

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SANTA
CATARINA – CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL**

LETÍCIA ALVES PEREIRA

**APLICAÇÃO DA TÉCNICA DE ULTRASSOM NA ANÁLISE DE UM
SOLO RESIDUAL COMPACTADO MELHORADO COM CIMENTO
PORTLAND**

FLORIANÓPOLIS, 2020.

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SANTA
CATARINA – CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL**

LETÍCIA ALVES PEREIRA

**APLICAÇÃO DA TÉCNICA DE ULTRASSOM NA ANÁLISE DE UM
SOLO RESIDUAL COMPACTADO MELHORADO COM CIMENTO
PORTLAND**

Trabalho de conclusão de curso submetido
ao Instituto Federal de Educação, Ciência
e Tecnologia de Santa Catarina como
parte dos requisitos para obtenção do título
de Engenheira Civil.

Orientadora:
Profª Drª. Fernanda Simoni Schuch

FLORIANÓPOLIS, 2020.

Ficha de identificação da obra elaborada pela autora.

Pereira, Letícia Alves

Aplicação da técnica de ultrassom na análise de um solo residual compactado melhorado com cimento Portland / Letícia Alves Pereira ; orientação de Fernanda Simoni Schuch. - Florianópolis, SC, 2020.
93 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) - Instituto Federal de Santa Catarina, Câmpus Florianópolis. Bacharelado em Engenharia Civil. Departamento Acadêmico de Construção Civil.
Inclui Referências.

1. Ultrassom. 2. Melhoramento de solo. 3. Velocidade ultrassônica. 4. Geotecnia. I. Schuch, Fernanda Simoni. II. Instituto Federal de Santa Catarina. Departamento Acadêmico de Construção Civil. III. Título.

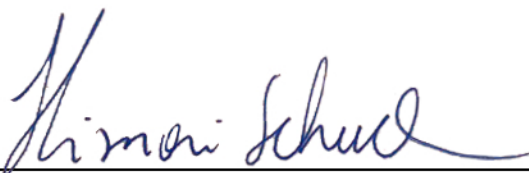
APLICAÇÃO DA TÉCNICA DE ULTRASSOM NA ANÁLISE DE UM SOLO RESIDUAL COMPACTADO MELHORADO COM CIMENTO PORTLAND

LETÍCIA ALVES PEREIRA

Este trabalho foi julgado adequado para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil e aprovado na sua forma final pela banca examinadora do Curso Superior de Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina.

Florianópolis, 13 de outubro de 2020.

Banca Examinadora:



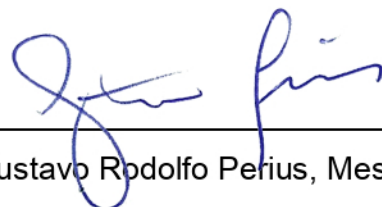
Fernanda Simoni Schuch, Doutora



Fábio Krueger da Silva
PROFESSOR
SIAPE 1695463
IPSC - Campus Florianópolis

Fábio Krueger da Silva, Doutor

Gracieli Dienstmann, Doutora



Gustavo Rodolfo Perius, Mestre

AGRADECIMENTOS

É por acreditar que conquistas são alcançadas em conjunto, que eu gostaria de agradecer as pessoas que me auxiliaram e conferiram suporte para a conclusão desta etapa.

Agradeço primeiramente aos meus pais, Eliete e Nilsomar, por terem me ensinado que a educação é o melhor caminho, mesmo que as vezes seja difícil seguir. Pelo apoio e confiança nas minhas escolhas.

À minha irmã Elisângela, por ter sido meu exemplo, minha professora e melhor amiga. Pela minha afilhada, que nas horas de lazer me fazia esquecer de todas as responsabilidades e viver o presente. Ao meu cunhado Deyvit, por tantos ensinamentos passados e ter sido como um irmão e exemplo a ser seguido.

Ao meu namorado Martin, agradeço pelas incansáveis horas de incentivo e motivação. Reconheço sua competência como excelente ouvinte nos momentos que mais precisei conversar e desabafar.

Às minhas amigas, Lorena, minha dupla de faculdade, pela sua paciência, amizade e companheirismo sem igual. Amanda e Morgana, por todas as horas de conversas e risadas. Com vocês essa jornada se tornou mais prazerosa.

À minha orientadora professora Fernanda, por sua excelente orientação, atenção e dedicação, não medindo esforços para que a nossa pesquisa tivesse o melhor resultado.

A minha amiga e parceira de TCC Carolina, pelas incansáveis horas de laboratório, palavras de incentivo e companheirismo. Ao técnico de laboratório Rafael, pelo auxílio durante os ensaios. Ao colega de curso Guilherme, pela ajuda durante as rupturas na prensa EMIC.

A banca examinadora, professores Fábio, Gustavo e Gracieli, por terem aceito o convite e por disponibilizarem uma parte dos seus conhecimentos para tornar esse trabalho possível. Aos demais professores do IFSC, pelo ensino de qualidade e dedicação com seus alunos.

Aos demais amigos e familiares, que se fizeram importantes e presentes com palavras de apoio e incentivo.

*“Depois de escalar uma grande montanha se descobre
que existem muitas outras montanhas para escalar”.*

(Nelson Mandela)

RESUMO

Devido a sua abundância e diversidade, os solos necessitam de procedimentos que o caracterizam e visam determinar sua aplicação e comportamento. Esta pesquisa apresenta um estudo para verificar a relação da velocidade do pulso ultrassônico (VPU) com a tensão máxima de ruptura, em uma amostra de solo deformada, compactada e melhorada com cimento Portland. Para isso, primeiramente caracterizou-se a amostra de solo a partir da determinação da massa específica dos grãos, análise granulométrica e limites de consistência. Com base nesses resultados, foi possível classificar a amostra como sendo um solo residual silto argiloso, altamente plástico e com granulometria aberta. Foram realizados ensaios de compactação para avaliação do efeito da adição de 2% e 4% de teor de cimento, os quais demonstraram que, com a presença do cimento, a umidade ótima tende a aumentar enquanto que a densidade seca máxima a diminuir. Na sequência foram moldados 27 corpos de prova com e sem adição submetendo-os ao ensaio de resistência à compressão simples (compressão axial não confinada). Os mesmos corpos de prova também foram avaliados com equipamento de ultrassom para se buscar uma correlação entre resistência à compressão axial e a VPU. Como resultados tem-se que: a resistência à compressão axial não confinada foi analisada estatisticamente e observa-se que, quanto maior o teor de adição da mistura, maiores os valores de tensão máxima de ruptura obtidos; no ensaio de ultrassom verifica-se que a correlação entre a tensão máxima de resistência e a VPU é significativa, assim como quando se compara a VPU com os parâmetros de índice de vazios e teor de adição. Observou-se que a VPU é diretamente proporcional ao teor de adição, e à resistência à compressão axial não confinada. Já quando comparada com o índice de vazios, é inversamente proporcional. Sendo assim o ensaio não destrutivo de ultrassom é capaz de detectar as variações de propriedades conferidas ao solo.

Palavras-chaves: Ultrassom. Melhoramento de solo. Velocidade ultrassônica. Geotecnia.

ABSTRACT

Due to its abundance and diversity, soil requires procedures that characterize it and aim to determine its application and behavior. Thus, this research presents a study to verify the relationship between the ultrasonic pulse velocity (UPV) and the axial compression strength in a deformed soil sample, compacted and improved with Portland cement. Firstly, the soil sample was characterized by determining the specific mass of the grains, the granulometric analysis and the consistency limits. From that, it was possible to classify the sample as a silty clayey soil, highly plastic and of open granulometry. Compaction tests were carried out to evaluate the effect of 2% and 4% of cement addition, and the results demonstrate that, with the addition of cement, the optimal humidity tends to increase whereas the maximum dry density tends to decrease. Twenty-seven specimens were molded, with or without cement addition, and submitted to the compressive strength test (unconfined axial compression). Specimens were also evaluated by ultrasound equipment to investigate a possible correlation between the axial compression strength and the UPV. The results of the unconfined axial compression strength test were statistically evaluated and showed that the higher the mixture addition content the higher the axial compression strength values obtained. Furthermore, the ultrasound tests indicated that the correlation between axial compression strength and UPV is significant, as well as when comparing the UPV to the parameters of voids index and addition content. The UPV was observed to be directly proportional to the addition content and to the axial compression strength, although when compared to the voids index, it was inversely proportional. Thus, the non-destructive ultrasound method is able to detect satisfactorily variations in properties conferred to the soil.

Keywords: Ultrasound. Soil breeding. Ultrasonic velocity. Geotechnics.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Terminologia do Sistema Unificado.....	22
Figura 2 - Esquema para classificação pelo Sistema Unificado.....	23
Figura 3 - Exemplo de curva de distribuição granulométrica do solo	25
Figura 4 - Esquema dos estados de consistência dos solos.....	26
Figura 5 - Exemplo de gráfico gerado para obtenção do limite de liquidez	26
Figura 6 - Ensaio de limite de plasticidade.....	26
Figura 7 - Curva de compactação típica.....	28
Figura 8 - Curva de compactação de diversos solos brasileiros	28
Figura 9 - Representação gráfica do ensaio de compressão simples.....	29
Figura 10 - Campo de audibilidade das vibrações mecânicas	31
Figura 11 - Transmissão direta.....	34
Figura 12 - Localização	38
Figura 13 - Aspecto visual da amostra coletada.....	39
Figura 14 - Perfil do solo em conformidade com laudo de sondagem SPT.....	40
Figura 15 - Local da coleta da amostra	40
Figura 16 - Armazenamento da amostra de solo	41
Figura 17 - Fluxograma	42
Figura 18 - (a) Picnômetro e (b) Aparelho de dispersão	45
Figura 19 - (a) Conjunto de peneiras para peneiramento grosso (b) Conjunto de peneiras para o peneiramento fino e (c) Ensaio de sedimentação.....	46
Figura 20 - Aparelho Casagrande e Cinzel	49
Figura 21 - (a) e (b) Compactador motorizado de CBR e Proctor - Contenco.....	50
Figura 22 - (a) Solo e cimento para a mistura (b) Mistura manual da amostra (c) Amostra homogeneizada (d) Extração do CP após a compactação do material.....	51
Figura 23 - (a) Molde cilíndrico (b) Materiais para confecção do CP.....	52
Figura 24 - (a) Extrator utilizado (b) CP extraído.....	53
Figura 25 - Processo de cura dos CPs com adição de cimento.....	54
Figura 26 - Equipamento utilizado para o ensaio de ultrassom.....	55
Figura 27 - (a) Pesagem do CP (b) Ensaio de ultrassom no CP	56
Figura 28 - Prensa EMIC DL 30000	57
Figura 29 - (a) e (b) Aplicação de carregamento no CP (c) CP rompido.....	58

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Dados obtidos por Sarro (2017)	35
Tabela 2 - Valores obtidos por Ferreira e Freire (2005) após 28 dias de cura	35
Tabela 3 - Ensaios laboratoriais realizados.....	43
Tabela 4 - Quantidades de materiais para moldagem de cada CP para os ensaios de ultrassom e resistência à compressão axial	54
Tabela 5 - Quantificação dos CPs para compressão axial	58
Tabela 6 - Resumo da caracterização da amostra de solo	60
Tabela 7 - Classificação quanto à plasticidade	62
Tabela 8 - Índices de Atterberg de alguns solos brasileiros	62
Tabela 9 - Resultado da umidade ótima e densidade seca máxima	63
Tabela 10 - Valores das curvas de compactação Dias (2012)	64
Tabela 11 - Tensão máxima e média de ruptura para os corpos de prova	65
Tabela 12 - Resistências máximas obtidas para cada mistura de solo-cimento nos diferentes trabalhos apresentados	69
Tabela 13 - Tensão máxima de ruptura por teor de adição com seus respectivos índices de vazios.....	70
Tabela 14 - VPU por teor de adição com seus respectivos índices de vazios máximos	71
Tabela 15 - VPU por teor de adição com suas respectivas tensões máximas.....	74

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Curva granulométrica	61
Gráfico 2 - Resultados do ensaio de Limite de Liquidez	61
Gráfico 3 - Curvas de compactação para 0%, 2% e 4% de adição	63
Gráfico 4 - (a) Tensão x Deformação linear com 2% de adição (b) Tensão x Deformação linear 4% de adição	66
Gráfico 5 - Tensão x Deformação linear (a) 0 dias de cura (b) 7 dias de cura (c) 14 dias de cura (d) 28 dias de cura	67
Gráfico 6 - Tensão máxima de ruptura x índice de vazios	70
Gráfico 7 - VPU x índice de vazios máximo	72
Gráfico 8 - VPU x teor de adição de cimento Portland	73
Gráfico 9 - VPU x tensão máxima de ruptura.....	74

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – American Society for Testing and Materials

CBR – Califórnia Bearing Ratio

cm³ – Centímetro cúbico

CP – Corpo de Prova

d – Diâmetro

e – Índice de vazios

f – Frequência

g – Gramas

g/cm³ – Gramas por centímetro cúbico

h – Teor de umidade

Hz – Hertz

IFSC – Instituto Federal de Santa Catarina

IP – Índice de plasticidade

ISO – International Organization for Standardization

kg – Quilograma

kHz – Kiloherzt

kN – Quilonewton

LC – Limite de contração

LL – Limite de liquidez

LP – Limite de plasticidade

m – Metro

m/s – Metros por segundo

m³ – Metro cúbico

mm – Milímetro

mm/min – Milímetro por minuto

MPa – Megapascal

N – Newton

n – Porosidade

NBR – Norma Brasileira

NM – Norma Mercosul

P – Carga

R² – Coeficiente de Regressão Linear

s – Segundo

T – Período

t – Tempo

v – Velocidade

V – Volume

VPU – Velocidade do pulso ultrassônico

w – Umidade

λ – Comprimento de onda

$\gamma_{dm\acute{a}x}$ – Massa específica aparente seca máxima

ρ_s – Massa específica dos grãos

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	16
1.1	Justificativa	17
1.2	Objetivos	19
1.3	Organização do trabalho	19
2.	REVISÃO DE LITERATURA	21
2.1	Origem e natureza dos solos	21
2.2	Caracterização do solo	23
2.2.1	Índices físicos	24
2.2.2	Granulometria	24
2.2.3	Limites de Consistência	25
2.3	Compactação	27
2.4	Resistência à compressão axial não confinada	29
2.5	Análise de solo com ultrassom	30
2.5.1	Características das ondas	30
2.5.2	Normatização	32
2.5.3	Aparelho e ensaio de ultrassom	33
2.5.4	Resultados de ultrassom em solos	34
2.6	Melhoramento de solos com cimento Portland	36
3.	MATERIAIS E MÉTODO	38
3.1	Materiais	38
3.1.1	O solo	38
3.1.2	Cimento	41
3.1.3	Água	42
3.2	Método	42
3.2.1	Ensaio laboratoriais de caracterização	43
3.2.1.1	<i>Massa específica dos grãos</i>	<i>43</i>
3.2.1.2	<i>Análise granulométrica</i>	<i>45</i>
3.2.1.3	<i>Limites de consistência</i>	<i>48</i>
3.2.2	Ensaio de compactação	50
3.2.3	Moldagem dos corpos de prova para compressão simples	52

3.2.4	Ensaio de ultrassom	55
3.2.5	Ensaio de resistência à compressão axial não confinada.....	56
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	60
4.1	Resultados da caracterização	60
4.2	Resultado da compactação	62
4.3	Resultado da resistência à compressão axial não confinada	64
4.3.1	Tensão máxima de ruptura e idade dos CPs.....	67
4.3.2	Tensão máxima de ruptura e o índice de vazios dos CPs.....	69
4.4	Ultrassom	71
4.4.1	VPU x índice de vazios	71
4.4.2	VPU x teor de cimento	72
4.4.3	VPU x tensão máxima de ruptura	74
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	76
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	78
	APÊNDICE A – Análise estatística das tensões de ruptura.....	83
	APÊNDICE B – Resultados obtidos nos ensaios de ultrassom e resistência à compressão axial	88
	ANEXO A – Laudo de sondagem SPT disponibilizado pela construtora	89

1. INTRODUÇÃO

Em virtude da sua abundância, desde a antiguidade o solo, objeto de estudo desta pesquisa, vem se apresentando como uma opção viável para a construção civil. Diversas técnicas construtivas já utilizavam o solo como matéria-prima, a exemplo do adobe, taipa de mão, pau-a-pique e entre outras, as quais empregavam aglomerantes naturais e métodos de compactação (SARRO; FERREIRA; GALLETO, 2015).

De acordo com Pinto (2006), o comportamento dos solos deve ser estudado uma vez que, todas as obras de Engenharia Civil são construídas sobre esse material. Além disso, Caputo (1987) ressalta que o solo deve ser considerado como um material de construção, em virtude de que ele próprio é aplicado na construção de obras como aterros, pavimentos de rodovias e barragens. Para isso é necessário que o solo tenha propriedades que permitam a sua aplicação.

Fatores como custo elevado ou restrições ambientais tornam algumas obras inviáveis. É o caso por exemplo da concepção de estradas em locais distantes da jazida de exploração, que devido ao valor agregado do transporte inviabiliza a implantação da rodovia. Para viabilizar essa construção, uma possibilidade é fazer o melhoramento das características do solo local com adição de cimento Portland, para executar a base da rodovia (FOPPA, 2005).

Segundo Dias (2012), o processo de melhoramento consiste em alterar as propriedades do solo, tendo por objetivo transformar o material, para que esse satisfaça as recomendações projetuais. Essa técnica pode ser realizada através de métodos físicos, químicos ou mecânicos, proporcionando contribuições para características como resistência, permeabilidade, compressibilidade e estabilidade volumétrica (CORREIA, 2008).

Conforme Cruz (2004), o método mecânico consiste no rearranjo das partículas sólidas do solo, podendo ou não recorrer a correções de composição granulométrica. Já no processo físico, as características do material são modificadas a partir do uso de calor e eletricidade. Enquanto que no melhoramento por meio químico, as propriedades são alteradas a partir da utilização de aditivos, que podem

ser cal, cimento, produtos betuminosos ou outras substâncias dependendo da sua finalidade (CAPUTO, 1987).

Para Cruz (2004), o melhoramento de solos com adição de cimento Portland é uma das aplicações mais difundidas a fim de aprimorar as propriedades do material. Foppa (2005) cita como exemplo a construção de bases para pavimentos, proteção de taludes em barragens de terra e contenção de plumas de contaminação.

Assim sendo, é imprescindível o controle tecnológico dessa técnica. Para isso, realizam-se ensaios laboratoriais de verificação, sendo classificados como destrutivos e não destrutivos. Segundo Damaceno (2010), ao longo dos últimos anos, pesquisadores vêm estudando ensaios de caracterização do solo com objetivo de garantir técnicas com menor impacto ao ambiente.

O ensaio de ultrassom, caracteriza-se como não destrutivo, ou seja, verifica a integridade da estrutura, sem causar deformações. A técnica consiste na medição da propagação de ondas ultrassônicas em um corpo material, com grande aplicação em concreto e argamassa. Entretanto, em solos, esse método não é habitual (BANDEIRA, 2009).

Por esses motivos, o presente estudo avalia os efeitos da adição de cimento Portland, em teores de 2% e 4%, sobre a densidade seca máxima, umidade ótima, resistência à compressão axial não confinada e propagação de ondas ultrassônicas.

1.1 Justificativa

O solo no seu estado natural, nem sempre apresenta as características solicitadas em projeto. Corrêa (2008), destaca que no Brasil, devido ao tipo de dimensionamento utilizado, inúmeras obras de pavimentação apresentam deformabilidade nas estruturas. Para evitar tais situações, existem diversas técnicas para aprimorar o comportamento dos solos. Uma delas é o melhoramento de solo com cimento Portland, que de acordo com Cruz (2004), pode ser considerada uma das aplicações mais difundidas para aperfeiçoar suas propriedades.

Foppa (2005) e Corrêa (2008), acreditam que essa técnica de melhoramento minimiza impactos ambientais através da redução da quantidade de bota-foras e de materiais buscados no local de extração. Além disso, diminui-se consequentemente o tráfego de caminhões, dado que, será necessário somente o transporte de cimento para o local, o que representa cerca de 10% do total de material utilizado na implantação de uma estrada.

Para viabilizar a aplicação do melhoramento de solos com cimento Portland, é necessário testes laboratoriais que comprovem sua funcionalidade. Entre os diferentes ensaios aplicados para verificação da integridade das estruturas, está o ensaio não destrutivo de ultrassom (SARRO; FERREIRA; GALLETO, 2015). Apesar de ser uma prática pouco difundida em solos, tendo por base pesquisas já realizadas, acredita-se que esse teste é eficaz em solos.

Em conformidade com Gandolfo (2012), ensaios geofísicos são métodos de investigação indiretos, não invasivos e não destrutivos. Geralmente são executados nas superfícies com equipamentos que realizam medidas as quais correspondem a determinadas propriedades físicas do material geológico em superfície. A sua vantagem em relação aos demais é a de fornecer rápida e ampla amostragem do volume investigado do subsolo. Além disso, em grandes centros urbanos, devido à escassez de espaço e problemas com ruídos, os métodos indiretos têm sido uma solução para resolução de problemas encontrados. Entretanto, o autor complementa que não se deve desconsiderar ensaios diretos, pois são fundamentais para interpretações mais precisas, confiáveis e conclusivas dos resultados obtidos.

Bandeira (2009) e Sarro (2017), apontam que a variação da velocidade de propagação da onda ultrassônica, sofre influência da resistência à compressão axial não confinada, da umidade e massa específica, principalmente. Os autores comprovam que a velocidade de onda é diretamente proporcional a resistência a compressão e inversamente proporcional a umidade e massa específica.

Portanto, o presente estudo contribui para o entendimento da propagação de ondas do tipo ultrassônicas em solos residuais silto argilosos compactados bem como em solos melhorados. Acredita-se que com a alteração do meio físico (adição de cimento), ocorrerá a variação da velocidade ultrassônica. Sendo assim, evidencia-

se a necessidade de estudos relacionados a aplicação do ensaio de ultrassom também em solos melhorados.

1.2 Objetivos

O presente estudo tem por objetivo buscar uma correlação entre a tensão máxima de ruptura de um solo e sua respectiva velocidade de propagação de ondas ultrassônicas (VPU) em solos melhorados com cimento.

Para o desenvolvimento da pesquisa, os objetivos específicos são:

- a) Determinar as características físicas do solo analisado;
- b) Avaliar o efeito da adição de cimento sobre o comportamento das curvas de compactação;
- c) Avaliar o aumento da tensão máxima de ruptura através da incorporação de cimento a um solo residual, em dois diferentes teores de adição e diferentes idades;
- d) Avaliar a propagação de ondas ultrassônicas em solo melhorado com cimento correlacionando-as com a tensão máxima de ruptura.

1.3 Organização do trabalho

O presente trabalho é dividido em cinco capítulos. No Capítulo 1 é apresentada uma visão geral da pesquisa, delimitando o tema e mostrando os principais objetivos buscados.

No capítulo 2 é feita uma revisão de literatura, na qual foram selecionadas bibliografias para compor os tópicos com os principais temas desse estudo, como a origem e natureza dos solos, caracterização do solo, compactação dos solos, resistência à compressão simples, análise do solo com ultrassom e melhoramento dos solos com cimento Portland.

No capítulo 3, descreve-se a metodologia da pesquisa. Apresenta-se os materiais e métodos utilizados para caracterização e realização dos ensaios na amostra de solo com e sem adição de cimento Portland.

O capítulo 4 apresenta e analisa os resultados dos ensaios realizados nas amostras de solo, levando em consideração outros resultados encontrados na literatura.

Por fim, no capítulo 5 são apresentadas as considerações finais da pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO DE LITERATURA

Nos itens a seguir, apresenta-se a fundamentação teórica para o desenvolvimento da pesquisa. Selecionou-se temas relevantes para o estudo, tais como a origem e natureza dos solos, caracterização da amostra que será analisada, os tipos de melhoramento de solo com ênfase ao melhoramento com uso de cimento Portland e a análise do material a partir do ensaio ultrassônico.

2.1 Origem e natureza dos solos

A origem dos solos está atrelada a decomposição física e química das rochas que constituíam inicialmente a crosta terrestre (BANDEIRA, 2009). Segundo Pinto (2006), o intemperismo nas rochas resulta na formação dos solos, que são basicamente misturas de pequenas partículas que se distinguem por seus tamanhos e composições. As concentrações desses elementos irão variar de acordo com a composição química da rocha matriz.

De acordo com Caputo (1988), os solos podem ser classificados quanto a sua origem em:

- a) Residual: permanece no seu local de decomposição, ou seja, sobre a rocha matriz, como por exemplo o massapê e a terra-rocha;
- b) Sedimentar: após a sua formação, é removido da superfície da rocha de origem, ou seja, é transportado a partir de agentes transportadores, podendo ser aluvionares (transportado pela água), eólicos (transportado pelo vento), coluvionares (transportado pela gravidade) e glaciares (transportado pelas geleiras). Sua textura varia de acordo com o agente transportador;
- c) Orgânico: tem origem basicamente de matéria orgânica, podem ser de origem vegetal (plantas e raízes) e animal (conchas), um exemplo é a turfa.

Conforme Santiago (2001) e descrito na ABNT (1995), os solos classificam-se ainda, de acordo com o tamanho de suas partículas, em solos grossos e finos. Os solos grossos se subdividem em:

- a) Pedregulhos: são solos formados por minerais ou partículas de rocha, com dimensões entre 2,0 mm e 60 mm. Encontram-se geralmente nas margens dos rios em depressões preenchidas por materiais transportados pelas águas fluviais. São denominados de cascalho ou seixo quando possuem formas arredondados ou semi-arredondadas;
- b) Areias: É um solo não coesivo e não plástico, normalmente áspero, formado por minerais ou partículas de rochas com medidas que variam entre 2,0 mm e 0,06 mm.

Já os solos finos, são partículas que evidenciam formas lamelares, tubulares, fibrilares ou aciculares de acordo com o mineral presente. Subdividem-se em:

- a) Siltes: apresentam granulação fina, variando entre 0,06 mm e 0,002 mm. Sua resistência é baixa após a secagem e sua plasticidade é pouca ou nenhuma;
- b) Argilas: possuem granulação muito fina, inferior a 0,002 mm. Suas resistências são elevadas quando secas e apresentam plasticidade e coesão marcante.

A classificação dos solos, pode seguir ainda a Classificação Unificada. Elaborado pelo professor Casagrande, inicialmente foi utilizada em obras de aeroportos. Atualmente, é empregado principalmente por geólogos que trabalham em obras de barragens de terra. Todos os solos são identificados a partir do conjunto de duas letras, conforme apresentado na Figura 1 (PINTO, 2006).

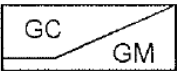
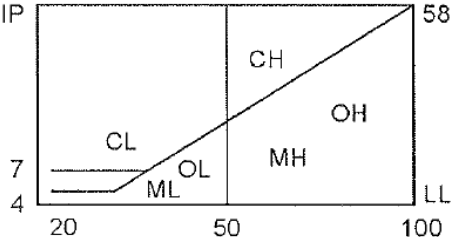
Figura 1 - Terminologia do Sistema Unificado

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

Fonte: Adaptado de PINTO (2006).

Neste sistema os solos são subdivididos em solos granulares (pedregulho e areia) e não granulares (siltes e argilas). Essa subdivisão é dada a partir do percentual de material passante na peneira 0,075 mm (nº 200), valor encontrado a partir do ensaio de análise granulométrica. Além disso, utiliza-se os valores dos limites de *Atterberg*, para classificação. A Figura 2 apresenta o esquema utilizado para classificação pelo sistema unificado.

Figura 2 - Esquema para classificação pelo Sistema Unificado

% P #200 < 50	G > S : G		% P #200 < 5	GW CNU > 4 e 1 < CC < 3
				GP CNU < 4 ou 1 > CC > 3
			% P #200 > 12	GC
			GM	
	S > G : S		5 < #200 < 12	GW-GC, GP-GM, etc.
			% P #200 < 5	SW CNU > 6 e 1 < CC < 3
				SP CNU < 6 ou 1 > CC > 3
			% P #200 > 12	SC
			SM	
		5 < #200 < 12	SW-SC, SP-SC, etc.	
% P #200 > 50	C	CL		
		CH		
	M	ML		
		MH		
	O	OL		
		OH		

Fonte: Adaptado de PINTO (2006).

Outro sistema de classificação de solos muito empregado é o Sistema Rodoviário de Classificação. Originalmente proposto nos Estados Unidos, é muito utilizado na engenharia rodoviária. Assim como o Sistema Unificado, baseia-se na granulometria e nos limites de *Atterberg* (PINTO, 2006).

2.2 Caracterização do solo

Os solos são compostos por partículas sólidas, líquidas e gasosas. A partir da quantidade de cada uma das três fases, é possível reconhecer o seu comportamento físico e mecânico (PINTO, 2006). Na sequência serão apresentados os ensaios laboratoriais utilizados para identificação e caracterização dos solos.

2.2.1 Índices físicos

Em conformidade com Pinto (2006), o solo é formado por partículas sólidas, líquidas (água) e gasosas (ar). Por tanto, o comportamento do solo depende da quantidade de cada uma das três fases presentes. Sendo assim, para identificar o estado do solo, empregam-se índices que correlacionam os pesos e volumes das fases. Os principais índices são a umidade, índice de vazios e massa específica dos grãos.

A umidade é a relação entre o peso de água e o peso de sólidos presentes. Geralmente é expressa pela letra w em porcentagem. Os teores de umidade variam de acordo com o tipo de solo, situando-se na faixa de 10% a 40% (PINTO, 2006).

Ainda de acordo com Pinto (2006), o índice de vazios é a relação entre o volume de vazios e o volume de partículas sólidas. Geralmente expresso pela letra e . Assim como a umidade, depende do tipo de solo, costumando variar entre 0,5 e 1,5.

A massa específica é definida como a relação entre a quantidade de massa e o volume, geralmente expressa em gramas por centímetro cúbico (PINTO, 2006). A Associação Brasileira de Normas Técnicas apresenta uma norma que contém o passo a passo para sua determinação, ABNT NBR 6458:2016.

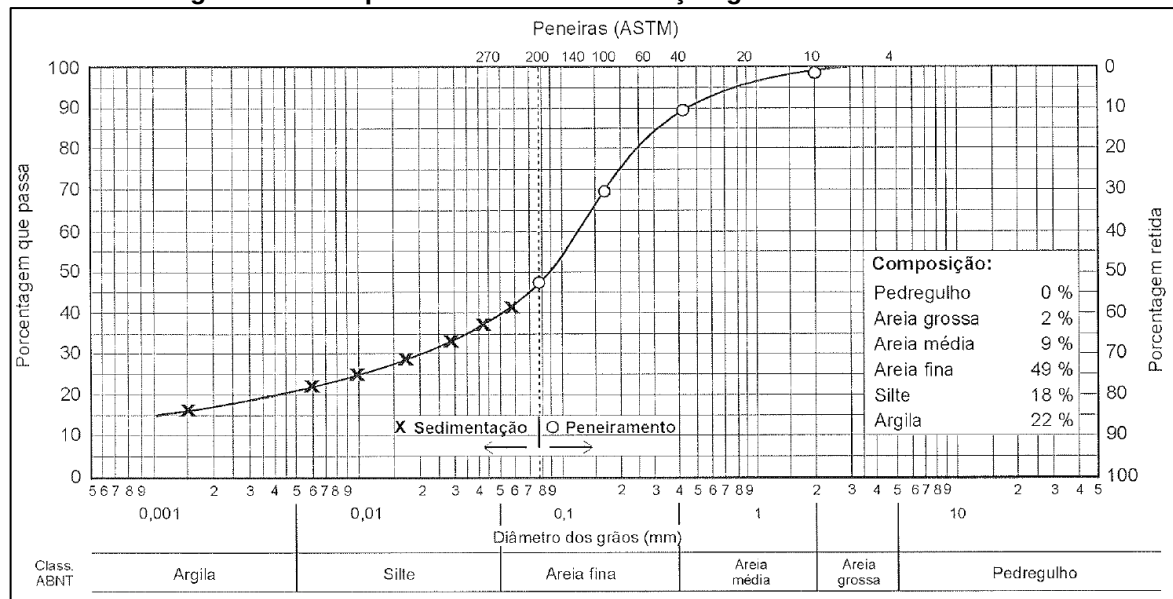
Pinto (2006) afirma que a massa específica dos grãos não sofre grande variação de um solo para o outro, e por isso, não é possível identificar qual tipo de solo somente com essa propriedade. Geralmente grãos de quartzo possuem massa específica em torno de $2,65 \text{ g/cm}^3$ e grãos de argilas lateríticas alcançam valores até $3,00 \text{ g/cm}^3$.

2.2.2 Granulometria

Os solos podem ser especificados a partir do tamanho dos seus grãos, classificando-se em pedregulho, areia, silte e argila. Para isso, realiza-se o ensaio de análise granulométrica, normatizado pela ABNT NBR 7181:2016. Além disso, em situações de campo, essa caracterização pode ser tátil-visual, separando-se em grosso ou fino, plástico ou não plástico, pela sua cor, e entre outras características que dependerá dos conhecimentos do profissional (SANTIAGO, 2001).

O resultado do ensaio de análise granulométrica é um gráfico denominado de curva granulométrica, o qual apresenta em porcentagem, a quantidade de cada diâmetro dos grãos (PINTO, 2006). A Figura 3, demonstra um exemplo de curva de distribuição granulométrica do solo. Em conformidade com Caputo (1988), os formatos das curvas granulométricas tendem a ser equivalentes entre solos com composição granulométrica semelhantes, mesmo que as dimensões das partículas difiram.

Figura 3 - Exemplo de curva de distribuição granulométrica do solo



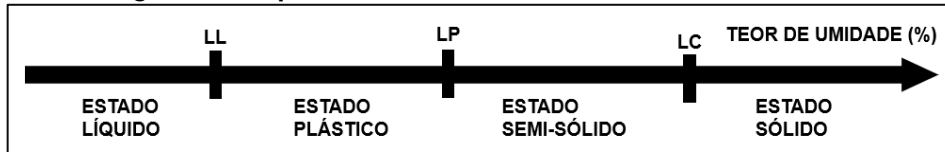
Fonte: Adaptado de PINTO (2006).

Geralmente utilizam-se as curvas granulométricas para realizar correções granulométricas. Quando ocorre de não encontrar nenhum material que satisfaça as recomendações projetuais, é necessário realizar a correção granulométrica, ou seja, é feita a dosagem de dois ou mais materiais, com o propósito de que a mistura se encaixe na faixa granulométrica necessária (CAPUTO, 1988).

2.2.3 Limites de Consistência

De acordo com Caputo (1988), os estados de consistência do solo são os estados físicos, os quais dependem da quantidade de água presente no solo, enquanto que as suas fronteiras são chamadas de limites de consistência. A Figura 4 ilustra esquematicamente esses estados com seus limites, sendo LL o limite de liquidez, LP limite de plasticidade e LC limite de contração.

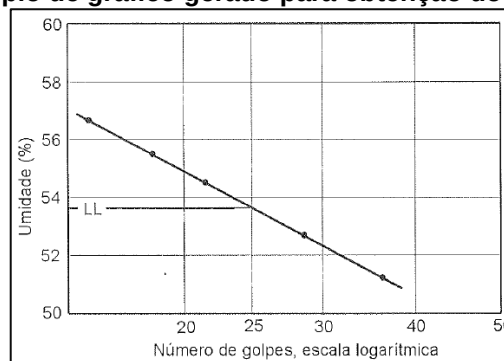
Figura 4 - Esquema dos estados de consistência dos solos



Fonte: Adaptado de CAPUTO (1988).

Esses limites de consistência são obtidos a partir de ensaios laboratoriais. Para a obtenção do limite de liquidez, segue-se as recomendações apresentadas na ABNT NBR 6459:2016. Com base nos valores obtidos, confecciona-se um gráfico relacionando o número de golpes com os teores de umidades correspondentes, gerando uma reta, conforme Figura 5. O resultado do ensaio é o teor de umidade que corresponder ao golpe de número 25 na reta do gráfico (ABNT, 2016).

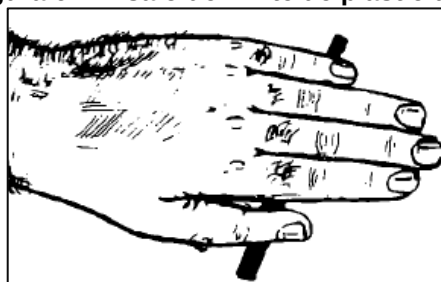
Figura 5 - Exemplo de gráfico gerado para obtenção do limite de liquidez



Fonte: Adaptado de PINTO (2006).

A determinação do limite de plasticidade segue os procedimentos descritos na ABNT NBR 7180:2016. O ensaio consiste na variação do estado plástico para o estado semissólido do solo. O resultado é a média das umidades determinadas. A Figura 6 exemplifica o ensaio para determinação do limite de plasticidade.

Figura 6 - Ensaio de limite de plasticidade



Fonte: Adaptado de CAPUTO (1988).

Com base nos valores encontrados de limites de liquidez e plasticidade, calculam-se os índices de plasticidade e consistência. O índice de plasticidade (IP) é encontrado a partir da diferença entre o limite de liquidez e plasticidade, esse parâmetro indica a plasticidade do solo, quanto maior for o IP mais plástico é o solo. Os limites variam de 1 a 15, sendo o intervalo de 1 a 7 considerado fracamente plástico, de 7 a 15 medianamente plástico e maior que 15 altamente plásticos (CAPUTO, 1988).

Conforme Santiago (2001), o índice de consistência (IC), relaciona os limites de plasticidade e liquidez com a umidade. Esse fator apresenta a consistência do solo no seu estado natural. Seus limites variam entre 0 e 1, podendo classificar as argilas como muito moles, moles, médias, rijas ou duras, dependendo do intervalo que estiver (CAPUTO, 1988).

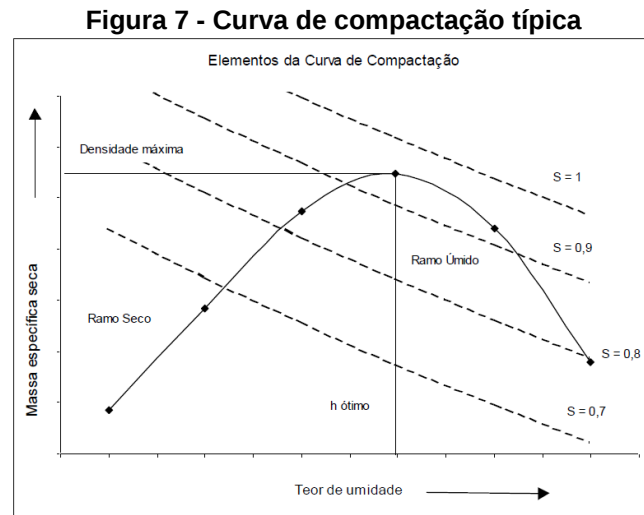
2.3 Compactação

De acordo com Bandeira (2009), a compactação visa melhorar a resistência mecânica dos solos. Consiste em processos manuais e mecânicos, em que os índices de vazios são reduzidos, consequentemente aumentando a sua massa específica. A padronização do ensaio foi proposta, em 1933, por *Proctor*. O engenheiro norte-americano observou que, para uma dada energia de compactação, a massa específica resultante é função da umidade em que o solo estiver (PINTO, 2006).

Na compactação, as quantidades de partículas e de água permanecem constantes; o aumento da massa específica corresponde à eliminação de ar dos vazios. A saída do ar é facilitada porque, quando a umidade não é muito elevada, o ar se encontra em forma de canálculos intercomunicados. A redução do atrito pela água e os canálculos de ar permitem uma massa específica maior quando o teor de umidade é maior. A partir de um certo teor de umidade, entretanto, a compactação não consegue mais expulsar o ar dos vazios pois o grau de saturação já é elevado e o ar já está ocluído (envolto por água). Há, portanto, para a energia aplicada, um certo teor de umidade denominado umidade ótima, que conduz a uma massa específica seca máxima, ou densidade seca máxima. (PINTO, 2006, p. 73).

O ensaio de *Proctor* é padronizado no Brasil pela ABNT NBR 7182:2016. Com os dados obtidos durante o procedimento do ensaio, constrói-se a curva de

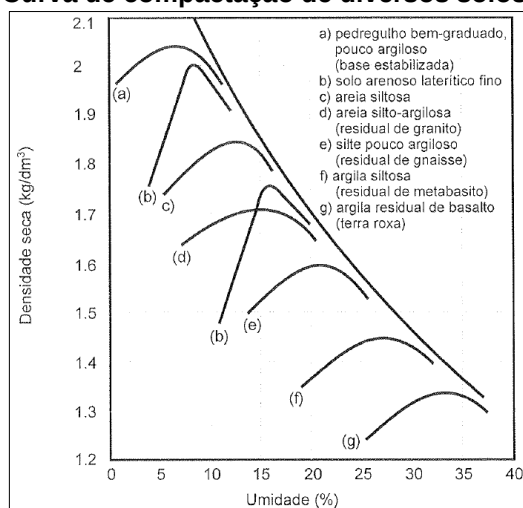
compactação, que é dada a partir da densidade seca em função da sua respectiva umidade (PINTO, 2006). A Figura 7 representa uma curva de compactação típica.



Fonte: Adaptado de BANDEIRA (2009).

Pinto (2006) apresenta alguns valores típicos de diversos solos brasileiros. Os solos argilosos, de modo geral, possuem densidade secas baixas e umidade ótimas elevadas. Os solos silteosos, comumente apresentam valores baixos para a densidade, com curvas bem abatidas. Já as areias com pedregulhos bem graduadas e pouco argilas, dispõem de densidades secas máximas elevadas e umidade ótimas baixas. A Figura 8 demonstra resultados de diversos solos brasileiros. Vale ressaltar que, estes valores são meramente indicativos, visto que, há muita diferença de resultados de amostras da mesma origem.

Figura 8 - Curva de compactação de diversos solos brasileiros



Fonte: Adaptado de PINTO (2006).

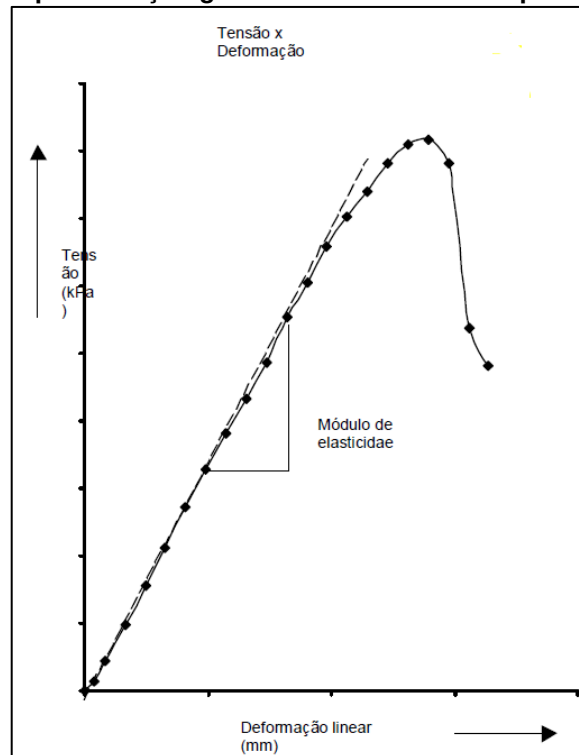
2.4 Resistência à compressão axial não confinada

Conforme Cruz (2004), a resistência de um solo é afetada negativamente quando há a presença de água nos seus poros. Entretanto, nem sempre as baixas resistências estão relacionadas com a umidade, uma vez que, o solo totalmente seco se torna pulverulento, dessa forma o mesmo perde coesão e consequentemente sua resistência cai.

O ensaio de resistência a compressão axial, é normatizado pelo NBR 12770:1992, e é um ensaio realizado de caracterização mecânica. Consiste em submeter um corpo de prova a um carregamento uniaxial até a sua ruptura, fazendo registros da sua deformação em cada estágio do carregamento. Esse esforço é aplicado em uma única direção, o que possibilita a deformação do corpo de prova em outras direções, sem restrição (BANDEIRA, 2009).

O resultado desse ensaio é apresentado por meio de gráficos que relacionam a tensão com a deformação em cada momento do procedimento. A Figura 9 apresenta um exemplo da representação gráfica gerada nesse procedimento.

Figura 9 - Representação gráfica do ensaio de compressão simples



Fonte: Adaptado de BANDEIRA (2009).

Em conformidade com Bandeira (2009), os corpos de prova submetidos ao ensaio de resistência a compressão uniaxial, podem ser rompidos de duas maneiras, por cisalhamento simples, ao longo de um plano definido e por cisalhamento generalizado, que acontece ao longo de vários planos paralelos. Na descrição metodológica desta pesquisa explica-se o método utilizado para determinação máxima de ruptura do solo melhorado com cimento.

2.5 Análise de solo com ultrassom

Segundo Sarro (2017), inicialmente os ensaios não destrutivos foram propostos com o intuito de identificar defeitos em peças metálicas e suas ligas, sem que as suas capacidades de uso fossem alteradas. Relacionando-se esse ensaio com a construção civil, constata-se que esse método já foi consolidado para materiais cimentícios, aço e madeira, porém em solos essa técnica ainda necessita de mais estudos (ASSIS et al., 2018).

Para auxiliar no entendimento da propagação das ondas em meios sólidos constituídos de partículas geológicas como os solos, os itens a seguir tratam das características do ensaio e dos resultados até então obtidos.

2.5.1 Características das ondas

Define-se onda como uma perturbação que se propaga em um meio, transferindo energia de um ponto ao outro, sem transporte de matéria (RAMALHO; NICOLAU; TOLEDO, 1999). Usualmente, as ondas utilizadas nos ensaios de ultrassom, são longitudinais ou transversais, as quais propagam-se perpendicularmente ou obliquamente na superfície do ensaio. Em algumas situações pode-se empregar as ondas guiadas, superficiais e de *creep* (ABNT, 2011). De acordo com Bandeira (2009) as principais características físicas das ondas sonoras são:

- a) Frequência: ondas acústicas são classificadas em função das suas frequências, medidas em Hertz (Hz). As frequências superiores a 20 kHz são inaudíveis, conhecidas como frequências ultrassônicas. A frequência é definida com o inverso do período, representada pela

Equação 1. A Figura 10 apresenta os níveis de frequência de uma onda sonora.

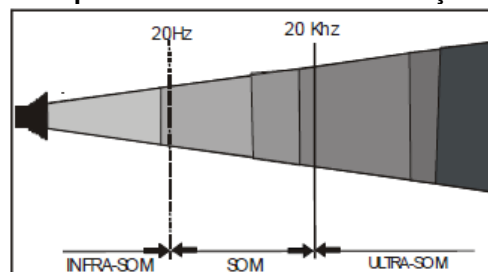
$$f = \frac{1}{T} \quad (1)$$

Sendo:

f = frequência

T = período

Figura 10 - Campo de audibilidade das vibrações mecânicas



Fonte: Adaptado de BANDEIRA (2009).

- b) Velocidade de propagação: é obtida em função da distância que a onda percorre num determinado intervalo de tempo. Vale ressaltar que a velocidade de propagação irá depender do meio, sendo independente da frequência. É calculada a partir da Equação 2.

$$v = \frac{d}{t} \quad (2)$$

Sendo:

v = velocidade de propagação (m/s)

d = distância percorrida (m)

t = tempo (s)

- c) Comprimento de onda: é a distância entre duas cristas, ou dois vales de duas ondas consecutivas. Obtém-se a partir da Equação 3.

$$\lambda = \frac{v}{f} \quad (3)$$

Sendo:

v = velocidade de propagação (m/s)

λ = comprimento de onda (m)

f = frequência (Hz)

- d) Amplitude: é dada a partir da distância média entre uma crista e um vale da onda.

2.5.2 Normatização

A utilização do ultrassom como técnica para caracterizar materiais, começou com aplicações em metais nas indústrias aeronáutica, naval e de petróleo. Atualmente não existem normas regulamentadoras para o ensaio de ultrassom em solos. As normas existentes estão relacionadas a materiais como: concreto, argamassa, aço e madeira (SARRO, 2017). As principais normas brasileiras são:

- a) NBR 8802:2019 – Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica;
- b) NBR 15521:2007 – Ensaio não destrutivo – Ultrassom – Classificação mecânica de madeira serrada de dicotiledôneas;
- c) NBR 15630:2008 – Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação do módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de onda ultrassônica.

Além das normas brasileiras, as principais normas internacionais são:

- a) ISO 16810:2012 – *Non-destructive testing – Ultrasonic testing – General principles*;
- b) ASTM A578:2012 – *Standard Specification for Straight-Beam Ultrasonic Examination of Roller Steel Plates for Special Applications*;
- c) ASTM C597:2016 – *Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete*;

- d) NM 58:1996 – *Hormigón Endurecido – Determinación de la velocidad de propagación de pulsos ultrasónicos*;

2.5.3 Aparelho e ensaio de ultrassom

Conforme Bandeira (2009), o aparelho de ultrassom é constituído de uma fonte geradora de impulsos elétricos, circuitos eletrônicos e de um registrador de tempo que é dotado de dois transdutores piezométricos de contato, sendo um emissor e outro receptor.

Em linhas gerais, o funcionamento do aparelho pode ser descrito da seguinte maneira: os transdutores baseiam-se na propriedade piezoelétrica do cristal de quartzo que, quando deformado elasticamente, gera um potencial elétrico em seus terminais por meio de certo plano cristalográfico. Quando um impulso elétrico chega num terminal da célula piezoelétrica localizada no transdutor emissor, a célula é excitada e, como resposta, produz ondas mecânicas numa frequência de ultrassom. A onda transmitida é amortecida pelo corpo de prova durante a sua travessia, atingindo o transdutor receptor e produzindo uma deformação da célula piezoelétrica, a qual responde com impulsos elétricos. O resultado do ensaio é dado pelo tempo gasto para que a onda realize esse trajeto. (BANDEIRA, 2009, p. 39).

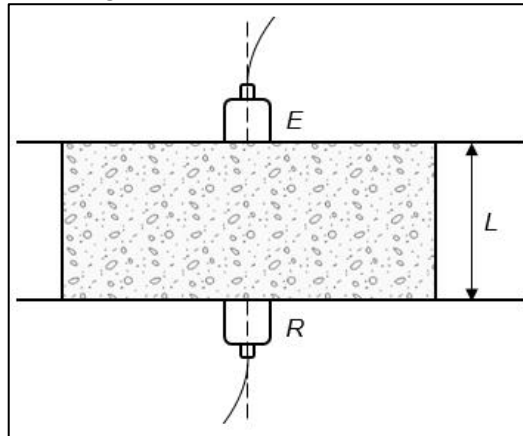
De acordo com ABNT (2011), o ensaio de ultrassom depende da propagação de ondas ultrassônicas na peça a ser ensaiada e do seguimento do sinal transmitido, ou do sinal refletido por alguma superfície ou descontinuidade. A partir desse ensaio, consegue-se obter a caracterização mecânica do material ensaiado e averiguar possíveis patologias (SARRO, 2017).

Em conformidade com a ABNT (2019), os principais motivos que contribuem para o resultado do ensaio são a distância entre as superfícies de contato dos transdutores, direção de ensaio da peça, umidade, temperatura e forma e tamanho da peça ensaiada. Bandeira (2009) ressalta que, para evitar erros na leitura do tempo, os transdutores devem estar completamente em contato com a superfície.

Outro fator que deve ser considerado é a posição relativa entre os transdutores. A forma recomendada para a determinação da velocidade de propagação é a transmissão direta, pois os transdutores são posicionados em faces opostas do corpo de prova, possibilitando que as ondas ultrassônicas sejam recebidas com maior intensidade (ABNT, 2019). A Figura 11 representa esquematicamente a

transmissão direta, sendo E o emissor, R o receptor da onda e L a distância entre os transdutores.

Figura 11 - Transmissão direta



Fonte: Adaptado de ABNT (2019).

Em conformidade com Assis et al. (2018), a técnica de ultrassom, encontra-se em destaque para a caracterização de materiais de construção, devido ao fato de ser um método não destrutivo e possibilitar a estimativa de resistência mecânica e identificar não homogeneidades nos materiais ensaiados. Sendo assim, é fundamental definir os principais fatores que possam interferir nos resultados do ensaio (SARRO; FERREIRA, 2018).

2.5.4 Resultados de ultrassom em solos

Ao longo dos últimos anos, diversas pesquisas foram desenvolvidas com o intuito de conhecer melhor as propriedades físicas e mecânicas do solo, a partir do ensaio de ultrassom. Entre essas, destaca-se, Ferreira e Freire (2005), Milani (2008), Bandeira (2009), Sarro, Ferreira e Galletto (2015) e Sarro (2017).

Bandeira (2009), utilizou um solo com características arenosas, para correlacionar a variação da VPU com a resistência à compressão simples e umidade. Obteve valores de VPU de 943 m/s, 748 m/s e 445 m/s, para os valores de resistência de 0,37 MPa, 0,25 MPa e 0,17 MPa e valores de umidade de 26,3%, 28,5% e 30,7% respectivamente. A partir disso, a autora afirma que existe uma relação entre

resistência e velocidade da onda ultrassônica. Além disso, afirma que a VPU e umidade são grandezas inversamente proporcionais.

Já Sarro (2017), analisou a variação da VPU utilizando diferentes energias de compactação, para moldar os CPs. Para isso, utilizou um solo caracterizado como argila areno-siltosa e moldou corpos de prova nas energias normal, intermediária e modificada. Avaliou a VPU para duas formas de armazenamento dos CPS, embalados e desembrados, após 120 dias da moldagem. A Tabela 1 apresenta os valores obtidos pela autora. Assim como Bandeira (2009), Sarro (2017), afirma que umidade e VPU, são inversamente proporcionais.

Tabela 1 - Dados obtidos por Sarro (2017)

Energia de compactação	Corpos de prova desembrados		Corpos de prova embalados	
	Umidade (%)	VPU (m/s)	Umidade (%)	VPU (m/s)
Normal	22,0	1300	22,4	1100
Intermediária	20,6	1400	20,8	1300
Modificada	19,4	1500	19,4	1400

Fonte: Adaptado de Sarro (2017).

Ferreira e Freire (2005), analisaram mini painéis de solo cimento. Os autores adicionaram 6% e 10% de cimento Portland, em solos com características arenosas e siltosas. A partir da análise dos dados, Ferreira e Freire (2005), afirmam que o teor de cimento, resistência à compressão simples e VPU são diretamente proporcionais. A Tabela 2 apresenta os dados obtidos na pesquisa.

Tabela 2 - Valores obtidos por Ferreira e Freire (2005) após 28 dias de cura

Teor de cimento (%)	Solo Arenoso		Solo Siltoso	
	Resistência (MPa)	VPU (m/s)	Resistência (MPa)	VPU (m/s)
6%	0,67	1338	2,01	1172
10%	1,23	1485	2,14	1229

Fonte: Adaptado de Ferreira e Freire (2005).

Outra pesquisa que desenvolveu paredes monolíticas de solo cimento, foi Milani (2008). O trabalho foi realizado com um solo arenoso, adicionando-se 7%, 10% e 13% de cimento Portland. Após 30 dias de cura dos CPs, obteve-se valores de VPU de 2334 m/s, 2581 m/s e 3031 m/s e resistência à compressão simples de 2,40 MPa, 6,02 MPa e 9,63 MPa respectivamente.

Sarro, Ferreira e Galletto (2015), também analisaram mini painéis monolíticos de solo cimento. Entretanto a adição de cimento Portland seguiu as proporções de 6%, 8% e 12%. Encontraram valores de VPU de 1668 m/s, 2330 m/s e 2370 m/s e umidades de 5,4%, 6,5% e 6,1% respectivamente. A partir dos dados obtidos, Sarro, Ferreira e Galletto (2015), afirmam que a VPU está diretamente proporcional aos teores de cimento.

Sendo assim, a literatura existente aponta a possibilidade de caracterização de solo compactado, a partir da técnica de ultrassom. Vale ressaltar que, as divergências encontradas nos resultados obtidos pelos pesquisadores, pode estar atrelada a variabilidade de materiais e metodologias utilizadas.

2.6 Melhoramento de solos com cimento Portland

De acordo com Cruz (2004), o melhoramento de solos consiste em uma alteração das propriedades dos solos, com o objetivo de beneficiar suas características e comportamento, para que sejam capazes de responder satisfatoriamente as solicitações previstas em projeto.

Para Santiago (2001), esse procedimento pode ser dividido em basicamente três métodos, melhoramento mecânico, físico ou químico. O melhoramento mecânico é realizado com auxílio de equipamentos, que reorganizam as partículas sólidas do solo, sem que haja adição de alguma substância. No método físico, o aprimoramento das propriedades do solo, acontece a partir do uso de tratamentos térmicos ou elétricos. Já no processo químico, esse beneficiamento advém da adição de produtos químicos, que reagem com o solo, alterando suas características iniciais.

As reações químicas entre as partículas dos solos, água e as substâncias adicionadas, são a base para o método de melhoramento químico. São esses materiais que irão fornecer para o solo, características que o tornarão mais aptos para receber os esforços previstos (CRUZ, 2004). Santiago (2001) destaca que, os aditivos a serem usados no melhoramento, podem ser de naturezas diversas, tais como pós, fibras, pastas, líquidos e entre outros.

Dependendo da composição do material que será utilizado no processo de melhoramento, é possível saber qual o tipo de interação que ocorrerá na mistura. Essas reações são separadas em três grupos, reação de hidratação, pozolânica e troca iônica (CORREIA, 2011). O autor ressalta ainda que, quando o aditivo tem alta capacidade de se combinar com a água, diz-se que o ligante é hidráulico, como é o caso do cimento Portland, que quando cominado com o solo, forma reações de hidratação espontâneas.

Segundo Cruz (2004), existem dois mecanismos de melhoramento de solo. No primeiro, o aumento da resistência mecânica é devido a ação aglutinante do aditivo, que cimenta as partículas do solo, é evidenciado quando há altos teores de cimento. Enquanto que no segundo caso, acontece a formação de núcleos independentes da massa do solo, podendo ou não vir acompanhada de aumento de resistência, caracterizada pela baixa quantidade de cimento.

Pereira (1970) apud Dias (2012), relaciona três formas distintas de mistura do solo com cimento, são elas:

- a) Solo-cimento ou solo-cimento compactado: são misturas de solo com cimento, que necessitam de quantidades suficientes de aditivo para o endurecimento da mistura, acima de 4% em relação a massa de solo seco, e de teores de água que sirvam para a compactação e hidratação do cimento adequadas;
- b) Solo-cimento plástico: mistura de solo com cimento em quantidades superiores a 4% em relação a massa de solo seco, e com volume de água suficiente para conferir a mistura consistência semelhante das argamassas. Utiliza-se geralmente em revestimento de valas, canais e taludes.
- c) Solo corrigido com cimento ou solo modificado com cimento: são misturas de solo com pequena quantidade de cimento, com o intuito de corrigir propriedades como plasticidade, expansibilidade e capacidade de carga. A quantidade de aditivo geralmente fica entre 1% e 4% em relação a massa de solo seco. São usados geralmente em pavimentos de estradas de baixo tráfego;

3. MATERIAIS E MÉTODO

O presente capítulo traça a metodologia utilizada na pesquisa, sendo esta, essencialmente experimental. Realizou-se ensaios de acordo com os procedimentos normatizados pela ABNT. Nos itens a seguir, apresentam-se os materiais e métodos que serviram de base para o desenvolvimento desse estudo.

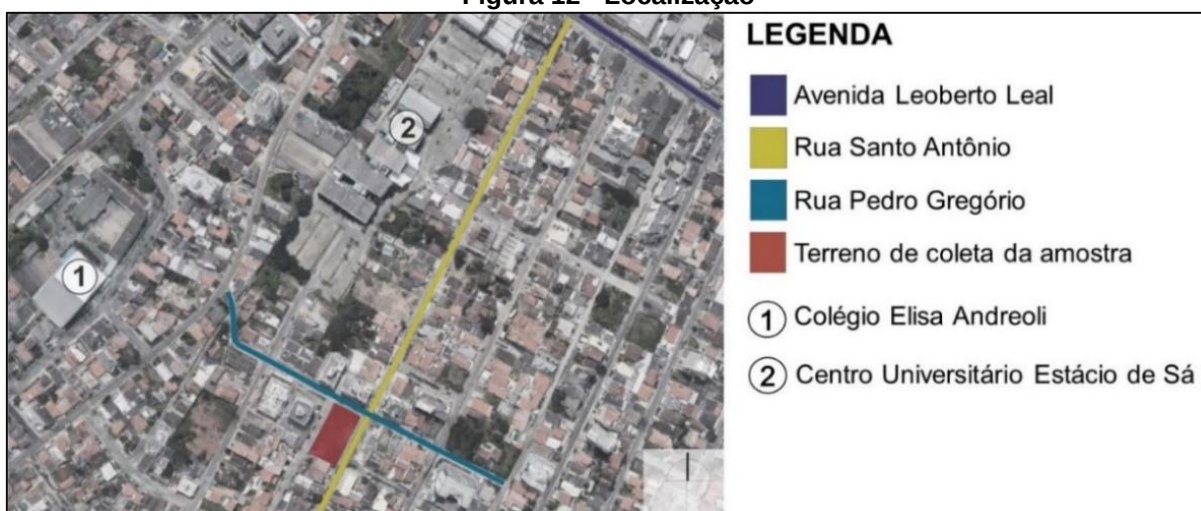
3.1 Materiais

Para a elaboração da pesquisa, utilizou-se uma amostra deformada de solo residual, água destilada e cimento Portland CP II-F-32. Nos itens a seguir, apresenta-se a descrição desses materiais.

3.1.1 O solo

A amostra deformada de solo foi coletada nas localidades do município de São José (SC), no bairro Barreiros. O terreno localiza-se entre as ruas Santo Antônio e Pedro Gregório. No seu entorno estão situados o colégio Elisa Andreoli e o Centro Universitário Estácio de Sá, conforme Figura 12. O terreno encontra-se na zona urbana de acordo com o mapeamento da região.

Figura 12 - Localização



Fonte: Adaptado de Google Maps (2019).

Em conformidade com o mapa geológico da Embrapa (2019), a região da coleta da amostra deformada de solo, formou-se no Eon Fanerozóico, Era Cenozóica, no período Quaternário. A partir dos ensaios de caracterização e laudo de sondagem, classificou-se como um solo residual de granito silto-argiloso, de cor avermelhada. A Figura 13 mostra o aspecto visual da amostra.

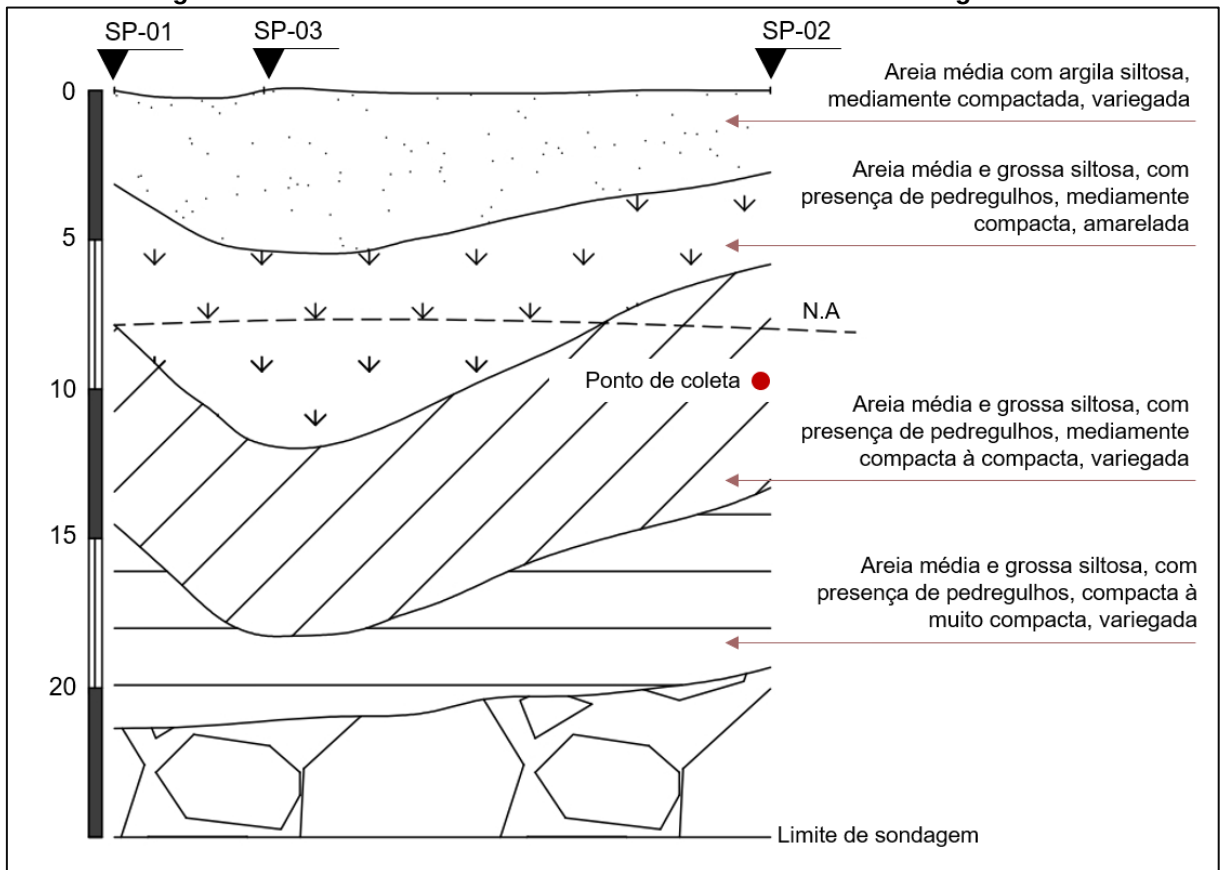
Figura 13 - Aspecto visual da amostra coletada



Fonte: Elaboração própria (2019).

Coletou-se aproximadamente 50 kg de material mediante escavação com ferramenta manual. Visto o local da coleta estar em obras, retirou-se a amostra na profundidade de 10 metros aproximadamente, em relação ao nível da rua. A partir do lado de sondagem SPT fornecido pela construtora foi possível confeccionar o perfil do subsolo, o qual é composto por camadas de areias médias e grossas com N_{SPT} de 6 a 64, Figura 14. No capítulo de resultados e discussões, é feita a análise referente a granulometria do solo. A Figura 15 apresenta o local da coleta. Vale ressaltar que a amostra coletada, localizava-se aproximadamente nas coordenadas do ponto SP-02, conforme indicação abaixo.

Figura 14 - Perfil do solo em conformidade com laudo de sondagem SPT



Fonte: SONDAAGEM..., 2019, adaptado pela autora.

Figura 15 - Local da coleta da amostra



Fonte: Elaboração própria (2019).

Após a coleta do solo, armazenou-se a amostra em tonéis plásticos devidamente vedados e identificados para evitar contaminação, no Laboratório de Solos e Tecnologia de Materiais – LSTM do Departamento Acadêmico da Construção Civil do IFSC campus Florianópolis, conforme Figura 16.

Figura 16 - Armazenamento da amostra de solo



Fonte: Elaboração própria (2019).

3.1.2 Cimento

O cimento escolhido para o melhoramento do solo, foi o cimento Portland composto com *filler* calcário (CP II-F-32). De acordo com Souza et al. (2016), esse material não possui adição mineral, ou seja, não reage quimicamente com o solo, consequentemente não altera os resultados dos ensaios.

Optou-se por adicionar os percentuais de 2% e 4% na amostra de solo, sendo assim, segundo Pereira (1970) apud Dias (2012), a mistura utilizada na presente pesquisa, classifica-se como solo corrigido com cimento ou modificado com cimento, visto que, as porcentagens de cimento previstas estão compreendidas entre 1% e 4%.

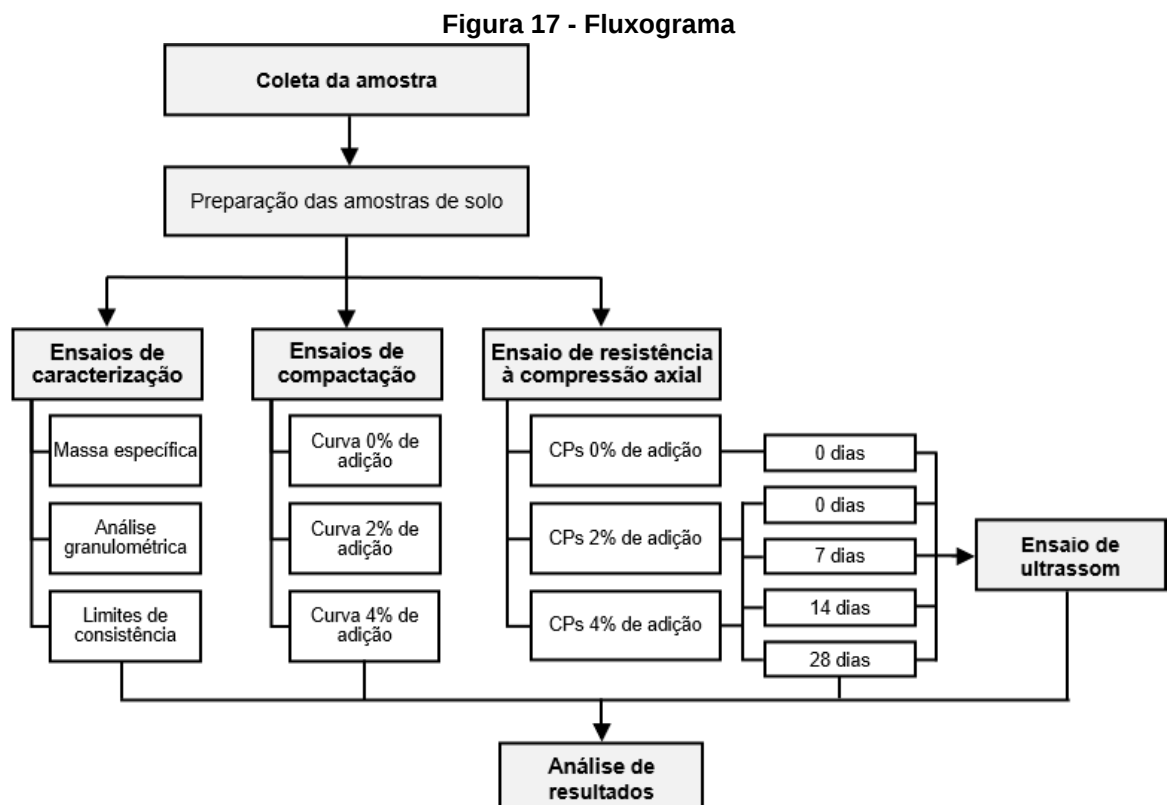
3.1.3 Água

Em conformidade com Cruz (2004), a água é fundamental nas misturas de solo com cimento, visto que, o cimento é um ligante hidráulico. Utilizou-se em todos os ensaios água destilada, fornecida pelo Laboratório de Análises Físico-Químicas do Departamento Acadêmico da Construção Civil do IFSC campus Florianópolis.

3.2 Método

Uma vez realizada a coleta da amostra deformada de solo realizou-se os ensaios laboratoriais de caracterização, compactação, ultrassom e resistência a compressão axial não confinada.

Ao findar a etapa experimental, fez-se a análise e apresentação dos dados obtidos e posteriormente, discutiu-se os resultados encontrados na pesquisa. Nos itens a seguir, apresentam-se os ensaios realizados que serviram de base para o desenvolvimento desse estudo, assim como as suas descrições e normas técnicas obedecidas. O fluxograma a seguir apresenta a sequência dessas partes, Figura 17.



Fonte: Elaboração própria (2020).

Preparou-se a amostra coletada conforme ABNT NBR 6457:2016, para a confecção dos ensaios de caracterização e compactação. Inicialmente, secou-se o solo ao ar, porém devido ao curto espaço de tempo para a confecção dos ensaios, necessitou-se secar o solo em estufa. Posteriormente, moldou-se os CPs que foram submetidos aos ensaios de ultrassom e resistência à compressão axial. A Tabela 3 apresenta os ensaios realizados com suas respectivas normas seguidas.

Tabela 3 - Ensaios laboratoriais realizados

ENSAIO		NORMA
Preparação das Amostras		ABNT NBR 6457:2016
Massa Específica dos Grãos		ABNT NBR 6458:2016
Análise Granulométrica		ABNT NBR 7181:2016
Limites de Consistência	Limite de Liquidez	ABNT NBR 6459:2016
	Limite de Plasticidade	ABNT NBR 7180:2016
Ensaio de Compactação		ABNT NBR 7182:2016
Ensaio de Ultrassom		ABNT NBR 8802:2019
Resistência à Compressão Axial não Confinada		ABNT NBR 12770:1992

Fonte: Elaboração própria (2020).

3.2.1 Ensaios laboratoriais de caracterização

Com o objetivo de caracterizar a amostra de solo coletada, foram realizados ensaios laboratoriais de massa específica dos grãos, granulometria e limites de consistência. A seguir será descrito os procedimentos de cada ensaio realizado no decorrer da pesquisa.

Anteriormente a caracterização do solo, prepararam-se as amostras conforme procedimentos descritos na ABNT NBR 6457/2016: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaio de caracterização. Para cada ensaio de caracterização, a norma detalha o procedimento que deve ser seguido.

3.2.1.1 Massa específica dos grãos

Previamente à realização do ensaio, efetuou-se a calibração do picnômetro, pois não havia um equipamento deste com certificado de calibração disponível no laboratório. A partir disso, confeccionou-se um gráfico relacionando a variação de temperatura com o peso do conjunto picnômetro e água.

O ensaio de massa específica, foi realizado conforme procedimento descrito no anexo B da ABNT NBR 6458:2016. Repetiu-se esse procedimento três vezes. O resultado final foi obtido a partir da média entre dois ensaios que não diferiram em mais de 0,02 g/cm³. Calculou-se a massa específica dos grãos a partir da Equação 1. Determinou-se a umidade da amostra a partir da Equação 2, seguindo os procedimentos descritos no anexo A da ABNT NBR 6457:2016.

$$\rho_s = \frac{M_1 * 100 / (100 + w)}{[M_1 * 100 / (100 + w)] + M_3 - M_2} * \rho_{w(T)} \quad (1)$$

Onde:

ρ_s = massa específica dos grãos do solo (g/cm³)

M_1 = massa do solo úmido (g)

M_2 = massa do picnômetro + solo + água, na temperatura T de ensaio (g)

M_3 = massa do picnômetro cheio de água na temperatura T de ensaio (g)

w = umidade inicial da amostra (%)

$\rho_{w(T)}$ = massa específica da água na temperatura de ensaio (g/cm³)

$$w = \frac{M_1 - M_2}{M_2 - M_3} * 100 \quad (2)$$

Onde:

w = teor de umidade (%)

M_1 = massa do solo úmido + massa do recipiente (g)

M_2 = massa do solo seco + massa do recipiente (g)

M_3 = massa do recipiente (cápsula metálica com tampa) (g)

A Figura 18 apresenta respectivamente, o picnômetro e o aparelho de dispersão que foram utilizados para a determinação da massa específica dos grãos de solo. O resultado obtido da massa específica dos grãos será apresentado no capítulo de Resultados e Discussões.

Figura 18 - (a) Picnômetro e (b) Aparelho de dispersão



Fonte: Elaboração própria (2019).

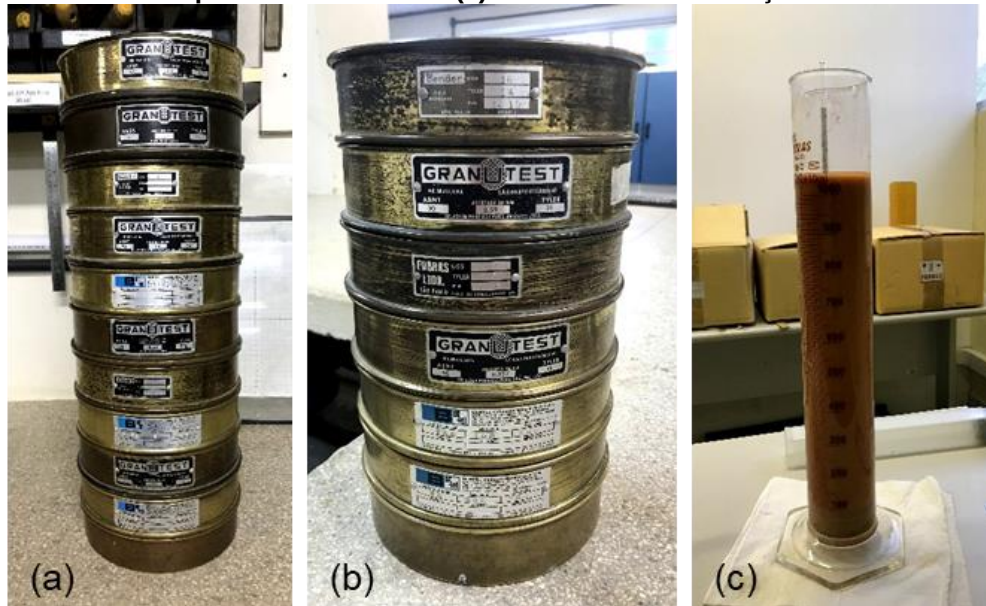
3.2.1.2 Análise granulométrica

Previamente à realização do ensaio, efetuou-se a calibração do densímetro pois, assim como no caso do picnômetro, não se dispunha deste equipamento com certificado de calibração no LSTM. A partir disso, confeccionou-se um gráfico relacionando a variação de temperatura e leitura do densímetro.

A análise granulométrica do solo foi obtida a partir da combinação do procedimento de sedimentação e peneiramento. Essa etapa seguiu os requisitos exigidos na ABNT NBR 7181:2016. Por se tratar de um solo visualmente silto-argiloso, com dimensões de grãos compreendidos entre 5,0 mm e 25,0 mm, utilizou-se cerca de 4000 g de material para o ensaio.

Primeiramente, realizou-se o peneiramento do material na peneira 2 mm, com o material retido, realizou-se o peneiramento grosso e com o material passante, retirou-se 200 g de solo para o ensaio de sedimentação e posteriormente, peneiramento fino. A Figura 19 apresenta o conjunto de peneiras utilizadas para a etapa de peneiramento e a execução do ensaio de sedimentação em ambiente controlado.

Figura 19 - (a) Conjunto de peneiras para peneiramento grosso (b) Conjunto de peneiras para o peneiramento fino e (c) Ensaio de sedimentação



Fonte: Elaboração própria (2019).

A partir da Equação 3, calcula-se a massa total da amostra seca. Após o peneiramento grosso, utiliza-se a Equação 4 para determinar os percentuais de materiais passantes nas peneiras. Com a etapa de sedimentação, consegue-se obter o material em suspensão e o diâmetro dessas partículas, a partir das Equações 5 e 6 respectivamente. E por fim, após o peneiramento fino, utiliza-se a Equação 7 para calcular os percentuais de materiais passante nas peneiras.

O resultado final é expresso graficamente, relacionando o diâmetro das partículas em escala logarítmica, com suas respectivas porcentagens passantes em escala aritmética. Esse gráfico será apresentado no capítulo de Resultados e Discussões.

$$M_S = \frac{M_T - M_g}{100 + w} * 100 + M_g \quad (3)$$

Sendo:

M_S = massa total da amostra seca (g)

M_T = massa da amostra seca em temperatura ambiente (g)

M_g = massa do material seco retido na peneira de 2,0 mm (g)

w = umidade higroscópica do material passado na peneira de 2,0 mm (%)

$$Q_g = \frac{M_s - M_r}{M_s} * 100 \quad (4)$$

Onde:

Q_g = porcentagem de material passado em cada peneira (%)

M_s = massa total da amostra seca (g)

M_r = massa do material retido acumulado em cada peneira (g)

$$Q_s = N * \frac{\rho_s}{(\rho_s - \rho_{md})} * \frac{V * \rho_{wc} * (L - L_d)}{\frac{M_w}{(100 + w)} * 100} \quad (5)$$

Onde:

V = volume da proveta (1000 cm³)

Q_s = porcentagem de solo em suspensão no instante da leitura do densímetro (%)

N = porcentagem de material que passa na peneira de 2,0 mm (%)

ρ_s = massa específica da água na temperatura de calibração do densímetro (g/cm³)

L = leitura do densímetro na suspensão

L_d = leitura do densímetro no meio dispersor, conforme anexo A

M_w = massa do material úmido submetido à sedimentação (g)

w = umidade higroscópica do material passado na peneira de 2,0 mm (%)

$$d = \sqrt{\frac{1800 * \mu}{\rho_s - \rho_{md}} * \frac{z}{t}} \quad (6)$$

Onde:

d = diâmetro máximo das partículas (mm)

μ = coeficiente de viscosidade da água, na temperatura do ensaio (g.s/cm²), conforme especificado em norma

z = altura de queda das partículas, correspondente a leitura do densímetro (cm), ver anexo A

t = tempo da sedimentação (s)

ρ_s = massa específica dos grãos do solo (g/cm³)

ρ_{md} = massa específica da água, considerar 1,000 g/cm³

$$Q_f = \frac{M_w * 100 - M_r * (100 + w)}{(M_w - 100)} * N \quad (7)$$

Sendo:

Q_f = porcentagem de solo que passa nas peneiras da etapa de peneiramento fino

M_w = massa do material úmido submetido à sedimentação (g)

w = umidade higroscópica do material passado na peneira de 2,0 mm (%)

M_r = massa do material retido acumulado em cada peneira

N = porcentagem de material que passa na peneira de 2,0 mm

3.2.1.3 Limites de consistência

Os limites de consistência mais utilizados na engenharia geotécnica são limite de liquidez e limite de plasticidade. O ensaio para determinação do limite de liquidez segue os requisitos propostos pela ABNT NBR 6459:2016. Enquanto que o ensaio de determinação do limite de plasticidade é realizado conforme ABNT NBR 7180:2016.

Para a determinação do limite de liquidez, inicialmente calibrou-se o equipamento de Casagrande, conforme descrito em norma e posteriormente tomou-se cerca de 200 g de amostra para a realização do ensaio. Homogeneizou-se o material, adicionando-se água em percentuais predefinidos pela autora da pesquisa. Transferiu-se a mistura para concha e realizou-se o ensaio conforme descrito em norma. Repetiu-se o procedimento 5 vezes, obtendo-se pontos com intervalos entre 15 e 35 golpes.

Com os valores obtidos de umidade e número de golpes, confeccionou-se um gráfico linear relacionando os números de golpes com os teores de umidade correspondentes. O valor do limite de liquidez do solo, é o teor de umidade correspondente a 25 golpes (ABNT, 2016).

A Figura 20 apresenta o aparelho Casagrande e o cinzel utilizados no ensaio para a determinação do limite de liquidez.

Figura 20 - Aparelho Casagrande e Cinzel



Fonte: Elaboração própria (2019).

Para a execução do ensaio de limite de plasticidade, tomou-se cerca de 200 g de material passante na peneira 0,42 mm. Transferiu-se o solo para a cápsula de porcelana e adicionou-se água, formando uma pasta homogênea. Realizou-se o procedimento conforme prescrito em norma. Com aproximadamente 10 gramas da amostra, fez-se um cilindro e quando o mesmo atingiu 3 mm de diâmetro, 100 mm de comprimento e fragmentou, transferiu-a para um recipiente para determinação da umidade. Repetiu-se o procedimento 3 vezes.

O resultado final é a média entre os 3 valores de umidade que forem considerados satisfatórios, ou seja, não diferirem mais de 5% da média (ABNT, 2016). Com os valores dos limites de liquidez e plasticidade, calcula-se o índice de plasticidade (valor em porcentagem), que é dado a partir da Equação 8. Os resultados obtidos dos limites de consistência serão apresentados no capítulo de Resultados e Discussões.

$$IP = LL - LP \quad (8)$$

Onde:

IP = índice de plasticidade

LL = limite de liquidez

LP = limite de plasticidade

3.2.2 Ensaio de compactação

Os ensaios de compactação foram realizados com base na ABNT NBR 7182:2016. A amostra de solo foi preparada em conformidade com os procedimentos descritos na ABNT NBR 6457:2016.

Para esta pesquisa, gerou-se três curvas de compactação: uma sem adição de cimento Portland e outras duas com 2% e 4% de adição. Desta forma, observam-se as alterações provocadas pela adição do aglomerante na densidade seca máxima e na respectiva umidade ótima do solo.

Para determinação das curvas de compactação, utilizou-se o compactador motorizado de CBR e Proctor Contenco. O equipamento é constituído por indicador digital para a predeterminação e visualização do número de golpes aplicados, além de dispositivos para regular a altura e peso de queda, Figura 21. Para comprovar a eficácia do equipamento, fez-se a compactação de dois corpos de prova, um moldado de forma manual e outro com o compactador mecânico. Comparou-se os resultados entre os dois CPs, e obteve-se uma diferença entre os valores das umidades ótimas, menor que 1%, validando a utilização do equipamento.

Figura 21 - (a) e (b) Compactador motorizado de CBR e Proctor - Contenco



Fonte: Elaboração própria (2019).

Seguindo o que prescreve a norma, utilizou-se o cilindro metálico grande (CBR), com energia de compactação normal. O ensaio foi feito com reuso de material,

sendo assim, tomou-se 7 kg de solo para cada curva, totalizando 21 kg de material. Além disso, nas curvas com adição de cimento Portland, utilizou-se 140 g e 280 g de cimento para 2% e 4% de adição respectivamente. A partir disso, configurou-se o equipamento da seguinte forma:

- a) altura de queda: 457 mm;
- b) peso de queda: 4.536 g;
- c) sapata de compactação: tipo “pedaço de pizza”;
- d) número de camadas: 5 camadas
- e) número de golpes: 12 golpes por camada.

Inicialmente confeccionou-se a curva de compactação com 0% de adição de cimento Portland. Cumpriu-se o ensaio conforme prescrito em norma, totalizando 7 pontos na curva. Posteriormente, realizou-se as curvas com 2% e 4% de cimento Portland. A mistura do solo com o cimento foi feita de forma manual. Adicionou-se primeiramente o cimento no solo seco em estufa, realizando a completa homogeneização, para então começar as adições de água em percentuais predefinidos. Prosseguiu-se o ensaio, conforme especificado em norma. A Figura 22 apresenta o procedimento seguido nessa etapa.

Figura 22 - (a) Solo e cimento para a mistura (b) Mistura manual da amostra (c) Amostra homogeneizada (d) Extração do CP após a compactação do material



Fonte: Elaboração própria (2020).

Utilizou-se a Equação 9 para calcular as massas específicas aparentes secas. As curvas de compactação serão apresentadas no capítulo de Resultados e Discussões.

$$\rho_d = \frac{M_u \cdot 100}{V \cdot (100 + w)} \quad (9)$$

Onde:

ρ_d = massa específica aparente seca (g/cm³)

M_u = massa úmida do solo compactado (g)

V = volume útil do molde cilíndrico (cm³)

w = teor de umidade do solo compactado (%)

3.2.3 Moldagem dos corpos de prova para compressão simples

Os corpos de prova foram moldados utilizando o molde do ensaio de compressão triaxial, com dimensões de 50 mm de diâmetro e 110 mm de altura, totalizando o volume do cilindro em 215,98 cm³, conforme Figura 23a. Escolheu-se esse molde devido a relação base *versus* altura ser de 1:2.

Assim como no ensaio de compactação, a mistura do solo com o cimento foi feita de forma manual. Iniciou-se a mistura adicionando o cimento no solo seco em estufa, e posteriormente acrescentou água até a umidade ótima para cada teor, garantindo a completa homogeneização da mistura. A Figura 23b apresenta os materiais utilizados.

Figura 23 - (a) Molde cilíndrico (b) Materiais para confecção do CP

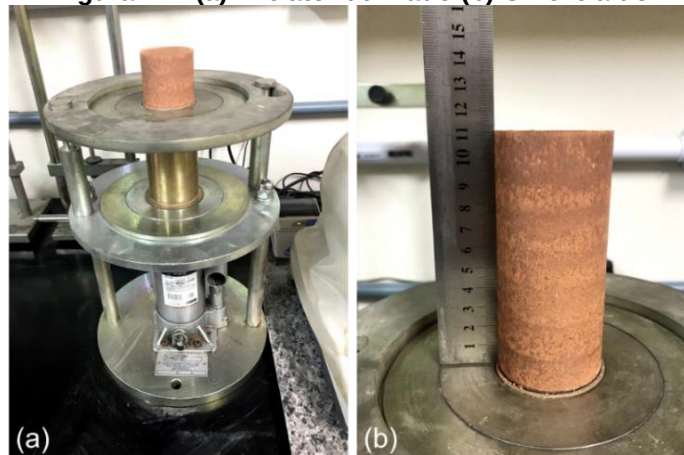


Fonte: Elaboração própria (2020).

A compactação foi feita de forma manual estática. Utilizou-se o cilindro e tarugo de moldagem metálico de *Harvard* com marcações laterais como referência para a definição do número de camadas (7 camadas) e um martelo de borracha para auxiliar na compactação das camadas. Moldou-se os corpos de prova nas umidades ótimas obtidas a partir das curvas de compactação, com o objetivo de atingir as densidades secas máximas.

Por fim, extraiu-se o CP do molde com o auxílio do extrator, conforme Figura 24. Foram moldados 27 corpos de prova (CPs), sendo: 3 de solo sem adição; 12 com 2% de adição; e 12 com 4% de adição de cimento Portland. Tanto para 2% quanto para 4% moldou-se 3 CPs para zero dias de idade, 3 CPs para 7 dias, 3 CPs para 14 dias e 3 CPs para 28 dias. Vale ressaltar que o Laboratório possui somente um molde, o que tornou inviável a moldagem dos CPs em um único dia, ou seja, nas mesmas condições climáticas de moldagem.

Figura 24 - (a) Extrator utilizado (b) CP extraído



Fonte: Elaboração própria (2020).

Calculou-se as quantidades necessárias de materiais para cada corpo de prova, nos dois teores de adição (2% e 4%) e no estado natural (sem adição de cimento Portland). A Tabela 4 apresenta as quantidades de materiais utilizados para os CPs nas três condições, sendo a massa total da mistura úmida calculada a partir da Equação 10. A massa por camada foi obtida dividindo-se a massa total de cada CP por 7 camadas, as quais foram pesadas em balança com precisão de 0,01g.

$$M_{\text{total}} = \gamma_{\text{dmáx}} * (1 + w) * V \quad (10)$$

Onde:

M_t = massa total de solo úmido (g)

$\gamma_{dm\acute{a}x}$ = massa específica aparente seca máxima (g/cm³)

w = umidade ótima do solo (%)

V = volume do molde cilíndrico

Tabela 4 - Quantidades de materiais para moldagem de cada CP para os ensaios de ultrassom e resistência à compressão axial

Teor de adição (%)	γ_d máx (g/cm ³)	Umidade ótima (%)	Volume do molde (cm ³)	Massa de solo (g)	Massa de cimento (g)	Massa de água (g)	Massa total da mistura (g)	Massa por camada da mistura (g)
0%	1,67	17,89	215,98	360,69	0,00	64,53	425,21	60,74
2%	1,58	20,32	215,98	341,25	6,82	69,34	410,59	58,66
4%	1,60	20,47	215,98	345,57	13,82	70,74	416,31	59,47

Fonte: Elaboração própria (2020).

Após a moldagem, os CPs com adição de cimento foram submetidos ao processo de cura, sendo armazenados em uma caixa com água em seu interior, para a manutenção da umidade, conforme Figura 25.

Figura 25 - Processo de cura dos CPs com adição de cimento



Fonte: Elaboração própria (2020).

Após o processo de cura, os CPs foram medidos (altura e diâmetro), pesados e submetidos no mesmo dia aos ensaios de ultrassom e posteriormente de resistência à compressão axial não confinada, sendo ensaiados de acordo com a sua idade. Esse procedimento foi realizado da seguinte forma:

- a) 0 dias de cura (no dia da moldagem): 3 CPs sem adição, 3 CPs com 2% de adição e 3 CPs com 4% de adição;
- b) 7 dias de cura: 3 CPs com 2% de adição e 3 CPs com 4% de adição;
- c) 14 dias de cura: 3 CPs com 2% de adição e 3 CPs com 4% de adição;
- d) 28 dias de cura: 3 CPs com 2% de adição e 3 CPs com 4% de adição.

3.2.4 Ensaio de ultrassom

O ensaio de ultrassom em solos não possui normativa específica, sendo assim, baseou-se na ABNT NBR 8802:2019 para a execução do ensaio. O equipamento utilizado foi o modelo Pundit Lab (+) da marca Proceq, com frequência variando entre 24 kHz e 500 kHz, de ondas longitudinais, e transdutores de faces planas. Calibrou-se o equipamento conforme orientado no manual de uso. A Figura 26 apresenta o equipamento utilizado.

Figura 26 - Equipamento utilizado para o ensaio de ultrassom



Fonte: Elaboração própria (2020).

O equipamento foi configurado na frequência de 200 kHz. Essa escolha advém de testes feitos em CPs moldados para teste. Mediu-se a velocidade de onda ultrassônica com todas as frequências predefinidas no equipamento, a frequência que detectou velocidade ultrassônica nos CPs foi a de 200 kHz. De acordo com Sarro (2017), a frequência pode variar muito de acordo com o modelo do equipamento e dos transdutores.

Seguindo os requisitos propostos na ABNT NBR 8802:2019, utilizou-se vaselina em gel para a perfeita acoplagem entre as superfícies. Inicialmente, calibrou-se o equipamento com o bloco de calibração específico para o aparelho utilizado. Após isso, realizou-se o ensaio propriamente dito.

O ensaio consistiu em medir três vezes a velocidade de propagação da onda em cada um dos 27 CPs utilizados para o ensaio de resistência à compressão axial não confinada. Posteriormente, analisou-se os parâmetros que influenciam na propagação das ondas ultrassônicas.

A Figura 27 apresenta o procedimento realizado, primeiramente a pesagem e medições das alturas e diâmetros dos CPs e posteriormente a verificação da velocidade de onda ultrassônica através o ensaio de ultrassom. Os resultados obtidos são apresentados no capítulo de Resultados e Discussões.



Fonte: Elaboração própria (2020).

3.2.5 Ensaio de resistência à compressão axial não confinada

Após a realização do ensaio de ultrassom, os corpos de prova foram submetidos ao ensaio de resistência a compressão axial, o qual seguiu os procedimentos descritos na ABNT NBR 12770:1992. Utilizou-se a prensa universal EMIC DL30000, conforme apresentado na Figura 28, com a célula de carga de 5 kN para todos os CPs, exceto para um corpo de prova (CP 02) com 4% de adição e idade de 28 dias, em que foi utilizada a célula de carga de 20 kN. Vale ressaltar que essa troca está relacionada com a resistência atingida pelo CP, uma vez que a célula de

carga de 5 kN não rompeu o CP. Executou-se o ensaio com velocidade de ruptura de 1 mm/min. O equipamento foi calibrado conforme indica o fabricante.

Figura 28 - Prensa EMIC DL 30000



Fonte: Elaboração própria (2020).

O ensaio consistiu em submeter os corpos de prova a um carregamento uniaxial com velocidade de deformação constante, até a sua ruptura. O equipamento utilizado registrou as deformações ocorridas em cada estágio do carregamento, a partir do deslocamento da parte superior da prensa. A partir desses valores, calculou-se a tensão de compressão com a Equação 11, e com isso foi possível gerar gráficos relacionando a tensão com a deformação.

$$q = \frac{P}{A} \quad (11)$$

Onde:

q = tensão de compressão (MPa)

P = carga aplicada (N)

A = área da seção transversal do CP (mm²)

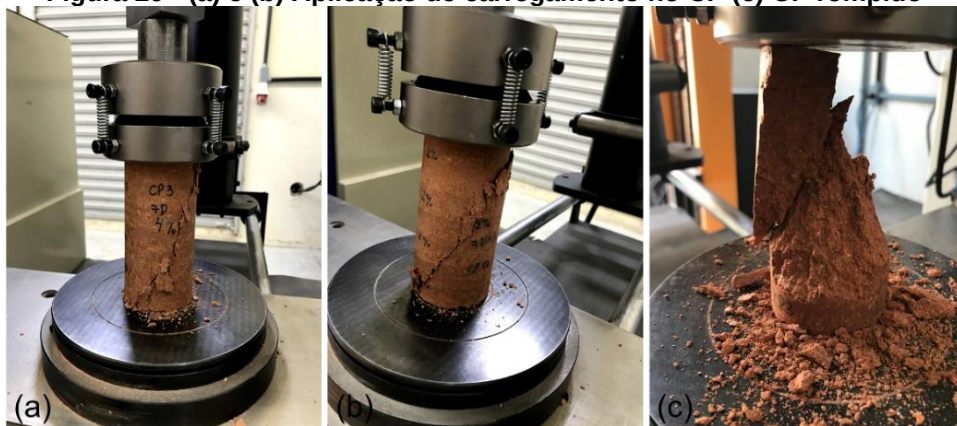
A Tabela 5 apresenta a quantificação e as idades em que os CPs foram submetidos ao ensaio de ultrassom e de resistência à compressão axial, totalizando

27 corpos de prova. A Figura 29 ilustra a etapa de carregamento do corpo de prova e posteriormente ele rompido.

Tabela 5 - Quantificação dos CPs para compressão axial				
Adição de cimento Portland (%)	Idade - tempo de cura (dias)			
	0	7	14	28
0%	3			
2%	3	3	3	3
4%	3	3	3	3

Fonte: Elaboração própria (2019).

Figura 29 - (a) e (b) Aplicação de carregamento no CP (c) CP rompido



Fonte: Elaboração própria (2020).

Posteriormente a ruptura dos CPs, compilou-se todos os dados em planilhas de Excel, onde se obteve valores de tensão máxima de ruptura e analisou-se o comportamento das misturas através da curva tensão x deformação linear.

Realizou-se então uma análise estatística dos dados, de modo a se verificar se os valores médios de tensão máxima de ruptura medido possuem diferença significativa entre si, uma vez que os CPs foram moldados com diferentes condições iniciais (teor de umidade, condições ambientais e densidade).

Primeiramente fez-se uma análise para a retirada de pontos espúrios. Calculou-se a diferença entre as resistências em cada CP e a média da resistência dos teores nas suas respectivas idades e dividiu-se pelo desvio padrão. O valor considerado espúrio é aquele que é igual ou maior que 1,15, para uma média realizada com 3 amostras.

Após isso, analisou-se a normalidade das amostras numa curva de Gauss. Ordenou-se os resíduos obtidos no cálculo dos espúrios de forma crescente para

verificar se a maior diferença estava dentro do limite de 0,1698 para uma probabilidade de 95%. O que de fato verificou na presente pesquisa, ou seja, os dados coletados estão dentro de uma distribuição normal.

Na sequência, realizou-se os testes de Bartlett e Duncan. O teste de Bartlett analisa a variância das médias de populações cujos dados são normalmente distribuídos enquanto o de Duncan, mostra se a variação entre os valores médios medidos é significativa, ou seja, se os valores médios medidos são considerados diferentes entre si. Para isso, colocou-se as médias das tensões de ruptura de cada teor de adição nas suas respectivas idades em ordem crescente, e calculou-se a diferença entre esses valores.

Os resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão axial não confinada serão apresentados no capítulo de Resultados e Discussões.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios de caracterização, de compactação, de resistência à compressão axial e de ultrassom, assim como, serão discutidas as principais considerações da presente pesquisa.

4.1 Resultados da caracterização

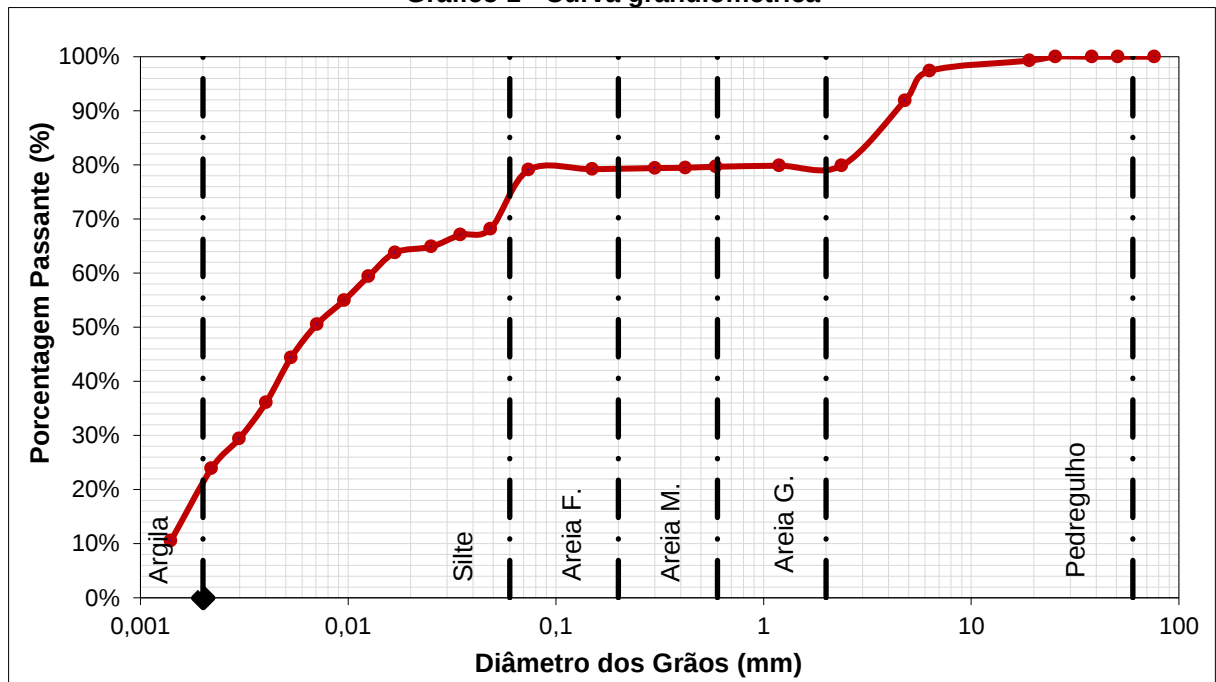
Os estudos de caracterização geotécnica revelaram se tratar de um solo residual de granito silto argiloso (55,20% de silte e 23,88 % de argila), e massa específica dos grãos de 2,65 g/cm³. A Tabela 1Tabela 6 apresenta o resumo dos resultados obtidos a partir dos ensaios de caracterização da amostra em questão.

Tabela 6 - Resumo da caracterização da amostra de solo	
Massa específica dos grãos (g/cm³)	2,65
Limites de consistência	
Limite de liquidez (%)	43
Limite de plasticidade (%)	26
Índice de plasticidade (%)	17
Faixa granulométrica (ABNT)	
Pedregulho (2,0 < d < 60 mm)	20,12%
Areia grossa (0,6 < d < 2,0 mm)	0,21%
Areia média (0,2 < d < 0,6 mm)	0,46%
Areia fina (0,06 < d < 0,2 mm)	0,13%
Silte (0,002 < d < 0,06 mm)	55,20%
Argila (d < 0,002 mm)	23,88%

Fonte: Elaboração própria (2020).

Conforme já mencionado em itens anteriores, a curva granulométrica foi obtida a partir da combinação dos procedimentos de sedimentação e peneiramento. O laudo de sondagem, no entanto, mostrou se tratar de um solo arenoso. Entretanto, a partir do ensaio de granulometria e da análise tátil visual, verificou-se que o solo em estudo, caracteriza-se como silto argiloso. A partir do Gráfico 1, é possível observar essa característica.

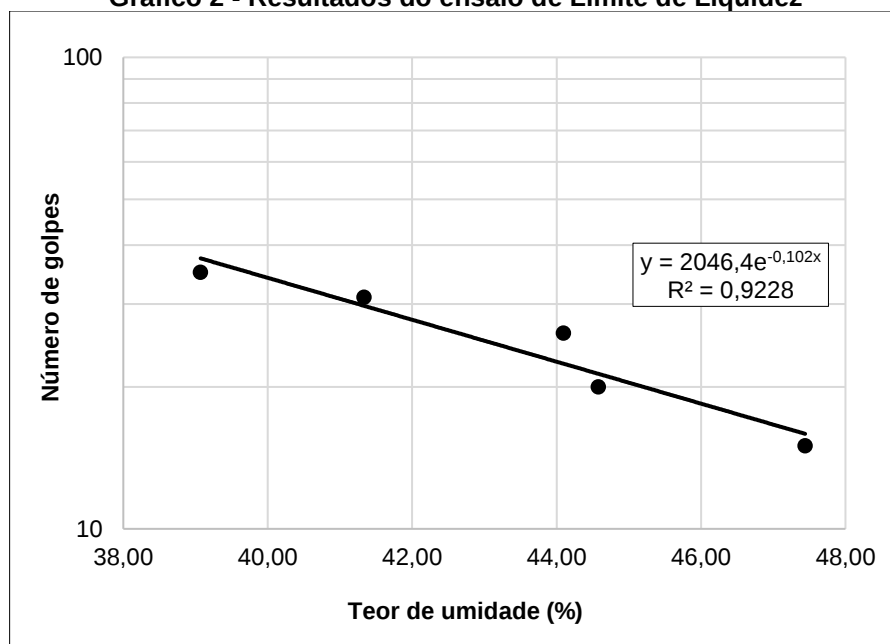
Gráfico 1 - Curva granulométrica



Fonte: Elaboração própria (2020).

No Gráfico 2 são apresentados os resultados do ensaio para determinação do limite de liquidez. Confeccionou-se o gráfico com os cinco pontos obtidos do ensaio, sendo no eixo das abscissas os teores de umidade em escala aritmética e nas ordenadas os números de golpes em escala logarítmica. A partir da equação da reta do gráfico, o valor do limite de liquidez obtido nesta pesquisa foi de 43%.

Gráfico 2 - Resultados do ensaio de Limite de Liquidez



Fonte: Elaboração própria (2020).

O limite de plasticidade foi calculado a partir da média aritmética entre três resultados encontrados de umidade, que ficaram dentro do limite máximo de 5% de variação, resultando em 26%. Por fim, com os valores dos limites de liquidez e plasticidade, calculou-se o índice de plasticidade, a partir da Equação 8, que resultou em 17%. A Tabela 7 apresenta a classificação quanto à plasticidade a partir do índice de plasticidade. Sendo assim, classifica-se a amostra do solo em estudo como altamente plástico.

Tabela 7 - Classificação quanto à plasticidade

Tipo	IP
Fracamente plásticos	$1 < IP < 7$
Medianamente plásticos	$7 < IP < 15$
Altamente plásticos	$IP > 15$

Fonte: Adaptado de CAPUTO (1986).

A título de comparação a Tabela 8 relaciona valores típicos de limites de liquidez e índice de plasticidade de alguns solos brasileiros. O solo que mais se assemelha ao desta pesquisa é o residual de granito.

Tabela 8 - Índices de Atterberg de alguns solos brasileiros

Solos	LL (%)	IP (%)
Residuais de arenito (arenosos finos)	29 - 44	11 - 20
Residual de gnaiss	45 - 55	20 - 25
Residual de basalto	45 - 70	20 - 30
Residual de granito	45 - 55	14 - 18
Esta pesquisa (2020)	43	17

Fonte: Adaptado de PINTO (2006).

4.2 Resultado da compactação

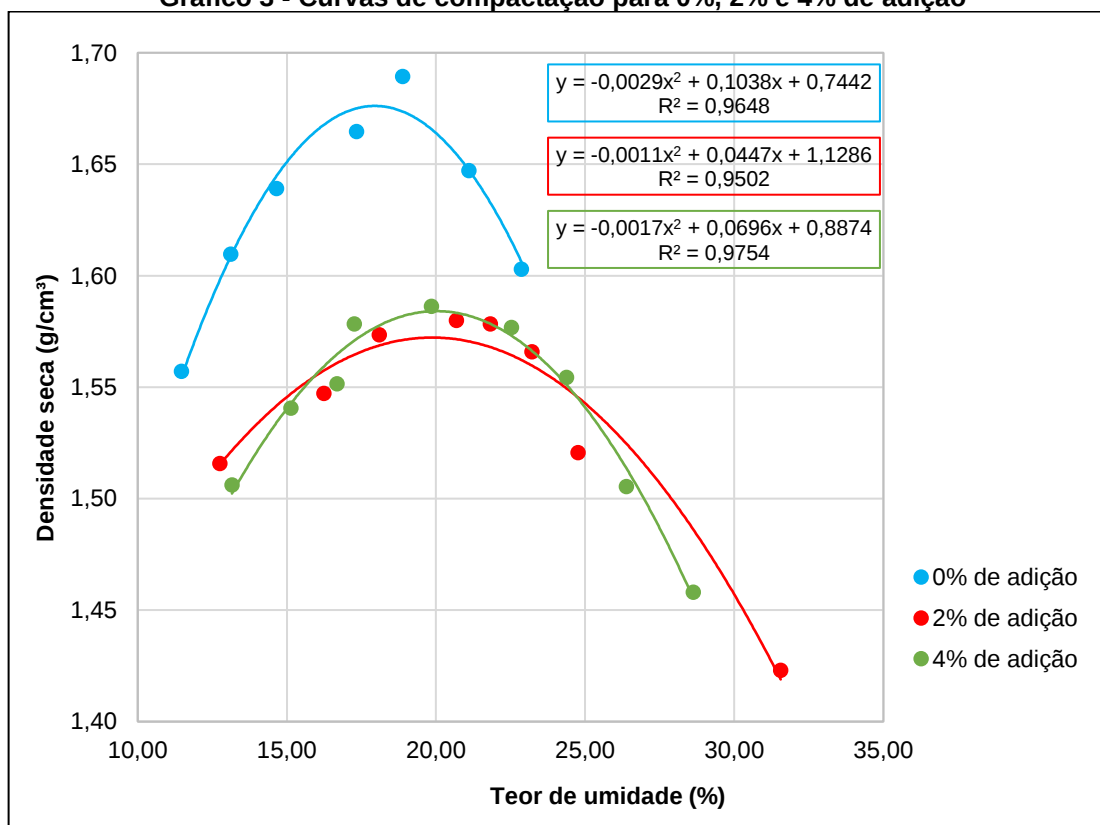
Os resultados de umidade ótima e densidade seca máxima (Tabela 9), foram obtidos a partir da análise gráfica (Gráfico 3) e das equações das curvas geradas no gráfico. Vale ressaltar que esses dados (γ_d máx. e $w_{ót.}$) foram utilizados para a moldagem dos corpos de prova que foram submetidos aos ensaios de ultrassom e resistência à compressão axial.

Tabela 9 - Resultado da umidade ótima e densidade seca máxima

Teor de adição (%)	Wótima (%)	γ _d máx (g/cm³)
0%	17,89	1,67
2%	20,32	1,58
4%	20,47	1,60

Fonte: Elaboração própria (2020).

Gráfico 3 - Curvas de compactação para 0%, 2% e 4% de adição



Fonte: Elaboração própria (2020).

Como se observa nas curvas de compactação (Gráfico 3), a densidade seca máxima e umidade ótima das misturas com adição resultaram em valores muito próximos. Entretanto, quando comparadas com a curva sem adição de cimento, possuem densidade seca máxima menores e umidades ótimas maiores.

Visto que a maior umidade ótima atingida foi a com o teor de 4%, acredita-se que isso se deve a reação de hidratação do cimento, uma vez que adicionando-se mais cimento à mistura, necessita-se de maior quantidade de água para que ocorra essa reação. Além disso, esse comportamento pode ser justificado pelo aumento da

quantidade de finos, pois quanto maior a quantidade de finos em uma mistura, maior será a quantidade de água necessária para cobrir as partículas.

Dias (2012), ensaiou em sua pesquisa um solo silto argiloso, com adições de 8% e 12% de cimento. Verificou-se que a relação entre teor de cimento e umidade ótima, são diretamente proporcionais, ou seja, quanto maior a adição de cimento, maior o valor da umidade ótima. Já a densidade seca máxima diminuiu quando se adicionou cimento. A Tabela 10 apresenta os valores obtidos por Dias (2012).

Tabela 10 - Valores das curvas de compactação Dias (2012)

Misturas	Wótima (%)	γ_d máx (kN/m³)
0%	13,10	18,40
8%	13,50	18,30
12%	14,10	18,10

Fonte: Adaptado de DIAS (2012).

Cruz (2004), adicionou 6% e 10% de cimento no solo estudado em sua pesquisa e assim como Dias (2012), observou que quanto maior o teor de cimento adicionado, maior é a umidade ótima atingida e menor a densidade seca máxima. Observa-se na presente pesquisa que a densidade seca máxima de 4% é praticamente igual a de 2% de adição.

4.3 Resultado da resistência à compressão axial não confinada

Conforme mencionado anteriormente, foram moldados 27 corpos de prova, os quais foram submetidos ao ensaio de resistência à compressão axial não confinada. A Tabela 11 apresenta os valores de tensão máxima de ruptura, que variam de 0,455 MPa a 1,957 MPa, para cada corpo de prova nos três teores de adição em suas respectivas idades, assim como a média e o desvio padrão das tensões máximas de ruptura.

Tabela 11 - Tensão máxima e média de ruptura para os corpos de prova

		0%Ci	2%Ci0d	2%Ci7d	2%Ci14d	2%Ci28d	4%Ci0d	4%Ci7d	4%Ci14d	4%Ci28d
Tensão máxima de ruptura (MPa)	CP 01	0,499	0,954	0,533	0,619	0,591	0,955	1,152	1,241	1,503
	CP 02	0,455	0,733	0,552	0,722	0,661	1,087	1,220	1,397	1,957
	CP 03	0,543	0,804	0,804	0,674	0,835	0,916	1,183	1,554	1,425
Tensão média (MPa)		0,499	0,830	0,543	0,672	0,696	0,986	1,185	1,398	1,628
Desvio padrão		0,044	0,113	0,014	0,052	0,126	0,090	0,034	0,156	0,288

LEGENDA: x%Ci yd x - Teor de adição
 y - Tempo de cura

Fonte: Elaboração própria (2020).

Após análise estatística, o valor destacado em vermelho na Tabela 11 foi considerado espúrio, sendo assim, foi eliminado do cálculo da média. Após, verificou-se que esses estavam dentro da normalidade na curva de Gauss (95% de confiança), e o método de Bartlett mostrou haver variâncias iguais. Por último, utilizou-se o teste de Duncan para verificar se as diferenças entre os valores médios de tensão máxima de ruptura encontrados, são significativas (Apêndice A). O teste mostrou que algumas comparações entre os valores médios dos CPs não diferiram entre si de forma significativa:

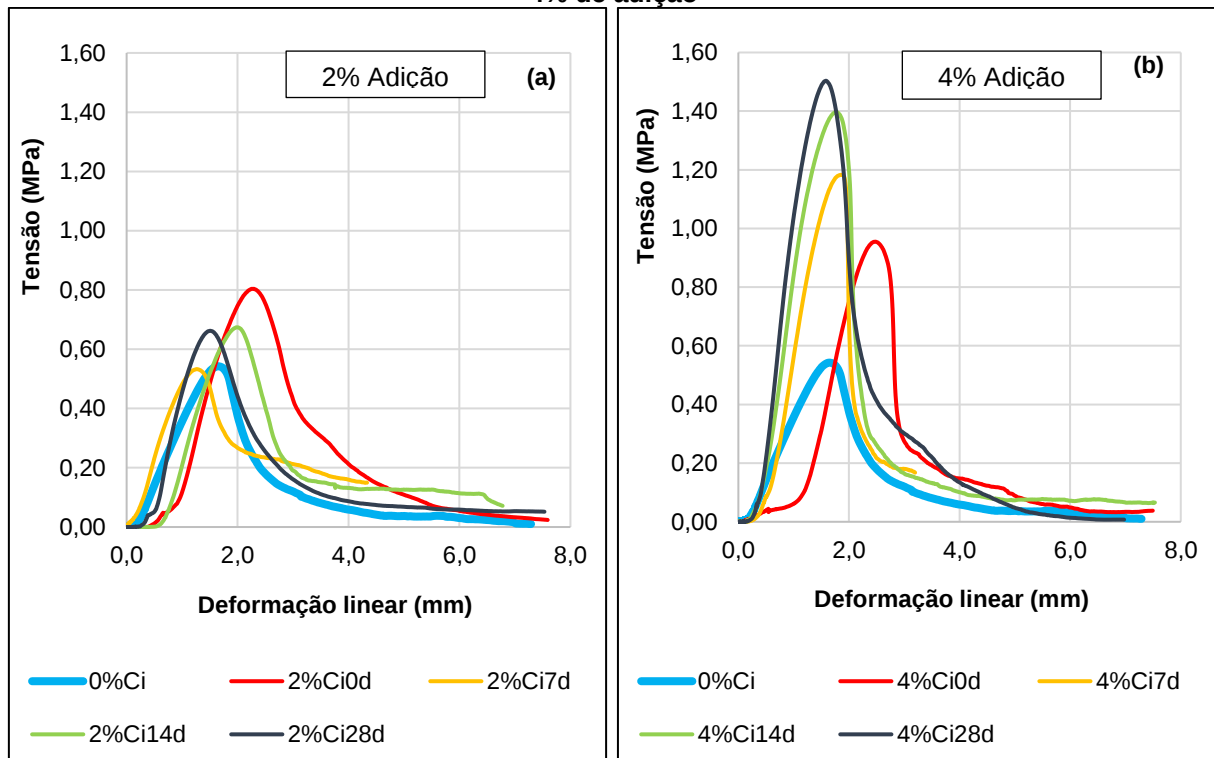
- S, 2%Ci0d, 2%Ci7d, 2%Ci14d e 2%Ci28d não diferem significativamente entre si;
- 2%Ci0d e 4%Ci0d não diferem significativamente entre si;
- 4%Ci0d e 4%Ci7d não diferem significativamente entre si;
- 4%Ci7d e 4%Ci14d não diferem significativamente entre si;
- 4%Ci14d e 4%Ci28d não diferem significativamente entre si.

Com base na análise estatística, as médias com adição de 2% de cimento não mostraram diferença significativa entre si por possuírem baixo teor de incremento de cimento, uma vez que não apresentou diferença significativa quando comparadas a média dos CPs sem adição de cimento.

Entretanto, observou-se que nas amostras com adição de 4% de cimento, houve variação significativa de tensão máxima de ruptura em relação ao solo puro (0%) e com adição de 2%. Não houve variação média significativa, no entanto, quando se compara as idades de: 0 dias com 7 dias; 7 dias com 14 dias; e 14 dias com 28 dias, no teor de 4% de adição. Todavia, quando se confronta 0 dias com 28 dias e 7

dias com 28 dias, observa-se diferença significativa, mostrando haver acréscimo de resistência na medida que ocorre a hidratação do cimento.

Gráfico 4 - (a) Tensão x Deformação linear com 2% de adição (b) Tensão x Deformação linear 4% de adição



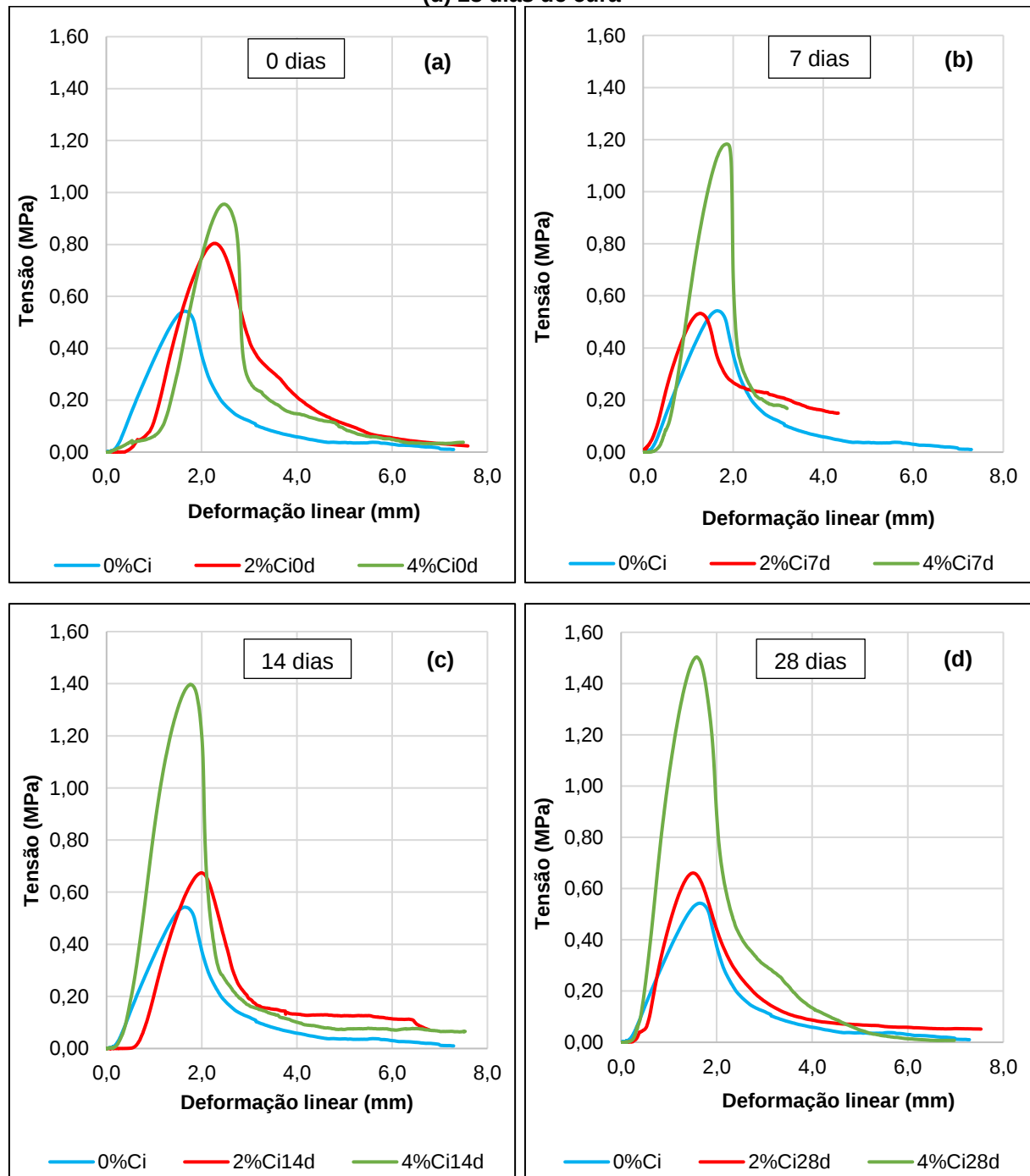
Fonte: Elaboração própria (2020).

O Gráfico 4 apresenta os valores médios de tensão de ruptura para cada teor de adição rompidas em diferentes tempos de cura. Além disso, para efeito de comparação, também foi plotada a curva de resistência para a amostra de referência (0%Ci). Da referida figura pode-se observar que para as amostras com adição de 2% não houve ganho significativo quando comparadas entre si e com a curva sem adição. Já as curvas dos CPs com adição de 4% apresentaram incremento de resistência significativo quando comparadas com a curva sem adição, em todas as idades. Além disso é possível verificar, para a adição de 4%, o aumento de resistência quando se compara as curvas com as idades de 0 dias e 7 dias com a curva de 28 dias. Outra análise que se pode retirar desse gráfico, é comparando-se as curvas de 14 dias e 28 dias, em que não tiveram diferença significativa entre si.

4.3.1 Tensão máxima de ruptura e idade dos CPs

Para uma melhor visualização dos resultados confeccionou-se gráficos que relacionam tensão aplicada versus deformação linear por idade de ruptura (Gráfico 5). O gráfico foi plotado a partir das médias das tensões.

Gráfico 5 - Tensão x Deformação linear (a) 0 dias de cura (b) 7 dias de cura (c) 14 dias de cura (d) 28 dias de cura



Fonte: Elaboração própria (2020).

Aos 0 dias de cura, observa-se que houve um acréscimo na tensão máxima de pico para os teores de 2% e 4% de adição de cimento, quando comparadas com o valor da amostra de solo sem adição, sendo a amostra de 4% significativa. Já a tensão pós-pico não sofreu variações expressivas nesta idade, Gráfico 5a.

Aos 7 dias percebe-se um incremento na tensão máxima de pico para o teor de 4% de cimento enquanto que para 0% e 2% os valores se assemelham. Analisando-se as curvas, observa-se que a tensão pós-pico é maior para o teor de 2% em relação ao 0% e, ainda maior quando comparadas ao de 4%, Gráfico 5b.

Aos 14 dias e 28 dias de cura observa-se haver um aumento nos valores de tensão máxima de pico para 2% e 4% de adição de cimento em relação ao solo sem adição, sendo a amostra de 4% significativa. A tensão pós-pico, no entanto, não apresentou variações significativas. Além disso, pode-se analisar que as amostras com 4% de adição de cimento, obtiveram incremento nos seus valores de tensão máxima de pico com o decorrer das idades. Enquanto que para o teor de 2% de cimento, não se obteve a mesma avaliação, Gráfico 5c e Gráfico 5d.

Dias (2012) aponta que não se pode atribuir o ganho de resistência nos corpos de prova rompidos em zero dias às reações de hidratação do cimento, uma vez que, esses foram rompidos 2 horas após a moldagem. Assim como Dias (2012), a presente pesquisa obteve valores muito próximos de tensão máxima de ruptura nos CPs rompidos no dia da moldagem para os dois teores de adição. Além disso, considerando a afirmação do autor, o valor de tensão máxima de ruptura de 2% de adição aos 0 dias de cura deveria ser menor que aos de 7 dias, 14 dias e 28 dias, o que não ocorreu nestes CPs. Esse resultado, pode estar relacionando com a forma de moldagem desses CPs.

Outra consideração de Dias (2012) diz que quanto maior a porcentagem de cimento, maior a resistência obtida. Isso se confirma também na presente pesquisa. O autor destaca a importância dos 7 primeiros dias de cura, uma vez que apresentou um ganho de resistência 3 vezes maior nas amostras de 7 dias quando comparadas a 0 dias. A Tabela 12 apresenta um resumo comparativo com os valores obtidos por outros autores. Os valores apresentados correspondem ao tempo de cura de 7 dias.

Tabela 12 - Resistências máximas obtidas para cada mistura de solo-cimento nos diferentes trabalhos apresentados

Trabalho	Solo	Classificação ASTM - Solo	Tipo de cimento	% Cimento	Tensão máxima de ruptura (MPa)
Cruz (2004)	Solo fabricado em laboratório	SC - Areia argilosa	CP I - Cimento Portland normal	0%	0,90
				6%	3,60
				10%	4,70
Muhuthan e Sariosseiri (2008)	Solo de Aberdeen	ML - Silte de baixa plasticidade	CP I - Cimento Portland normal	0%	0,21
				2,50%	0,39
				5%	0,53
				7,50%	0,84
	Solo de Everett	SP - SM	CP I - Cimento Portland normal	10%	1,74
				0%	0,21
				2,50%	0,37
				5%	0,75
	Solo de Palouse	ML - CL	CP I - Cimento Portland normal	7,50%	1,20
				10%	1,82
				0%	0,29
				2,50%	0,38
Foppa (2005)	Solo da formação Botucatu	Areia fina siltosa	CP V - Cimento Portland de alta resistência inicial	5%	2,07
				7%	3,24
				1%	0,71
				2%	1,07
				3%	1,36
Dias (2012)	Solo da Costa	CL - Argila Magra	CP IV - Cimento Portland pozolânico	5%	2,24
				7%	3,24
				12%	3,40
Presente pesquisa (2020)	Solo Residual	Silto argiloso	CP II - F - 32	0%	0,50
				2%	0,54
				4%	1,18

Fonte: Adaptado de DIAS (2012).

4.3.2 Tensão máxima de ruptura e o índice de vazios dos CPs

Outra análise retirada a partir dos valores obtidos com o ensaio de resistência à compressão axial não confinada, é a relação entre a tensão máxima de ruptura com os seus respectivos índices de vazios.

Calculou-se a média, das tensões máxima de ruptura e seus respectivos índices de vazios, entre 3 CPs, para os três teores ensaiados, e então confeccionou-se o Gráfico 6 buscando uma correlação entre os dados analisados. A Tabela 13

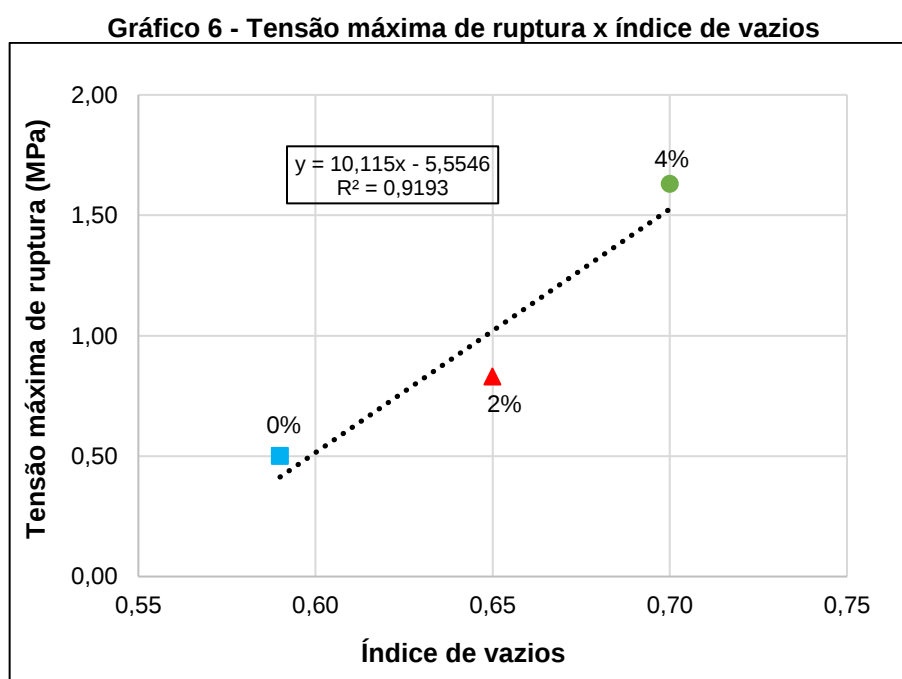
apresenta os valores obtidos, sendo que a tensão máxima de ruptura para a adição de 2% e 4% foi máxima aos 0 dias e 28 dias de cura respectivamente.

Tabela 13 - Tensão máxima de ruptura por teor de adição com seus respectivos índices de vazios

Teor de adição	Tensão máxima de ruptura (MPa)	Índice de vazios
0%	0,50	0,59
2%	0,83	0,65
4%	1,63	0,70

Fonte: Elaboração própria (2020).

A partir do Gráfico 6 e da Tabela 13, observa-se que a relação entre o índice de vazios e a tensão máxima de ruptura é diretamente proporcional, ou seja, quanto maior o índice de vazios, maior a resistência.



Fonte: Elaboração própria (2020).

Caneppele (2016) adicionou teores de 3%, 5%, 7%, 9% e 11% de cimento Portland, e observou que quanto maior o teor de cimento, menor o índice de vazios e consequentemente maior a resistência à compressão axial não confinada. Para o autor isso acontece pois quanto mais cimento na mistura, maior a ligação entre as partículas, ou seja, maior cimentação.

Entretanto, na presente pesquisa, encontrou-se relação inversa a Caneppele (2016). Acredita-se que o resultado obtido, esteja relacionado a quantidade de cimento na mistura, uma vez que aumentando-se a quantidade de adição, aumentou-se a quantidade de água para a hidratação do cimento, o que consequentemente aumento a quantidade de vazios. Além disso, a partir do Gráfico 6 é possível observar que a maior resistência atingida foi com o teor de 4%, confirmando a conclusão de Caneppele (2016), que quanto mais cimento na mistura, maior é a ligação entre as partículas, consequentemente, obtendo-se maiores valores de tensão de ruptura.

4.4 Ultrassom

Mediu-se a velocidade de propagação do pulso ultrassônico (VPU) nos 27 corpos de prova moldados para determinação da resistência à compressão axial. Para melhor se analisar os resultados, compara-se a seguir:

- a) VPU x índice de vazios;
- b) VPU x teor de cimento;
- c) VPU x tensão máxima de ruptura.

4.4.1 VPU x índice de vazios

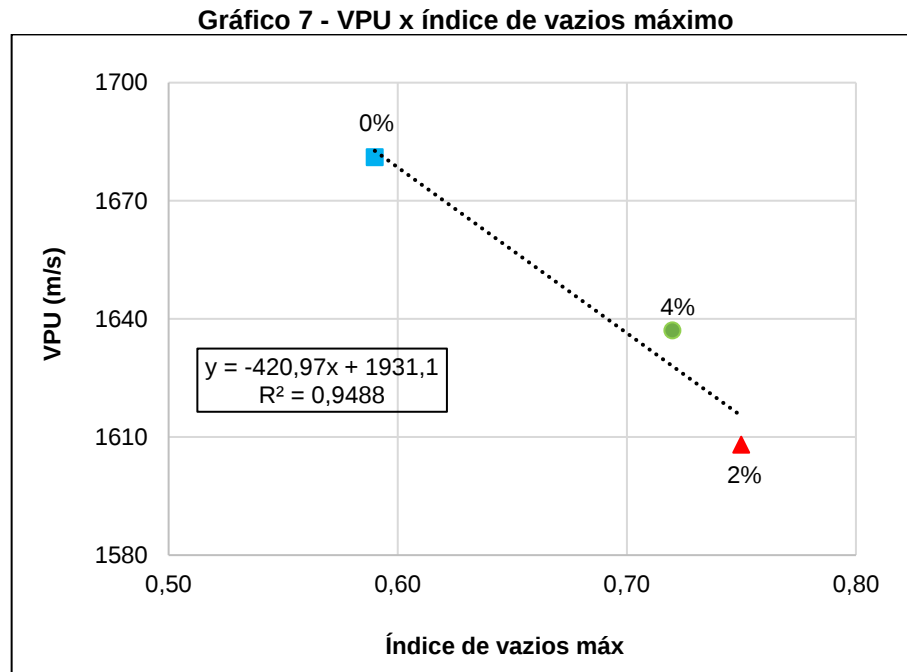
A relação da variação da velocidade de propagação ultrassônica em função do índice de vazios foi feita considerando os valores máximos de índices de vazios para cada teor com suas respectivas VPUs (Apêndice B). A Tabela 14 apresenta esses resultados.

Tabela 14 - VPU por teor de adição com seus respectivos índices de vazios máximos

Teor de adição	VPU (m/s)	e máx
0%	1681	0,59
2%	1608	0,75
4%	1637	0,72

Fonte: Elaboração própria (2020).

A partir do Gráfico 7, é possível observar que a VPU é inversamente proporcional ao índice de vazios, ou seja, quanto maior o índice de vazios, menor a velocidade ultrassônica.

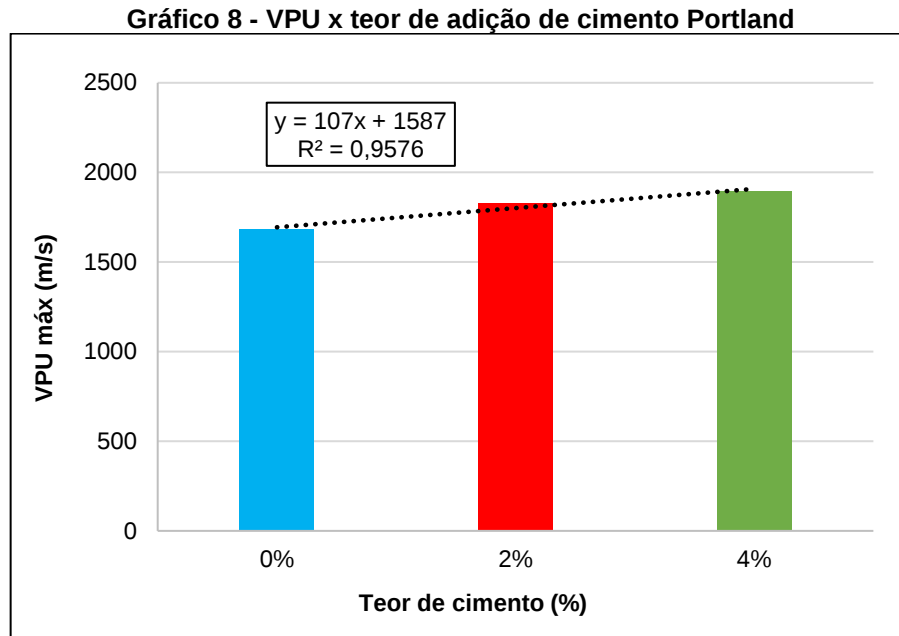


Fonte: Elaboração própria (2020).

De acordo com Sarro (2017), a velocidade de propagação ultrassônica varia de acordo com o meio de propagação, sendo maior em meios sólidos do que em líquidos e gasosos (Sólidos > Água > Ar) e conforme Pinto (2006) os solos são formados por essas três fases. Sendo assim, quando um CP perde umidade, o volume de ar tende a aumentar e consequentemente a velocidade diminuir.

4.4.2 VPU x teor de cimento

Para avaliar a variação da VPU em função do teor de cimento, utilizou-se as velocidades máximas atingidas em cada teor e idade, sendo que esses valores foram encontrados nas idades de 0 dias e 28 dias para os teores de 2% e 4% respectivamente. O Gráfico 8 apresenta essa relação. Observa-se que a VPU é diretamente proporcional ao teor de cimento, uma vez que, a maior velocidade foi obtida com o teor de 4% e, a menor, para o solo sem adição de cimento.



Fonte: Elaboração própria (2020).

Conforme já apresentado no item 2.5.4, Ferreira e Freire (2005), analisaram mini painéis de solo cimento, adicionaram 6% e 10% de cimento Portland, em solos com características arenosas e siltosas, e confirmaram que o teor de cimento e a VPU são diretamente proporcionais. Obtiveram valores de VPU de 1172 m/s e 1229 m/s para os teores de 6% e 10 % de adição respectivamente, para o solo siltoso.

Além desses, Milani (2008) analisou paredes monolíticas de solo cimento, com adições de 7%, 10% e 13% de cimento e obteve valores de VPU após 30 dias de cura de 2334 m/s, 2581 m/s e 3031 m/s respectivamente. Assim como Ferreira e Freire (2005), Sarro, Ferreira e Galletto (2015), analisaram mini painéis monolíticos de solo cimento com adições de cimento de 6%, 8% e 12% e encontraram valores de VPU de 1668 m/s, 2330 m/s e 2370 m/s respectivamente.

A partir das bibliografias citadas acima, verifica-se que a VPU é diretamente proporcional ao teor de cimento incorporado na mistura. A presente pesquisa obteve valores máximos de VPU de 1681 m/s, 1827 m/s e 1882 m/s nos teores de 0%, 2% e 4% respectivamente. Acredita-se que isso ocorra em função das reações de cimentação nas partículas pela adição do aglomerante, uma vez que a velocidade de propagação de ondas ultrassônicas é maior em meios sólidos.

4.4.3 VPU x tensão máxima de ruptura

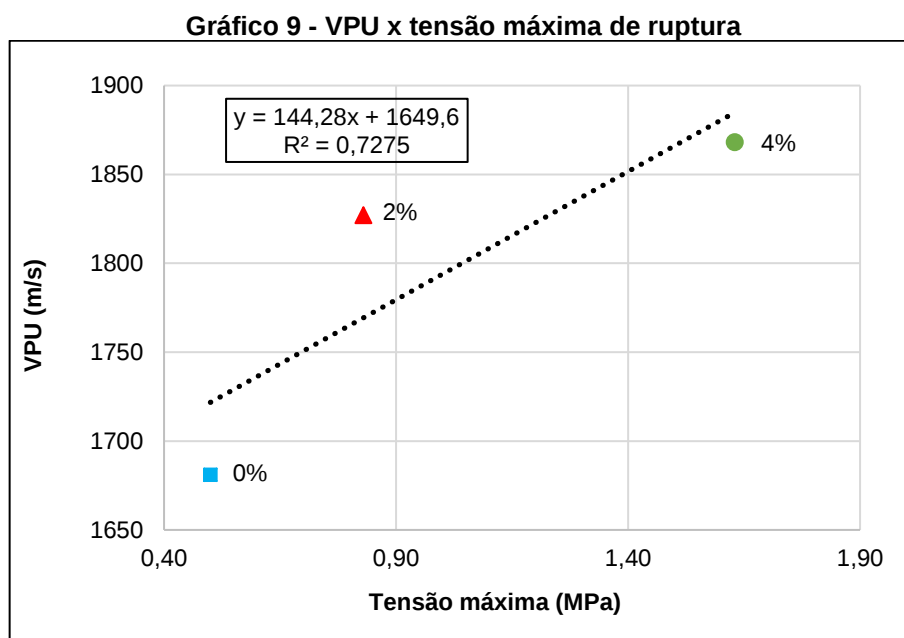
Para analisar a variação da velocidade ultrassônica em função da tensão máxima de ruptura, utilizou-se as tensões médias de ruptura para os três teores de adição, Tabela 15. Obteve-se esses resultados a partir do ensaio de ultrassom nos corpos de prova cilíndricos pequenos.

Tabela 15 - VPU por teor de adição com suas respectivas tensões máximas

Teor de adição	VPU (m/s)	Tensão média (MPa)
0%	1681	0,50
2%	1827	0,83
4%	1868	1,63

Fonte: Elaboração própria (2020).

A partir da análise do Gráfico 9, verifica-se que a VPU é diretamente proporcional a tensão máxima de ruptura dos corpos de prova. Obteve-se os valores de VPU de 1681 m/s, 1827 m/s e 1868 m/s, e tensão máxima de ruptura de 0,50MPa, 0,83MPa e 1,63MPa, para os teores de adição de 0%, 2% e 4% respectivamente.



Fonte: Elaboração própria (2020).

Bandeira (2009), obteve resultados semelhantes ao da presente pesquisa. A autora constatou que a VPU sofre influência da resistência e que essas grandezas

são diretamente proporcionais. Assim como Bandeira (2009), Ferreira e Freire (2005), também verificaram a mesma relação, sendo que para um solo siltoso, obtiveram valores de resistência a compressão axial de 2,01 MPa e 2,14 MPa para os valores de VPU de 1172 m/s e 1229 m/s respectivamente.

Milani (2008), adicionou cimento e cinza de casca de arroz em suas misturas e constatou que a VPU é diretamente proporcional a resistência à compressão axial, sendo que nos primeiros 120 dias de cura, houve um aumento significativo na resistência. Após esse período, verificou-se decréscimo nos valores das VPUs, assim como na resistência a compressão axial, sendo que as velocidades de propagação chegaram em valores inferiores ao da idade de 7 dias. Com isso, a autora afirma que o ensaio de ultrassom pôde capturar facilmente as microfissurações ocorridas nos corpos de prova com adição de cimento.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo serão apresentadas as principais considerações obtidas a partir da análise dos resultados encontrados, bem como sugestões para trabalhos futuros.

Através dos ensaios de caracterização, classificou-se a amostra como um solo residual de granito silto argiloso, altamente plástico e com granulometria aberta, ou seja, trata-se de um solo mal graduado. Além disso, observou-se que o laudo de sondagem apresentado pela construtora diverge da classificação encontrada.

A partir das curvas de compactação foi possível verificar que com a adição de cimento a densidade seca máxima diminuiu enquanto a umidade ótima aumentou. Acredita-se que isso esteja atrelado às reações de hidratação do cimento, assim como, ao aumento da quantidade de finos na mistura.

Os resultados do ensaio de resistência à compressão axial, mostraram que com o aumento no teor de adição de cimento da mistura, consegue-se alcançar maiores valores de tensão máxima de ruptura. Além disso, nas tensões pós-pico, não se observou diferença significativa, para os dados analisados.

No que se refere aos ensaios de ultrassom, quando se compara a VPU com o índice de vazios, é possível perceber que, com o aumento do índice de vazios, a VPU tende a diminuir. Isso se deve em função do meio em que a onda propaga, uma vez que em meios sólidos a velocidade de propagação de ondas ultrassônicas é maior do que quando comparada com o meio gasoso.

Outra análise realizada na pesquisa foi em função do teor de adição. Observou-se que com o aumento do teor de cimento Portland, a VPU tende a aumentar, esse resultado está diretamente relacionado à cimentação das partículas pela adição do aglomerante, uma vez que a VPU é maior em meios sólidos.

A última análise realizada foi da VPU em função da resistência à compressão axial. O resultado mostrou que a velocidade de propagação da onda ultrassônica é diretamente proporcional a tensão máxima de ruptura.

A partir do exposto acima, pode-se concluir que o ensaio de ultrassom detecta as variações das propriedades conferidas ao solo. Além disso, a presente

pesquisa apresentou resultados semelhantes à de outras bibliografias. Sendo assim, acredita-se que o ensaio não destrutivo de ultrassom seja um método eficaz para investigação de um solo residual de granito, compactado, podendo ser ou não, melhorado com cimento Portland.

No entanto, considera-se que a pesquisa nesta temática não está esgotada, muito pelo contrário, necessita de muita investigação até que possa ser utilizada com segurança para análise não destrutiva em solos compactados. Sendo assim, apresenta-se na sequência algumas sugestões para trabalhos futuros:

- a) Estudos que analisem o comportamento da propagação de ondas ultrassônicas, em diferentes tipos de solo;
- b) Estudos que relacionem a VPU em solo compactado com adições em maiores teores de cimento;
- c) Estudos aprofundados da relação entre teor de umidade e VPU em solos melhorados com cimento Portland;
- d) Comparação de dados de ultrassom de laboratório com ultrassom de campo;
- e) Avaliar módulo de rigidez *versus* velocidade de propagação das ondas ultrassônicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSIS, G. M.; LIMA, N. C.; FERREIRA, G. C. S.; SARRO, W. S. Módulo de elasticidade de solo arenoso compactado utilizando ensaios de ultrassom. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTE DA ANPET, 32., 2018, Gramado. **Anais** [...] Gramado: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte, 2018. p. 1 - 12.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8802**: Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 330**: Ensaios não destrutivos – Ensaio por ultrassom - Princípios gerais. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

BANDEIRA, Rosinete Fernandes. **Estudo da correlação entre resistência mecânica e velocidade ultrassônica para um material terroso**. 2009. 89 f. Dissertação (Mestrado em Arquitetura), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

BARREIROS, SÃO JOSÉ. In. GOOGLE MAPS. [2019]. Disponível em: <https://www.google.com/maps/place/Barreiros,+S%C3%A3o+Jos%C3%A9+-+SC/@-27.5746421,-48.6165465,15z/data=!3m1!4b1!4m5!3m4!1s0x95274992377753cd:0x529be8fdeeff09ee!8m2!3d-27.5748605!4d-48.6063175>. Acesso em: 01 out. 2019.

BONAFÉ, Leandro. **Estudo da resistência de um solo residual de basalto estabilizado e reforçado**. 2004. 101 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil), Universidade Regional do Nordeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2004.

BOSZCZOWSKI, Roberta Bomfim. **Avaliação de propriedades mecânicas e hidráulicas de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR**. 2008. 617 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

BROERING, Wellington Borba; SILVA, Patrícia Odozynski da. **Caracterização geotécnica e dimensionamento de pavimentos semirrígidos em solos residuais de Biguaçu/SC**. 2018. 326 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil), Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.

CANEPPELE, Jeferson William. **Estabilização de um solo residual com adição de cimento Portland**. 2016. 72 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil), Centro Universitário Univates, Lajeado, 2016.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações: Fundamentos**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988. 244 p.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações: Mecânica das Rochas - Fundações - Obras de Terra**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1987. 495 p.

CORRÊA, Juliana Francisca. **Avaliação das melhorias das propriedades físicas e mecânicas de solos originados de rochas sedimentares pela adição de cal para fins de pavimentação**. 2008. 151 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.

CORREIA, António Alberto Santos. **Aplicabilidade da técnica de deep mixing aos solos moles do Baixo Mondego**. 2011. 502 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Faculdade de Ciências e Tecnologia/ Universidade de Coimbra, Coimbra, 2011.

CRUZ, Maria de Lurdes Santos da. **Novas tecnologias da aplicação de solo-cimento**. 2004. 240 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade do Minho, Guimarães, 2004.

DAMACENO, João Marcos Ferreira. **Sistema para avaliação da umidade relativa do solo utilizando a análise de impedância e técnicas de ultrassom**. 2010. 99 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Elétrica e Informática Industrial), Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2010.

DIAS, João José da Fonseca Marques Simões. **Tratamento de solos com cimento para obtenção de melhores características mecânicas**. 2012. 117 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Ciências e Tecnologia | Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2012.

EMBRAPA. **GEOPortal Digital** EMBRAPA. Disponível em: <http://mapoteca.cnps.embrapa.br/>. Acesso em: 26 out. 2019.

FERREIRA, Régis de Castro; FREIRE, Wesley Jorge. Desempenho físico-mecânico de minipainéis de terra crua tratada com aditivos químicos. **Engenharia Agrícola**, Jaboticabal, v. 25, n. 3, p. 585-597, set./dez. 2005.

FOPPA, Diego. **Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados**. 2005. 146 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

GANDOLFO, Otavio Coaracy Brasil. Ensaios geofísicos. **Revista Notícias da Construção**, São Paulo, p. 56-57, out. 2012. Disponível em: https://www.ipt.br/ipt_na_midia/313-ensaios_geofisicos.htm. Acesso em: 05 ago. 2020.

MILANI, Ana Paula da Silva. **Avaliação Física, Mecânica e Térmica do Material Solo-Cimento-Cinza de Casca de Arroz e seu Desempenho como Parede Monolítica**. 2008. 195 f. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola), Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2008.

PAULA, Thaís Martins de. **Melhoramento de solos: adição de cimento, microsílica e cinza de casca de arroz em um silte orgânico**. 2013. 81 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 363 p.

RAMALHO, F.; NICOLAU, G. F.; TOLEDO, P. A. **Os Fundamentos da Física 2: Termologia, Óptica, Ondas**. 7 ed. São Paulo, Moderna, 1999. 532 p.

SANTIAGO, Cybèle Celestino. **O Solo como Material de Construção**. 2. ed. Salvador: EDUFBA, 2001. 76 p.

SANTOS, Humberto Gonçalves dos; ZARONI, Maria José; ALMEIDA, Eliane de Paula Clemente. **Cambissolos Háplicos**. Disponível em: http://www.agencia.cnptia.embrapa.br/gestor/solos_tropicais/arvore/CONT000gn1sf65m02wx5ok0liq1mqzx3jrec.html. Acesso em: 02 nov. 2019.

SARRO, Wélida de Sousa. **Constantes elásticas de solo compactado a partir do ensaio de ultrassom**. 2017. 87 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Limeira, 2017.

SARRO, Wélida de Sousa; FERREIRA, Gisleiva Cristina dos Santos. Interferência do índice de vazios do solo compactado na velocidade ultrassônica. In: WORKSHOP DE ENSAIOS NÃO-DESTRUTIVOS APLICADO NA CONSTRUÇÃO CIVIL, 1., 2018, Limeira. **Anais [...]** Limeira: UNICAMP, 2018. p. 1 - 5.

SARRO, Wélida de Sousa; FERREIRA, Gisleiva Cristina dos Santos; GALLETTO, Adriana. Técnica de ultrassom aplicada na inspeção de edificações construídas em solo compactado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO, 57., 2015, Bonito. **Anais [...]** Bonito: Ibracon, 2015. p. 1 - 9.

SONDAGEM a percussão, relatório técnico. São José: Amaral Construção e Incorporação LTDA, 2019.

SOUZA, Edson Estrella Silva de et al. Solo-cimento: avaliação das propriedades com diferentes teores de adição de cimento. In: 5º Simpósio de Integração Científica e Tecnológica do Sul Catarinense – SICT-Sul, 2016, Araranguá. **Anais** [...] Araranguá: SICT-Sul, 2016. v. 01. p. 814-820.

APÊNDICE A – Análise estatística das tensões de ruptura

DETERMINAÇÃO DOS PONTOS ESPÚRIOS					
Teor de adição	CP	Rt (MPa)	Média	Desvpad	Resíduo (Rt - média)/(Desvpad)
0% de adição	01	0,4993	0,50	0,04	0,01
	02	0,4551			-1,00
	03	0,5426			1,00
2% de adição 0 dias de cura	01	0,9538	0,83	0,11	1,10
	02	0,7334			-0,86
	03	0,8038			-0,24
2% de adição 7 dias de cura	01	0,5329	0,63	0,15	-0,64
	02	0,5522			-0,51
	03	0,8039			1,15
2% de adição 14 dias de cura	01	0,6190	0,67	0,05	-1,02
	02	0,7224			0,98
	03	0,6739			0,04
2% de adição 28 dias de cura	01	0,5914	0,70	0,13	-0,83
	02	0,6605			-0,28
	03	0,8354			1,11
4% de adição 0 dias de cura	01	0,9549	0,99	0,09	-0,35
	02	1,0874			1,13
	03	0,9160			-0,78
4% de adição 7 dias de cura	01	1,1516	1,18	0,03	-0,97
	02	1,2199			1,02
	03	1,1831			-0,05
4% de adição 14 dias de cura	01	1,2413	1,40	0,16	-1,00
	02	1,3975			0,00
	03	1,5541			1,00
4% de adição 28 dias de cura	01	1,5034	1,63	0,29	-0,44
	02	1,9575			1,14
	03	1,4246			-0,71
Ponto Espúrio ≥ 1,15 (valor crítico - módulo)					

APÊNDICE A (continuação) – Análise estatística das tensões de ruptura

COMPARAÇÃO MÚLTIPLA DE MÉDIAS										
1º		0%Ci	2%Ci0d	2%Ci7d	2%Ci14d	2%Ci28d	4%Ci0d	4%Ci7d	4%Ci14d	4%Ci28d
Tensão máxima de ruptura (MPa)	CP 01	0,4993	0,9538	0,5329	0,6190	0,5914	0,9549	1,1516	1,2413	1,5034
	CP 02	0,4551	0,7334	0,5522	0,7224	0,6605	1,0874	1,2199	1,3975	1,9575
	CP 03	0,5426	0,8038		0,6739	0,8354	0,9160	1,1831	1,5541	1,4246
x medio		0,50	0,83	0,54	0,67	0,70	0,99	1,18	1,40	1,63
Sd		0,0438	0,1125	0,0137	0,0517	0,1258	0,0898	0,0342	0,1564	0,2876
n		3	3	2	3	3	3	3	3	3
v		2	2	1	2	2	2	2	2	2
Total		1,50	2,49	1,09	2,02	2,09	2,96	3,55	4,19	4,89
2º		Resíduo = Tensão máxima de cada CP - x médio								
Resíduo	Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3	Amostra 4	Amostra 5	Amostra 6	Amostra 7	Amostra 8	Amostra 9	
	0,00	0,12	-0,01	-0,05	-0,10	-0,03	-0,03	-0,16	-0,13	
	-0,04	-0,10	0,01	0,05	-0,04	0,10	0,04	0,00	0,33	
	0,04	-0,03		0,00	0,14	-0,07	0,00	0,16	-0,20	
Média dos resíduo precisa ser zero		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Xmedia = $\sum(x \text{ médio} * n)/N$		0,9526								
N = $\sum n$		26								
V = $\sum v$		17								
T = $\sum \text{Total}$		24,77								

APÊNDICE A (continuação) – Análise estatística das tensões de ruptura

3º		Média Xi	0,00
Xi COLOCAR EM ORDEM CRESCENTE		alfa	0,05
		Sd	0,1096

i	Xi	Zi = (Xi - Média Xi) / Sd	P(Z<Zi)	i/N	Dif.
1	-0,20	-1,83	0,0340	0,0385	0,0045
2	-0,16	-1,46	0,0721	0,0769	0,0048
3	-0,13	-1,19	0,1177	0,1154	0,0024
4	-0,10	-0,91	0,1807	0,1538	0,0269
5	-0,10	-0,91	0,1807	0,1923	0,0116
6	-0,07	-0,64	0,2615	0,2308	0,0307
7	-0,05	-0,46	0,3241	0,2692	0,0549
8	-0,04	-0,37	0,3575	0,3077	0,0499
9	-0,04	-0,37	0,3575	0,3462	0,0114
10	-0,03	-0,27	0,3921	0,3846	0,0075
11	-0,03	-0,27	0,3921	0,4231	0,0309
12	-0,03	-0,27	0,3921	0,4615	0,0694
13	-0,01	-0,09	0,4636	0,5000	0,0364
14	0,00	0,00	0,5000	0,5385	0,0385
15	0,00	0,00	0,5000	0,5769	0,0769
16	0,00	0,00	0,5000	0,6154	0,1154
17	0,00	0,00	0,5000	0,6538	0,1538
18	0,01	0,09	0,5364	0,6923	0,1560
19	0,04	0,37	0,6425	0,7308	0,0883
20	0,04	0,37	0,6425	0,7692	0,1268
21	0,05	0,46	0,6759	0,8077	0,1318
22	0,10	0,91	0,8193	0,8462	0,0269
23	0,12	1,10	0,8633	0,8846	0,0214
24	0,14	1,28	0,8993	0,9231	0,0238
25	0,16	1,46	0,9279	0,9615	0,0337
26	0,33	3,01	0,9987	1,0000	0,0013

Maior dif	0,1560	aceita-se a hipótese da normalidade se $D(n, \alpha) \geq \text{Maior dif}$
D(n, alfa)	0,1698	

APÊNDICE A (continuação) – Análise estatística das tensões de ruptura

4º	TESTE DE BARLET			
Sc2 = Σ((n - 1) * (Sd)^2)	0,0176			
B = 2,3026*((V*LOG(Sc2) - Σ((n-1)*LOG((Sd)^2))	16,8488			
K1 = 1 + Σ(1/v) - 1/V	5,9412			
B/K1	2,8359	Se X2(k-1) ≥ B/K1 aceita-se que as variâncias são iguais - pode ser feita a comparação		
X2(k-1)	11,0705			
MQR = Sc2	0,0176	F = (MQG/MQR)	29,7939	Se F > F alfa - sofre influencia
MQG = SQG/(k-1)	0,5244	F alfa = INV F(0,05;k-1;N-k)	2,5480	
SQG = Σ(n*((x medio - Xmedia)^2))	4,1949			
k-1 = (9-1)	8			
N-k	17			

5º		TESTE DE DUNCAN							
Tensão média de ruptura (MPa) colocar médias em ordem crescente	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	0,50	0,54	0,67	0,7	0,83	0,99	1,18	1,4	1,63
	0%Ci	2%Ci0d	2%Ci7d	2%Ci14d	2%Ci28d	4%Ci0d	4%Ci7d	4%Ci14d	4%Ci28d
Scomb = MQR^2	0,1327								
1/nh = $\sum(1/n)$	0,3519								
nh = 1/(1/nh)	2,8421								
Sx = Scomb/(nh^(1/2))	0,0787								

Tabela XII_APOSTILA PRUDENCIO									
rk	2	3	4	5	6	7	8	9	10
GDL (fixo)	2,98	3,62	4,02	4,31	4,52	4,7	4,86	4,99	5,11
Rk = Sx * GDL	0,2345	0,2849	0,3163	0,3392	0,3557	0,3699	0,3824	0,3927	0,4021

APÊNDICE A (continuação) – Análise estatística das tensões de ruptura

ANÁLISE TESTE DE DUNCAN - DIFERENÇA SIGNIFICATIVA			
Diferença entre médias		Rk	Se "Diferença entre médias" > Rk - Existe diferença significativa entre ambas (existe DS)
x9-x8	0,23	0,2345	ND
x9-x7	0,45	0,2849	existe DS
x9-x6	0,64	0,3163	existe DS
x9-x5	0,8	0,3392	existe DS
x9-x4	0,93	0,3557	existe DS
x9-x3	0,96	0,3699	existe DS
x9-x2	1,09	0,3824	existe DS
x9-x1	1,13	0,3927	existe DS
x8-x7	0,22	0,2345	ND
x8-x6	0,41	0,2849	existe DS
x8-x5	0,57	0,3163	existe DS
x8-x4	0,7	0,3392	existe DS
x8-x3	0,73	0,3557	existe DS
x8-x2	0,86	0,3699	existe DS
x8-x1	0,9	0,3824	existe DS
x7-x6	0,19	0,2345	ND
x7-x5	0,35	0,2849	existe DS
x7-x4	0,48	0,3163	existe DS
x7-x3	0,51	0,3392	existe DS
x7-x2	0,64	0,3557	existe DS
x7-x1	0,68	0,3699	existe DS
x6-x5	0,16	0,2345	ND
x6-x4	0,29	0,2849	existe DS
x6-x3	0,32	0,3163	existe DS
x6-x2	0,45	0,3392	existe DS
x6-x1	0,49	0,3557	existe DS
x5-x4	0,13	0,2345	ND
x5-x3	0,16	0,2849	ND
x5-x2	0,29	0,3163	ND
x5-x1	0,33	0,3392	ND
x4-x3	0,03	0,2345	ND
x4-x2	0,16	0,2849	ND
x4-x1	0,2	0,3163	ND
x3-x2	0,13	0,2345	ND
x3-x1	0,17	0,2849	ND
x2-x1	0,04	0,2345	ND

APÊNDICE B – Resultados obtidos nos ensaios de ultrassom e resistência à compressão axial

ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL E ULTRASSOM													
Teor de cimento (%)	Idade (dias)	Corpo de Prova	Massa CP (g)	Volume (cm³)	Massa específica aparente úmida (g/cm³)	Massa específica aparente seca (g/cm³)	Umidade (%)	Índice de vazios	Índice de vazios médio	Velocidade (m/s)	Velocidade média (m/s)	Tensão máxima de ruptura (MPa)	Tensão média de ruptura (MPa)
0% Cimento	0 dias	CP 01	419,56	222,81	1,88	1,67	12,86%	0,59	0,59	1751	1681	0,50	0,50
		CP 02	419,92	223,18	1,88	1,66	13,57%	0,60		1551		0,46	
		CP 03	422,98	225,12	1,88	1,68	11,83%	0,58		1742		0,54	
2% Cimento	0 dias	CP 01	433,74	224,87	1,93	1,64	17,41%	0,61	0,65	1813	1827	0,95	0,83
		CP 02	417,50	225,92	1,85	1,58	17,19%	0,68		1830		0,73	
		CP 03	420,36	224,74	1,87	1,60	17,14%	0,66		1839		0,80	
	7 dias	CP 01	402,65	225,36	1,79	1,52	17,52%	0,74	0,75	1718	1608	0,53	0,54
		CP 02	402,99	225,66	1,79	1,51	17,98%	0,75		1497		0,55	
		CP 03	405,02	225,14	1,80	1,52	18,10%	0,74		1746		0,80	
	14 dias	CP 01	404,46	226,07	1,79	1,53	16,99%	0,73	0,74	1680	1456	0,62	0,67
		CP 02	403,51	226,05	1,79	1,52	17,30%	0,74		1034		0,72	
		CP 03	403,28	225,44	1,79	1,52	17,37%	0,74		1654		0,67	
	28 dias	CP 01	397,92	226,17	1,76	1,51	16,20%	0,75	0,74	1738	1363	0,59	0,70
		CP 02	399,37	223,20	1,79	1,54	16,11%	0,72		1190		0,66	
		CP 03	401,32	226,81	1,77	1,52	16,51%	0,75		1163		0,84	
4% Cimento	0 dias	CP 01	409,34	224,77	1,82	1,56	16,47%	0,70	0,69	1663	1980	0,96	0,96
		CP 02	409,45	223,10	1,84	1,57	17,19%	0,69		2003		1,09	
		CP 03	410,04	222,84	1,84	1,57	16,98%	0,69		1980		0,92	
	7 dias	CP 01	409,29	223,76	1,83	1,55	17,98%	0,71	0,71	1769	1766	1,15	1,18
		CP 02	409,35	224,91	1,82	1,55	17,21%	0,71		1762		1,22	
		CP 03	409,87	224,46	1,83	1,56	17,29%	0,70		1768		1,18	
	14 dias	CP 01	408,07	225,98	1,81	1,54	17,10%	0,72	0,72	1556	1637	1,24	1,40
		CP 02	408,00	225,86	1,81	1,53	18,30%	0,74		1651		1,40	
		CP 03	417,24	226,30	1,84	1,57	17,57%	0,69		1705		1,55	
	28 dias	CP 01	398,94	225,11	1,77	1,55	14,60%	0,72	0,70	1658	1868	1,50	1,63
		CP 02	414,74	227,36	1,82	1,59	14,72%	0,67		1982		1,96	
		CP 03	398,44	225,46	1,77	1,55	14,02%	0,71		1963		1,42	

OBS: CP 03 7 dias 2% de cimento - Ponto espúrio

ANEXO A – Laudo de sondagem SPT disponibilizado pela construtora

Florianópolis, 25 de agosto de 2019.

RELATÓRIO

1. INTRODUÇÃO

Estamos apresentando o relatório referente aos serviços de investigação geotécnica em referência.

2. SERVIÇOS EXECUTADOS

Os serviços consistiram na execução de **03 (três)** furos de sondagem S.P.T (sondagem à percussão), numerados **SP-01, SP-02 e SP-03** perfazendo-se um total de **58,93 metros perfurados.**

3. PROCEDIMENTOS

As sondagens foram executadas segundo a **ABNT-NBR 6484/01**, sendo iniciadas com a utilização de um trado helicoidal. Para os ensaios de penetração dinâmica foi utilizado um amostrador-padrão do tipo Terzaghi-Peck com diâmetro interno de 34,9 mm e diâmetro externo de 50,8 mm. Após o posicionamento do amostrador em cada uma das cotas de amostragem, foram marcados sobre as hastes de perfuração três segmentos de 15 cm cada, contados a partir do topo do tubo de revestimento. Para efetuar a cravação do amostrador, um martelo de 65 Kg foi erguido à uma altura de 75 cm, contados a partir do topo da cabeça de bater, e em seguida deixado cair livremente. Foram, então, anotados o número de golpes necessários à cravação de cada 15 cm do amostrador.

Os resultados do ensaio SPT são expressos pela soma do número de golpes necessários à cravação dos primeiros e dos últimos 30 cm. O índice de resistência à penetração (N) equivale aos valores obtidos, em cada metro, nos últimos 30 cm do amostrador. Nos casos em que não ocorreu a penetração dos 45 cm do amostrador, os resultados são apresentados sob a forma de frações ordinárias.

A identificação e classificação das amostras foram realizadas segundo a NBR 7250/1982.

PERFIL DE SONDAGEM A PERCUSSAO SP - 02											02/03				
NÍVEL D'ÁGUA 24 HORAS	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg							CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL		
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50	DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS					
7,70 m	01	06	09									0,00 - 0,10 m: CAMADA VEGETAL.			
	02	09	12									0,10 - 2,74 m: AREIA MÉDIA COM ARGILA SILTOSA, MEDIAMENTE COMPACTA, VARIEGADA.			
	03	10	12												
	04	12	15									2,74 - 5,82 m: AREIA MÉDIA E GROSSA SILTOSA, COM PRESENÇA DE PEDREGULHOS, MEDIAMENTE COMPACTA, AMARELADA.			
	05	14	14												
	06	13	15												
	07	11	15									5,82 - 13,31 m: AREIA MÉDIA E GROSSA SILTOSA, COM PRESENÇA DE PEDREGULHOS, MEDIAMENTE COMPACTA À COMPACTA, VARIEGADA.			
	08	12	15												
	09	15	20												
	10	16	21												
	11	18	26												
	12	21	28												
	13	19	28												
	14	23	31												
	15	29	39									13,31 - 19,32 m: AREIA MÉDIA E GROSSA SILTOSA, COM PRESENÇA DE PEDREGULHOS, COMPACTA À MUITO COMPACTA, VARIEGADA.			
	16	31	42												
	17	29	46												
	18	37	53												
	19	55	-												
	20	-	-									LIMITE DA SONDAGEM: 19,32 m CONFORME NBR-6484.			
	21	-	-												
CLIENTE: Amaral Construção e Incorporação Ltda.															
OBRA/LOCAL: Rua Santo Antônio, nº 430 - Barreiros, São José - SC.															
DATA INÍCIO: 24/08/2019 DATA TÉRMINO: 24/08/2019															
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO: 1,80 m				SONDADOR: Antônio.									
TEMPO (min.):	AVANÇO (m):	AVANÇO REVESTIMENTO: 1,80 m				RN: -		COTA DO FURO:							
10	-	FUGA D'ÁGUA COM: 1,00 m				NÍVEIS D'ÁGUA * N.F.E NÃO FOI ENCONTRADO									
10	-	USO BENTONITE: 1,00 - 19,32 m				INICIAL: N.F.E									
10	-	MOTIVO DO TÉRMINO:				01 HORA:									
CONVENÇÕES:		CONFORME NBR - 6484.				24 HORAS: 7,70 m									
SO: Solo Orgânico AT: Aterro						ESCALA: 1:100									
SS: Solo Superficial AL: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alteração															

PERFIL DE SONDAGEM A PERCUSSAO SP - 03											03/03						
NÍVEL D'ÁGUA 24 HORAS	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg							DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL			
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50								
8,10 m	01	13	17									0,00 - 0,10 m: CAMADA VEGETAL.					
	02	13	13									0,10 - 5,37 m: AREIA MÉDIA E GROSSA COM ARGILA SILTOSA, MEDIAMENTE COMPACTA, VARIEGADA.					
	03	15	18														
	04	12	13														
	05	14	15														
	06	16	20														
	07	18	22									5,37 - 11,85 m: AREIA MÉDIA E GROSSA COM ARGILA SILTOSA, COM PRESENÇA DE PEDRISCOS, MEDIAMENTE COMPACTA À COMPACTA, RÓSEA.					
	08	16	22														
	09	15	23														
	10	19	26														
	11	19	26														
	12	22	30														
	13	26	32									11,85 - 18,25 m: AREIA MÉDIA E GROSSA SILTOSA, COM PRESENÇA DE PEDREGULHOS, COMPACTA À MUITO COMPACTA, VARIEGADA.					
	14	26	37														
	15	31	44														
	16	36	49														
	17	41	58														
	18	64	-														
	19	-	-									LIMITE DA SONDAGEM: 18,25 m CONFORME NBR-6484.					
	20	-	-														
	21	-	-														
CLIENTE: Amaral Construção e Incorporação Ltda.																	
OBRA/LOCAL: Rua Santo Antônio, nº 430 - Barreiros, São José - SC.																	
DATA INÍCIO: 24/08/2019 DATA TÉRMINO: 24/08/2019																	
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO: 1,80 m				SONDADOR: Antônio.											
TEMPO (min.):		AVANÇO (m):		AVANÇO REVESTIMENTO: 1,80 m				RN: -				COTA DO FURO:					
10		-		FUGA D'ÁGUA COM: 1,00 m				NÍVEIS D'ÁGUA				* N.F.E NÃO FOI ENCONTRADO					
10		-		USO BENTONITE: 1,00 - 18,25 m				INICIAL: N.F.E									
10		-		MOTIVO DO TÉRMINO:				01 HORA:									
CONVENÇÕES:		CONFORME NBR - 6484.				24 HORAS: 8,10 m											
SO: Solo Orgânico AT: Aterro						ESCALA: 1:100											
SS: Solo Superficial AL: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alteração																	

CROQUI DE LOCALIZAÇÃO

