



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

FRANCIELE OLIVEIRA CASTRO

**CARACTERIZAÇÃO E DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA
E DEFORMABILIDADE DO SOLO DA UFFS CAMPUS CERRO LARGO/RS**

CERRO LARGO

2017

FRANCIELE OLIVEIRA CASTRO

**CARACTERIZAÇÃO E DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA
E DEFORMABILIDADE DO SOLO DA UFFS CAMPUS CERRO LARGO/RS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Ambiental e Sanitária da Universidade Federal da Fronteira Sul, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Ambiental e Sanitária.

Orientador: Prof. Dr. Márcio Antônio Vendruscolo

CERRO LARGO

2017

PROGRAD/DBIB - Divisão de Bibliotecas

Castro, Franciele Oliveira

Caracterização e determinação de parâmetros de resistência e deformabilidade do solo da UFFS Campus Cerro Largo/RS/ Franciele Oliveira Castro. -- 2017. 74 f.:il.

Orientador: Márcio Antônio Vendruscolo.

Trabalho de conclusão de curso (graduação) - Universidade Federal da Fronteira Sul, Curso de Engenharia Ambiental e Sanitária , Cerro Largo, RS, 2017.

1. Caracterização geotécnica. 2. Parâmetros de resistência e deformabilidade. 3. Solo do Campus da UFFS. 4. Cerro Largo/RS. I. Vendruscolo, Márcio Antônio, orient. II. Universidade Federal da Fronteira Sul. III. Título.

FRANCIELE OLIVEIRA CASTRO

**CARACTERIZAÇÃO E DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA
E DEFORMABILIDADE DO SOLO DA UFFS CAMPUS CERRO LARGO/RS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Ambiental e Sanitária da Universidade Federal da Fronteira Sul, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Ambiental e Sanitária.

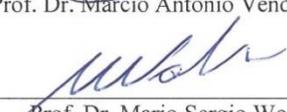
Orientador: Prof. Dr. Márcio Antônio Vendruscolo

Este trabalho de Conclusão de Curso foi defendido e aprovado pela banca em: 06/12/2017

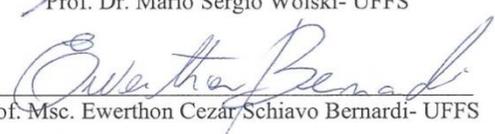
BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Márcio Antônio Vendruscolo- UFFS



Prof. Dr. Mario Sergio Wolski- UFFS



Prof. Msc. Ewerthon Cezar Schiavo Bernardi- UFFS

Dedico este trabalho a meus pais, Beatriz e Neri e a todos que de alguma forma me apoiaram durante minha trajetória acadêmica.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Beatriz e Neri pelos ensinamentos, incentivos, dedicação e por todo investimento e confiança depositados em mim durante a graduação e que me ajudaram a realizar este sonho.

Ao meu orientador Prof. Dr. Márcio Antônio Vendruscolo pela orientação, oportunidade, auxílio e disponibilidade.

À minhas colegas, amigas e companheiras de todas as horas, Camila, Carlise e Nadine pela paciência, ajudas, companheirismo e amizade.

A meus amigos Andressa, Charles, Dalila, Gabriela, Jéferson, Jéssica e Maikel pela amizade e apoio.

À minhas colegas e amigas Aline, Débora, Diana, Laura e Nátali pela amizade e companheirismo.

À Prof. Dr. Iara Denise Endruweit Battisti pelas oportunidades de projetos de pesquisa que me agregaram muito conhecimento.

A meus colegas de projeto Alexandre Luiz Schäffer e Jéssica Aguiar pela amizade e companheirismo.

Aos professores do curso de Engenharia Ambiental e Sanitária pela dedicação durante toda a graduação que colaboraram não apenas com o crescimento profissional, mas também pessoal.

A equipe técnica do laboratório da UFFS pela atenção e auxílio.

À Universidade Federal da Fronteira Sul, seu corpo docente, direção e administração pelos auxílios prestados e pela oportunidade de formação superior.

Enfim, a todos que de alguma forma torceram por mim para que eu conseguisse conquistar meus objetivos e sonhos.

RESUMO

O elevado crescimento na construção civil, seja de obras pequenas ou grandes, necessita de conhecimentos acerca das propriedades geotécnicas do solo, de maneira a evitar problemas nas obras realizadas, e patologias nas fundações. As pesquisas envolvendo as características geotécnicas estão relacionadas com estudos sobre o comportamento, resistência e deformabilidade do solo, sendo possível assim, definir os usos mais adequados para solos de determinadas regiões. Assim, o objetivo do presente trabalho foi definir as características geotécnicas, bem como a resistência ao cisalhamento, adensamento e compressão simples dos solos coletados em três Pontos diferentes localizados no território da UFFS, Campus Cerro Largo. A metodologia da pesquisa consistiu em coletas de amostras deformadas e indeformadas, realizando ensaios de caracterização, cisalhamento direto saturado e não saturado, além de ensaios de adensamento edométrico e de compressão simples. Como resultados foram obtidos os valores correspondentes à umidades natural, índices físicos, limites de consistência (limite de liquidez, limite de plasticidade), resistência ao cisalhamento direto saturado e não saturado, tensão de pré-adensamento, coeficiente de compressão e recompressão por intermédio do ensaio de adensamento edométrico, tensão máxima por meio de ensaio de compressão simples e a classificação do solo. Em relação aos ensaios de caracterização do solo, os Pontos 1 e 3 apresentaram valores mais elevados de umidade, sendo de 37,07% o Ponto 1 e 39,67% o Ponto 2, a densidade real dos grãos ficou entre $2,62 \text{ g.cm}^{-3}$ e $2,67 \text{ g.cm}^{-3}$ e a granulometria apresentou maiores frações de partículas finas, como argila e silte seguido de areias fina a média. Em relação aos limites de consistência, os valores dos limites de liquidez ficaram na faixa de 50% para todos os Pontos analisados e os valores dos limites de plasticidade ficaram entre 7% e 15% para os Pontos 1 e 2, e o Ponto 3 apresentou-se como Não Plástico. Os solos estudados foram classificados como MH - Silte de Alta Compressibilidade, segundo a classificação SUCS e segundo a classificação HRB como Solos Argilosos de Alta Compressibilidade e Solo Siltoso de Alta Compressibilidade. Os corpos de prova submetidos ao ensaio de cisalhamento direto na condição não saturada apresentaram maior resistência do que os corpos de prova em estado saturado, devido ao fato de que os corpos de prova inundados apresentam maior umidade, diminuindo desta forma a resistência. O máximo valor da tensão de pré-adensamento foi de 75 kN.m^{-2} para o Ponto 1 e o menor valor foi de 35 kN.m^{-2} para o Ponto 3, e a tensão de ruptura média do Ponto 1 foi de $21,13 \text{ kN.m}^{-2}$.

Palavras-chave: Caracterização geotécnica. Parâmetros de resistência e deformabilidade. Solo do Campus da UFFS. Cerro Largo/RS.

ABSTRACT

The high growth in the civil construction, whether of small or large works, needs knowledge about the geotechnical properties of the soil, in order to avoid problems in the works carried out, and pathologies in the foundations. The researches involving the geotechnical characteristics are related to studies on the behavior, resistance and deformability of the soil, being possible to define the most suitable uses for soils of certain regions. So, the objective of the present work was to define the geotechnical characteristics, as well as the resistance to shear, consolidation and simple compression of the soils collected in three different points located in the territory of the UFFS, Campus Cerro Largo. The research methodology consisted of collect samples disturbed and undisturbed, performing characterization tests, direct shear tests saturated and unsaturated, edometric densification tests and test of simple compression. As results, were obtained the values corresponding to the natural moisture, physical indexes, Consistency Limits (Liquidity Limit, Plasticity Limit), resistance to saturated and unsaturated direct shear, pre - densification tension, compression and coefficient of recompression through the test of edometric densification, maximum stress through test of simple compression and soil classification. In relation to the soil characterization tests, Points 1 and 3 presented higher values of humidity, with 37.07% being Point 1 and 39.67% Point 2, the actual grain density was between 2.62 g.cm^{-3} and 2.67 g.cm^{-3} and the particle size showed larger fractions of fine particles, such as clay and silt followed by fine to medium sand. Regarding the limits of consistency, the values of the liquidity limits were around of 50% for all Points analyzed and of the plasticity limits values were between 7% and 15% for Points 1 and 2, and Point 3 was presented as No Plastic. The studied soils were classified as MH - Silte of High Compressibility, according to the classification SUCS and according to the classification HRB as Clay Soils of High Compressibility and Silt Soil of High Compressibility. The sample submitted to the direct shear test in the unsaturated condition showed higher resistance than the test sample in the saturated state, due to the fact that the flooded sample present higher humidity, thus reducing the resistance. The maximum value of the pre-densification tension was 75 kN.m^{-2} for Point 1 and the lowest value was 35 kN.m^{-2} for Point 3, and the average Point 1 rupture voltage was $21,13 \text{ kN.m}^{-2}$.

Keywords: Geotechnical characterization. Parameters of resistance and deformability. Soil of the UFFS Campus. Cerro Largo/RS.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Representação do perfil do solo com seus principais horizontes.....	18
Figura 2 - Classificação Textural do <i>Natural Resources Conservation Service</i> (USDA).....	22
Figura 3 - Carta de Plasticidade de Casagrande	26
Figura 4 - Limites de Atterberg	28
Figura 5 - Fases no solo: no estado natural (a), separadas em volume (b).....	31
Figura 6 - Escala Granulométrica de acordo com a NBR 6502/1995 (ABNT, 1995).....	34
Figura 7 - Esquema de equipamento do Ensaio de Cisalhamento Direto	35
Figura 8 - Representação de ensaio de cisalhamento direto	35
Figura 9 - Esquema do Edômetro utilizado nos ensaios de adensamento	37
Figura 10 - Mapa de localização de coleta das amostras no Campus da UFFS	38
Figura 11 - Etapas da sondagem a trado.....	39
Figura 12 - Amostras deformadas dispostas em bandejas.....	39
Figura 13 - Amostras indeformadas de cisalhamento direto e adensamento edométrico	40
Figura 14 - Amostra indeformada para ensaio de compressão simples	40
Figura 15 - Fluxograma dos métodos utilizados no estudo.....	41
Figura 16 - Peneiras utilizadas no ensaio para determinação da curva granulométrica	42
Figura 17 - Copo agitador, provetas e peneiras utilizadas no ensaio de granulometria pelo método da pipeta.....	42
Figura 18 - Aparelho de Casagrande para determinação do Limite de Liquidez	43
Figura 19 - Demonstração da realização do ensaio de Limite de Plasticidade (a), Aparelhagem utilizada (b).....	44
Figura 20 - Sequência da montagem da amostra no equipamento	45
Figura 21 - Equipamento para ensaio de cisalhamento direto.....	45
Figura 22 - Torno de moldagem para corpos de prova da marca Pavitest (a), Aparelho de compressão simples da marca Solotest (b)	46
Figura 23 - Edômetro utilizado em ensaios de compressão confinada.....	47
Figura 24 - Curva Granulométrica por peneiramento. Ponto 1 (a), Ponto 2 (b) e Ponto 3 (b).50	
Figura 25 - Curva Granulométrica pelo Método da Pipeta. Ponto1 (a), Ponto 2 (b) e Ponto 3 (c).....	51
Figura 26 - Limite de Liquidez. Ponto 1 (a) Ponto 2 (b) e Ponto 3 (c)	53
Figura 27 - Cisalhamento Direto Saturado. Ponto 1 (a) Ponto 2 (b) Ponto 3 (c)	58
Figura 28 - Cisalhamento Direto Não Saturado. Ponto 1 (a), Ponto 2 (b), Ponto 3 (c).....	60

Figura 29 - Envoltória de Resistência nas duas condições. Ponto 1 (a), Ponto 2 (b), Ponto 3 (c)	62
Figura 30 - Compressão Simples. Ensaio 1 (a), Ensaio 2 (b), Ensaio 3 (c)	64
Figura 31 - Resultados do Adensamento Edométrico. Ponto 1 (a), Ponto 2 (b) e Ponto 3 (c).	66

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classificação HRB	23
Quadro 2 - Nomenclatura de Classificação do Sistema HRB	24
Quadro 3 - Classificação SUCS.....	26
Quadro 4 - Terminologia do Sistema Unificado	27
Quadro 5 - Equações para determinação dos índices físicos.....	32

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Umidade Natural	48
Tabela 2 - Densidade real dos grãos	49
Tabela 3 - Limite de Liquidez	53
Tabela 4 - Limite de Plasticidade	54
Tabela 5 - Índice de Plasticidade para os três pontos	54
Tabela 6 - Índices Físicos dos três Pontos	55
Tabela 7 - Classificação dos Pontos pelo sistema HRB	56
Tabela 8 - Resultados dos parâmetros de resistência dos Pontos de estudo	63
Tabela 9 - Valores de Tensão de Ruptura	65
Tabela 10 - Tensão de pré-adensamento, Cc e Cr dos Pontos 1, 2 e 3	66

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
HRB	<i>Highway Research Board</i>
IG	Índice de Grupo
IP	Índice de Plasticidade
LC	Limite de Contração
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
RU	Restaurante Universitário
TRB	<i>Transportation Research Board</i>
UFFS	Universidade Federal da Fronteira Sul
USDA	<i>Natural Resources Conservation Service</i>

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	OBJETIVOS	16
2.1	OBJETIVO GERAL.....	16
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	16
3	REFERENCIAL TEÓRICO	17
3.1	CONTEXTUALIZAÇÕES SOBRE SOLO, PERFIL E HORIZONTE	17
3.2	FORMAÇÃO DO SOLO	18
3.3	COMPORTAMENTO DO SOLO	19
3.3.1	Comportamento Arenoso.....	19
3.3.2	Comportamento Argiloso	20
3.4	CLASSIFICAÇÕES DO SOLO	21
3.5	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	27
3.5.1	Umidade Natural e Densidade Real dos grãos.....	27
3.5.2	Limites de Atterberg	28
3.5.2.1	Limite de Contração (LC)	29
3.5.2.2	Limite de Plasticidade (LP)	29
3.5.2.3	Limite de Liquidez (LL).....	30
3.5.3	Índices Físicos	31
3.5.4	Curva Granulométrica.....	33
3.6	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO	34
3.7	ADENSAMENTO DO SOLO	36
3.8	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES	37
4	MATERIAIS E MÉTODOS.....	38
4.1	ÁREA DE ESTUDO	38
4.2	MATERIAIS	39
4.2.1	Amostras deformadas	39
4.2.2	Amostras indeformadas	40
4.3	MÉTODOS.....	40
4.3.1	Métodos para a caracterização do solo.....	41
4.3.1.1	Determinação da Umidade Natural e Densidade Real dos grãos	41
4.3.1.2	Granulometria por peneiramento.....	42
4.3.1.3	Granulometria pelo método da pipeta	42
4.3.1.4	Limite de Liquidez.....	43
4.3.1.5	Limite de Plasticidade.....	43
4.3.2	Métodos para determinação dos parâmetros de resistência	44
4.3.2.1	Ensaio de Cisalhamento Direto Saturado e Não Saturado	44
4.3.2.2	Ensaio de Compressão Simples	45
4.3.3	Métodos para determinação dos parâmetros de deformabilidade	46
4.3.3.1	Ensaio de Adensamento Edométrico	46
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	48
5.1	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	48
5.1.1	Umidade Natural	48
5.1.2	Densidade Real dos grãos/Peso específico dos grãos	49
5.1.3	Curva Granulométrica – peneiramento	49
5.1.4	Curva Granulométrica – método da pipeta	50
5.1.5	Limite de Liquidez.....	52
5.1.6	Limite de Plasticidade	54

5.1.7	Índices Físicos	55
5.2	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO.....	55
5.2.1	Classificação pelo sistema HRB	55
5.2.2	Classificação pelo sistema SUCS.....	57
5.3	ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	57
5.3.1	Cisalhamento Direto Saturado	57
5.3.2	Cisalhamento Direto Não Saturado	59
5.3.3	Parâmetros de resistência do cisalhamento direto saturado e não saturado ..	61
5.4	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES.....	64
5.5	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO EDOMÉTRICO	65
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	68
	REFERÊNCIAS	69

1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos houve um grande crescimento no setor de construção civil, no que diz respeito às construções de pequeno, médio e grande porte. Dessa forma, necessita-se de conhecimento acerca das propriedades geotécnicas do solo no qual serão realizadas as diversas obras, evitando dessa forma a ocorrência de falhas nas construções, garantindo assim o sucesso dos projetos realizados, bem como, o menor impacto no solo dos locais onde são realizadas as obras.

Dentre os materiais utilizados em construções, o solo é o mais barato e abundante na natureza, servindo como base para todos os tipos de edificações. Dessa forma, torna-se de extrema importância conhecer as suas propriedades garantindo a possibilidade de se desenvolver projetos em que a segurança e a economia estejam equilibradas (VIECILI, 2003).

De acordo com Milititsky et al. (2015), a causa mais frequente de problemas nas fundações é o desconhecimento sobre as características do subsolo, seja pela inexistência ou insuficiência de qualquer investigação geotécnica, bem como por falhas na interpretação dos resultados da investigação, sendo que pode ser tomado como exemplo desses problemas a construção de um aterro heterogêneo ou mal compactado.

Ainda, diversas são as causas das patologias em edificações, estradas e outras obras de engenharia, uma vez que as fundações podem ser mal dimensionadas devido a vários fatores, seja pela falta de conhecimento do profissional projetista, acarretando dessa forma em erros de cálculos, ou também por falta de conhecimento das características geotécnicas do solo da área utilizada pra suporte das edificações (VIECILI, 2003).

Para que seja possível entender o comportamento de um solo ou ainda prever o seu desempenho em uma fundação, torna-se necessário o conhecimento sobre algumas de suas características de comportamento, como a resistência e deformabilidade, sendo este influenciado pela estrutura, composição mineralógica, permeabilidade e condições de carregamento que está, estará ou esteve submetido (LEÃO, 2010).

Em grandes obras, são executadas sondagens para se conhecer o solo da região, sendo mais utilizada a *Standard Penetration Test* (SPT), que fornece um número N_{spt} correlacionado empiricamente com os parâmetros de deformabilidade e resistência do solo. É importante ressaltar que o conhecimento do solo no qual se deseja projetar a fundação deve ser o mais correto possível, pois este receberá os esforços transmitidos e deve absorvê-los (VIECILI, 2003).

Para que as obras de geotecnia sejam projetadas e executadas com máxima eficácia deve-se realizar uma verificação em modelos, que possam espelhar o mais próximo a realidade local, como é o caso dos projetos de fundações do Rio Grande do Sul, que baseiam-se quase que exclusivamente em obras já realizadas (EMMER, 2004).

Diversas obras de engenharia como edificações, taludes, barragens e aterros sanitários, podem ter sua utilização comprometida devido a problemas que envolvem a infraestrutura e o desconhecimento das características geotécnicas do solo, que acarretam em um menor desempenho do empreendimento, e conseqüentemente em prejuízos financeiros, desta forma, com o intuito de melhorar a situação destas obras, necessita-se da melhoria das características do solo, de forma a assegurar que este seja capaz de suportar as cargas aplicadas, bem como manter a resistência e estabilidade (DIEMER et al., 2008).

Ainda, outra condição que merece atenção em relação ao solo, se dá em casos onde se tem a instabilidade de encostas e riscos de deslizamentos (riscos geotécnicos) em períodos chuvosos, decorrentes principalmente pela ocupação desordenada dessas áreas de risco, que deveriam ser destinadas a áreas de preservação (ANDREOLI, C.; ANDREOLI, F.; JUSTI JUNIOR, 2012). Em casos como esse, pode-se perceber que é de fundamental importância os conhecimentos geotécnicos do solo no intuito de determinar para quais fins serão destinados esses locais, dessa forma, garantindo a segurança da população e ainda a preservação ambiental, pois conhecendo as características do solo, definem-se seus corretos usos, evitando assim a realização de obras em locais com solo inapropriado para tal fim.

Diante disso, percebe-se a grande importância da Geotecnia, pois este campo de atuação trabalha de maneira a prevenir desabamentos, desmoronamentos, deslizamentos, preservar os lençóis freáticos e demais problemas relacionados com as obras e o meio ambiente (MAPA DA OBRA, 2017).

Assim, o presente trabalho realizou um estudo do solo de uma parte do município de Cerro Largo- Rio Grande do Sul, cuja área é correspondente ao *Campus* da UFFS e, por meio de ensaios laboratoriais, obtiveram-se as características do solo, além de suas propriedades a partir de amostras deformadas e indeformadas, gerando resultados que podem servir de apoio para projetos de engenharia.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Determinar as propriedades geotécnicas do solo da UFFS- *Campus* Cerro Largo, Rio Grande do Sul.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Definir os pontos de amostragem;
- Realizar os ensaios de caracterização do solo a partir de amostras deformadas;
- Determinar os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo através de amostras indeformadas.

3 REFERENCIAL TEÓRICO

3.1 CONTEXTUALIZAÇÕES SOBRE SOLO, PERFIL E HORIZONTE

O solo é um dos recursos muito importantes para a sociedade, pois permite uma ampla variedade de usos do mesmo, seja na utilização para produção de alimentos, madeiras, fibras e medicamentos, ou até mesmo sua utilização como material para aterros sanitários, fabricação de tijolos, telhas e aquecimento de ambientes (SANTOS 2005).

De acordo com Boehl (2011), o solo possui várias definições, pois cada uma depende do interesse que este tem para determinado uso. Terzaghi, Peck e Mesri (1996) apud Boehl (2011) trazem a definição de solo como sendo um agregado natural de partículas minerais que pode ser separado por formas suaves, como por agitação em água.

Pinto (2006) afirma que os solos são constituídos por um conjunto de partículas com água e ar nos espaços intermediários e originam-se a partir da decomposição das rochas que constituíam a crosta terrestre, sendo tal decomposição decorrente de agentes físicos e químicos.

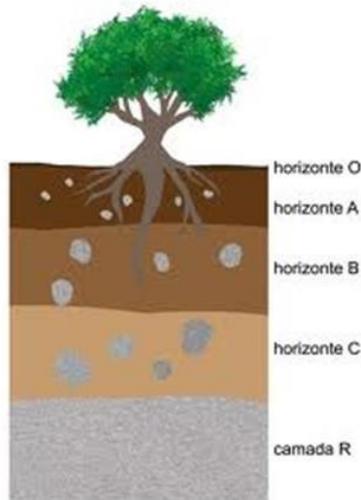
O solo é representado por um corpo tridimensional chamado de “pedon”, e sua face que vai da superfície até o material de origem é chamada de “perfil”, sendo utilizada para exames, descrição e coletas de solo, além de consistir o material básico para estudos do solo (SANTOS 2005).

Lima, V.; Lima, M.; Melo (2007), afirmam que o solo é constituído de sucessões verticais de camadas horizontais, que são resultantes dos processos de formação do solo e seus fatores, sendo essas sequências verticais chamadas de perfil do solo, que se inicia na superfície do solo e termina na rocha, podendo ser constituída de um ou mais horizontes.

Os horizontes são as diferentes camadas que constituem o solo, e são designadas pelas letras O, A, B, C e R, sendo que O é o horizonte orgânico, e é constituído por uma manta de folhas, galhos, flores, frutos e restos e dejetos de animais, podendo ser encontrado em solo sob a mata, sendo de pouca expressão ou até mesmo inexistente em regiões que possuem vegetação de campo. O horizonte A encontra-se abaixo do horizonte O, e em caso de inexistência deste segundo, é o horizonte superficial, sendo formado pela incorporação de matéria orgânica com os constituintes minerais do solo, possuindo um conteúdo baixo de matéria orgânica, se comparado com o horizonte O, sendo desta forma considerado um horizonte mineral. O horizonte B situa-se abaixo do horizonte A e é constituído por minerais de ferro da fração argila, o que acarreta em uma coloração vermelha e amarela, ainda, possui

menor teor de matéria orgânica se comparado com o horizonte A. O horizonte C encontra-se abaixo do horizonte B e é a rocha intemperizada. O horizonte R é a última camada do perfil, e é a rocha que ainda não foi intemperizada (LIMA, V.; LIMA, M.; MELO 2007). Na Figura 1 consta a representação do perfil do solo com seus horizontes.

Figura 1 - Representação do perfil do solo com seus principais horizontes



Fonte: Corlett, 2017.

3.2 FORMAÇÃO DO SOLO

O solo é formado por intermédio de três processos, físicos, químicos e biológicos, que atuam em conjunto, sendo responsáveis pela pulverização da rocha em partículas menores, que resultam em frações de material com dimensões variáveis, sendo estes os responsáveis pela formação dos diversos tipos de solo. Entre os processos físicos podem ser citados o atrito entre as partículas do solo, temperatura, ventos e pressão. Em relação aos processos químicos, dentre estes pode-se citar a atuação da água, ácidos, e bases. E no que diz respeito aos processos biológicos, cita-se a ação dos microrganismos, a presença de matéria orgânica e das raízes de plantas (ANDREOLI, C.V; ANDREOLI, F.N; JUNIOR, 2012).

Em relação aos fatores de formação do solo, o material de origem e o tempo são considerados fatores passivos, ou seja, não adicionam, exportam e nem geram energia para acelerar os processos de intemperismo e pedogênese (formação dos solos). O clima e os organismos são fatores ativos, ou seja, provem de energia e compostos químicos que

promovem os processos de pedogênese. Por fim, o relevo que é um fator controlador, pois controla a quantidade de água que se infiltra nos perfis (MUGGLER et al., 2005).

Os processos envolvidos na formação do solo resultam da combinação de fatores de formação (material de origem, relevo, organismos, clima e tempo), e consistem em adição, remoção, translocação e transformação. A adição refere-se às contribuições externas que entram no corpo do solo, podendo ser através da adição de compostos orgânicos ou adição de componentes minerais; a remoção diz respeito às contribuições que saem do corpo do solo, seja através de erosão, queimadas ou lixiviação; a translocação refere-se ao que é transportado dentro do corpo do solo, através de processos seletivos (migração de argila) ou não seletivos (transporte por formigas e cupins); e a transformação diz respeito às transformações sofridas pelos minerais que constituem os materiais de origem, ou à transformação dos compostos orgânicos que são adicionados ao material durante o processo de formação (ZIMBACK, 2003).

3.3 COMPORTAMENTO DO SOLO

3.3.1 Comportamento Arenoso

Pinto (2006) define solos arenosos como sendo aqueles que possuem maior predominância de areia, sendo esta palavra empregada para se referir a solos cuja fração de areia presente é superior a 50%, ainda, as areias puras ou com teor de finos muito pequenos (menos que 12%) possuem seu comportamento determinado pelo contato entre os grãos minerais de diâmetro superior a 0,05mm.

De acordo com Bicalho (2008), os solos arenosos possuem em sua composição grãos de vários minerais primários, que através de processos de intemperismo químico e físico desintegraram-se das rochas-matrizes. As características mais importantes para a determinação do comportamento desse tipo de solo é o tamanho dos grãos, a forma das partículas, distribuição granulométrica, microestrutura, mineralogia e cimentação.

Segundo Hachich et al. (1998), solos granulares podem ser denominados como areia ou pedregulho, e esta nomenclatura depende do tipo de granulometria predominante no solo. A NBR 6502 de 1995 da ABNT que trata sobre Rochas e Solo divide as areias e os pedregulhos em três grupos, sendo as areias divididas em: areia fina, que possui diâmetro entre 0,06 mm e 0,2 mm; areia média, com diâmetros entre 0,20 mm e 0,60 mm e areia grossa, que apresenta diâmetro variando entre 0,60 mm e 2,0 mm. Já os pedregulhos são

divididos em: pedregulho fino, que apresenta grãos entre 2,0 mm e 6,0 mm; pedregulho médio, que possui grãos entre 6,0 mm e 20,0 mm e pedregulho grosso, com grãos entre 20,0 mm e 60,0 mm (ABNT, 1995).

Estes tipos de solos são materiais importantes na engenharia no que diz respeito a barragens de terra, represas e enrocamentos, sendo que investigações em sua estrutura micro porosa são capazes de fornecer informações referentes à resistência ao cisalhamento, à compressibilidade e a condutividade hidráulica (ZHANG; LI, 2010).

As areias constituídas de 20, 30 ou 40% de finos (partículas de dimensões muito pequenas) possuem comportamento influenciado pela fração de argila. Devido ao fato das areias serem bastante permeáveis, a resistência delas geralmente é definida em termos de tensões efetivas, e sua resistência ao cisalhamento pode ser determinada tanto em ensaios de cisalhamento direto como em ensaios de compressão triaxial, sendo que ao ser carregada axialmente, as areias fofas diminuem o volume e as areias compactadas se dilatam. Em relação aos índices de vazios, as areias fofas apresentam índices elevados antes de serem carregadas axialmente e, após diminuem seu volume, pois há contração, já as areias compactadas apresentam inicialmente baixos índices, que aumentam com o carregamento devido à dilatação. Ainda, existe um índice de vazios no qual as areias não apresentam contração nem dilatação, que é definido como índice de vazio crítico. Se a areia apresentar um índice de vazio menor que o crítico, ela deverá se dilatar para romper, já se apresentar um índice de vazio maior que o crítico, ela se romperá ao se comprimir. Esse índice de vazio crítico é importante no comportamento das areias, pois se elas encontram-se saturadas e carregadas sem possibilidade de drenagem, o comportamento é diferente daquele nos casos delas possuírem índice de vazio abaixo ou acima do índice crítico (PINTO, 2006).

3.3.2 Comportamento Argiloso

Solos argilosos são aqueles em que existe maior predominância de argila, sendo este um termo bastante utilizado por engenheiros geotécnicos para definir o tamanho de argila, e minerais argílicos, que são aqueles minerais secundários, formados através do intemperismo de materiais primários (CUNHA, 2012). Ainda, Mitchell (1976) apud Cunha (2012) afirma que quanto maior for a porcentagem de argila presente no solo, maior será sua plasticidade, potencial de expansão e compressibilidade, e menores serão o ângulo de atrito e permeabilidade.

As argilas são originadas da desagregação de rochas como o granito e gnaiss, que por ataques físicos e químicos produzem partículas muito pequenas. Em relação à composição, estas são compostas por alumínio (óxido de alumínio), sílica (óxido de sílica) e água, possuindo dimensões muito pequenas (menos que 0,005 mm), podendo ser formadas por apenas um mineral argiloso (BARBOSA, 2013).

De acordo com Pinto (2006), as argilas diferem das areias pelo fato de possuírem baixa permeabilidade, por possuírem comportamentos distintos quando se trata de tensão-deformação (através de carregamento hidrostático ou carregamento de adensamento edométrico), e devido à compressibilidade perante as tensões confinantes, pois as argilas sofrem reduções de índices de vazios acima das tensões de pré-adensamento, o que não ocorre com as areias. Porém, em relação ao comportamento das argilas normalmente adensadas, este é muito semelhante ao das areias fofas, e o comportamento das argilas confinadas a tensões menores que a do pré-adensamento é semelhante ao das areias compactadas.

Gomes et al. (2016), afirmam que as argilas possuem uma elevada área superficial com ligações químicas saturadas, podendo desta forma interagir com diversas substâncias e possuindo assim um comportamento plástico quando misturadas com água, bem como uma enorme capacidade de absorção. Ainda, algumas propriedades dos minerais argilosos condicionam o seu comportamento, sendo que dentre estas destacam-se a granulometria, superfície específica, viscosidade, plasticidade, atividade das argilas e limites de consistência (SANTOS 2011).

3.4 CLASSIFICAÇÕES DO SOLO

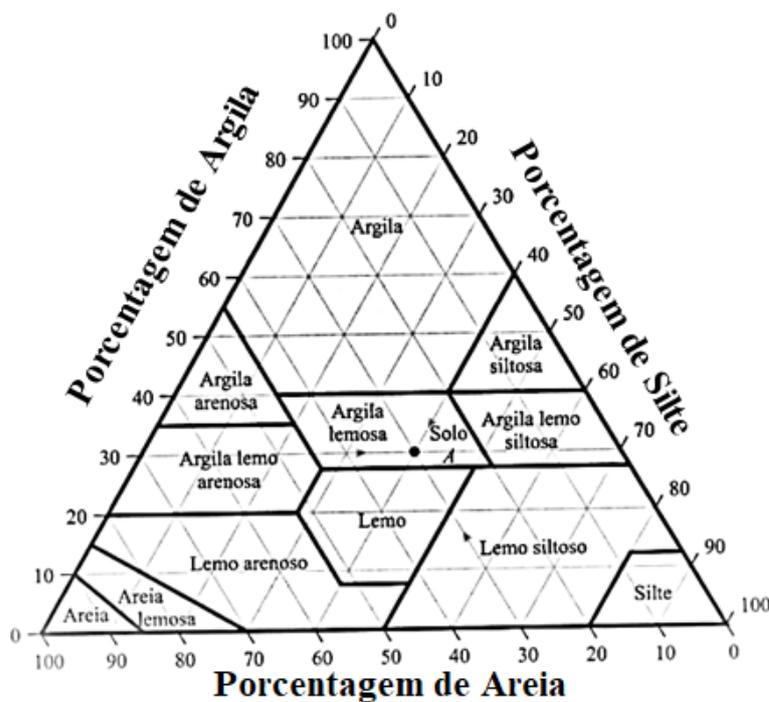
Do ponto de vista da engenharia, a classificação dos solos serve para estimar o provável comportamento do solo ou, orientar programas de investigação necessários para que se faça uma análise de um problema (PINTO, 2006).

Através da avaliação de dados morfológicos, físicos, químicos e mineralógicos do perfil, bem como, dos aspectos ambientais do local do perfil, que incluem o clima, vegetação, relevo, condições hídricas, características externas e a relação solo-paisagem, é possível obter-se a classificação de um solo (EMBRAPA, 2006).

Os solos são classificados em grupos e subgrupos de acordo com seu comportamento, tendo como base a distribuição granulométrica e a plasticidade. Assim sendo, os sistemas de classificação podem ser agrupados em duas principais categorias: a textural e comportamento de solo (DAS; SOBHAN, 2015).

A classificação textural refere-se à aparência da superfície, sendo a textura influenciada pelo tamanho das partículas individuais presentes no solo. Nesse sistema de classificação, os solos são nomeados de acordo com os principais componentes, como argila arenosa, argila siltosa, etc. Visando servir às necessidades, foi desenvolvida uma quantidade de sistemas de classificação textural, por diferentes organizações, como é o caso do sistema de classificação textural desenvolvido pelo *Natural Resources Conservation Service (USDA)*, que tem como base os limites percentuais das partículas, conforme consta na Figura 2 (DAS; SOBHAN, 2015).

Figura 2 - Classificação Textural do *Natural Resources Conservation Service (USDA)*



Fonte: DAS; SOBHAN, 2015.

De acordo com Almeida (2013), a classificação de acordo com o comportamento do solo está baseada na distribuição das partículas, considerando também a plasticidade. Os sistemas associados a esse tipo de classificação são o sistema de classificação *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)/Highway Research Board (HRB)/Transportation Research Board (TRB)* e o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS).

O sistema AASHTO/HRB/TRB foi desenvolvido na década de 20 e publicado nos anais da HRB em 1945. Esta classificação tem sido aplicada no reconhecimento de solos para

construção de pavimentos rodoviários, onde os solos são divididos em dois grandes grupos: materiais granulares e materiais silto-argilosos. A forma de classificação por esse método ocorre por meio de um quadro classificatório, onde os solos são separados em grupos e subgrupos em um processo de eliminação que ocorre do lado esquerdo para o lado direito, sendo que o primeiro grupo, a partir do lado esquerdo, com o qual os valores coincidirem, definirá a classificação correta (DNER, 1996 apud CASTRO, 2015). O quadro classificatório pode ser conferido a seguir (Quadro 1).

Quadro 1 - Classificação HRB

Classificação Geral	SOLOS GRANULARES (P200 < 35 %)							SOLOS SILTO-ARGILOSOS (P200 > 35%)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Subgrupos	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
P10	< 50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P40	< 30	< 50	> 50	-	-	-	-	-	-	-	-
P200	< 15	< 25	< 10	< 35	<35	< 35	< 35	> 35	> 35	> 35	> 35
LL	-	-	-	< 40	> 40	< 40	> 40	< 40	> 40	< 40	> 40
IP	< 6	< 6	NP	< 10	< 10	> 10	> 10	< 10	< 10	> 10	> 10
Índice de grupo (IG)	0	0	0	0	0	< 4	< 4	< 8	< 12	< 16	< 20
Tipos de material	Fragmentos de pedra, pedregulho e areia		areia fina	Pedregulhos e areias siltosas ou argilosas				Solos siltosos		Solos argilosos	
Classificação como subleito	Excelente a bom						Regular a mau				
Podemos acrescentar à estes o tipo A-8:solos orgânicos/turfas, imprestáveis como bases de pavimentos											

Fonte: Campos, 2006.

Nesta classificação, os solos são divididos em sete grupos, de acordo com sua granulometria, índices de consistência e índice de grupo. O índice de grupo é um número inteiro que possui intervalo de variação entre 0 e 20, e é determinado em função da porcentagem na peneira nº 200 (F), bem como dos valores do Limite de Liquidez (LL) e Índice de Plasticidade (IP) (SANTOS, 2006). A equação deste índice pode ser observada na Equação 1.

$$IG = (F-35). [0,2 + 0,005. (LL-40)] + 0,01. (F-15). (IP-10) \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

IG = índice de grupo;

F = porcentagem na peneira nº 200;

LL = limite de liquidez;

IP = índice de plasticidade.

De acordo com Santos (2006), a subdivisão dos grupos de acordo com este sistema ocorre da seguinte forma: Grupo A-1, são misturas bem graduadas com fragmentos de rocha e pedregulho, areia grossa, areia média e areia fina, com ou sem a presença de material fino, sendo pouco plásticos ou não plásticos; Grupo A-1-a, inclui os materiais constituídos de fragmentos de rocha ou pedregulho com ou sem material fino bem graduado; Grupo A-1-b, inclui materiais de predomínio de areia grossa a média, com ou sem material fino bem graduado; Grupo A-3 inclui as areias finas, com ausência de material siltoso ou argiloso; Grupo A-2, inclui uma grande variedade de materiais granulares; Grupo A-2-4 e A-2-5 é o grupo dos materiais granulares cuja fração passante na peneira nº 40 apresentou características dos grupos A-4 e A-5, incluindo também pedregulhos cuja porcentagem de silte e valores de IP foram acima dos valores do grupo A-1; Grupo A-2-6 e A-2-7, inclui os materiais semelhantes aos dos subgrupos A-2-4 e A-2-5; Grupo A-4 reúne solos siltosos não plásticos ou moderadamente plásticos; Grupo A-5, reúne os materiais semelhantes aos do Grupo A-4, podendo ser altamente elástico; Grupo A-6 apresenta solos argilosos plásticos; Grupo A-7, inclui materiais semelhantes aos do Grupo A-6, porém mais elásticos e com valores mais elevados de Limite de Liquidez; Subgrupo A-7-5, apresenta solos que possuem moderados índices de plasticidade, podendo ser altamente elásticos; Subgrupo A-7-6 inclui os materiais que possuem alto índice de plasticidade.

Ainda, Vendruscolo (2015) traz a nomenclatura de classificação dos subgrupos supracitados, que pode ser observada no Quadro 2.

Quadro 2 - Nomenclatura de Classificação do Sistema HRB

(continua)

Grupo	Nomenclatura
A-1	Solos granulares sem finos
A-2	Solos granulares com finos
A-2-4	Solos finos siltosos de baixa compressibilidade
A-2-5	Solos finos siltosos de alta compressibilidade
A-2-6	Solos finos argilosos de média plasticidade
A-2-7	Solos finos argilosos de alta plasticidade
A-3	Areias Finas
A-4	Solos siltosos de baixa compressibilidade

(continuação)

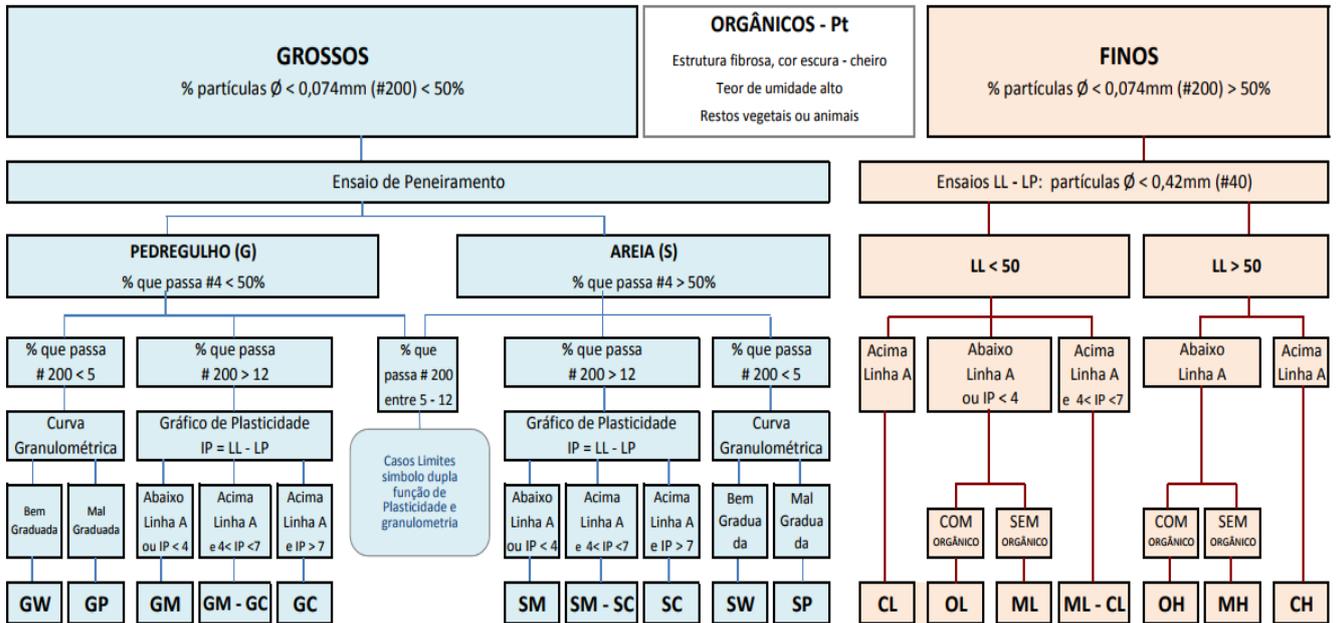
Grupo	Nomenclatura
A-5	Solos siltosos de alta compressibilidade
A-6	Solos argilosos de baixa compressibilidade
A-7	Solos argilosos de alta compressibilidade
A-7-5	Solos argilosos de alta compressibilidade, se $IP \leq (LL - 30)$
A-7-6	Solos argilosos de alta compressibilidade, se $IP > (LL - 30)$

Fonte: Adaptado de Vendruscolo, 2015.

O SUCS, inicialmente foi desenvolvido para obras de aeroportos, porém seu emprego foi se generalizando e, atualmente é empregado pelos geotécnicos que trabalham com barragens de terra. Este sistema consiste na identificação de todos os solos pelo conjunto de duas letras, sendo as cinco letras superiores indicativas do tipo principal de solo e as quatro seguintes correspondentes a dados complementares do solo (PINTO, 2006).

Neste sistema, os solos são classificados em três grupos: solos grossos (aqueles que mais de 50% do seu peso são retidos na peneira nº 200), solos finos (aqueles em que mais de 50% do seu peso são passantes na peneira nº200) e turfas (solos orgânicos, geralmente fibrilares e extremamente compressíveis). Sendo que no primeiro grupo estão presentes pedregulhos, areias e solos pedregulhosos ou arenosos com pequenas quantidades de silte ou argila, no segundo grupo encontram-se solos finos, siltosos ou argilosos, podendo estes serem de baixa ou alta compressibilidade, e os do terceiro grupo são representados pelo símbolo “Pt” (CAPUTO, 1998). O quadro classificatório deste sistema pode ser observado a seguir (Quadro 3).

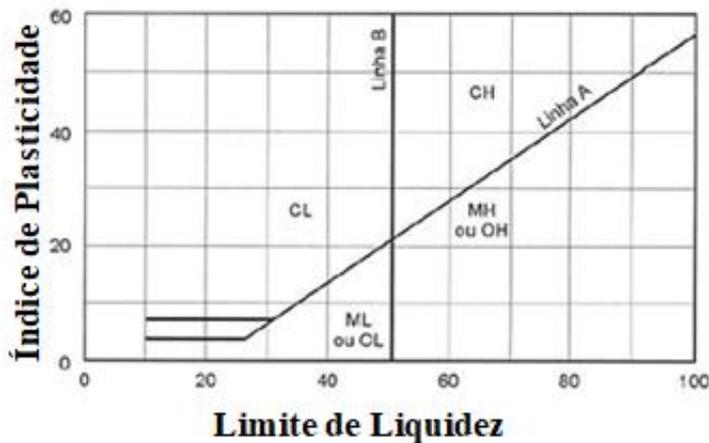
Quadro 3 - Classificação SUCS



Fonte: UDESC, 2017.

De acordo com Santos (2013), quando os solos classificados por este sistema pertencerem ao grupo dos solos finos, deve-se tomar como base para a classificação apenas os Limites de Liquidez e os Limites de Plasticidade, que são plotados na Carta de Plasticidade de Casagrande (Figura 3).

Figura 3 - Carta de Plasticidade de Casagrande



Fonte: Pinto, 2006.

A Linha A pertencente à Carta de Plasticidade de Casagrande possui a seguinte equação (PINTO, 2006).

$$IP = 0,73 (LL - 20)$$

Equação 2

Onde:

IP = índice de plasticidade;

LL = limite de liquidez.

Ainda, Pinto (2006) afirma que neste sistema todos os solos são identificados pelo conjunto de duas letras, cuja terminologia está apresentada no Quadro 4 .

Quadro 4 - Terminologia do Sistema Unificado

Símbolo	Terminologia
G	Pedregulho
S	Areia
M	Silte
C	Argila
O	Solo orgânico
W	Bem graduado
P	Mal graduado
H	Alta compressibilidade
L	Baixa compressibilidade
Pt	Turfas

Fonte: Adaptado de Pinto, 2006.

3.5 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

3.5.1 Umidade Natural e Densidade Real dos grãos

De acordo com Kormann (1997), a umidade que um solo possui na forma em que se encontra na natureza é denominada de umidade natural, e pode ser definida através da razão entre o peso da água (P_a) presente em uma determinada porção de solo e o peso do solo seco (P_s), expresso em porcentagem. Já a densidade real dos grãos é definida como a relação entre

a massa do solo seco e o volume do solo seco, expressa em g.cm^{-3} ou mg.m^{-3} (FÍSICA DO SOLO, 2012).

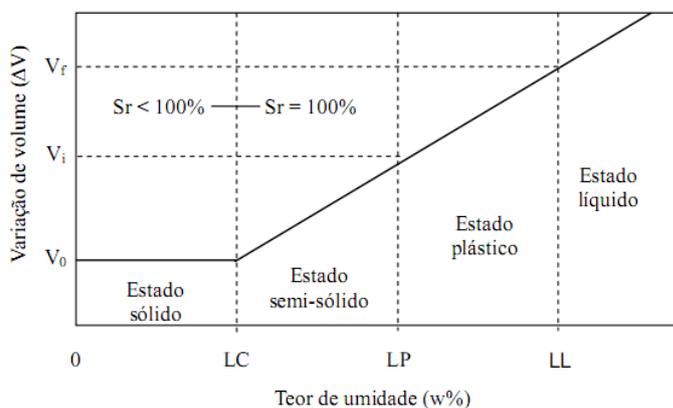
3.5.2 Limites de Atterberg

Uma das características mais importantes para a engenharia é a consistência do solo, pois esta determina o comportamento que o solo possui antes de determinadas tensões e deformações. Os limites de Atterberg foram definidos em 1911 pelo cientista sueco A. Atterberg, e delimitam o intervalo de consistência do solo, sendo denominados por Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade (SOUZA; RAFULL & VIEIRA, 2000).

Os mesmos autores ainda afirmam que, desde meados de 1930 já era citada a importância dos limites de Atterberg como indicadores das propriedades e forças físicas envolvidas em problemas relacionados com o preparo do solo, sendo esses limites utilizados para se determinar o índice de plasticidade do solo (SOUZA; RAFULL & VIEIRA, 2000).

De acordo com Das e Sobhan (2015), o comportamento do solo depende do teor de umidade e pode ser dividido em quatro estados básicos: sólido, semissólido, plástico e líquido, sendo que com teores de umidade muito baixos o solo se comporta como um sólido e, em teores de umidade elevados, este possui comportamento líquido. Ainda, em relação à transição dos estados básicos, o teor de umidade em que ocorre a passagem do estado sólido para o semissólido, define-se como limite de contração; o teor de umidade no qual o solo passa do estado semissólido para o estado plástico, chama-se limite de plasticidade; e o teor de umidade em que ocorre a transição do estado plástico para o estado líquido, denomina-se limite de liquidez, tais estados podem ser observados na Figura 4.

Figura 4 - Limites de Atterberg



Fonte: Messi, 2012.

O solo terá um comportamento mecânico diferente em cada região, sendo que acima do limite de liquidez ele se comporta como um líquido (viscoso) no qual a resistência ao cisalhamento será proporcional à velocidade de deformação. Na zona plástica a resistência ao cisalhamento será proporcional à deformação até certo ponto e no estado semissólido existe um ponto limite onde o solo se fratura (ALMEIDA, 2005).

Segundo Mbagwu & Abeh (1998) apud Souza; Rafull & Vieira (2000), a correlação existente entre os limites de plasticidade e os limites de liquidez possuem grande importância e aplicação no que diz respeito à avaliação de solos destinados a fundações, construções de estradas, estruturas para armazenamento e retenção de água, bem como para diversos outros fins relacionados a estudos geotécnicos. Dessa forma, nota-se a importância da determinação destes limites na prática.

3.5.2.1 Limite de Contração (LC)

O Limite de Contração é o valor de umidade pelo qual o solo passa do estado sólido para o semissólido, e representa o menor teor de umidade no qual o solo argiloso não irá mais se contrair, mesmo que continue perdendo peso, representando desta forma, a quantidade de água requerida para saturar o solo (SANTOS, 2010).

De acordo com Silva; Filho (2003), os ensaios de contração são analisados por meio da curva de contração, sendo esta muito importante devido ao fato de que por intermédio dela é possível determinar o Limite de Contração, podendo-se obter assim uma boa estimativa até que o teor de umidade do solo permaneça saturado.

Ainda, este limite é determinado em casos em que o Limite de Plasticidade é alto, indicando a qualidade do solo para aterros de barragens, e a determinação do grau de contração, que permite prever e evitar a ocorrência de vários acidentes decorrentes da fissuração de secagem em maciços (TORRES GEOTECNIA, 2017).

3.5.2.2 Limite de Plasticidade (LP)

O Limite de Plasticidade diz respeito ao teor de umidade em que o solo, se estiver em estado plástico e perder umidade, passa para o estado semissólido. É caracterizado em laboratório como o teor de umidade em que o solo começa a se fraturar quando se tenta

moldá-lo com um cilindro de dimensões 3 mm de diâmetro e 10cm de comprimento e sua determinação torna-se importante para calcular o Índice de Plasticidade (ALMEIDA, 2005).

3.5.2.3 Limite de Liquidez (LL)

O Limite de Liquidez é caracterizado pelo menor teor de umidade com que uma amostra de solo é capaz de fluir (ALMEIDA, 2005). E ainda, de acordo com Sewell & Mote (1969) apud Souza; Rafull & Vieira (2000), o limite de liquidez pode ser um indicador de permeabilidade do solo.

Inicialmente, os ensaios para a determinação desse limite foram realizados por Atterberg, sendo definidos termos de uma técnica de laboratório, na qual colocava-se o solo misturado com água em uma concha, fazendo neste uma ranhura, e em seguida, essa concha era golpeada contra uma superfície dura até fechar a ranhura em um determinado comprimento, desta forma, o solo possuía a umidade correspondente ao limite quando as bordas inferiores da ranhura se encostavam, em um determinado comprimento e em um determinado número de golpes (KRAINER, 2016).

Atualmente, esse processo é realizado por meio de dois métodos: a concha de Casagrande e o *fall cone*. A concha de Casagrande é o método mais utilizado e consiste em uma concha semiesférica, caída de uma altura de 10 mm sobre uma base de borracha repetidamente durante a realização do ensaio, fazendo uso de manivela e engrenagens, contando ainda, com um contador de golpes e um riscador ou cinzel, facilitando desta forma a operação. Quando gira-se a manivela, o sulco aberto irá se fechar no momento em que a parte inferior das duas metades se tocar, dessa forma, acarretando no fim do ensaio, anotando-se o número de golpes e o recolhimento de uma porção de solo da zona de contato para que se possa determinar o teor em água (SOUZA, 2011).

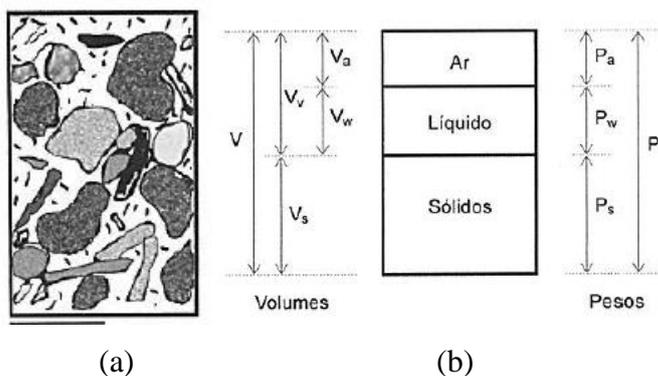
Após a realização dos ensaios, são retiradas pequenas amostras da região de fechamento para que se possa calcular o teor de umidade presente e ainda, anota-se o número de golpes que foram necessários para que o fechamento ocorresse, sendo estes valores colocados em um gráfico semilogarítmico. Se o ensaio foi bem executado e todos os pontos obtidos foram válidos, então estes devem estar dispostos próximos de uma linha reta que é denominada de reta de escoamento. Assim, o limite de liquidez foi estabelecido por Casagrande como sendo o teor de umidade para qual a ranhura se fecha com 25 golpes, e este valor sendo obtido pela reta de escoamento (ALMEIDA, 2005).

O método de *fall cone* é uma alternativa ao método de Casagrande, e foi desenvolvido por John Olsson, entre os anos 1914 e 1922. De maneira geral, o funcionamento deste aparelho é baseado na queda de um cone de massa m e ângulo α , sobre uma amostra de solo, anotando-se os valores de penetração do cone, sendo o limite de liquidez o valor do teor em água para uma profundidade de penetração de 20 mm (SOUZA, 2011).

3.5.3 Índices Físicos

Caputo (1998) afirma que o solo é um material que possui em sua constituição um conjunto de partículas sólidas, apresentando vazios entre si que podem estar parcialmente ou totalmente preenchidos por água. Do mesmo modo, Pinto (2006) traz que o solo é constituído de três fases: partículas sólidas, água e ar, sendo seu comportamento dependente da quantidade relativa de cada uma destas fases. Estas fases estão apresentadas na Figura 5 (a) no estado natural e na Figura 5 (b) separadas em volume. Ainda, nestas Figuras estão apresentadas as simbologias usuais, sendo V o volume total, V_v o volume de vazios, V_a o volume de ar, V_w o volume de água, V_s o volume de sólidos, P o peso total, P_w o peso da água e P_s o peso de sólidos (RODRIGUES, 2012).

Figura 5 - Fases no solo: no estado natural (a), separadas em volume (b)



Fonte: Pinto, 2006.

Para que seja possível a identificação do estado em que o solo se encontra, são empregados índices físicos (índice de vazios, porosidade, grau de saturação, peso específico dos sólidos ou grãos, peso específico da água, peso específico aparente seco, peso específico aparente saturado e peso específico submerso), de maneira que estes correlacionam os pesos e os volumes das três fases (PINTO, 2006).

O índice de vazios é a relação entre o volume de vazios (V_v) e o volume da parte sólida de um solo (V_s), sendo expresso pela letra e e determinado em função de outros índices, como o peso específico das partículas do solo (γ_g) e o peso específico do solo seco (γ_s) (CAPUTO, 1998). Já a porosidade é a razão entre o volume de vazios de uma amostra de solo e seu volume total, ou seja, para determinação deste índice divide-se o volume de água que preenche os vazios da amostra pelo volume total da mesma (FIORI; CARMIGNANI, 2009).

O grau de saturação é definido com a relação entre o volume de água e o volume de vazios, sendo expressa pela letra S , com valores variando de zero (solos secos) para 100% (solos saturados). O peso específico dos sólidos ou grãos é a relação entre o peso das partículas sólidas e o seu volume, sendo expresso pelo símbolo γ_s , sendo um índice que varia pouco de solo para solo, e sozinho não permite identificar o solo em questão, porém é necessário para cálculo de outros índices, podendo ser adotado como 27 kN.m^{-3} quando não se dispõe do valor específico para o solo em estudo (PINTO, 2006).

Em relação ao peso específico da água, este varia um pouco conforme a temperatura, porém, adota-se sempre como sendo igual a 10 kN.m^{-3} , sendo expresso pelo símbolo γ_w . Já o peso específico aparente seco é a relação entre o peso dos sólidos e o volume total, sendo expresso pelo símbolo γ_d , e é calculado a partir do peso específico natural e da umidade, situando-se entre 13 e 19 kN.m^{-3} . Quanto ao peso específico aparente saturado, este corresponde ao peso do solo caso ele viesse a ficar saturado, é expresso pelo símbolo γ_{sat} , sendo da ordem de 20 kN.m^{-3} . Já quanto ao peso específico submerso, este é definido como o peso específico do solo em estado submerso, sendo a diferença entre o peso específico natural e o peso específico da água, com valores na ordem de 10 kN.m^{-3} , expresso pelo símbolo γ_{sub} (PINTO, 2006). As equações para determinação destes índices estão apresentadas no Quadro 5.

Quadro 5 - Equações para determinação dos índices físicos

(Continua)

Nome	Símbolo	Equação
Índice de vazios	e	$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$
Porosidade	n	$n = \frac{e}{1 + e}$

(continuação)

Nome	Símbolo	Equação
Grau de Saturação	S	$S = \frac{\gamma_s \cdot w}{\gamma_w \cdot e}$
Peso específico dos sólidos ou grãos	γ_s	$\gamma_s = \gamma_d (1 + e)$
Peso específico da água	γ_w	10 kN/m ³
Peso específico aparente seco	γ_d	$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e}$
Peso específico aparente saturado	γ_{sat}	$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e\gamma_w}{1 + e}$
Peso específico submerso	γ_{sub}	$\gamma_{sub} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$

Fonte: Adaptado de Pinto, 2006.

Onde:

e = índice de vazios;

n = porosidade;

S = grau de saturação;

γ_s = peso específico dos sólidos/grãos;

γ_w = peso específico da água;

γ_d = peso específico aparente seco;

γ_{sat} = peso específico aparente saturado;

γ_{sub} = peso específico submerso.

3.5.4 Curva Granulométrica

A classificação dos solos realizada a partir do tamanho das partículas é uma das formas mais comuns, e dentre esses sistemas está o de classificação granulométrica. De acordo com a NBR 6502/1995 da ABNT, a curva granulométrica é uma representação gráfica da distribuição granulométrica do solo, sendo representado no eixo das abscissas o tamanho das partículas, de ordem crescente para o lado direito, em escala logarítmica e no eixo das ordenadas a porcentagem acumulada de solo seco em relação à massa total seca (ABNT, 1995).

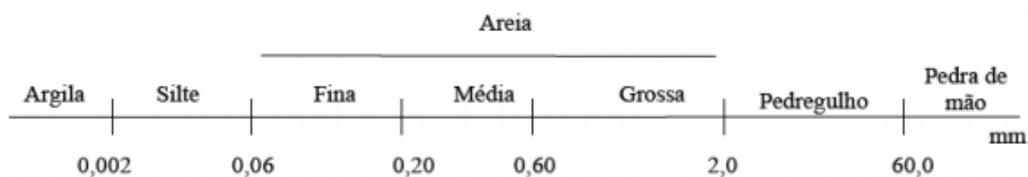
Na análise granulométrica são comparadas as curvas granulométricas do solo em questão, com a escala logarítmica adotada, sendo esta geralmente de acordo com os padrões ABNT, podendo-se desta forma verificar a granulometria do solo, se este é um solo “bem graduado” ou “mal graduado” (FAGANELLO, 2006).

De acordo com Pimenta Filho (2013), a análise granulométrica do solo consiste em determinar faixas de tamanhos das partículas que encontram-se presentes nele, sendo expressa em porcentagem. Dessa forma, para que se determine a distribuição granulométrica de um solo, são estabelecidos pela NBR 7181/1984 da ABNT os métodos de ensaio e suas respectivas aparelhagens, devendo estes serem realizados através de peneiramento ou por combinação de sedimentação e peneiramento.

A análise granulométrica realiza-se para que se tenha o conhecimento da dimensão média das partículas do solo, consistindo em duas etapas: peneiramento e sedimentação. Para que seja realizada essa análise, é necessário que uma amostra de solo seja submetida ao peneiramento por uma série padronizada de peneiras, sendo que o peso do material que passa em cada peneira é representado graficamente em função da abertura da peneira (MANUAL TÉCNICO, 2009).

Os limites das frações de solos são definidos pela ABNT, conforme pode ser observado na Figura 6.

Figura 6 - Escala Granulométrica de acordo com a NBR 6502/1995 (ABNT, 1995)



Fonte: Leão, 2010.

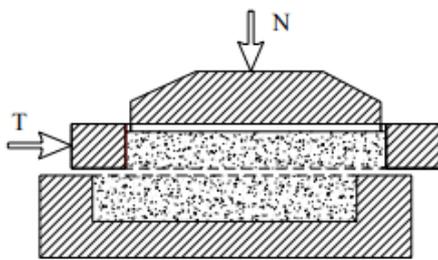
3.6 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO

A resistência ao cisalhamento dos solos diz respeito à resistência interna por área específica que a massa de solo pode oferecer para resistir às rupturas e deslizamentos ao longo de qualquer plano presente em seu interior, sendo necessário a compreensão da sua natureza para que possam-se analisar problemas de estabilidade do solo, como a capacidade de carga,

estabilidade de taludes e pressão lateral em estruturas de contenção de terra (DAS; SOBHAN, 2015).

Utiliza-se o ensaio de cisalhamento direto para determinar a resistência ao cisalhamento dos solos, e por meio deste determina-se qual tensão de cisalhamento é capaz de provocar a ruptura de uma amostra de solo, colocada em uma caixa de cisalhamento composta de duas partes deslocáveis entre si, submetida a uma tensão normal (BERNARDI, 2006). Na Figura 7 está apresentado um esquema do equipamento de ensaio de cisalhamento direto, sendo N a tensão normal aplicada e T a tensão cisalhante.

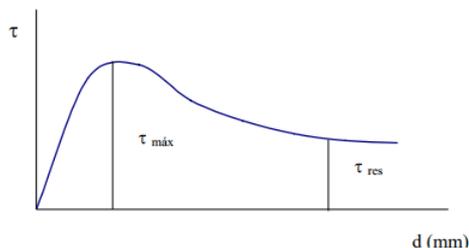
Figura 7 - Esquema de equipamento do Ensaio de Cisalhamento Direto



Fonte: Bernardi, 2006.

De acordo com Viecili (2003) a tensão cisalhante pode ser representada através do deslocamento no sentido do cisalhamento, podendo ser identificadas graficamente as tensões de ruptura, $\tau_{\text{máx}}$, e a tensão residual, τ_{res} , sendo esta última a tensão que o solo ainda resiste após a ruptura. Na Figura 8 pode-se observar a representação de um resultado típico desse ensaio.

Figura 8 - Representação de ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Pinto, 2000.

No cisalhamento a ruptura dos solos geralmente não ocorre através da tensão de tração, sendo assim, pode-se dizer que a capacidade que o solo tem de suportar cargas

depende da resistência ao cisalhamento, de maneira a conservar também a estabilidade do solo. Para definir a resistência ao cisalhamento de um solo, utiliza-se o intercepto coesivo e o atrito interno entre as partículas do material, de acordo com a equação Coulomb (Equação 3), onde τ =tensão cisalhante, dado em kPa; c' = intercepto coesivo, dado em kPa; σ =tensão normal, dado em kPa; tg =tangente; ϕ' =ângulo efetivo de atrito entre o solo e o material, dado em ° (PETRONI, 2010).

$$\tau = c' + \sigma \cdot tg\phi' \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

τ =tensão cisalhante;

c' = intercepto coesivo;

σ =tensão normal;

tg =tangente;

ϕ' =ângulo efetivo de atrito.

Ao final do ensaio obtém-se o valor da tensão máxima de cisalhamento, e de cada corpo de prova são obtidos parâmetros de tensão normal e tensão cisalhante de pico, que são plotados em um gráfico, tendo como ordenadas os valores da tensão cisalhante de pico e como abscissas os valores de tensão normal, sendo desta forma possível realizar a interpolação da reta através dos pontos plotados, de forma a obter a coesão e ângulo de atrito (PETRONI, 2010).

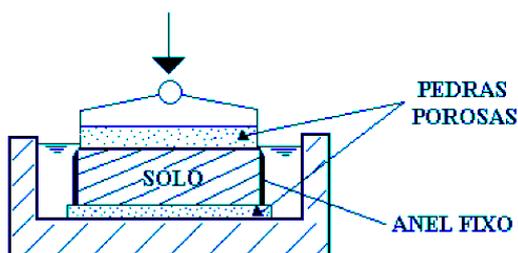
De acordo com Vargas (1977) apud Faro (2015), a coesão é a resistência que a fração argilosa empresta ao solo, pelo qual ele torna-se capaz de se manter coeso, seja na forma de torrões, de blocos, ou ser cortado de várias maneiras e ainda assim, manter a forma original, sendo assim, os solos que possuem esta propriedade são chamados de coesivos, já aqueles que não possuem são os denominados não-coesivos, como por exemplo, as areias puras e os pedregulhos. Já o atrito, é definido por Faro (2015) como sendo a função de interação entre duas superfícies presentes na região de contato.

3.7 ADENSAMENTO DO SOLO

Marangon (2013) afirma que os estudos de compressibilidade (ou de adensamento) do solo foram desenvolvidos por Terzaghi para estudar as características de compressibilidade e

taxa de compressão do solo com o tempo. Estes ensaios são realizados em um edômetro (Figura 9), e o corpo de prova é colocado dentro de um anel de metal com duas pedras porosas (superior e inferior), e a carga é aplicada no corpo de prova através de um braço de alavanca, sendo que o corpo de prova é mantido inundado durante todo o ensaio e cada carga fica mantida sobre ele por um período de 24 horas, sendo duplicada a cada dia até o final do ensaio (DAS; SOBHAN, 2015).

Figura 9 - Esquema do Edômetro utilizado nos ensaios de adensamento



Fonte: Marangon ,2013.

Este ensaio tem a finalidade de determinar para um solo confinado suas deformações verticais ao longo do tempo, tais deformações são resultantes da aplicação de cargas, sendo realizado com amostras indeformadas, e ao final do ensaio é possível determinar o coeficiente de adensamento, o índice de compressão, índice de recompressão e tensão de pré-adensamento (FARO, 2016).

3.8 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

De acordo com Marangon (2009), a compressão simples consiste em ensaiar os corpos de prova em prensa aberta, aplicando apenas pressão axial devido ao fato de que não há condições de aplicar pressões laterais. Este ensaio é normatizado pela Norma NBR 12770/1992 da ABNT- Solo coesivo- Determinação a resistência a compressão do solo não confinado.

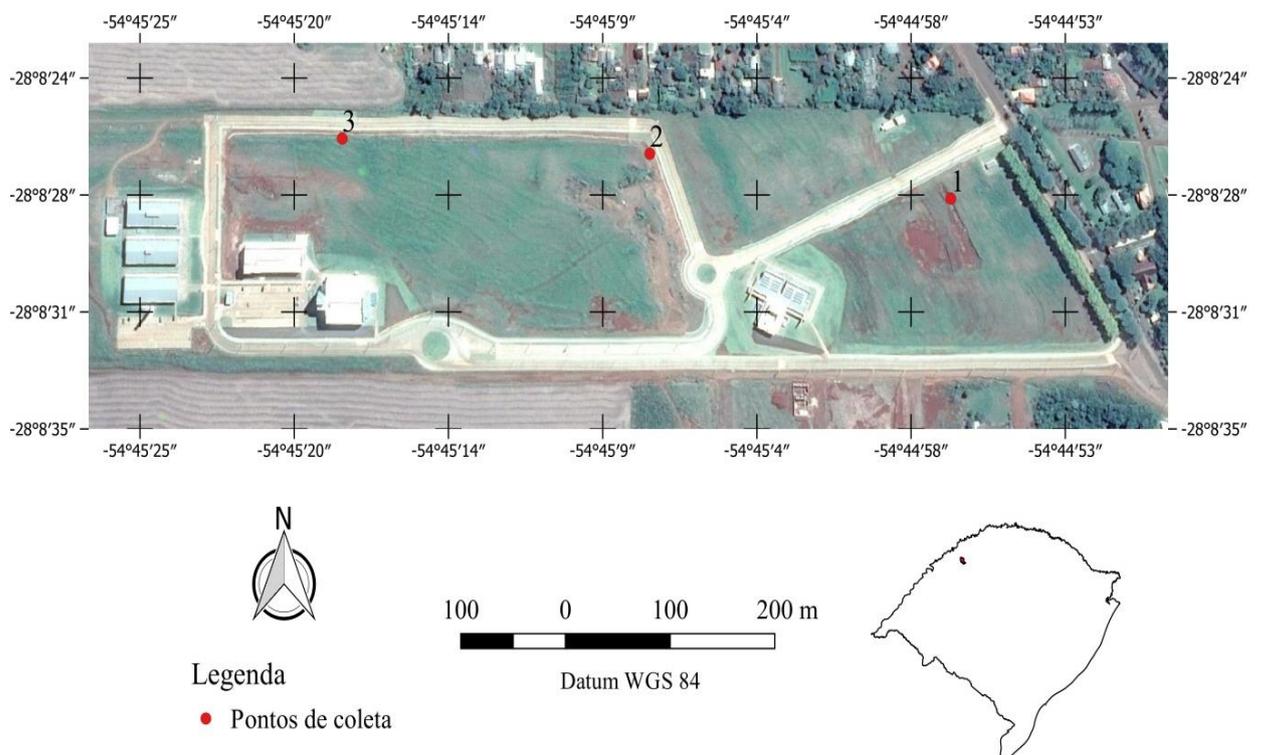
Esse ensaio é o método mais simples e rápido para determinar a resistência ao cisalhamento de solos, determinando a resistência à compressão simples sem confinamento lateral, sendo essa resistência o valor da carga máxima de ruptura do material ou da pressão correspondente à carga na qual ocorre deformação (TORRES GEOTECNIA, 2017).

4. MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 ÁREA DE ESTUDO

As amostras para o presente estudo foram coletadas no território da Universidade Federal da Fronteira Sul, localizada no município de Cerro Largo/RS. Este município localiza-se no Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, na Região das Missões, e está situado na latitude $-28^{\circ}08'30,76928''$ e longitude $-54^{\circ}45'17,13341''$ (IBGE, 2014). A coleta do material foi realizada em três pontos do *Campus*, determinados levando em consideração a topo sequência, sendo o Ponto 1 atrás do RU (Restaurante Universitário), o Ponto 2 na curva de acesso ao RU e o Ponto 3 próximo aos laboratórios, conforme pode ser observado na Figura 10.

Figura 10 - Mapa de localização de coleta das amostras no Campus da UFFS



Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

4.2 MATERIAIS

4.2.1 Amostras deformadas

Para os ensaios de caracterização foram utilizadas amostras deformadas, com umidade higroscópica, sendo que para a coleta das amostras, realizaram-se primeiramente sondagens a trado (Figura 11) até a profundidade de 1,0 metros, estabelecida desta forma devido às limitações do equipamento utilizado, e seguiu-se os critérios do “Manual de descrição e coleta de solo no campo” de SANTOS et al. (2005), coletando-se aproximadamente 2 kg de amostra de cada ponto, que após a coleta foram destorroadas e armazenadas em bandejas como pode ser observado na Figura 12.

Figura 11 - Etapas da sondagem a trado



Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

Figura 12 - Amostras deformadas dispostas em bandejas

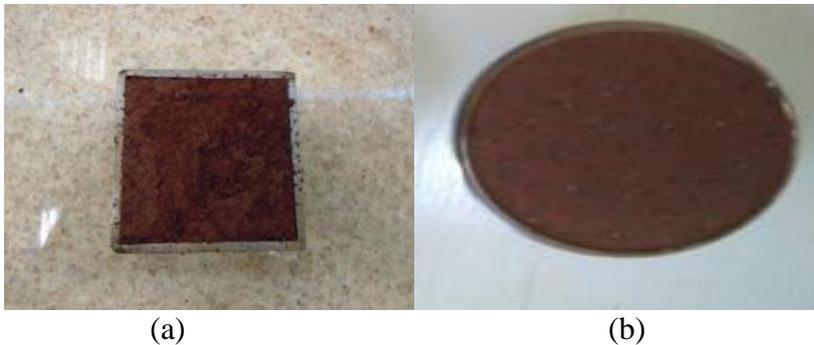


Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

4.2.2 Amostras indeformadas

As amostras indeformadas foram obtidas para a realização dos ensaios de cisalhamento direto, ensaios de adensamento edométrico e ensaios de compressão simples, moldadas no local de coleta para que não ocorresse perda de umidade. Na Figura 13 (a) pode ser observada a amostra indeformada para o ensaio de cisalhamento direto, na Figura 13 (b) a amostra indeformada para o ensaio de adensamento edométrico (b) e na Figura 14 a amostra indeformada para o ensaio de compressão simples.

Figura 13 - Amostras indeformadas de cisalhamento direto e adensamento edométrico



Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

Figura 14 - Amostra indeformada para ensaio de compressão simples

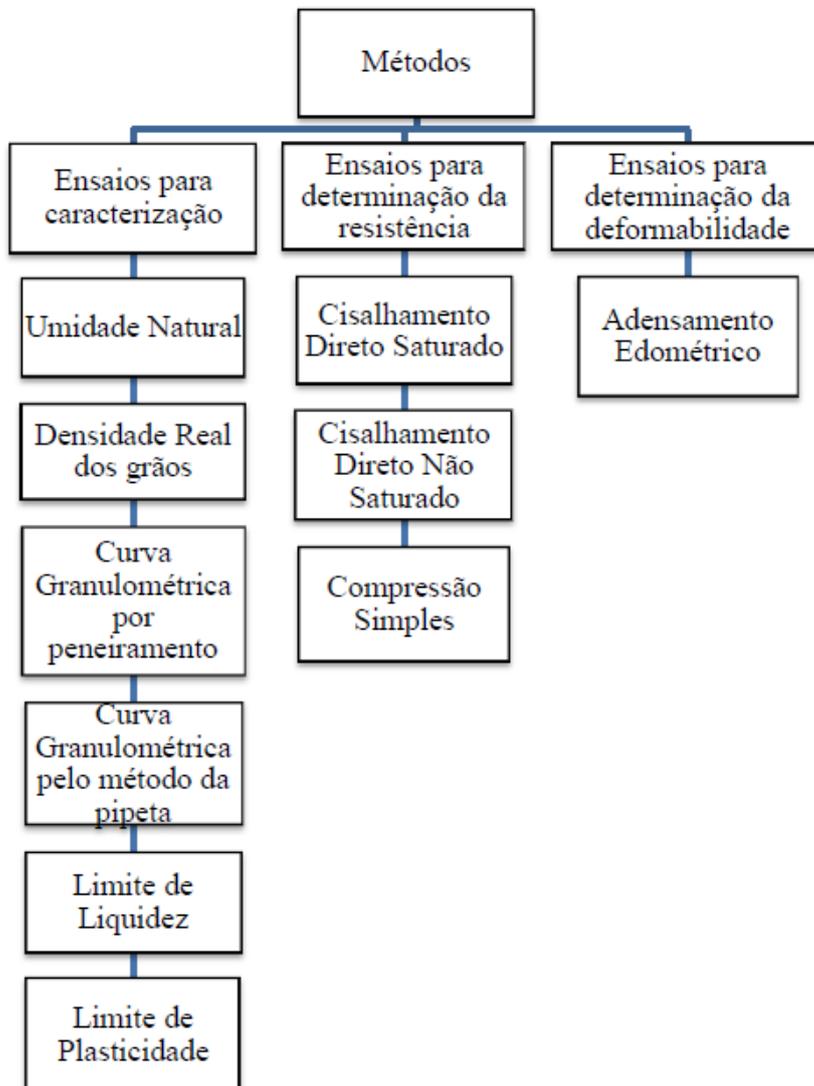


Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

4.3 MÉTODOS

Na Figura 15 está apresentado o fluxograma dos métodos utilizados para caracterizar o solo, bem como, determinar sua resistência e deformabilidade.

Figura 15 - Fluxograma dos métodos utilizados no estudo



Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

4.3.1 Métodos para a caracterização do solo

4.3.1.1 Determinação da Umidade Natural e Densidade Real dos grãos

Para a realização do ensaio de umidade natural, pesou-se uma amostra do solo no seu estado natural, e após a completa secagem em estufa a 105°C por 24 horas, obtendo a umidade pela diferença de peso. Seguiu-se o procedimento determinado pela Norma NBR 16097/2012 da ABNT, que trata sobre determinação do teor de umidade.

Já para a realização do ensaio para determinar o peso específico dos grãos, seguiu-se os procedimentos descritos pelo “Manual de Métodos e Análises do Solo” da Embrapa, 2011.

4.3.1.2 Granulometria por peneiramento

Para a realização deste ensaio, seguiram-se os procedimentos descritos pela Norma NBR 7181 da ABNT/1984, de forma a determinar as dimensões das partículas do solo e das proporções relativas em que elas se encontram. Foram utilizadas peneiras de 1", $\frac{3}{4}$ ", $\frac{1}{2}$ ", $\frac{3}{8}$ ", n° 4, n° 8, n° 10, n° 30, n° 40, n° 50, n° 100 e n° 200, como podem ser observadas na Figura 16.

Figura 16 - Peneiras utilizadas no ensaio para determinação da curva granulométrica



Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

4.3.1.3 Granulometria pelo método da pipeta

Este ensaio foi realizado para fins de obtenção da porcentagem de areia grossa, porcentagem de areia fina, porcentagem de silte e porcentagem de argila presente em cada amostra de solo. Para a realização do mesmo, fez-se uso da técnica “Análise Granulométrica: Método da Pipeta” do Laboratório de Física do Solo da Universidade Federal da Santa Maria, utilizando aparelho de dispersão, provetas graduadas e peneiras de 1", $\frac{3}{4}$ ", $\frac{1}{2}$ ", $\frac{3}{8}$ ", n° 4, n° 8, n° 10, n° 30, n° 40, n° 50, n° 100, n° 200 e n° 270 mm (Figura 17).

Figura 17 - Copo agitador, provetas e peneiras utilizadas no ensaio de granulometria pelo método da pipeta



Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

4.3.1.4 Limite de Liquidez

Este ensaio foi realizado seguindo a Norma NBR 6459/1984 da ABNT, que descreve o método para a determinação do limite de liquidez dos solos. Foi utilizado o método de Casagrande, no qual se utiliza um aparelho de mesmo nome, onde são aplicados golpes deixando a concha do aparelho cair de uma altura padrão para que ela se feche ao final dos golpes. O aparelho de Casagrande é apresentado na Figura 18.

Figura 18 - Aparelho de Casagrande para determinação do Limite de Liquidez



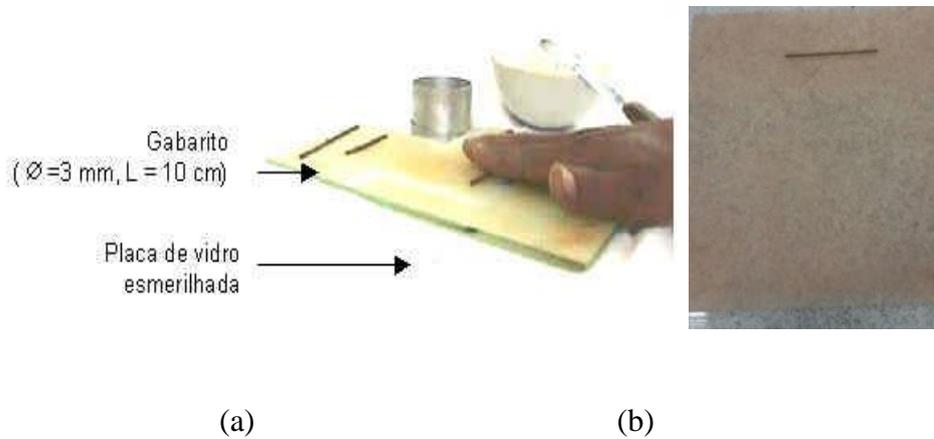
Fonte: Autora, 2017.

4.3.1.5 Limite de Plasticidade

Este ensaio foi realizado de acordo com a Norma NBR 7180/1984 da ABNT. Desta forma, determinou-se o teor de umidade no qual um cilindro de solo executado com a palma da mão, por meio de movimentos regulares de vaivém, sobre uma placa de vidro fosco esmerilhado, e a amostra começou a fissurar ao atingir dimensões padrões de diâmetro 3mm, e comprimento 10 cm.

Ainda, durante o processo necessita-se que a massa perca água conforme for enrolando, assim quando ela chegar ao ponto de estar quase partindo (rachando) coloca-se a massa na estufa para determinação da umidade. Na Figura 19 está apresentada a aparelhagem utilizada para a determinação do limite de plasticidade.

Figura 19 - Demonstração da realização do ensaio de Limite de Plasticidade (a), Aparelhagem utilizada (b)



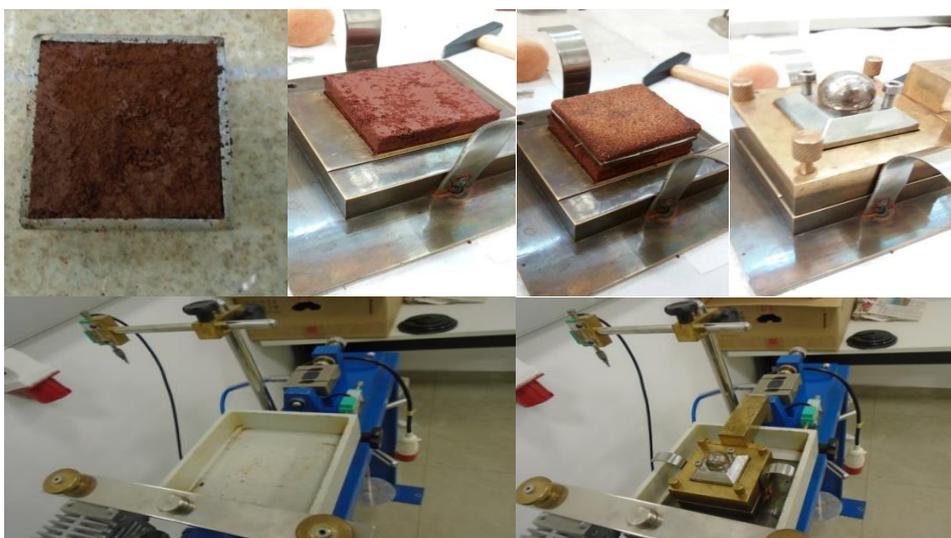
Fonte: (a) Google Imagens, 2017; (b) Elaborado pela autora, 2017.

4.3.2 Métodos para determinação dos parâmetros de resistência

4.3.2.1 Ensaios de Cisalhamento Direto Saturado e Não Saturado

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com o objetivo de obter os parâmetros de resistência do solo, ou seja, coesão e ângulo de atrito. O aparelho utilizado para este ensaio foi o equipamento de cisalhamento direto em solos da marca PAVITEST e as leituras dos dados foram feitas com o Software Pavitest Cisalhamento. As amostras indeformadas foram moldadas em corpos de prova de 50 x 50 mm de lado e 20 mm de altura, em moldes específicos, totalizando uma área de 25 cm², coletadas de uma profundidade de 1 metro, conforme consta no manual de coletas de solo, sendo estas inundadas para o ensaio de cisalhamento saturado e não inundadas para o ensaio de cisalhamento não saturado. Na Figura 20 está apresentada a sequência da montagem da amostra de solo no equipamento para posterior ensaio, e na Figura 21 está apresentado o equipamento utilizado para o ensaio de cisalhamento direto.

Figura 20 - Sequência da montagem da amostra no equipamento



Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

Figura 21 - Equipamento para ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

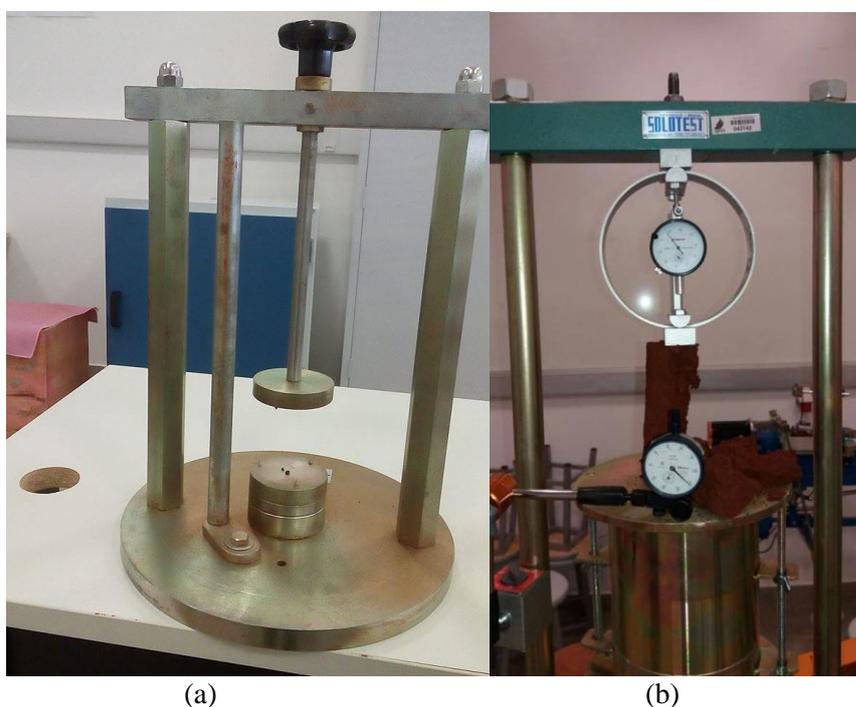
Para a realização do ensaio de cisalhamento direto, adotaram-se velocidades de $0,015 \text{ mm.min}^{-1}$ para cada ensaio, com deslocamento de 15 mm. As tensões normais as quais os corpos de prova foram submetidos foram de 50, 100, 150 e 200 kPa, e ao final dos ensaios, obtiveram-se três leituras para cada ensaio: deslocamento horizontal (Dh), tensão cisalhante (T) e deformação vertical (Dv).

4.3.2.2 Ensaio de Compressão Simples

Esse ensaio foi realizado apenas no Ponto 1, devido a restrição para a retirada das amostras nos demais pontos, pois era difícil de moldar as amostras nos locais onde encontram-se os pontos 2 e 3. Dessa forma, foram moldadas três amostras no local de coleta,

e posteriormente estas foram levadas até o laboratório, onde foram moldadas em um torno de moldagem para corpos de prova, da marca Pavitest (Figura 22 (a)). As amostras foram moldadas de acordo com as normas da NBR 12770/1992 da ABNT- Solo coesivo- Determinação da resistência à compressão não confinada, possuindo uma relação de altura-diâmetro entre 2 e 2,5. Após, a amostra foi colocada no aparelho de compressão simples da marca Solotest (Figura 22 (b)).

Figura 22 - Torno de moldagem para corpos de prova da marca Pavitest (a), Aparelho de compressão simples da marca Solotest (b)



Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

4.3.3 Métodos para determinação dos parâmetros de deformabilidade

4.3.3.1 Ensaios de Adensamento Edométrico

Os ensaios de adensamento edométrico, foram realizados de acordo com a Norma NBR 12007/1990 da ABNT. As amostras utilizadas eram indeformadas de 2 mm de altura e diâmetro de 70mm, utilizando pesos de 0,250 kg, 0,5 kg, 1kg, 2 kg, 4kg, 8kg, 16 kg e 32 kg, e as leituras eram realizadas em 6 segundos, 15 segundos, 30 segundos, 1 minuto, 2 minutos, 4 minutos, 8 minutos, 15 minutos, 30 minutos, 1 hora, 2 horas, 4 horas, 8 horas e após 24

horas do início do ensaio. Na Figura 23 está apresentado o aparelho que é utilizado para a realização deste ensaio.

Figura 23 - Edômetro utilizado em ensaios de compressão confinada



Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

As amostras utilizadas para a realização do ensaio eram indeformadas, nas condições de umidade natural e inundadas. Tais amostras possuíam 70 mm de diâmetro, retiradas em uma profundidade de 1,0 metros em cada ponto de amostragem.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados obtidos para os ensaios de umidade natural, densidade real dos grãos, curva granulométrica por peneiramento, curva granulométrica pelo método da pipeta, limite de liquidez, limite de plasticidade, índices físicos obtidos através de dados de ensaios de adensamento edométrico, cisalhamento direto saturado e não saturado, adensamento edométrico e compressão simples. Ainda, será apresentada a classificação do solo de acordo com os sistemas SUCS e HRB.

5.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

5.1.1 Umidade Natural

Através do peso do solo úmido e seco de cada ponto, obteve-se a umidade média para cada ponto analisado. Estas umidades estão apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 - Umidade Natural

	Umidade (%)		
	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3
	37,54	35,32	39,59
	37,26	35,68	40,24
	36,43	30,84	38,95
	37,06	28,69	39,91
Valor médio	37,07	32,63	39,67

Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

Através da Tabela 1, pode-se observar que as umidades dos Pontos 1 e 3 são mais próximas se comparadas com a umidade do Ponto 2, e isto se justifica devido a localização e topográfica deste pontos, pois o Ponto 2 se localiza em um nível mais baixo do que os demais, logo acumula menos água. Ainda, a determinação destes valores foi importante para o estudo, pois influenciam de forma direta na resistência e compactação do solo, além de influenciar no volume de água armazenado no solo, podendo-se perceber que os Pontos 1 e 3 possuem maior

volume de água armazenado do que o Ponto 2. Outro fato interessante sobre esta determinação é que através dela pode-se realizar correções no solo na etapa inicial de uma obra, se necessário, evitando desta forma possíveis patologias causadas pelo excesso ou escassez de água no solo.

5.1.2 Densidade real dos grãos/Peso específico real dos grãos

Os valores obtidos para o ensaio de densidade real dos grãos estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Densidade real dos grãos

Densidade real dos grãos (kN.m^{-3})			
	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3
	26,0	26,7	26,0
	26,3	26,7	26,7
	26,3	26,7	26,3
Valor médio	26,2	26,7	26,3

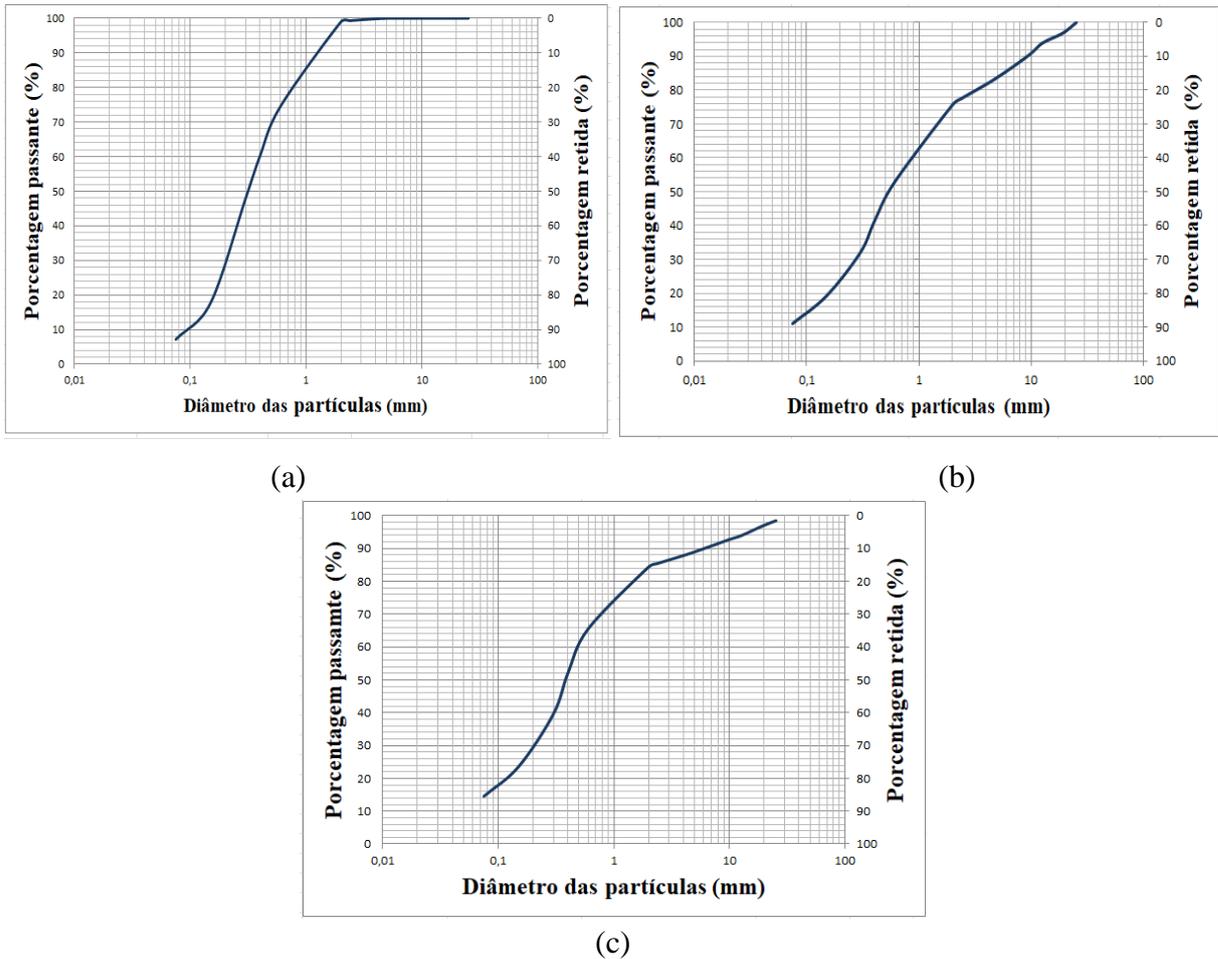
Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

Através da Tabela 2, pode-se perceber que os valores médios de densidade real dos grãos ficaram entre $26,2 \text{ kN.m}^{-3}$ e $26,7 \text{ kN.m}^{-3}$. Desta forma, sabendo-se que os valores estabelecidos para solos comuns variam de $23,0$ a $29,0 \text{ kN.m}^{-3}$, com valor médio de $26,5 \text{ kN.m}^{-3}$, pode-se dizer que estes valores ficaram muito próximos dos estabelecidos.

5.1.3 Curva Granulométrica - peneiramento

Os resultados referentes aos ensaios de granulometria estão apresentados na Figura 24.

Figura 24 - Curva Granulométrica por peneiramento. Ponto 1 (a), Ponto 2 (b) e Ponto 3 (b)



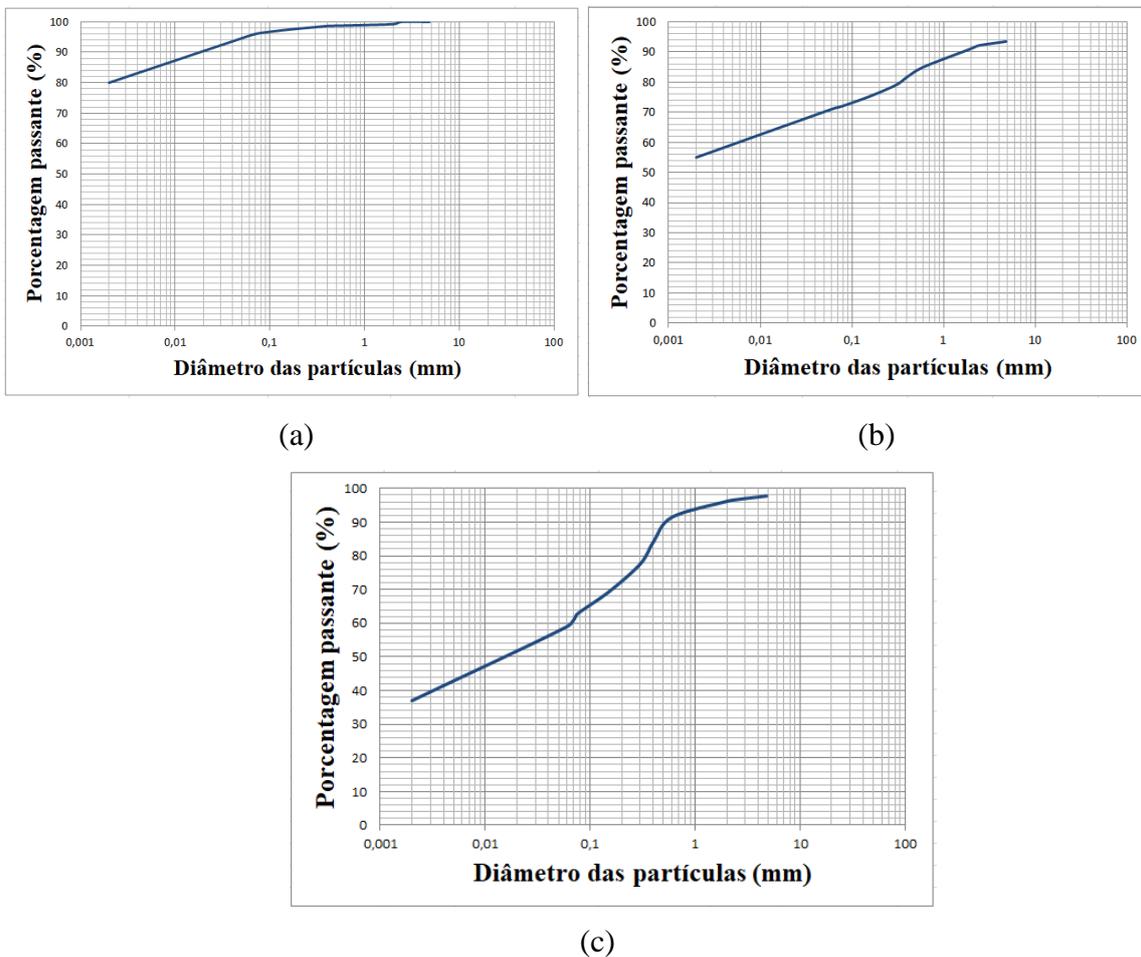
Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

Através da Figura 24 (a) pode-se perceber que no Ponto 1, o solo é constituído de 10,6% de areia fina, 56,7% de areia média, 25,5% de areia grossa, e o restante, 7% é constituído de silte e argila. A Figura 24 (b) apresenta a curva granulométrica do Ponto 2, podendo-se observar desta forma, que este Ponto é constituído de 8% de areia fina, 33% de areia média, 23% de areia grossa e 25% de pedregulho e o restante, 11% de silte e argila. De acordo com a Figura 24 (c), que apresenta a curva granulométrica do Ponto 3, pode-se perceber que este Ponto possui 9% de areia fina, 42% de areia média, 19% de areia grossa e 15% de pedregulho, sendo o restante, 15% de silte e argila.

5.1.4 Curva Granulométrica- Método da Pipeta

Os resultados referentes à Curva Granulométrica pelo Método da Pipeta estão apresentados na Figura 25 para os três pontos.

Figura 25 - Curva Granulométrica pelo Método da Pipeta. Ponto 1 (a), Ponto 2 (b) e Ponto 3 (c)



Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

A Figura 25 traz a curva granulométrica de cada ponto, com as porcentagens de argila, silte e areias. Pode-se observar que neste solo predominam as partículas finas, argila e silte, seguido de areia fina a média, com pouca areia grossa, sendo que o Ponto 1 apresenta uma maior quantidade de argila, cerca de 80%, com pouca quantidade de silte, cerca de 15,4%, enquanto que o Ponto 3, possui uma maior quantidade de areia em relação aos demais pontos, cerca de 41%, sendo que o restante corresponde a 37% de argila e 22% de silte. De acordo com estudos realizados por Campos (2012), o solo argiloso é fácil de ser moldado em água, possui dificuldade em desagregação, permite a construção de taludes com ângulos praticamente na vertical, e, devido a sua plasticidade e capacidade de aglutinação, esse tipo de solo é muito utilizado como argamassa de assentamentos, argamassa de revestimentos e preparação de tijolos, além disso, possui uma alta impermeabilidade, sendo desta forma o material de maior preferência quando se trata da construção de barragens de terra.

Em relação a quantidade de areias presentes no solo obtidas através deste método,

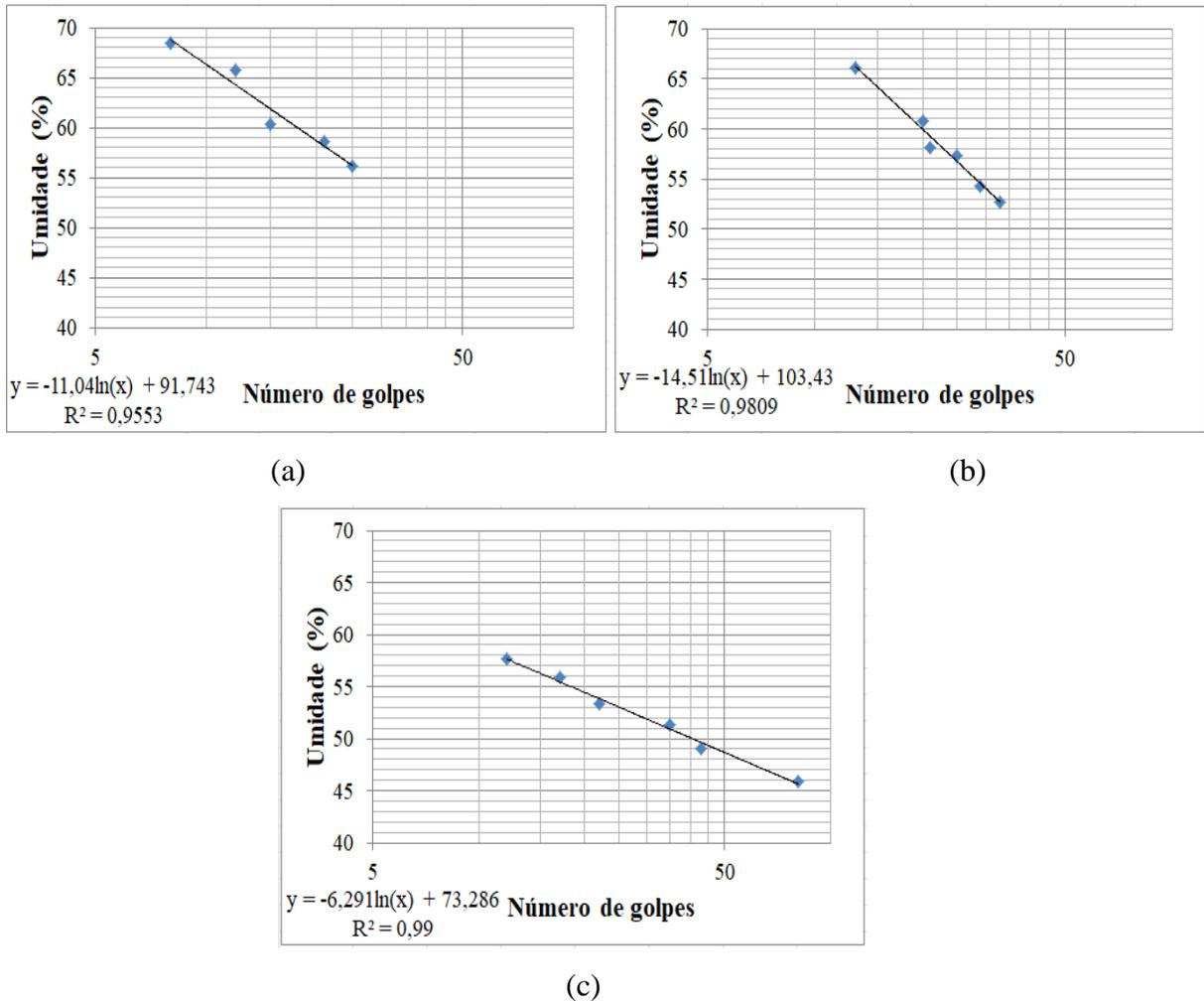
pode-se observar na Figura 25 (a) que o Ponto 1 possui 2,7% de areia fina, 1% de areia média e 0,9% de areia grossa. Já o Ponto 2, como pode ser observado na Figura 25 (b) apresenta 10% de areia fina, 9% de areia média, 6% de areia grossa e 4% de pedregulho. O Ponto 3 apresentado na Figura 25 (c) é constituído de 14% de areia fina, 19% de areia média, 5% de areia grossa e 3% de pedregulho.

Vale ressaltar que os resultados obtidos através do método da pipeta são mais precisos se comparados com aqueles obtidos através do peneiramento, visto que neste método acontece a sedimentação, e devido ao uso do material dispersante NaOH as partículas se separam, o que possibilita a medição das quantidades de silte e argila presentes nos solo, sendo que o mesmo não ocorre no método do peneiramento, devido ao fato das partículas estarem grudadas. Ainda, existe um maior erro associado ao método do peneiramento, visto que as perdas de material são maiores do que no método da pipeta.

5.1.5 Limite de Liquidez

Os resultados da reta referente ao Limite de Liquidez encontram-se apresentados na Figura 26.

Figura 26 - Limite de Liquidez. Ponto 1 (a) Ponto 2 (b) e Ponto 3 (c)



Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

A Norma NBR 6459 da ABNT de 1984 estabelece que os valores de LL são aqueles encontrados na umidade do solo para 25 golpes, de acordo com a equação da reta de cada Ponto. Sendo assim, através da equação da reta obtida nas Figuras 26 (a), (b) e (c), calculou-se o valor do LL de cada ponto, como pode ser observado na Tabela 3.

Tabela 3 - Limite de Liquidez

Ponto	LL
1	56,20
2	56,72
3	53,03

Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

Através dos resultados apresentados na Tabela 3 pode-se perceber que para o Ponto 1 o limite de liquidez foi de 56,20, para o Ponto 2 foi de 56,72 e para o Ponto 3 foi de 53,03.

5.1.6 Limite de Plasticidade

Os resultados para o Limite de Plasticidade (LP) estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 - Limite de Plasticidade

Limite de Plasticidade		
Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3
41,30	45,13	Não plástico
44,76	43,68	Não plástico
43,89	43,02	Não plástico
47,56	44,35	Não plástico
44,35	44,73	Não plástico
Média	44,37	44,18
		Não plástico

Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

Na Tabela 4 constam os valores obtidos para o Limite de Plasticidade de cada Ponto. De acordo com a Norma NBR 7180 da ABNT, os valores de umidade obtidos para este ensaio são considerados satisfatórios quando pelo menos três deles ficam em torno de 5% da média. Desta forma, para o Ponto 1, a variação de umidade na margem dos 5% foi de 44,37, para o Ponto 2 foi de 44,18 e o para o Ponto 3 foi observado uma não plasticidade do solo, e isto se deu devido ao fato de que o Ponto 3 possui menos material fino e mais material arenoso, como pode ser observado anteriormente nos resultados apresentados pelo Método da Pipeta. Através dos resultados obtidos do Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade, foi possível calcular o Índice de Plasticidade para os três pontos analisados, conforme apresenta a Tabela 5.

Tabela 5 - Índice de Plasticidade para os três pontos

Ponto	IP
1	11,83
2	12,52
3	NP

Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

5.1.7 Índices Físicos

Através dos valores obtidos para as amostras do ensaio de Adensamento Edométrico, calculou-se os índices físicos para o solo dos Pontos analisados. Os resultados estão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Índices Físicos dos três Pontos

Ponto	Peso específico aparente úmido (kN/m ³)	Peso específico aparente seco (kN/m ³)	Índice de vazios (e)	Porosidade(η) em %	Grau de Saturação (S) em %
1	18,0	13,6	0,9	47,9	94,0
2	15,2	12,1	1,0	50,0	64,2
3	13,8	10,0	1,5	38,5	55,3

Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

Através da Tabela 6 pode-se observar que o Ponto 1 apresentou um maior valor para o peso específico aparente úmido, sendo de 18 kN.m⁻³, para o peso específico aparente seco, sendo de 13,6 kN.m⁻³. Em relação ao índice de vazios, este foi maior no Ponto 3, ou seja, este Ponto apresenta um maior espaço entre suas partículas do que os demais Pontos. Em relação a porosidade, o Ponto 2 é o que apresenta um maior valor, sendo de 50%, ou seja, metade do volume deste solo não é ocupado por partículas sólidas. Em relação ao grau de saturação, pode-se observar que o solo do Ponto 1 apresentou maior valor, 94%, ou seja, 94% do volume dos espaços vazios deste solo está ocupado por água.

5.2 CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

Através dos resultados obtidos pela curva granulométrica, Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade e Índice de Plasticidade para os três pontos analisados, realizou-se a classificação do solo de acordo com os sistemas HRB e SUCS.

5.2.1 Classificação pelo sistema HRB

A classificação de acordo com o sistema HRB levou em consideração a porcentagem de material passante pelas peneiras nº 200, nº 10 e nº 40, além dos resultados obtidos para o

Limite de Liquidez (LL), Índice de Plasticidade (IP) e Índice de Grupo (IG). A classificação dos três Pontos está apresentada na Tabela 7.

Tabela 7 - Classificação dos Pontos pelo sistema HRB

Ponto	Classificação
Ponto 1	A-7-5- Solos Argilosos de Alta Compressibilidade
Ponto 2	A-7-5- Solos Argilosos de Alta Compressibilidade
Ponto 3	A-5- Solos Siltosos de Alta Compressibilidade

Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

O Ponto 1 apresentou uma porcentagem de 96,22% do solo passantes na peneira nº 200 (0,075 mm), 99,25% passante na peneira nº 10 (2 mm), 98,62 %de material passante na peneira nº 40 (0,4 mm), Limite de Liquidez de 56,2%, Índice de Plasticidade de 11,83% e IG igual à 12. Desta forma, segundo este sistema, o solo do Ponto 1 é classificado como Grupo A-7-5- Solos Argilosos de Alta Compressibilidade que são solos silto-argilosos que possuem moderados índices de plasticidade, podendo ser altamente elásticos, possuindo um comportamento de regular a mau.

O Ponto 2 apresentou uma porcentagem de 71,81% do solo passantes na peneira nº 200 (0,075 mm), 91,09% passante na peneira nº10 (2 mm), 81,68% de material passante na peneira nº40 (0,4 mm), Limite de Liquidez de 56,72%, Índice de Plasticidade de 12,52% e IG igual à 11. Desta forma, segundo este sistema, o solo do Ponto 2, assim como o do Ponto 1, é classificado como Grupo A-7-5- Solos Argilosos de Alta Compressibilidade.

Para o Ponto 3, obteve-se uma porcentagem de 62,70% do solo passantes na peneira nº 200 (0,075 mm), 96,19% passante na peneira nº10 (2 mm), 84,10% de material passante na peneira nº40 (0,4 mm) e Limite de Liquidez de 53%. Quanto ao Índice de Plasticidade, este Ponto apresenta uma não plasticidade e em relação ao IG, este é igual à 7. Desta forma, segundo este sistema, o solo do Ponto 3 é classificado como Grupo A-5- Solos Siltosos de

Alta Compressibilidade. Os solos desse grupo reúnem solos siltosos não plásticos ou moderadamente plásticos.

5.2.2 Classificação pelo sistema SUCS

Para classificar o solo de acordo com este sistema, levou-se em consideração a porcentagem de material passante pela peneira nº 200, bem como o IP e o LL. Assim, para esta classificação, todos os Pontos encaixaram-se no grupo de Solos de Graduação Fina. O Ponto 1 apresentou uma porcentagem passante na peneira nº 200 de 96,22%, IP igual a 11,83 e LL igual a 56,20%, sendo assim, através da Tabela de classificação e da Carta de Plasticidade, este Ponto foi classificado como MH - Silte de Alta Compressibilidade. O Ponto 2 apresentou uma porcentagem passante na peneira nº 200 de 71,8%, IP igual a 12 e LL igual a 56,72%, desta forma este Ponto também foi classificado como MH - Silte de Alta Compressibilidade. O Ponto 3 apresentou porcentagem passante na peneira nº 200 de 62,70%, IP obtido como Não Plástico e LL igual a 53%, sendo assim, este Ponto, assim como os demais, foi classificado como MH - Silte de Alta Compressibilidade. Uma justificativa para esta classificação pode ser dada de acordo com Pinto (2006), pois ele afirma que quanto maior for o Limite de Liquidez dos solos, maior é sua compressibilidade, como pode ser observado nos três Pontos classificados.

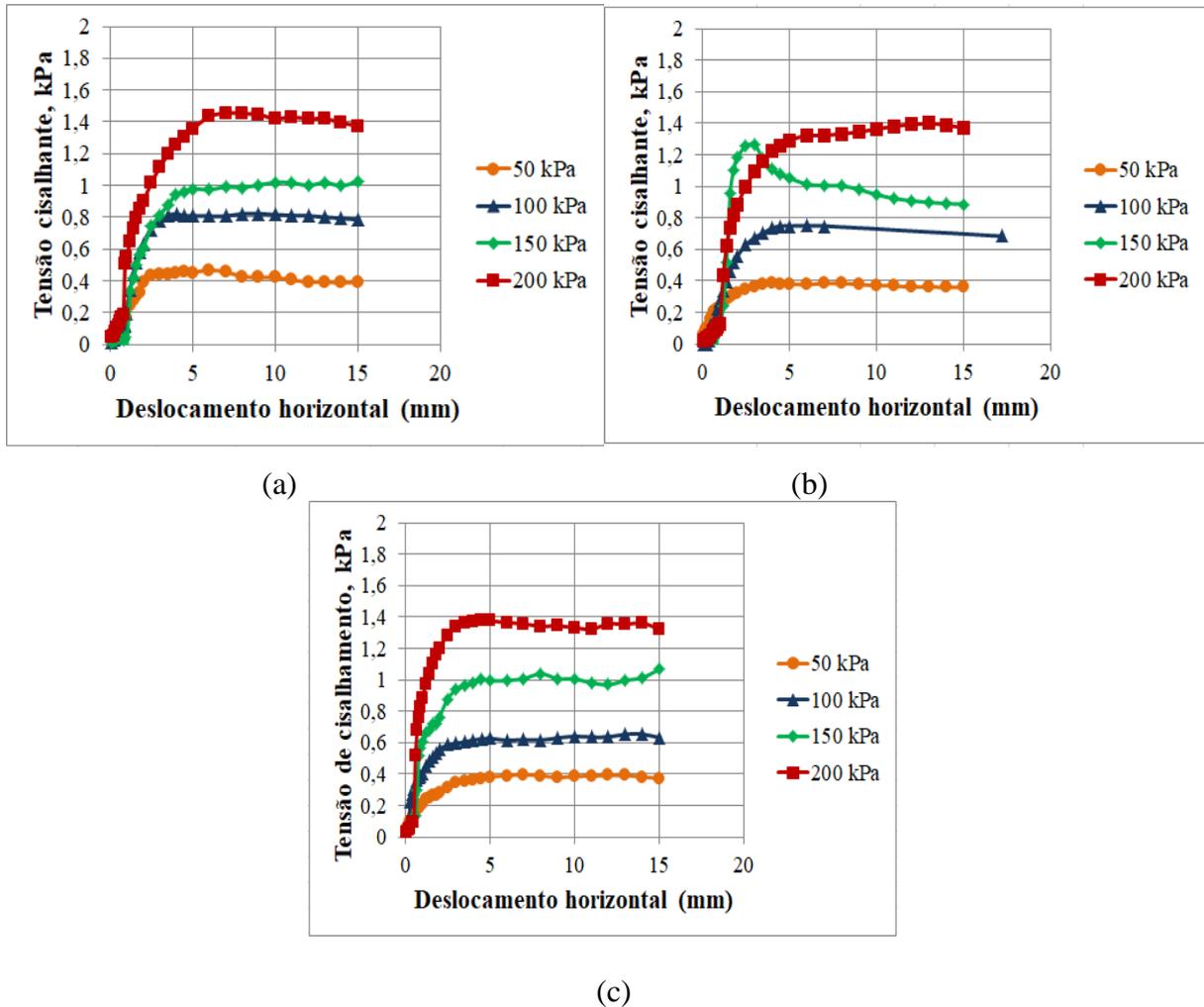
Ainda, DNIT (2006) faz uma interrelação entre a classificação encontrada pelo sistema HRB com a classificação encontrada pelo sistema SUCS, de maneira que os solos que apresentam classificação HRB no grupo A-7-5 devem possuir uma classificação mais provável pelo sistema SUCS como MH ou OH e para os solos que se encaixam no grupo A-5 do sistema HRB é mais provável que estes sejam classificados como OH-MH-ML ou OL no sistema SUCS. Nota-se desta forma, que esta classificação está de acordo com a interrelação supracitada.

5.3 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

5.3.1 Cisalhamento Direto Saturado

Os resultados para o Cisalhamento Direto Saturado estão apresentados nas Figuras 27 para os Pontos: Ponto 1 (a), Ponto 2 (b), Ponto 3 (c).

Figura 27 - Cisalhamento Direto Saturado. Ponto 1 (a) Ponto 2 (b) Ponto 3 (c)



Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

Na Figura 27 (a) constam as curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal do Ponto 1. Pode-se observar que com o aumento da tensão normal ocorreu uma elevação da tensão cisalhante, e pode-se verificar ainda, que não ocorreu redução da resistência pós-pico para nenhuma das tensões normais aplicadas. A maior tensão cisalhante para a tensão normal de 50 kPa foi de $0,47 \text{ kgf.cm}^{-2}$, para a tensão normal de 100 kPa foi de $0,83 \text{ kgf.cm}^{-2}$, para a tensão normal de 150 kPa foi de $1,04 \text{ kgf.cm}^{-2}$ e para a tensão normal de 200 kPa, a maior tensão cisalhante obtida foi de $1,50 \text{ kgf.cm}^{-2}$, sendo essas as máximas tensões que o solo pode suportar.

A Figura 27 (b) apresenta as curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal do Ponto 2. Pode-se observar que com o aumento da tensão normal ocorreu uma elevação da tensão cisalhante, e após o pico de tensão cisalhante, constatou-se que, com

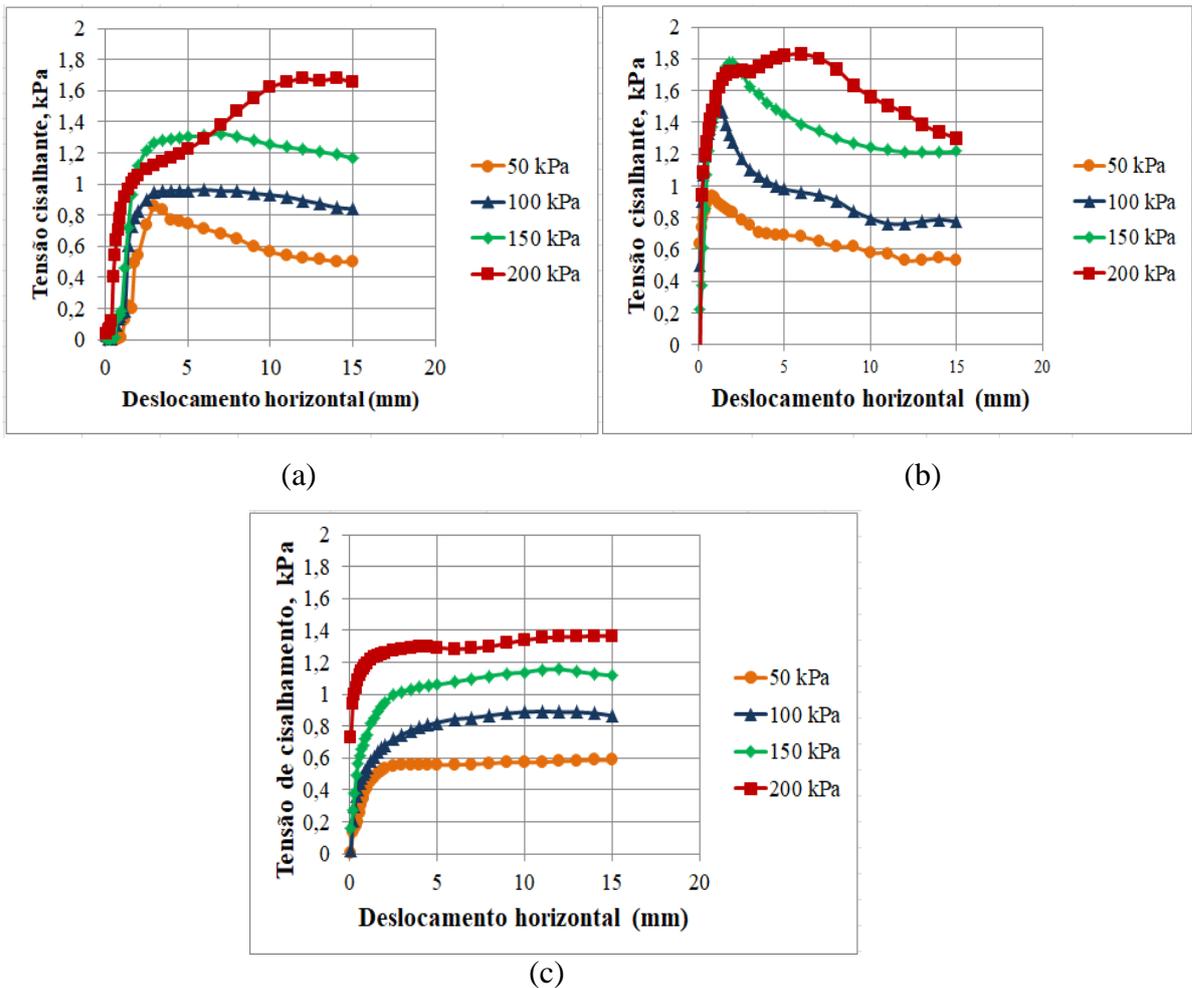
excessão da tensão normal de 150 kPa, não ocorreu redução da resistência para as demais tensões normais aplicadas. A maior tensão cisalhante para a tensão normal de 50 kPa foi de $0,39 \text{ kgf.cm}^{-2}$, para a tensão normal de 100 kPa foi de $0,80 \text{ kgf.cm}^{-2}$, para a tensão normal de 150 kPa foi de $1,28 \text{ kgf.cm}^{-2}$ e para a tensão normal de 200 kPa, a maior tensão cisalhante obtida foi de $1,40 \text{ kgf.cm}^{-2}$, ou seja, essas são as máximas tensões que o solo pode suportar.

Pode-se observar na Figura 27 (c) as curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal do Ponto 3. Neste Ponto, com o aumento da tensão normal ocorreu uma elevação da tensão cisalhante, e, semelhante ao ocorrido no Ponto 1, neste Ponto também não ocorreu redução da resistência pós-pico para nenhuma das tensões normais aplicadas. As máximas tensões cisalhantes que o solo pode suportar sem sofrer ruptura foram as seguintes: para a tensão normal de 50 kPa, a máxima tensão foi de $0,40 \text{ kgf.cm}^{-2}$, para a tensão normal de 100 kPa foi de $0,66 \text{ kgf.cm}^{-2}$, para a tensão normal de 150 kPa foi de $1,07 \text{ kgf.cm}^{-2}$ e para a tensão normal de 200 kPa, a maior tensão cisalhante obtida foi de $1,38 \text{ kgf.cm}^{-2}$.

5.3.2 Cisalhamento Direto Não Saturado

Os resultados para o Cisalhamento Direto Não Saturado estão apresentados na Figura 28. Ponto 1 (a), Ponto 2 (b) e Ponto 3 (c).

Figura 28 - Cisalhamento Direto Não Saturado. Ponto 1 (a), Ponto 2 (b), Ponto 3 (c)



Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

A Figura 28 (a) traz as curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal do Ponto 1, com amostra não saturada, ou seja, não inundada. Pode-se observar que com o aumento da tensão normal ocorreu uma elevação da tensão cisalhante, ainda verificou-se redução da resistência pós-pico para as tensões normais de 50, 100 e 150 kPa. As máximas tensões cisalhantes que o solo pode suportar sem sofrer ruptura foram as seguintes: para a tensão normal de 50 kPa, a máxima tensão foi de $0,88 \text{ kgf.cm}^{-2}$, para a tensão normal de 100 kPa foi de $0,97 \text{ kgf.cm}^{-2}$, para a tensão normal de 150 kPa foi de $1,33 \text{ kgf.cm}^{-2}$ e para a tensão normal de 200 kPa, a maior tensão cisalhante obtida foi de $1,68 \text{ kgf.cm}^{-2}$.

Através do resultado das curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal do Ponto 2, apresentadas na Figura 28 (b), pode-se observar que com o aumento da tensão normal ocorreu uma elevação da tensão cisalhante, ainda verificou-se redução da resistência pós-pico para todas as tensões normais. As máximas tensões cisalhantes que o solo pode

suportar sem sofrer ruptura foram as seguintes: para a tensão normal de 50 kPa, a máxima tensão foi de 0,93 kgf.cm⁻², para a tensão normal de 100 kPa foi de 1,51 kgf.cm⁻², para a tensão normal de 150 kPa foi de 1,78 kgf.cm⁻² e para a tensão normal de 200 kPa, a maior tensão cisalhante obtida foi de 1,84 kgf.cm⁻².

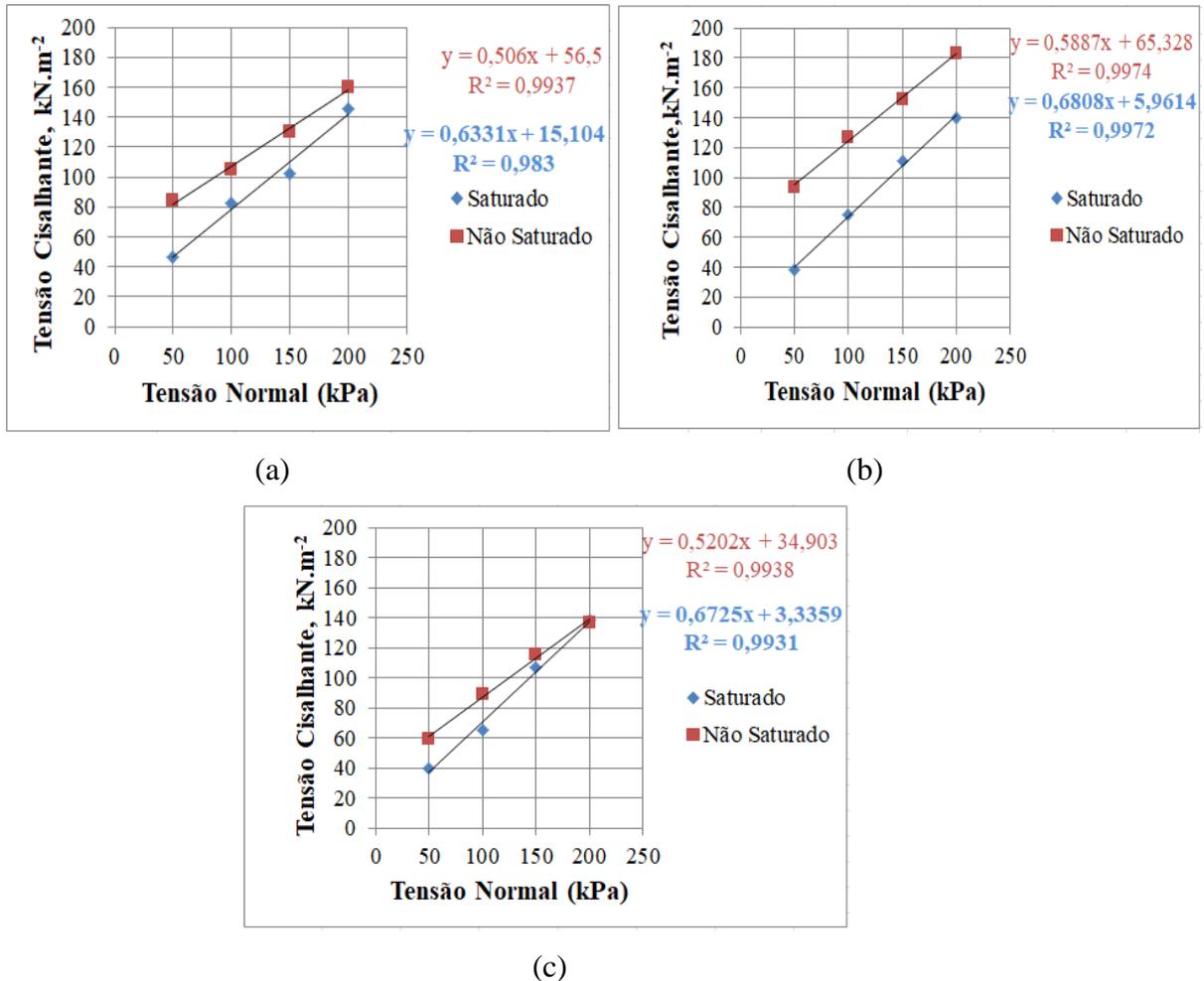
Na Figura 28 (c) estão apresentadas as curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal do Ponto 3. Pode-se observar que com o aumento da tensão normal ocorreu uma elevação da tensão cisalhante, e não verificou-se redução da resistência pós-pico para nenhuma tensão normal aplicada. As máximas tensões cisalhantes que o solo pode suportar sem sofrer ruptura foram as seguintes: para a tensão normal de 50 kPa, a máxima tensão foi de 0,59 kgf.cm⁻², para a tensão normal de 100 kPa foi de 0,90 kgf.cm⁻², para a tensão normal de 150 kPa foi de 1,17 kgf.cm⁻² e para a tensão normal de 200 kPa, a maior tensão cisalhante obtida foi de 1,37 kgf.cm⁻².

De maneira geral, comparando-se os ensaios de cisalhamento direto saturado e não saturado, pode-se observar que o solo apresentou maior resistência para a condição não inundada, devido ao fato de que na condição saturada ele apresenta um maior teor de umidade, o que acaba por diminuir sua resistência.

5.3.3 Parâmetros de resistência do cisalhamento direto saturado e não saturado

Através das tensões máximas de cisalhamento *versus* tensões normais, pode-se traçar a envoltória de resistência do solo para cada Ponto analisado, nos estados saturados e não saturados, determinando desta forma o ângulo de atrito e a coesão. A Figura 29 (a) apresenta a envoltória de resistência do Ponto 1 nas duas condições, a Figura 29 (b) apresenta a envoltória de resistência do Ponto 2 nas duas condições e a Figura 29 (c) apresenta a envoltória de resistência do Ponto 3 nas duas condições.

Figura 29 - Envoltória de Resistência nas duas condições. Ponto 1 (a), Ponto 2 (b), Ponto 3 (c)



Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

Para todos os resultados, o ângulo de atrito foi obtido através do coeficiente angular da reta traçada e a coesão através do coeficiente linear da reta. Através da Figura 29 (a), pode-se observar que para o Ponto 1, no estado não saturado, obteve-se 26,8° de ângulo de atrito e 56,5 kN.m⁻² de coesão, e para o estado saturado obteve-se 32,3° de ângulo de atrito e 15,1 kN.m⁻² de coesão. Nota-se desta forma, que para este Ponto a coesão foi maior em estado não saturado (não inundado) do que para o estado saturado (inundado), enquanto que o ângulo de atrito foi menor quando o corpo de prova estava não saturado do que quando ele estava saturado.

A Figura 29 (b) apresenta os resultados para o Ponto 2, obtendo-se 30,5° de ângulo de atrito e 65,3 kN.m⁻² de coesão para o estado não saturado, 34,2° de ângulo de atrito e 5,9 kN.m⁻² de coesão para o estado saturado. Nota-se, que para este Ponto a coesão foi maior na condição não saturada do que na condição saturada e o ângulo de atrito foi maior na condição saturada do que não saturada, porém, apresentando uma pequena diferença neste caso.

Na Figura 29 (c) estão apresentados os resultados para o Ponto 3, obtendo-se 27,5° de ângulo de atrito e 34,9 kN.m⁻² de coesão para a condição não saturada, 34° de ângulo de atrito e 3,3 kN.m⁻² de coesão para o estado saturado. Desta forma, percebe-se que a coesão, assim como ocorreu nos demais Pontos, foi maior para a condição não saturada do que para a condição saturada e o ângulo de atrito foi maior para a condição saturada do que para a condição não saturada.

Quanto a variação dos valores de coesão e ângulo de atrito com a inundação dos corpos de prova, a coesão apresentou grande diferença para os três Pontos. O Ponto 2 apresentou a maior variação de coesão, de 65,3 (natural) para 5,9 (inundada). A menor diferença entre os valores de coesão na condição saturada foi a do Ponto 3, com valores de 34,9 (natural) e 3,3 (inundada). Estudos realizados por Higashi (2006) apontam que a alta variação da coesão com inundação/saturação do solo representa a fragilidade da estrutura deste com a entrada de água, e ainda, nestes mesmos estudos foi observado que a inundação dos corpos de prova provocou decréscimos consideráveis no valor da coesão, igualando-as a zero em alguns pontos estudados. Em concordância com estes relatos, Guidicini e Nieble (2013), afirmam que o teor de umidade atua principalmente na coesão, de maneira a diminuí-la. Sendo assim, pode-se afirmar que devido ao fato dos corpos de provas inundados apresentarem maior umidade do que os corpos de prova não inundados, eles apresentaram um menor valor de coesão.

A Tabela 8 apresenta todos os resultados dos parâmetros de resistência dos Pontos de estudo obtidos por ensaios nas condições natural e saturada.

Tabela 8 - Resultados dos parâmetros de resistência dos Pontos de estudo

Ponto	Ângulo de atrito (°)		Coesão(kN/m ²)	
	Saturada	Natural	Saturada	Natural
1	32,3°	26,8°	15,1	56,5
2	34,2°	30,5°	5,9	65,3
3	34,0°	27,5°	3,3	34,9

Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

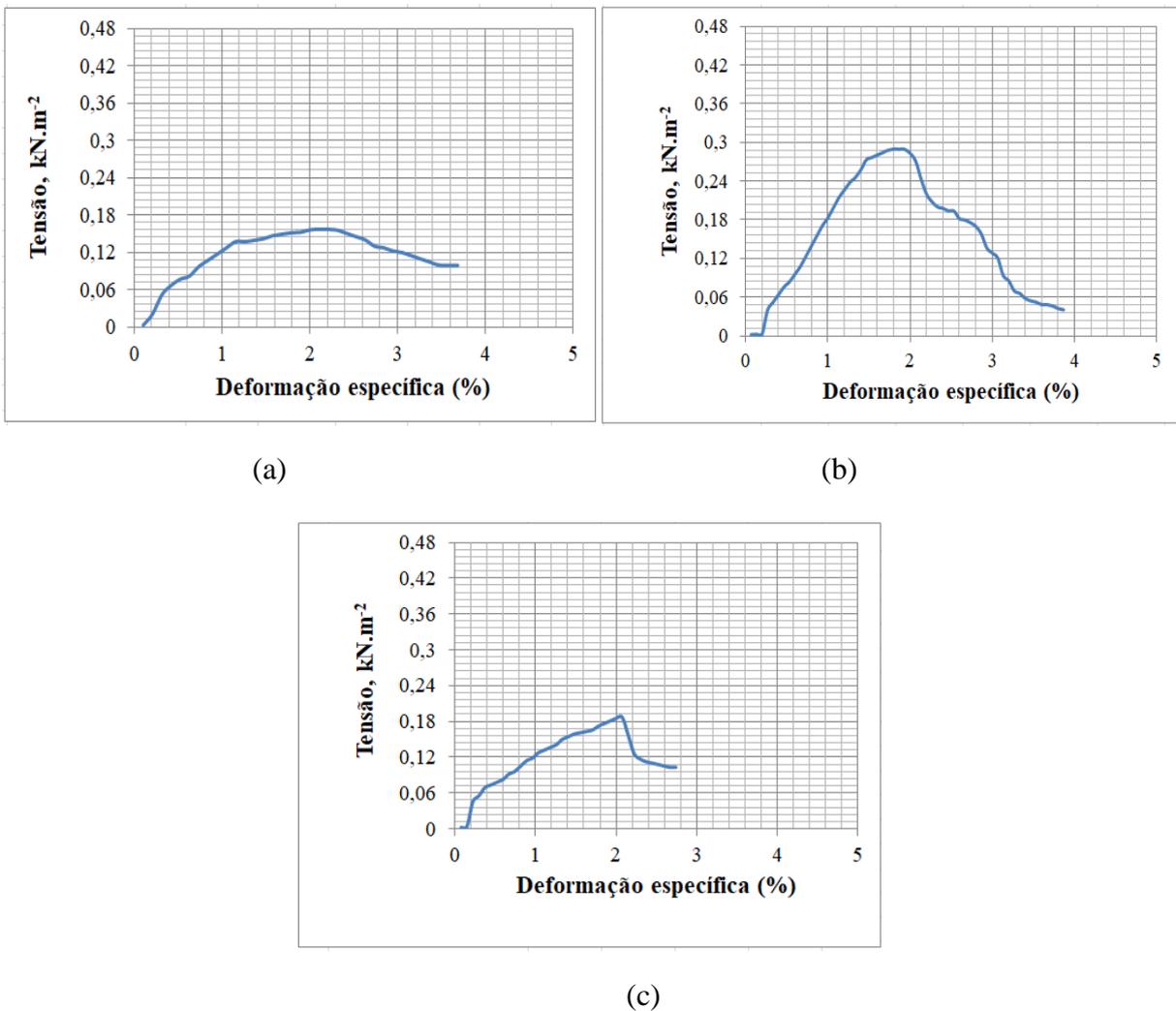
Estabelecendo uma relação entre o ângulo de atrito e o teor de finos presentes em cada Ponto, pode-se perceber que os Pontos que apresentaram maior ângulo de atrito para as duas condições foram os Pontos 2 e 3, sendo que estes também foram os Pontos que apresentaram

maior fração de areia, 29% e 41% respectivamente. Os solos analisados por Silva (2016), também apresentaram este tipo de relação.

5.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

Os resultados do ensaio de compressão simples são referentes apenas ao Ponto 1, devido a dificuldade da retirada da amostras nos demais pontos, sendo este realizado em triplicata, como consta na Figura 30. Ainda, na Tabela 9 constam os valores máximos da tensão de ruptura de cada ensaio.

Figura 30 - Compressão Simples. Ensaio 1 (a), Ensaio 2 (b), Ensaio 3 (c)



Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

Tabela 9 - Valores de Tensão de Ruptura

Ensaio	Tensão de Ruptura (kN.m⁻²)
1	15,7
2	29,0
3	18,7
Média	21,13

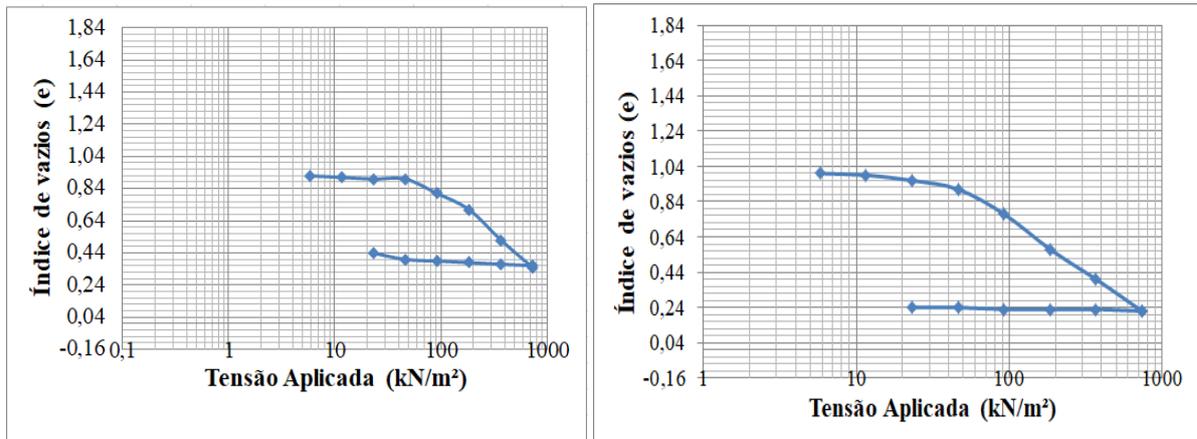
Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

Através dos resultados apresentados na Tabela 9, pode-se observar que através do Ensaio 1 a máxima tensão que o solo pode suportar é 15,7 kN.m⁻², para o ensaio 2 essa tensão aumentou para 29 kN.m⁻², e no ensaio 3 obteve-se uma máxima tensão de 18,7 kN.m⁻². Estes valores apresentaram diferenças devido à perturbação na amostra durante a amostragem e em parte à variabilidade das características do solo. Por fim, fazendo-se a média dos três ensaios realizados, obteve-se uma tensão de ruptura média de 21,13 kN.m⁻² para o solo do Ponto em questão.

5.5 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO EDMÉTRICO

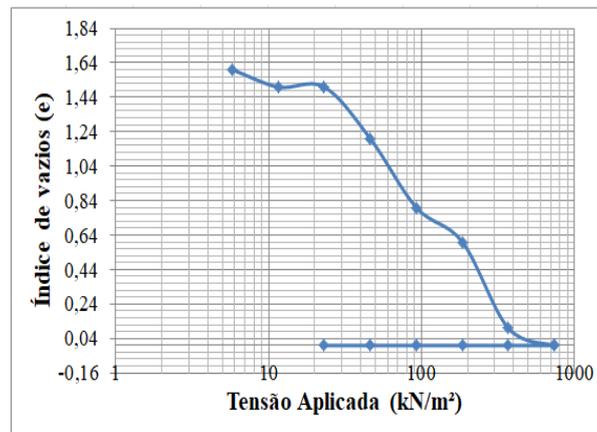
Os resultados referentes aos ensaios de adensamento edométrico estão apresentados a seguir, separados por ponto analisado. A Figura 31 (a) apresenta os resultados do Ponto 1, a Figura 31 (b) os resultados referentes ao Ponto 2 e a Figura 31 (c) apresenta os resultados do Ponto 3.

Figura 31 - Resultados do Adensamento Edométrico. Ponto 1 (a), Ponto 2 (b) e Ponto 3 (c)



(a)

(b)



(c)

Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

Através das curvas apresentadas nas Figuras anteriores, pode-se calcular a tensão de pré-adensamento, o Índice de Compressão (C_c) e o Índice de recompressão (C_r), cujos valores obtidos constam na Tabela 10.

Tabela 10 - Tensão de pré-adensamento, C_c e C_r dos Pontos 1, 2 e 3

Ponto	C_c	C_r	Tensão de pré-adensamento (kN.m^{-2})
1	0,42	0,014	75
2	0,61	0,018	60
3	0,52	0,005	35

Fonte: Elaborado pela autora, 2017.

Nota-se através da Tabela 10, que o Ponto 2 foi o que possuiu maior Índice de compressão, ou seja, foi o que comprimiu mais após o início do ensaio, porém, em relação ao índice de recompressão, que é quando a amostra volta ao estado do início do ensaio, o Ponto 3 foi que obteve um menor valor, sendo este, valor 0,005, ou seja, para este ponto, o solo teve uma recompressão muito pequena. A pressão de pré-adensamento representa a máxima tensão já sofrida pelo solo, sendo esta maior para o Ponto 1 (75 kN.m^{-2}) e menor para o Ponto 3 (35 kN.m^{-2}).

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste estudo foi possível realizar a coleta, caracterização, classificação e definir os parâmetros de resistência e deformabilidade de amostras do solo de três pontos diferentes da área em que está situada a Universidade Federal da Fronteira Sul *Campus* Cerro Largo. Desta forma, o presente estudo pode contribuir para futuros projetos relacionados à área de mecânica dos solos, bem como, para aprimorar as informações geotécnicas da área do local, visto que a Universidade poderá sofrer ampliações futuras, e o conhecimento acerca das propriedades geotécnicas será de suma importância.

Foi possível perceber que os solos de dois pontos estudados possuem uma grande quantidade de argila. Sendo assim, existem diversos usos para os mesmos, podendo-se citar sua utilização como base para construção de obras, material para barragens de terra, material para construção de taludes de aterros sanitários, e como matéria-prima para fabricação de objetos como vasos, cerâmicas e tijolos.

Quanto às comparações do cisalhamento direto nas condições saturadas e não saturadas, pode-se perceber que os corpos de prova quando submetidos a condições de inundação apresentaram menor coesão e maior ângulo de atrito do que os corpos de prova não inundados, e ainda, os corpos de prova submetidos a tensões normais em condições não saturadas apresentaram maior resistência do que os corpos de prova em estado saturado.

Os ensaios de adensamento edométrico e compressão simples também tornam-se muito importantes para futuros estudos, pois determinam as variações no volume do solo devido as cargas aplicadas ao longo do tempo e as máximas tensões que o solo pode suportar até sofrer ruptura. No caso deste estudo, o máximo valor da tensão de pré-adensamento foi de 75 kN. m^{-2} para o Ponto 1 e o menor valor foi de 35 kN. m^{-2} . para o Ponto 3. Em relação ao ensaio de compressão simples, obteve-se uma tensão de ruptura média de $21,13 \text{ kN. m}^{-2}$.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, G.C.P. **Caracterização física e classificação dos solos**. UFJF- Departamento de Engenharia. 2005.
- ALMEIDA, J. G. R. **Classificação dos solos**. Goiás, 2013.
- ANDREOLI, V.C; ANDREOLI, F.N; JUSTI JÚNIOR, Jorge. **Formação e características dos solos para o entedimento de sua importância agrícola e ambiental**. Coleção Agroinho, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e Solo- Terminologia. Rio de Janeiro, 1995. 18 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR. 12007- MB 3336**: Solo- Ensaio de Adensamento Unidimensional. Rio de Janeiro, 1990, 13 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR. 12770**: Solo coesivo- Determinação da resistência à compressão não confinada. Rio de Janeiro, 1992, 04 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR. 6459**: Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 1984, 06 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR. 7181**: Solo- Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984, 13 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16097**: Determinação do Teor de Umidade. Rio de Janeiro, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 1984. 03 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007- MB-3336**: Solo- Ensaio de Adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990. 13 p.
- BARBOSA, V. **Estudo do comportamento geotécnico de um solo argiloso de cabrobó, potencialmente expansivo, estabilizado com cal**. Recife, 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco.
- BERNARDI, J. **Caracterização de jazidas de solo residual de basalto visando seu emprego em barragens de terra**. Ijuí/RS, 2006. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civi)- Departamento de Tecnologia, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul - Unijuí, Ijuí, 2006.
- BICALHO, K. V. **Notas de aula: Mecânica dos Solos II**. Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2008.
- BOEHL, P.E.G. **Algumas Observações sobre as Propriedades Geotécnicas de Solos**

Estruturados Derivados de Granito da Grande Florianópolis. Florianópolis, 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFSC.

BRASIL, IBGE. **Cidades**, 2017. Disponível em: < <https://cidades.ibge.gov.br/>> Acesso em 08 de Maio de 2017.

CAMPOS, I. M. **Conheça os três tipos principais de solo: areia, silte e argila.** Ano de 2012. Arquivo Digital, disponível em: < <http://forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=9&Cod=59>> Acesso em 08 de Setembro de 2017.

CAMPOS, M. S. **Classificação dos Solos.** Geotecnia Ambiental, ano de 2006. Universidade de Várzea Grande. Arquivo Digital, disponível em: < <http://files.sena-solos-e-geologia.webnode.com/200000102-cfed7d1de9/Aula%2006%20-%20Classifica%C3%A7%C3%A3o%20dos%20solos.pdf>> Acesso em 15 de Novembro de 2017.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações.** Rio de Janeiro: LTC, 6ª edição, 1998.

CASTRO, B. A. C. de. **Notas de aula: construção de estrada e vias urbanas.** Ano de 2015.

CORLETT, F.M.F. **Formação dos solos: fatores e classes.** Ano de 2017. Disponível em:< <http://slideplayer.com.br/slide/382166>> Acesso em 06 de Setembro de 2017.

CUNHA, C. L. dos S. **Estudo das características de compressibilidade unidimensional e plasticidade de misturas de argila e areia.** Vitória, 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil.

DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Fundamentos de engenharia geotécnica.** São Paulo, 2015.

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.

DNIT–DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de pavimentação.** 3ª ed. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2006. 274p. (Publicação IPR-719).

EMBRAPA. Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. Centro Nacional de Pesquisa de Solos. Ministério da Agricultura e do Abastecimento. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos.** Brasília: 2006. 286 p.

EMBRAPA. Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. Centro Nacional de Pesquisa de Solos. Ministério da Agricultura e do Abastecimento. **Manual de Métodos de Análises do Solo.** Rio de Janeiro, 2011. 255 p.

EMMER, R. **Implantação do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM.** Santa Maria, 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil)- Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFSM.

FAGANELLO, A. M. P. **Rejeitos de britagem de origem basáltica: caracterização e utilização em solo-cimento na região de Londrina (PR)**. Londrina, 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Edificações e Saneamento)- Universidade Estadual de Londrina.

FARO, V. P. **Ensaio de Adensamento**. Universidade Federal do Paraná, ano de 2016. Arquivo Digital disponível em:<
http://www.dcc.ufpr.br/mediawiki/images/c/c5/Aula_12_Ensaio_de_Adensamento.pdf>
Acesso em 03 de Julho de 2017.

FARO, V. P. **Mecânica dos Solos- TC 035**. Universidade Federal do Paraná, ano de 2015. Arquivo Digital disponível em:<
http://www.dcc.ufpr.br/mediawiki/images/e/e5/TC_035Mec%C3%A2nica_dos_Solos_-_Aula_3_Resist%C3%A2ncia_ao_Cisalhamento.pdf> Acesso em 03 de Julho de 2017.

FIORI, A. P; CARMIGNANI, Luigi. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. 2. ed. Rev. e ampl. Curitiba: UFPR, 2009. 602p.

FÍSICA DO SOLO. **Cap.2. Relações de Massa e Volume dos Constituintes do Solo**. 2012. Disponível em: < <http://www.ufvjm.edu.br/disciplinas/flo031/files/2014/07/material-de-apoio.pdf>> Acesso em 02 de Abril de 2017.

FÍSICA DO SOLO. **Análise Granulométrica- Método da Pipeta**. Laboratório de Física do Solo- Departamento de Solos- Centro de Ciências Rurais. Universidade Federal de Santa Maria- UFSM. Ano de 2017.

GOMES, F. et al. **Comportamento das argilas**. Cuiabá, 2016.

GONÇALVES, P. A. P. **Caracterização dos parâmetros físico-hídricos de dois tipos de solos de pains-mg associados à obras de contenção**. Formiga, MG, 2014. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Engenharia Civil- UNIFOR.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação**. 2. ed. rev. ampl. São Paulo: Edgard Blucher Ltda., 2013.

HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2ª edição, São Paulo: Pini. ABMS / ABEF, 1998. 751 p.

HEINRICHS, R. **Densidade do solo e de partículas**. Disciplina de Solos- Curso de Zootecnia- Universidade Estadual Paulista. Ano de 2010.

HIGASHI, R. A. D. R. **Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental**. 2006. Tese de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, SC.

KORMANN, A.C.M. **Ensaio de Compactação e Caracterização**. Curitiba, 1997.

KRAINER, C. W. M. **Conceito de Plasticidade, ensaios LL, LP e LC**. Ano de 2016.

Arquivo Digital disponível em:<

http://www.dcc.ufpr.br/mediawiki/images/5/50/Aula_2_Plasticidade.pdf> Acesso em 05 de Julho de 2017.

LEÃO, A. L. S. **Uma revisão sobre fissuras causadas por problemas de fundações**.

Universidade Estadual de Feira de Santana, Departamento de Tecnologia. Feira da Santana, 2010.

LIMA, V. C; LIMA, M. R; MELO, V. de F.. **O solo no meio ambiente: abordagem para professores do ensino fundamental e médio e alunos do ensino médio**. Universidade

Federal do Paraná. Departamento de Solos e Engenharia Agrícola. Curitiba: Departamento de Solos e Engenharia Agrícola, 2007.

MANUAL TÉCNICO: Reforço de solos. Editora **Maccaferri**, 2009. Disponível em:<

http://www.aecweb.com.br/cls/catalogos/maccaferri/manual_tecnico_reforco_de_solos.pdf > Acesso em 05 de Abril de 2017.

MAPA DA OBRA, **A importância da geotecnia na construção civil**. Ano de 2017. Arquivo

Digital disponível em: < <http://www.mapadaobra.com.br/gestao/importancia-da-geotecnia-construcao-civil/>> Acesso em 25 de Agosto de 2017.

MARANGON, M. **Unidade 3- Compressibilidade e adensamento dos solos. Mecânica dos**

solos II. Ano de 2013. Faculdade de Engenharia- NuGeo/Núcleo de Geotecnia. Disponível

em: < <http://www.dcc.ufpr.br/mediawiki/images/0/02/04-MS-Unidade-03-Compressibilidade-e-Adensamento-2013.pdf>> Acesso em 04 de Abril de 2017.

MARANGON, M. **Unidade 5- Resistência ao cisalhamento dos solos. Mecânica dos solos**

II. Ano de 2009. Faculdade de Engenharia- NuGeo/Núcleo de Geotecnia. Disponível em: <

http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/ms2_unid05-P1.pdf> Acesso em 04 de Abril de 2017.

MESSI, J. **Relatório Mecânica dos solos**. Ano de 2012. Disponível em:<

<http://www.ebah.com.br/content/ABAAAfbWIAF/relatorio-mec-dos-solos>> Acesso em 29 de Agosto de 2017.

MILITITSKY et al. **Patologia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

256p.

MUGGLER, C. C. et al. **Conteúdos Básicos de Geologia e Pedologia**. Viçosa, Minas Gerais,

2015.

PETRONI, M. A. **Resistência ao cisalhamento nas areias: efeito da natureza do grão e da**

compacidade. 2010. 93 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil)

- Departamento de Tecnologia, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul - Unijuí, Ijuí, 2010.

PIMENTA FILHO, M. de A. **Análise da erosão interna de solos em barragens com base na**

distribuição de vazios. Belo Horizonte, 2013. Dissertação (Mestrado em Geotecnia e

Transportes)- Universidade Federal de Minas Gerais.

PINTO, C. de S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas/Carlos de Sousa Pinto**. – São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

PINTO, C. de S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3º Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

RODRIGUES, R. E. **Caracterização e estabilização de um solo na cidade de alegrete/RS com cimento portland e cinza de casca de arroz**. Alegrete, 2012. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Engenharia Civil- Universidade Federal do Pampa.

SANTOS, A. C. S. dos. **Mecânica dos solos I- Tópicos complementares**. Mato Grosso, 2010. Arquivo Digital disponível em: <
http://sinop.unemat.br/site_antigo/prof/foto_p_downloads/fot_5203mini-cuyso_-_typico_2_-_plasticidade_e_consistyncia_pdf.pdf> Acesso em 05 de Agosto de 2017.

SANTOS, E. F. dos. **Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais**. São Carlos, 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2006.

SANTOS, J. R. R. M. dos. **Comportamento geotécnico de solos argilosos do vale diapírico de sesimbra**. Julho, 2011. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)- Universidade Nova de Lisboa.

SANTOS, M. E. dos. **Fundações superficiais**. Ano de 2016. Arquivo Digital disponível em: <http://www.unaerp.br/revista-cientifica-integrada/edicoes-anteriores/volume3/2170-fundacoes-superficiais/file> Acesso em 04 de Abril de 2017.

SANTOS, R. D. dos; De LEMOS, R. C.; Dos SANTOS, H.G.; KER, J. C.; Dos ANJOS, L. H. C. **Manual de descrição e coleta de solo no campo**. 5º Ed. Revisada e ampliada. Viçosa, Sociedade Brasileira de Ciências de Solo, 2005.

SANTOS, C. A. G. **Classificação dos solos- Exploração do subsolo**. Ano de 2013. Disciplina de Mecânica dos Solos I, curso de Engenharia Civil. Arquivo Digital, disponível em: <
<http://www.ct.ufpb.br/~celso/solos/material/Solos%20-%20Cap%2013%20&%2014.ppt>> Acesso em 09 de Setembro de 2017.

SILVA, D. R.; FILHO, W. L. de O. Estudos experimentais do processo de ressecamento de um rejeito fino de mineração. **REM: R. Esc. Minas**, Ouro Preto, 56(4): 261-265, out. dez. 2003.

SILVA, M. A. **Análise da susceptibilidade ao colapso de areias quartzosas podzolizadas ao leste do estado de Santa Catarina**. Florianópolis, 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Geologia)- Departamento de Geociências- Centro de Filosofia e Ciências Humanas- Universidade Federal de Santa Catarina- UFSC. Florianópolis, 2016.

SOUZA, C. M. A. de; RAFULL L. Z. L.; VIEIRA, L. B. **Determinação do Limite de Liquidez em dois tipos de solo, utilizando-se diferentes metodologias**. R. Bras. Eng. Agríc. Ambiental, Campina Grande, v.4, n.3, p.460-464, 2000.

SOUZA, P.M. L. P. de. **Limite de liquidez – correlações e comparações entre os métodos**

de fall cone e da concha de casagrande. Janeiro de 2011.

TORRES GEOTECNIA. Limites de Contração. Ano de 2017. Arquivo Digital disponível em: < <http://www.torresgeotecnia.com.br/portfolio-view/limite-de-contracao/>> Acesso em 08 de Julho de 2017.

UDESC- UNIVERSIDADE DO ESTADO DE SANTA CATARINA. **Classificação de Solos SUCS.** Laboratório de geotecnia e pavimentação- Departamento de Engenharia Civil- Centro de Ciências Tecnológicas. Ano de 2017. Arquivo Digital disponível em: < http://www.cct.udesc.br/arquivos/id_submenu/1470/classificacao_sucs_2017.pdf> Acesso em 09 de Novembro de 2017.

VENDRUSCOLO, M. A. **Notas de Aula: Classificação de Solos.** Ano de 2015.

VIECILI, C. **Determinação dos parâmetros de resistência do solo de ijuí a partir do ensaio de cisalhamento direto.** Ijuí/RS, 2003. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil)- Departamento de Tecnologia, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul - Unijuí, Ijuí, 2003.

ZHANG, L. M; LI, X. Microporosity Structure of Coarse Granular Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, vol. 136, n.10, Outubro de 2010.

ZIMBACK, C. R. L. **Formação dos solos.** Botucatu, 2013. Arquivo disponível em: < http://files.huigorflr.webnode.com/200000013-ee2f3ef264/Apostila_Formacao_solo_ZIMBACK_2003_Unesp_Botucatu.pdf> Acesso em 07 de Setembro de 2017.