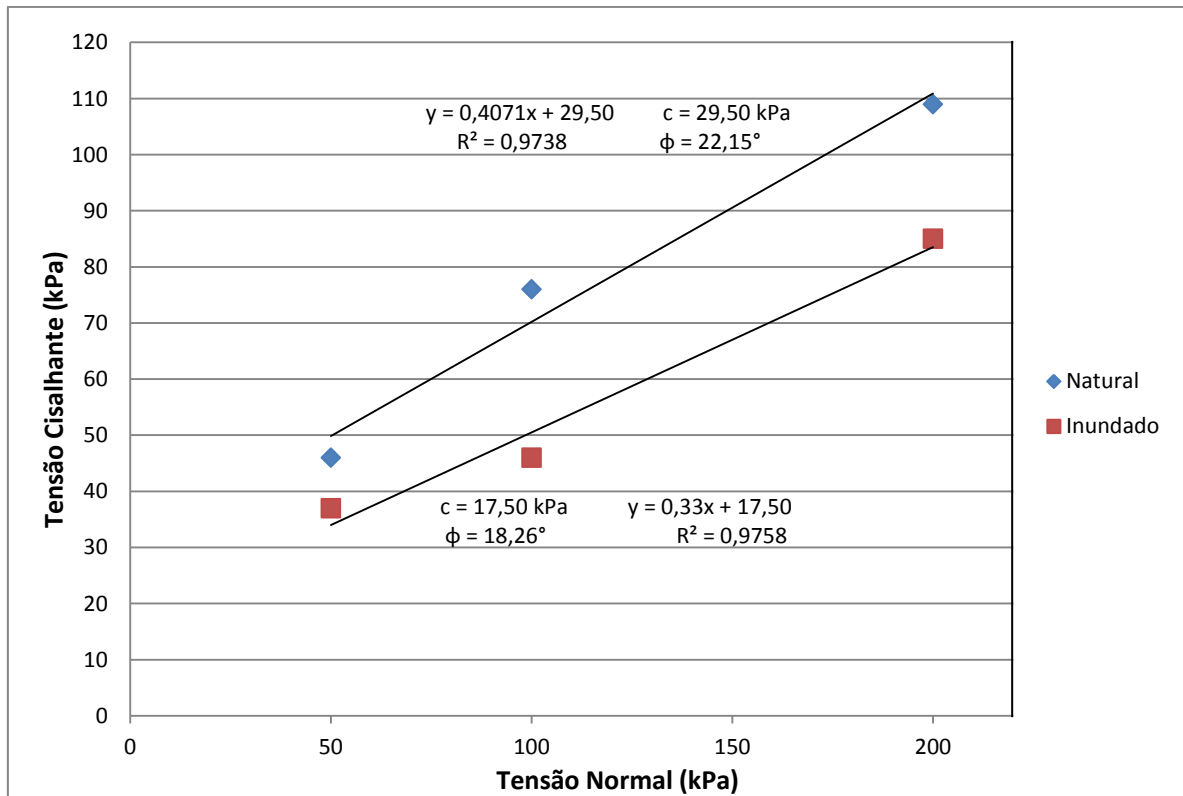
CP	1	2	3
Wantes (%)	43,50	43,06	43,20
Wápos (%)	52,80	48,80	45,50
$\sigma$ (kPa)	50	100	200
$\tau$ (kPa)	37	46	85

A partir dos resultados informados na Tabela 8 nota-se que houve um aumento, após a ruptura, de 21,40%, 13,33% e 5,32% na umidade do solo para as respectivas tensões normais de 50, 100 e 200 kPa. Observa-se que devido à inundação e com o aumento das tensões confinantes houve diminuições nas diferenças dos teores de umidade antes e depois da ruptura. Ou seja, quanto menor o valor da tensão normal aplicada maior foi o aumento no teor de umidade do solo.

Com os valores das tensões normais aplicadas e os correspondentes valores de tensões de cisalhamento máximas medidas em cada corpo de prova, foi possível determinar as retas de resistência durante a ruptura considerando o critério de Coulomb, para as duas condições de umidade analisadas.

As retas determinam o ângulo de atrito interno, através da inclinação que fazem com a horizontal, e a coesão, pelo coeficiente linear da reta, conforme Figura 31.

**Figura 31** - Retas de resistência para o solo em condição natural e inundada.



Nota-se que com valores maiores da tensão normal aumenta-se a resistência ao cisalhamento do solo. Para todas as variações de tensões normais aplicadas, na condição natural obtiveram-se valores superiores de tensões cisalhantes em comparação com a condição inundada. Percebe-se que para o solo analisado, a presença de água tende a reduzir o atrito entre partículas e o valor da coesão, fator que acarreta na diminuição do valor da resistência do solo. Em relação aos coeficientes de correlação ( $R^2$ ), que representam quanto os dados são representados pelos modelos, apresentaram valores de 0,97 para ambas as condições, valores que são satisfatórios.

Através das retas de resistência e das suas respectivas equações apresentadas no gráfico da Figura 31, determinou-se o ângulo de atrito ( $\phi$ ) e o valor da coesão (c) do solo para ambas as condições, os quais são detalhados na Tabela 9.

**Tabela 9** - Valores do ângulo de atrito interno, da coesão do solo na condição natural e inundada, coeficiente de correlação e as equações das retas.

Condição	Natural	Inundada	Varição
Coesão (c)	29,50 kPa	17,50 kPa	12,00 kPa
Ângulo de atrito ( $\phi$ )	22,15 °	18,26 °	3,89°
R <sup>2</sup>	0,9738	0,9758	-
Equação da reta	$y = 0,4071x + 29,5$	$y = 0,33x + 17,5$	-

Os valores encontrados como parâmetros de resistência ao cisalhamento situam-se dentro da faixa de valores médios esperados, para um solo residual argilo-siltoso oriundo de rocha matriz basáltica. Esta afirmação fica comprovada, quando comparados os valores obtidos neste estudo, com os valores obtidos por outros pesquisadores, disponibilizados na Tabela 1. Os valores médios de coesão obtidos em estudos para solos semelhantes, variam entre uma faixa de 17 até 56,50 kPa para a condição de umidade natural e de 6,68 até 70 kPa para a condição inundada. Em relação ao ângulo de atrito interno, os valores variam entre 19,90 até 30,28° para a condição de umidade natural e de 17,74 até 34,80° para a condição inundada.

Dessa forma os valores obtidos foram de 29,50 kPa para a coesão e 22,15° para o ângulo de atrito, na condição natural. Para a condição inundada, obteve-se os valores de 17,50 kPa para a coesão e 18,26° para o ângulo de atrito. Observa-se uma variação de aproximadamente 4° que equivale a 17,56% de redução no ângulo de atrito da condição natural para a inundada e uma redução de 12 kPa ou 40,68%, na coesão da condição de umidade natural para a inundada. Acredita-se que essa diferença no valor da coesão ocorreu devido à redução da coesão aparente durante a inundação.

Para a condição de umidade natural, visto os poucos dados disponíveis, o valor de 29,50 kPa do intercepto coesivo encontra-se entre o valor de 17 kPa encontrado por Menegotto (2016) e os valores de 47 e 56,30 kPa obtidos por Viecili (2003). Deve-se mencionar ainda que os solos pesquisados por esses autores

apresentam características muito semelhantes, com o solo deste estudo, principalmente no que tange a granulometria.

Em comparação com os resultados obtidos por Matté (2017), disponíveis na Tabela 1, o valor do ângulo de atrito teve uma variação de apenas 2,85%, o parâmetro obtido pelo autor foi de  $17,74^\circ$  enquanto que o obtido nesse estudo apresentou valor de  $18,26^\circ$ , fato que demonstra similaridade entre os solos. Entretanto o valor obtido para a coesão teve variação de 40,57%, o parâmetro obtido nesse estudo foi de 17,50 kPa, enquanto o obtido pelo autor foi de 10,40 kPa.

Pode-se evidenciar o comportamento muitas vezes anômalo e imprevisível, dos solos argilo-siltosos de origem residual, que costumam não repetir comportamentos, mesmo quando possuem rocha matriz similar e são ensaiados nas mesmas condições.

## 6. CONCLUSÕES

A pesquisa pautou-se na realização da caracterização e na obtenção dos parâmetros de resistência de um solo residual de basalto. Os procedimentos experimentais propostos para a pesquisa foram realizados de forma satisfatória tanto na amostragem em campo quanto nos ensaios de laboratório. De uma forma resumida obteve-se para a granulometria: C – 79,02%; M – 11,17%; S – 9,72%; G – 9%, argila - siltosa (CM). Para os índices físicos in situ: w – 43%;  $\gamma_{nat}$  – 15,15 KN/m<sup>3</sup>;  $\gamma_s$  – 10,60 KN/m<sup>3</sup>;  $\delta$  -2,89;  $\gamma_g$  – 28,90 KN/m<sup>3</sup>;  $\gamma_{sat}$  – 16,93 KN/m<sup>3</sup>; e – 1,72; n – 0,63; Sr – 71,95%; Ar – 28,05%. Para os limites de Atterberg: LL – 71%; LP – 56%; IP – 15%; IA – 0,19; IC – 1,87. A classificação SUCS definiu como um Silte de Alta Compressibilidade e média plasticidade (MH) e de acordo com o HRB o solo foi enquadrado como sendo A – 7 – 5, solo argiloso onde mais de 35% das partículas passam pela peneira de malha 200. Quanto ao índice de atividade, a argila foi classificada como inativa e em relação ao índice de consistência como argila dura.

Percebe-se para a condição natural que com o aumento da tensão normal de consolidação o comportamento das curvas, tensão cisalhante em função das deformações, passam de um estágio dúctil para um estágio de formação de pico, porém, na condição inundada as curvas mantiveram-se com comportamento mais próximo ao dúctil, sem formação de resistência de pico.



Verifica-se que as curvas tensão cisalhante em função das deformações, apresentaram sobreposição, até a tensão cisalhante de 20 kPa para a condição natural e de 10 kPa para a condição inundada.

As tensões cisalhantes, em condição natural, tornam-se constantes a partir do valor médio de deformação de 11 mm, com exceção da tensão normal de 200 kPa. Por outro lado na condição inundada, não se identificou um ponto em comum de deformação em que as tensões cisalhantes permanecessem constantes.

Na interpretação gráfica das curvas, observa-se para as condições naturais e inundadas que durante o cisalhamento, ocorre contração do solo. Na análise comparativa das deformações, a condição inundada apresentou deformações verticais maiores, com exceção da tensão normal de 50 kPa.

Durante o cisalhamento verifica-se que nas condições naturais ocorrem reduções do teor de umidade, devido à expulsão da água dos vazios e perda para o ambiente. Entretanto, ocorre um decréscimo desta redução com o aumento da tensão normal de consolidação, uma tentativa para explicar esse fato, seria que com o aumento da tensão de consolidação, houve o aprisionamento da água intersticial nos vazios, ao contrário de haver expulsão. Por outro lado, nas condições inundadas ocorreu um acréscimo do teor de umidade durante a ruptura, este fenômeno ocorrido de aumento do teor de umidade, parece estar dentro do previsto, pois com menores tensões ocorre elevação do teor de umidade, ocasionado pelo menor confinamento. Porém, este acréscimo diminui com a elevação das tensões normais de consolidação.

A partir do ensaio de cisalhamento direto, obteve-se como parâmetros os valores de 29,50 kPa para o intercepto coesivo e de 22,15° no ângulo de atrito, ambos para a condição de umidade natural. Já para a condição inundada os valores foram de 17,50 kPa para o intercepto coesivo e 18,26° para o ângulo de atrito interno.

Quanto aos parâmetros de resistência ao cisalhamento, ocorreu uma redução dos valores obtidos na condição inundada em comparação com a natural. Observa-se que a variação foi de aproximadamente 4°, que equivale a 17,56%, de redução no ângulo de atrito da condição natural para a inundada, e uma redução de 12 kPa ou 40,68%, na coesão da condição de umidade natural para a inundada. Acredita-se que essa diferenciação no valor da coesão ocorreu devido à redução da coesão aparente durante a inundaçãõ.

Em análise sintética percebe-se que os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo pesquisado, encontram-se dentro da faixa de grandeza de valores obtidos por outros pesquisadores.

A acurácia da análise das curvas tensão versus deformação realizada neste estudo poderia ser melhorada, através do aumento do campo amostral ou da realização de outros ensaios como: o triaxial e o shear box; assim como os efeitos da compactação sobre este solo.

## REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, G. C. P. de. **Caracterização Física e Classificação dos solos.** Universidade Federal de Juiz de Fora, 2005.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457:** Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459:** Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502:** Rochas e solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180:** Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181:** Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.
- BERNARDI, J. **Caracterização de jazidas de solo residual de basalto visando seu emprego em barragens de terra.** 159 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Tecnologia, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí - RS, 2006.
- BISHOP, A. W. **Shear strength parameters for undisturbed and remoulded soils specimens.** In **Stress-strain behaviour of soils**, pp. 3-58 (ed.R. H. G. Parry). London. 1972.
- BOEHL, P. E. G. **Algumas observações sobre as propriedades geotécnicas de solos estruturados derivados de granito da Grande Florianópolis.** [dissertação] / Pedro Eugenio Gomes Boehl; orientador, Marciano Maccarini. - Florianópolis, SC, 2011, 228p.
- BONAFÉ, L. **Estudo da resistência de um solo residual de basalto estabilizado e reforçado.** 101 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Tecnologia, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí - RS, 2004.
- CAPUTO, H. P. **MECÂNICA DOS SOLOS E SUAS APLICAÇÕES: MECÂNICA DOS SOLOS - E SUAS APLICAÇÕES**, 6.ed. Rio de Janeiro, LTC, 1988. 244 p.
- CONTENCO. Manual do usuário. **Equipamento para ensaios de cisalhamento direto em solos.** São José da Lapa. MG, 2017.
- COSTA, E. **Classificação dos solos e tipos de fundações.** Universidade do Estado de Mato Grosso, 2016.

CPRM. Serviço Geológico do Brasil. **Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul na escala de apresentação 1:750.000**. Porto Alegre – RS, 2006.

CRUZ, P. T. **100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto**. São Paulo: Oficina de textos, 645p. 1996.

DIEMER, F. et al. **Propriedades geotécnicas do solo residual de basalto da região de Ijuí/RS**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.12, p.25-36, Outubro, 2008.

**DNER – ME 093**. DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Solos – determinação da densidade real, 1994.

DNPM. Departamento Nacional de Produção Mineral. **Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul**, 1989.

ENTAAL. **Plano Municipal de Saneamento Básico**. Erechim: ENTAAL, 2014, 31p.

FREITAS NETO, O. et al. **Caracterização Geotécnica do Basalto da Formação Serra Geral para Utilização na Construção Civil**. Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos – SP, 2006. Disponível em: <<https://www.abms.com.br/links/bibliotecavirtual/IIgeojovem2006/2006-neto-oliveira.pdf>>.

GERSCOVICH, D.M.S. **Resistência ao Cisalhamento** – Estruturas de Contenção, FEUERJ - RJ, 2010.

GUTIERREZ, N. H. M.; NOBREGA, M.T.; LUIZ, A. M. F. **Características e comportamentos geotécnicos de áreas sobre basalto: O caso de Maringá- PR**. In: GEOSUL 2015. X Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul Maringá – PR, 17-19., 2015, Maringá. **Artigo**. Maringá: Abms, 2015. p. 17-19.

MARANGON. M. **Tensões nos solos**. Núcleo de Geotecnia. UFJF, 2013. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/03-MS-Unidade-02-Tens%C3%B5es-2013.pdf>>. Acesso em: 08 abr. 2017.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. São Paulo, 2010.

MATTÉ, F. **DETERMINAÇÃO PRELIMINAR DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO RESIDUAL DO CAMPUS UFFS – ERECHIM/RS**. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal da Fronteira Sul – UFFS, Erechim – RS, 2017.

MENEGOTTO, M. L. et al. **Caracterização Geotécnica Preliminar do Solo da Área Experimental da UFFS – Campus Chapecó**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2016, Belo Horizonte. **Artigo**. Belo Horizonte: Abms, 2016. p. 1-8.

PINTO, C. de S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. São Paulo, 2006.

REIS, R. M. **Comportamento Tensão-Deformação de dois horizontes de um Solo Residual de Gnaiss.** Tese de Doutorado, USP, São Carlos – SP, 2004.

RIBEIRO JUNIOR, I. **Controle de Obras: Resistência ao cisalhamento dos solos.** Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia, Cuiabá-MT, 2012.

ROCHA, W. W. et al. **Resistência ao cisalhamento e grau de intemperismo de cinco solos na região de Lavras (MG).** *Rev. Bras. Ciênc. Solo* [online]. 2002, vol.26, n.2, p.297-303. Disponível em: <[http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S0100-06832002000200002&script=sci\\_abstract&tlng=pt](http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S0100-06832002000200002&script=sci_abstract&tlng=pt)>. Acesso em: 10 abr. 2017.

SACHETTI, Á. S. **Caracterização Geotécnica dos Solos de Passo Fundo e Erechim, e Geológica da Rocha de Passo Fundo.** Revista de Engenharia Civil IMED. 2014, p.11-17.

SANDRONI, S. S; MACCARINI, M. **Ensaio Triaxiais e de Cisalhamento Direto em uma Ocorrência de Solo Residual Gnaissico Jovem Rico em Feldspato.** Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais. COPPE-UFRJ, 1981.

SANTOS, T. A.; SPECHT, L. P.; PINHEIRO, R. J. B. **Caracterização física e mecânica dos solos usualmente empregados em subleitos rodoviários no Rio Grande do Sul.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 18, 2016, Belo Horizonte. **Artigo.** Belo Horizonte: Abms, 2016. p. 19-22.

SILVA, A. J. N da.; CARVALHO, F. G de. **Coesão e resistência ao cisalhamento relacionadas a atributos físicos e químicos de um latossolo amarelo de tabuleiro costeiro.** *Rev. Bras. Ciênc. Solo* [online]. 2007, vol.31, p.853-862. Disponível em: <<http://www.scielo.br/pdf/rbcs/v31n5/a03v31n5>>. Acesso em: 08 abr. 2017.

STREHL, M. J. **Avaliação das propriedades geotécnicas de um solo do campus Erechim – RS através dos ensaios de compactação tipo Proctor.** Trabalho de Conclusão de Curso, UFFS, Erechim, 2016.

TOMINAGA, L. K.; SANTORO, J.; AMARAL, R. do. **Desastres naturais: conhecer para prevenir.** Instituto Geológico. São Paulo, 2009. Disponível em: <<http://www.igeologico.sp.gov.br/downloads/livros/DesastresNaturais.pdf>>. Acesso em: 08 abr. 2017.

UFRGS. **Cavernas no Rio Grande do Sul.** Projeto Paleotocas. 2010. Disponível em: <<http://www.ufrgs.br/paleotocas/RioGrandedoSul.htm>>. Acesso em: 03 jun. 2017.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos.** São Paulo, McGraw-Hill, 1977. 509p.

VIECILI, C. **Determinação dos parâmetros de resistência do solo de Ijuí a partir do ensaio de cisalhamento direto.** 76 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Tecnologia, Universidade Regional do Noroeste do Estado

do Rio Grande do Sul, Ijuí - RS, 2003. Disponível em:  
<[http://www.projetos.unijui.edu.br/petegc/wp-content/uploads/tccs/tcc-titulos/2003/Determinacao\\_dos\\_Parametros\\_de\\_Resistencia\\_do\\_Solo\\_de\\_Ijuí\\_a\\_Partir\\_do\\_Ensaio\\_de\\_Cisalhamento\\_Direto.pdf](http://www.projetos.unijui.edu.br/petegc/wp-content/uploads/tccs/tcc-titulos/2003/Determinacao_dos_Parametros_de_Resistencia_do_Solo_de_Ijuí_a_Partir_do_Ensaio_de_Cisalhamento_Direto.pdf)>. Acesso em: 08 abr. 2017.

ANEXO A – Relatórios disponibilizados pelo equipamento de cisalhamento direto.

### CP1 - NATURAL

Número do CP: 1  
Tensão Normal: 0,50(kgf/cm<sup>2</sup>)

#### Resultado do Ensaio

Tensão Cisalhante: **0,46(kgf/cm<sup>2</sup>)**

#### Gráfico do Ensaio Realizado



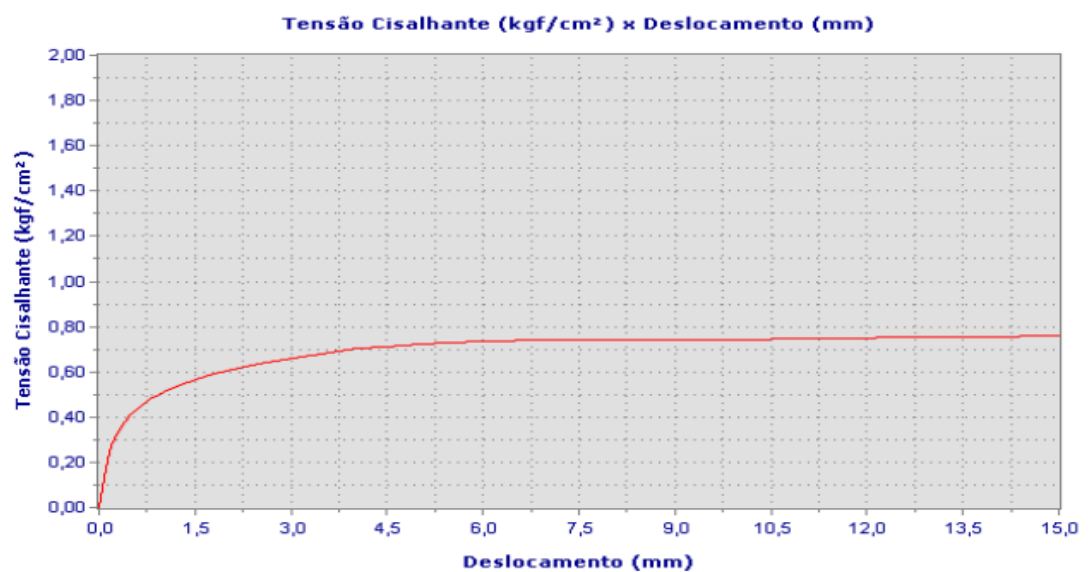
### CP2 - NATURAL

Número do CP: 1  
Tensão Normal: 1,00(kgf/cm<sup>2</sup>)

#### Resultado do Ensaio

Tensão Cisalhante: **0,76(kgf/cm<sup>2</sup>)**

#### Gráfico do Ensaio Realizado



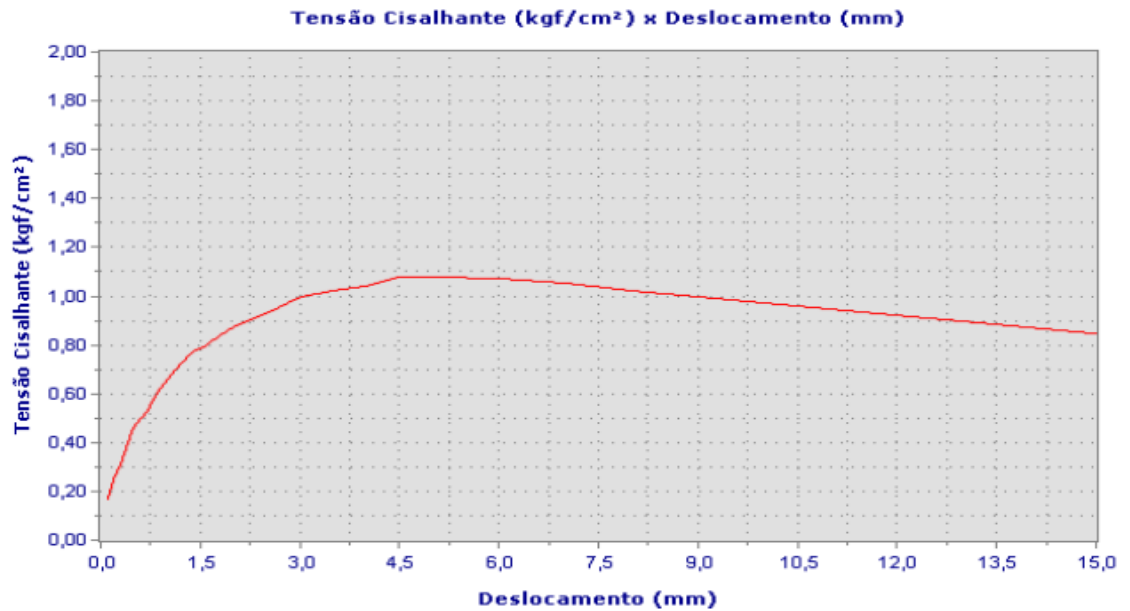
## CP3 – NATURAL

Número do CP: 1  
Tensão Normal: 2,00(kgf/cm<sup>2</sup>)

## Resultado do Ensaio

Tensão Cisalhante: 1,09(kgf/cm<sup>2</sup>)

## Gráfico do Ensaio Realizado



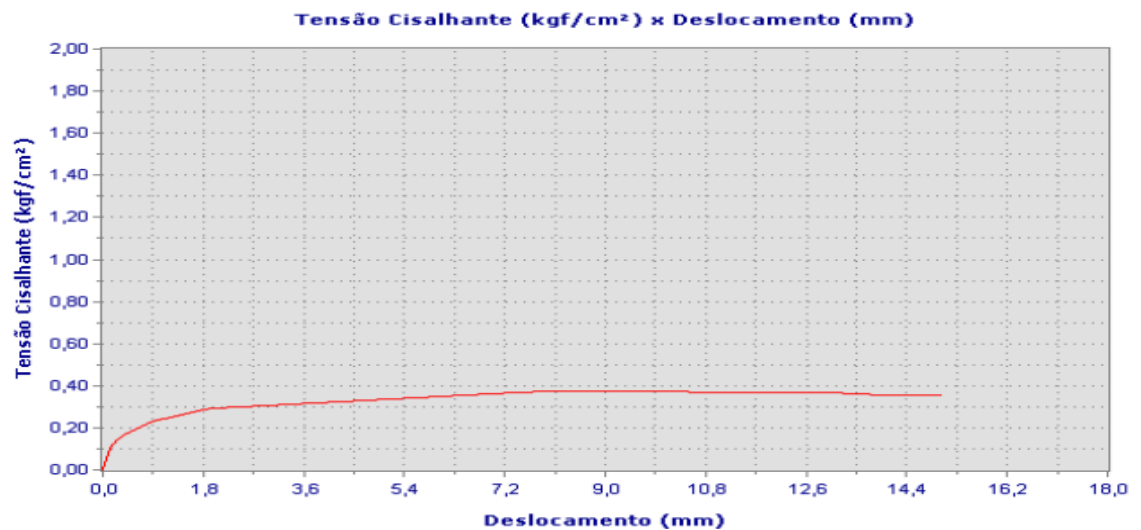
## CP1 – INUNDADO

Número do CP: 1  
Tensão Normal: 0,50(kgf/cm<sup>2</sup>)

## Resultado do Ensaio

Tensão Cisalhante: 0,37(kgf/cm<sup>2</sup>)

## Gráfico do Ensaio Realizado





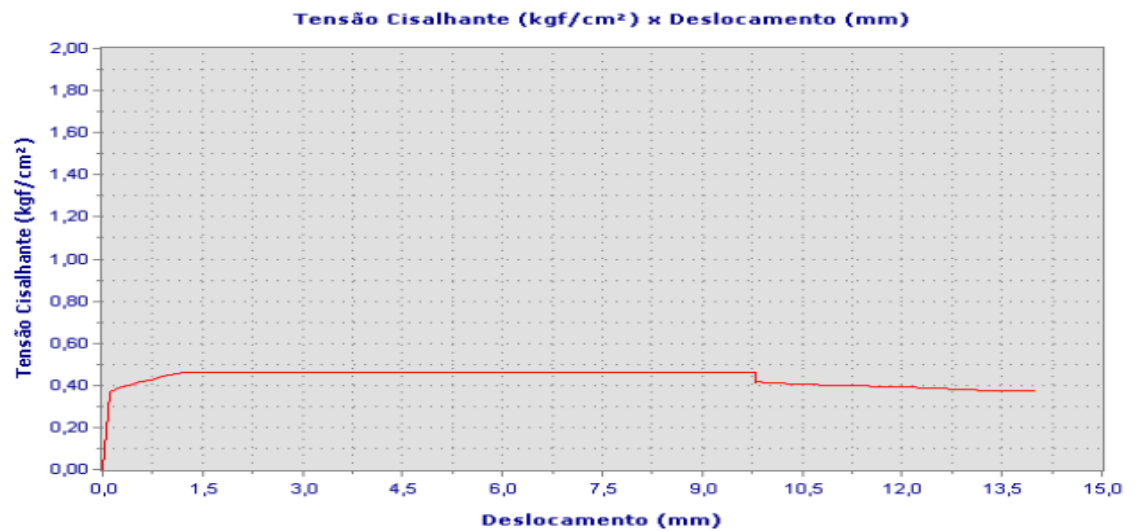
## CP2 – INUNDADO

Número do CP: 1  
Tensão Normal: 1,00(kgf/cm<sup>2</sup>)

### Resultado do Ensaio

Tensão Cisalhante: 0,46(kgf/cm<sup>2</sup>)

### Gráfico do Ensaio Realizado



## CP3 – INUNDADO

Número do CP: 1  
Tensão Normal: 2,00(kgf/cm<sup>2</sup>)

### Resultado do Ensaio

Tensão Cisalhante: 0,85(kgf/cm<sup>2</sup>)

### Gráfico do Ensaio Realizado

