

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO - UFPE
CENTRO ACADÊMICO DO AGreste – CAA
CURSO EM ENGENHARIA CIVIL



**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO DE ATERRA DO PRÉDIO DE
MEDICINA DO CENTRO ACADEMICO DO AGRESTE- UFPE**

GUSTAVO ARTHUR DE LIMA LEITE

Caruaru

2019

GUSTAVO ARTHUR DE LIMA LEITE

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO DE ATERRA DO PRÉDIO DE
MEDICINA DO CENTRO ACADEMICO DO AGRESTE- UFPE**

Proposta de trabalho a ser apresentado ao Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste – CAA, da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, como requisito para a disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso I.

Áreas de concentrações: Engenharia Civil - Geotecnica.

Orientador (a): Prof(a). Dr(a). Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello.

Caruaru

2019

Catalogação na fonte:
Bibliotecária – Simone Xavier - CRB/4 - 1242

L533c Leite, Gustavo Arthur de Lima.

Caracterização geotécnica do solo de aterro do prédio de Medicina do Centro Acadêmico do Agreste - UFPE. / Gustavo Arthur de Lima Leite. – 2019.
67 f. : 30 cm.

Orientadora: Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello.
Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Engenharia Civil, 2019.
Inclui Referências.

1. Aterros. 2. Solos - Compactação. 3. Resistência ao cisalhamento. 4. Geotécnica. I. Bello, Maria Isabela Marques da Cunha Vieira (Orientadora). II. Título.

CDD 620 (23. ed.)

UFPE (CAA 2019-190)

GUSTAVO ARTHUR DE LIMA LEITE

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO DE ATERRO DO PRÉDIO DE
MEDICINA DO CENTRO ACADEMICO DO AGRESTE- UFPE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico
do Agreste - CAA, da Universidade Federal de
Pernambuco - UFPE, como requisito para a
disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II

Área de concentração: Geotecnia

A banca composta pelos professores abaixo, considera o aluno GUSTAVO ARTHUR
DE LIMA LEITE, APROVADO COM NOTA _____.

Caruaru, 12 de Junho de 2019.

Banca examinadora:

Profª. Dra. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello _____
Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Orientadora)

Engenheiro Civil, Me. Tiago Barbosa da Silva _____
Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Engenheiro Civil, Me. Alison de Souza Noberto _____
Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof. Dr. Elder Alpes de Vasconcelos _____
Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Coordenador da disciplina)

RESUMO

A compactação de solos consiste no procedimento de melhorar as propriedades do terreno através de processos manuais ou mecânicos, reduzindo os seus vazios pela aplicação de pressão, impacto ou vibração. Além disso, esse processo torna o maciço mais homogêneo, resultando no aumento do peso específico aparente do solo. Com a diminuição dos vazios do solo, espera-se uma redução da variação dos teores de umidade, da compressibilidade e da permeabilidade e um aumento da resistência ao cisalhamento e à erosão. De acordo com a Diretoria de Planos e Projetos (DPP) da Superintendência de Infraestrutura (SINFRA) da UFPE, estão sendo construídos, no Centro Acadêmico do Agreste, três blocos para o curso de Medicina: o edifício sede, com área de construção de 7.310 m² em quatro pavimentos; o edifício destinado ao biotério, com área de construção de 363,62 m², em pavimento térreo; e o edifício destinado à unidade básica de saúde, com área de construção de 407,52 m², em pavimento térreo. Na área de construção do bloco sede, haverá um muro de arrimo e grande quantidade de solo compactado. Diante da importância da obra, o presente trabalho tem como objetivo geral caracterizar e avaliar as propriedades e resistências mecânicas do solo de empréstimo, e sua adequação para a obra. Foi retirada uma amostra deformada do solo de empréstimo que será utilizado como aterro, e foram realizados ensaios de caracterização completa (Granulometria, limite de liquidez e limite de plasticidade), umidade higroscópica e umidade natural do solo, ensaios de cisalhamento direto e de compressão simples de solo não confinado. Com os resultados obtidos nos ensaios de caracterização, verificou-se que o solo estudado é composto por 4% de silte, 27% de areia fina a média, 63% de areia média a grossa e 6% de pedregulho, sendo considerado uma areia bem graduada, sendo constatado também não apresentar plasticidade. Quanto aos resultados dos ensaios de resistência, constatou-se que o ângulo de atrito do solo é de 38,6° e que a coesividade é de 9,24 kPa, o que garante uma boa estabilidade para taludes, assim como resistência à aplicação de 182,87 kPa de tensão de compressão, resistência à compressão adequada para a edificação do projeto. Conclui-se que tanto a construção do muro de arrimo, como a realização do aterro, se bem executados respeitando os parâmetros do solo encontrados, terão estabilidade e segurança ao longo da vida útil da obra.

Palavras-Chave: Aterro. Compactação. Caracterização Geotécnica. Resistência ao Cisalhamento. Resistência à Compressão.

ABSTRACT

Soil compaction consists of the procedure of improving terrain properties through manual or mechanical processes, reducing their voids by applying pressure, impact or vibration. In addition, this process makes the mass more homogeneous, resulting in an increase in the apparent specific gravity of the soil. With the reduction of soil voids, a reduction in moisture, compressibility and permeability variation and an increase in shear strength and erosion is expected. According to the Diretoria de Planos e Projetos (DPP da Superintendência de Infraestrutura (SINFRA) of UFPE, three blocks are being built in the Centro Acadêmico do Agreste for the Medical course: the headquarters building, with construction area of 7.310 m² in four floors, the building for the bioterrorium, with construction area of 363,62 m², on ground floor, and the building for the basic health unit, with a building area of 407,52 m², on ground floor. Given the importance of the work, the present work has the general objective to characterize and evaluate the properties and mechanical resistance of the loan soil, and its suitability for the work. A deformed sample was taken from the loaned soil to be used as a landfill, and complete characterization tests (Granulometry, liquidity limit and plasticity limit), hygroscopic moisture and natural soil moisture, direct shear tests and simple compression of unconfined soil. With the results obtained in the characterization tests, it was verified that the studied soil is composed of 4% of silt, 27% of fine to medium sand, 63% of medium to coarse sand and 6% of boulder. graduated, being also found not to present plasticity. As for the results of the resistance tests, it was found that the friction angle of the ground is 38.6 ° and the cohesiveness is 9.24 kPa, which guarantees good slope stability, as well as resistance to the application of 182.87 kPa of compressive stress, compressive strength suitable for design building. It is concluded that the construction of the retaining wall, as well as the embankment, if well executed with respect to the soil parameters found, will have stability and safety throughout the useful life of the work.

Keywords: Landfill. Compaction. Geotechnical Characterization. Shear Strength. Compression Resistance.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Limites de Consistência	16
Figura 2 - Aspecto da curva de compactação de um solo	20
Figura 3 - Influência da energia de compactação nas curvas de compactação de um mesmo solo empregando-se diferentes energias de compactação.....	22
Figura 4 - Compactação de solos na energia do ensaio Proctor normal, considerando-se granulometrias na faixa das argilas aos pedregulhos.....	23
Figura 5 - Ensaio de cisalhamento direto: representação de resultado típico de ensaio.....	25
Figura 6 - Croqui de localização – bloco principal e Biotério.....	29
Figura 7 - Vista geral do local onde está sendo construído o prédio sede de Medicina do CAA, ainda no início da obra	30
Figura 8 - Sondagens à percussão – Furo SP-02	30
Figura 9 - Aparelho de Casagrande com cinzéis utilizados no ensaio	35
Figura 10 - Ranhura do solo durante ensaio de limite de liquidez	36
Figura 11 - Amostra de solo e gabarito do ensaio de limite de plasticidade.	37
Figura 12 - Cápsulas de alumínio contendo amostras de solo do ensaio de limite de plasticidade já após as 24 horas na estufa a 105°C.....	37
Figura 13 - Esquema para classificação do solo segundo o Sistema Unificado.....	39
Figura 14 - Corpo de prova sendo preparado para ser pesado junto com o cilindro.	41
Figura 15 - Corpo de prova sendo retirado do cilindro no extrator de amostras.....	41
Figura 16 - Aparelho de ensaios de Resistência ao Cisalhamento Direto	43
Figura 17 - Corpo de prova confinado na caixa de cisalhamento.	43
Figura 18 - Esquema do equipamento para o ensaio de cisalhamento direto.....	44
Figura 19 - Corpo de prova após sofrer o cisalhamento.....	45
Figura 20 - Acondicionamento dos corpos de prova com plástico filme.	47
Figura 21 - Prensa universal de 2.000 kN utilizada no ensaio.	48
Figura 22 - Corpo de prova em processo de compressão pela prensa universal.	49
Figura 23 - Curva granulométrica do solo em estudo pelo método do peneiramento.....	51
Figura 24 - Determinação do limite de liquidez do solo	53
Figura 25 - Curva de compactação do solo	54
Figura 26 - Gráfico de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal da amostra sob tensão de 50 kPa.	55

Figura 27 - Gráfico de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal da amostra sob tensão de 100 kPa.....	56
Figura 28 - Gráfico de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal da amostra sob tensão de 200 kPa.....	56
Figura 29 - Deformação Vertical x Deformação Horizontal da amostra sob tensão de 50 kPa.....	57
Figura 30 - Deformação Vertical x Deformação Horizontal da amostra sob tensão de 100 kPa.....	57
Figura 31 - Deformação Vertical x Deformação Horizontal da amostra sob tensão de 200 kPa.....	58
Figura 32 - Tensão normal x Tensão Cisalhante considerando os três pontos de pico	59
Figura 33 - Tensão normal x Tensão Cisalhante considerando os três pontos de pico	60
Figura 34 - Curva Tensão x Tempo do ensaio de Compactação Simples da Amostra 1.....	61
Figura 35 - Curva Tensão x Tempo do ensaio de Compactação Simples da Amostra 2.....	62

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Energias de compactação Proctor.....	21
Tabela 2 - Valores típicos de ângulos de atrito drenado de areia e siltes	46
Tabela 3 - Umidade Higroscópica do Solo.....	50
Tabela 4 - Umidade Natural do Solo	50
Tabela 5 - Determinação do Limite de Liquidez do Solo.....	52
Tabela 6 - Resultados obtidos do ensaio do solo em estudo referente aos pontos de umidade do solo compactado	53
Tabela 7 - Resultados obtidos do ensaio do solo em estudo referente aos pontos de massa específica aparente seca do solo compactado	54
Tabela 8 - Massa específica aparente seca máxima e umidade ótima do solo.....	54
Tabela 9 - Pontos de pico de tensão cisalhante do solo ensaiado.....	58
Tabela 10 - Pontos de pico de tensão cisalhante do solo ensaiado.....	59
Tabela 11 - Parâmetros de resistência obtidos.....	60
Tabela 12 - Pontos de ruptura das amostras de solo compactado	62
Tabela 13 - Média dos pontos de ruptura das amostras de solo compactado.....	63

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
1.1 Objetivos.....	12
1.1.1 Objetivo Geral	12
1.1.2 Objetivos específicos.....	12
1.2 Motivação	12
1.3 Justificativa.....	13
1.4 Estrutura do trabalho	13
2 REFERENCIAL TEÓRICO	15
2.1 Origem e formação dos solos	15
2.2 Limites de Consistência.....	15
2.2.1 Limite de Liquidez.....	16
2.2.2 Limite de Plasticidade	16
2.3 Compactação do solo.....	17
2.4 Comportamento geotécnico dos solos compactados	18
2.5 Ensaio de compactação (Proctor)	18
2.6 Fatores que influenciam na compactação do solo	21
2.7 Controle de Compactação.....	23
2.8 Pesquisas de áreas de jazidas.....	24
2.9 Ensaio de cisalhamento direto	25
2.9.1 Desvantagens.....	26
2.9.2 Vantagens	27
2.10 Ensaio de Compressão Simples.....	27
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	28
3.1 Área de estudo	28
3.2 Coleta das Amostras de Solo de Empréstimo.....	30
3.3 Caracterização dos Solos	31
3.3.1 Umidade higroscópica e umidade natural do solo.....	31
3.3.2 Análise da Composição Granulométrica do Solo	32
3.3.3 Limites de Consistência.....	34

3.4	Ensaio de Compactação.....	39
3.5	Ensaio de Resistência ao Cisalhamento Direto	42
3.6	Resistência à Compressão Simples.....	46
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	50
4.1	Umidades do solo	50
4.2	Granulometria.....	51
4.3	Limites de Attemberg	52
4.4	Compactação	53
4.5	Resistência ao cisalhamento	55
4.6	Resistência à Compressão Simples.....	61
5	CONCLUSÕES.....	64
	REFERÊNCIAS	65

1 INTRODUÇÃO

Para a engenharia civil, solo é definido como qualquer material de origem mineral cujas partículas encontram-se soltas ou fracamente unidas, originado a partir da decomposição das rochas (KNAPPETT & CRAIG, 2014).

O estudo do comportamento dos solos é de grande relevância nas diversas áreas da engenharia. Na construção civil durante a concepção e execução de uma obra, é necessário levar em consideração as características físicas do solo, a fim de se definir o adequado sistema estrutural a ser utilizado e realizar o correto dimensionamento da fundação. Além disso, é preciso conhecer a dinâmica do solo ao longo da vida útil da construção, para evitar a ocorrência de eventuais patologias ou, até mesmo, o colapso da estrutura (PINTO, 2006).

O solo é originado através da ação dos agentes físicos e/ou químicos sobre as rochas que formam a crosta terrestre, dando origem à material constituído de três fases: sólida, líquida e gasosa. A relação entre estas três fases (entre volumes, entre massas ou massa e volume) que fundamentam o solo é conhecida por índices físicos e traz características importantes quanto à estruturação do solo (ALMEIDA, 2005). Outra característica fundamental ao solo, além dos índices físicos, diz respeito à composição da fração sólida do solo. A distribuição granulométrica da fração mineral determina as porcentagens de cada tamanho de partícula que compõem o solo e é obtida através da análise granulométrica. Os limites de consistência são determinados através do comportamento do solo em presença de água (Limite de contração, limite de plasticidade e limite de liquidez) (DAS, 2012).

A compactação de solos consiste no procedimento de melhorar as propriedades do terreno através de processos manuais ou mecânicos, reduzindo os seus vazios pela aplicação de pressão, impacto ou vibração. Além disso, esse processo torna o maciço mais homogêneo, resultando no aumento do peso específico aparente do solo. Com a diminuição dos vazios do solo, espera-se uma redução da variação dos teores de umidade, da compressibilidade e da permeabilidade e um aumento da resistência ao cisalhamento e à erosão (PEREIRA, 2013).

O presente trabalho apresenta uma análise geotécnica do solo natural e compactado utilizado no material de aterro do prédio principal do curso de medicina do Centro Acadêmico do Agreste da UFPE. Os ensaios de caracterização completa, compactação, cisalhamento direto do solo e compressão simples foram realizados no Laboratório de Geotecnia do Centro Acadêmico do Agreste.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo geral avaliar por meio de ensaios de laboratório as propriedades e resistências mecânicas dos solos compactados no estado natural do aterro a ser executado no prédio principal do curso de Medicina do Centro Acadêmico do Agreste, a fim de avaliar sua adequação para a obra.

1.1.2 Objetivos específicos

- Avaliar as características geotécnicas do solo da jazida escolhida para empréstimo de solo para a obra do aterro.
- Determinar em laboratório a umidade ótima para compactação ideal.
- Avaliar as resistências ao cisalhamento direto e à compressão simples para determinar parâmetros de resistência do solo compactado.
- Comparar e analisar os resultados obtidos a fim de determinar o desempenho das propriedades mecânicas do solo compactado.

1.2 MOTIVAÇÃO

De acordo com a Diretoria de Planos e Projetos (DPP) da Superintendência de Infraestrutura (SINFRA) da UFPE, serão construídos, no Centro Acadêmico do Agreste, três blocos para o curso de Medicina: o edifício sede, com área de construção de 7.310 m² em quatro pavimentos; o edifício destinado ao biotério, com área de construção de 363,62 m², em pavimento térreo; e o edifício destinado à unidade básica de saúde, com área de construção de 407,52 m², em pavimento térreo. O tempo previsto para finalização da obra é de 20 meses. O contrato para construção dos blocos teve o valor de R\$ 19 milhões.

Na área de construção do bloco sede, haverá um muro de arrimo e grande quantidade de solo compactado. Diante da importância da obra, e considerou-se a possibilidade de estudar e caracterizar o solo de empréstimo e sua adequação para a obra.

1.3 JUSTIFICATIVA

A etapa construtiva de terraplenagem, mais especificamente de aterro, para o caso em estudo, é uma atividade de fundamental importância na construção de obras de engenharia por representar o preparo do terreno para que possa ser materializado o projeto de um empreendimento, seja uma edificação, uma obra de arte especial, uma obra rodoviária, etc.

Sabendo do grande potencial do setor no território brasileiro, e também observando o que é visto sendo executado atualmente, percebe-se a necessidade de se colocar em prática os métodos que correspondem à uma execução de qualidade, com segurança e economia. Para tal, o trabalho visa destacar a qualidade do solo utilizado no aterro em estudo, verificando possíveis patologias ou mesmo restrições do solo, e se esses foram respeitados ao executar o procedimento de terraplanagem.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está subdividido em 5 capítulos, distribuídos da seguinte maneira:

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO

Apresenta a Introdução, na qual se tem uma visualização geral do trabalho desenvolvido, incluindo as considerações iniciais, os objetivos e a estrutura do trabalho.

CAPÍTULO 2. REFERENCIAL TEÓRICO

Apresenta uma revisão da literatura sobre origem e formação dos solos, ensaios de compactação e parâmetros geotécnicos obtidos através desses ensaios.

CAPÍTULO 3. MATERIAIS E MÉTODOS

Apresenta o local de estudo, a caracterização geológico geotécnica da jazida de solo e da área do aterro executado, suas principais características e dados da campanha de investigação de campo e laboratório realizadas.

CAPÍTULO 4. ANÁLISE DE RESULTADOS

Apresenta a análise e interpretação dos resultados de ensaios de laboratório de caracterização e de propriedades de resistências mecânicas do solo de jazida, compactado nos estados natural e compactado, e comparando com os resultados da compactação de campo.

CAPÍTULO 5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Apresenta as principais conclusões da presente pesquisa.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Este capítulo apresenta uma revisão da literatura sobre origem e formação dos solos, ensaios de compactação e parâmetros geotécnicos obtidos através de ensaios.

2.1 ORIGEM E FORMAÇÃO DOS SOLOS

O solo para fins de engenharia é definido como agregado não-cimentado de grãos minerais e/ou matéria orgânica decomposta (partículas sólidas), com líquido e gás nos espaços vazios entre as partículas sólidas, sendo utilizado como material de construção em vários projetos de engenharia civil e suportando fundações estruturais (DAS, 2007).

Os solos são encontrados como uma mistura de fases. A fase sólida é dada pelas partículas de minerais, podendo apresentar características variáveis como tamanho, forma, textura, composição mineralógica, configuração cristalográfica, etc. A fase líquida é composta fundamentalmente de água, sais e ar dissolvido. Finalmente a fase gasosa é constituída por ar livre e água em forma de vapor. O que define a condição dos solos é como essas fases são encontradas, podendo ser um solo saturado ou não saturado.

Um solo saturado constitui-se de duas fases, sendo elas representadas pela fase sólida e líquida, onde os vazios entre grãos se encontram preenchidos por água. Já um solo não saturado é multifásico, constituído por fase sólida, líquida e gasosa, onde os vazios estão preenchidos por água e ar.

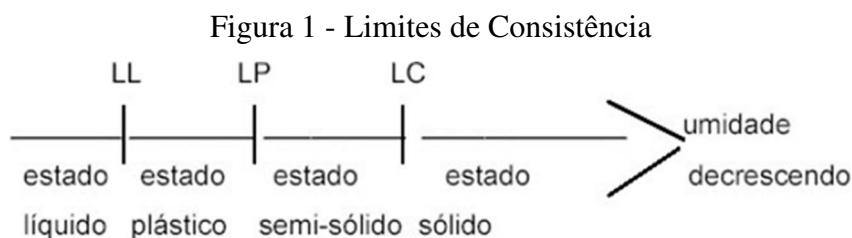
2.2 LIMITES DE CONSISTÊNCIA

Consistência refere-se ao grau de adesão entre as partículas e a resistência oferecida as forças que tendem a deformar ou romper a massa desse solo (TERZAGUI, 1973 apud TSUTSUMI, 2008, p.14). A plasticidade de um solo é definida como a propriedade dos solos, com grande percentual de finos, que consiste na maior ou menor capacidade de serem moldados sobre certas condições de umidade. Para uma melhor análise desta característica dos solos, utiliza-se os limites de consistência estabelecidos pelo engenheiro químico Atterberg.

Os limites baseiam-se na constatação de que um solo argiloso possui aspectos distintos de acordo com o seu teor de umidade. Quando muito úmido, ele se comporta como um

líquido; quando perde parte de sua água, fica plástico, e quando mais seco, torna-se quebradiço (PINTO, 2006). Estas definições permitem, de uma maneira simples e rápida, dar uma ideia bastante clara do tipo de solo e suas propriedades.

É mostrado na Figura 1 o limite de consistência, aspectos distintos de acordo com o seu teor de umidade.



Fonte: DNIT (2006)

Com isso, os limites de consistência são determinados de forma empírica, classificando os solos finos de acordo com sua superfície específica, sua atividade e sua estrutura. Dentre esses limites, estão o de liquidez e o de plasticidade.

2.2.1 Limite de Liquidez

O limite de liquidez é concebido como o menor teor de umidade com que uma amostra de um solo pode ser capaz de fluir.

Segundo Vargas (1977), Arthur Casagrande padronizou este ensaio, utilizando os mesmos conceitos de Atterberg, que dizia que uma massa de solo, contendo certa quantidade de água, se torna fluido e toma a forma do recipiente que o contém.

No processo padronizado, utiliza-se o aparelho de Casagrande, com o qual se aplicam golpes deixando a concha do aparelho cair de uma altura padrão até que a ranhura se feche em uma extensão convencionada.

2.2.2 Limite de Plasticidade

Após passar pelo limite de liquidez, o solo continua perdendo umidade, o estado plástico desaparece, passando o solo para um estado semissólido. Neste ponto, a amostra de

solo se desagrega ao ser trabalhado. A umidade correspondente ao limite entre o estado plástico e semissólido é denominada limite de plasticidade.

O limite de plasticidade é determinado pelo cálculo da porcentagem de umidade para qual o solo começa a se fraturar quando se tenta moldar, com ele, um cilindro de 3 mm de diâmetro e cerca de 10 cm de comprimento. (CAPUTO, 1972, p.62).

2.3 COMPACTAÇÃO DO SOLO

A compactação do solo é o processo de densificação do mesmo, seja por meio de equipamento de rolo compressor, ou em casos de pequenas áreas até com soquete manual. O processo de compactação de um solo é importante pois quando um volume de solo é extraído de seu local natural e depositado em outro, fica em um estado relativamente fofo e heterogêneo, muito deformável, e com baixa resistência. Assim, a compactação é executada no intuito de aumentar o contato entre os grãos, ou seja, reduzir número de vazios e tornar o aterro mais homogêneo, acarretando assim em um aumento da densidade, que por sua vez melhora diversas propriedades físicas do solo. Diminui-se então, os recalques futuros pelo aumento da rigidez e resistência do solo, redução da permeabilidade e consequentemente a variação volumétrica do solo (PINTO, 2006).

Importante diferenciar compactação de adensamento. A diferença básica é que adensamento é o processo de expulsão da água contida nos vazios do solo, enquanto compactação é a expulsão do ar apreendido nesses vazios.

Os ensaios de laboratório mais difundidos para avaliação de um solo a ser empregado em um aterro são os ensaios de compactação (Proctor), CBR ou ISC – Índice de Suporte Califórnia, expansibilidade, análise granulométrica por peneiramento e ensaio físico para determinação dos limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP) e consequente índice de plasticidade (IP). Estes ensaios visam caracterizar o solo avaliado quanto à resistência mecânica, compressibilidade e permeabilidade, fatores esses, mais importantes na hora de se avaliar um material a ser utilizado na execução de um aterro.

O efeito da compactação no solo feito por alguma forma de energia (impacto, vibração, compressão estática ou dinâmica), é o aumento do seu peso específico e resistência ao cisalhamento, e uma diminuição do índice de vazios, permeabilidade e compressibilidade. O ensaio de compactação visa obter a correlação entre o teor de umidade e o peso específico seco de um solo quando compactado com determinada energia.

2.4 COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DOS SOLOS COMPACTADOS

Características importantes na construção de obras de terra como resistência ao cisalhamento, deformabilidade e permeabilidade são, em geral, dependentes do índice de vazios do solo, sendo comum associar-se à sua redução de aumento na resistência ao cisalhamento e reduções na deformabilidade e na permeabilidade destes materiais de construção. A compactação, portanto, é um processo que visa melhorar as propriedades do solo através da redução dos seus vazios pela aplicação de pressão, impacto ou vibração, tornando nesse processo o maciço mais homogêneo (PEREIRA, 2013).

Sob esse prisma, pode-se dizer que cabe ao engenheiro projetista de uma obra de terra especificar qual é a redução necessária do índice de vazios para um determinado fim de engenharia e definir a melhor maneira de obtê-la no campo, após a obtenção dos parâmetros de projeto, em geral, via ensaios de compactação realizados em laboratório. Essa decisão envolve a escolha do equipamento de compactação, assim como a definição do processo construtivo e das etapas do controle de compactação no campo.

Em Geotecnia, é comum dirigir o estudo do comportamento mecânico dos solos aos ditos coesivos (argilosos e não-coesivos arenosos). Com relação à curva de compactação desses materiais, sabe-se que a mesma é fruto de experimentação, seja ela processada em laboratório ou em campo

2.5 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO (PROCTOR)

Divulgado em 1933 pelo engenheiro Ralph R. Proctor, o método para controle de compactação revela um dos mais importantes princípios da mecânica dos solos: “A densidade com que um solo é compactado sob uma determinada energia de compactação depende da umidade do solo no momento da compactação.”

Proctor efetuou uma série de ensaios de compactação, e constatou que com uma aplicação de carga constante, seja ela através de um rolo compactador em campo ou repetidos golpes de uma carga sobre o solo, que o peso específico (y) atingido era intimamente relacionada ao teor de umidade (h) em que o solo se encontrava (PEREIRA, 2013). Essa relação pode ser observada na Figura 2.

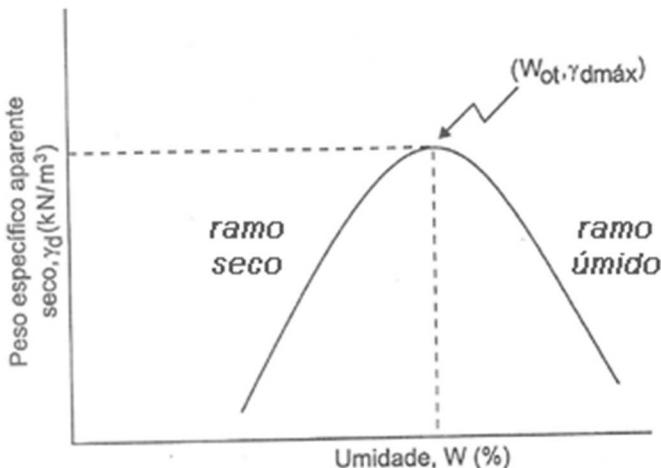
Esse comportamento é explicado pelo aumento constante do teor de umidade até um teor ótimo (h_{ot}) onde o solo apresenta uma melhor trabalhabilidade, e consequentemente um y_s (massa específica aparente seca máxima) maiores e teores de ar menores, e se aumentada ainda mais o teor de umidade à uma redução do y , pois teoricamente não é possível expulsar todo o ar aprisionado. Por isso a curva de compactação não pode ultrapassar a curva de saturação para o solo, ou seja, até um certo teor de umidade para o solo em estudo a água atua como um lubrificante auxiliando na trabalhabilidade e assim resultando em massa específica aparente seca maiores. Porém a partir deste ponto a água passa a atuar como "amortecedor", pois não é possível a expulsão de uma quantidade maior de ar da amostra, e a água por ser incompressível, aumenta o número de vazios do solo.

A NBR 5681/2015 (controle tecnológico da execução de aterros em obras de edificações), define que uma vez localizado a umidade ótima de compactação em laboratório, esta deve ser executada em campo com uma tolerância máxima de 3% para mais ou para menos, ou menor conforme especificação do projeto da obra.

Outro fator importante para a compactação adequada e uniforme do solo são as alturas de cada camada de compactação, que segundo a norma do DNIT 108/2009 (Departamento Nacional de Infra-estrutura Terrestre), recomenda espessuras máximas para as camadas iniciais e intermediárias em 0,3m e que as camadas finais sejam de 0,2m de espessura, enquanto a NBR 5681/2015 que limita as espessuras das camadas em 0,3m.

Ainda de acordo com a NBR 5681/2015, antes que seja liberada a execução da camada subjacente deve ser verificado se o grau de compactação atende a pelo menos 95% do especificado em projeto. Sendo que conforme determinação do DNIT sob a norma 108/2009, a massa específica aparente seca, deve corresponder a no mínimo 100% da encontrada em laboratório através do ensaio de Proctor.

Figura 2 - Aspecto da curva de compactação de um solo



Fonte: Pereira (2013)

Marcelli (2007) comenta que além dos trabalhos em laboratório como análise e classificação do solo, ensaio de Proctor para definição a umidade ótima e grau de compactação, são também necessário o controle tecnológico através de ensaios específicos para conferir se a umidade e o grau de compactação estão de acordo com o encontrado em laboratório e definido em projeto.

A compactação do solo executada em campo é um processo robusto e custoso, dificultando estudos mais detalhados sobre o comportamento dos solos para cada obra. Os estudos em laboratório são executados de maneira notavelmente de forma mais rápida e econômica, basicamente sob quatro formas: (a) compactação por impacto; (b) compactação estática (pressão); (c) compactação por amassamento (similar ao trabalho executado por um rolo compressor em campo); e (d) Compactação por vibração.

No Brasil a NBR 7182/2016 regulamentou o ensaio de Proctor como ensaio padrão para determinação da umidade ótima e massa específica atingida na compactação de uma amostra de solo. Há três tipos de ensaio Proctor: normal, intermediário e modificado, e a diferença entre eles está basicamente na variação de energia utilizada na compactação devido ao maior número de golpes com o soquete.

O ensaio consiste da compactação dinâmica de uma amostra de solo em um recipiente cilíndro de volume aproximado 1000cm^3 , executado com 3 camadas, sendo que cada uma sofre a ação dinâmica de um soquete padronizado de 2,5 kg, que é desprendido de uma altura de 30,5 cm por 26 repetições para o ensaio de Proctor normal. A NBR 7182/2016 distingue o

ensaio de compactação de Proctor nas três categorias conforme as especificações contidas na Tabela 1, onde a principal variável entre os métodos é a energia de compactação.

Tabela 1 - Energias de compactação Proctor

Cilindro	Características a cada energia de compactação	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Nº de camadas	3	3	5
	Nº de golpes por camada	26	21	27
Grande	Soquete	5	5	5
	Nº de camadas	12	26	55
	Nº de golpes por camada	12	26	55
	Altura do disco espaçador (mm)	63,5	63,5	63,5

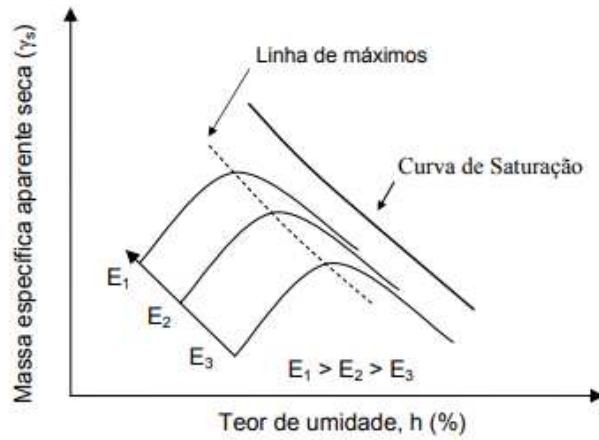
Fonte: NBR 7182:2016

A umidade ótima de compactação é definida através da repetição do ensaio de Proctor para teores de umidade distintos, determinando para cada um, a massa 20 específica gerada, traça-se então a curva de compactação no gráfico de massa específica versus teor de umidade. É desejável que existam 2 pontos no ramo ascendente da curva, assim como o ponto de máxima 2 pontos no ramo descendente para melhor confiabilidade (Caputo, 1988).

2.6 FATORES QUE INFLUENCIAM NA COMPACTAÇÃO DO SOLO

A energia de compactação depende diretamente da pressão aplicada ao solo, umidade do solo, o número e espessura das camadas e velocidade de aplicação, independentemente de onde a compactação é executada, seja em campo ou laboratório. A medida que a energia de compactação aumenta, a umidade ótima diminui e a massa específica seca máxima aumenta, conforme visto na Figura 3.

Figura 3 - Influência da energia de compactação nas curvas de compactação de um mesmo solo empregando-se diferentes energias de compactação.

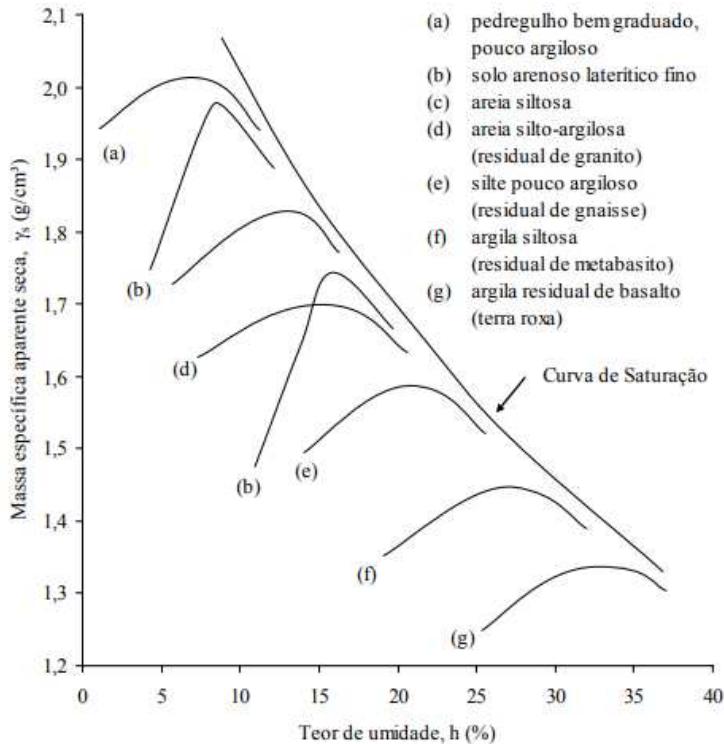


Fonte: DNIT (2006)

De acordo com a granulometria do solo temos configurações distintas de teores de umidade ótimos e densidade máxima. Em geral solos coesivos possuem elevadas umidades ótimas e baixas densidades secas, assim como baixas umidades ótimas e elevadas densidades secas são características de solos pouco coesivos (PINTO, 2006).

A influência do tipo de solo na curva de compactação encontra-se ilustrado na Figura 4. Considerando-se uma mesma energia de compactação, observa-se que em geral, solos argilosos apresentam umidades ótimas mais elevadas e massas específicas aparentes secas máximas menores do que os solos siltosos e argilosos.

Figura 4 - Compactação de solos na energia do ensaio Proctor normal, considerando-se granulometrias na faixa das argilas aos pedregulhos.



Fonte: Pinto (2006)

2.7 CONTROLE DE COMPACTAÇÃO

Define-se como Grau de compactação (GC) como sendo o quociente do peso específico aparente obtido em campo, pelo peso específico máximo ou de projeto obtido através de ensaios laboratoriais (Eq. 2.1).

$$GC = \frac{\gamma_d^{campo}}{\gamma_d^{max}} \quad (\text{Eq. 2.1})$$

A Norma DNIT 108/2009 exige que a massa específica aparente seca, deve corresponder a no mínimo 100% da encontrada em laboratório através do ensaio de Proctor. Já para as camadas inferiores a NBR 5681/2015, define que antes que seja liberada a execução da camada subjacente deve ser verificado se o grau de compactação atende a pelo menos 95% do especificado em projeto. A verificação do GC deve ser efetuada a cada

camada compactada, sendo condicionada a liberação da execução das próximas apenas se e apenas se, o valor encontrado for igual ou superior a 100%.

2.8 PESQUISAS DE ÁREAS DE JAZIDAS

O solo, devido à sua abundância, tem grande emprego na construção civil como material de construção ou de suporte para estruturas (CORRÊA, 2008). Este é um material cujas propriedades físico-mecânicas possuem uma grande variabilidade, por serem empregados na engenharia, principalmente em obras rodoviárias, é de fundamental importância que essas propriedades atinjam o mínimo exigido para seu uso (BRESCIANI, 2009)

A pesquisa das áreas de jazidas de empréstimo começa com execução de furos de sondagens, em geral a trado, frequentemente complementados com abertura de poços, visando não só a cubagem do material, como também a coleta de amostras para a sua identificação tátil e visual e a execução dos primeiros ensaios de laboratório (MASSAD, 2005).

Entre os ensaios, incluem-se:

- Ensaios de caracterização: granulometria, Limites de Atterberg, umidade natural e o peso específico dos grãos.
- Ensaios de compactação.
- Ensaios mecânicos, tais como ensaios de adensamento, triaxiais e de cisalhamento direto em corpos de prova moldados em laboratório.

A realização dos ensaios dos dois primeiros itens permite:

- (a) classificar os solos em grupo;
- (b) comparar valores da umidade de solos de empréstimos com a hot, obtendo indicações preciosas sobre o acerto da umidade antes da compactação;
- (c) confrontar hot com LP (Limite de Plasticidade).

Massad (2005) indica que os ensaios mecânicos são realizados apenas em casos de aterros de muita responsabilidade, como aterros de barragens de terra, por exemplo, e fornecem parâmetros como c' e ϕ' , para análises de estabilidade de taludes.

No caso de jazidas de areias, é útil uma caracterização tátil e visual, com a descrição da forma e da resistência dos grãos. Realiza-se ensaios de granulometria, para se ter uma ideia da quantidade de “sujos” ou finos (argilas e siltes) existentes. Outros ensaios referem-se a

determinação dos índices de vazio máximo e mínimo, importantes para a obtenção da compacidade relativa ou densidade relativa de areias compactadas.

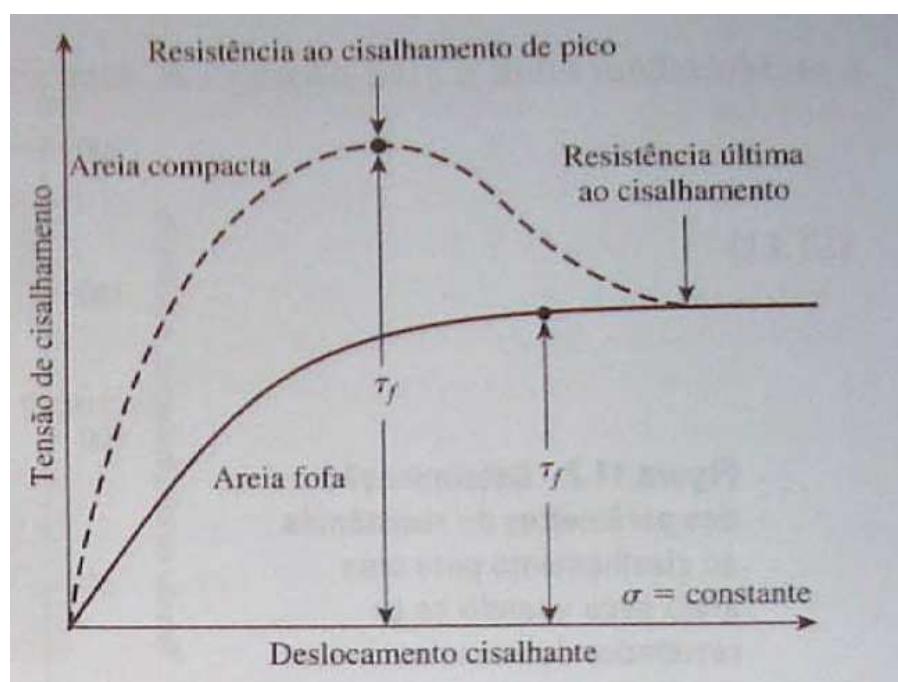
2.9 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

A determinação da resistência ao cisalhamento de um solo pode ser feita através de ensaios em campo ou em laboratório. Os ensaios em laboratório, mais usuais, são os ensaios de cisalhamento direto e os ensaios triaxiais.

Segundo Caputo (1988), o ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento, e baseia-se no critério de Mohr-Coulomb. O mesmo consiste em determinar, sob uma tensão normal, qual a tensão de cisalhamento capaz de provocar a ruptura de uma amostra de solo, colocada dentro de uma caixa composta de duas partes deslocáveis entre si.

Pode ser observado na Figura 5 a forma de como são plotados os resultados típicos de ensaios de cisalhamento direto e que, de uma maneira geral, representam o que ocorre num solo ao ser cisalhado.

Figura 5 - Ensaio de cisalhamento direto: representação de resultado típico de ensaio



Fonte: Das (2007)

Algumas deficiências limitam a aplicabilidade do ensaio de cisalhamento direto. A primeira delas é o fenômeno da ruptura progressiva, que se manifesta principalmente nos solos de ruptura do tipo frágil. A ruptura progressiva pode se dar porque a deformação cisalhante, ao longo do plano de ruptura, não é uniforme, ao iniciar o cisalhamento ocorre uma concentração de deformações, próximo às bordas da caixa de cisalhamento, que tendem a decrescer em direção ao centro da amostra (MACHADO, 1997).

As tensões em cada local são diferentes, de forma que, quando nas regiões próximas à borda da caixa de cisalhamento forem atingidas, a deformação e a tensão de ruptura, terá próximo ao centro da amostra tensões inferiores à de ruptura. À medida que aumentam as deformações, a ruptura caminha em direção ao centro e, uma vez que, as extremidades já passaram pela ruptura, terá tensões menores que a de ruptura, nessas extremidades. Dessa forma, o valor de resistência, que se mede no ensaio, é mais conservador do que a máxima resistência que se poderia obter para o solo, porque a deformação, medida durante o ensaio, não consegue representar o que realmente ocorre, mas somente uma média das deformações que se processam na superfície de ruptura.

Para solos de ruptura plástica, esse fenômeno não ocorre, porque em todos os pontos da superfície de ruptura atuam esforços iguais, independentemente de qualquer concentração de tensões. Outro aspecto que merece ser citado refere-se ao fato de que o plano de ruptura pode não ser, na realidade, o mais fraco. Por sua vez, os esforços que atuam em outros planos que não o de ruptura, não podem ser estimados durante a realização do ensaio, senão quando no instante de ruptura. Além disso, a área do corpo de prova diminui durante o ensaio (MACHADO, 1997).

Deve-se salientar a dificuldade de controle das pressões neutras, antes e durante o ensaio, embora existam pedras porosas que permitam a dissipação de pressões neutras, não existe nenhum mecanismo que permita avaliar o desenvolvimento das pressões neutras no corpo de prova, tal qual seria possível num ensaio de compressão triaxial (MACHADO, 1997).

2.9.1 Desvantagens

- A superfície de ruptura é pré-determinada, horizontal, a qual não é necessariamente a mais fraca;

- A distribuição de tensões na superfície de cisalhamento não é uniforme, apresentando tensões maiores nas extremidades do que no centro;
- O modelo de tensão real é complexo, consequentemente, os planos principais rotacionam durante o cisalhamento;
- Não existe controle sobre a drenagem, exceto pelo controle de velocidade de deslocamento durante o cisalhamento;
- Não oferece facilidade para medida de pressão neutra;
- A deformação ocorrida durante o ensaio é limitada ao comprimento admissível de movimentação do equipamento;
- A área de contato entre as duas metades da caixa varia durante o cisalhamento.

2.9.2 Vantagens

- O ensaio é rápido e relativamente simples para executar;
- O princípio é de fácil entendimento;
- O equipamento pode ser empregado para medida de resistência residual através de processo com reversão múltipla de aplicação de carga.

2.10 ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

O ensaio de compressão simples visa à determinação da resistência à compressão não confinada (ou simples) de corpos de prova constituídos por solos coesivos, mediante aplicação de carga axial com controle de deformação. Tais corpos de prova podem ser indeformados ou obtidos por compactação ou mesmo por remoldagem. Segundo Machado (1997), este ensaio pode ser entendido como um caso especial de compressão triaxial. A tensão confinante é a pressão atmosférica. O valor da tensão principal na ruptura recebe o nome de resistência à compressão simples.

Os valores resultantes da aplicação deste ensaio correspondem à resistência de solos coesivos em termos de tensões totais. Este tipo de ensaio se aplica a solos coesivos que não expulsam água durante a fase de carregamento do ensaio e que retém uma resistência após o alívio das pressões confinantes de campo, tais como argilas, solos cimentados saturados ou mesmo solos de composição predominantemente siltosa. A realização do ensaio sobre uma

mesma amostra, nos estados indeformado e remoldado (aquele constituído por solos que tenha tido sua estrutura natural modificada por manipulação), permite a determinação da sensitividade do material, desde que o corpo de prova remoldado mantenha uma forma estável.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo descreve o local de estudo, a caracterização geotécnica da jazida de solo e da área do aterro executado, suas principais características e metodologia de investigação de campo e laboratório realizadas.

3.1 ÁREA DE ESTUDO

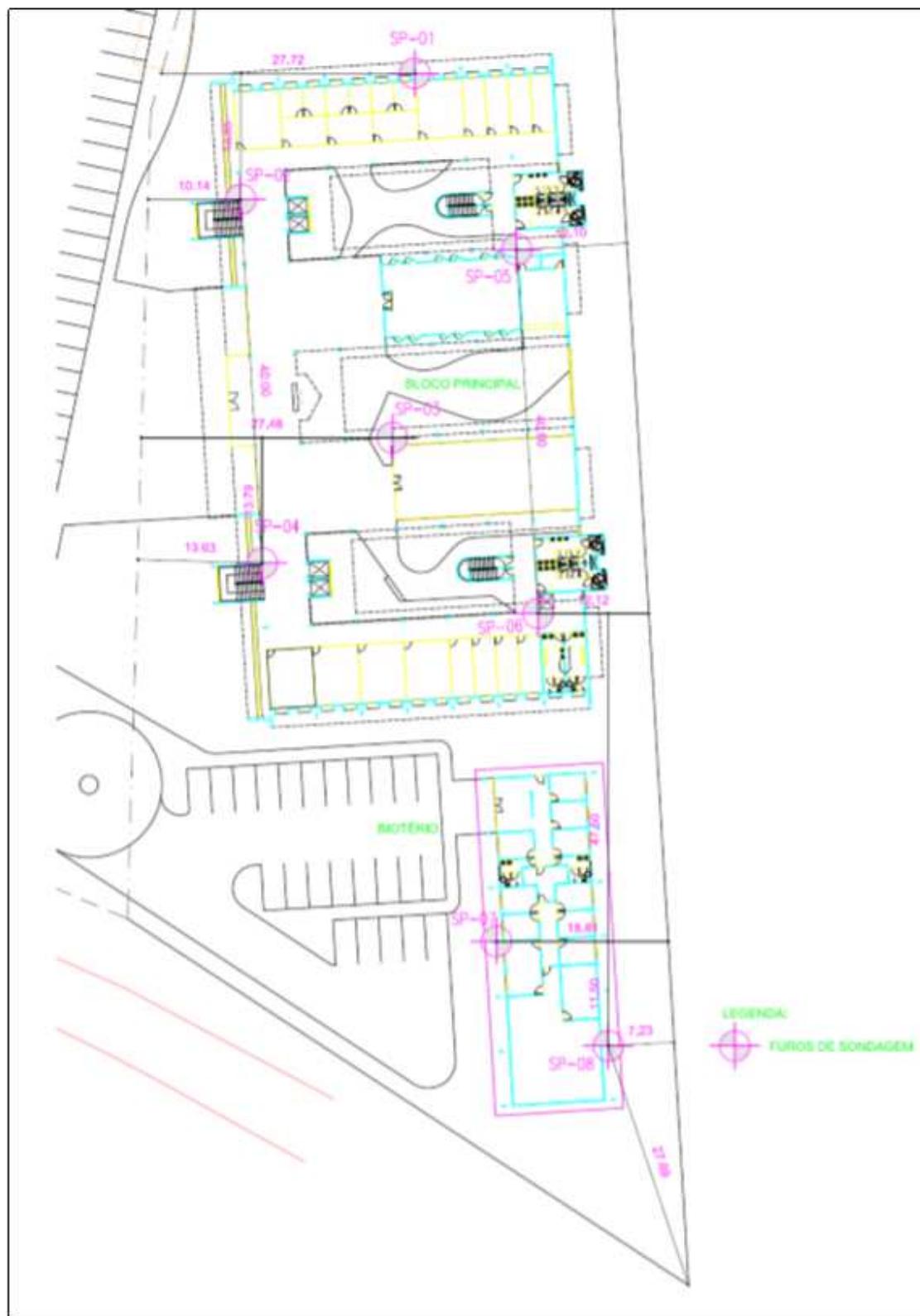
De acordo com a Diretoria de Planos e Projetos (DPP) da Superintendência de Infraestrutura (SINFRA) da UFPE, estão sendo construídos, no Centro Acadêmico do Agreste, três blocos para o curso de Medicina: o edifício sede, com área de construção de 7.310 m² em quatro pavimentos; o edifício destinado ao biotério, com área de construção de 363,62 m², em pavimento térreo; e o edifício destinado à unidade básica de saúde, com área de construção de 407,52 m², em pavimento térreo. O tempo previsto para finalização da obra é de 20 meses. O contrato para construção dos blocos teve o valor de R\$ 19 milhões.

Na área de construção do edifício sede, ao longo de toda a parte de trás do mesmo, haverá um muro de arrimo e grande quantidade de solo compactado. Diante da importância da obra, e considerou-se a possibilidade de estudar e caracterizar o solo de empréstimo e sua adequação para a obra.

Na Figura 6 é apresentado o croqui de localização – bloco principal e Biotério. Foram realizados 9 (nove) furos do tipo SPT, com profundidade total, de 14,38m. Durante a execução da sondagem não foi detectado o lençol de água livre. A profundidade do impenetrável se deu entre 0,5m a 1,4m. O perfil geotécnico da área é formado predominantemente por uma camada única de areia siltosa com alteração de rocha, com NSPT médio de 30 golpes.

Nas Figuras 7 e 8 são apresentados, respectivamente, uma visão geral da locação do prédio sede de Medicina, e a sondagem à percussão no Furo SP-02.

Figura 6 - Croqui de localização – bloco principal e Biotério



Fonte: Lucena (2017)

Figura 7 - Vista geral do local onde está sendo construído o prédio sede de Medicina do CAA, ainda no início da obra



Fonte: Lucena (2017)

Figura 8 - Sondagens à percussão – Furo SP-02



Fonte: Lucena (2017)

3.2 COLETA DAS AMOSTRAS DE SOLO DE EMPRÉSTIMO

A coleta do solo para se fazer o aterro foi feita de forma sem prévia análise nem do local nem das condições do solo, motivo pelo qual está sendo feito o presente estudo. Para análise,

foi retirado uma quantidade de solo suficiente para a realização de ensaios em laboratório, utilizando uma pá do solo de empréstimo que será utilizado como material de aterro, e foram realizados ensaios de caracterização completa (Granulometria, limite de liquidez e limite de plasticidade), umidade higroscópica e umidade natural do solo e ensaios de cisalhamento direto.

3.3 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS

O solo usado no presente estudo foi caracterizado quanto ao seu teor de umidade higroscópica, granulometria e limites de Attemberg. Para isto os ensaios foram realizados obedecendo os procedimentos das Normas da ABNT relacionadas abaixo:

- NBR 6457/2016: Preparação de Amostras.
- NBR 7181/2016: Análise Granulométrica.
- NBR 6459/2016: Limite de liquidez.
- NBR 7180/2016: Limite de plasticidade.

3.3.1 Umidade higroscópica e umidade natural do solo

Quando uma certa quantidade de solo é coletada e deixada secar ao ar, obviamente o seu teor de umidade tenderá a se reduzir. Entretanto, essa redução normalmente se dá até um certo limite, ou seja, mesmo que se deixe a amostra secar por um longo período, sempre permanecerá uma umidade residual. Essa umidade, que o solo exibe quando seco ao ar, é denominada umidade higroscópica.

Já a umidade natural pode ser descrita como sendo a umidade que um solo possui, na forma como ele se encontra na natureza no momento em que ele é coletado. Os principais equipamentos utilizados para a determinação destas umidades, conforme a NBR 6457/16 – Amostras de Solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização, são: estufa, cápsulas de alumínio para evitar a perda de umidade das amostras, e balança.

Para a umidade higroscópica, após destorroamento e secagem prévia ao ar livre, coletou-se uma pequena quantidade de solo e, conhecendo o peso da cápsula, determinou-se na balança o peso do conjunto cápsula e solo úmido. Em seguida, a amostra foi levada para a

estufa durante um período de 24h, de modo que houvesse a constância de massa, a uma temperatura entre 100°C e 105°C. Em seguida, pesou-se o conjunto cápsula e solo seco.

A diferença de massa entre as pesagens é a massa de água que, dividindo-se pela massa de solo seco, que é a diferença entre o peso do conjunto e o peso da cápsula. Após secagem, obteve-se a umidade higroscópica do solo em questão. Para a umidade natural, coletou-se certa quantidade de amostra de solo do tipo deformada retirada em campo, sendo adicionada em uma cápsula de alumínio para pesagem em balança.

A Equação 3.1 relaciona os valores obtidos do peso da água e peso do solo seco para a determinação dos teores de umidade supracitados.

$$h(\%) = \frac{Pa}{Ps} \times 100 \quad (\text{Eq. 3.1})$$

Onde:

$h\ (%)$ = Umidade do solo;

Pa = Peso da água, em gramas;

Ps = Peso do solo seco, em gramas.

Foi necessário a coleta de mais de uma amostra para a determinação destes valores, sendo o valor do teor de umidade adotado a média entre os valores de umidade obtidos.

3.3.2 Análise da Composição Granulométrica do Solo

O estudo de análise da composição granulométrica de um solo consiste na verificação da distribuição das suas partículas, determinando assim a porcentagem de grãos de cada dimensão dentro do total analisado. O solo estudado em questão não possui uma fração de material fino suficiente de forma que seja necessário realizar, além do ensaio de determinação de composição granulométrica por peneiramento, o processo de sedimentação.

Com os resultados obtidos através do ensaio de peneiramento, é possível construir o gráfico da composição granulométrica, dispondo-se em abscissas os diâmetros das partículas em escala logarítmica, e em ordenadas as porcentagens das partículas menores do que os diâmetros considerados, em escala aritmética.

Para a determinação da composição granulométrica do solo, utilizou-se os procedimentos estabelecidos pela NBR 7181/2016 – Solo – Análise Granulométrica. Os principais instrumentos utilizados para o ensaio foram: estufa; balança para pesagem das amostras; recipientes para esfriamento das amostras e que não permitam absorção de umidade; cápsulas de alumínio; escova de cerdas metálicas; peneiras de abertura de 50, 38, 25, 19, 9,5, 4,8, 2,0 mm (peneiramento grosso), 1,2, 0,6, 0,42, 0,25, 0,15 e 0,075 mm (peneiramento fino), conforme a NBR 5734/1989 - Peneiras para ensaio com telas de tecido metálico.

3.3.2.1 Peneiramento

Inicialmente, após o quarteamento, coletou-se a amostra de solo com secagem prévia e este material foi passado na peneira de 2,0 mm, retendo somente os grãos maiores que a abertura da malha. Em seguida, foi retirado da massa passante pela peneira uma pequena quantidade de solo para a determinação da umidade e assim determinar o fator de correção de umidade. Para a etapa do peneiramento do material grosso, lavou-se previamente a parte retida na peneira de 2,0 mm para retirar o material fino aderente aos grãos maiores, secando posteriormente em estufa a 105°C – 110°C até a constância de massa. Na falta do agitador mecânico, manualmente passou-se o material na série de peneiras de peneiramento grosso mencionada anteriormente e foram registradas as massas retidas acumuladas em cada peneira.

Com a fração fina de solo, tomou-se cerca de 10% do material passado na peneira de 2,0 mm, pesando-o e lavando-o na peneira de 0,075 mm com água potável à baixa pressão. Por fim, o material foi seco em estufa à temperatura de 105°C – 110°C até a constância de massa e manualmente passou-se na série de peneiras finas, anotando as massas retidas acumuladas em cada peneira.

Após os procedimentos descritos nos ensaios de composição granulométrica por peneiramento determinou-se a curva com a composição granulométrica das amostras de solo ensaiadas.

Com a curva granulométrica do solo é possível determinar o coeficiente de não uniformidade C_{nu} e o coeficiente de curvatura C_c , através das Equações 3.2 e 3.3, respectivamente:

$$C_{nu} = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{Eq. 3.2})$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (\text{Eq. 3.3})$$

Onde:

C_{nu} = Coeficiente de Não Uniformidade;

C_c = Coeficiente de Curvatura;

D_{10} = Diâmetro correspondente à porcentagem que passa de 10%;

D_{30} = Diâmetro correspondente à porcentagem que passa de 30%;

D_{60} = Diâmetro correspondente à porcentagem que passa de 60%.

3.3.3 Limites de Consistência

3.3.3.1 Limite de Liquidez

O ensaio, tendo como referências a NBR 6459/2016 – Determinação do Limite de Liquidez, necessita dos seguintes equipamentos: estufa; bacia de porcelana com cerca de 120 mm de diâmetro; espátula de metal flexível; aparelho de Casagrande; cinzeis com dimensões e características padronizadas, segundo a NBR 6459; cápsulas de alumínio que evitem a perda de umidade das amostras; balança para pesagem das amostras; gabarito para verificação da altura de queda da concha em 1 cm; esfera de aço com 8 mm de diâmetro.

Na Figura 9 podem ser observados o aparelho de Casagrande, assim como os cinzeis utilizados no ensaio.

Figura 9 - Aparelho de Casagrande com cinzéis utilizados no ensaio



Fonte: Do Autor (2019)

Realizado previamente os ajustes no equipamento, colocou-se água destilada em pequenos incrementos na amostra de solo, amassando-a e revolvendo-a de forma contínua na bacia de porcelana com o auxílio da espátula, obtendo uma pasta homogênea, com consistência esperada. Em seguida, transferiu-se parte da mistura para a concha do aparelho de Casagrande, moldando-a de forma que a parte central tivesse aproximadamente uma espessura de 1 cm, evitando que ficassem bolhas de ar no interior dessa mistura. Com o cinzel, dividiu-se a massa de solo (na parte central) em duas partes iguais, formando uma ranhura, que pode ser observada na Figura 10.

Com isso, foi realizada a série de golpes da concha contra a base do aparelho, deixando-a cair em queda livre, girando a manivela continuamente. Anotou-se o número de golpes de 51, 40, 32, 21 e 12 golpes necessários para que a ranhura tivesse suas bordas inferiores unidas ao longo de cerca de 13mm de comprimento. Em seguida, foi extraído uma pequena quantidade da mistura de solo junto das bordas para a determinação da umidade após cada seção de golpes citados. Transferiu-se o restante da massa para a bacia de porcelana, onde a mesma foi misturada com o restante do material com a adição de água destilada, para que houvesse a homogeneização das partes. Repetiu-se o procedimento num total de 5 vezes, de modo a obter os pontos do ensaio.

Figura 10 - Ranhura do solo durante ensaio de limite de liquidez



Fonte: Do Autor (2019)

3.3.3.2 Limite de Plasticidade

O procedimento de ensaio baseia-se na NBR 7180/2016 – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade – Método de ensaio, que utiliza os seguintes equipamentos: estufa; bacia de porcelana com cerca de 120 mm de diâmetro; espátula de lâmina flexível; cápsulas de alumínio para evitar a perda de umidade das amostras; balança para pesagem de amostras; peneira nº40 com abertura de 0,42 mm; e gabarito para verificação das dimensões do cilindro de solo, com 3 mm de diâmetro e cerca de 100 mm de comprimento.

Com a amostra de solo já seca, destorroada e homogênea, colocou-se o material na bacia de porcelana, adicionando água destilada em pequenos incrementos, amassando-a e revolvendo-a continuamente com o auxílio da espátula, até se obter uma consistência plástica. Tomou-se uma pequena quantidade da amostra preparada para formar com os dedos uma pequena bola, que foi rolada sobre uma placa de vidro esmerilhada com pressão suficiente para lhe dar forma cilíndrica com a palma da mão.

Enquanto a amostra se fragmentava antes de atingir o diâmetro de 3 mm, a mesma retornava à bacia de porcelana e era misturada com água destilada, homogeneizando-a para que tivesse uma consistência mais plástica sendo possível assim a moldagem do cilindro. A partir do momento em que a moldagem do cilindro com as dimensões especificadas foi conseguida, o solo estava no estado plástico. Então, refez-se a esfera e repetiu-se a moldagem até que houvesse a fragmentação da amostra com dimensões próximas às do gabarito (Figura

11). As partes fragmentadas foram, então, imediatamente transferidas para a cápsula de alumínio, onde foi determinada a umidade (Figura 12). Repetiu-se o processo de moldagem do cilindro por mais 4 vezes, obtendo assim, 5 teores de umidade, de modo que 3 destes valores diferissem de sua média menos que 5% do valor dessa média.

Figura 11 - Amostra de solo e gabarito do ensaio de limite de plasticidade.



Fonte: Do Autor (2019)

Figura 12 - Cápsulas de alumínio contendo amostras de solo do ensaio de limite de plasticidade já após as 24 horas na estufa a 105°C



Fonte: Do Autor (2019)

Então, o valor da média das umidades encontradas é o limite de plasticidade (LP), como mostra a Equação 3.4:

$$LP = \frac{\sum h}{n} \quad (\text{Eq. 3.4})$$

Onde:

LP = Limite de plasticidade.

$h (\%)$ = Umidade das amostras, em %.

n = Quantidade de amostras consideradas.

3.3.3.3 Índice de Plasticidade

Encontrados os valores do limite de plasticidade (LP) e limite de liquidez (LL) do solo, é possível determinar o valor do índice de plasticidade do solo, através da Equação 3.5:

$$IP = LL - LP \quad (\text{Eq. 3.5})$$

Onde:

IP = Índice de plasticidade.

LL = Limite de liquidez.

3.3.3.4 Índice de Consistência

Tendo os valores da umidade natural (hn), limite de liquidez (LL) e índice de plasticidade (IP) do solo, é possível determinar o valor do índice de consistência, por meio da Equação 3.6:

$$IC = \frac{LL - hn}{IP} \quad (\text{Eq. 3.6})$$

Onde:

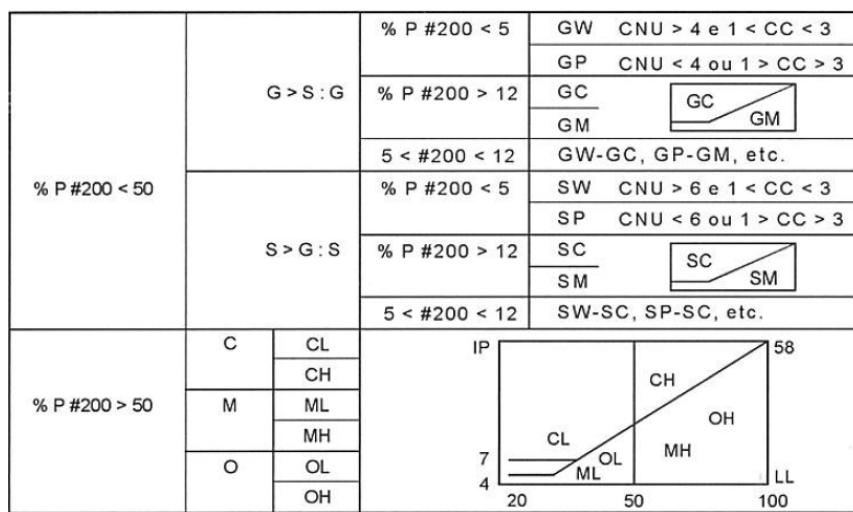
IC = Índice de Consistência.

hn = Umidade natural do solo.

3.2.3.5 Classificação de acordo com Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS)

Para classificar o solo em estudo, foi utilizado o ábaco da Figura 13.

Figura 13 - Esquema para classificação do solo segundo o Sistema Unificado.



Fonte: PINTO (2006)

3.4 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

O ensaio de compactação de solos do tipo Proctor Normal, preconizado pela NBR 7182/2016 – Ensaio Normal de Compactação consiste em aplicar uma energia ao solo através de impactos sucessivos de um soquete, para a obtenção da curva de compactação contendo a sua massa específica aparente seca máxima e a umidade ótima do sistema. Essa energia é denominada energia de compactação, definida pela Equação 3.6:

$$EC = \frac{M \cdot H \cdot N \cdot g \cdot N_c}{V} \quad (\text{Eq. 3.6})$$

Onde:

EC = Energia de compactação;

M = Massa do soquete;

H = Altura de queda do soquete;

Ng = Número de golpes por camada;

Nc = Número de camadas;

V = Volume de solo compactado.

Os principais equipamentos utilizados neste ensaio são: almofariz e mão com borracha; peneira nº4, com abertura de 4,8 mm; balança; soquete cilíndrico de 2,50kg; molde cilíndrico de 1000cm³, contendo base e colarinho; régua biselada e espátula; cápsulas para determinação do teor de umidade das amostras; e estufa.

O ensaio em questão utilizou a amostra de solo do tipo deformada, estando ela seca ao ar, destorroada, até que não houvesse torrões com dimensões superiores a 4,8mm. Com o auxílio da peneira nº4 (4,8mm), peneirou-se o solo.

Foi adicionado inicialmente 4% água em relação à massa de solo, até que o material obtivesse uma certa consistência, atentando para a homogeneização da amostra. Em seguida, compactou-se a amostra no molde cilíndrico em três camadas iguais, cobrindo aproximadamente um terço do volume do molde com o solo, aplicando-se exatamente 26 golpes distribuídos uniformemente em cada uma dessas camadas com o soquete cilíndrico de 2,5 kg a uma altura de queda de 30,5 cm.

Removeu-se posteriormente a base e o colarinho, aplaniou-se a superfície superior à altura do molde com o auxílio da régua biselada – como mostrado na Figura 14 – e pesou-se o conjunto solo úmido compactado e cilindro. Retirou-se o solo úmido compactado do cilindro com a ajuda de um extrator de amostra (Figura 15), cortou-se ao meio o material homogêneo para ser coletada uma pequena quantidade de solo para a determinação da umidade. Em seguida, o material que foi compactado foi desmanchado até que ele passasse novamente pela peneira nº4 (4,8mm), misturando-se com o material restante. Repetiu-se o procedimento por mais quatro vezes, adicionando água em incrementos de 3%, 3%, 2%, 4% em relação à massa de solo, a fim de se tornar possível a moldagem do corpo de prova.

Com os dados obtidos, desenhou-se a curva de compactação, que consiste em representar a massa específica aparente seca em função da umidade, associando uma reta aos pontos ascendentes do ramo seco, outra aos pontos descendentes do ramo úmido que se unem por meio de uma curva parabólica. Com isso, o ponto máximo dessa curva representa a massa específica aparente seca máxima ($gd_{máx}$), à qual corresponde uma umidade ótima.

Figura 14 - Corpo de prova sendo preparado para ser pesado junto com o cilindro.



Fonte: Do Autor (2019)

Figura 15 - Corpo de prova sendo retirado do cilindro no extrator de amostras.



Fonte: Do Autor (2019)

Ao ser realizado o ensaio de compactação do solo utilizando a energia normal de compactação, foi determinada sua massa específica aparente seca máxima, com sua respectiva umidade ótima.

3.5 ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO

O ensaio de cisalhamento direto de solos consiste em um aparato que promove o deslizamento da metade do corpo de prova do solo analisado em relação à outra parte, obtendo-se assim, para cada tensão normal aplicada à essa superfície de deslizamento, o valor da tensão cisalhante que é necessária para haver a deformação do corpo de prova até a sua ruptura. Este tipo de ensaio é empregado afim de se obter os pontos da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb, determinando os valores dos parâmetros típicos de resistência, a coesão (c) e o ângulo de atrito (ϕ).

O ensaio foi realizado através do equipamento da Figura 16, cujos componentes são: caixa bipartida dotada de placas dentadas e perfuradas; pedras porosas de topo e base e quepe para realizar a transmissão de carga; molde do corpo de prova; anel de carga ou célula de carga elétrica; prensa equipada com motor e sistema de transmissão de carga (pendural); e transdutores elétricos de deslocamento ou extensômetros mecânicos.

Inicialmente, preparou-se corpos de prova obtidos através do ensaio de proctor normal, que foram compactados com suas respectivas umidades ótimas.

Foram preparados os corpos de prova do ensaio de cisalhamento direto, extraídos a partir dos corpos de prova anteriormente moldados através do ensaio de compactação, com dimensões de 50,8 x 50,8 mm e altura de 40 mm. Para cada amostra analisada, foram extraídos 3 corpos de prova, um para cada valor de tensão vertical analisada: 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa.

Em seguida, foi recolhido parte do material não utilizado para a determinação da umidade e pesou-se o conjunto solo e molde. Transferiu-se o corpo de prova do molde para a caixa de cisalhamento (Figura 17), rapidamente, para evitar a perda de umidade, de modo que o corpo de prova ficasse exatamente no meio, confinado entre as partes superior e inferior da caixa. Em seguida, a caixa de cisalhamento foi instalada na prensa de cisalhamento.

O corpo de prova do solo recebeu uma força vertical inicial N . Em seguida, uma força tangencial T foi aplicada ao anel que provocou o seu deslocamento, como esquematizado na Figura 18.

É necessário também que haja espaçadores entre as partes superior e inferior da caixa de cisalhamento. Esses espaçadores são, na verdade, parafusos que são selecionados conforme a dimensão do maior grão do solo ensaiado e de sua compacidade, sendo o mesmo superior à dimensão desse maior grão, impedindo que ele fique detido entre as partes da caixa. Geralmente, é comum utilizar parafusos que espacem essas partes em aproximadamente 1mm.

Figura 16 - Aparelho de ensaios de Resistência ao Cisalhamento Direto



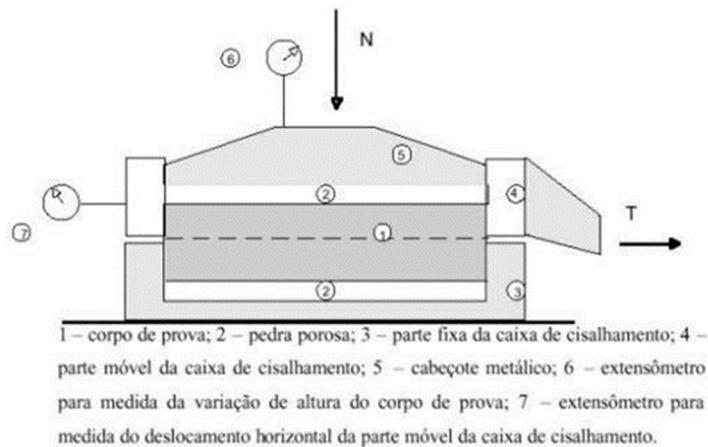
Fonte: Do Autor (2019)

Figura 17 - Corpo de prova confinado na caixa de cisalhamento.



Fonte: Do Autor (2019)

Figura 18 - Esquema do equipamento para o ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Pinto (2006)

Após a instalação da caixa de cisalhamento, aplicou-se a tensão vertical de 50 kPa realizando, em seguida, o cisalhamento da mesma.

É importante mencionar que, a parte inferior da caixa permanece imóvel ao longo do ensaio, enquanto a força tangencial é aplicada na parte superior. Esse descolamento provocou, a uma velocidade constante adotada de 0,38 mm/min, a ruptura do corpo de prova, dando início ao cisalhamento, cuja força cisalhante desenvolvida durante o ensaio é medida através do extensômetros horizontal e vertical, ambos com leitura digital. Ao longo do ensaio, a área do plano de ruptura foi diminuída gradativamente, modificando assim, as tensões envolvidas. As deformações verticais são também monitoradas durante o processo de cisalhamento, possibilitando avaliações da variação volumétrica (Figura 19).

Figura 19 - Corpo de prova após sofrer o cisalhamento.



Fonte: Do Autor (2019)

O procedimento foi repetido para tensões verticais de 100 kPa e 200 kPa, lembrando que, como a área útil da amostra é de 25 cm², para atingir essas tensões normais – perpendiculares ao cisalhamento – foi necessário colocar peso na ordem de 12,5 kg, 25 kg e 50 kg para as tensões normais de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, respectivamente. Assim, foi obtida a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb, com os parâmetros de coesão (*c*) e de ângulo de atrito (Φ), típicos para a determinação da resistência do solo, representada pela Equação 3.7:

$$\tau = c + \sigma \times \tan\phi \quad (\text{Eq. 3.7})$$

Onde:

τ = Tensão Cisalhante;

c = Coesão do solo;

σ = Tensão Normal;

ϕ = Ângulo de atrito.

Quando obtidos o valor do ângulo de atrito, ele pode ser comparado com os valores mostrados na Tabela 2, formulada por Das (2007) para compreender o comportamento do solo ensaiado.

Tabela 2 - Valores típicos de ângulos de atrito drenado de areia e siltes

Tipo de solo	Φ
Areia - Grãos Arredondados	
<i>Fofa</i>	27°-30°
<i>Média</i>	30°-35°
<i>Compacta</i>	35°-38°
Areia - Grãos Angulares	
<i>Fofa</i>	30°-35°
<i>Média</i>	35°-40°
<i>Compacta</i>	40°-45°
Pedregulhos com alguma areia	34°-48°
Siltes	26°-35°

Fonte: Adaptado de Das (2007)

O ensaio apresenta vantagens e desvantagens que devem ser levadas em consideração ao planejar incluí-lo ou não no cronograma de ensaios de um solo em estudo.

3.6 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

O ensaio de resistência à compressão simples (RCS) consiste na aplicação de uma tensão vertical, através de uma prensa, em um corpo de prova de solo, comprimindo-o até que haja a sua ruptura. Esta tensão é aplicada de forma crescente e à uma velocidade constante, distribuída uniformemente na seção transversal do corpo de prova.

Para a realização deste ensaio foi tomada como base a norma da ABNT NBR 12770/1992 – Solo Coesivo - Determinação da resistência à compressão não confinada. Para o ensaio foram moldados dois corpos de prova contendo 128 mm de altura e 100 mm de diâmetro. Com o intuito de avaliar a resistência à compressão simples das amostras compactadas com energia normal de compactação com a suas respectivas umidades ótimas, os corpos de prova foram moldados utilizando os aparelhos do ensaio de proctor normal. As umidades ótimas utilizadas para moldar cada amostra foram às obtidas também através do ensaio de proctor normal, tendo, para cada uma delas, valores específicos, já mencionados neste trabalho.

De modo a garantir que as amostras fossem avaliadas quanto à sua resistência à compressão simples com suas umidades ótimas, as mesmas foram acondicionadas envoltas por plástico filme (Figura 20). Feito isso, elas foram acondicionadas dentro de uma caixa de isopor, que posteriormente, foi vedada para que não houvesse influências de variações de temperatura, garantindo, assim, a manutenção da umidade ótima de cada uma das amostras. A resistência à compressão simples foi avaliada para tempos de cura de 24 horas, cujos corpos de prova permaneceram acondicionados como citado anteriormente até o momento do ensaio.

Figura 20 - Acondicionamento dos corpos de prova com plástico filme.



Fonte: Do Autor (2019)

Para a aplicação da tensão vertical, foi utilizada a prensa universal (Figura 21) de 2.000 kN (200tf) da marca Shimadzu. Os corpos de prova, então, foram centralizados (Figura 22) na

região da prensa onde, à uma velocidade constante de 1 mm/min e de forma crescente, foi aplicada a carga até que houvesse a ruptura das amostras ensaiadas.

Figura 21 - Prensa universal de 2.000 kN utilizada no ensaio.



Fonte: Do Autor (2019)

Figura 22 - Corpo de prova em processo de compressão pela prensa universal.



Fonte: Do Autor (2019)

Durante o ensaio foram registrados os valores da carga aplicada em função do deslocamento vertical, para posteriormente, serem realizados os cálculos de resistência.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 UMIDADES DO SOLO

Pode ser observado na Tabela 3 o procedimento para a determinação da umidade higroscópica das amostras de solo, com um valor final de 2,08%, obtido através da média dos valores dessas amostras.

De modo análogo, a umidade natural do solo foi determinada analisando-se duas amostras de solo, preparadas e ensaiadas conforme o procedimento previsto. Na Tabela 4 é apresentado um valor final de 2,13%, obtido através da média dos valores dessas amostras.

Os teores de umidade dependem do tipo de solo e situam-se geralmente entre 10 e 40%, podendo ocorrer valores muito baixos (solos secos) ou muito altos (150% ou mais). Portanto, o solo estudado, caracterizando um solo seco.

Tabela 3 - Umidade Higroscópica do Solo.

Nº da Cápsula	Cápsula	Peso (g)			Solo Seco	Umidade (%)
		Cápsula + Solo Úmido	Cápsula + Solo Seco	Água		
L7	14,82	78,41	77,13	1,28	62,31	2,05
13	11,54	72,80	71,54	1,26	60,00	2,10

Umidade Higroscópica do solo (%) 2,08

Fonte: Do Autor (2019)

Tabela 4 - Umidade Natural do Solo

Nº da Cápsula	Cápsula	Peso (g)			Solo Seco	Umidade (%)
		Cápsula + Solo Úmido	Cápsula + Solo Seco	Água		
L7	14,80	114,29	112,23	2,06	97,41	2,11
13	11,53	96,82	95,03	1,79	83,50	2,14

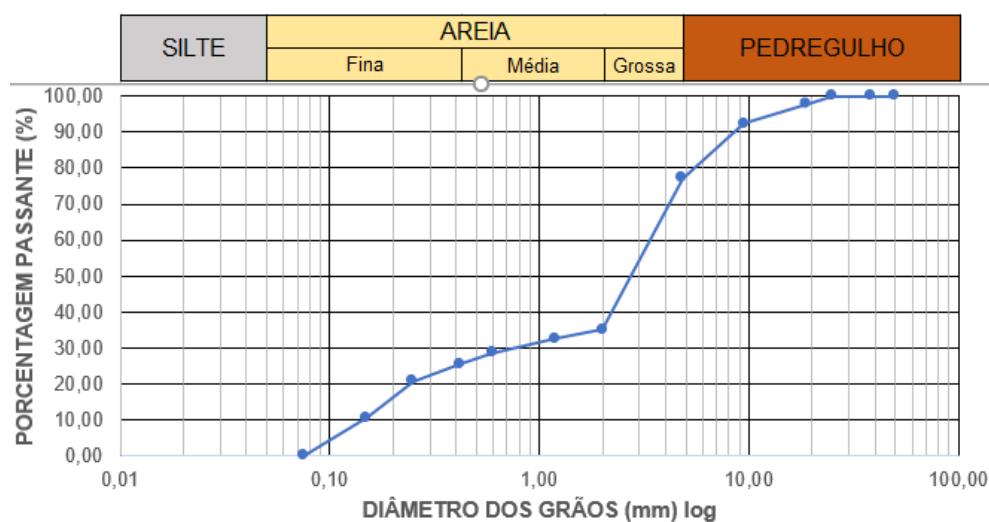
Umidade Natural do solo (%) 2,13

Fonte: Do Autor (2019)

4.2 GRANULOMETRIA

Com o auxílio do gráfico de granulometria (Figura 23) construído a partir dos dados obtidos pelo ensaio, verificou-se que o solo estudado é composto por 4% de silte, 27% de areia fina a média, 63% de areia média a grossa e 6% de pedregulho. De acordo com o Sistema Unificado, o solo em estudo é classificado como SW, ou seja, como areia bem graduada.

Figura 23 - Curva granulométrica do solo em estudo pelo método do peneiramento



Fonte: Do Autor (2019)

Determinou-se que D_{10} é o diâmetro correspondente a 0,15 mm, D_{30} é o diâmetro correspondente a 0,80 mm e que D_{60} é o diâmetro correspondente a 3,20 mm.

O coeficiente de não uniformidade, C_{nu} , indica a amplitude dos grãos, e o coeficiente de curvatura, C_c , detecta melhor o formato da curva granulométrica e permite identificar eventuais descontinuidades ou concentração muito elevada de grão mais grossos no conjunto. Quanto maior o C_{nu} , mais bem graduada é a areia. Considera-se que a areia é bem-graduada quando C_c está entre 1 e 3, segundo o ábaco já mostrado na Figura 13.

Com os valores obtidos, o valor do C_{nu} calculado foi de 21,33, sendo o solo classificado como bem uniforme. Já quanto ao grau de curvatura, com um coeficiente C_c calculado de 2,78, a amostra ensaiada corresponde à um solo bem graduado.

4.3 LIMITES DE ATTEMBERG

Na Tabela 5 pode-se observar os valores encontrados após a realização do ensaio de determinação do limite de liquidez (LL).

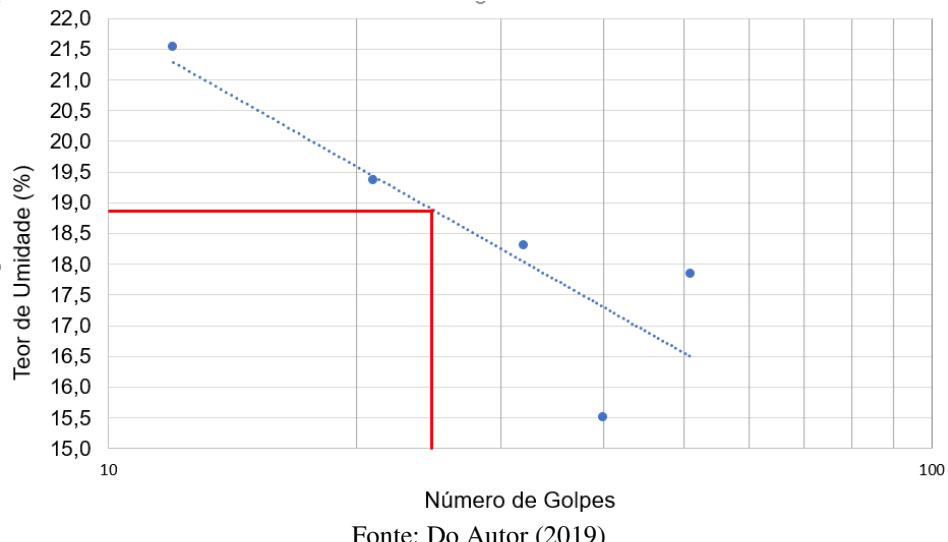
Tabela 5 - Determinação do Limite de Liquidez do Solo.

Nº da Cápsula	22	20	24	19	23
Nº de Golpes	12	21	32	40	51
Peso da Cápsula (g)	5,96	6,48	6,59	6,15	6,68
Peso da Cápsula + Solo Úmido (g)	16,58	18,25	20,75	17,18	22,34
Peso da Cápsula + Solo Seco (g)	14,65	16,34	18,56	15,70	19,97
Massa da Água (g)	1,93	1,91	2,19	1,48	2,37
Massa Solo Seco (g)	8,96	9,86	11,97	9,55	13,29
Umidade (%)	21,54	19,37	18,30	15,50	17,83
Limite de Liquidez (%)	18,90				

Fonte: Do Autor (2019)

Com os resultados obtidos, constrói-se o gráfico como mostrado na Figura 24, relacionando o número de golpes (em escala logarítmica) com os teores de umidade (em escala aritmética) correspondentes, ajustando uma reta pelos pontos assim obtidos.

Figura 24 - Determinação do limite de liquidez do solo



Fonte: Do Autor (2019)

Como observado, o limite de liquidez do solo é o teor de umidade da reta correspondente a 25 golpes, expresso em porcentagem, com um valor de $LL = 18,9\%$.

Quanto à determinação do limite de plasticidade (LP) do solo, os resultados obtidos não foram conclusivos para se achar um valor de LP. Isso já era de se esperar para um solo arenoso como o em estudo, visto que sem a presença de argila, o solo não apresenta plasticidade. Logo o solo é considerado como não plástico (NP), segundo a NBR 7180/2016, item 5.2.3.

4.4 COMPACTAÇÃO

Nas Tabelas 6 e 7 podem ser observados os resultados obtidos no ensaio de compactação.

Tabela 6 - Resultados obtidos do ensaio do solo em estudo referente aos pontos de umidade do solo compactado

Pesagem	P1	P2	P3	P4	P5
Cápsula (g)	L11 17	L13 17	L9 15	L10 15	L2 15
Peso Solo Úmido + Cáp. (g)	39,80	56,60	38,20	43,00	48,30
Peso Solo Seco + Cáp. (g)	38,24	54,16	36,17	40,75	44,91
Peso Cápsula (g)	11,27	14,19	12,88	14,00	13,48
Peso Solo Úmido (g)	28,53	42,41	25,32	29,00	34,82
Peso Solo Seco (g)	26,97	39,97	23,29	26,75	31,43
Peso Água (g)	1,56	2,44	2,03	2,25	3,39
Umidade (%)	5,78	6,10	8,72	8,41	10,79

Fonte: Do Autor (2019)

Tabela 7 - Resultados obtidos do ensaio do solo em estudo referente aos pontos de massa específica aparente seca do solo compactado

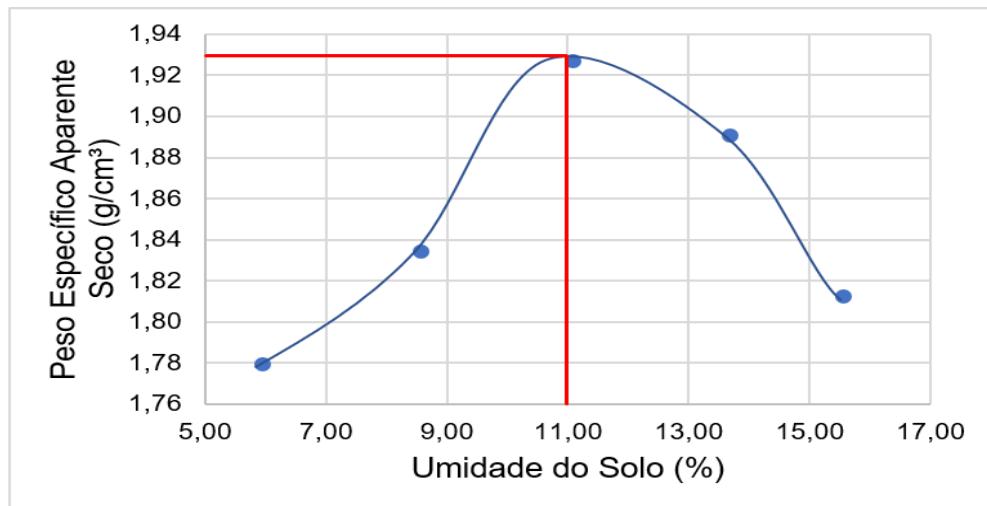
Pesagem	P1	P2	P3	P4	P5
Massa de água inserida (g)	120	90	90	60	60
Peso Amostra + Cilindro (g)	4265,5	4371,6	4520,8	4529,3	4475,0
Peso Amostra (g)	1885,50	1991,60	2140,80	2149,30	2095,00
Umidade Média (%)	5,94	8,56	11,08	13,68	15,56
Massa específica aparente úmida (g/cm ³)	1,89	1,99	2,14	2,15	2,10
Massa específica aparente seca (g/cm ³)	1,78	1,83	1,93	1,89	1,81

Volume interno do Cilindro = 1000 cm³
Peso do Cilindro = 2380 g

Fonte: Do Autor (2019)

Com os resultados observados nas duas Tabelas anteriores, é construído um gráfico, onde o comportamento da densidade aparente seca do solo, ou peso específico aparente, à medida que vai aumentando o percentual de umidade adicionado o solo pode ser observado na Figura 25. Com a curva obtida no gráfico representado na Figura 25 podem ser encontrados os valores da massa específica aparente seca máxima e umidade ótima, assim observados na Tabela 8.

Figura 25 - Curva de compactação do solo



Fonte: Do Autor (2019)

Tabela 8 - Massa específica aparente seca máxima e umidade ótima do solo.

Massa Específica Aparente Seca Máxima (g/cm ³)	1,93
Umidade Ótima (%)	11

Fonte: Do Autor (2019)

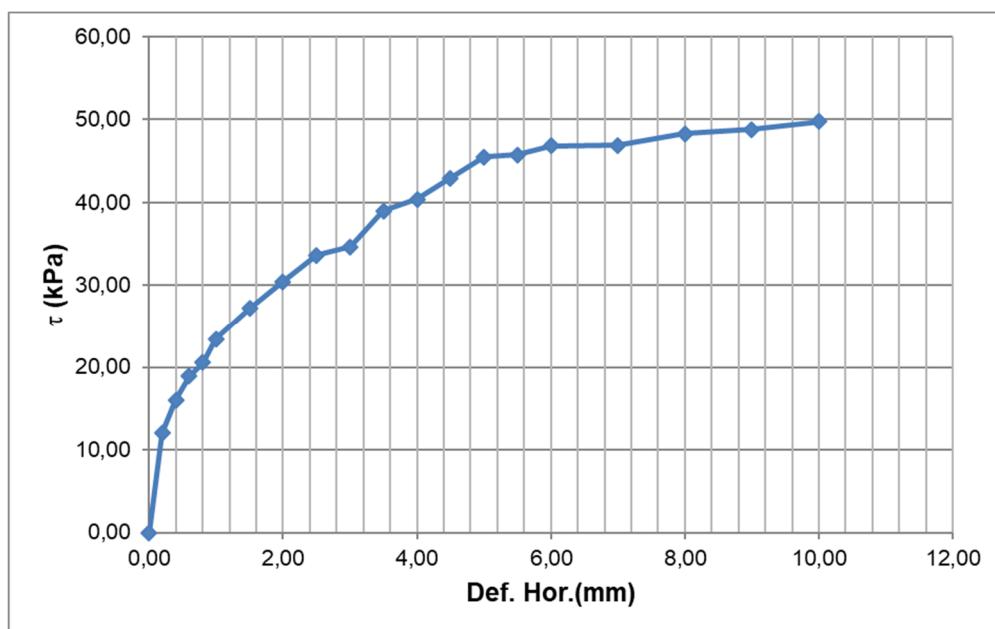
Como observado na Tabela 8, tem-se que, para o solo em estudo, o peso específico aparente seco máximo tem valor de $1,93 \text{ g/cm}^3$ e umidade ótima de 11%.

Segundo Pinto (2006), as normas as especificações não determinam intervalos de umidade ou de peso específico do solo em estudo. Mas os dados obtidos são de extrema importância para que seja efetuado um aterro devidamente compactado, garantindo a estabilidade necessária para a edificação.

4.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

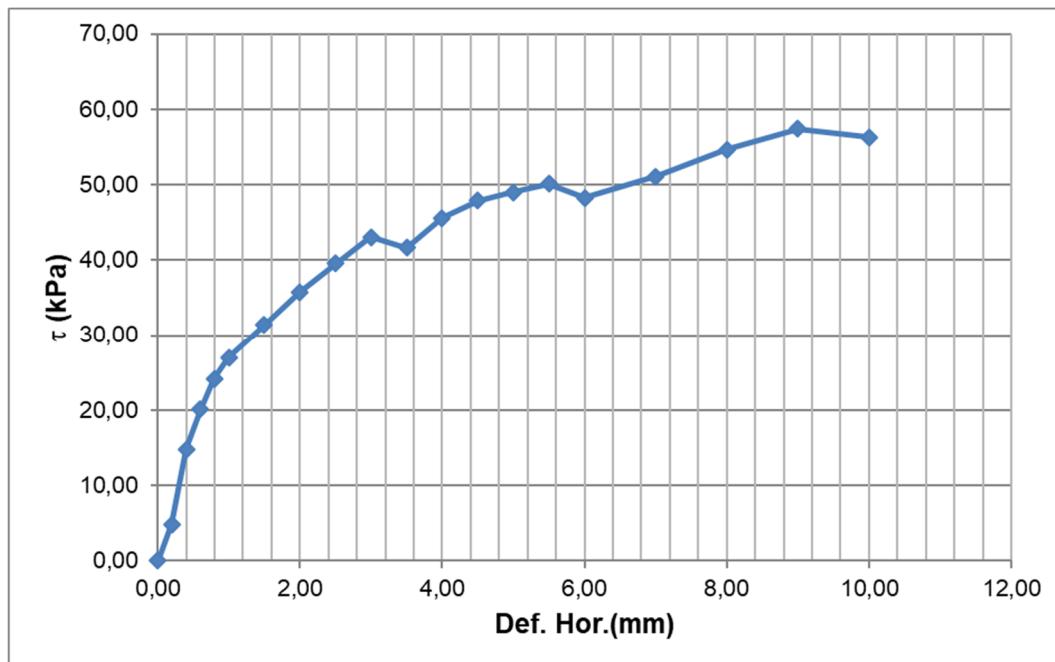
Nas Figuras 26 a 28 são mostrados os resultados obtidos nos ensaios de resistência ao cisalhamento sob tensão normal de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, onde pode ser observada a evolução da tensão cisalhante x deformação horizontal, para as amostras de solo para cada tensão normal aplicada.

Figura 26 - Gráfico de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal da amostra sob tensão de 50 kPa.



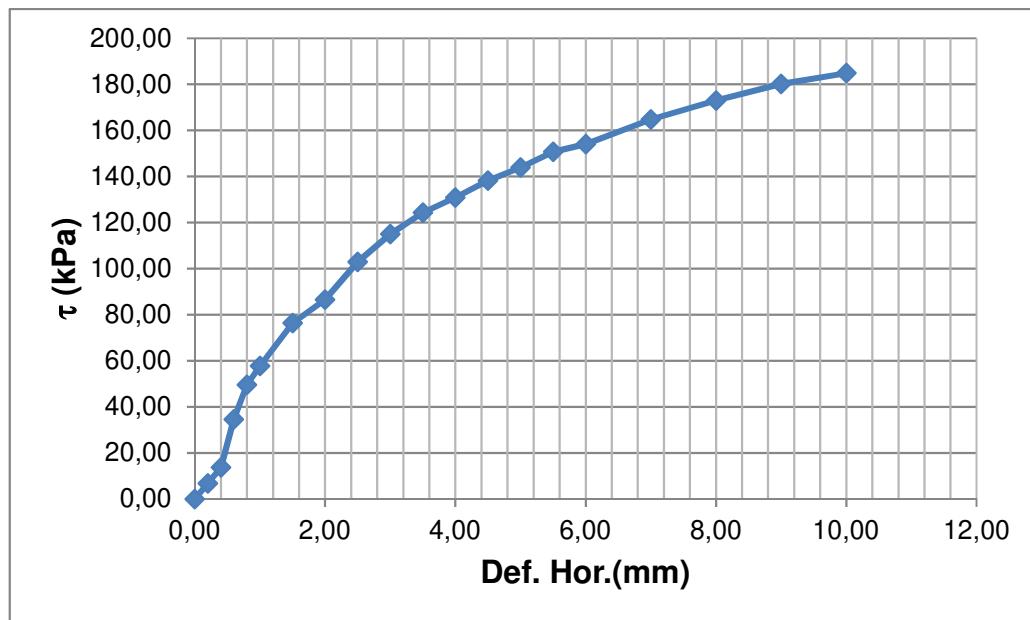
Fonte: Do Autor (2019)

Figura 27 - Gráfico de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal da amostra sob tensão de 100 kPa.



Fonte: Do Autor (2019)

Figura 28 - Gráfico de Tensão Cisalhante x Deformação Horizontal da amostra sob tensão de 200 kPa.



Fonte: Do Autor (2019)

As amostras, compactadas com energia normal de compactação, apresentaram aumento da sua resistência ao cisalhamento com o aumento da tensão normal aplicada durante o ensaio.

Como durante o ensaio a amostra sofre também um deslocamento vertical, além do deslocamento horizontal, para compreender melhor o que acontece com o solo ao ser cisalhado nas condições propostas para o estudo, foi feito também um acompanhamento desse deslocamento, sendo mostrados nas Figuras 29 a 31.

Figura 29 - Deformação Vertical x Deformação Horizontal da amostra sob tensão de 50 kPa.

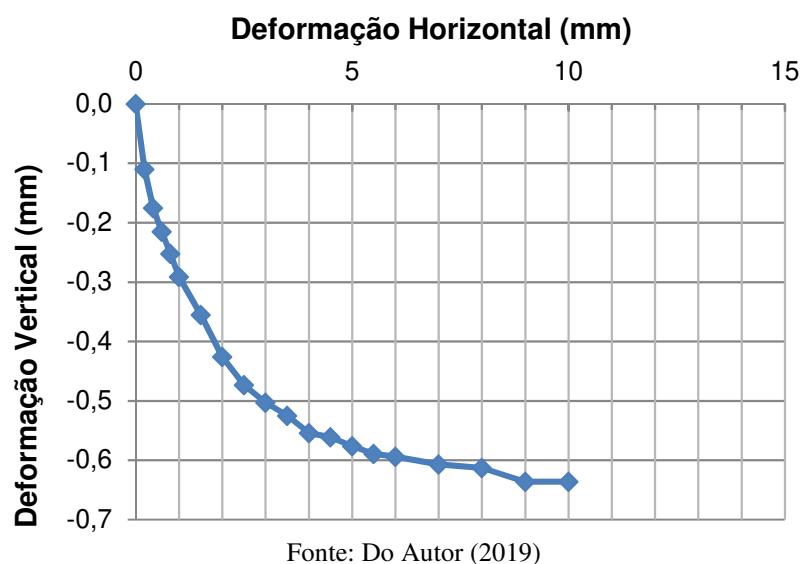


Figura 30 - Deformação Vertical x Deformação Horizontal da amostra sob tensão de 100 kPa.

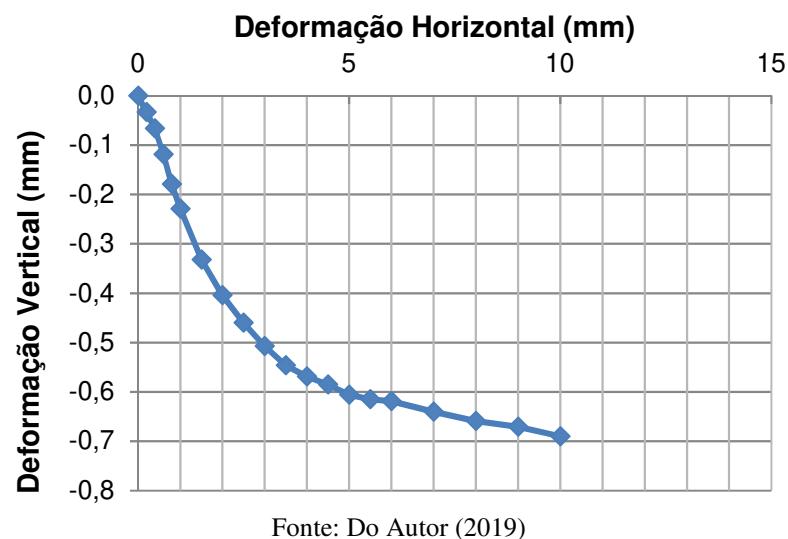
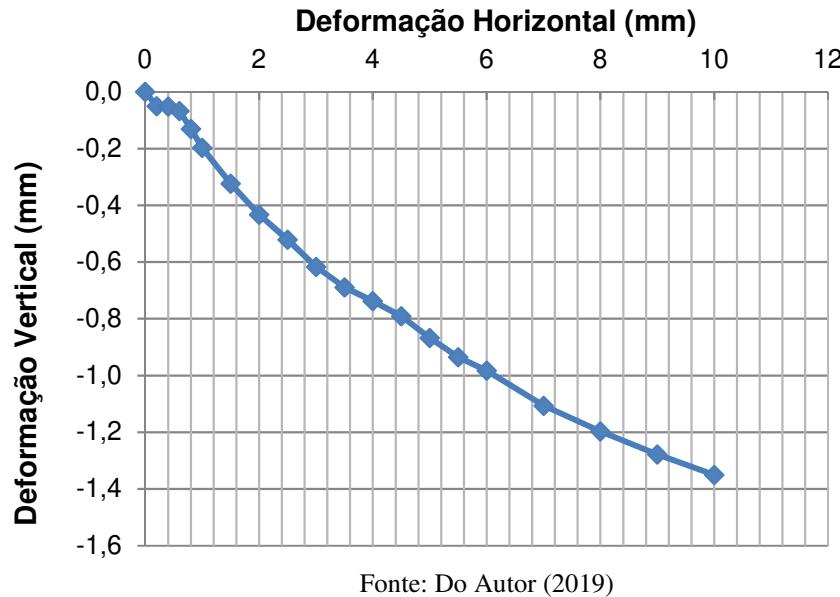


Figura 31 - Deformação Vertical x Deformação Horizontal da amostra sob tensão de 200 kPa.



Fonte: Do Autor (2019)

Ao observar os gráficos tanto de Tensão x Deformação Horizontal, como de Deformação Vertical x Tensão Horizontal, nota-se que, segundo a Tabela 2 o solo em estudo apresenta um comportamento semelhante ao da areia fofa.

Com os gráficos de Tensão x Deformação obtidos anteriormente, foram obtidos os pontos de pico de tensão cisalhante para utilizar nas envoltórias de pico e assim obter tanto a coesão do solo como o ângulo de atrito. Esses pontos podem ser observados na Tabela 9.

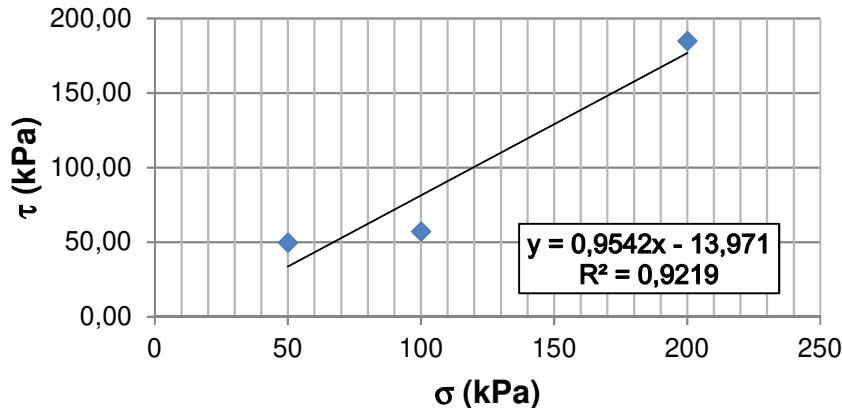
Tabela 9 - Pontos de pico de tensão cisalhante do solo ensaiado

σ (kPa)	τ_{pico} (kPa)
50	49,78
100	57,39
200	184,89

Fonte: Do Autor (2019)

Desses três pontos encontrados, é importante mencionar que durante os cálculos foi achada uma equação de linha de tendência que convergia para valores negativos da tensão cisalhante, onde a coesão de solo estava dando um valor negativo, como pode ser observado na Figura 32.

Figura 32 - Tensão normal x Tensão Cisalhante considerando os três pontos de pico



Fonte: Do Autor (2019)

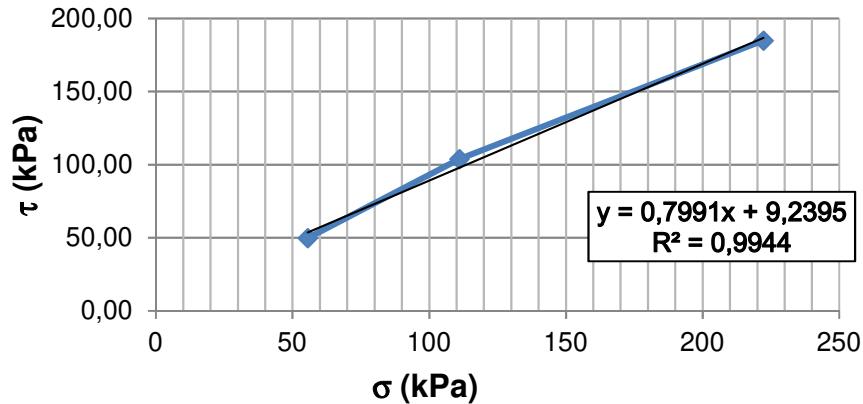
Uma coesão negativa não condiz com a realidade. Então esse gráfico não pode representar a linha de tendência esperada. Para conseguir chegar a um valor condizente com a realidade foi feita uma interpolação para achar um valor mais próximo da realidade para o ponto que se afastou muito da linha de tendência, ou seja, o ponto de tensão normal aplicada de 100 kPa, lembrando que deve ser considerada também a mudança das dimensões do corpo de prova, que ao cisalhar fica menor. Feita a interpolação entre o primeiro e o terceiro pontos da Tabela 9, considerando uma área final do corpo de prova igual a 22,5 cm², obtém-se os seguintes valores observados na Tabela 10. Dessa forma, a nova linha de tendência achada foi a mostrada na Figura 29.

Tabela 10 - Pontos de pico de tensão cisalhante do solo ensaiado

σ (kPa)	τ_{pico} (kPa)
55,56	49,78
111,11	103,82
222,22	184,89

Fonte: Do Autor (2019)

Figura 33 - Tensão normal x Tensão Cisalhante considerando os três pontos de pico



Fonte: Do Autor (2019)

Através da equação da tensão cisalhante obtida da linha de tendência, foram obtidos os seguintes valores de ângulo de atrito e coesão, como observado na Tabela 11.

Tabela 11 - Parâmetros de resistência obtidos

Ângulo de Atrito (ϕ)	38,6°
Coesão (c)	9,2395 kPa

Fonte: Do Autor (2019)

E com esses valores descritos na Tabela 11, ao substituir na equação 3.7 pode-se achar a equação que mostra o comportamento do solo quanto à resistência ao cisalhamento:

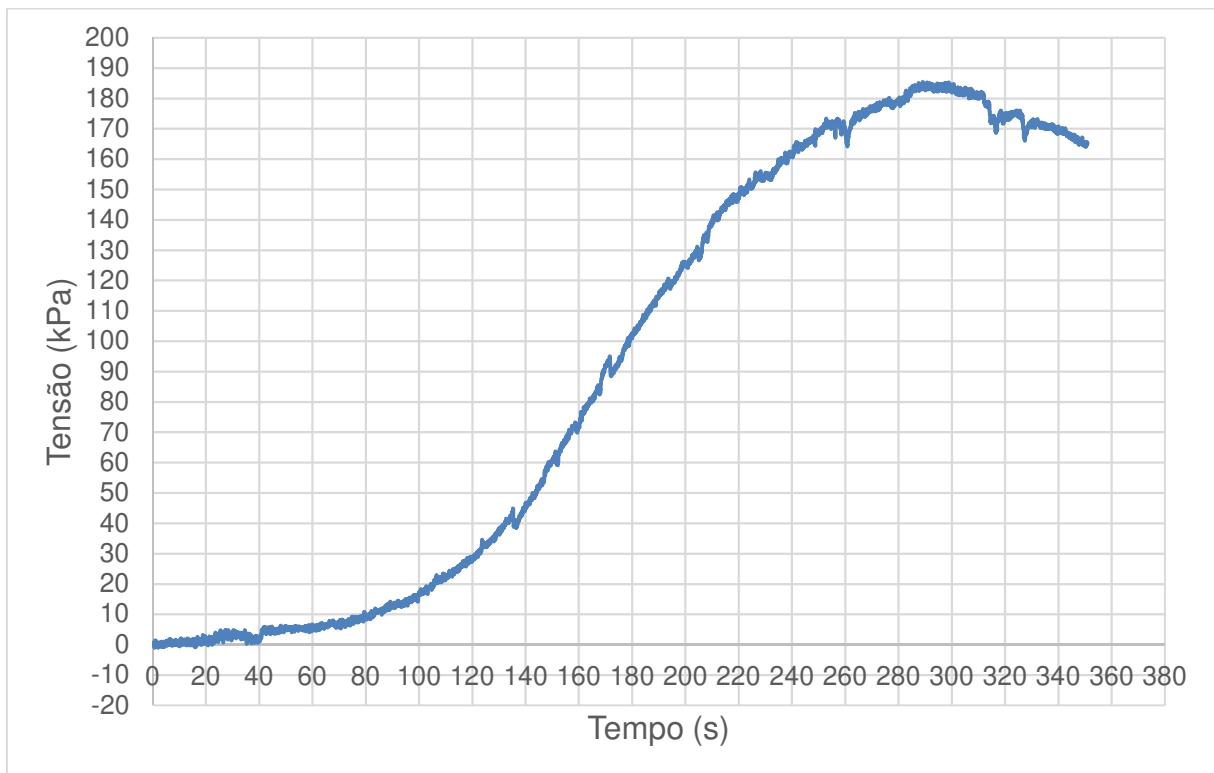
$$\tau = 9,2395 + \sigma \times 0,7991 \quad (\text{Eq. 3.8})$$

Segundo a classificação dada por Das (2009) para os ângulos de atrito drenado, observados na Tabela 2, o solo em estudo é uma areia medianamente compacta, o que garante uma boa resistência ao cisalhamento, sendo adequada para construções de contenção, como muros de arrimo.

4.6 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

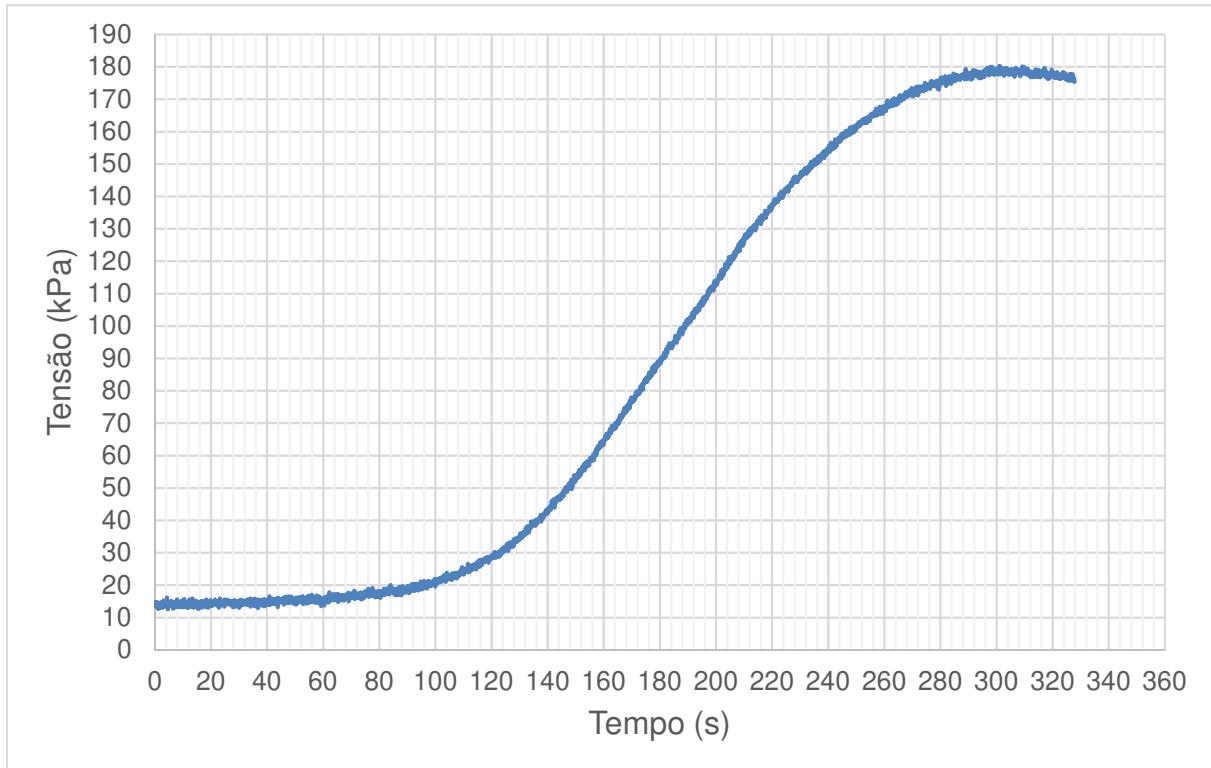
Ao ser realizado o ensaio foram obtidas duas curvas de Tensão x Tempo, uma curva para cada amostra ensaiada, no total das duas amostras. Essas curvas podem ser observadas nas Figuras 34 e 35.

Figura 34 - Curva Tensão x Tempo do ensaio de Compactação Simples da Amostra 1



Fonte: Do Autor (2019)

Figura 35 - Curva Tensão x Tempo do ensaio de Compactação Simples da Amostra 2



Fonte: Do Autor (2019)

Com os gráficos das Figuras 34 e 35, pode-se observar como o solo compactado se comportou diante da aplicação de carga ao longo do tempo. O ponto onde houve ruptura fica evidente no pico da curva, onde ao sofrer ruptura, a amostra perde resistência à compressão e a tensão normal começa a decrescer. Os pontos de ruptura das duas amostras são mostrados na Tabela 12.

Tabela 12 - Pontos de ruptura das amostras de solo compactado

Identificação	Amostra 1	Amostra 2
Tempo (s)	289,10	300,95
Tensão (kPa)	185,42	180,32

Fonte: Do Autor (2019)

Pode-se observar da Tabela 12 a proximidade no tempo de ruptura, assim como na tensão aplicada no momento desta em cada corpo de prova. Isso se deve ao fato de as duas terem sido compactadas nas mesmas condições de umidade e energia de compactação. Mesmo assim existe uma diferença nos resultados, motivo o qual foi necessário mais de um ensaio para se ter um melhor entendimento da resistência à compressão do solo.

Analisando as duas curvas das amostras, percebe-se alguns detalhes que merecem nota. A curva da amostra 1 mostra uns decaimentos de tensão ao longo do tempo. Esses decaimentos, embora pequenos e quase instantâneos mostram que a amostra estava apresentando alguns vazios em seu interior, que eram compactadas pela prensa durante o ensaio de compressão.

O comportamento da amostra 1 dá a entender que a amostra 2, com curva muito mais estável, sem decaimentos, estaria com uma melhor resistência. Mas o resultado mostra que a amostra 2 na realidade tinha resistência inferior, tendo a amostra 1 superado em 5,1 kPa na tensão de ruptura.

Outro detalhe observado na curva da amostra 2 é o fato que o início da curva apresentava um valor de aproximadamente 13 kPa em relação ao início da curva da amostra 1. Isso não está relacionado às propriedades da amostra em si, mas sim na execução do ensaio, onde a prensa estava com a chapa mais próxima da amostra 2 do que estava no ensaio da amostra 1, gerando tensões logo no início.

O comportamento observado na Figura 35 leva a concluir que, se no ensaio da amostra 1 a prensa levou um tempo para chegar ao topo da amostra, e a amostra 2, mesmo com a prensa ajustada no local certo no início do ensaio, ainda levou mais tempo para chegar a romper, a amostra 2 resistiu por mais tempo às tensões aplicadas levando 11,85 segundos a mais para romper, sem contabilizar o tempo que a prensa levou para encostar na amostra 1.

Então, como a amostra 1 resistiu a uma tensão maior, enquanto que a amostra 2 resistiu por mais tempo, não será adotada uma amostra como resultado, mas sim a média das duas para então ter uma melhor compreensão da resistência à compressão do solo. O resultado final pode ser observado na Tabela 13.

Tabela 13 - Média dos pontos de ruptura das amostras de solo compactado

Tempo (s)	295,03
Tensão (kPa)	182,87

Fonte: Do Autor (2019)

5 CONCLUSÕES

O trabalho em questão permite, ao longo de seu desenvolvimento, um melhor entendimento do solo utilizado no aterro para definir sua adequação para a obra, através de procedimentos experimentais que visam analisar parâmetros relevantes ao presente estudo.

Com relação às características granulométricas do solo, obtidas nos ensaios de caracterização do solo, pode-se concluir que o solo retirado da jazida se trata de uma areia bem graduada, apresentando na sua composição grãos finos e grãos mais graúdos na proporção que a quantidade de vazios é minimizada, o que garante uma melhor compactação do solo.

Ainda nos ensaios de caracterização pode-se concluir que a areia em estudo é do tipo compacta, o que confere a esta uma propriedade mais resistente à compressão enquanto compactada.

No ensaio de compactação foram encontradas as propriedades de massa específica aparente seca do solo assim como sua umidade ótima, dados importantes tanto na fase de planejamento de extração de solo da jazida, como de planejamento e execução de compactação do solo.

No ensaio de cisalhamento direto, mesmo que os parâmetros obtidos sejam de um ensaio com certas limitações de execução, como o plano de cisalhamento ser definido ou mesmo condições de atrito da amostra em estudo dentro da caixa, os parâmetros encontrados são importantes. O ângulo de atrito encontrado mostra que o solo em estudo apresenta uma resistência adequada para a construção do muro de arrimo planejado para a obra em questão.

Por fim, o ensaio de compressão simples mostrou uma boa resistência à compressão do solo. Mas é importante utilizar o valor de tensão máxima encontrado para o cálculo da edificação que irá ser construída acima do aterro para que não haja superação dessa tensão, levando o aterro a obter complicações a longo prazo.

Então, pode-se concluir que o solo utilizado como empréstimo na obra do bloco de Medicina no CAA atende às condições esperadas, desde que a compactação seja executada de forma correta, sendo necessário apenas respeitar esses parâmetros quando no planejamento e execução da obra.

REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. **NBR 5681 – Controle Tecnológico da Execução de Aterros em Obras de Edificações.** Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 5734 – Peneiras para ensaio com telas de tecido metálico.** Rio de Janeiro, 1989.

_____. **NBR 6457 – Preparação de Amostras.** Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 6459 – Determinação do Limite de Liquidez.** Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 7180 – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 7181 – Solo – Análise Granulométrica.** Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 7182 – Ensaio Normal de Compactação.** Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 12770 – Solo Coesivo – Determinação da Resistência à Compressão não Confinado.** Rio de Janeiro, 1992.

ALMEIDA, Gil C. P. de. **Caracterização Física e Classificação dos Solos.** Apostila do Departamento de Transportes da Universidade Federal de Juiz de Fora. Juiz de Fora, 2005.

BRESCIANI, Denise. **Análise das propriedades físicas e mecânicas de um solo da Formação Palermo, estabilizado com aditivo Perma Zyme®.** Monografia (Curso de Engenharia Civil) Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2009.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações. Fundamentos.** 6.ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1988.

CORRÊA, J. F. **Avaliação das melhorias das propriedades físicas e mecânicas de solos originados de rochas sedimentares pela adição de cal para fins de pavimentação.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.

DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica.** 7^a ed. São Paulo: Thomson, 2012.

Departamento Nacional de Infra-estrutura Terrestre - DNIT. **Diretoria de Planejamento e Pesquisa, Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa,** Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Rio de Janeiro: IPR – Publicação 719, 2006.

_____. **Norma 108 – Terraplanagem – Aterros – Especificação de Serviço.** Rio de Janeiro, 2009.

KNAPPET, J.A.; CRAIG, R.F. **Craig Mecânica dos Solos.** 8^a ed. Rio de Janeiro: LTC, 2014.

LUCENA. **Relatório Técnico de sondagem N° 0015/2017.** Lucena Topografia & Construção Ltda, 2017.

MACHADO, S. L. MACHADO, M. F. **Mecânica dos Solos I:** conceitos básicos. Salvador, 1997.

MACHADO, S. L. MACHADO, M. F. **Mecânica dos Solos II:** conceitos básicos. Salvador, 1997.

MARCELLI, Mauricio. **Sinistros na construção civil: Causas e soluções para danos e prejuízos em obras.** 1^a ed. São Paulo: Pini, 2007.

MASSAD, F.. **Escavações a Céu Aberto em Solos Tropicais da Região Centro-Sul do Brasil.** 1. ed. São Paulo: Oficiana de Textos, 2005.

PEREIRA, Caio. **Compactação de solos.** Escola Engenharia, 2013. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/compactacao-de-solos/>. Acesso em: 10 de junho de 2019.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas.** 3^a ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

TSUTSUMI, Mitsuo. TRN018 - **Mecânica dos Solos I.** Net. Juiz de Fora, jul. 2008. Disponível em:< https://www.academia.edu/38751002/UFJF_-FAC._ENGENHARIA_-_DEP._TRANSPORTES_TRN018_-Mec%C3%A2nica_dos_Solos_I_Prof._Mitsuo_Tsutsumi_2_1_2_SOLO_MEC%C3%82NIC_A_DOS_SOLOS._ENGENHARIA_DE_SOLOS._2.1_INTRODU%C3%87%C3%83O> Acesso em: 20 mai. 2019.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos.** 1 Ed. São Paulo: Mcgraw – Hill do Brasil, São Paulo, 1977.