

**UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS - UNISINOS**  
**UNIDADE ACADÊMICA DE GRADUAÇÃO**  
**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**NATÁLIA LUIZA PERIN SACARDO**

**ESTUDO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÃO E PROPOSTA DE  
ESTABILIZAÇÃO COM SOLO-CAL NO MUNICÍPIO DE NÃO-ME-TOQUE/RS**

**São Leopoldo**

**2019**

NATÁLIA LUIZA PERIN SACARDO

**ESTUDO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÃO E PROPOSTA DE ESTABILIZAÇÃO COM SOLO-CAL NO MUNICÍPIO DE NÃO-ME-TOQUE/RS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para obtenção do título de Engenheira Civil pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade do Vale do Rio dos Sinos - UNISINOS

Orientador: Prof. Dr. Felipe Gobbi Silveira

São Leopoldo

2019

“No que diz respeito ao empenho, ao compromisso, ao esforço, à dedicação, não existe meio termo. Ou você faz uma coisa bem feita ou não faz. ”

(SENNÁ, 1990).

## **AGRADECIMENTOS**

À Deus, em primeiro lugar, pela vida, por colocar as pessoas certas no meu caminho e pelas oportunidades oferecidas.

À minha família, pelo amor incondicional, apoio incessante e pelos bons exemplos que contribuem para minha formação pessoal e profissional. Amo vocês acima de tudo.

Ao meu namorado, pelo amor, paciência e incentivo em todos os momentos.

Ao meu orientador, pelas contribuições técnicas, pelo interesse, comprometimento e paciência, por me ensinar tanto e por ser um exemplo de profissional e pessoa, que me influencia a querer buscar a excelência cada vez mais.

A todos os professores, que contribuíram e ainda contribuem para a minha formação.

Aos laboratoristas do LMS, pela ajuda e pelos momentos de aprendizado.

Aos meus amigos, por fazerem a vida mais leve e por manterem meu sorriso no rosto.

Enfim, a todos que estiveram comigo e me auxiliaram de alguma forma neste trabalho. Sou imensamente grata pelas pessoas que tenho ao meu redor.

## RESUMO

Neste estudo de caso, analisou-se um solo que servirá de suporte para uma edificação de baixa renda, cujo valor das fundações possui grande influência no orçamento. Este solo é originário da cidade de Não-Me-Toque/RS e caracterizou-se geologicamente como pertencente da Formação Serra Geral e da Bacia do Paraná, qualificando-se especificamente como solo residual de basalto. Através de ensaios de laboratório e o ensaio de campo SPT, foi possível descrever as propriedades do solo e seus comportamentos correspondentes, sendo que em termos geotécnicos trata-se de um solo argiloso, com alto índice de vazios, tendo assim propensão a ser colapsível, e com insuficiente capacidade de carga para uso de fundações rasas, conforme resultados do ensaio de adensamento. Em paralelo ao ensaio de compressão edométrica, foi feita a análise comparativa de capacidade de carga através do método analítico de Terzaghi e do semi-empírico com SPT. Foi realizado estudo de estabilização com cal, que reage positivamente com solos argilosos, aumentando a resistência do solo com a finalidade de otimização das fundações da edificação. A análise de estabilização utilizou os teores de cal de 1%, 3%, 5%, 7%, 9% e 11%, nas idades de cura de 3, 7 e 28 dias, mantidos na temperatura de  $23 \pm 2$  °C. Em termos de resultados, observou-se que pelo método de Terzaghi obteve-se uma tensão admissível de 331 kPa, pelo método de estimativa de carga através do SPT a tensão admissível foi de 60 kPa, e pelo ensaio de compressão edométrica a tensão de quebra de estrutura foi de 75 kPa. Em termos de estabilização solo-cal, os resultados demonstraram que as resistências nos teores de 1% e 3% de cal são irrelevantes, e os teores de 5%, 7%, 9% e 11% apresentaram ganhos significativos, sendo o valor mais elevado de 2310 kPa no teor de 11% com tempo de cura de 28 dias.

Palavras-chave: Fundações. Estabilização. Solo-cal.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Distribuição de cargas ilustrativa de uma sapata .....	16
Figura 2 - Fases de recalque de fundações superficiais .....	17
Figura 3 - Zonas de escoamento plástico após a ruptura de uma fundação superficial .....	18
Figura 4 - Bulbo de tensões .....	21
Figura 5 - Distribuição de cargas ilustrativa de uma estaca .....	22
Figura 6 - Localização do terreno.....	27
Figura 7 - Localização de Não-Me-Toque no mapa geológico .....	30
Figura 8 - Morfologia do terreno .....	31
Figura 9 - Equipamento utilizado no SPT .....	33
Figura 10 - Sistema de classificação unificada.....	35
Figura 11 - Camadas do solo residual.....	37
Figura 12 - Basalto .....	38
Figura 13 - Diagrama para definir o estabilizante.....	41
Figura 14 - Mecanismo de estabilização solo-cal.....	43
Figura 15 - Influência do tempo de cura em ensaio de compressão simples de solos estabilizados com cal .....	45
Figura 16 - Etapas do processo de retirada da amostra indeformada.....	47
Figura 17 - Pontos de compactação.....	54
Figura 18 - Misturas dos teores de cal .....	57
Figura 19 - Corpos de prova moldados .....	57
Figura 20 - Estratigrafia aproximada do terreno .....	73

## LISTA DE FOTOGRAFIAS

Fotografia 1 - Molde e cilindro do ensaio de compressão simples .....	48
Fotografia 2 - Ensaio de peso específico real dos grãos.....	50
Fotografia 3 - Ensaio de plasticidade .....	51
Fotografia 4 - Ensaio de limite de liquidez.....	52
Fotografia 5 - Ensaio de sedimentação .....	53
Fotografia 6 - Corpo de prova cisalhado .....	55
Fotografia 7 - Ensaio de compressão simples.....	56
Fotografia 8 - Verificação do pH nos diferentes teores .....	58

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Limite de liquidez.....	62
Gráfico 2 - Curva granulométrica do solo.....	63
Gráfico 3 - Curva granulométrica do solo.....	64
Gráfico 4 - Curva de compactação e Curvas de saturação.....	65
Gráfico 5 - Compressão simples.....	66
Gráfico 6 - Curva de compressão.....	67
Gráfico 7 - Curva de compressão.....	68
Gráfico 8 - Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal (umidade natural)..	69
Gráfico 9 - Deslocamento vertical x Deslocamento horizontal (umidade natural) .....	70
Gráfico 10 - Tensão cisalhante x Tensão normal (umidade natural) .....	70
Gráfico 11 - Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal (inundado) .....	71
Gráfico 12 - Deslocamento vertical x Deslocamento horizontal (inundado) .....	71
Gráfico 13 - Tensão cisalhante x Tensão normal (inundado) .....	72
Gráfico 14 - Resistência a compressão simples x tempo de cura, para todos os teores de cal.....	78

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Fatores de forma.....	20
Quadro 2 - Fatores de segurança global.....	20
Quadro 3 - Valores de $k$ e $\alpha$ conforme o tipo de solo .....	23
Quadro 4 - Valores de F1 e F2 conforme o tipo de estaca.....	24
Quadro 5 - Valores de $\alpha$ .....	24
Quadro 6 - Valores de $\beta$ .....	24
Quadro 7 - Coeficiente tabelado em função do tipo de solo.....	25
Quadro 8 - Número mínimo de sondagens .....	33
Quadro 9 - Sistema de classificação unificada.....	35
Quadro 10 - Sistema de classificação rodoviário .....	36
Quadro 11 - Teores de cal a serem adicionados na mistura solo-cal.....	44
Quadro 12 - Especificações técnicas da cal.....	60
Quadro 13 - Umidade e índices físicos .....	61
Quadro 14 - Classificação quanto à plasticidade do solo .....	62
Quadro 15 - Classificação quanto à consistência do solo .....	63
Quadro 16 - Dados para dimensionamento da carga admissível do solo .....	76
Quadro 17 - Valor de pH em relação ao teor de cal .....	77
Quadro 18 - Resistência a compressão simples x tempo de cura, para todos os teores de cal.....	78

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>11</b>
1.1 DEFINIÇÃO DO TEMA OU PROBLEMA .....	12
1.2 DELIMITAÇÕES DO TRABALHO .....	12
1.3 OBJETIVOS .....	12
<b>1.3.1 Objetivo Geral</b> .....	<b>12</b>
<b>1.3.2 Objetivos Específicos</b> .....	<b>13</b>
1.4 JUSTIFICATIVA .....	13
<b>2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b> .....	<b>14</b>
2.1 FUNDAÇÕES .....	14
<b>2.1.1 Fundações Superficiais</b> .....	<b>15</b>
<b>2.1.2 Fundações Profundas</b> .....	<b>22</b>
2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA .....	25
<b>2.2.1 Contextualização da Área em Estudo</b> .....	<b>26</b>
<b>2.2.2 Geologia Regional</b> .....	<b>27</b>
2.2.2.1 Formação Serra Geral .....	28
2.2.2.2 Fácies Paranapanema e Fácies Gramado .....	28
<b>2.2.3 Morfologia do Terreno</b> .....	<b>31</b>
<b>2.2.4 Plano de Investigação</b> .....	<b>32</b>
2.3 SOLOS RESIDUAIS .....	34
<b>2.3.1 Intemperismo, Formação e Classificação do Solo</b> .....	<b>34</b>
<b>2.3.2 Solo Residual de Basalto</b> .....	<b>36</b>
2.4 ESTABILIZAÇÃO DO SOLO .....	38
<b>2.4.1 Estabilização Mecânica, Física e Química</b> .....	<b>39</b>
<b>2.4.2 Solo-cal e Solo-cimento</b> .....	<b>39</b>
<b>2.4.3 Solo-cal</b> .....	<b>41</b>
2.4.3.1 Dosagem .....	44
2.4.3.2 Influência da Temperatura e do Tempo de Cura .....	44
<b>3 METODOLOGIA</b> .....	<b>46</b>
3.1 AMOSTRAGEM DO SOLO .....	46
3.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO .....	48
<b>3.2.1 Umidade Natural</b> .....	<b>49</b>
<b>3.2.2 Índices Físicos</b> .....	<b>49</b>

<b>3.2.3 Limites de Atterberg</b> .....	<b>51</b>
<b>3.2.4 Análise Granulométrica</b> .....	<b>52</b>
<b>3.2.5 Compressão Edométrica</b> .....	<b>53</b>
<b>3.2.6 Ensaio de Compactação</b> .....	<b>54</b>
<b>3.2.7 Ensaio de Cisalhamento Direto</b> .....	<b>55</b>
<b>3.2.8 Ensaio de Compressão Simples</b> .....	<b>55</b>
<b>3.2.9 Ensaio de Análise de Estabilização de Solo</b> .....	<b>56</b>
<b>3.3 ENSAIOS DE CAMPO</b> .....	<b>58</b>
<b>4 RESULTADOS OBTIDOS</b> .....	<b>59</b>
<b>4.1 CARACTERIZAÇÃO MATERIAIS</b> .....	<b>59</b>
<b>4.1.1 Cal</b> .....	<b>59</b>
<b>4.1.2 Solo</b> .....	<b>60</b>
4.1.2.1 Umidade e Índices Físicos .....	60
4.1.2.2 Limites de Atterberg .....	62
4.1.2.3 Granulometria.....	63
4.1.2.4 Compactação .....	65
4.1.2.5 Compressão Simples .....	66
4.1.2.6 Adensamento .....	66
4.1.2.7 Cisalhamento Direto.....	69
4.2 SPT .....	72
4.3 CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA.....	74
4.4 ANÁLISE ESTABILIZAÇÃO DE SOLO COM ADIÇÃO DE CAL .....	77
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	<b>80</b>
<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>82</b>
<b>ANEXO A – LOCAÇÃO FUROS DE SONDAGEM</b> .....	<b>90</b>
<b>ANEXO B – SONDAGEM FURO 01</b> .....	<b>91</b>
<b>ANEXO C – SONDAGEM FURO 02</b> .....	<b>92</b>
<b>ANEXO D – SONDAGEM FURO 03</b> .....	<b>93</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Na grande maioria dos segmentos da engenharia civil, tem-se o estudo do solo como grande responsável pela execução adequada das construções. Sabe-se que este é a base das obras que serão realizadas, e por isso é de extrema importância fazer a análise investigativa para a obtenção dos valores de suporte de carga.

Segundo Marinho (2005), alguns problemas como projetos errôneos, atrasos na obra, disparidades em relação ao orçamento inicial, problemas ambientais e até mesmo a ruptura da edificação, são alguns dos efeitos gerados por consequência de projetos de fundações mal feitos e interpretação indevida de dados das investigações. Além disso, a investigação geotécnica representa a responsabilidade dos profissionais de engenharia para com a sociedade e meio ambiente, pois minimiza custos e riscos de segurança e ambientais. Vale ressaltar que os resultados e análises das investigações são componentes importantes dos documentos de projeto.

As etapas principais da investigação geotécnica consistem no estudo da topografia do terreno, informações geológicas e investigações anteriores, além de definir qual a estratégia a ser utilizada no plano de investigação ao que se refere a sondagem, ensaios de laboratório e ensaios de campo.

Em consequência da contribuição que a evolução dos ensaios laboratoriais e em campo têm trazido, vem ocorrendo um aperfeiçoamento dos conhecimentos do solo e de suas respectivas propriedades, possibilitando assim avanços importantes que permitem a execução de obras em locais onde as condições geológicas e geotécnicas não são favoráveis. (NATÁRIO, 2017).

Com as informações reunidas através da investigação, começasse o desenvolvimento do dimensionamento das fundações, iniciando pela estimativa de suporte de carga do solo através de métodos empíricos, semi-empíricos ou experimentais. Qualquer que seja o método, o resultado da estimativa de suporte de carga do solo servirá para definir qual o tipo de fundação a ser adotada, ou seja, fundações rasas ou profundas.

Não é raro identificar nos perfis de solos a ocorrência de deficiência na resistência, e geralmente observa-se que o mercado tende a resolver esse problema com o uso de fundações profundas. Entretanto, em solos em que é identificada a falta de capacidade de carga para a edificação que será apoiada sobre, pode-se utilizar de técnicas que aumentam a capacidade do solo, como por exemplo, a estabilização com

cimento ou cal, para que não seja necessário o uso de fundações profundas, que irão encarecer o valor das fundações, inclusive podendo inviabilizar um empreendimento principalmente se tratar-se de conjunto habitacional de baixo custo. (THOMÉ, 1999).

Logo, esta pesquisa busca unir os conhecimentos obtidos através da investigação geotécnica com os dados resultantes da análise de estabilização de solo-cal, afim de proporcionar um dimensionamento de fundações que garanta qualidade, segurança e eficiência.

## 1.1 DEFINIÇÃO DO TEMA OU PROBLEMA

O tema deste trabalho restringe-se a comprovar a importância da investigação geotécnica e seu impacto no dimensionamento de fundações, através da análise comparativa entre diferentes ensaios e metodologias de cálculo para a definição de suporte de carga do solo.

Ainda, a delimitação do trabalho refere-se a uma área no município de Não-Me-Toque/RS, cujo solo define-se por ser residual de basalto pertencente da Formação Serra Geral.

## 1.2 DELIMITAÇÕES DO TRABALHO

Este trabalho delimita-se ao estudo de capacidade de carga e dosagem de um solo residual de basalto localizado no município de Não-Me-Toque, RS, utilizando como agente estabilizante a cal hidratada dolomítica, do tipo CH-III.

## 1.3 OBJETIVOS

### 1.3.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é estudar a capacidade de carga das fundações que irá definir qual o tipo de fundação a ser utilizada no terreno em estudo e baseado nisso, propor uma metodologia de estabilização de solo em caso de fundação profunda, afim de diminuir os custos globais de execução da obra.

### 1.3.2 Objetivos Específicos

- a) estudar a morfologia do terreno através de levantamento topográfico;
- b) investigar a geologia local;
- c) realizar os ensaios de campo, com o objetivo de coletar dados para a caracterização do solo;
- d) caracterizar o solo através de ensaios de laboratório;
  
- e) avaliar a capacidade de suporte de carga através dos dados coletados nas etapas anteriores;
- f) propor a alternativa de estabilização de solo com cal para fins de aumento de resistência do solo;

### 1.4 JUSTIFICATIVA

No passado, um grande número de acidentes ocorreu com grandes obras de engenharia, em função da falta de conhecimento de geotecnia aplicada ao desenvolvimento dessas obras. Para exemplificar essas catástrofes podem-se citar os escorregamentos de talude na construção do Canal do Panamá, o escorregamento de Goteborg na Suíça e os escorregamentos de terra no Canal de Kiel na Alemanha. (CAPUTO, 2016).

Conforme o parágrafo anterior cita, a falta de estudos na parte da geotecnia pode causar grandes problemas para as obras, correndo o risco de comprometer a edificação e principalmente, a vida humana.

Por isso, este trabalho demonstra a imprescindibilidade de seguir todas as etapas do processo de desenvolvimento do dimensionamento de fundações, desde a investigação da área de estudo até a execução do próprio projeto.

Além disso, justifica-se este trabalho através da proposta de melhoria do solo para fins de diminuição de custos, já que se trata de uma edificação de baixa renda que possui um orçamento reduzido. Assim, foi possível demonstrar que com a estabilização de solo para uso de fundação rasas, a economia financeira é de grande relevância e é válida em comparação com a execução de fundação profunda.

## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O referencial teórico a ser apresentado visa explicar conceitos referentes aos assuntos de investigação geotécnica, solo residual de basalto, projeto de fundações e estabilização de solos, buscando a interligação entre essas diferentes temáticas e correlacionando seus aspectos gerais e específicos.

O subcapítulo que refere-se especificamente às fundações, explica as duas tipologias, rasas e profundas, e suas principais particularidades e métodos de cálculo envolvidos.

A etapa de investigação geotécnica aborda inicialmente uma introdução de dados gerais da área de estudo, e na sequência expõe tópicos técnicos a respeito da geologia regional, morfologia do terreno e plano de investigação. Em paralelo a isso, explica-se qual a importância e quais são as etapas de uma investigação.

No que se refere a solo residual de basalto, foram trazidas informações desde a sua formação, até as características e propriedades que têm influência no comportamento do solo.

Por último, são apresentadas maneiras de realizar a estabilização do solo, enfatizando a estabilização com solo-cal que foi utilizada como metodologia neste trabalho, com o objetivo de aperfeiçoar as propriedades do solo e assim, permitir o uso de fundações rasas, acarretando uma obra de menor custo.

### 2.1 FUNDAÇÕES

Fundações são elementos que tem por finalidade transmitir as cargas da estrutura ao terreno onde elas se apoiam. (AZEREDO, 1997). As fundações se dividem em dois grandes grupos. O primeiro deles se denomina de fundações superficiais e tem como principais opções as sapatas (isolada, associada e corrida), blocos e radiers. O outro grupo é o de fundações profundas, sendo representado principalmente pelas estacas e tubulões. (VELLOSO; LOPES, 2011).

Segundo Velloso e Lopes (2011), para a elaboração de um projeto de fundação são necessários alguns conhecimentos básicos, tais como, a morfologia da área, informações geológicas e também geotécnicas, que possam ser acrescidas de dados referentes às edificações que se encontram no entorno do terreno em estudo, além de entender e explicar quais são os objetivos a serem alcançados com a obra.

Conforme complementa Moraes (1978), em um projeto de fundação também são necessários os dados de carregamento atuantes e as características da superestrutura.

Velloso e Lopes (2009) explicam que as ações nas fundações podem se dividir em três categorias, sendo a primeira delas referente às ações permanentes como o peso próprio da edificação, empuxo da água e do solo. A segunda categoria são as ações variáveis que vão de acordo com o tipo de uso da obra. Por último, as ações excepcionais, como por exemplo, explosões, incêndios e sismos, que possuem baixa probabilidade de ocorrer.

Com esses três tipos de ações é fundamental que haja limites que devem ser obedecidos para que a estrutura tenha um comportamento adequado. Por isso, a norma de ações e segurança nas estruturas traz dois limites a serem respeitados: estados-limites últimos, que se refere ao colapso parcial ou total da obra, e estados-limites de utilização, que é quando ocorre o comprometimento da estrutura por meio de fissuras e deformações excessivas. (VELLOSO; LOPES, 2009).

Segundo Alonso (2009, p. 8), “Define-se como segurança de uma fundação a capacidade que a mesma apresenta em suportar as cargas que lhe são impostas, continuando a atender as condições fundamentais as quais foi projetada”. Assim sendo, existem coeficientes de segurança à ruptura e aos recalques a serem definidos, sendo que o modo mais correto de se fazer isso é através da disposição da distribuição das resistências de um número significativo de elementos para aferir as diferenças que o processo executivo gera. (ALONSO, 2009).

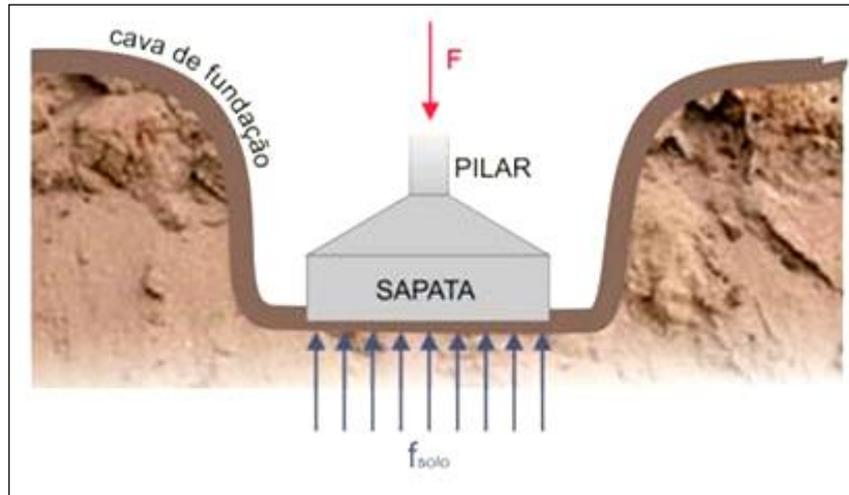
### **2.1.1 Fundações Superficiais**

As fundações superficiais, também conhecidas como fundações rasas ou diretas, caracterizam-se pelo fato de que seu mecanismo de ruptura de base surge na superfície do terreno. (VELLOSO; LOPES, 2011).

Esse tipo de fundação possui algumas vantagens como a não necessidade de equipamentos e mão-de-obra especializada, fazendo o custo diminuir e tornando-se assim um atrativo econômico. Por outro lado, em termos técnicos permite uma facilidade de inspeção do solo e um controle de qualidade do material utilizado para a execução. (JOPPERT JÚNIOR, 2008).

Na Figura 1 é possível observar a disposição das forças que atuam sobre a sapata, ou seja, a carga proveniente da superestrutura denominada de  $F$  e a interação entre fundação e solo representada pela nomenclatura  $f_{solo}$ .

Figura 1 - Distribuição de cargas ilustrativa de uma sapata



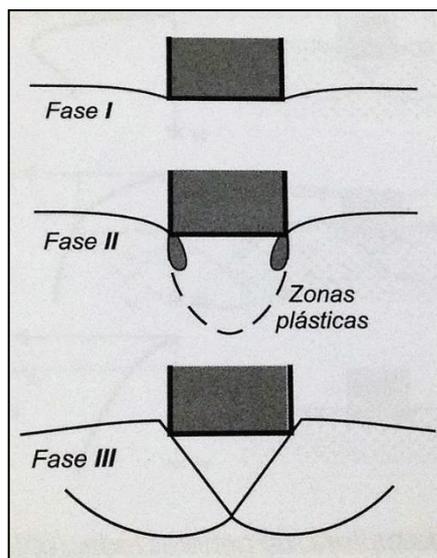
Fonte: Adaptado de Distribuição... (2018).

Para fins desse estudo, considera-se apenas a sapata isolada, que segundo Velloso e Lopes (2011), trata-se de um elemento em concreto armado, que pode ter altura constante e variável, sendo esta última opção uma forma de economizar concreto. Além disso, o formato da sapata em planta baixa pode ser de diferentes configurações, tais como, retangular, circular, quadrada, entre outros.

Os dois critérios que guiam um projeto de fundações segundo Teixeira e Godoy (2009), são o de segurança a ruptura, que impede uma ruptura catastrófica na fundação, e o de recalques admissíveis, que avalia o quanto de recalque uma fundação pode ter a ponto de a superestrutura não ter danos. Em função destes dois critérios, determina-se a tensão admissível.

Segundo Velloso e Lopes (2011), existem três fases de recalque, sendo a primeira delas chamada de fase elástica, onde os recalques se estabilizam com o tempo e podem ser reversíveis. A segunda fase é plástica, sendo que os recalques são irreversíveis, e por último, a terceira fase que tem a velocidade de recalque crescendo continuamente até a ocorrência de ruptura de solo. Na sequência, pode-se observar essas três fases representadas ilustrativamente na Figura 2.

Figura 2 - Fases de recalque de fundações superficiais



Fonte: Velloso e Lopes (2011, p. 55).

Como meios de estimar as tensões admissíveis podem-se utilizar os métodos teóricos, semi-empíricos, empíricos e provas de carga sobre placa. O método teórico baseia-se na aplicação de uma equação que utiliza um fator de segurança, o método semi-empírico utiliza de correlações para determinar as propriedades dos solos e equações para estimar as tensões, já o método empírico tem a obtenção dos valores de tensões através de ensaios de cone e sondagens, além de tabelas normatizadas. Por outro lado, o método de prova de carga sobre placa, utiliza de uma placa de aço de 80 cm de diâmetro, cujo o carregamento estático atinge a ruptura do solo ou o dobro da pressão admissível estimada para o mesmo. (TEIXEIRA; GODOY, 2009).

Conforme Moura (2016), os métodos teóricos mais conhecidos de dimensionamento da estimativa das tensões admissíveis são: Terzaghi, Vesic, Skempton, Meyerhof e Brinch-Hansen.

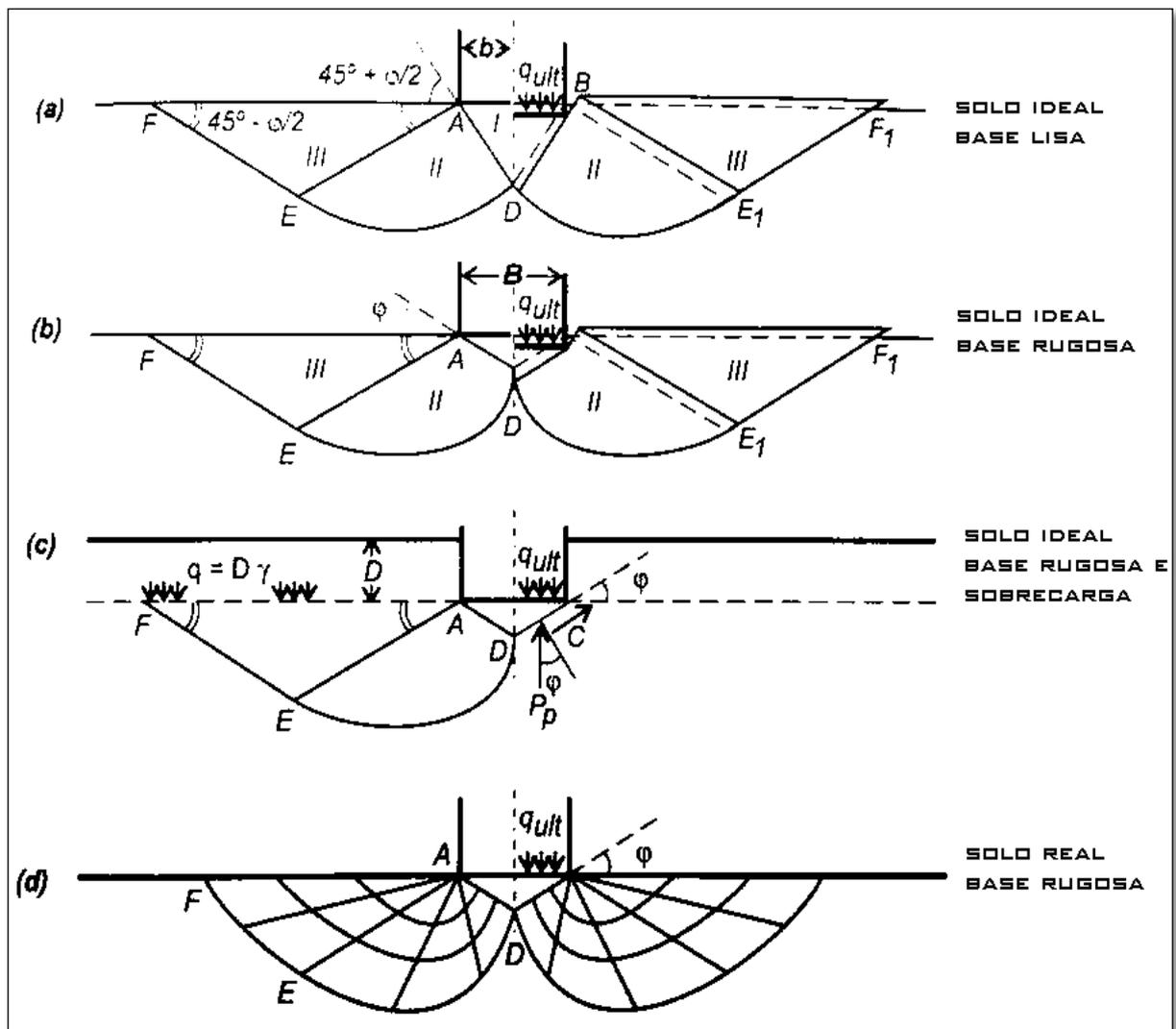
No ano de 1943, Terzaghi diferenciou dois tipos de ruptura no solo, sendo a primeira delas chamada de ruptura generalizada e ocorrendo de forma brusca em solos mais rígidos, e a segunda tem denominação de ruptura localizada, que ocorre predominantemente em solos mais deformáveis. (VELLOSO; LOPES, 2011).

Para fins de dimensionamento de capacidade de carga para carregamentos verticais centrados, Terzaghi (1949) constatou que uma sapata superficial deve possuir sua base com dimensão maior ou igual à profundidade, e por atender a essa condição, pode-se considerar uma simplificação de cálculo em que se utiliza uma

sobrecarga igual a multiplicação da profundidade da sapata (H) e o peso específico do solo ( $\gamma$ ). Utilizando essa sobrecarga, permite-se desconsiderar o valor de resistência ao cisalhamento do solo acima do nível da base da sapata sem causar nenhum dano ao cálculo e ainda contribuindo para a segurança.

Com a consideração da sobrecarga definida, observa-se o comportamento da sapata em sua zona de equilíbrio plástico (Figura 3), que se subdivide em: I) uma zona em forma de cunha na parte debaixo da sapata, em que as tensões principais máximas são verticais; II) duas zonas de cisalhamento radial, cujos limites que partem das bordas exteriores formam ângulos de  $45^\circ + \phi/2$  e  $45^\circ - \phi/2$ ; III) duas zonas passivas de Rankine. (TERZAGHI, 1949).

Figura 3 - Zonas de escoamento plástico após a ruptura de uma fundação superficial



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2011, p. 59).

Considerando a condição de que a fundação não pode penetrar no solo enquanto as pressões exercidas nele na região da zona I não se torne igual à pressão passiva, calcula-se a capacidade de carga da fundação iniciando pela determinação da resistência ao cisalhamento do solo conforme teoria de Coulomb, apresentada abaixo na Equação 1, considerando que  $c$  é a coesão,  $\sigma$  é tensão normal vertical e  $\varphi$  é o ângulo de atrito interno. (VELLOSO; LOPES, 2011).

$$\tau = c + \sigma * tg\varphi \quad (\text{Equação 1})$$

Em um cenário em que as tensões cisalhantes no trecho AD estejam no instante da ruptura, o valor de resistência ao cisalhamento corresponde a Equação 2, considerando que  $p_n$  equivale a componente normal da pressão passiva. (VELLOSO; LOPES, 2011).

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

Em suma, considerando que  $Q_c$  é a carga que um solo sem peso suportaria,  $Q_q$  é a carga que suportaria se  $\gamma$  e  $c$  forem iguais a zero, e  $Q_\gamma$  é a carga crítica capaz de produzir uma ruptura, a capacidade de carga será a soma das parcelas de coesão, sobrecarga e atrito, conforme Equação 3. (VELLOSO; LOPES, 2011).

$$Q_{ult} = Q_c + Q_q + Q_\gamma = (c * N_c) + (q * N_q) + (\gamma * b * N_\gamma) \quad (\text{Equação 3})$$

$c$  = coesão (kPa);

$\gamma$  = peso específico do solo (kPa);

$q$  = tensão efetiva ao nível da base =  $H * \gamma$  (kPa);

$b$  = menor dimensão da sapata (m);

$N_c, N_q$  e  $N_\gamma$  = fatores de capacidade de carga. (TERZAGHI, 1949).

Para cálculo dos fatores de capacidade de carga  $N_c, N_q$  e  $N_\gamma$ , utilizam-se relações trigonométricas com o valor de ângulo de atrito interno do solo, conforme as Equações 4, 5 e 6, respectivamente. (TERZAGHI, 1949).

$$N_c = cotg\varphi * (N_q - 1) \quad (\text{Equação 4})$$

$$N_q = (e^{(\pi * tg\varphi)}) * tg^2 * (45^\circ + \varphi/2) \quad (\text{Equação 5})$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * tg\theta \quad (\text{Equação 6})$$

Na intenção de aproximar o método de cálculo com a realidade de execução, adaptou-se a equação de capacidade de carga, acrescentando os fatores de forma  $S_c, S_q$  e  $S_\gamma$ , que variam conforme a configuração da sapata, ou seja, corrida, circular,

retangular ou quadrada. Essa contribuição resulta na Equação 7, cujos valores de fatores de forma são definidos conforme Quadro 1. (VELLOSO; LOPES, 2011).

$$Q_{ult} = (c * N_c * S_c) + (q * N_q * S_q) + (\gamma * b * N_\gamma * S_\gamma) \quad (\text{Equação 7})$$

Quadro 1 - Fatores de forma

Forma da base	Sc	Sq	Sy
Corrida	1,0	1,0	1,0
Retangular	1,1	0,9	1,0
Circular	1,3	0,6	1,0
Quadrada	1,3	0,8	1,0

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2011).

Por fim, com as colaborações desenvolvidas por Hansen em 1961, calcula-se a capacidade de cargas em fundações de qualquer carregamento considerando a área efetiva da fundação ( $A'$ ) e utilizando os seguintes fatores:  $d_c$ ,  $d_q$  e  $d_\gamma$ , fatores de profundidade,  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$ , fatores de inclinação da carga,  $b_c$ ,  $b_q$  e  $b_\gamma$ , fatores de inclinação da base da fundação e  $g_c$ ,  $g_q$  e  $g_\gamma$ , fatores de inclinação do terreno. Assim, tem-se que a capacidade é de acordo com a Equação 8. (VELLOSO; LOPES, 2011).

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{A'} = c * N_c * s_c * d_c * i_c * b_c * g_c + q * N_q * s_q * d_q * i_q * b_q * g_q + \frac{B}{2} * \gamma * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma * b_\gamma * g_\gamma \quad (\text{Equação 8})$$

Com a capacidade de carga definida, calcula-se a capacidade de carga admissível ( $Q_{adm}$ ) considerando um fator de segurança global ( $FS$ ) proposto por Vesic em 1972, conforme Equação 9. A escolha do  $FS$  varia conforme a utilização da edificação e o tipo de exploração que se teve do subsolo, tal como apresenta o Quadro 2. (FARO, 2017).

$$Q_{adm} = Q_{ult} / FS \quad (\text{Equação 9})$$

Quadro 2 - Fatores de segurança global

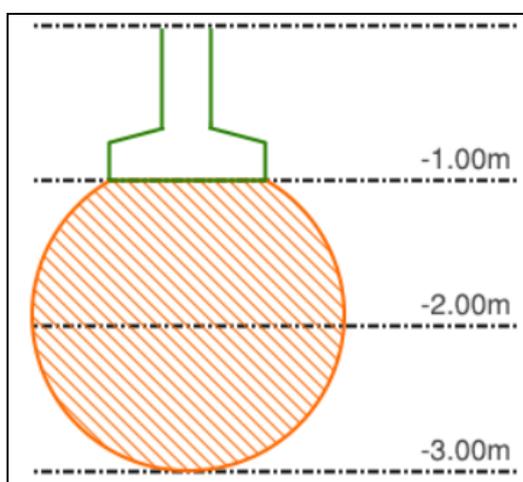
Cat.	Características das categorias	Estruturas típicas	Prospecção	
			Completa	Limitada
A	Provável ocorrer as máximas cargas de projeto, consequência de ruptura são desastrosas	Pontes ferroviárias, armazéns, silos, muros de arrimos.	3,0	4,0
B	As máximas cargas de projeto apenas eventualmente podem ocorrer, consequência de ruptura são sérias	Pontes rodoviárias, edifícios públicos, indústrias leves	2,5	3,5
C	Difícilmente ocorrem as máximas cargas de projeto	Prédio de escritórios/aptos	2,0	3,0

Fonte: Adaptado de Faro (2017).

Conforme comentado anteriormente, pode-se calcular a capacidade de carga do solo através de métodos semi-empíricos. A exemplo disso, é possível obter o valor de  $Q_{adm}$  através do ensaio de Standard Penetration Test (SPT).

Inicialmente verifica-se o NSPT médio no bulbo de tensões, ou seja, o valor de NSPT na profundidade de duas vezes a largura da sapata. Assim sendo, considerando a largura da sapata como valor unitário, o bulbo de tensões irá ocorrer na profundidade de 1 metro até 3 metros, de acordo com a Figura 4. (LONGO, 2019). É válido frisar que o valor do NSPT é obtido no relatório do ensaio de SPT, conforme será melhor explanado no item 2.2.4.1.

Figura 4 - Bulbo de tensões



Fonte: Longo (2019).

Com os valores de NSPT identificados nas três profundidades, faz-se a média dos três valores, conforme Equação 10, e por fim calcula-se a tensão admissível através da correlação empírica apresentada na Equação 11.

$$NSPT = \frac{NSPT(1m) + NSPT(2m) + NSPT(3m)}{3} \quad (\text{Equação 10})$$

$$Q_{adm} = \frac{NSPT}{50} \quad (\text{Equação 11})$$

A metodologia empírica utilizada para o cálculo de  $Q_{adm}$  foi a de Urbano R. Alonso, que consiste em dividir o valor do NSPT pelo denominador 50 para o caso de sapatas e 30 para o caso de tubulões, obedecendo a premissa de que o valor de NSPT se encontre no intervalo entre 2 e 20. Vale ressaltar que o valor da  $Q_{adm}$  é explicito em MPa. (ALONSO, 2009).

### 2.1.2 Fundações Profundas

Entende-se como fundações profundas aquelas que tem a sua base a uma profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão, sendo que devem possuir no mínimo 3 metros de profundidade. (VELLOSO; LOPES, 2011).

Conforme Décourt (2009), as estacas podem ser divididas em estacas de deslocamento, que são introduzidas no terreno sem retirar solo, e as escavadas, em que o processo de introdução necessita ser posterior à retirada de solo.

Segundo a NBR 6122/2010, a transmissão da carga proveniente da superestrutura até o terreno é feita pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste), ou pela combinação das duas. (ABNT, 2010). Pode-se observar a interação do solo e das fundações profundas na Figura 5.

Figura 5 - Distribuição de cargas ilustrativa de uma estaca



Fonte: Adaptado de Distribuição... (2018).

Para fins de cálculo de capacidade de carga, as estacas podem ser avaliadas por metodologia que utiliza correlações empíricas com ensaios in situ, ou pode ser determinada exclusivamente por meio de formulação teórica baseada em ensaios laboratoriais e em campo. (DÉCOURT, 2009).

No Brasil, os dois métodos mais utilizados para o dimensionamento de fundações em estacas são o de Aoki e Velloso e o de Décourt e Quaresma. O método

de Aoki e Velloso foi desenvolvido em 1975 e utiliza o ensaio de penetração de cone (CPT) para obter o valor de tensão de ponta, e assim correlacionar com os valores de tensão-limite de ruptura de ponta e de atrito lateral. Por outro lado, o método de Décourt e Quaresma, apresentado em 1978, propõe a aplicação dos valores de  $N$  provenientes do ensaio de SPT. (DÉCOURT, 2009).

No método de Aoki e Velloso, a capacidade de carga de uma estaca ( $Q_u$ ) é obtida pela soma da carga de ponta ( $Q_p$ ) e da carga do atrito lateral ( $Q_a$ ), conforme apresentado na Equação 12. (DÉCOURT, 2009).

$$Q_u = Q_p + Q_a \quad (\text{Equação 12})$$

Assim, considerando que  $K$  é um coeficiente tabelado em função do tipo de solo (Quadro 3),  $N$  é o NSPT da sondagem,  $F1$  é um parâmetro tabelado em função do tipo de estaca (Quadro 4) e  $A_p$  é a área da ponta da estaca, define-se a carga resistida pela ponta pela Equação 13. (DÉCOURT, 2009).

$$Q_p = \frac{K*N}{F1} * A_p \quad (\text{Equação 13})$$

Quanto à carga máxima suportada pelo atrito lateral, tem-se que  $Q_a$  é o valor da carga do atrito lateral,  $\alpha$  é um coeficiente que varia em função do tipo de solo,  $K$  e  $N$  são os mesmos da fórmula do  $Q_p$ , e  $F2$  é um parâmetro tabelado em função do tipo de estaca (Quadro 4). Desta forma, a carga máxima suportada será conforme o somatório apresentado na Equação 14. (DÉCOURT, 2009).

$$Q_a = \sum \alpha * \frac{K*N}{F2} * A_l \quad (\text{Equação 14})$$

Quadro 3 - Valores de  $k$  e  $\alpha$  conforme o tipo de solo

Tipo de solo	K (KN/m2)	$\alpha$ (%)	Tipo de solo	K (KN/m2)	$\alpha$ (%)
Areia	1000	1,4%	Silte argiloso	230	3,4%
Areia siltosa	800	2,0%	Silte argilo-arenoso	250	3,0%
Areia silto-argilosa	700	2,4%	Argila	200	6,0%
Areia argilosa	600	3,0%	Argila arenosa	350	2,4%
Areia argilo-siltosa	500	2,8%	Argila areno-siltosa	300	2,8%
Silte	400	3,0%	Argila siltosa	220	4,0%
Silte arenoso	550	2,2%	Argila silto-arenosa	330	3,0%
Silte areno-argiloso	450	2,8%			

Fonte: Adaptado de Alonso (2009, p. 61).

Quadro 4 - Valores de F1 e F2 conforme o tipo de estaca

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,50	5,00
Pré-moldadas	1,75	3,50
Escavadas	3,00	6,00

Fonte: Adaptado de Alonso (2009, p. 61).

Em contrapartida, o método de Décourt e Quaresma considera que  $Q_p$  é a tensão de ruptura de ponta,  $A_p$  é a área da ponta da estaca,  $Q_s$  é o valor do atrito lateral unitário,  $A_s$  é a área lateral da estaca,  $\alpha$  é um parâmetro de ajuste para estacas não cravadas e  $\beta$  é outro parâmetro de ajuste para estacas não cravadas. Logo, a Equação 15 demonstra o cálculo de capacidade de carga em uma estaca e os Quadros 5 e 6 apresentam os valores de  $\alpha$  e  $\beta$ . (DÉCOURT, 2009).

$$Q_u = (\alpha * Q_p * A_p) + (\beta * Q_s * A_s) \quad \text{(Equação 15)}$$

Quadro 5 - Valores de  $\alpha$ 

Tipo de estaca	Argilas	Solos intermediários	Areias
Escavada em geral	0,85	0,60	0,50
Escavada com lama bentonítica	0,85	0,60	0,50
Hélice contínua	0,30	0,30	0,30
Raiz	0,85	0,60	0,50
Injetadas (alta pressão)	1,00	1,00	1,00

Fonte: Adaptado de Décourt (2009, p. 275).

Quadro 6 - Valores de  $\beta$ 

Tipo de estaca	Argilas	Solos intermediários	Areias
Escavada em geral	0,80	0,65	0,50
Escavada com lama bentonítica	0,90	0,75	0,60
Hélice contínua	1,00	1,00	1,00
Raiz	1,50	1,50	1,50
Injetadas (alta pressão)	3,00	3,00	3,00

Fonte: Adaptado de Décourt (2009, p. 276).

Já a tensão de ruptura da estaca considera o valor tabelado de  $K$  (Quadro 7) e o  $N$  como sendo o valor de NSPT. Ou seja, o valor de tensão de ruptura de ponta ( $Q_n$ ) é calculado conforme Equação 16 e expresso em  $\text{kN/m}^2$ . (DÉCOURT, 2009).

$$Q_n = K * N \quad \text{(Equação 16)}$$

Quadro 7 - Coeficiente tabelado em função do tipo de solo

Tipo de solo	K (kN/m <sup>2</sup> )
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Fonte: Adaptado de Décourt (2009, p. 275).

Por fim, para cálculo do atrito lateral unitário utiliza-se a Equação 17, que apenas considera como variável o valor de NSPT, e resulta em um valor em kN/m<sup>2</sup>. (DÉCOURT, 2009).

$$q_s = 10 * \left(\frac{N}{3} + 1\right) \quad (\text{Equação 17})$$

## 2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

O Instituto Português de Qualidade (2010) através do Eurocode 7 - parte 1, cita que os estudos geotécnicos devem fornecer dados do terreno e do nível de água do mesmo, tendo por objetivo o dimensionamento correto das construções, além de possibilitar fazer um planejamento e identificação de riscos.

Conforme Quaresma *et. al.* (2009), a grande maioria das investigações geotécnicas são realizadas em campo, principalmente por meio de ensaio de SPT, por ser necessária a identificação e classificação das diferentes camadas do substrato para fins de elaboração de um projeto de fundações.

Segundo Velloso e Lopes (2011), existem três etapas principais para a execução de um programa de investigação adequado. Inicialmente, a investigação preliminar, que é realizada com o intuito de identificar as principais características do subsolo através de sondagens à percussão. Posterior a isso, a investigação complementar ou também conhecida como *de projeto*, faz a caracterização das propriedades do solo através de um número maior de sondagens e possivelmente ensaios de laboratório com amostras indeformadas. Por último, a investigação na etapa de execução, que busca confirmar as condições de projeto em caso de grande variação de solos na obra.

Ainda citando Velloso e Lopes (2011), compreende-se que é indispensável que alguns itens devam estar em posse do projetista, tais como, a planta do terreno

contendo o levantamento planialtimétrico, aspectos de projeto da obra a ser construída, planejamento de impacto nas obras vizinhas, dados geológico-geotécnicos e normas que delimitam o projeto.

Fundações bem projetadas correspondem de 3% a 10% do custo total do edifício, sendo que se forem projetadas de forma inadequada, podem atingir 5 a 10 vezes o custo da fundação. (BRITO, 1987). Já o custo do uso de sondagens de reconhecimento corresponde a um valor entre 0,2% e 0,5% do custo global da edificação. (SCHNAID, 2012). Observando esses dados é possível concluir que o impacto de uma investigação geotécnica executada de forma correta pode ser bastante significativo.

### **2.2.1 Contextualização da Área em Estudo**

O empreendimento a ser construído trata-se de um condomínio de interesse social, financiado pela caixa, desenvolvido na linha de crédito Sistema Brasileiro de Poupança e Empréstimo (SBPE). A tipologia da obra irá influenciar no orçamento da mesma, e por consequência, na verba destinada para as fundações.

O terreno escolhido para o desenvolvimento deste condomínio está localizado, segundo dados da Prefeitura Municipal de Não-Me-Toque, no planalto médio do estado do Rio Grande do Sul, na microrregião do Alto do Jacuí, mais precisamente no bairro de Santo Antônio, em Não-Me-Toque. (NÃO-ME-TOQUE, 2014).

Segundo dados obtidos no site oficial da prefeitura, Não-Me-Toque é um município localizado à 20 quilômetros de Carazinho e à 70 quilômetros de Passo Fundo, tendo acesso pelas seguintes rodovias estaduais, RS 142, RS 332, RS 451. O município possui uma área territorial de 365,5 quilômetros quadrados, sendo que quase 80% da sua área é ocupada por produtores rurais e o restante é considerada área do perímetro urbano. (NÃO-ME-TOQUE, 2014).

A área de estudo fica localizada nas seguintes coordenadas geográficas: latitude -28.447942 e longitude -52.826184. Na sequência, a Figura 6 mostra a localização do terreno.

Figura 6 - Localização do terreno



Fonte: Adaptado de Não-Me-Toque... (2018).

### 2.2.2 Geologia Regional

A geologia aplicada à engenharia civil compreende principalmente os ramos ferroviário e rodoviário, barragens, canais, túneis e projeto de fundações. A investigação das condições geológicas pode ser feita tanto indiretamente, através da observação da superfície do terreno, ou de maneira direta, por meio de perfurações e sondagens. (CHIOSSI, 1971).

Em termos de geologia em um planejamento de uma investigação são importantes os dados de formações no local (sequência de formações, colúvios e minerais e rochas suscetíveis a alterações), estrutura (estratificação, dobramento geológico, falhas, entre outros) e os tipos de intemperismo. (COUTINHO, 2009).

Segundo Chioffi (1971), para a geologia o solo divide-se em duas categorias, residual e transportado, e as rochas subdividem-se em sedimentares, magmáticas e metamórficas.

Neste subcapítulo sobre geologia regional, são abordados os temas relacionados à formação serra geral e a classificação da área através do mapa da CPRM, salientando a caracterização das fácies Paranapanema e das fácies Gramado.

### 2.2.2.1 Formação Serra Geral

Segundo Rigo (2005), o período que antecedeu o início da atividade vulcânica que deu origem a Formação Serra Geral (FSG), foi marcado por movimentos de soerguimento da crosta terrestre e que acompanharam a evolução da Bacia do Paraná. Esta evolução ocorreu através de deposição sedimentar, subsidência e tectonismo, desencadeando uma decrescente sedimentação e com isso, uma mudança no ambiente de deposição, transformando-o de condições marinhas para continentais.

A evolução da Bacia do Paraná teve em seu último estágio importantes eventos tectônicos, como por exemplo, a fragmentação da Pangéia (conhecido como supercontinente ou continente único). Nessa época o magmatismo de fissuras juntamente com o processo de separação continental (América do Sul e África), fizeram com que ocorresse o transbordamento de grandes volumes de lavas, que cobriram uma considerável parte da Bacia do Paraná, dando origem a FSG. (RIGO, 2005).

Em função de uma parte das rochas da FSG terem se solidificado em lugares mais rasos da crosta e terem sofrido da ação da erosão, a área que atualmente ocupa a FSG é menor do que na época de seu surgimento. (RIGO, 2005).

Conforme Hartmann (2014), a FSG tem grande extensão, sendo de aproximadamente 1.000.000 km<sup>2</sup>, e grandes profundidades, variando na maior parte de 500 até 1000 metros. Ainda sobre as características da FSG, sabe-se que 95% do volume total das rochas vulcânicas consiste em basaltos, andesitos basálticos e andesitos, e o restante do volume, ou seja, são riocitos e riolitos.

A FSG pertence a uma província magmática, que devido à sua composição, geocronologia e características texturais, subdivide-se em oito fácies, cinco delas são provenientes do magmatismo máfico (incluem-se as fácies Gramado e Paranapanema) e as outras, referem-se ao magmatismo intermediário a félsico. (COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS (CPRM), [2018?]).

### 2.2.2.2 Fácies Paranapanema e Fácies Gramado

A área de estudo se localiza segundo o mapa da CPRM (Figura 7) na província Paraná, e pelo fato do mapa estar na escala de 1:750.000, considera-se que segundo

a coluna estratigráfica, a área possa fazer parte das Fácies Gramado (K 1 β gr) e das Fácies Paranapanema (K 1 β pr).

As Fácies Gramado são “[...] derrames basálticos granulares finos a médio, melanocráticos cinza, horizontes vesiculares, preenchidos por zeolitas, carbonatos, apofilitas e saponita, estruturas de fluxo e *pahoehoe* comuns, intercalações com os arenitos Botucatu”. (BRASIL,2006).

Já as Fácies Paranapanema são “[...] derrames basálticos granulares finos, melanocráticos, contendo horizontes vesiculares espessos preenchidos por quartzo (ametista), zeolitas, carbonatos, seladonita, Cu nativo e barita”. (BRASIL, 2006).

Segundo o glossário geológico da CPRM, o basalto é uma das rochas vulcânicas mais conhecidas, tendo cor escura e composição máfica, ou seja, os minerais que o compõem tem a predominância de ferro e magnésio. Além disso, é uma rocha com alta fluidez e suas temperaturas de erupção variam na média entre 1000 e 1200 °C. (COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS (CPRM), [2018?]).

Rochas melanocráticas são aquelas que possuem mais de 60% de minerais escuros, ou seja, têm a predominância de biotita, anfibólio, piroxênio ou olivina. (LEINZ,1985).

Zeolitas segundo Luz (1995), são aluminossilicatos de metais alcalinos, formados principalmente por sódio, potássio, magnésio e cálcio, sendo que algumas de suas principais características são o alto grau de hidratação, condutividade elétrica, e quando desidratada tem baixa densidade e grande volume de vazios, além de estabilidade na sua estrutura cristalina.

O grupo dos carbonatos é um grupo de minerais que possuem como ânion principal o grupo iônico CO<sub>3</sub>. Dois nomes conhecidos neste grupo são a calcita e a dolomita. (CARBONATOS, 2018).

A apofilita é um mineral da classe dos silicatos que se forma na fase final da cristalização magmática, sendo encontrado em cavidades de rochas magmáticas, como por exemplo, nas amígdalas em basaltos, tendo coloração geralmente branca. (APOFILITA, 2018). Já a saponita é um argilomineral que pertence ao grupo das esmectitas. (ESMECTITAS, [2018?]).

Pahoehoe é um nome havaiano usado para determinar os fluxos de lava que possuem superfícies suaves e levemente onduladas. Esses fluxos provém de lavas

máficas e surgem quase sempre por correntes de lava líquida que fluem abaixo de uma superfície solidificada ou parcialmente solidificada. (LAVA, 2018).

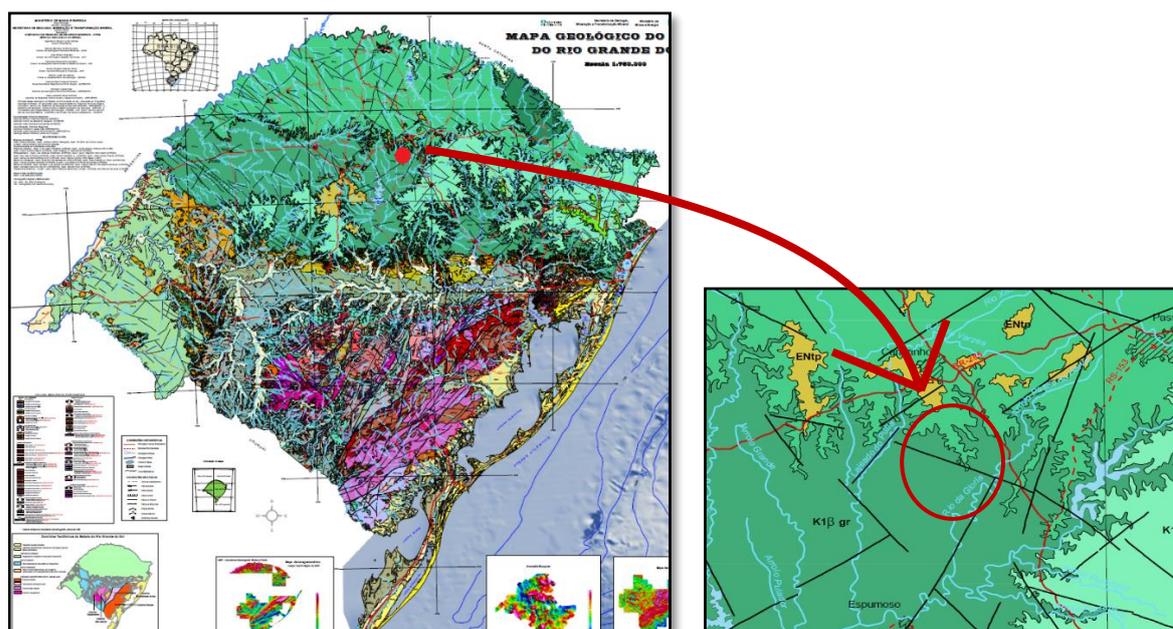
A Formação Botucatu surgiu na época do período Jurássico em condições desérticas, formando assim, deposições de arenitos por meio da ação do vento, sendo essa formação considerada um dos maiores desertos registrados na história do planeta Terra. (RIGO, 2005).

Conforme Guerra (1993), o quartzo é um dos minerais que existe em maior abundância no mundo, sendo sílica quimicamente pura e tendo como forte característica sua alta dureza. A ametista é classificada como um quartzo que apresenta coloração única, sendo ela roxa em função do óxido de manganês.

A seladonita pode ser classificada como um argilomineral verde enriquecido em ferro, tendo sua formação relacionada com alterações de basaltos, através da circulação de água marinha em basaltos submersos. (TOLOTTI, 2017).

O cobre em estado puro é denominado cobre nativo, e é um metal de cor avermelhada com brilho metálico, sendo bom condutor de calor e eletricidade, dúctil e maleável, com elevada resistência à corrosão. (DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL (DNPM), 2001). A barita é um mineral de bário que possui elevada densidade, dureza baixa, possui brilho vítreo e sua cor mais comum é branca a cinza clara. (DNPM, 2009).

Figura 7 - Localização de Não-Me-Toque no mapa geológico



Fonte: Adaptado de Brasil (2006).

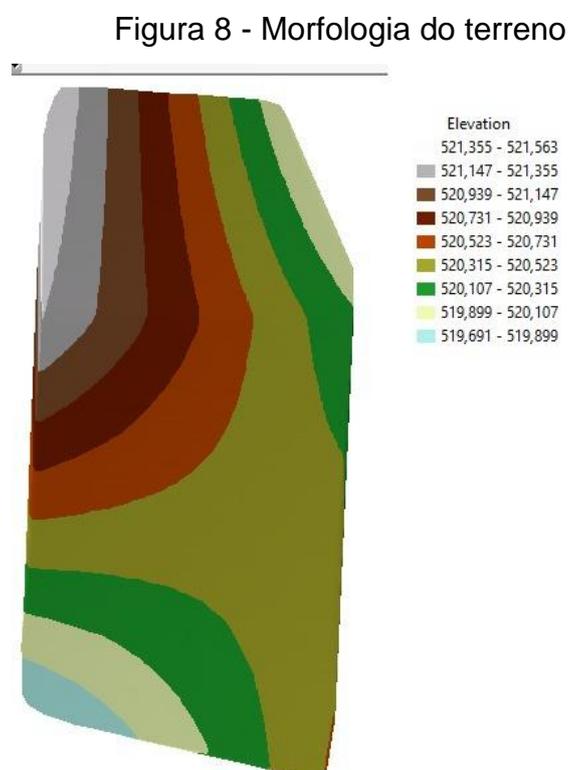
### 2.2.3 Morfologia do Terreno

Um dos motivos pelos quais é importante estudar a morfologia do relevo é para fins de entendimento da formação de solos residuais, pois este fator pode contribuir para a infiltração de água no terreno maciço, tornando mais fácil a ação dos processos de intemperismo químico e originando perfis de solos com destaque para as grandes espessuras dos respectivos solos residuais jovens. (ANTUNES, 2014).

O relevo do local influencia na possibilidade de ocorrer corte e aterro, e seus respectivos volumes de solo, além de poder impactar na logística do canteiro, como por exemplo, no deslocamento de equipamentos e máquinas.

Segundo Hachich (2009), em um projeto de fundações deve-se considerar o fator da topografia do terreno, ou seja, o levantamento topográfico e os dados do terreno ou de encostas e taludes que possam afetar o mesmo.

Na Figura 8 é possível observar a topografia aproximada, sendo que uma das características é o fato de não se tratar de um local com grandes elevações e possuir desníveis que variam no máximo até cerca de 2 metros entre o ponto mais baixo e o mais elevado.



Fonte: Gerado através do software ArcGIS (2018).

### 2.2.4 Plano de Investigação

O plano de investigação deste trabalho aborda os temas de sondagem à percussão e uma breve referência aos ensaios de laboratório, visto que serão melhor explanados individualmente na etapa de metodologia.

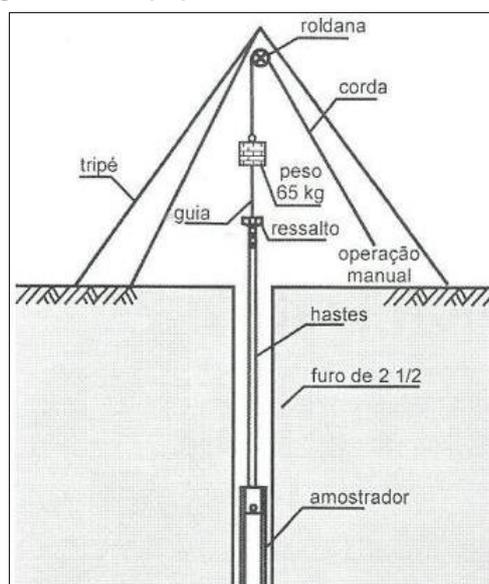
Vale ressaltar que segundo Teixeira e Godoy (2009), em termos de engenharia de fundações, os ensaios de laboratório não são tão usuais. Tem-se a presença maior desses ensaios quando se trata de solos coesivos, por serem, em geral, fáceis de gerar amostras. Já os solos não coesivos e residuais estruturados, em função da dificuldade de amostragem são menos comuns em ensaios de laboratório.

Conforme a revista AdNormas, um outro motivo para os ensaios laboratoriais serem menos utilizados, é o fato de que algumas vezes o tempo de ensaio é incompatível com o ritmo das obras. Entretanto, é importante destacar que para fins de estudos mais detalhados de caracterização e comportamento tensão-deformação, devem ser feitos os ensaios laboratoriais, que possibilitarão o dimensionamento mais racional e preciso. A completa caracterização física e mecânica dos materiais é feita com ensaios de campo, ensaios laboratoriais e observação do comportamento em escala real. (A IMPORTÂNCIA..., 2018).

Por outro lado, referindo-se às sondagens, segundo Schnaid (2000), existem vários métodos de investigação, entretanto, tratando-se de Brasil, é comum ter a sondagem do tipo SPT na maioria dos canteiros de obra, usada tanto com o objetivo de estimar recalques, quanto para definir a capacidade de carga das fundações. Este método possui grandes vantagens que o tornam popular e econômico, tais como, a sua simplicidade e baixo custo de operação, permitindo obter valores numéricos que são usados para desenvolvimento de projetos.

Segundo Moraes et. al. (2006), a sondagem inicia-se com a etapa de perfuração e em seguida é feita a amostragem/ensaio, sendo que na perfuração usa-se trado ou trépano de lavagem com o auxílio de circulação d'água, e na segunda etapa, o amostrador padrão é inserido até o fundo da perfuração, conforme ilustrado na Figura 9. A profundidade total da perfuração é de 450 milímetros, sendo dividido em três etapas de 150 milímetros, tendo como procedimento a aplicação de golpes com um peso de 65 quilogramas por queda livre de uma altura de 750 milímetros. Através da soma das últimas duas medidas, ou seja, os 300 milímetros finais, determina-se o valor de NSPT.

Figura 9 - Equipamento utilizado no SPT



Fonte: Schnaid (2000, p. 10).

Um ponto importante para se ter cuidado, é que mesmo que duas sondagens sejam realizadas no mesmo local e sigam as técnicas recomendadas por norma, podem haver valores de dados distintos. Isso é justificado em consequência da técnica de escavação, da influência do equipamento e das condições do solo na resistência à penetração, devido a energia que o choque do amostrador causa na massa de solo que fica em seu entorno. (SCHNAID, 2000).

A execução do ensaio de SPT é regido pelas normas NBR 6484, que fixa as condições exigidas para a execução do ensaio e aplicação dos resultados em projetos geotécnicos, e a NBR 8038, que abrange o número, a localização e a profundidade das sondagens. (ABNT, 2001).

Conforme a NBR 8036, o número mínimo de sondagens é dimensionado conforme a área do terreno, tal como é descrito no Quadro 8. (ABNT, 1983).

Quadro 8 - Número mínimo de sondagens

Área de projeção em planta do edifício (m <sup>2</sup> )	Número mínimo de sondagens
≤ 1200	1 a cada 200 m <sup>2</sup>
1200 ≤ x ≤ 2400	1 a cada 400 m <sup>2</sup>
≥ 2400	De acordo com plano específico

Fonte: Elaborado pela autora (2019).

## 2.3 SOLOS RESIDUAIS

Neste subcapítulo serão abordados os temas relacionados a solo residual de basalto, desde sua formação até as suas características.

### 2.3.1 Intemperismo, Formação e Classificação do Solo

Conforme explica Pinto (2011), o solo é um material proveniente da decomposição das rochas que faziam parte da crosta terrestre. Essa modificação da crosta pode ser resultante tanto de processos físicos quanto químicos. A alteração das rochas faz com que os solos resultantes se diferenciem pelo tamanho das partículas, que fazem parte de sua composição e também da formação mineralógica da rocha matriz.

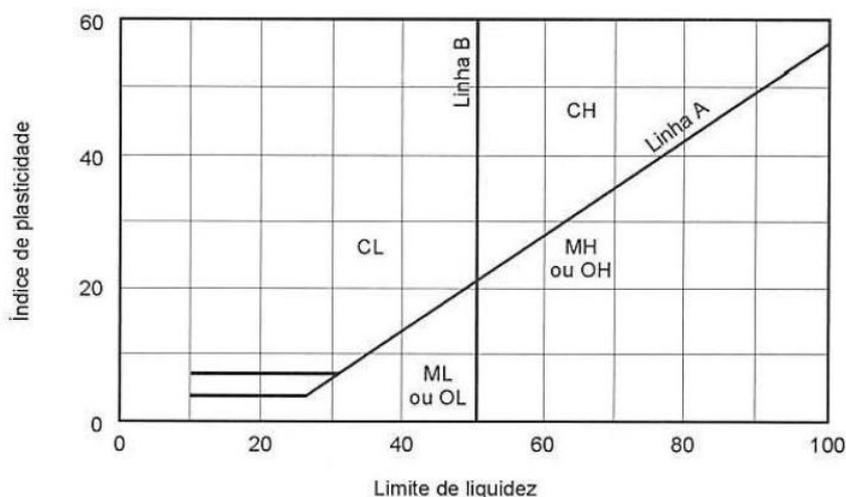
Tal como esclarece Toledo, Oliveira e Melfi (2000) em Decifrando a Terra, esses processos físicos e químicos de alteração das rochas, são denominados como intemperismo e podem surgir de processos como erosão, transporte e sedimentação das rochas. O intemperismo físico, também conhecido como desagregação das rochas, é proveniente principalmente de variações de temperatura, mudança de umidade, congelamento das águas e pressões resultantes do crescimento de raízes nas fissuras de rochas. Já o intemperismo químico, ou seja, a decomposição das rochas, surge principalmente por meio da ação da água da chuva, em função das suas propriedades ácidas, que são resultado da interação do  $O_2$  da água em contato com o  $CO_2$  do ar.

Como existem muitos tipos de solos, com propriedades que resultam em comportamentos diferentes, houve uma necessidade de organizar as informações geradas ao longo do tempo, para que fosse possível classificar o solo e assim permitir ponderar o seu comportamento, ou no mínimo, direcionar um plano de investigação adequado. Atualmente, existem dois sistemas que são os mais utilizados, sendo eles, o sistema de classificação unificada e o sistema rodoviário de classificação. (PINTO, 2011).

No sistema unificado de classificação os solos são divididos em três grandes grupos: solos grossos, solos finos e turfas, sendo que ocorrem subdivisões dentro de cada um deles conforme pode ser observado na Figura 10 e no Quadro 9. (CAPUTO, 2016). Já pelo sistema rodoviário de classificação, a norma americana ASTM D3282

(2004), divide os solos em dois grandes grupos em função da sua granulometria, ou seja, os solos granulares e os solos finos, e subdividem-se em função da plasticidade, de acordo com o que é apresentado no Quadro 10.

Figura 10 - Sistema de classificação unificada



Fonte: Adaptado de Caputo (2016. p.195)

Quadro 9 - Sistema de classificação unificada

SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA		
Classificação Geral	Tipos principais	Símbolos - Significado
<b>Solos Grossos (Menos de 50% passando na # 200)</b>	Pedregulhos ou solos pedregulhosos	GW - Pedregulho bem graduado GP - Pedregulho mal graduado GM - Pedregulho siltoso GC - Pedregulho argiloso
	Areias ou solos arenosos	SW - Areia bem graduada SP - Areia mal graduada SM - Areia siltosa SC - Areia argilosa
<b>Solos Finos (Mais de 50% passando na # 200)</b>	Siltoso ou argilosos	Baixa compressibilidade (LL<50) ML - Silte de baixa compressibilidade CL - Argila de baixa compressibilidade OL - Solo orgânico de baixa compressibilidade
		Alta compressibilidade (LL>50) MH - Silte de alta compressibilidade CH - Argila de alta compressibilidade OH - Solo orgânico de alta compressibilidade
<b>Solos altamente orgânicos</b>	Turfas	Pt - Turfa

Fonte: Adaptado de Caputo (2016. p.196)

Quadro 10 - Sistema de classificação rodoviário

SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO RODOVIÁRIO											
Classificação Geral	Solos granulares (Peneira #200<35%)							Solos silto-argilosos (Peneira #200>35%)			
Grupos	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
Peneira # 10	<50										
Peneira # 40	<30	<50	>50								
Peneira # 200	<15	<25	<10	<35	<35	<35	<35	<35	<35	<35	<35
LL - Limite de liquidez	-	-	-	<40	<40	<40	<40	<40	<40	<40	<40
IP - Índice de plasticidade	<6	<6	NP	<10	<10	<10	<10	<10	<10	<10	<10
IG - Índice de grupos	0	0	0	0	0	<4	<4	<8	<12	<16	<20
Tipo de material	Fragmentos de pedra, pedregulho e areia		Areia fina	Pedregulhos e areias siltosas ou argilas				Solos siltosos		Solos argilosos	
Classificação como subleito	Excelente a bom						Regular a mau				

Fonte: Adaptado de Caputo (2016. p.197)

### 2.3.2 Solo Residual de Basalto

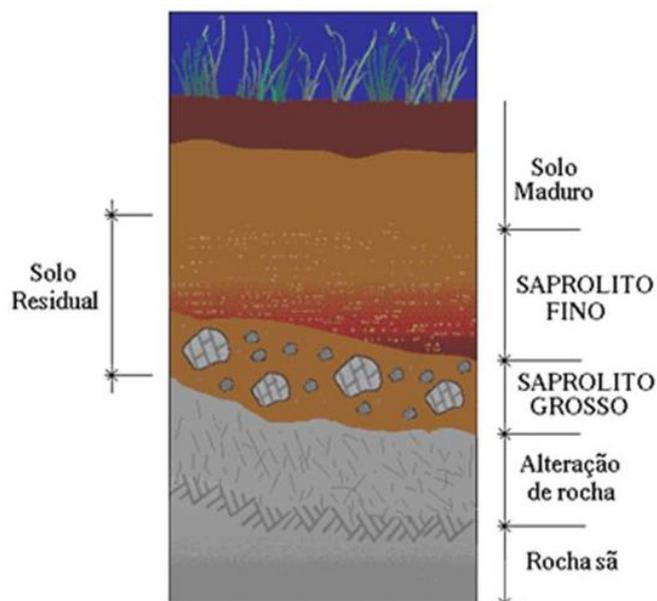
A classificação do solo pela sua origem divide-se em dois grupos, os solos residuais, que são resultado da decomposição das rochas e que permanecem no local de sua formação, e os solos transportados, que são aqueles que saíram de seu local inicial por meio de algum agente de transporte, como a gravidade, a água, o vento e o gelo. (PINTO, 2009).

Para fins desta pesquisa serão abordados os solos residuais, conforme foi identificado na área de estudo. Conforme explica Pinto (2009), uma regra fundamental para que ocorra a formação de solos residuais é que a velocidade da decomposição da rocha deve ser maior que a velocidade de remoção por agentes externos. Logo, é importante identificar que os fatores que influenciam na velocidade de decomposição das rochas são a temperatura, as chuvas e a vegetação, e que por isso, as regiões tropicais possuem maior índice de solos residuais.

Segundo Vargas (1978), os solos residuais são divididos em três camadas. A mais superficial delas é solo maduro, ou seja, não possui a estrutura original da rocha-mãe. A camada intermediária é de solo saprolítico, que possui a estrutura original da rocha-mãe, mas não a mesma consistência dela. Já a rocha alterada, é a mais interna das camadas e possui alguns grandes blocos da rocha original.

A seguir, na Figura 11, estão ilustradas de forma esquemática as camadas de solos residuais.

Figura 11 - Camadas do solo residual



Fonte: Solo... (2018).

Segundo Leinz (1985), as rochas se dividem em três grandes grupos de acordo com sua origem. As magmáticas (também conhecidas como ígneas) que surgem da consolidação do magma, as sedimentares que são formadas através da erosão de outra rocha e as metamórficas, que são rochas magmáticas ou sedimentares que passaram por transformações e se adaptaram a novas condições de temperatura e pressão, por exemplo.

O basalto, é uma rocha magmática, e por isso, sua origem é primária, além disso, trata-se de uma rocha com textura microcristalina, vítrea ou porfírica. Isso significa que o basalto é uma rocha vulcânica, formada através do extravasamento do magma, e tendo uma transformação brusca do estado líquido para o sólido, não havendo a cristalização dos minerais, acarreta na textura vítrea. Já a textura porfírica é resultado da queda brusca de temperatura que atinge a lava que se consolida na superfície terrestre. (LEINZ,1985).

Segundo Szabó, Babinski e Teixeira (2000), pela composição química dos basaltos, este é considerado uma rocha básica, com teor de sílica entre 52% e 45%, tendo teores altos de magnésio, ferro e cálcio, dando à rocha uma coloração escura em função dos minerais máficos.

Ainda, sabe-se que o basalto é sempre melanocrático e pode ser altamente vesicular, com o preenchimento das vesículas principalmente por quartzo, ágata e

zeólitos. Em uma matriz afanítica, ou seja, que não se pode distinguir os constituintes, geralmente têm fenocristais e plagioclásio cálcico e de piroxênio. (LEINZ,1985).

Abaixo, na Figura 12, um exemplo de basalto em que é possível observar as características anteriormente citadas, principalmente no que se refere à cor, textura e a característica vesicular.

Figura 12 - Basalto



Fonte: Basalto... (2018).

Segundo Pinto (2009, p. 63), “[...] solos residuais de basalto são predominantemente argilosos”. Segundo Diemer (2008), os solos residuais de basalto são compostos essencialmente por minerais secundários, sendo ricos em argilominerais expansivos, geralmente apresentando textura argilosa de cor vermelha escura, com uma boa drenagem.

## 2.4 ESTABILIZAÇÃO DO SOLO

Segundo Sales (1998) a estabilização dos solos consiste em um processo físico-químico-mecânico de aumentar a resistência do solo e diminuir sua compressibilidade e permeabilidade. A alteração do solo pode acontecer por meio de compactação, drenagem, estabilização granulométrica, injeções de materiais estabilizantes, entre outros.

Conjuntos habitacionais de baixo custo que tenham solos com baixa capacidade de suporte e alta deformabilidade, e que em algumas partes desse

empreendimento seja inviável optar por fundações profundas, são exemplos de que a estabilização pode ser usada como solução. (LOPES JUNIOR, 2011).

Conforme Nunez (2011), mesmo que o solo seja complexo e variável, o fato de ele estar em abundância e o baixo custo são vantagens e justificativas do seu uso como suporte da carga, mesmo havendo necessidade de implementar a adição de algum aglomerante para a estabilização de suas propriedades. O tipo de estabilização a ser adotado é influenciado pela natureza da estrutura e pelas propriedades geotécnicas e físico-químicas do solo.

Tanto a estabilização, quanto o melhoramento do solo são utilizados em diferentes obras de engenharia tais como, bases e sub-bases para pavimentos, aterros, taludes e fundações. À exemplo disso, algumas obras no Brasil que executaram a estabilização através do solo-cal são o aeroporto de Congonhas na área de hangares da Varig, 1 quilômetro perto do km 10 na rodovia Curitiba-Porto Alegre, 300 metros perto de Sobradinho/DF na rodovia Brasília/Fortaleza, 18 quilômetros na avenida Sernambetiba, na Guanabara, Rio de Janeiro, e na BR 377 entre Cruz Alta e Carazinho. (GUIMARÃES, 2002).

#### **2.4.1 Estabilização Mecânica, Física e Química**

A estabilização mecânica pode ocorrer por compactação e drenagem, a estabilização física por meio de mudança de temperatura, hidratação, evaporação e adsorção, e a estabilização química por troca de íons, precipitação, polimerização e oxidação. (NUNEZ, 1991).

A estabilização química é uma opção indicada quando o solo disponível não atende aos requisitos de projeto e a alteração física não foi suficiente para melhorar suas propriedades. Assim, pode-se utilizar alguns agentes que criem a cimentação entre os grãos do solo, sendo que a escolha do estabilizante depende das condições práticas e econômicas do projeto. (CAMACHO, 2018).

#### **2.4.2 Solo-cal e Solo-cimento**

Segundo Nunez (1991), o ganho de resistência através da mistura solo-cal é justificado através de 4 efeitos, sendo eles, a formação do hidróxido de cálcio cristalino, a formação do carbonato de cálcio, e a formação de silicatos e aluminatos

hidratados de cálcio, todos os três com efeito cimentante, e por último, a floculação e a troca de íons, que são a razão pela qual a adição da cal tem efeitos imediatos no solo. Já a formação de silicatos e aluminatos hidratados de cálcio é o que justifica a ligação entre as partículas durante o processo da cura. Em resumo, a floculação tem ação imediata e a ligação por silicatos é um processo mais lento.

A mistura de solo-cimento é a combinação de água, solo e cimento de maneira a obter as características de durabilidade e resistência mecânica do solo. As reações cimentantes pelas quais os três componentes passam dividem-se em duas, as primárias para solos granulares e sem argila e as secundárias para solos predominantemente argilosos. (SALES, 1998).

Conforme Lopes Junior (2011), a estabilização do solo usando solo-cal ou solo-cimento é amplamente utilizado para a execução de rodovias e na proteção de taludes contra a erosão em obras hidráulicas, além de poder ser utilizado em obras de pequeno porte, quando se tem solos com baixa capacidade de suporte ou baixa estabilidade volumétrica.

Em geral, quando se tem solos com essas insuficiências opta-se por fundações profundas para que estas atravessem o material menos resistente e atinjam camadas com capacidade de suporte maior. Entretanto, o uso deste tipo de fundações, pode se tornar caro e inviabilizar edificações de baixa renda como conjuntos habitacionais sociais. (THOMÉ, 1999).

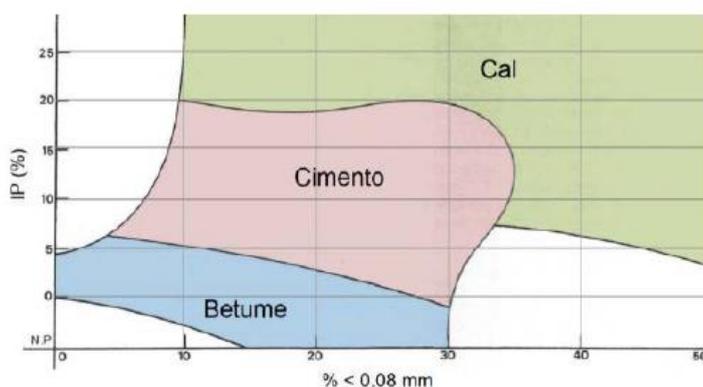
Camacho (2018) cita que a combinação solo-cal é mais indicada para solos que possuem o índice de plasticidade maior que 10%, sendo geralmente argilas. Por outro lado, a combinação solo-cimento, mesmo sendo indicado para quase todos os tipos de solo, exceto os que possuem altos teores de matéria orgânica, recomenda-se que a estabilização com cimento seja feita em solos arenosos por possuírem facilidade de mistura e conseqüentemente uma resistência final maior.

Segundo Faro (2014), a grande maioria dos solos pode ser tratado com cimento, sendo que solos granulares, ou seja, de 5% a 35% passante na peneira nº 200, possuem vantagem pela facilidade de mistura e necessidade de menores teores de cimento, se tornando mais econômicos. Também podem ser tratados com cimento, os solos que tenham 100% passante na peneira com abertura de 75mm e que no máximo 45% dos grãos fique na peneira de abertura 4,8mm, e estejam enquadrados nas categorias A1, A2, A3 e A4 pela classificação rodoviária.

De acordo com Epps, Dunlap e Gallaway (1971 apud BEHAK, 2007) a cal tende a reagir melhor com solos cuja a granulometria se enquadra como média, moderadamente fina ou fina, e por isso os solos dos grupos A-5, A-6, A-7 e alguns A-2-6 e A-2-7, do sistema de classificação da AASHTO, são os recomendados para estabilizar com cal. Pela classificação no sistema unificado, os solos classificados como CH, CL, MH, ML, CL-HL, SC, SH, GC e GH, tem melhores resultados com a cal.

Outra maneira de definir qual a melhor estabilização química a ser adotada, é através do diagrama de Houben e Guillaud (1995 apud PINTO, 2016), que é fundamentado no tamanho das partículas e no índice de plasticidade, conforme Figura 13.

Figura 13 - Diagrama para definir o estabilizante



Fonte: Houben e Guillaud (1995 apud PINTO, 2016).

### 2.4.3 Solo-cal

Ao longo dos anos pode-se observar através de várias pesquisas realizadas com ensaios de placa e prova de carga em verdadeira grandeza, que o uso de cal na estabilização de solo aumenta a capacidade de carga e reduz os recalques. Entretanto, pelo fato do solo ter um comportamento mecânico complexo, alguns fatores como a quantidade de cal adicionada, a porosidade da mistura e principalmente o tempo de cura da mistura, irão influenciar nos resultados. (LOPES JUNIOR, 2011).

Segundo Guimarães (2002), as adições de determinados teores de cal alteram a rigidez, a resistência e o comportamento do solo, sendo essa técnica bastante pesquisada nos últimos anos por vários países. Epps, Dunlap e Gallaway (1971 apud BEHAK, 2007) complementam que a mistura solo-cal tende a modificar o solo,

diminuindo sua plasticidade, resultando no aumento da trabalhabilidade, redução da expansão e aumento da resistência.

Dentre os motivos que justificam o solo-cal como uma boa opção para estabilização do solo destaca-se o fato de que por vezes as distâncias entre jazidas são grandes, que se tornam inviáveis de fazer a substituição de camadas de solo. Além disso, existe a questão ambiental, pois não há a preservação da área de retirada do solo e por não ser feito uso do recurso disponível in loco. (NUNEZ, 1991).

Conforme Dalla Rosa (2009), o aumento da resistência à compressão simples é diretamente proporcional ao aumento nos teores de cal, sendo que mesmo pequenos teores já são suficientes para ganho de resistência. Ainda, a autora constatou que tem-se aumento de 55% de resistência quando o teor de cal passa de 3% para 9%.

Conforme Azevedo (2010), a água é fundamental no processo das reações do solo-cal, por ser o meio no qual as reações irão ocorrer e também para a obtenção da densidade correta na compactação da mistura. Mas é importante ressaltar que a quantidade de água a ser adicionada não pode ser em excesso, por prejudicar as reações de forma a afastar as partículas umas das outras, enfraquecendo as forças de atração iônicas.

Outro ponto a ser considerado, segundo Ingles e Metcalf (1972) é que o uso da água potável, ou seja, proveniente do abastecimento público, na mistura solo-cal tem um efeito satisfatório, por trazer resultados dentro do laboratório mais parecidos com o resultado real de campo.

A cal é produto do processo de calcinação, que através de temperaturas de 1000 °C, as rochas carbonatadas se transformam em cal virgem. Com o processo de hidratação a cal virgem torna-se cal hidratada, subdividindo-se em função da sua composição química, como CHI (maiores teores de cálcio e menores teores de carbono), CHII e CHIII. Ainda, sabe-se a cal hidratada é mais utilizada do que a cal virgem no processo de estabilização química do solo. (GUIMARÃES, 2002).

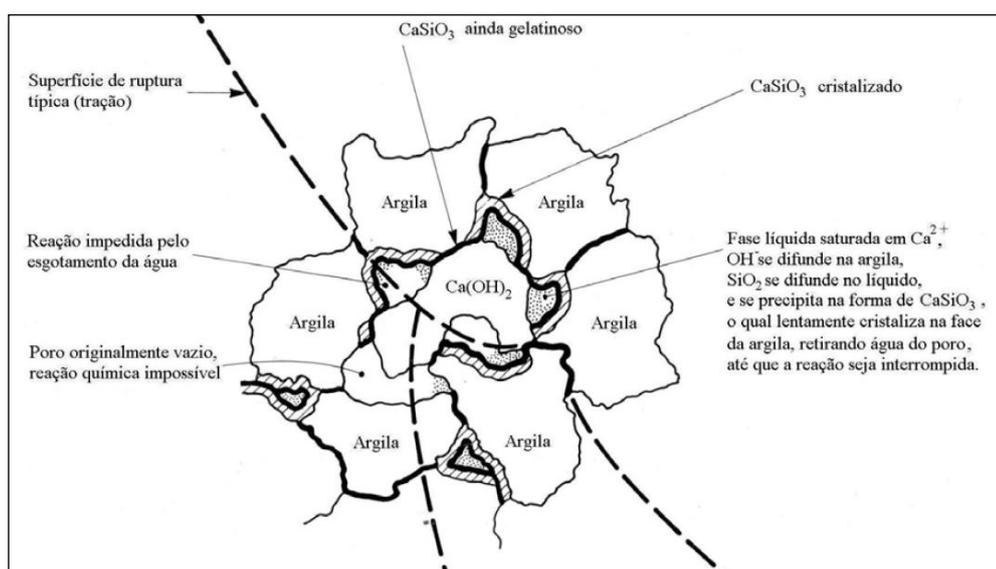
Em acordo com o que já citado no item 2.4.2, Ingles e Metclaf (1972) afirmam que a cal tem pouca eficiência em solo com alta porcentagem de matéria orgânica ou com pouca ou nenhuma quantidade de argila, tendo um efeito mais positivo em solos argilosos. Ingles e Metcalf complementam que a técnica solo-cal pode ser usada em fundações de edificações de pequeno porte, com o objetivo de evitar patologias na

edificação, em função da baixa capacidade de suporte de solo e também pela baixa estabilidade.

A desvantagem do uso da cal virgem é que se a temperatura do processo de calcinação for muito elevada, isso resultará em um produto sobrecalcinado, ou seja, de lenta hidratação. Por outro lado, se as temperaturas forem baixas em demasia, a cal virgem obtida terá uma parcela de carbonato original. Ambos os extremos na questão temperatura, inviabilizam a cal virgem para uso na estabilização de solos. Também existe a opção da cal residual, também chamada de rejeito de cal, que por ter sua qualidade heterogênea, não compensa o fato de ser barata. Por fim, a cal hidratada, por ter afinidade química com a água, é a melhor opção para a estabilização. (AZEVEDO, 2010).

Conforme já citado anteriormente no item 2.4.2, as reações solo-cal se dividem em duas etapas: a fase rápida, que envolve as interações no início do processo, e a fase lenta, que é responsável principalmente pelo aumento da resistência. As interações que ocorrem entre o solo e a cal acontecem pela fonte de cálcio livre, que apresentado em quantidades corretas, é absorvido pelos argilominerais presentes no solo. As reações pozolânicas resultantes da mistura permitem o contínuo ganho de resistência, influenciados pelas fontes de sílica, alumina e ferro que reagem com a cal e a água. (LOPES JUNIOR, 2011). Na Figura 14 é possível observar alguns processos que ocorrem com a mistura.

Figura 14 - Mecanismo de estabilização solo-cal



Fonte: Adaptado de Ingles e Metcalf (1972).

### 2.4.3.1 Dosagem

De acordo com Lopes Junior (2011), a literatura serve como balizadora na determinação do teor de cal necessário para o desenvolvimento do processo de dosagem convencional do solo-cal. Uma outra opção para a escolha destes valores é através de ensaios laboratoriais.

Um método para a determinação dos teores de cal, segundo Eades e Grim (1966), é o método da verificação do pH da mistura solo+cal, que visa definir como teores as misturas que assegurem um teor de pH de 12,4, afim de que as reações pozolânicas ocorram, gerando assim, o aumento da capacidade de suporte do solo.

Segundo Dalla Rosa (2009), o teor de cal pode variar conforme o objetivo a ser alcançado, por exemplo, pode-se optar pela modificação do solo, em que o teor de cal adicionado é pequeno, ocorrendo apenas reações da fase rápida, ou pode-se ter o intuito de estabilizar o solo, em que o teor de cal adicionado seja suficiente para reações rápidas e lentas. Para isso pode-se utilizar de ferramentas como o Quadro 11, que resume a estimativa de teores de cal a serem adicionados de acordo com a granulometria do solo e o objetivo da mistura solo-cal.

Quadro 11 - Teores de cal a serem adicionados na mistura solo-cal

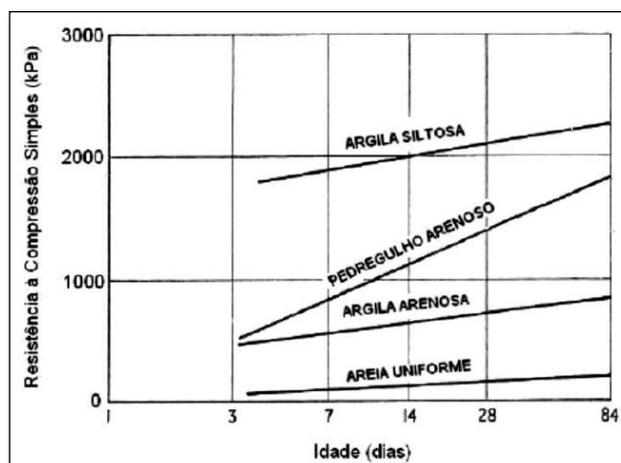
<b>Tipo de solo</b>	<b>Teor de cal para modificação (%)</b>	<b>Teor de cal para estabilização (%)</b>
Pedra finamente britada	2 a 4	Não recomendado
Pedregulho argiloso bem graduado	1 a 3	$\geq 3$
Areias	Não recomendado	Não recomendado
Argila arenosa	Não recomendado	$\geq 5$
Argila siltosa	1 a 3	2 a 4
Argilas	1 a 3	3 a 8
Solo orgânico	Não recomendado	Não recomendado

Fonte: Adaptado de Inglês e Metcalf (1972).

### 2.4.3.2 Influência da Temperatura e do Tempo de Cura

Segundo Villalba (2015), o tempo de cura influencia tanto na resistência a compressão quanto no fator durabilidade, tendo diferentes comportamentos conforme o tipo de solo, como mostra na Figura 15.

Figura 15 - Influência do tempo de cura em ensaio de compressão simples de solos estabilizados com cal



Fonte: Adaptado de Ingles e Metcalf (1972).

Em pesquisas realizadas por Lopes Junior (2011) e Dalla Rosa (2009), observou-se que ocorreu um aumento aproximado de 50% na resistência a compressão de 28 para 90 dias de cura. Segundo Dalla Rosa (2009), existem estudos que afirmam que o tempo de cura na temperatura ambiente é o fator mais determinante no ganho de resistência à compressão simples.

Segundo Thomé (1999), corpos de prova curados em temperaturas abaixo de 6 °C não apresentam ganho de resistência diferente de corpos de prova não curados, já os corpos de prova submetidos a temperaturas inferiores a 0 °C podem ter o risco de congelamento da água nos poros. E por fim, nas temperaturas de 28 °C e 44 °C ocorre o aumento de resistência de 6 e 18 vezes.

Observa-se em grande parte dos estudos realizados na área de estabilização com solo-cal, que as análises referentes ao ganho de resistência à compressão simples são avaliadas em tempos de cura maiores que 28 dias, sendo as idades mais usuais são 60, 90 e 180 dias. Pode-se observar através dos resultados que o solo continua ganhando resistência e que isso deve-se às reações lentas da mistura. Em termos de resistência o adequado são temperaturas ambientes, que não sejam menores a 6 °C.

### 3 METODOLOGIA

A metodologia escolhida para o desenvolvimento do estudo, baseia-se inicialmente em um ensaio de campo do tipo SPT, que além de informar dados sobre as camadas de solo, suas respectivas características e o nível do lençol freático, também auxiliou na escolha mais adequada do local para fazer a retirada da amostra indeformada que foi usada na sequência nos ensaios de laboratório para fins de caracterização do solo.

A caracterização do solo através de ensaios de laboratório teve como objetivo obter os dados de umidade natural, índices físicos, limites de plasticidade e liquidez, peso específico real dos grãos, análise granulométrica, compressão edométrica, cisalhamento direto, compactação e compressão simples. Os resultados serviram para definir qual a classificação do solo, e por consequência foram usados principalmente para os cálculos de suporte de carga de fundações. Ainda, com os valores de índice de plasticidade e granulometria, e utilizando o diagrama de Houben e Guillaud, determinou-se que o agregado a ser usado na estabilização é a cal.

Para fins de obtenção de dados na discussão referente a estabilização do solo foram retirados aproximadamente 30 kg de amostra deformável de local próximo ao que foi retirada a amostra de solo indeformável usada nos ensaios de caracterização. Assim, através do ensaio de compressão simples foram comparados os valores de resistência do solo em seu estado natural e com adição de cal. Além disso, na análise de estabilização de solo com cal, foi verificado o pH em todos os teores aplicados nesta pesquisa, para a verificação de quais teores atingiram o pH adequado à mistura.

#### 3.1 AMOSTRAGEM DO SOLO

A amostra indeformada de solo foi retirada no ponto de sondagem 03, conforme anexo A, em uma profundidade de aproximadamente 2 metros e seguindo as instruções da norma NBR 6457 (ABNT, 2016a). Inicialmente, a vala foi escavada com o equipamento retroescavadeira de modo a retirar o material orgânico e a vegetação da camada mais superficial do terreno.

O processo de retirada da amostra indeformada consistiu em cravar um amostrador metálico com o auxílio da retroescavadeira e depois retirar o amostrador com a concha do mesmo equipamento, conforme Figura 16.

Figura 16 - Etapas do processo de retirada da amostra indeformada



Fonte: Elaborada pela autora (2019).

A amostra foi transportada até a UNISINOS (campus São Leopoldo) dentro do amostrador metálico e com uma lona no entorno para que não houvesse modificações nas propriedades do solo. Para o acondicionamento no laboratório manteve-se o mesmo procedimento utilizado no transporte.

Para o ensaio de compressão edométrica foram retirados corpos de prova a partir da amostra indeformada adquirida com o amostrador metálico e levada até o laboratório de mecânica dos solos. Entretanto, para os ensaios de cisalhamento direto foram extraídos corpos de prova indeformados diretamente do local, em função de não ter sido possível obter o número mínimo de corpos de prova necessários para esta pesquisa através do solo indeformado do amostrador metálico.

O mesmo problema ocorreu com o corpo de prova para o ensaio de compressão simples, porém, este foi moldado no laboratório com solo solto. O processo de moldagem iniciou com o cálculo do peso específico natural ( $\gamma_n$ ) e na sequência, o cálculo do peso ( $P$ ) de solo a ser acomodado dentro do volume do molde. Para estes cálculos foram utilizados os valores de peso específico aparente seco do campo ( $\gamma_d$ ), teor de umidade ( $w$ ) do solo naquele momento e dimensões do molde para cálculo do volume ( $V$ ). As equações utilizadas foram as Equações 18 e 19.

$$\gamma_n = \gamma_d * (1 + w) \quad \text{(Equação 18)}$$

$$\gamma_n = \frac{P}{V} \quad \text{(Equação 19)}$$

Com os valores calculados, dividiu-se o peso e o volume do molde em três partes iguais e assim, com o auxílio de um soquete colocou-se 1/3 do peso de solo dentro de 1/3 do volume do molde. Entre as camadas foi escarificado com uma espátula para maior adesão entres as camadas. O molde utilizado, foi o mesmo do trabalho de conclusão de curso de Camacho (2018), conforme Fotografia 1.

Fotografia 1 - Molde e cilindro do ensaio de compressão simples



Fonte: Registrada pela autora (2019).

As características técnicas do molde são: o material utilizado foi o PVC, o diâmetro interno é de 53,4 mm com friso na lateral do molde de 3,4 mm, ou seja, quando o molde fecha, o diâmetro interno fica 50 mm, e altura de 15 cm. (CAMACHO, 2018).

Como o molde utilizado tinha 15 cm de altura, todos os corpos de prova foram cortados para ter uma altura final de 10 cm e assim poderem ser rompidos na prensa disponibilizada no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS).

Por fim, os ensaios de umidade, sedimentação, peso específico real dos grãos, granulometria, limites de Atterberg, compactação foram realizados com amostra deformada.

### 3.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Conforme citado anteriormente, os ensaios de laboratório foram feitos com o objetivo de caracterizar o solo, dentro da investigação geotécnica, para a obtenção de dados que são fundamentais na decisão de qual tipo de fundação adotar em um terreno. Todos os ensaios foram realizados no LMS da Unisinos.

### 3.2.1 Umidade Natural

Segundo Caputo (2016) a umidade é a relação entre o peso da água e o dos sólidos, e conforme Pinto (2000), ela pode ser representada pelas as letras  $w$  ou  $h$ . Para definir o valor da umidade através da metodologia da estufa, é necessário pesar o solo em seu estado natural e também em seu estado seco, ou seja, depois de passar por uma estufa com temperatura aproximada de 105 °C. Por fim, com os dados apurados antes e depois da colocação do solo na estufa, calcula-se através da Equação 20 o teor de umidade.

$$\text{teor de umidade} = \frac{(\text{massa de solo úmida} + \text{massa da cápsula}) - (\text{massa de solo seco} + \text{massa da cápsula})}{(\text{massa de solo seco} + \text{massa da cápsula}) - (\text{massa da cápsula})} * 100\%$$

(Equação 20)

Outra metodologia utilizada para a determinação da umidade natural foi o método da frigideira, que consiste em colocar o solo úmido na frigideira e esquentá-lo até que toda a água evapore. O cálculo é feito através da mesma fórmula do método da estufa, apenas substituindo a *massa da cápsula* pela *massa da frigideira*.

Tanto a verificação da umidade pelo método da estufa, quanto pelo método da frigideira, obedeceram aos preceitos da norma NBR 16097. (ABNT, 2012).

### 3.2.2 Índices Físicos

Os índices físicos determinados foram o peso específico natural ( $\gamma_n$ ), peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ), peso específico real dos grãos ( $\gamma_s$ ), peso específico da água ( $\gamma_w$ ), índice de vazios ( $e$ ), porosidade ( $\eta$ ), grau de saturação ( $S$ ) e peso específico saturado ( $\gamma_{sat}$ ).

Segundo Pinto (2000), o peso específico natural é a razão entre o peso total do solo e seu volume total, sendo determinado através dos dados previamente obtidos de volume e peso do corpo de prova. Logo, foram medidas as dimensões de altura, largura e comprimento de dois corpos de prova moldados para o cisalhamento direto e feita a média entre eles. Já para o valor do peso, foi utilizada uma balança de precisão e feita a pesagem das duas amostras, calculando a média entre elas.

O peso específico real dos grãos é determinado conforme a ABNT (1984b) NBR 6508, sendo que para um picnômetro de 500 cm<sup>3</sup> iniciou-se o ensaio com 50 gramas de solo seco. No fim do ensaio, pesou-se o conjunto total (picnômetro+água+solo) e

foi verificada a temperatura do líquido. Através de tabelas disponibilizadas pelo LMS identificam-se os valores de peso específico da água e do conjunto picnômetro+água. Na Fotografia 2 pode-se observar uma das etapas do ensaio.

Fotografia 2 - Ensaio de peso específico real dos grãos



Fonte: Registrada pela autora (2019).

O peso específico da água geralmente é definido no valor de  $10 \text{ kN/m}^3$ , mesmo que possa ocorrer algum tipo de alteração devido à temperatura. (PINTO, 2000).

Os demais índices físicos por não poderem ser definidos diretamente através de ensaios de laboratório, foram calculados por uma sequência de fórmulas, que derivaram inicialmente dos valores de umidade, peso específico natural, peso específico real dos grãos e peso específico da água.

O peso específico aparente seco é a relação entre o peso dos sólidos e o volume total. Pelo fato de se trabalhar com a hipótese de um solo manter seu volume, mas estar em seu estado seco, trata-se de um índice que não é determinado diretamente em laboratórios, e sim, através de um cálculo conforme Equação 21.

$$\text{peso específico aparente seco } (\gamma_d) = \frac{\text{peso específico natural}}{1+\text{umidade}} \quad (\text{Equação 21})$$

Conforme Caputo (2016, p. 45), o índice de vazios “É a razão entre o volume de vazios  $V_v$  e o volume  $V_s$  da parte sólida de um solo”, sendo também definido pela Equação 22.

$$\text{índice de vazios } (e) = \frac{\text{peso específico real dos grãos}}{\text{peso específico aparente seco}} - 1 \quad (\text{Equação 22})$$

Já os valores de porosidade, grau de saturação e peso específico saturado são obtidos através das Equações 23, 24 e 25, respectivamente.

$$\text{porosidade } (\eta) = \frac{\text{índice de vazios}}{1 + \text{índice de vazios}} * 100 \quad (\text{Equação 23})$$

$$\text{grau de saturação } (S) = \left[ \frac{\left( \frac{\text{peso específico real dos grãos}}{\text{peso específico da água}} * \text{umidade} \right)}{\text{índice de vazios}} \right] * 100 \quad (\text{Equação 24})$$

$$\text{peso específico saturado } (\gamma_{\text{sat}}) = [(1 - \text{porosidade}) * \text{peso específico real dos grãos}] + (\text{porosidade} * \text{grau de saturação} * \text{peso específico da água}) \quad (\text{Equação 25})$$

### 3.2.3 Limites de Atterberg

Conforme ABNT (2016c), para definir o limite de plasticidade o ensaio seguiu as determinações da norma NBR 7180, sendo moldados 5 cilindros de 3 milímetros de diâmetro por 10 milímetros de comprimento, obtendo um aspecto visual final, ou seja, com as fissuras aparentes, conforme pode ser observado na Fotografia 3.

Fotografia 3 - Ensaio de plasticidade



Fonte: Registrada pela autora (2019).

O limite de liquidez, teve seu ensaio seguindo as determinações da norma NBR 6459, e obtendo consistências que fecharam a ranhura nos seguintes intervalos de golpes: 15-20, 21-25, 26-30, 31-35 e 36-40. (ABNT, 2016b). A seguir, na Fotografia 4, segue uma imagem do ensaio.

Fotografia 4 - Ensaio de limite de liquidez



Fonte: Registrada pela autora (2019).

O índice de plasticidade (IP) segundo Caputo (2016), consiste na diferença entre o limite de liquidez (LL) e o limite de plasticidade (LP), tal como mostra a Equação 26, sendo que em solos arenosos considera-se o IP nulo, e os solos argilosos subdividem-se em três classificações.

$$IP = LL - LP \quad (\text{Equação 26})$$

Por outro lado, o índice de consistência (IC) se refere a consistência do solo em seu estado natural, também subdividindo as argilas quanto à classificação, e é determinado conforme Equação 27. (CAPUTO, 2016).

$$IC = \frac{LL - w}{IP} \quad (\text{Equação 27})$$

### 3.2.4 Análise Granulométrica

A análise granulométrica consistiu em inicialmente executar o ensaio de sedimentação e em seguida fazer o peneiramento fino, sendo ambas as etapas realizadas conforme a NBR 7181. (ABNT, 2016d). Na etapa de sedimentação, apresentada na Fotografia 5, foram feitas as leituras e a verificação da temperatura nos tempos pré-determinados de 30 segundos, 1 minuto, 2 minutos, 4 minutos, 8 minutos, 15 minutos, 30 minutos, 1 hora, 2 horas, 4 horas, 6 horas (deveria ter sido feito em 8 horas, mas em função do horário de funcionamento do laboratório, foi necessária a adequação) e 24 horas.

Fotografia 5 - Ensaio de sedimentação



Fonte: Registrada pela autora (2019).

O peneiramento fino realizado na sequência do ensaio de sedimentação, utilizou um agitador mecânico com o seguinte conjunto de peneiras: 1,2; 0,6; 0,42; 0,25; 0,15 e 0,075 milímetros.

### 3.2.5 Compressão Edométrica

O ensaio de compressão edométrica, também conhecido como ensaio de adensamento unidimensional, é regido pelas determinações da norma NBR 12007. Este ensaio tem como objetivo determinar as propriedades de adensamento do solo, sendo que a amostra utilizada é lateralmente confinada e axialmente carregada e drenada. (ABNT, 1990).

Foram realizados dois ensaios de adensamento. O primeiro deles foi realizado durante onze dias úteis, em estado inundado, com os carregamentos de 5 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa, e descarregamentos de 800 kPa para 400 kPa, 400 kPa para 200 kPa, 200 kPa para 100 kPa, 100 kPa para 50 kPa e por fim o descarregamento total de 50 kPa para 0 kPa.

A partir da análise feita com os resultados do primeiro ensaio, foi realizado um segundo ensaio de adensamento, que teve duração de 14 dias úteis, iniciando em estado seco no pré-carregamento de 5 kPa e no carregamento de 30 kPa. Quando o ensaio ficou estável, foi mudado seu estado de seco para inundado e continuou-se o ensaio do mesmo jeito que o primeiro realizado, com os carregamentos de 50, 100, 200, 400 e 800 kPa, e os descarregamento de 800-400, 400-200, 200-100, 100-50 e 50-0 kPa.

### 3.2.6 Ensaio de Compactação

O ensaio de compactação seguiu as determinações da norma NBR 7182. (ABNT, 1986). Preliminar ao ensaio, foi estimada a umidade ótima através de interpolação para o limite de liquidez obtido com 25 golpes, e também calculada a umidade higroscópica através do método da frigideira. Em seguida, foram utilizadas as Equações 28, 29, 30 e 31, para a verificação da necessidade de adição de água antes de iniciar a compactação e por fim, quanto adicionar de água a cada ponto de compactação.

$$\text{Umidade inicial } (w_o) = \text{Umidade ótima estimada} - 5 \quad (\text{Equação 28})$$

$$\text{Variação da umidade } (\Delta w) = w_o - \text{whigroscópica} \quad (\text{Equação 29})$$

$$\text{Peso do solo seco } (w_s) = \frac{3000}{1 + \frac{\text{whigroscópica}}{100}} \quad (\text{Equação 30})$$

$$\text{Variação da umidade a 2\% entre os pontos de compactação } (\Delta W_w) = W_s \times 0,02 \quad (\text{Equação 31})$$

Em função do valor de variação de umidade ( $\Delta w$ ) ter sido negativo, não foi necessário adicionar água no solo antes de iniciar o ensaio. Por outro lado, obteve-se o valor de 47,65 gramas de água a ser acrescentada entre os pontos de compactação.

A energia adotada para este ensaio foi a intermediária, sendo dividindo o solo em três camadas e aplicando 26 golpes em cada uma delas, além disso o procedimento de ensaio consistiu no reuso de material (solo) para os cinco pontos de compactação. Na Figura 17 pode-se observar a diferença entre os cinco pontos do ensaio, conforme a alteração da umidade do solo.

Figura 17 - Pontos de compactação



Fonte: Elaborada pela autora (2019).

### 3.2.7 Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto foi executado conforme a norma americana ASTM D3080 (2005), sendo que foram ensaiadas oito amostras no total, quatro delas no estado de umidade natural e as outras quatro para o estado inundado. No estado não submerso foi utilizada a velocidade de 0,045 mm/min e na condição totalmente drenada, o ensaio foi mais lento, utilizando a velocidade de 0,03552 mm/min. Para ambos os estados, as tensões normais utilizadas foram de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa.

Tanto os valores de velocidades, quanto os valores de tensões foram adotados a partir do ensaio de adensamento. As velocidades foram calculadas através do método de Gibson e Henkel (1954) e as tensões adotadas foram escolhidas sendo dois pontos acima e dois pontos abaixo do valor de quebra de estrutura identificado como 75 kPa no primeiro ensaio de adensamento.

Na Fotografia 6, observa-se um corpo de prova em estado de umidade natural cisalhado.

Fotografia 6 - Corpo de prova cisalhado



Fonte: Registrada pela autora (2019).

### 3.2.8 Ensaio de Compressão Simples

O ensaio de compressão simples obedeceu a norma brasileira ABNT (1992) NBR 12770, e foi executado com um corpo de prova moldado em laboratório conforme

explicado no item 3.1 deste trabalho. Na Fotografia 7 verifica-se o corpo de prova rompido.

Fotografia 7 - Ensaio de compressão simples



Fonte: Registrada pela autora (2019).

### 3.2.9 Ensaio de Análise de Estabilização de Solo

Antes de iniciar o manuseio do solo para a moldagem, foi calculado o peso de solo considerando o volume de molde conhecido, o peso específico aparente seco e a umidade ótima, e também foram calculados os pesos de cal para os seis diferentes teores, 1%, 3%, 5%, 7%, 9% e 11%.

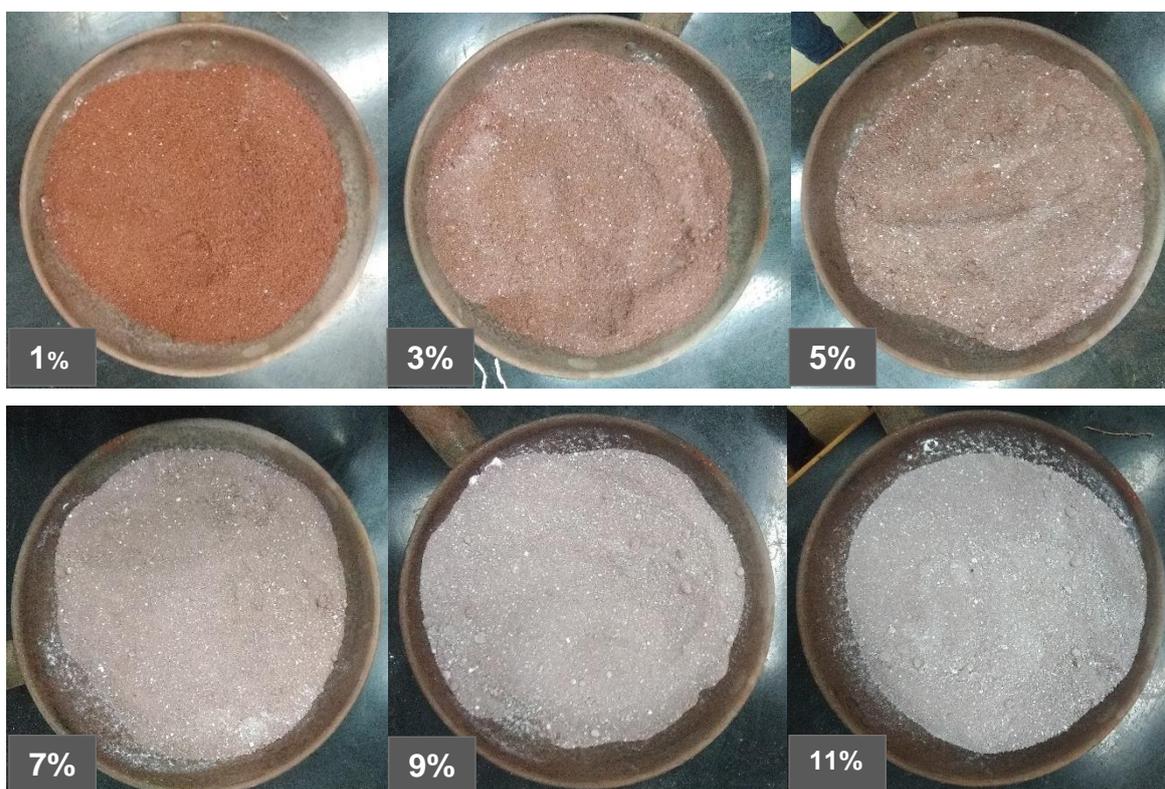
Na etapa de moldagem, inicialmente foi separada a quantidade de solo necessária para moldar os corpos de prova (CPs) e verificada a umidade do solo através do método da frigideira, executado conforme explicado no item 3.2.1. Com o valor de umidade identificado, calculou-se a quantidade de água a ser adicionada para que o solo estivesse na umidade ótima. Feita a adição de água no solo e a homogeneização desta mistura, foi separada a quantidade de solo a ser colocado no molde e misturada com a porcentagem de cal anteriormente calculada.

Com as misturas de solo+cal feitas, foram divididos os pesos em quatro e cada quarto de solo foi acomodado em um quarto de volume, sendo divididos em quatro camadas, escarificando entre elas.

Na sequência, os CPs foram acondicionados dentro de sacos plásticos e deixados em sala com ar condicionado na temperatura de  $23\pm 2$  durante os períodos de cura de 3, 7 e 28 dias.

Nas idades citadas no parágrafo anterior foram rompidos os CPs através do ensaio de compressão simples. Em seguida é possível observar as misturas nos diferentes teores (Figura 18) e seus respectivos CPs moldados (Figura 19).

Figura 18 - Misturas dos teores de cal



Fonte: Elaborada pela autora (2019).

Figura 19 - Corpos de prova moldados



Fonte: Elaborada pela autora (2019).

Uma análise feita em paralelo à resistência à compressão foi a verificação do pH nos diferentes teores de cal, em que foi feita a mistura de 20 gramas de solo mais a cal nos diferentes teores e mais 100 mililitros de água destilada. Em seguida foi

agitada a mistura por 30 segundos para homogeneizar, repetindo essa etapa a cada 10 minutos em um período de 1 hora em um recipiente fechado, e por fim verificou-se o pH com as fitas medidoras. Na Fotografia 8, uma das etapas deste ensaio.

Fotografia 8 - Verificação do pH nos diferentes teores



Fonte: Registrada pela autora (2019).

### 3.3 ENSAIOS DE CAMPO

O ensaio de campo realizado neste trabalho foi o SPT, sendo executado conforme a ABNT (2001), NBR 6484 e ABNT (1995), NBR 6502. Como é possível observar nos anexos A, B, C e D, foram feitos 3 furos de SPT em locais onde haverá as edificações.

A área de implantação dos prédios é de aproximadamente 1300 m<sup>2</sup>, sendo exigido por norma 1 furo de sondagem a cada 400 m<sup>2</sup>, em função da área se enquadrar no intervalo entre 1200 m<sup>2</sup> até 2400 m<sup>2</sup>.

O ensaio utilizou equipamento composto de torre com roldana e guincho, tubos com revestimento, amostrador tipo SPT com diâmetro externo 2" e diâmetro interno 1,38", com comprimento de 45 cm, martelo de cravação de 65 kg e altura de queda de 75 cm, tubo de descida Schedule-80 com diâmetro de 1", trado concha para início do furo e trado helicoidal para o furo.

## 4 RESULTADOS OBTIDOS

Em concordância com a metodologia apresentada anteriormente, neste capítulo estão apresentados os resultados referentes aos ensaios realizados e suas respectivas discussões.

Inicialmente são expostos os resultados referentes à caracterização dos materiais, e em seguida os dados quanto à capacidade de carga do solo e a determinação da escolha da fundação. Por fim, é analisado o estudo de estabilização de solo com a adição de cal.

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO MATERIAIS

A caracterização dos materiais refere-se a descrever o solo quanto à índices físicos, granulometria, limites de Atterberg, compactação, resistência à compressão simples e edométrica, e cisalhamento direto. Já o outro material utilizado nessa pesquisa foi a cal, sendo que sua caracterização foi simplificada, conforme explanado no item 4.1.1.

Importante ressaltar que a caracterização dos materiais é fundamental para fins de classificação do solo, definição dos parâmetros a serem utilizados no projeto de fundações e entendimento do comportamento de ambos os materiais.

#### 4.1.1 Cal

A cal utilizada foi desenvolvida pelo Grupo EB Cal, através da marca Itabranca, sendo caracterizada como cal hidratada dolomítica, do tipo CH-III, embalada em um saco de 20kg e produzida conforme ABNT (2003), NBR 7175.

Conforme o fornecedor informa, a cal hidratada Itabranca CH III não possui adição de outros minérios e na sua composição tem um teor maior de sílica do que as demais cales, além de possuir uma resistência maior à penetração de água, maior elasticidade e melhor aderência, sem necessidade de descanso em água para hidratação, pois já é totalmente hidratada na fábrica. (CAL..., 2016).

No Quadro 12 apresentado na sequência estão dispostas as especificações técnicas disponibilizadas pelo fornecedor da cal utilizada na pesquisa e os limites apresentados pela NBR 7175, para fins de comparação de dados.

Quadro 12 - Especificações técnicas da cal

Propriedades	Limites NBR 7175	Análise
Perda ao fogo (PF)	-	20,66 %
Sílica + resíduo insolúvel (SiO <sub>2</sub> + RI)	-	5,35%
Óxido de cálcio (CaO)	-	43,56%
Óxido de magnésio (MgO)	-	29,86%
Soma de (CaO + MgO)	-	68,30%
Soma dos óxidos na base não voláteis	≥88%	93,21%
Carbonato residual	-	6,22%
Anidrido carbônico	≤13%	4,90%
Hidróxido de cálcio disponível (Ca(OH) <sub>2</sub> d	-	N/D
Óxidos totais não hidratados ***	≤15%	20,18%
Umidade	-	0,00%
Retenção em peneira ABNT - 030 (0,590 mm)	≤0,5%	0,00%
Retenção em peneira ABNT - 200 (0,075 mm)	≤15%	2,55%

Fonte: Elaborado a partir de dados do fabricante (S.I.).

#### 4.1.2 Solo

O solo retirado em Não-Me-Toque pertence a Formação Serra Geral, em uma área que engloba as fácies Paranapanema e Gramado, sendo caracterizado fisicamente conforme itens apresentados na sequência.

##### 4.1.2.1 Umidade e Índices Físicos

No Quadro 13 são apresentados os dados obtidos da umidade e dos índices físicos do solo. Inicialmente, é relevante observar que as umidades pelo método da estufa e pelo método da frigideira tiveram em torno de 7% de discrepância. Vale ressaltar que o método da estufa é considerado mais confiável, e acredita-se que um dos fatores para esta diferença tenha sido que os ensaios foram executados com uma margem de 24 horas, e além disso, o solo não estava completamente isolado, podendo assim ter ocorrido alterações quanto a umidade. Os valores de umidade ficaram entre 10% e 40% que é o intervalo em que a maioria dos solos se encontra, com exceção de solos muito secos ou muito úmidos.

Os índices físicos foram determinados conforme a metodologia explicada no item 3.2.2, podendo-se fazer algumas comparações com o que se é observado na literatura, por exemplo, o peso específico natural geralmente é encontrado na ordem de  $1 \text{ g/cm}^3$ , o peso específico aparente seco, à exceção de argilas moles, costuma variar entre 1,3 a  $1,9 \text{ g/cm}^3$ , sendo que o solo em estudo apresentou valor um pouco abaixo. Ainda, o peso específico real dos grãos que tende a ficar entre 2,4 e  $3 \text{ g/cm}^3$ , apresentou valor coerente, e o peso específico da água foi adotado conforme bibliografias.

O índice de vazios se encontra entre 0,5 e 1,5, que são os valores usuais para este parâmetro, a não ser que seja uma argila orgânica. Entretanto, mesmo dentro dos limites, trata-se de um valor elevado, pois permite que um volume significativo de água entre nos vazios, decompondo as pontes de argila e como resultado diminuindo a coesão entre os grãos, permitindo que as tensões cisalhantes sejam maiores que as ligações cimentantes da argila, caracterizando o solo como propenso a ser colapsível.

A porosidade que não pode apresentar valores inferiores a 0% nem superiores a 100%, estando geralmente entre 30% a 70%, enquadrando-se nesses limites, o grau de saturação varia de 0% a 100%, e o peso específico saturado usualmente se encontra na ordem de  $2 \text{ g/cm}^3$ , sendo que o valor obtido ficou um pouco abaixo.

Quadro 13 - Umidade e índices físicos

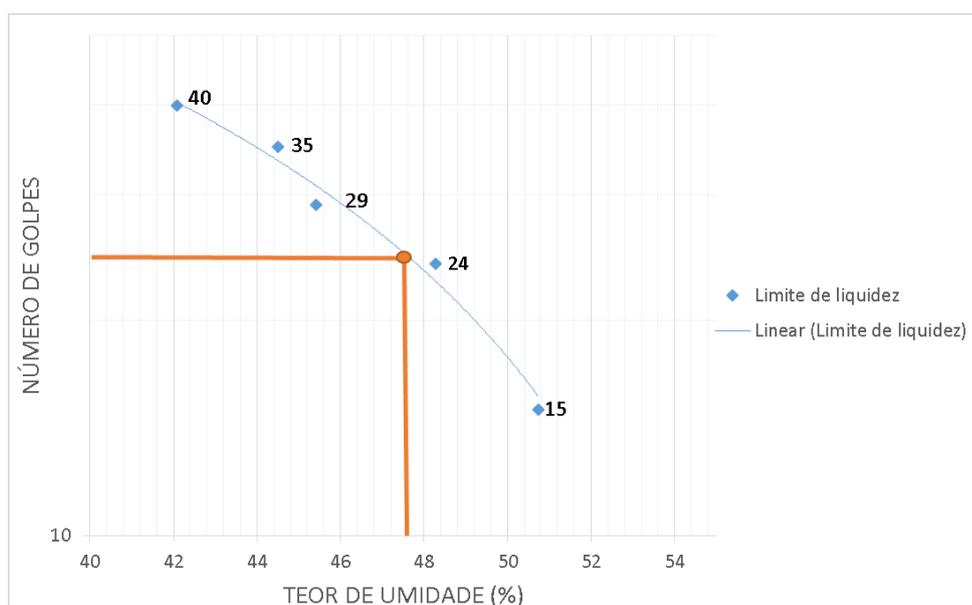
<b>Umidade pelo método da estufa (w)</b>	25,22%
<b>Umidade pelo método da frigideira (w)</b>	32,46%
<b>Peso específico natural (<math>\gamma_n</math>)</b>	$1,475 \text{ g/cm}^3$
<b>Peso específico aparente seco (<math>\gamma_d</math>)</b>	$1,178 \text{ g/cm}^3$
<b>Peso específico real dos grãos (<math>\gamma_s</math>)</b>	$2,721 \text{ g/cm}^3$
<b>Peso específico da água (<math>\gamma_w</math>)</b>	$1,00 \text{ g/cm}^3$
<b>Índice de vazios (e)</b>	1,31
<b>Porosidade (<math>\eta</math>)</b>	56,71 %
<b>Grau de saturação (S)</b>	52,38 %
<b>Peso específico saturado (<math>\gamma_{sat}</math>)</b>	$1,475 \text{ g/cm}^3$

Fonte: Elaborada pela autora (2019).

#### 4.1.2.2 Limites de Atterberg

De acordo com a metodologia apresentada no item 3.2.3, o limite de plasticidade obtido através da média entre as umidades de 5 corpos de prova cilíndricos, foi de 29,49%. O limite de liquidez de acordo com o ensaio de Casagrande teve os valores apresentados no Gráfico 1, em que o teor de umidade aos 25 golpes, ou seja, o valor corresponde ao limite de liquidez, foi de 47,5%.

Gráfico 1 - Limite de liquidez



Fonte: Elaborado pela autora (2019).

Como o índice de plasticidade (IP) teve um valor de 18% considera que o solo é muito plástico conforme observa-se no Quadro 14.

Quadro 14 - Classificação quanto à plasticidade do solo

Intervalos do índice de plasticidade (IP)	Plasticidade
IP = 0	Não plástico
1 < IP < 7	Pouco plástico
7 < IP < 15	Plasticidade média
IP > 15	Muito plástico

Fonte: Adaptado de Caputo (2016, p. 60).

Quanto à consistência do solo, por apresentar um IC de 1,24, define-se que é uma argila de consistência dura, de acordo com a classificação apresentada no Quadro 15.

Quadro 15 - Classificação quanto à consistência do solo

Intervalos do índice de consistência (IC)	Consistência
IC = 0	Muito moles
0 < IC < 0,5	Moles
0,5 < IC < 0,75	Médias
0,75 < IC < 1	Rijas
IC > 1	Duras

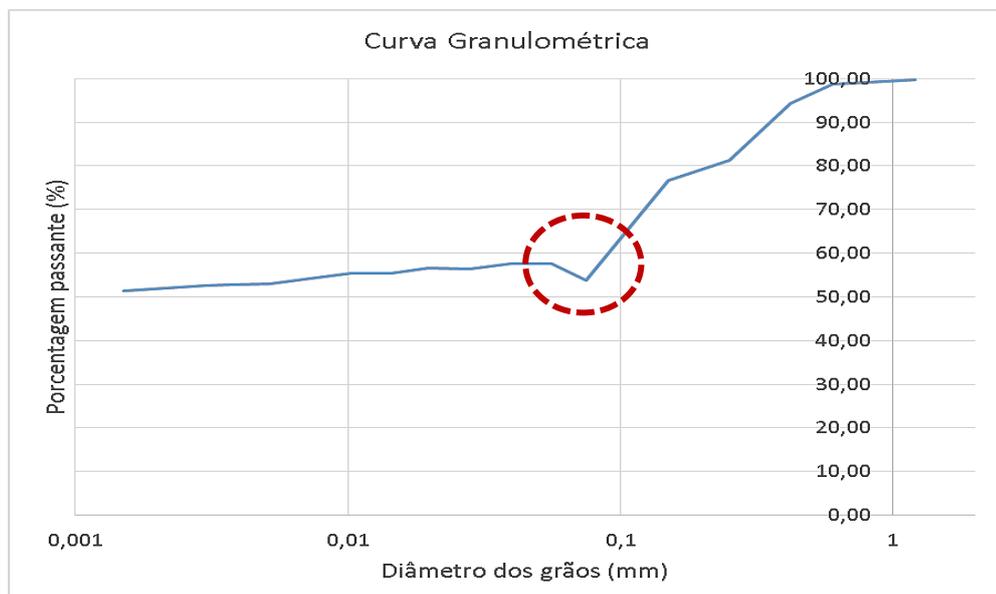
Fonte: Adaptado de Caputo (2016, p. 62).

Por fim, o solo é classificado através dos limites de Atterberg e pela granulometria, segundo a norma americana DN 3282, ou também conhecida como classificação rodoviária, como integrante do grupo A-7-5, que caracteriza solos argilosos e com comportamento variando de regular a ruim para o uso como camada de subleito. (ASTM, 2015). Pelo sistema de classificação unificada o solo se enquadra na categoria CL, ou seja, argilas de baixa compressibilidade.

#### 4.1.2.3 Granulometria

A curva granulométrica do Gráfico 2, apresentou um ponto fora da tendência natural do solo (demarcado pelo círculo em vermelho). Acredita-se que isso tenha ocorrido pela possível formação de grumos (partículas de solo agregadas), principalmente por tratar-se de um solo tendencioso a formação destes.

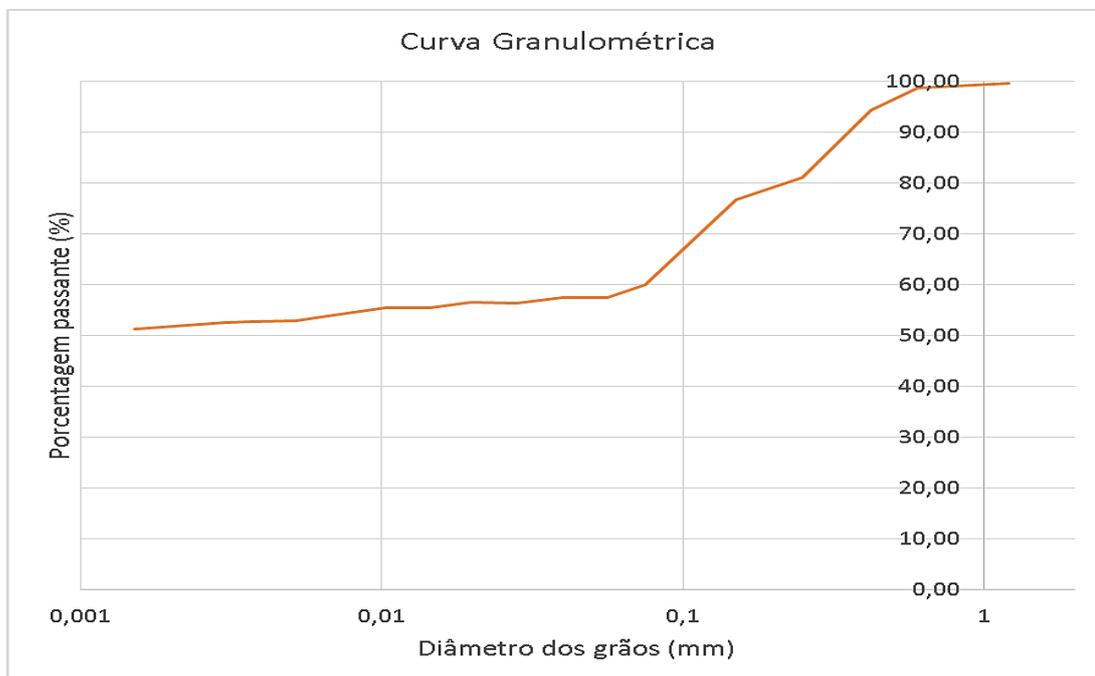
Gráfico 2 - Curva granulométrica do solo



Fonte: Elaborado pela autora (2019).

Afim de representar a curva granulométrica de forma mais realista, plotou-se o Gráfico 3, que desconsidera o ponto com possível grumo.

Gráfico 3 - Curva granulométrica do solo



Fonte: Elaborado pela autora (2019).

De qualquer modo, percebe-se uma presença grande de finos, sendo que aproximadamente 51% é argila, 6% de silte e 42% entre areia fina e média.

Havendo a possibilidade de calcular o CNU e CC caracteriza-se o solo quanto ao parâmetro de CC entre solo em bem e mal graduado, e o parâmetro de CNU entre uniforme, mediantemente uniforme e desuniforme.

Para calcular os parâmetros de CNU e CC, necessita-se dos dados de D10, D30 e D60. Assim, D10 é o ponto característico da curva granulométrica para medir a finura do solo que corresponde ao ponto de 10%, ou seja, 10% das partículas do solo possuem diâmetro inferiores a ele. Os valores de D30 e D60 seguem a mesma lógica do D10, apenas alterando as porcentagens a serem avaliadas, sendo 30% e 60%, respectivamente.

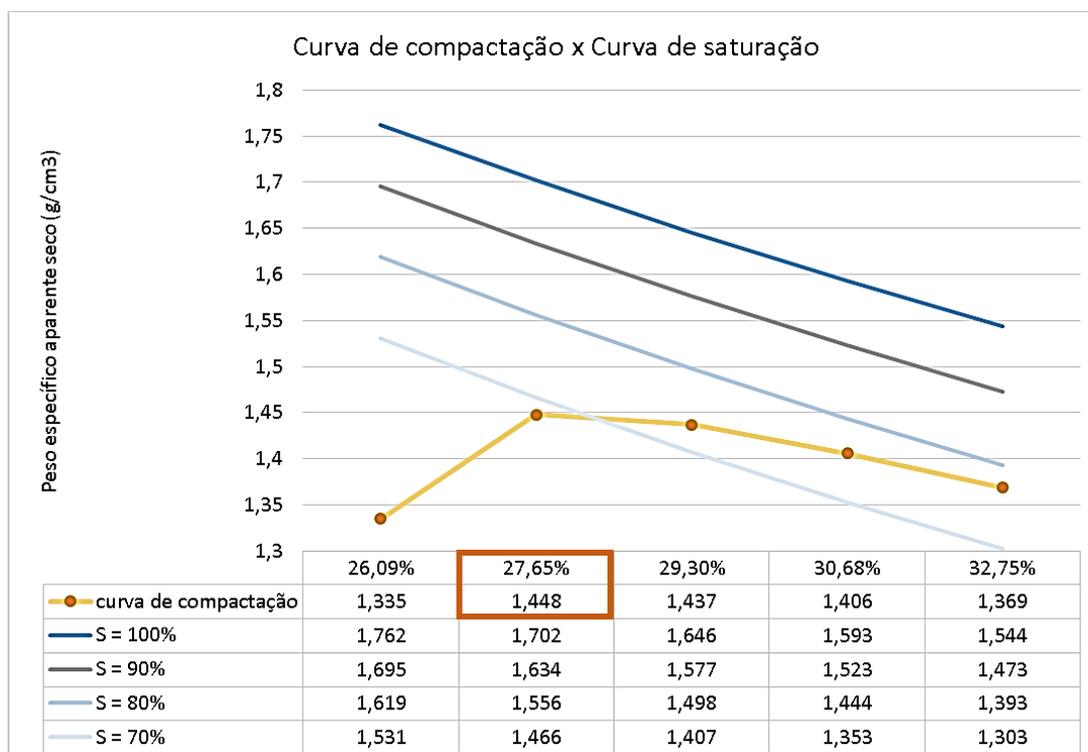
Para fins de cálculo de coeficiente de não uniformidade (CNU) e do coeficiente de curvatura (CC), observou-se que não foi praticável calcular esses parâmetros, pois na curva granulométrica obtida não foi possível identificar os valores de D10 e D30, devido ao fato da porcentagem da argila ser alta.

#### 4.1.2.4 Compactação

O ensaio de compactação foi executado conforme item 3.2.6, e os resultados podem ser observados no Gráfico 4, sendo que o peso específico aparente seco máximo, ou seja, a maior densificação da amostra, é de 1,448 g/cm<sup>3</sup> e a umidade ótima respectiva a este valor é de 27,65%. Ainda, pode-se constatar que os valores menores à umidade ótima correspondem ao ramo seco e os valores maiores representam o ramo úmido.

Preliminar ao ensaio, foi estimada a umidade ótima através de interpolação para o limite de liquidez obtido com 25 golpes, resultando em 19,45%, e também calculada a umidade higroscópica através do método da frigideira obtendo-se o valor de 25,91%. Por fim, conforme já citado no item 3.2.6, não houve a necessidade de adicionar água no início do ensaio, entretanto a quantidade de água ser adicionada a cada ponto de compactação foi 47,65 gramas.

Gráfico 4 - Curva de compactação e Curvas de saturação



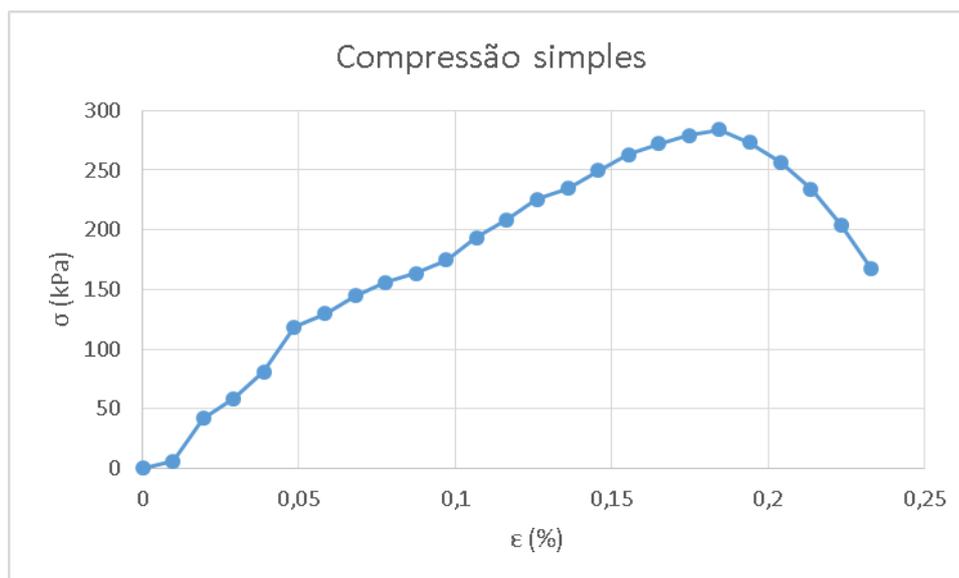
Fonte: Autor (2019).

Ainda, são apresentadas no gráfico as curvas de saturação nos teores de 70%, 80%, 90% e 100%. Observa-se que o ramo úmido da amostra fica entre as curvas de 70% e 80% de saturação

#### 4.1.2.5 Compressão Simples

O ensaio de compressão simples foi realizado com corpo de prova moldado no laboratório conforme explicado no item 3.1, e gerou a curva tensão x deformação apresentada no Gráfico 5.

Gráfico 5 - Compressão simples



Fonte: Elaborado pela autora (2019).

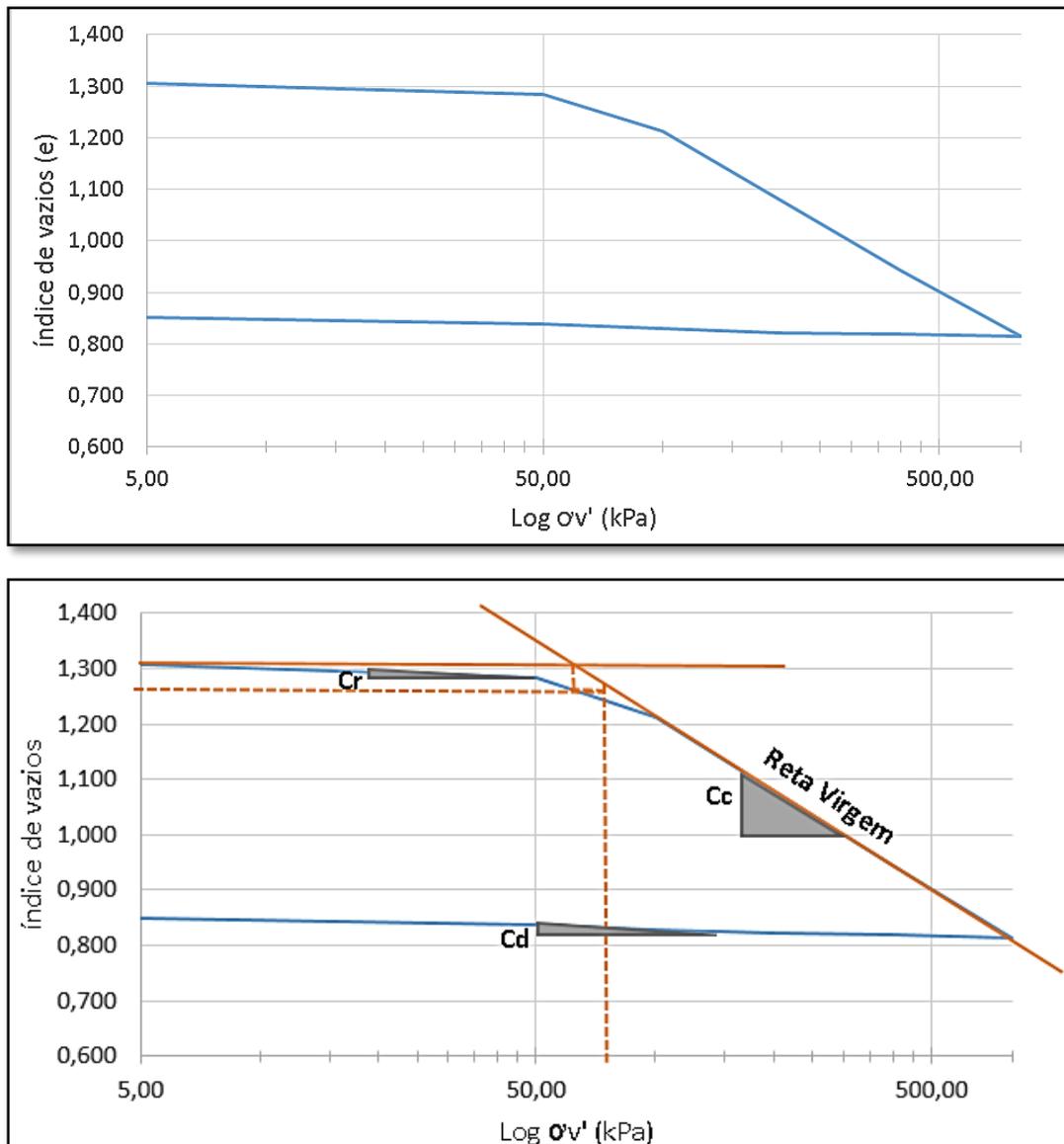
Observa-se na curva tensão x deformação que ocorre a existência de um pico, em que a resistência máxima alcançada foi de aproximadamente 280 kPa.

Vale ressaltar que o ensaio de compressão simples foi utilizado como parâmetro para analisar o ganho de resistência do solo na estabilização de solo cal, conforme será apresentado no item 4.4. Foi comparada a resistência do corpo de prova sem adição de cal, ou seja, apresentado nesse item, com os demais corpos de prova nos diferentes teores de cal, item 4.4.

#### 4.1.2.6 Adensamento

Através do método de Pacheco e Silva (1970), obtiveram-se do primeiro ensaio de adensamento os dados de tensão de quebra de estrutura, índice de recompressão ( $C_r$ ), índice de compressão ( $C_c$ ), que consiste na inclinação da reta virgem, índice de descompressão ( $C_d$ ) e índice de vazios inicial ( $e_o$ ). O ensaio foi realizado conforme explanado no item 3.2.5.

Gráfico 6 - Curva de compressão



Fonte: Elaborado pela autora (2019).

Através do Gráfico 5 pode-se identificar o valor de tensão de quebra de estrutura de 75 kPa (linha laranja tracejada), que em geral, esse valor seria considerado como tensão de pré-adensamento, mas por ser um solo residual caracteriza-se como tensão de quebra de estrutura.

Ainda, o dado de índice de vazios inicial ( $e_0$ ) é 1,26, e as Equações 32, 33 e 34, apresentam os cálculos dos índices de compressão, descompressão e recompressão.

$$C_c = (e_1 - e_2) / (\log p_1 - \log p_2) = (1,1 - 1,0) / (\log 350 - \log 150) = 0,3917$$

(Equação 32)

$$C_d = (e_1 - e_2) / (\log p_1 - \log p_2) = (0,83 - 0,8) / (\log 150 - \log 50) = \mathbf{0,0629}$$

(Equação 33)

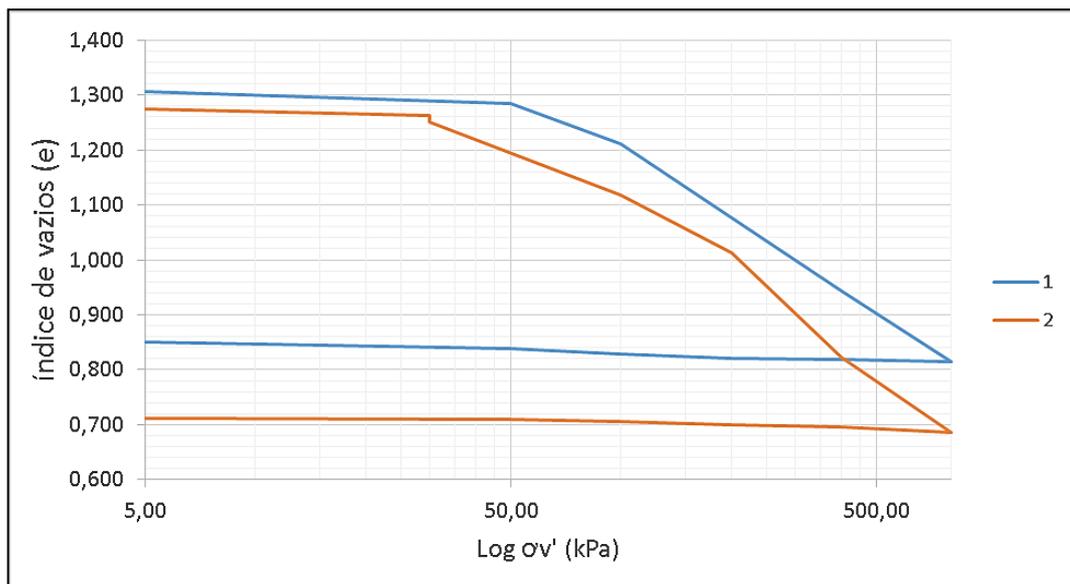
$$C_r = (e_1 - e_2) / (\log p_1 - \log p_2) = (1,29 - 1,244) / (\log 50 - \log 20) = \mathbf{0,0402}$$

(Equação 34)

O ensaio de adensamento foi de extrema importância também para a determinação das tensões utilizadas no ensaio de cisalhamento direto, sendo que as tensões escolhidas foram de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, ou seja, dois valores acima e dois valores abaixo da tensão de quebra de estrutura.

No segundo ensaio de adensamento, que foi iniciado sem água e feita a inundação no estágio de carregamento de 30 kPa, foi feita a análise comparativa com o primeiro ensaio de adensamento, conforme Gráfico 7.

Gráfico 7 - Curva de compressão



Fonte: Elaborado pela autora (2019).

Por motivos de imprevisto, no segundo ensaio (2) não obteve-se o ponto de 50 kPa, e por isso o gráfico apresenta uma reta que interliga os pontos de 30 kPa e de 100 kPa, apresentando uma diferença em comparação ao primeiro ensaio (1).

Ainda, pode-se concluir através do Gráfico 7, que o segundo ensaio de adensamento (2) apresenta uma pequena redução de vazios nos dois pontos de 30 kPa, ou seja, solo em umidade natural e inundado, comprovando o fato de que não haverá colapso do solo pela perda de sucção.

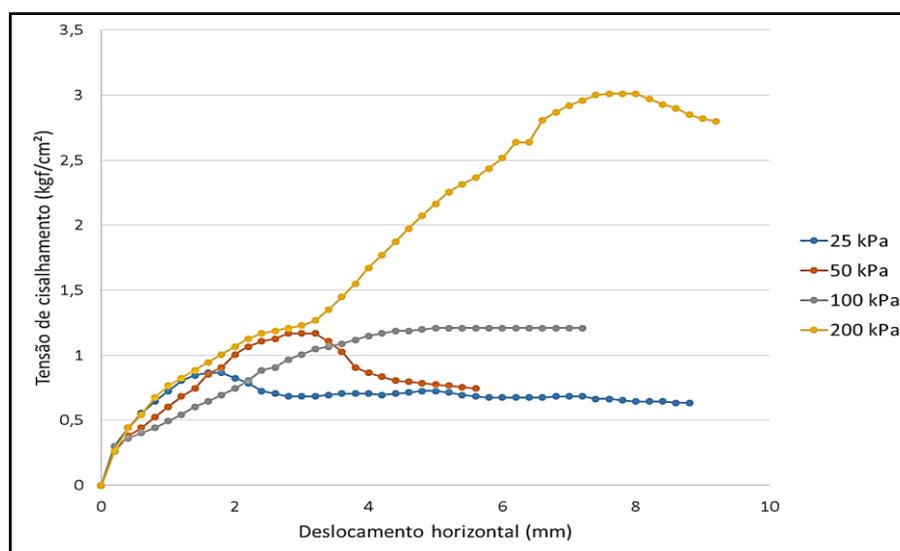
Seguindo os mesmos cálculos nas Equações 32, 33 e 34, obtêm-se que  $C_c$  é 0,39,  $C_d$  é 0,015 e  $C_r$  é 0,026. Além disso, pelo gráfico verifica-se que o índice de vazios inicial ( $e_0$ ) é 1,26. Em suma, os valores de  $C_c$ ,  $C_d$ ,  $C_r$  e  $e_0$ , em ambos os ensaios (1 e 2) não diferem muito entre si.

#### 4.1.2.7 Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados nos estados de umidade natural e inundado, tendo quatro pontos de tensão em cada análise. Considera-se que a amostra em estado inundado reflete o pior cenário que o solo poderia encontrar-se, e por isso, os parâmetros encontrados no estado inundado serão os utilizados para o cálculo de capacidade de carga do solo.

Abaixo, as análises através dos gráficos de tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal, deslocamento vertical x deslocamento horizontal e tensão cisalhante x tensão normal, nos dois cenários propostos.

Gráfico 8 - Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal (umidade natural)

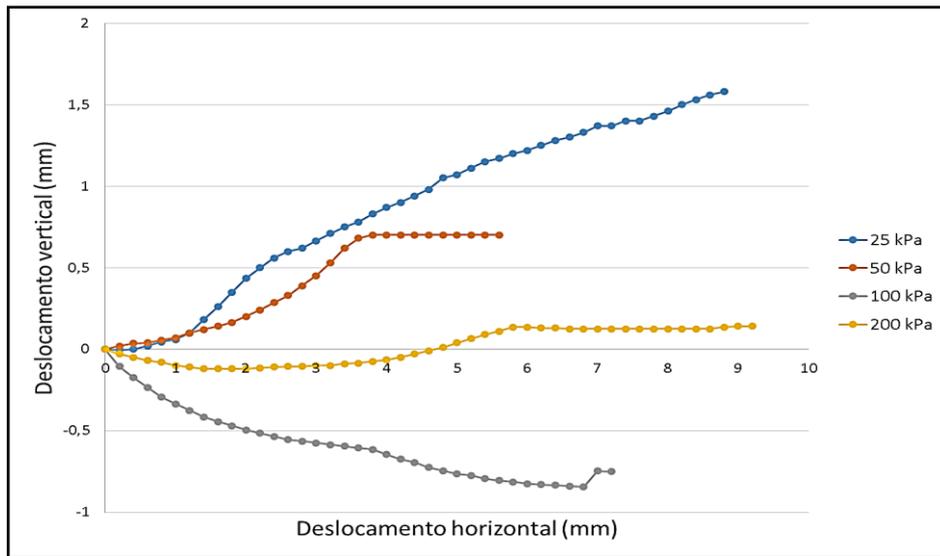


Fonte: Elaborado pela autora (2019).

No Gráfico 8, nas curvas de 25 kPa, 50 kPa e 200 kPa foram considerados os valores de pico como os valores máximos de resistência ao cisalhamento. Entretanto, na curva de 100 kPa, por não ter apresentado picos de resistência, foi assumido que o solo rompeu no trecho de pontos constantes.

Observou-se no Gráfico 9 que as curvas de 50 kPa e 25 kPa apresentaram comportamento dilatante, a curva de 200 kPa teve parcela inicial do ensaio com comportamento de contração e a parcela final com comportamento dilatante, e a curva de 100 kPa permaneceu em sua totalidade com comportamento de contração.

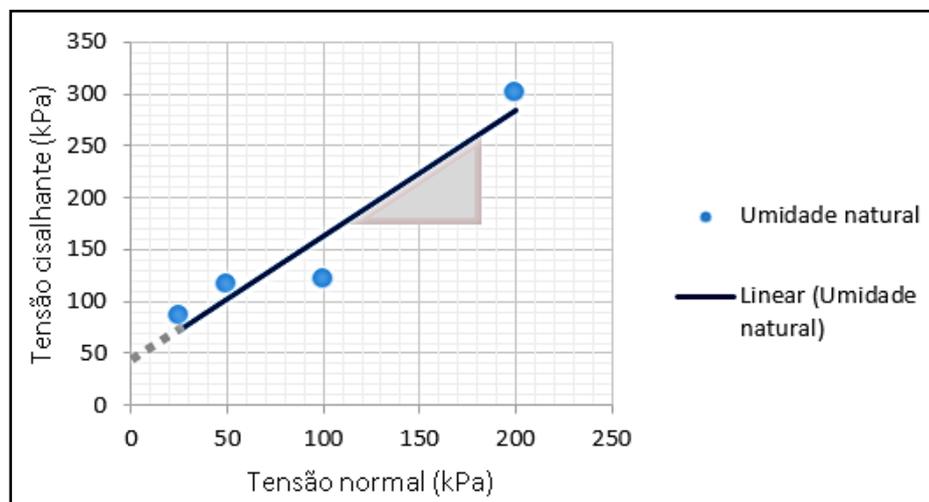
Gráfico 9 - Deslocamento vertical x Deslocamento horizontal (umidade natural)



Fonte: Elaborado pela autora (2019).

Por fim, conforme pode-se observar no Gráfico 10, o ângulo de atrito interno encontrado através da inclinação da reta é de  $51^\circ$  e a coesão do solo determinada como leitura vertical do ponto no qual a tensão normal é de 0 kPa, obtido através do prolongamento da linha de tendência, é igual a 40 kPa.

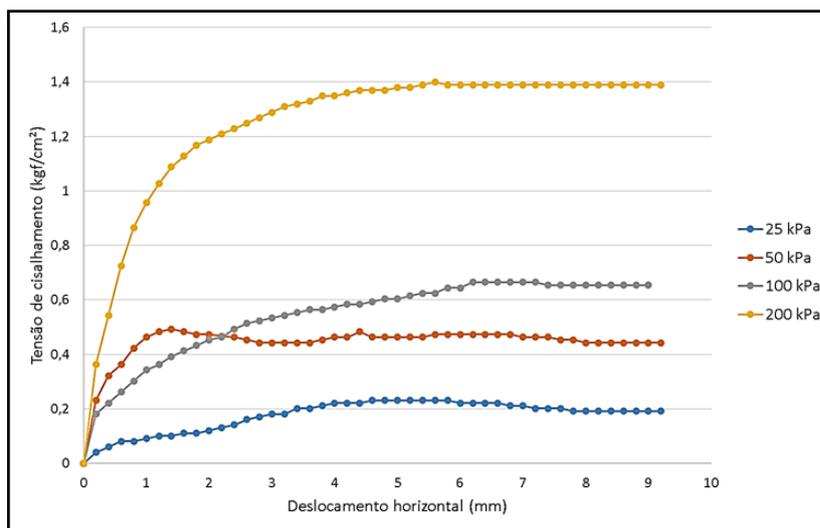
Gráfico 10 - Tensão cisalhante x Tensão normal (umidade natural)



Fonte: Elaborado pela autora (2019).

No Gráfico 11, na curva de 50 kPa mostrou-se a presença de pico pouco pronunciado, mas foi através deste ponto que identificou-se a resistência máxima ao cisalhamento. Entretanto, nas demais curvas observou-se a inexistência de picos, sendo adotado que o solo rompeu no trecho de pontos constantes.

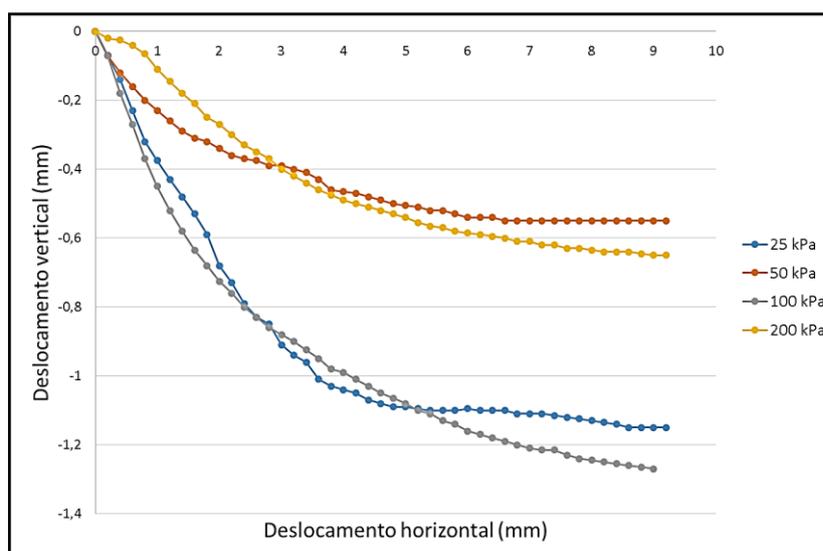
Gráfico 11 - Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal (inundado)



Fonte: Elaborado pela autora (2019).

Observou-se no Gráfico 12 que as todas as curvas apresentaram comportamento de contração.

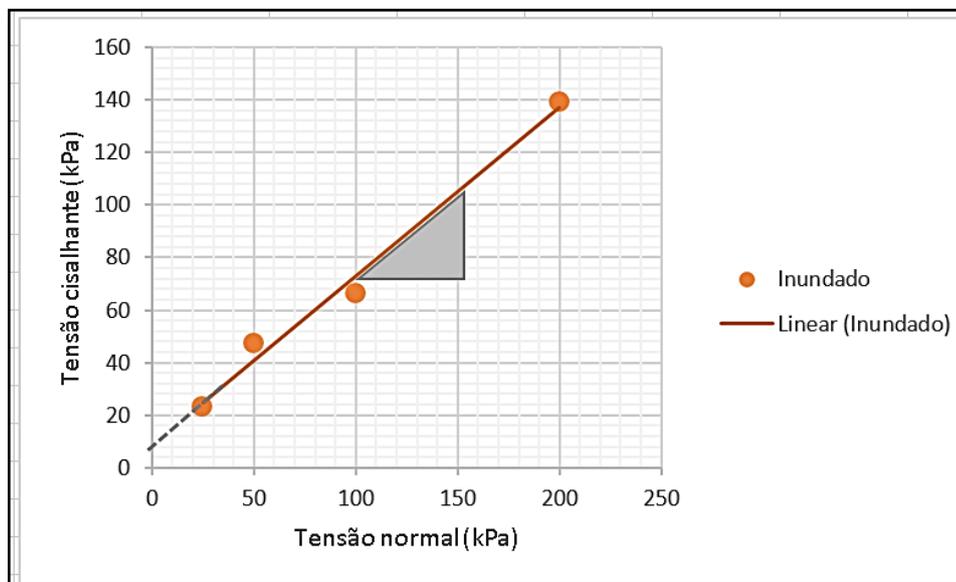
Gráfico 12 - Deslocamento vertical x Deslocamento horizontal (inundado)



Fonte: Elaborado pela autora (2019).

Segundo o Gráfico 13, o ângulo de atrito interno obtido pela inclinação da reta é de  $33^\circ$  e a coesão do solo encontrada através do prolongamento da linha de tendência quando a tensão normal é de 0 kPa, é igual a 8 kPa.

Gráfico 13 - Tensão cisalhante x Tensão normal (inundado)



Fonte: Elaborado pela autora (2019).

Conclui-se que com a inundação do solo, o ângulo de atrito interno reduziu de  $51^\circ$  para  $33^\circ$ , e a coesão teve uma queda de 40 kPa para 8 kPa. Em confirmação aos resultados dos ensaios, acrescenta-se que Ferreira, Peres e Benvenuto (1990) afirmaram que testes de campo, provas de carga e ensaios penetrométricos, mostram que a capacidade de carga dos solos reduz a aproximadamente sua metade quando saturados.

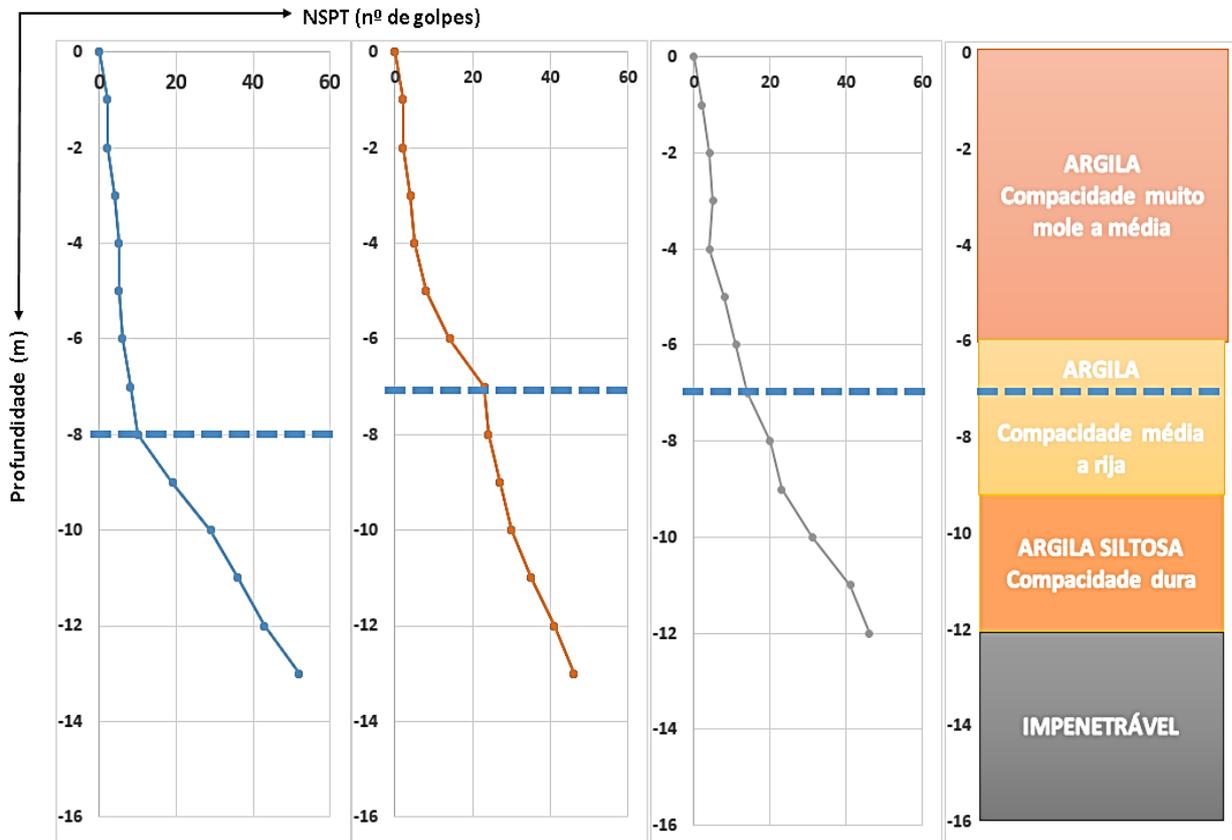
#### 4.2 SPT

Através do ensaio de SPT foi possível verificar que o primeiro furo de sondagem atingiu o impenetrável na profundidade de 13 metros e nível d'água 8 metros, segundo furo atingiu o impenetrável de 12,7 metros de profundidade e nível d'água de 7 metros, e por fim, terceiro furo atingiu o impenetrável de 12 metros de profundidade e nível d'água de 7 metros.

Em suma, o nível do lençol freático encontra-se em média na profundidade de 7 metros e alcançando o impenetrável na profundidade aproximada de 12 metros. Pode-se observar na Figura 20 a divisão aproximada das camadas do solo e a

compacidade delas, concluindo-se que a área caracteriza-se essencialmente por ser um solo argiloso.

Figura 20 - Estratigrafia aproximada do terreno



Fonte: Elaborada pela autora (2019).

Sabe-se que através do ensaio do SPT pode-se estimar a capacidade de carga do solo, conforme explanado no item 2.1.1, através das Equações 10 e 11. Para isso, considerou-se que a sapata estará a uma profundidade de 1 metro, e que os valores de NSPT médios dos três furos para 1, 2 e 3 metros, são respectivamente, 2, 3 e 4. A média dos valores de NSPT para as três profundidades é igual a 3, e a tensão admissível do solo é de 0,06 MPa, ou seja, 60 kPa.

Como pode-se observar, o cálculo de capacidade de carga pelo método semi-empírico com SPT teve resultado coerente em comparação com o ensaio de adensamento.

### 4.3 CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA

No pré-dimensionamento foram consideradas como peso próprio as cargas das lajes, paredes e cobertura. Além disso, foram consideradas as cargas acidentais. Adotou-se como sistema estrutural o uso de paredes de concreto e a norma utilizada para o dimensionamento foi a ABNT (2010) NBR 6122.

Considerou-se que o peso específico do concreto é de  $25 \text{ kN/m}^3$ , a área em planta baixa da laje é  $235 \text{ m}^2$  e a área das paredes é  $24,9 \text{ m}^2$ , sendo a espessura de lajes e paredes igual a  $10 \text{ cm}$ . A área das telhas é de  $206 \text{ m}^2$  e o peso específico de  $0,44 \text{ kN/m}^2$ . A carga acidental considerada foi de  $2 \text{ kN/m}^2$  nas áreas de serviço,  $3 \text{ kN/m}^2$  nas áreas de circulação e  $1,5 \text{ kN/m}^2$ , nas demais áreas. A seguir, das Equações 35 a 46, os cálculos de pré-dimensionamento.

$$\text{Lajes: } P_{\text{eso}} = \text{Volume} * P_{\text{eso específico}} = 23,5 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 = 587,5 \text{ kN}$$

(Equação 35)

$$\text{Paredes: } P_{\text{eso}} = \text{Volume} * P_{\text{eso específico}} = 64,74 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 = 1618,5 \text{ kN}$$

(Equação 36)

$$\text{Cobertura (Laje): } P_{\text{eso}} = \text{Volume} * P_{\text{eso esp.}} = 23,5 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 = 587,5 \text{ kN}$$

(Equação 37)

$$\text{Cobertura (Telhas): } P_{\text{eso}} = \text{área} * p_{\text{eso telhas}} = 206 \text{ m}^2 * 0,44 \text{ kN/m}^2 = 90,54 \text{ kN}$$

(Equação 38)

$$\text{Cobertura (Reservatório): } P_{\text{eso}} = \text{Volume} * P_{\text{eso esp.}} = 4 * 10 \text{ kN/m}^3 = 40 \text{ kN}$$

(Equação 39)

$$\text{Cobertura (Parede reservat.): } P_{\text{eso}} = V * P_{\text{eso}} = 8,71 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 = 217,75 \text{ kN}$$

(Equação 40)

$$\begin{aligned} \text{Somatório peso próprio: } \Sigma &= (P_{\text{laje}} * 4 \text{ pav}) + (P_{\text{parede}} * 4 \text{ pav}) + (P_{\text{laje cobertura}}) + \\ &(P_{\text{telhas}}) + (P_{\text{reservatório}}) + (P_{\text{parede reservatório}}) = (587,5 * 4) + (1618,5 * 4) + (587,5) + \\ &(90,54) + (40) + (217,75) = 9560 \text{ kN} \end{aligned}$$

(Equação 41)

$$\begin{aligned} \text{Cargas acidentais (geral): } CA &= P_{\text{eso espec.}} * \text{Área} * n^{\circ} \text{ pavtos} = 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \\ 206,38 \text{ m}^2 * 4 \text{ pavtos} &= 1238,28 \text{ kN} \end{aligned}$$

(Equação 42)

Cargas acidentais (A. Serviço):  $CA = \text{Peso espec.} * \text{Área} * n^{\circ} \text{aptos} * n^{\circ} \text{pavtos} =$   
 $2,0 \frac{kN}{m^2} * 2,68 m^2 * 4 \text{ aptos} * 4 \text{ pavtos} = 85,76 kN$  (Equação 43)

Cargas acidentais (Circulação):  $CA = \text{Peso espec.} * \text{Área} * n^{\circ} \text{pavtos} = 3,0 \frac{kN}{m^2} *$   
 $17,9 m^2 * 4 \text{ pavtos} = 214,8 kN$  (Equação 44)

Somatório cargas acidentais:  $\sum CA = CA(g) + CA(A.S) + CA(c) = 1238,28 +$   
 $85,76 + 214,8 = 1538,84 kN$  (Equação 45)

Somatório total (pp+ca):  $\sum pp + ca = 9759,79 + 1538,84 = 11298,63 kN$   
(Equação 46)

Somatório total (pp+ca):  $= 11298,63 kN / 235 m^2 = 48 kN/m^2$   
(Equação 47)

Na equação 47, foi dividido o valor de carga pela área da projeção da edificação, ou seja, foi considerado que será utilizado o sistema de radier rígido.

Ainda, para fins de comparação foi calculado o pré-dimensionamento de forma mais simples, apenas considerando uma carga de  $1000 \text{ kgf}/m^2$ , área de influência de  $235 m^2$  e número de pavimentos igual a 4. Na Equação 47 está descrita essa simplificação.

$$P = P_{pav} * N^{\circ}pav = (q * A_{influ}) * N^{\circ}pav = (1000 * 235) * 4 = 39,2 kN/m^2$$

(Equação 48)

Na etapa de dimensionamento de suporte de carga do solo, conforme explanado no item 2.1.1, os dados foram agrupados no Quadro 16 e aplicados nas Equações 48 e 49. No cálculo de carga admissível, foi utilizado fator de segurança igual a 3, seguindo as determinações do Quadro 2, apresentado no início deste trabalho.

Os dados apresentados no Quadro 16 são provenientes de ensaios ou de bibliografias, à exemplo disso, os valores de coesão e ângulo de atrito interno foram identificados no ensaio de cisalhamento direto, o peso específico do solo na etapa de verificação dos índices físicos, e os coeficientes de capacidade de carga e fatores de forma através de bibliografias.

Quadro 16 - Dados para dimensionamento da carga admissível do solo

Dados			
<b>C</b>	Coesão do solo	8	kPa
<b>Q</b>	Tensão efetiva ao nível da base = gama*h	14,75	kPa
<b>Γ</b>	Peso específico do solo	14,75	kPa
<b>B</b>	Menor dimensão da sapata	1	m
<b>Nc</b>	Coeficiente de capacidade de carga (coesão)	38,64	s/un.
<b>Nq</b>	Coeficiente de capacidade de carga (sobrecarga)	26,09	s/un.
<b>Ny</b>	Coeficiente de capacidade de carga (largura B)	35,19	s/un.
<b>Φ</b>	Ângulo de atrito interno	33	º
<b>Sc</b>	Fator de forma (quadrada)	1,3	s/un.
<b>Sq</b>	Fator de forma (quadrada)	1	s/un.
<b>Sy</b>	Fator de forma (quadrada)	0,8	s/un.

Fonte: Elaborado pela autora (2019).

$$Q_u = c * N_c * S_c + q * N_q * S_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_y * S_y = 994,14 \text{ kPa} \quad (\text{Equação 49})$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{3} = 331,43 \text{ kPa} \quad (\text{Equação 50})$$

Conforme observa-se na Equação 50, pelo método de dimensionamento empírico de Terzaghi, o solo caracteriza-se como apto a suportar a carga da edificação, inclusive, tem mais de 6 vezes a capacidade de carga necessária para a edificação. Sendo assim, se fosse analisado apenas o método de Terzaghi, não haveria necessidade de propor a estabilização do solo.

Entretanto, foi identificado no ensaio de adensamento que a tensão de quebra de estrutura é de 75 kPa e aplicando o coeficiente de segurança de 3, o valor reduz para aproximadamente 25 kPa, demonstrando que é insuficiente para suportar a carga da edificação.

Através da análise de ambas as metodologias, empírica e por ensaio, e optando pela execução de uma edificação a favor da segurança, propõe-se considerar os resultados do ensaio de adensamento, e em complemento a isso, a estabilização do solo com cal afim de aumentar a resistência e manter a viabilidade da edificação.

#### 4.4 ANÁLISE ESTABILIZAÇÃO DE SOLO COM ADIÇÃO DE CAL

Através da análise do pH, percebe-se que o teor mínimo de cal para obter-se a estabilização é 7%, pois atinge valor muito próximo ao pH de 12,4, que é o menor valor para estabilizar o solo. Vale ressaltar que pelo fato da medição do pH ter sido realizada com fitas medidoras, não há tanta precisão quanto se fosse utilizado medidor eletrônico, por isso, não se tem a precisão de valores após a vírgula. No Quadro 17 observa-se a os valores de pH obtidos correspondentes a cada teor de cal.

Quadro 17 - Valor de pH em relação ao teor de cal

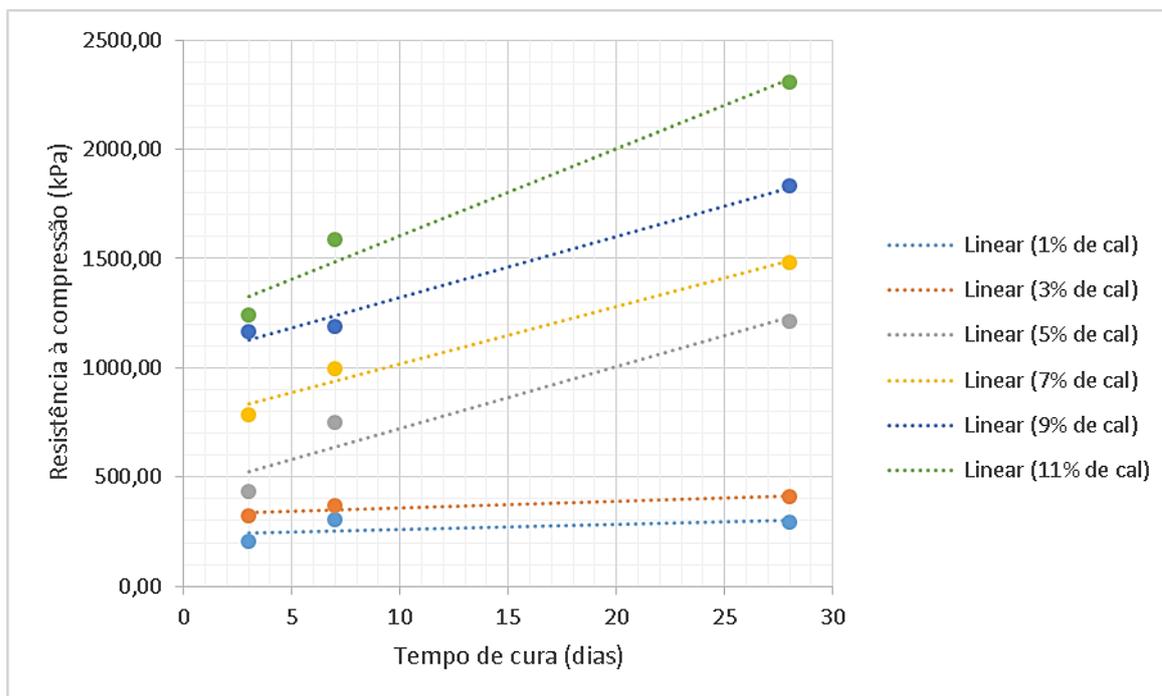
Teor de cal	pH
1%	7
3%	10
5%	11
7%	12
9%	13
11%	13

Fonte: Elaborado pela autora (2019).

Conforme é possível observar no Gráfico 14 e no Quadro 18, ocorreu o ganho de resistência em todos os teores de cal diretamente proporcional ao aumento no tempo de cura dos CPs, ou seja, as reações lentas que ocorrem na estabilização do solo-cal influenciam positivamente no ganho de resistência.

Outro ponto a ser analisado, é que o acréscimo de resistência também foi diretamente proporcional ao aumento no teor da cal, apresentado valores relevantes nos teores de 5%, 7%, 9% e 11%, conforme já era esperado pelos resultados encontrados no ensaio de pH. Percebe-se também que os teores de 1% e 3% apresentaram pouca significância no ganho de resistência, sendo inviáveis para a metodologia de estabilização solo-cal. Ainda, constata-se que o valor mais alto de resistência obtido foi no teor de 11% com tempo de cura de 28 dias, resultando em 2310 kPa.

Gráfico 14 - Resistência a compressão simples x tempo de cura, para todos os teores de cal



Fonte: Elaborado pela autora (2019).

Quadro 18 - Resistência a compressão simples x tempo de cura, para todos os teores de cal

Teor de cal	Rst compressão (kPa)	Idade (dias)	Teor de cal	Rst compressão (kPa)	Idade (dias)
1%	206,92	3	1%	303,03	7
3%	322,64	3	3%	368,73	7
5%	432,47	3	5%	753,15	7
7%	788,45	3	7%	995,37	7
9%	1164,05	3	9%	1192,49	7
11%	1242,50	3	11%	1588,68	7
Teor de cal	Rst compressão (kPa)	Idade (dias)			
1%	294,20	28			
3%	413,84	28			
5%	1216,02	28			
7%	1482,77	28			
9%	1831,88	28			
11%	2307,50	28			

Fonte: Elaborado pela autora (2019).

Em termos de comparação com o solo sem adição de cal, observa-se que a resistência obtida no ensaio de compressão simples de 280 kPa é maior que a resistência da mistura solo-cal no teor de 1% na idade de 3 dias e tem pouca disparidade com as misturas solo-cal nos teores de 1% na idade 7 dias e 3% nas idades de 3 e 7 dias, comprovando novamente que os dois menores teores não têm influência quanto ao ganho de resistência.

Por fim, constatou-se através de análise visual e observacional durante o rompimento dos CPs à compressão simples, que os CPs de teores 1% e 3% apresentaram ruptura não drástica, e os CPs com teores maiores de cal obtiveram ruptura repentina, ou seja, logo após atingir o valor de pico a resistência reduziu abruptamente chegando a valores próximos a zero, sendo que este comportamento é justificado pela transição do comportamento dúctil para frágil devido a predominância da parcela cimentante em detrimento da parcela de atrito.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em termos de contexto geológico caracteriza-se a área de estudo como tendo sua origem a Formação Serra Geral e sendo componente dos Fácies Paranapanema ou dos Fácies Gramado. Trata-se de um solo residual de basalto, com rochas básicas em sua composição e cuja morfologia caracteriza uma área de terreno levemente elevado.

Os ensaios de caracterização resultaram em um solo cuja umidade é de 25,22%, peso específico natural de 1,475 g/cm<sup>3</sup>, peso específico aparente seco de 1,178 g/cm<sup>3</sup>, peso específico real dos grãos de 2,721 g/cm<sup>3</sup>, peso específico saturado de 1,475 g/cm<sup>3</sup>, índice de vazios de 1,31, porosidade de 56,71% e grau de saturação de 52,38%.

Quanto aos limites de Atterberg, o limite de plasticidade foi de 29,49% e o limite de liquidez, foi de 47,5%, resultando em um índice de plasticidade de 18% classificando o solo como muito plástico, e em termos de consistência, por apresentar um IC de 1,24, considera-se como solo de consistência dura.

Através do ensaio de granulometria foi identificado um alto índice de finos, e com esse resultado e os obtidos através dos limites de Atterberg, definiu-se que pela classificação rodoviária o solo enquadra-se no grupo de solos argilosos, e pelo sistema de classificação unificada o solo classifica-se como argila de baixa compressibilidade.

O ensaio de compactação apresentou valor de peso específico aparente seco máximo de 1,448 g/cm<sup>3</sup> e umidade ótima de 27,65%, sendo este último dado fundamental na etapa de moldagem dos CPs de solo-cal.

O ensaio de cisalhamento direto apresentou no estado de umidade natural ângulo de atrito interno de 51° e coesão de 40 kPa. Por outro lado, no estado inundado, ou seja, na condição utilizada como referência para método de Terzaghi, obteve-se ângulo de atrito interno de 33° e a coesão de 8 kPa.

Por meio dos ensaios de adensamento, obteve-se que a tensão de quebra de estrutura do solo é de 75 kPa, e que com a aplicação de coeficiente de segurança de 3, a tensão admissível do solo é de 25 kPa. Além disso, pode-se concluir através do segundo ensaio de adensamento, que em função da pouca redução do índice de vazios quando o solo passa do estado de umidade natural para inundado, trata-se de um solo com improváveis chances de colapsar pela perda de sucção.

Pelo ensaio de SPT, observou-se na estratigrafia que o solo se caracteriza como argiloso, tendo o nível do lençol freático na profundidade de 7 metros e alcançando o impenetrável na profundidade aproximadamente de 12 metros. Ainda, obteve-se através da estimativa de capacidade de carga que a tensão admissível é de 60 kPa, sendo coerente com a encontrada no ensaio de adensamento.

Por meio do pré-dimensionamento das fundações, considerando um radier rígido, tem-se como sobrecarga da edificação o valor de 48 kPa. Pelo método de capacidade de carga de Terzaghi, o solo apresenta uma capacidade de suporte de aproximadamente 330 kPa, pelo método de estimativa de carga através do SPT a tensão admissível foi de 60 kPa, e pelo ensaio de adensamento a tensão de quebra de estrutura foi de 75 kPa, sendo que aplicando um coeficiente de segurança de 3, resulta em 25 kPa. Sendo assim, comparando os valores do ensaio de adensamento, SPT e teoria Terzaghi, e optando pela segurança, considera-se o solo como não apto para suportar as tensões através de fundações rasas.

Concomitante ao parágrafo anterior e utilizando-se da informação de que fundação profundas possuem grande impacto no orçamento de edificações de baixa renda, podendo inclusive inviabiliza-las, sugere-se a opção por estabilização do solo, em função de ser uma solução mais viável, e propõe-se que esta seja executada com cal, pelo fato de tratar-se de um solo argiloso.

Na estabilização foi observado um aumento significativo de resistência para os teores de 5%, 7%, 9% e 11%, inclusive apresentando melhores resultados conforme o aumento no tempo de cura. Ainda, conclui-se que os teores de 1% e 3% de cal não apresentaram resultados positivos em relação ao ganho de resistência a compressão simples, sendo que não é viável o uso destes teores. Percebe-se também que os ensaios de verificação de pH e resistência a compressão obtiveram resultados coerentes

Em complemento às considerações finais dos resultados dessa pesquisa, algumas sugestões para trabalhos futuros são: realizar o ensaio de campo de prova de carga, com o objetivo de comparar o valor de capacidade do solo com os dados já obtidos neste trabalho; análise de estabilização solo-cal com tempos de cura de 60, 90 e 180 dias, afim de observar o ganho de resistência em tempos de cura maiores; e por fim, fazer a verificação de viabilidade econômica no uso de solo-cal, ou seja, comparar o custo da fundação se fossem utilizadas estacas ou se fossem utilizadas sapatas com estabilização de solo.

## REFERÊNCIAS

A IMPORTÂNCIA dos ensaios em solos. **Revista AdNormas**, São Paulo, 03 maio 2018. Disponível em: <<https://revistaadnormas.com.br/2018/05/03/a-importancia-dos-ensaios-em-solos/>>. Acesso em: 27 out. 2018.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Previsão e controle das fundações**. 4. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2009.

ALVES, Anelise Beatriz Cardoso. **Avaliação da capacidade de suporte e controle tecnológico de execução da camada final de terraplenagem utilizando o Penetrômetro Dinâmico de Cone**. 2002. 171 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Florianópolis, 2002. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/xmlui/bitstream/handle/123456789/83257/199027.pdf?sequence=1&isAllowed=y>>. Acesso em: 27 out. 2018.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **ASTM D3080**: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. Philadelphia, 2005.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **ASTM D3282**: Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction. Philadelphia, 2004.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **ASTM G51 - 18**: Standard Test Method for Measuring pH of Soil for Use in Corrosion Testing. Philadelphia, 2010.

ANTUNES, Franklin dos Santos et al. **Solos: Subsídio Para Estudos de Geologia de Engenharia. Anuário do Instituto de Geociências – UFRJ**, Rio de Janeiro, 2014.

APOFILITA. **Museu de minerais, minérios e rochas Heinz Ebert**. Rio Claro, 2018. Disponível em: <<https://museuhe.com.br/mineral/apofilita-apophyllite/>>. Acesso em: 27 out. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 12007**: Solo: ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 12770**: Solo coesivo: determinação da resistência à compressão não confinada. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 16097**: Solo: determinação do teor de umidade: métodos expeditos de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 6457:** Amostras de Solos: preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 6459:** Solo: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 6484:** Solo: sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 6489:** Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 6502:** Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 6508:** Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm: determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984 b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 7175:** Cal hidratada para argamassas: requisitos. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 7180:** Solo: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 7181:** Solo: análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 2016d.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 7182:** Solo: ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2016e.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 8036:** Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 9604:** Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas: procedimento. Rio de Janeiro, 2016f.

AZEREDO, Hélio Alvez de. **O edifício até sua cobertura**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1997.

AZEVÊDO, André Luis C. de. **Estabilização de solo com adição de cal: um estudo a respeito da reversibilidade das reações que acontecem no solo após a adição de cal**. 2010. 178 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), Ouro Preto, 2010. Disponível em: <<https://www.repositorio.ufop.br/handle/123456789/2281>>. Acesso em: 12 mai. 2019.

BASALTO. In: GOOGLE IMAGENS. Mountain View: Google, 2018. Disponível em: <

BEHAK, Leonardo. **Estabilização de um solo sedimentar arenoso do Uruguai com cinza de casca de arroz e cal**. 2007. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2007. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/10594/000599784.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 19 maio 2019.

BRASIL. Ministério de Minas e Energia. Companhia de pesquisa de recursos minerais (CRPM). Serviço Geológico do Brasil. **Mapa geológico do estado do Rio Grande do Sul de 2006**. Brasília, DF, 2006. Disponível em: <[http://www.cprm.gov.br/publique/media/geologia\\_basica/cartografia\\_regional/mapa\\_rio\\_grande\\_sul.pdf](http://www.cprm.gov.br/publique/media/geologia_basica/cartografia_regional/mapa_rio_grande_sul.pdf)>. Acesso em: 15 set. 2018.

BRITO, José Luis Wey de. **Fundações do edifício**. São Paulo: EPUSP, 1987.

CAL ITABRANCA - REPRESENTANTE. **Cal Hidratada CH III**. [S.l.], 01 maio 2016. Disponível em: <<https://representantecalitabranca.blogspot.com/>>. Acesso em: 18 maio 2019. Blog: Cal Itabranca – representante.

CAMACHO, David Lamberto Diehl. **Estudo de dosagem de solo-cimento para construção com terra crua**. 2018. 106 f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia) – Curso de Engenharia Civil da Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS), São Leopoldo, 2018.

CAPUTO, Homero Pinto; CAPUTO, Armando Negreiros; RODRIGUES, José Martinho de Azevedo. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2016.

CHIOSSI, Nivaldo José. **Geologia aplicada à engenharia**. 2. ed. São Paulo: Grêmio Politécnico USP, 1971.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS (CRPM). **Glossário geológico**. Brasília, DF, [2018?]. Disponível em: <[https://www.cprm.gov.br/publique/media/gestao\\_territorial/geoparques/Aparados/glossario\\_geologico.htm](https://www.cprm.gov.br/publique/media/gestao_territorial/geoparques/Aparados/glossario_geologico.htm)>. Acesso em: 23 out. 2018.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS (CRPM). **Glossário geológico**. Brasília, DF, [2019?]. Disponível em: <[http://www.cprm.gov.br/publique/media/gestao\\_territorial/geoparques/aparados\\_sera/ap\\_geol\\_pag05.htm](http://www.cprm.gov.br/publique/media/gestao_territorial/geoparques/aparados_sera/ap_geol_pag05.htm)>. Acesso em: 07 jan. 2019.

COUTINHO, R. Q.; SEVERO, R. N. F. Investigação geotécnica para projeto de estabilidade de encostas. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS (COBRAE), 5., 2009, São Paulo. **Anais eletrônicos...** Recife: Universidade Federal de Pernambuco, 2009. Disponível em: <<https://www.abms.com.br/links/bibliotecavirtual/cobrae/2009-coutinho.pdf>>. Acesso em: 23 out. 2018.

DALLA ROSA, Amanda. **Estudo dos Parâmetros-Chave no Controle da Resistência de Misturas Solo-Cinza-Cal**. 2009. 198 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2009. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/17359/000714655.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 14 abr. 2019.

DÉCOURT, Luciano. Estacas. In: HACHICH, Waldemar et. al. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2009.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL (DNPM). **Barita**, Natal, 2009. Disponível em: <<http://www.dnmp.gov.br/dnmp/publicacoes/serie-estatisticas-e-economia-mineral/outras-publicacoes-1/6-1-barita>>. Acesso em: 27 out. 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL (DNPM). **Cobre**, Salvador, 2001. Disponível em: <<http://www.dnmp.gov.br/dnmp/paginas/balanco-mineral/arquivos/balanco-mineral-brasileiro-2001-cobre>>. Acesso em: 27 out. 2018.

DIEMER, Francielle et.al. Propriedades geotécnicas do solo residual de basalto da região de Ijuí/RS. **Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil**, Rio Grande, n.12, p. 25-36, out. 2008. Disponível em: <[http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Art3\\_N12.pdf](http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Art3_N12.pdf)>. Acesso em: 29 out. 2018.

DISTRIBUIÇÃO de carga fundações superficiais e profundas. In: GOOGLE IMAGENS. Mountain View: Google, 2018. Disponível em: <[EADES, J. L.; GRIM, R. E. \*\*A quick test to determine lime requirements for lime stabilization\*\*. Washington: Highway Research, 1966.  
ESMECTITAS. \*\*Universidade Federal de Juiz de Fora \(UFJF\). Grupo de físico-química de sólidos e interfaces \(GFQSI\)\*\*, Juiz de Fora, \[2018?\]. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/gfqsi/linhas-de-pesquisa/materiais-lamelares/montmorillonitas/>>. Acesso em: 18 ago. 2013.](https://www.google.com.br/search?biw=1396&bih=686&tbm=isch&sa=1&ei=4ljOW7X7lsOdwATn9qHQCA&q=DISTRIBUI%C3%87%C3%83O+DE+CARGA+FUNDA%C3%87%C3%95ES+SUPERFICIAIS+E+PROFUNDAS&oq=DISTRIBUI%C3%87%C3%83O+DE+CARGA+FUNDA%C3%87%C3%95ES+SUPERFICIAIS+E+PROFUNDAS&gs_l=img.3...7004.11058.0.11161.25.22.0.0.0.304.2610.0j13j3j1.17.0...0...1c.1.64.img..8.0.0...0.YefO6ZFGBOA#imgsrc=H9soffFdWhed7M:>. Acesso em: 22 out. 2018.</p></div><div data-bbox=)

FARO, Vitor Pereira. **Carregamento lateral em fundações profundas associadas a solos tratados: concepção, provas de carga e diretrizes de projeto**. 2014. 349 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2014. Disponível em: <<https://lume.ufrgs.br/handle/10183/100167?locale-attribute=en>>. Acesso em: 23 out. 2018.

FARO, Vitor Pereira. **Geotecnia de fundações: TC 041**. 2017. 14 slides. Disponível em: <[http://www.dcc.ufpr.br/mediawiki/images/2/2e/TC\\_041\\_Geotecnia\\_de\\_Funda%C3%A7%C3%B5es\\_-\\_Aula\\_2.pdf](http://www.dcc.ufpr.br/mediawiki/images/2/2e/TC_041_Geotecnia_de_Funda%C3%A7%C3%B5es_-_Aula_2.pdf)>. Acesso em: 25 maio 2019.

FERREIRA, R.C.; PERES, J.E.E. & BENVENUTO, C. Uma análise de modelos geotécnicos para a previsão de recalques em solos colapsíveis. In : congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia de fundações, 9, 1990, Salvador. **Anais...**, Salvador, ABMS, 1990, v. 2, p. 73-79.

GIBSON, R. E.; HENKEL, D.J. **Geotechnique: Influence of Duration of Tests at Constant Rate of Strain on Measured Drain Strength**. [S.l], p. 6-15, 1954.

GUERRA, Antônio Teixeira. **Dicionário geológico geomorfológico**. 8. ed. Rio de Janeiro: IBGE, 1993.

GUIMARÃES, J. E. P. **A cal – fundamentos e aplicações na engenharia civil**. 2 Ed. São Paulo: Pini, 2002.

HACHICH, Waldemar. Segurança das fundações e escavações. In: HACHICH, Waldemar et. al. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2009.

HARTMANN, Léo Afraneo. A história natural do Grupo Serra Geral desde o Cretáceo até o Recente. **Revista do Centro de Ciências Naturais e Exatas - UFSM: Ciência e Natura**, Santa Maria, v. 36, ed. especial, p. 173-182, 2014.

INGLES, Owen Graeme; METCALF, J.B. **Soil Stabilization: Principles and Practice**. Sidney, Butterworths, 1972. 374 f.

INSTITUTO PORTUGUÊS DA QUALIDADE (IPQ). **Norma portuguesa: Eurocódigo 7: Projecto geotécnico: Parte 1: Regras gerais**. Caparica, 2010.

JOPPERT JÚNIOR, Ivan. **Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. São Paulo: Pini, 2007.

LAVA. In: **ENCYCLOPÆDIA BRITANNICA**. Chicago, 2018. Disponível em: <<https://www.britannica.com/science/lava-volcanic-ejecta#ref11633>>. Acesso em: 27 out. 2018.

LEINZ, Viktor; AMARAL, Sérgio Estanislau do. **Geologia geral**. 9. ed. São Paulo: Nacional, 1985.

LONGO, Luis Filipe. Como obter a pressão admissível a partir do SPT. **AltoQi: QiSuporte**, [S.l], 2019. Disponível em: < <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360004276094-Como-obter-a-press%C3%A3o-admiss%C3%ADvel-a-partir-do-SPT>>. Acesso em: 25 maio 2019.

LOPES JUNIOR, Luizmar da Silva. **Metodologia de previsão do comportamento mecânico de solos tratados com cal**. 2011. 226 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2011. Disponível em: <<https://lume.ufrgs.br/handle/10183/49306>>. Acesso em: 23 out. 2018.

LUZ, Adão Benvindo da. Zeólitas: Propriedades e usos industriais. **Série Tecnologia Mineral**, CETEM/CNPq, Rio de Janeiro, 1995.

MARINHO, Fernando Antônio Medeiros. Investigação geotécnica para quê? In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS (COBRAE), 4., 2005, Salvador. **Anais eletrônicos...** São Paulo: Universidade de São Paulo, 2005. Disponível em:

<[https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/222204/mod\\_resource/content/0/Marinho%20-%20Investiga%C3%A7%C3%A3o%20-%20COBRAE2005-Final.pdf](https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/222204/mod_resource/content/0/Marinho%20-%20Investiga%C3%A7%C3%A3o%20-%20COBRAE2005-Final.pdf)>. Acesso em: 06 set. 2018.

MORAES, Marcello da Cunha. **Estruturas de fundações**. 2. ed. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1978.

MORAES, Maria Luiza et. al. Estudo de Resultados de Sondagens SPT e Ensaio de Penetração Dinâmica Contínua (PD) para Areias da Grande Vitória – ES. In: GEOJOVEM, 2., 2006, Friburgo. **Anais eletrônicos...** São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2006.

Disponível em:

<<https://www.abms.com.br/links/bibliotecavirtual/IIgeojovem2006/2006-moraes-bicalho.pdf>>. Acesso em: 21 out. 2018.

MOURA, Ana Paula. **Fundações rasas: Determinação da capacidade de carga**. 2016. 72 slides. Disponível em: <<http://site.ufvjm.edu.br/icet/files/2016/08/AULA05b-FUNDACOES-DIRETAS-CAPACIDADE-DE-CARGA.pdf>>. Acesso em: 24 abr. 2019.

MUSEU DE MINERAIS, MINÉRIOS E ROCHAS HEINZ EBERT. **Carbonatos**. Rio Claro, 2018. Disponível em: <<https://museuhe.com.br/minerais/carbonatos/>>. Acesso em: 27 out. 2018.

NÃO-ME-TOQUE. In: GOOGLE MAPS. Mountain View: Google, 2018. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps/place/N%C3%A3o-Me-Toque+-+RS,+99470-000/@-28.4616042,-52.8845507,12z/data=!3m1!4b1!4m5!3m4!1s0x94fd492498d6957f:0x9a8b601ccba4050d!8m2!3d-28.4599882!4d-52.8208332?hl=pt-BR>>. Acesso em: 10 set. 2018.

NÃO-ME-TOQUE. Prefeitura Municipal. **Dados geográficos**. Não-Me-Toque, 2014. Disponível em: <<http://naometoquers.com.br/o-municipio/estatisticas/dados-geograficos/>>. Acesso em: 10 set. 2018.

NÃO-ME-TOQUE. Prefeitura Municipal. **Localização**. Não-Me-Toque, 2014. Disponível em: <<http://naometoquers.com.br/o-municipio/localizacao/>>. Acesso em: 10 set. 2018.

NATÁRIO, Paulo José Gil. Obras de melhoramento e reforço de solos. **Revista Geotecnia**, Lisboa, n. 139, mar. 2017. Disponível em: <<https://www.abms.com.br/links/revistageotecnia/Revista139.pdf>>. Acesso em: 06. Set. 2018.

NUNEZ, Washington Peres. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação**. 1991. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto

Alegre, 1991. Disponível em: <<https://lume.ufrgs.br/handle/10183/151325>>. Acesso em: 24 mar. 2019.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

PINTO, Carlos de Sousa. Propriedades dos solos. In: HACHICH, Waldemar et. al. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2009.

PINTO, Eduardo da Silva. **Solo-cimento compactado: proposta de métodos de ensaio para dosagem e caracterização física e mecânica**. 2016. 207 f. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) - Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual Paulista (Unesp), Bauru, 2016. Disponível em: <[https://repositorio.unesp.br/bitstream/handle/11449/147987/pinto\\_es\\_me\\_bauru.pdf+&cd=4&hl=pt-BR&ct=clnk&gl=br](https://repositorio.unesp.br/bitstream/handle/11449/147987/pinto_es_me_bauru.pdf+&cd=4&hl=pt-BR&ct=clnk&gl=br)>. Acesso em: 05 maio 2019.

QUARESMA, Arthur Rodrigues et. al. Investigações geotécnicas. In: HACHICH, Waldemar et. al. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2009.

RIGO, Marcelo Luvison. **Mineralogia, intemperismo e comportamento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas da formação Serra Geral**. 2005. 349 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2005. Disponível em: <<https://lume.ufrgs.br/handle/10183/5682>>. Acesso em: 28 ago. 2018.

SALES, Luís Fernando Pedroso. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. 1998. 129 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 1998. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/2142/000226840.pdf?...1>>. Acesso em: 23 out. 2018.

SCHNAID, Fernando. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SENNA, Ayrton. **Ayrton Senna fala sobre a vida pessoal**. Entrevistador: João Doria Jr. Mountain View: Google, 1990. (S.I).

SOLO residual. In: GOOGLE IMAGENS. Mountain View: Google, 2018. Disponível em: DIAS <

SZABÓ, Gergely A. J.; BABINSKI, Marly; TEIXEIRA, Wilson. Rochas ígneas. In: TEIXEIRA, Wilson. et al. (Org.). **Decifrando a terra**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

TEIXEIRA, Alberto Henriques; GODOY, Nelson Silveira de. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, Waldemar et. al. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2009.

TERZAGHI, Karl. **Mecânica teórica de los suelos**. Buenos Aires: Acme Agency, 1949.

THOMÉ, Antônio. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais**. 1999. 238 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 1999. Disponível em: <<https://lume.ufrgs.br/handle/10183/3036>>. Acesso em: 23 out. 2018.

THOMÉ, Antônio. **Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais**. 1994. 149 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 1994. Disponível em: <<https://lume.ufrgs.br/handle/10183/1547>>. Acesso em: 23 out. 2018.

TOLEDO, Maria Cristina M.; OLIVEIRA, Sonia Maria B. de; MELFI, Adolpho J. Intemperismo e formação do solo. In: TEIXEIRA, Wilson. et al. (Org.). **Decifrando a terra**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

TOLOTTI, Caroline D. K.; GOMES, Márcia E. B. Celadonita nos basaltos da Formação Serra Geral, Alto Uruguai-RS. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOQUÍMICA, 16., 2017, Búzios. **Anais eletrônicos...** Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2017. Disponível em: <[http://sbgq.org.br/anaisXVIcongresso/2017\\_05\\_15\\_20\\_09\\_19.pdf](http://sbgq.org.br/anaisXVIcongresso/2017_05_15_20_09_19.pdf)>. Acesso em: 27 out. 2018.

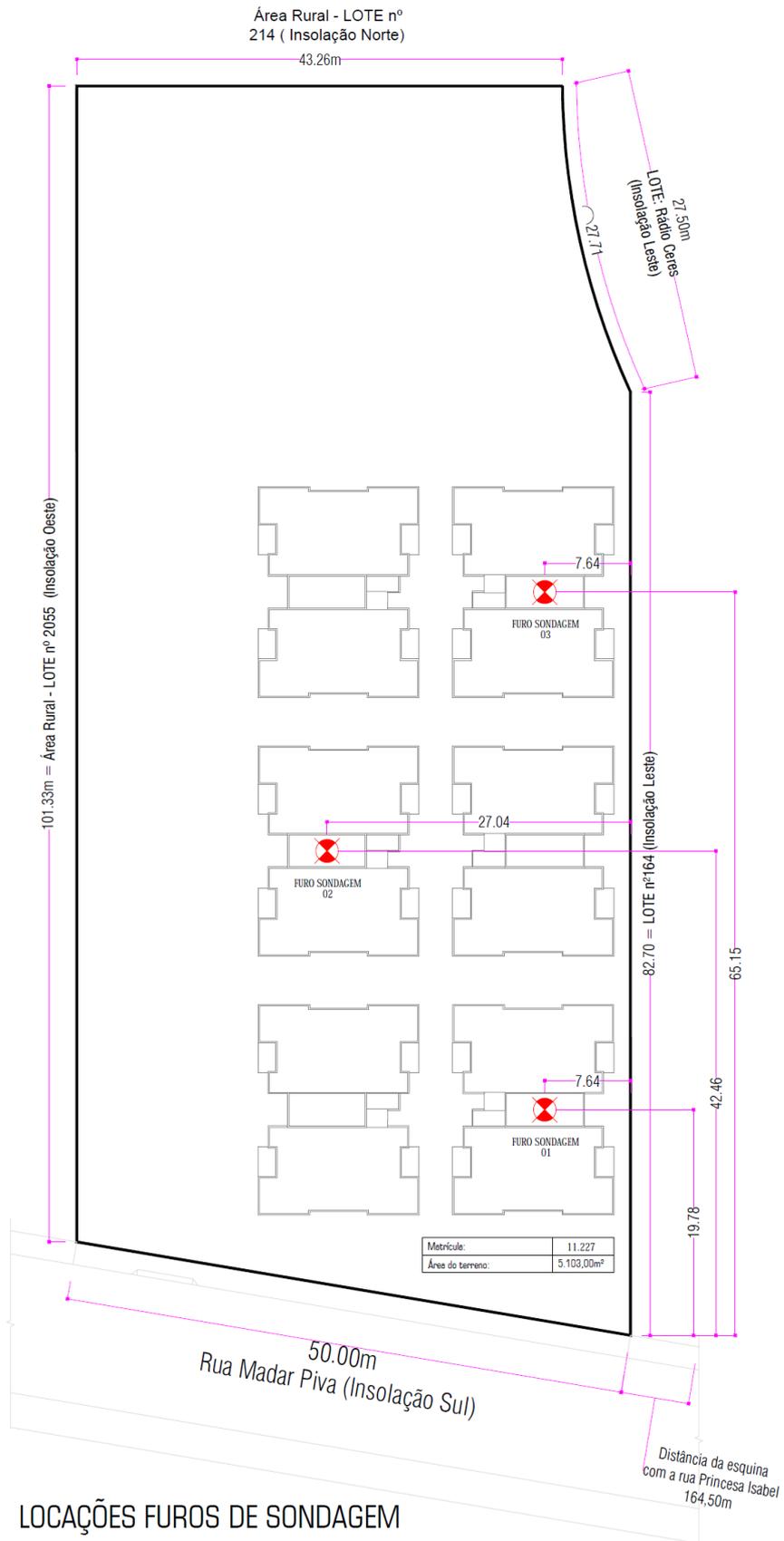
VARGAS, Milton. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1978.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto: investigação do subsolo: fundações superficiais**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

VELLOSO, Dirceu; LOPES, Francisco de Rezende. Concepção de obras de fundações. In: HACHICH, Waldemar et. al. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2009.

VILLALBA, Néstor Masamune Kanazawa. **Durabilidade, Rigidez e avaliação do ciclo de vida de um solo dispersivo estabilizado com cal**. 2015. 154 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2015. Disponível em: <<https://lume.ufrgs.br/handle/10183/2>>. Acesso em: 07 maio 2019.

## ANEXO A – LOCAÇÃO FUROS DE SONDAGEM



LOCAÇÕES FUROS DE SONDAGEM

**ANEXO B – SONDAGEM FURO 01**

R.N.		100,00		COTA		99,45		FURO:		SP- 1		INÍCIO		13/11/18		TÉRMINO		13/11/18			
ensaio penetração		N		torque		cota		GRÁFICO		Avanço		Revestimento		nível d'água		COTA		convenção das amostras		classificação das amostras	
/15 /15 /15 /30								1o 2o 3o torque													
1	1	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
1	1	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
1	1	3	4	1	4	1	4	1	4	1	4	1	4	1	4	1	4	1	4	1	4
1	2	3	5	1	5	1	5	1	5	1	5	1	5	1	5	1	5	1	5	1	5
1	2	3	5	1	5	1	5	1	5	1	5	1	5	1	5	1	5	1	5	1	5
2	3	3	6	2	6	2	6	2	6	2	6	2	6	2	6	2	6	2	6	2	6
2	3	5	8	2	8	2	8	2	8	2	8	2	8	2	8	2	8	2	8	2	8
3	4	6	10	3	10	3	10	3	10	3	10	3	10	3	10	3	10	3	10	3	10
6	8	11	19	6	19	6	19	6	19	6	19	6	19	6	19	6	19	6	19	6	19
9	13	16	29	9	29	9	29	9	29	9	29	9	29	9	29	9	29	9	29	9	29
12	17	19	36	12	36	12	36	12	36	12	36	12	36	12	36	12	36	12	36	12	36
15	20	23	43	15	43	15	43	15	43	15	43	15	43	15	43	15	43	15	43	15	43
18	24	28	52	18	52	18	52	18	52	18	52	18	52	18	52	18	52	18	52	18	52
14				14		14		14		14		14		14		14		14		14	
15				15		15		15		15		15		15		15		15		15	
16				16		16		16		16		16		16		16		16		16	
17				17		17		17		17		17		17		17		17		17	
18				18		18		18		18		18		18		18		18		18	
19				19		19		19		19		19		19		19		19		19	
20				20		20		20		20		20		20		20		20		20	
21				21		21		21		21		21		21		21		21		21	
22				22		22		22		22		22		22		22		22		22	
23				23		23		23		23		23		23		23		23		23	
24				24		24		24		24		24		24		24		24		24	
25				25		25		25		25		25		25		25		25		25	
26				26		26		26		26		26		26		26		26		26	
27				27		27		27		27		27		27		27		27		27	
28				28		28		28		28		28		28		28		28		28	
29				29		29		29		29		29		29		29		29		29	
30				30		30		30		30		30		30		30		30		30	
31				31		31		31		31		31		31		31		31		31	
32				32		32		32		32		32		32		32		32		32	
33				33		33		33		33		33		33		33		33		33	
34				34		34		34		34		34		34		34		34		34	
35				35		35		35		35		35		35		35		35		35	
36				36		36		36		36		36		36		36		36		36	
37				37		37		37		37		37		37		37		37		37	
38				38		38		38		38		38		38		38		38		38	
RV		revestimento		CA		circulação água		obs:													
TC		trado concha		TH		trado helicoidal															
Leitura	Data / Hora	N. A. (m)	Método	início(m	Fim (m)	Lavagem por tempo - 10min.	Prof. de início (m) :	Estágio 1 (cm) :	Estágio 2 (cm) :	Estágio 3 (cm) :	OBS : CAMADA VEGETAL = N. A. 0 REVESTIMENTO										
1	00/01/1900	0,00	T. Cavadeira	0,00	1,00																
2	00/01/1900	0,00	T. Espiral	1,00	10,00																
3		0	Lavagem	10,00	21,00																



