

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

KETLIN MARIA BAUER

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS PRESENTES NA ÁREA DO
CAMPO EXPERIMENTAL DE ESTUDOS GEOTÉCNICOS DO CAMPUS
JOINVILLE DA UFSC

Joinville

2022

KETLIN MARIA BAUER

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS PRESENTES NA ÁREA DO
CAMPO EXPERIMENTAL DE ESTUDOS GEOTÉCNICOS DO CAMPUS
JOINVILLE DA UFSC

Trabalho apresentado como requisito para obtenção do título de bacharel no Curso de Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura do Centro Tecnológico de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Dr. Marcelo Heidemann

Joinville

2022

KETLIN MARIA BAUER

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS PRESENTES NA ÁREA DO
CAMPO EXPERIMENTAL DE ESTUDOS GEOTÉCNICOS DO CAMPUS
JOINVILLE DA UFSC

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Joinville (SC), 27 de julho de 2022.

Banca Examinadora:

Dr. Marcelo Heidemann
Orientador/Presidente

Dr. Julian Asdrubal Buritica Garcia
Membro
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng^a Lucianna Herbst, M. Sc.
Membra

Dedico este trabalho à minha família e amigos.

RESUMO

A qualidade das obras de engenharia depende do conhecimento das condições do subsolo, sendo indispensável para projetos seguros e econômicos. Para obtenção desse conhecimento é feito o estudo geotécnico, que contempla investigações de campo e ensaios de laboratório. Em todas as obras é necessário prever o comportamento dos solos, tendo em vista a diversidade de solos do local. A previsão é cheia de incertezas e alguns comportamentos são impossíveis de serem antecipados. Com a finalidade de contribuir com o estudo do comportamento das estruturas no solo e considerando condições geotécnicas específicas da região de Joinville/SC, tem-se a criação de um campo experimental de estudos geotécnicos dentro do parque industrial Perini Business Park. O campo experimental permitirá estudar as características geotécnicas da área, bem como a realização de diferentes tipos de ensaios de campo e laboratório. Como as características geotécnicas da área do campo experimental são similares à parte do município de Joinville, o conhecimento produzido neste local contribui com um melhor entendimento dos mecanismos de interação fundação-solo na região, podendo resultar em economia e maior segurança nos projetos de fundações de futuras edificações. O presente trabalho tem como objetivo realizar a caracterização geotécnica desse campo experimental, onde se pode verificar que material é essencialmente granular, com presença de pedregulhos em quase toda a extensão das investigações. As amostras de solo estudadas apresentaram características de pedregulho e arenosas, na sua maioria mal graduadas. As informações obtidas em laboratório representam um importante conjunto de dados para melhor entendimento do comportamento do solo estudado e de suas características.

Palavras-chave: Campo Experimental. Caracterização Geotécnica.

ABSTRACT

The good performance of the engineering works depends on the knowledge of the underground conditions, being essential for safe and economical projects. To obtain this knowledge, a geotechnical study must be carried out, which includes field investigations and laboratory tests. In some cases, is necessary to predict the behavior of the soils, considering the diversity of soils in the place. This prediction is full of uncertainty and some behaviors are impossible to fully predict. To contribute to the study of soil-structure behavior and taking into consideration the specific geotechnical conditions of the Joinville city region, a geotechnical field research site has been created in the Perini Business Park. The experimental site will allow the study of the geotechnical characteristics of the area, as well as the realization of different types of field and laboratory tests. As the geotechnical characteristics of the experimental site are similar to a large part of Joinville, the knowledge produced in this location contributes to a better understanding of the foundation-soil interaction mechanisms in the region, which can result in savings and greater safety in projects of foundations of future buildings. The present work aims to make the geotechnical characterization of this experimental field. It can be verified that the material is essentially granular, with the presence of gravel in almost the entire extension of the investigations. The soil samples studied showed gravelly and sandy characteristics, mostly poorly graded. The information obtained in the laboratory represents an important set of data for a better understanding of the behavior of the studied soil and its characteristics.

Keywords: Geotechnical Engineering, Field Research Site.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Classificação Unificada dos Solos – Fluxograma.....	24
Figura 2 – Resumo do sistema rodoviário de classificação de solos.	25
Figura 3 – Entrosamento de areias (a) de grãos arredondados; (b) de grãos angulares.....	27
Figura 4 – Curva típica da Tensão x Deformação em areias fofas.....	28
Figura 5 – Curva típica da variação de Volume x Deformação em areias fofas.	29
Figura 6 – Curva típica da Tensão x Deformação em areias compactas.	29
Figura 7 – Curva típica da variação de Volume x Deformação em areias compactas.....	29
Figura 8 – Representação gráfica da Envoltória de Ruptura.....	30
Figura 9 – Equipamento de cisalhamento direto.	31
Figura 10 – Horizontes médios a partir dos resultados das sondagens CPTu. 33	
Figura 11 – Perfil longitudinal da área do campo experimental de Araquari. ...	33
Figura 12 – Perfil simplificado da Área 1 do Campo Experimental da UFPR. ...	35
Figura 13 – Sondagens SPT do Campo Experimental da UFSM.....	36
Figura 14 – Envoltórias de resistência do Campo Experimental da UFSM.	37
Figura 15 – Perfis de solo do Campo Experimental da UNESP – Campus de Ilha Solteira.	38
Figura 16 – Sondagens a Percussão do Campus da USP São Carlos.	40
Figura 17 – Resultados de ensaios penetrométricos de SPT e CPT elétrico Campus da USP São Carlos.....	41
Figura 18 – Perfil geotécnico do campo experimental da UEL.....	42
Figura 19 – Descrição morfológica do perfil do campo experimental da PUC-RIO.....	44
Figura 20 – a) Perfil de solo característico do Campo Experimental; b) Resultados de SPT-T e CPT do campo experimental da UnB.....	45
Figura 21 – Perfis de sondagem SPT-T do campo experimental da UFLA.....	46
Figura 22 – Perfil de SPT do solo do campo experimental da UPF.	47
Figura 23 – Vistas esquemáticas dos poços de amostragem II e III – Campo Experimental da Poli/USP.	48

Figura 24 – Perfil geológico da região de Campinas.....	49
Figura 25 – Síntese de resultados de ensaios de laboratório realizados no campo experimental da UNESP – Bauru.	51
Figura 26 – Resultado de ensaio de cisalhamento direto realizado em corpos de prova de amostra coletada a 1 m de profundidade, na umidade natural e após inundação do campo da UNESP – Bauru.....	52
Figura 27 – Síntese dos resultados dos ensaios SPT, CPT elétrico e mecânico e DMT realizados no Campo Experimental da UNESP – Bauru.	52
Figura 28 – Resultados de NSPT provenientes de três sondagens realizadas na área do Campo Experimental de Geotecnia da UEM.....	54
Figura 29 – Resultados dos ensaios de penetração de cone elétrico (CPT) realizados na área do Campo Experimental de Geotecnia da UEM.	54
Figura 30 – Perfil geotécnico e resultados de ensaios de caracterização do Campo Experimental de Recife.....	56
Figura 31 – Tipos de solo em função de sua formação.....	58
Figura 32 – Localização geográfica do Campo Experimental da UFSC.....	61
Figura 33 – Local de estudo.....	62
Figura 34 – Curvas de nível na área de estudos geotécnicos da UFSC.	63
Figura 35 – Classificação climática segundo Koppen.	64
Figura 36 – Distribuição da precipitação total anual no estado de Santa Catarina.....	65
Figura 37 – Localização da folha Joinville.....	66
Figura 38 – Sondagem SPT 01.....	69
Figura 39 – Amostrador - Sondagem SPT 01.	70
Figura 40 – Sondagem SPT 02.....	70
Figura 41 – Amostra obtida a partir da sondagem SP 02 - profundidade não informada.	71
Figura 42 – Amostra obtida a partir da sondagem SP 02 - profundidade não informada.	72
Figura 43 – Perfil geotécnico do campo experimental da UFSC.....	77
Figura 44 – Boletim de Sondagem SP01.	78
Figura 45 – Boletim de Sondagem SP02.	79
Figura 46 – Distribuição granulométrica profundidade 1 metro.....	81

Figura 47 – Distribuição granulométrica profundidade 2 metros.	82
Figura 48 – Distribuição granulométrica profundidade 3 metros.	83
Figura 49 – Distribuição granulométrica profundidade 4 metros.	84
Figura 50 – Distribuição granulométrica profundidade 6 metros.	85
Figura 51 – Distribuição granulométrica profundidade 7 metros.	86
Figura 52 – Distribuição granulométrica profundidade 8 metros.	87
Figura 53 – Distribuição granulométrica profundidade 11 metros.	88
Figura 54 – Distribuição granulométrica profundidade 13 metros.	89
Figura 55 – Distribuição granulométrica profundidade 14 metros.	90
Figura 56 – Resultado do ensaio de Cisalhamento Direto para profundidade 11 metros.	96
Figura 57 – Envoltória de Resistência profundidade 11 metros.	97
Figura 58 – Resultado do ensaio de Cisalhamento Direto para profundidade 12 metros.	98
Figura 59 – Envoltória de Resistência profundidade 12 metros.	99
Figura 60 – Resultado do ensaio de Cisalhamento Direto para profundidade 13 metros.	100
Figura 61 – Envoltória de Resistência profundidade 13 metros.	101
Figura 62 – Resultado do ensaio de Cisalhamento Direto para profundidade 14 metros.	102
Figura 63 – Envoltória de Resistência profundidade 14 metros.	103
Figura 64 – Resultado do ensaio de Cisalhamento Direto para profundidade 16 metros.	104
Figura 65 – Envoltória de Resistência profundidade 16 metros.	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de CC e CNU para areias.....	22
Tabela 2 – Designações do solo pelo sistema SUCS.	23
Tabela 3 – Valores típicos de ângulos de atrito interno de areias.	27
Tabela 4 – Valores típicos de ângulo de atrito (ϕ') para alguns tipos de solo. .	28
Tabela 5 – Resumo das amostras utilizadas no ensaio de densidade.....	73
Tabela 6 – Parâmetros utilizados no ensaio de cisalhamento direto.....	75
Tabela 7 – Densidade real dos grãos para cada profundidade de solo.	80
Tabela 8 – Resumo dados de Granulometria.....	91
Tabela 9 – Valores de D_{10} , D_{30} , D_{60} , CNU e CC.	91
Tabela 10 – Resumo das porcentagens passantes nas peneiras de 0,075mm, 2mm e 4,8mm.	91
Tabela 11 – Resumo da classificação SUCS e HRB.	94
Tabela 12 – Dados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.....	105
Tabela 13 – Valores de ϕ estimados e ϕ obtidos no laboratório.	106

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
CC – Coeficiente de curvatura
CESP - Companhia de Energia de São Paulo
cm - Centímetro
CNU – Coeficientes de não uniformidade
CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CPT – Cone Penetration Test
cv – Coeficiente de adensamento do solo
DPSH – Prova dinâmica Super Pesada
Dr – Densidade relativa
EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
HRB – Highway Research Board
IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo
km² – Quilômetro quadrado
kPa – Quilopascal
LL – Limite de Liquidez
LP – Limite de Plasticidade
mm – Milímetro
m² – Metro Quadrado
m – Metro
NSPT – Resistência à Penetração do Solo (ensaio SPT)
PIB – Produto Interno Bruto
POLI/USP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
PUCRIO – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
Q2a – Depósitos aluvionares
qc – Resistência de ponta
Rf – Razão de atrito
RRS2 – Recife Research Site 2
SDMT – Dilatômetro Plano Sísmico
SiBCS – Sistema Brasileiro de Classificação de Solos

SPT – Standard Penetration Test

SPT-T – Sondagem a percussão com torque

SUCS – Sistema Unificado de Classificação de Solos

UEL – Universidade Estadual de Londrina

UEM – Universidade Estadual de Maringá

UEPG – Universidade Estadual de Ponta Grossa

UFPA – Universidade Federal de Lavras

UFPE – Universidade Federal de Pernambuco

UFPR – Universidade Federal do Paraná

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UFSC – Universidade Federal de Santa Catarina

UFSM – Universidade de Santa Maria

UnB – Universidade de Brasília

UNESP – Universidade Estadual Paulista

UNICAMP – Universidade Estadual de Campinas

UPF – Universidade de Passo Fundo

USP/ São Carlos – Universidade de São Paulo

LISTA DE SÍMBOLOS

ϕ' – ângulo de atrito interno do solo

ψ – ângulo de dilatância

c – coesão

γ_d – peso específico aparente seco

γ_n – peso específico natural

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	17
1.1 OBJETIVOS	19
1.1.1. Objetivo Geral	19
1.1.2. Objetivos Específicos	19
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	20
2.1 ENSAIOS DE CAMPO – STANDARD PENETRATION TEST (SPT)	20
2.1.1 Correlações de resultados	20
2.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO	21
2.2.1 Ensaio de Granulometria	21
2.2.2 Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS)	22
2.2.3 Classificação “Highway Research Board” (HRB)	24
2.2.2 Ensaio de Densidade Real dos Grãos	26
2.2.3 Ensaio de Resistência ao Cisalhamento	26
2.2.4. Equipamento de Cisalhamento Direto	30
2.3 CAMPOS EXPERIMENTAIS BRASILEIROS	32
2.3.1 Araquari Experimental Testing Site da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS)	32
2.3.2 Campo Experimental de Geotecnia da Universidade Federal do Paraná (UFPR)	34
2.3.3 Campo Experimental de Estudos Geotécnicos da Universidade Estadual de Ponta Grossa (UEPG)	35
2.3.4 Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade de Santa Maria (UFSM)	36
2.3.5 Campo Experimental para Estudos de Mecânica dos Solos e Fundações da Universidade Estadual Paulista (UNESP)	37
2.3.6 Campo Experimental de Fundações da Universidade de São Paulo (USP/ São Carlos)	38
2.3.7 Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina (UEL)	41

2.3.8 Campo Experimental da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUCRIO)	43
2.3.9 Campo Experimental da Universidade de Brasília (UnB)	44
2.3.10 Campo Experimental de Fundações da Universidade Federal de Lavras (UFLA)	45
2.3.11 Campo Experimental da Universidade de Passo Fundo (UPF)	46
2.3.12 Campo Experimental da POLI/USP	47
2.3.13 Campo Experimental da Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP)	49
2.3.14 Campo Experimental para Estudos de Mecânica dos Solos e Fundações da Universidade Estadual Paulista (UNESP - Bauru)	50
2.3.15 Campo Experimental Universidade Estadual de Maringá (UEM)	53
2.3.16 Campo Experimental da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE)	55
2.4. FORMAÇÃO DE SOLOS SEDIMENTARES	57
3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	61
3.1. CLIMA	63
3.2. GEOLOGIA	65
3.3. PEDOLOGIA	67
4. METODOLOGIA	69
4.1 ENSAIOS DE CAMPO	69
4.1.1 Standard Penetration Test – SPT	69
4.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO	72
4.2.1 Preparação da Amostra	72
4.2.2 Densidade Real dos Grãos	73
4.2.3 Granulometria	74
4.2.6.2. Preparação das amostras	74
5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	76
5.1. SONDA GENS A PERCUSSÃO	76
5.2. DENSIDADE REAL DOS GRÃOS	80
5.3. GRANULOMETRIA	80
5.3.1 Curva granulométrica profundidade 1 metro	81
5.3.2 Curva granulométrica profundidade 2 metros	82

5.3.3 Curva granulométrica profundidade 3 metros	83
5.3.4 Curva granulométrica profundidade 4 metros	84
5.3.5 Curva granulométrica profundidade 6 metros	85
5.3.6 Curva granulométrica profundidade 7 metros	86
5.3.7 Curva granulométrica profundidade 8 metros	87
5.3.8 Curva granulométrica profundidade 11 metros	88
5.3.9 Curva granulométrica profundidade 13 metros	89
5.3.10 Curva granulométrica profundidade 14 metros	90
5.3.11 Resumo dos resultados de granulometria	90
5.4. CISALHAMENTO DIRETO DO SOLO	95
5.4.1 Resultados para Ensaio de Cisalhamento na camada de 11 metros	95
5.4.2 Resultados para Ensaio de Cisalhamento na camada de 12 metros	97
5.4.3 Resultados para Ensaio de Cisalhamento camada 13 metros	99
5.4.4 Resultados para Ensaio de Cisalhamento camada 14 metros	101
5.4.5 Resultados para Ensaio de Cisalhamento camada 16 metros	103
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	107
REFERÊNCIAS	109

1. INTRODUÇÃO

O conhecimento das condições de subsolo em um determinado local é condição fundamental para a elaboração de projetos de fundações e de obras de contenção seguras e econômicas (SCHNAID, 2012). Para obtenção desse conhecimento, é feito o estudo geotécnico, que contempla investigações de campo e ensaios de laboratório, pois é necessário prever o comportamento dos solos, tendo em vista a variedade estratigráfica do local.

A má utilização do solo pode causar inúmeros problemas decorrentes da intervenção humana no ambiente, que muitas vezes não avalia corretamente os custos nem os riscos geotécnicos envolvidos nas obras de engenharia. Dessa forma, a busca do conhecimento pelas características geotécnicas adequadas se faz necessária e o planejamento urbano das cidades não pode ser elaborado sem considerar os aspectos de mecânica dos solos como uma condicionante importante (HIGASHI, 2006).

Segundo Cavalcante (2007), dois aspectos fizeram com que os campos experimentais brasileiros de geotecnia fossem criados e servissem de mola propulsora para o desenvolvimento de excelentes pesquisas para dissertações e teses em diversas Instituições de Ensino Superior: i) o estudo de situações que a prática da engenharia geotécnica passou a exigir em função dos problemas encontrados localmente e ii) a necessidade do desenvolvimento de pesquisas para criação ou consolidação de programas de pós-graduação em universidades.

Os campos experimentais brasileiros são caracterizados por uma relativa diversidade geológico-geotécnica. Essa diversidade se dá, principalmente, em virtude das grandes diferenças climáticas encontradas entre as regiões do país, que muito contribuem para que as formações geológicas locais tenham comportamentos peculiares, cabendo destacar que na maioria dos locais os estudos têm sido muito concentrados no comportamento de solos moles, argilas orgânicas e solos não saturados (colapsíveis e expansivos), como tem acontecido no Rio de Janeiro e Pernambuco (solos moles), São

Paulo, Brasília e Pernambuco (solos não saturados, colapsíveis) (CAVALCANTE, 2007).

No Brasil, as pesquisas específicas em campos experimentais referentes a solos granulares ainda são recentes, sendo que o primeiro campo experimental assentado num perfil de solo não coesivo do país está localizado no estado de Santa Catarina, na cidade de Araquari. Considerando condições geotécnicas específicas da região de Joinville, depósitos sedimentares recentes, tem-se em 2021 a criação de um campo experimental de estudos geotécnicos no parque multissetorial no qual a Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) está instalada.

O campo experimental permitirá a avaliação criteriosa das propriedades e parâmetros geotécnicos dos solos e desta forma pretende-se estudar as características da área, confrontando-se resultados de diferentes tipos de ensaios de campo e laboratório. Como as características geotécnicas do campo experimental são presumidamente similares às de parte do município de Joinville, o conhecimento produzido neste local contribui com um melhor entendimento dos mecanismos de interação solo-fundação na região, podendo de forma muito direta resultar em economia e maior segurança nos projetos de fundações de futuras edificações.

O presente trabalho tem como objetivo fazer a caracterização geotécnica deste campo, onde na etapa inicial, será necessária a caracterização geotécnica dos solos da área. As investigações geotécnicas são compostas por ensaios de campo: Standard Penetration Test (SPT) juntamente com ensaios de laboratório.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo Geral

Realizar a caracterização geotécnica dos solos presentes na área do campo experimental de estudos geotécnicos do campus Joinville da UFSC.

1.1.2. Objetivos Específicos

- Definir o perfil estratigráfico da área de estudo com base nas investigações geotécnicas realizadas;
- Caracterizar fisicamente as amostras de solo extraídas do local;
- Determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento, por meio de ensaios laboratoriais;
- Avaliar a validade de formulações e correlações já publicadas entre índices físicos e ensaios SPT para os materiais que ocorrem no referido campo.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo serão apresentados alguns casos de campos experimentais brasileiros, a formação de solos sedimentares, aspectos sobre as investigações de campo e de laboratório para a caracterização desse tipo de solo. Também serão abordadas correlações entre propriedades, índices e parâmetros de comportamento do solo estudado, conceitos necessários para o melhor entendimento e desenvolvimento do estudo em questão.

2.1 ENSAIOS DE CAMPO – STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

O Standard Penetration Test (SPT) é, reconhecidamente, a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação geotécnica em praticamente todo o mundo. Ele serve como indicativo da densidade de solos granulares e é aplicado também na identificação da consistência de solos coesivos, e mesmo de rochas brandas. Métodos rotineiros de projeto de fundações diretas e profundas usam sistematicamente os resultados de SPT, especialmente no Brasil (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

O ensaio é normatizado pela NBR 6484/2020 - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Ao realizar um ensaio SPT pretende-se conhecer o tipo de solo do local através da retirada de uma amostra deformada a cada metro perfurado, a resistência (NSPT) do solo à cravação do amostrador e a posição do nível do lençol freático. O número de golpes NSPT é a soma dos valores correspondentes aos últimos 30 cm de penetração do amostrador. Adicionalmente, apresenta-se o número de golpes para a penetração dos 30 cm iniciais.

2.1.1 Correlações de resultados

Segundo Schnaid (2000), sabendo-se que o NSPT fornece uma medida de resistência, é prática comum estabelecer correlações entre o NSPT e a densidade relativa (D_r) ou ângulo de atrito interno do solo (ϕ').

Expressões usualmente adotadas na estimativa do ângulo de atrito interno foram propostas por Teixeira (1996) e algumas correlações adotadas na prática de engenharia usadas na estimativa de D_r , e no caso das proposições estabelecidas por De Mello (1971) e Skempton (1986), elas não são aplicadas diretamente ao valor de NSPT, mas usadas para converter as estimativas de D_r em ϕ' .

Para a determinação do ângulo de atrito utilizando dados da sondagem SPT, foram utilizadas as correlações de Teixeira (1996), De Mello (1971) e Skempton (1986), onde o ângulo de atrito pode ser calculado de forma estimada fazendo correlações com os valores de NSPT, conforme as equações abaixo:

$$\text{Teixeira (1996):} \quad \phi = 15^\circ + \sqrt{24 \times N_{SPT}} \quad \text{Equação (1)}$$

$$\text{De Mello (1971):} \quad (1,49 - D_r) \tan \phi = 0,712 \quad \text{Equação (2)}$$

$$\text{Skempton (1986):} \quad D_r = \left(\frac{N_{60}}{0,28 \times \sigma + 27} \right)^{1/2} \quad \text{Equação (3)}$$

2.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

2.2.1 Ensaio de Granulometria

No caso de solos granulares, com pouca ou sem a presença de finos, seu comportamento está diretamente relacionado com a distribuição granulométrica do mesmo. Sendo assim, estes solos podem ser classificados através das nomenclaturas “bem graduados” ou “mal graduados”. Materiais com porcentagens de partículas com diâmetros variados são denominados “bem graduados” (CAPUTO, 1998).

A classificação dos solos granulares sem ou com poucos finos pode ser realizada pela análise da curva granulométrica. Os coeficientes de não uniformidade (CNU) e curvatura (CC) auxiliam esta verificação. O valor de CNU

por ser calculado através da razão do diâmetro abaixo do qual se situam 60% em peso das partículas (D_{60}) pelo diâmetro abaixo do qual se situam 10% das partículas (D_{10}) (Equação 4). Este coeficiente representa a diversidade de partículas numa amostra de solo granular.

$$CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{Equação (4)}$$

O coeficiente de Curvatura (CC), expressa o formato da curva granulométrica, apontando descontinuidades ou concentração de certo diâmetro dos grãos do material. O CC é calculado através da razão do diâmetro abaixo do qual se encontram 30% das partículas em peso (D_{30}), na segunda potência, pela multiplicação do D_{10} pelo D_{60} , conforme Equação (5):

$$CC = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad \text{Equação (5)}$$

Valores de CC menores que 1, indicam uma descontinuidade na curva granulométrica, causada pela ausência de grãos em determinado diâmetro. Se o valor de CC é maior que 3, tem-se o indicativo de uma curva homogênea na parte central. Valores entre 1 e 3 indicam uma curva com inclinações suaves.

Na Tabela 1 é possível observar os limites de CC e CNU como limites classificatórios para materiais bem graduados ou não, em análises em areias (PINTO, 2011).

Tabela 1 - Valores de CC e CNU para areias.

Classificação	CC	CNU
Bem graduada	$1 < CC < 3$	Superior a 6
Mal graduada	$1 > CC > 3$	Inferior a 6

Fonte: Adaptado de Pinto (2011).

2.2.2 Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS)

Este sistema foi proposto por Casagrande em 1942 para uso em obras aeroportuárias. O sistema foi revisado em 1952 e mais recentemente novas

designações foram apresentadas através da norma americana ASTM D-2487. Os solos são identificados por meio de um conjunto de letras, que se refere ao nome ou característica do solo em inglês.

A Tabela 2 apresenta o grupo de letras utilizadas com sua correspondente descrição. O grupo da esquerda indica o tipo principal do solo e o grupo da direita dados complementares. As turfas são apresentadas num agrupamento específico (NIERWINSKI, 2020).

Tabela 2 – Designações do solo pelo sistema SUCS.

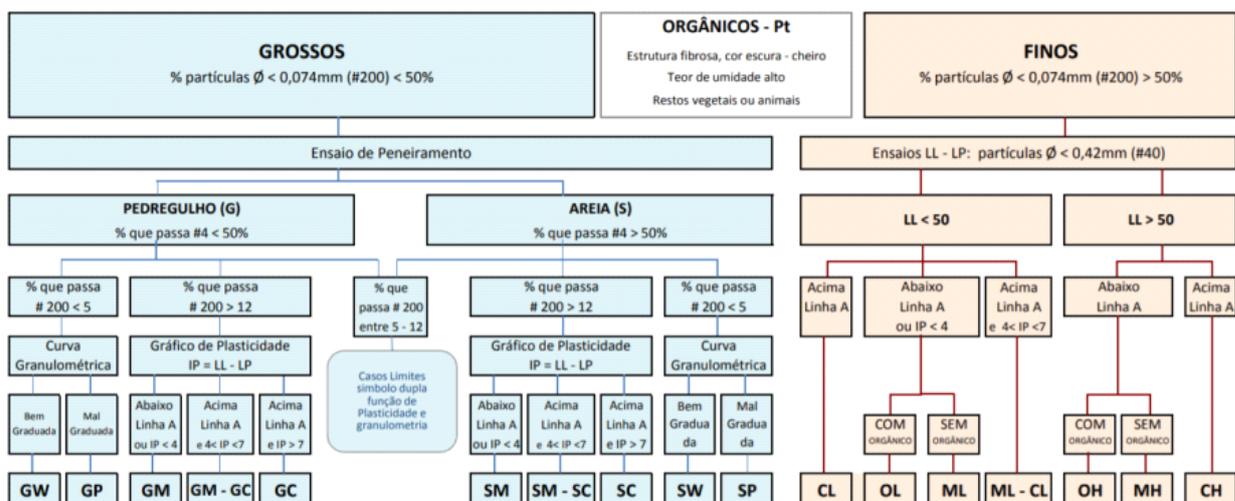
Tipo de solo			Informações complementares		
Letra	Designação inglês	Designação português	Letra	Designação inglês	Designação português
G	gravel	pedregulho	W	well	bem graduado
S	sand	areia	P	poor	mal graduado
M	medium	silte	H	high	alta compressibilidade
C	clay	argila	L	low	baixa compressibilidade
O	organic	orgânico	Pt	peat	turfa

Fonte: Adaptado de Nierwinski (2020).

Para a classificação do solo através deste sistema primeiramente deve-se considerar a porcentagem de finos, ou seja, a quantidade de material que passa pela peneira nº 200. Se a porcentagem passante for inferior a 50% este será um solo grosseiro (areia ou pedregulho), caso for superior, será considerado um solo de granulação fina (silte, argila ou solo orgânico).

A Figura 1 mostra de forma esquemática o sistema de classificação unificado.

Figura 1 – Classificação Unificada dos Solos – Fluxograma.



Fonte: Santos (2017).

2.2.3 Classificação “Highway Research Board” (HRB)

Este sistema de classificação foi criado em 1929 e passou por revisões em 1945, sendo normatizado pelas normas ASTM D-3282 e AASHTO M145. De acordo com este sistema, os solos podem ser classificados em 7 grupos principais, nomeados de A-1 a A-7. Os solos classificados como A-1, A-2 e A-3 são materiais granulares, com menos de 35% do material passante pela peneira nº 200, de abertura de 0,075 mm. Os solos dos quais mais de 35% das partículas passam pela peneira nº 200 são classificados como A-4, A-5, A-6 e A-7, sendo formados principalmente por siltes e argilas. Os solos grossos podem ser divididos em:

- A-1a – solos grossos, com menos de 50% passando na peneira 10 (2 mm), menos de 30% passando na peneira 40 (0,42mm) e menos de 15% passando na peneira 200. O IP dos finos deve ser menor do que 6 (GW – sistema unificado);
- A-1b – Solos grossos, com menos de 50% passando na peneira 40 e menos de 25% na peneira 200, IP menor que 6 (SW – sistema unificado);

- A-3 – Areias finas, com mais de 50% passando na peneira 40 e menos de 10% passando na peneira 200. São, portanto, areias finas mal-graduadas com IP nulo (SP- sistema unificado);
- A-2 – São areias em que os finos presentes constituem a característica secundária. São divididos em função dos índices de consistência em: A-2-4, A-2-5, A-2-6 e A-2-7.

Os solos finos são classificados em função da combinação entre os valores de seus índices de consistência (LL e IP). Sendo que a única diferença, por exemplo, entre um solo A-4 e A-2-4 é a porcentagem de finos.

A Figura 2 apresenta o resumo para utilização do sistema de classificação rodoviário. A classificação do solo deve ser pela análise da tabela da esquerda para a direita. Por processo de eliminação, o primeiro grupo da esquerda no qual houver o ajuste dos dados dos ensaios, será a classificação correta (NIERWINSKI, 2020).

Figura 2 – Resumo do sistema rodoviário de classificação de solos.

		% P #10 2,0 mm	% P #40 0,42 mm	% P #200 0,075 mm	IP
% P #200 < 35	A-1a	< 50	< 30	< 15	< 6
	A-1b		< 50	< 25	< 6
	A-3		> 50	< 10	NP
	A-2				
% P #200 > 35	A-4				
	A-5				
	A-6				
	A-7-5				
	A-7-6				

Fonte: Pinto (2011).

2.2.2 Ensaio de Densidade Real dos Grãos

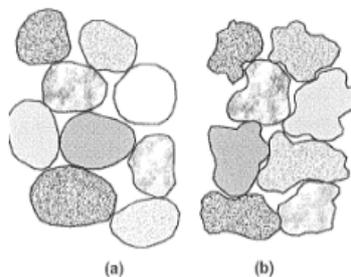
Pinto (2002) descreve que a massa específica real dos grãos do solo tem pequena variação e por isso torna-se difícil a sua identificação através desta propriedade. Porém, esta característica física é necessária para o cálculo de outros índices, como o peso específico natural (γ_n), peso específico aparente seco (γ_d) e o índice de vazios (e).

2.2.3 Ensaio de Resistência ao Cisalhamento

O ensaio de cisalhamento direto é o método mais simples para a determinação da resistência ao cisalhamento de um solo. São três as etapas para sua realização: montagem do corpo de prova, aplicação da carga vertical e cisalhamento. Neste ensaio se determina sob uma tensão normal (σ) qual a tensão de cisalhamento capaz de provocar a ruptura de uma amostra de solo colocada em uma caixa composta de duas partes deslocáveis entre si. O corpo-de-prova moldado é colocado entre duas pedras porosas, permitindo assim, a drenagem da amostra, quando o tipo de ensaio for considerado com ensaio drenado (Caputo, 1988). Deste ensaio é possível obter o valor do ângulo de atrito (ϕ') do material e o valor da coesão (c').

Segundo Pinto (2006), as areias constituídas de partículas esféricas e arredondadas têm ângulos de atrito menores que as areias constituídas de grãos angulares. Isso se dá pelo entrosamento das partículas irregulares. Como se pode perceber na Figura 3.

Figura 3 - Entrosamento de areias (a) de grãos arredondados; (b) de grãos angulares.



Fonte: Pinto (2006).

Pinto (2006), fazendo a observação de casos diversos, tabelou valores plausíveis para os ângulos de atrito interno em areias. A Tabela 3 foi elaborada utilizando as tensões de 100 a 200 kPa.

Tabela 3 - Valores típicos de ângulos de atrito interno de areias.

		Compacidade fofo a compacto
Areia bem graduada	de grãos angulares	37° a 47°
	de grãos arredondados	30° a 40°
Areia mal graduada	de grãos angulares	35° a 43°
	de grãos arredondados	28° a 35°

Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

A Tabela 4 ilustra a variação do ângulo de atrito para alguns tipos de solo, onde, pode-se perceber a variação do ângulo de atrito com o tamanho dos grãos do solo. Observa-se que o ângulo de atrito das areias é maior que o ângulo de atrito do silte. Além disso, o solo que apresenta os maiores ângulos de atrito é a mistura areia com pedregulho.

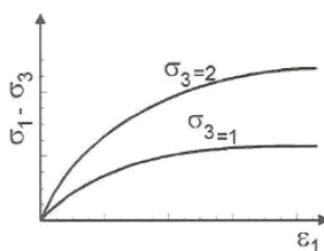
Tabela 4 - Valores típicos de ângulo de atrito (ϕ') para alguns tipos de solo.

Material	Compacto	Mediamente compacto
Silte	30° a 34°	28° a 32°
Areia fina a média (uniforme ou mal graduada)	32 a 36°	30 a 34°
Areia bem graduada	38° a 46°	34° a 40°
Mistura areia e pedregulhos	40° a 48°	36° a 42°

Fonte: Adaptado de Ortigão (1993).

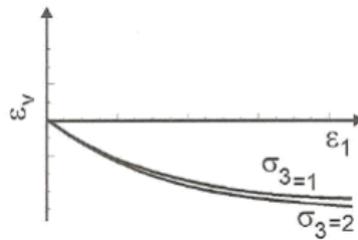
Em areias fofas, a tensão desviadora tende a aumentar lentamente em comparação com a variação de volume, assim a ruptura ocorre a deformações relativamente altas, da ordem de 6 a 8% (PINTO, 2006). Analisando o gráfico tensão x deformação das areias fofas, percebe-se que não há um pico de tensão definido, desta forma, a tensão mobilizada simplesmente aumenta até atingir um patamar de tensão que então se mantém constante apesar da deformação, como pode ser observado na Figura 4. A diminuição de volume acontece em corpos de prova onde o índice de vazios está acima do índice de vazios crítico, ou seja, o gráfico tende a mostrar apenas compressão conforme a Figura 5.

Figura 4 - Curva típica da Tensão x Deformação em areias fofas.



Fonte: Pinto (2006).

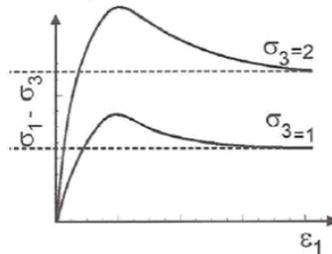
Figura 5 - Curva típica da variação de Volume x Deformação em areias fofas.



Fonte: Pinto (2006).

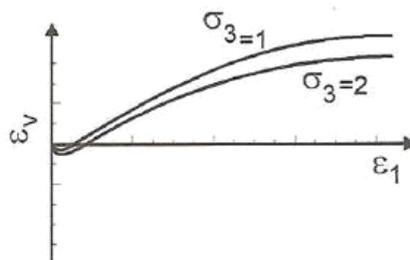
No caso de areias compactas, o aumento da tensão acontece mais rapidamente que em areias fofas e a deformação necessária para atingir a ruptura é menor. Após atingir a ruptura, a tensão diminui até se estabilizar no nível de pós-pico ou estado crítico. O comportamento do gráfico Tensão x Deformação pode ser observado na Figura 6. Quando analisado o gráfico de deformação vertical x deformação horizontal, percebe-se uma leve compactação para o rearranjo dos grãos e em seguida uma expansão de volume, conforme Figura 7.

Figura 6 - Curva típica da Tensão x Deformação em areias compactas.



Fonte: Pinto (2006).

Figura 7 - Curva típica da variação de Volume x Deformação em areias compactas.

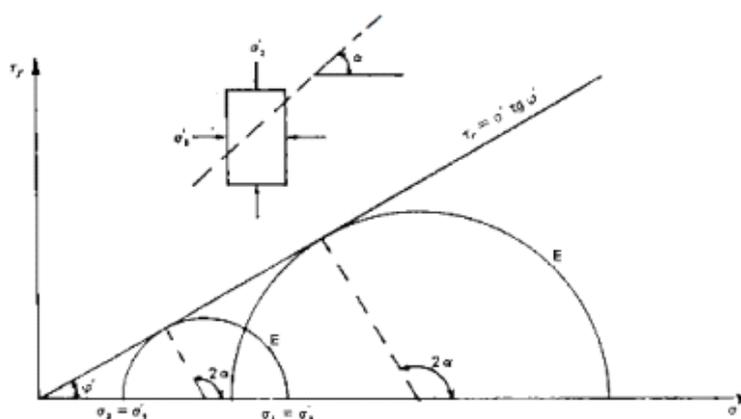


Fonte: Pinto (2006).

Segundo Paria (2013), a ruptura ocorre em algum ponto no solo no qual se desenvolve uma combinação crítica entre as tensões cisalhante e normal efetiva. Ainda segundo o autor, caso sejam conhecidos vários estados de tensões, o critério assume uma tangente comum e esta tangente é a envoltória de ruptura.

Caputo (1988) cita que é possível retirar o ângulo de atrito interno do solo de posse da tangente extraída do gráfico. Ou seja, a envoltória pode ser expressa por uma função de primeiro grau. A Figura 8 representa a envoltória de ruptura que assim como nos casos estudados, começa no ponto (0,0), ou seja, a coesão é nula.

Figura 8 – Representação gráfica da Envoltória de Ruptura.



Fonte: Caputo (1988).

2.2.4. Equipamento de Cisalhamento Direto

O equipamento consiste numa caixa metálica bipartida que é preenchida com o material a ser cisalhado. Ligado o equipamento e posicionado o corpo de prova, o mesmo é inicialmente submetido à uma tensão vertical, tal processo é chamado de etapa de adensamento. No caso das areias, o ensaio pode se dar de forma seca e a etapa de consolidação se dá quase que de forma instantânea. Após a etapa de consolidação, a caixa sofre a aplicação de um deslocamento horizontal na sua parte inferior e com velocidade uniforme. Tal aplicação resulta em um deslocamento relativo entre

ambas as metades e no conseqüente cisalhamento do corpo de prova (SALMASO, 2017).

A porção inferior da célula de cisalhamento desliza sob a parte superior, ao ser empurrada por um pistão acionado por um motor. A porção superior, fixa, não se desloca porque é impedida por uma célula de carga, que mede a força desenvolvida no plano de cisalhamento. Além da força necessária para promover o cisalhamento, mede-se durante o ensaio o deslocamento horizontal e a deformação axial do corpo de prova. Essas medidas são feitas com células de carga e sensores de deslocamento. Ao final do ensaio é possível observar a magnitude do deslocamento relativo no corpo de prova. A tensão normal é aplicada por meio de um pêndulo que é apoiado sobre o corpo de prova e que é carregado por placas metálicas. Assim, o que se faz é a imposição da tensão normal no plano de cisalhamento. A Figura 9 mostra o equipamento de cisalhamento.

Figura 9 - Equipamento de cisalhamento direto.



Fonte: Autora (2022).

2.3 CAMPOS EXPERIMENTAIS BRASILEIROS

Neste capítulo é apresentada uma revisão bibliográfica dos principais campos experimentais de engenharia geotécnica no Brasil, destacando resultados e trabalhos desenvolvidos.

2.3.1 Araquari Experimental Testing Site da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS)

Segundo Brochero (2014), o campo experimental da UFRGS, em areia, localiza-se no município de Araquari - SC. O local está dentro de uma área destinada à atividade da mineração pertencente à maior produtora de areia industrial da Região Sul do Brasil, Mineração Veiga Ltda.

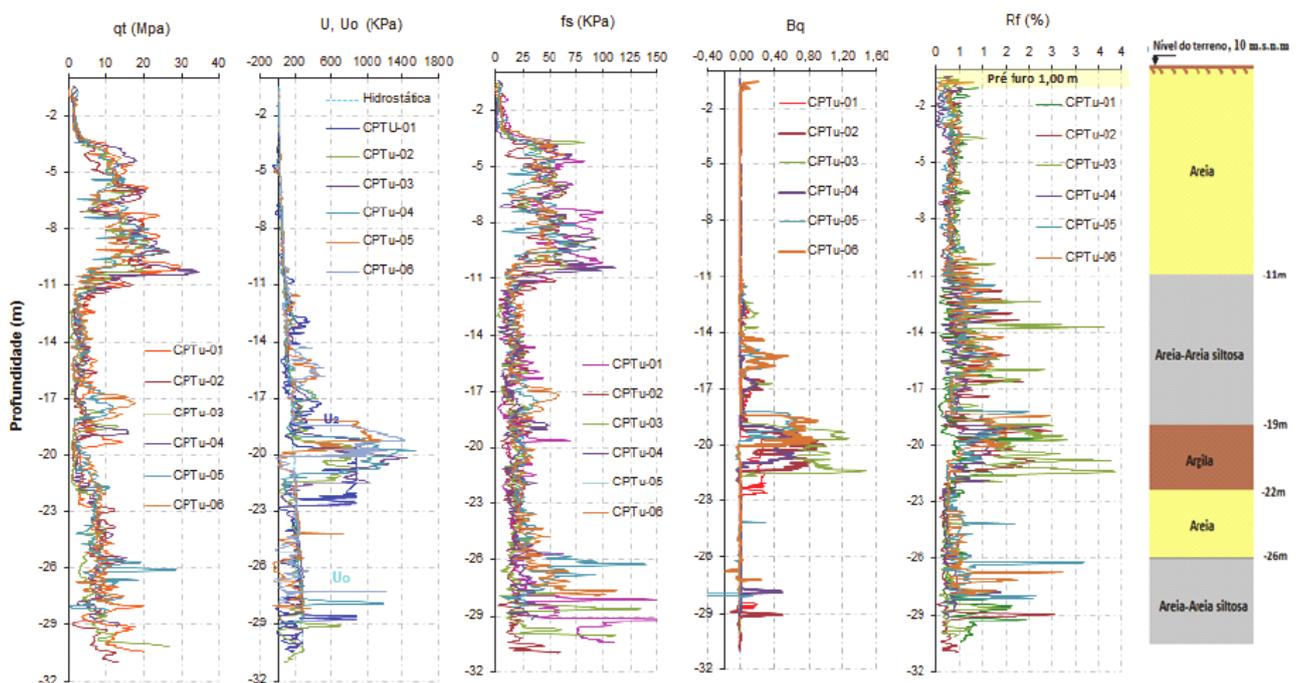
O escopo principal da pesquisa desenvolvida em Araquari é a investigação do desempenho de fundações profundas em solos granulares. No local, foram realizadas investigações geotécnicas abrangentes compreendendo Standart Penetration Test (SPT), Cone Penetration Test (CPT), Dilatômetro Plano Sísmico (SDMT), bem como testes de laboratório em amostras reconstituídas. Os resultados típicos mostram a presença de solos arenosos, exceto para uma camada de argila com cerca de 18 e 22 metros. O lençol freático fica cerca de 2 metros abaixo da superfície do solo.

Ainda segundo Bochero (2020), os solos que conformam a área estudada são de origem sedimentar, depositados na plataforma continental, provenientes do complexo granulítico de Santa Catarina e trazidos durante o penúltimo período de transgressão, ocorrido há 120000 anos, sendo classificados como da idade do Pleistoceno superior a Pleistoceno médio. Os materiais identificados no perfil da área estudada, ordenados de maior a menor presença no depósito, foram interpretados como: solos arenosos; areno-siltosos; silto-arenosos; silto-argilosos; argilo-siltosos; areia com pedregulho e em menor presença, solos argilosos. O perfil médio da área foi determinado a partir de ensaios de CPTu, SPT e sDMT, como podem ser observados na Figura 10 e Figura 11.

Baseado nos estudos geológicos consultados na área de influência, e nos resultados dos ensaios de campo e laboratório analisados nesta pesquisa,

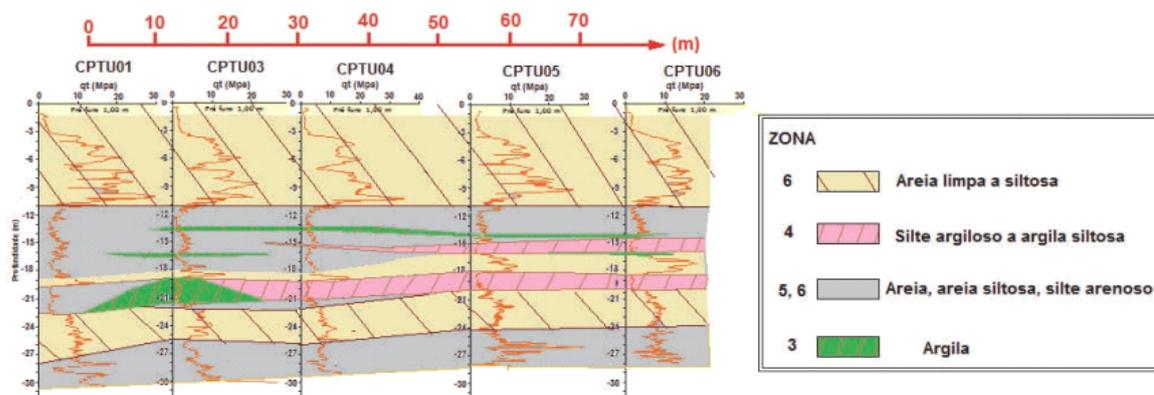
pode-se inferir que o depósito da área de estudo é composto de argila normalmente adensada e areia. O solo que compõe o depósito estudado apresenta porcentagens variáveis de material siltooso. Porém, estes solos têm rápida dissipação da poropressão, sendo possível, na maior parte do perfil, estimar parâmetros que o caracterizam mediante correlações típicas de solos arenosos (BROCHERO, 2020).

Figura 10 - Horizontes médios a partir dos resultados das sondagens CPTu.



Fonte: Brochero (2020).

Figura 11 – Perfil longitudinal da área do campo experimental de Araquari.



Fonte: Brochero (2020).

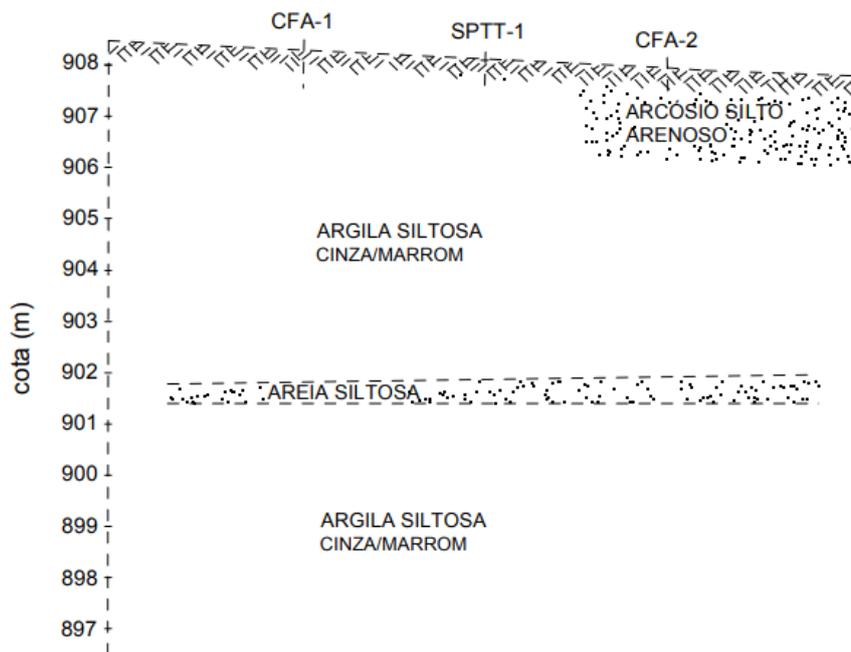
2.3.2 Campo Experimental de Geotecnia da Universidade Federal do Paraná (UFPR)

O Campo Experimental de Geotecnia está localizado no Centro Politécnico da UFPR, localizado no Jardim das Américas, em Curitiba. Esse campo é constituído por duas áreas, a área 1 possui 500 m² e a área 2 tem 2.300 m², ambas afastadas por aproximadamente 400 m. O perfil geotécnico obtido de sondagens realizadas indica que na área 1 o material encontrado consiste em uma camada de argila cinza, pouco siltosa, de consistência dura (originada da Formação Guabirotuba).

Na área 2, o terreno é mais heterogêneo, a camada superficial envolve materiais siltosos e argilosos, com colorações marrons e avermelhadas. Abaixo dessa camada, surge um pacote argiloso típico da Formação Guabirotuba, composto por argilas rijas a duras, com coloração cinza e marrom (CHAMECKI et al., 1998).

A região metropolitana de Curitiba situa-se sobre uma bacia sedimentar, que é preenchida em sua maior parte pela Formação Guabirotuba. Os sedimentos dessa unidade geológica repousam sobre rochas do Complexo Cristalino, constituindo-se principalmente em argilas siltosas ou siltes argilosos. Os perfis geotécnicos das duas áreas apresentam diferenças oriundas de distintos graus de alteração dos sedimentos. Enquanto o terreno da Área 1 mostra-se pouco intemperizado, nos sedimentos mais superficiais da Área 2 há intensos processos de planificação e laterização. (CAVALCANTE, 2007). O perfil simplificado da Área 1 pode ser observado na Figura 12.

Figura 12 - Perfil simplificado da Área 1 do Campo Experimental da UFPR.



Fonte: Kormann (2002).

2.3.3 Campo Experimental de Estudos Geotécnicos da Universidade Estadual de Ponta Grossa (UEPG)

O principal objetivo do Campo Experimental de Estudos Geotécnicos da UEPG é o estudo dos mecanismos de transferência de carga de fundações profundas para o solo, para tanto, estacas escavadas e pré-moldadas de concreto foram executadas, instrumentadas e carregadas, axialmente e lateralmente, para avaliação da mobilização da resistência de ponta e do atrito lateral.

O campo experimental se localiza dentro da Universidade Estadual de Ponta Grossa (UEPG), e está assente sobre uma camada de solo residual argilo-arenoso pouco consistente com espessura média de 12 metros, seguida por uma camada de solo residual arenoso compacto. O espaço tem uma área de mais de 10 mil metros quadrados (UEPG, 2021).

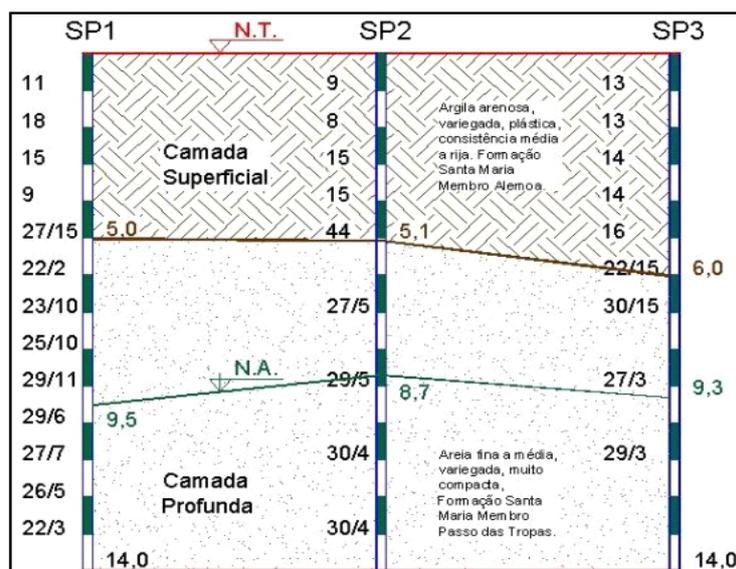
2.3.4 Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade de Santa Maria (UFSM)

O Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM está localizado junto à Universidade Federal de Santa Maria e possui uma área aproximada de 5.250m². O local é composto por uma sequência de arenitos e argilas arenosas de cores variegadas (EMMER, 2004).

Emmer (2004) realizou três sondagens no campo Experimental da UFSM. Na Figura 13, tem-se um corte esquemático das sondagens onde se pode observar que o campo experimental apresenta duas camadas distintas, sendo a camada superficial classificada de argila arenosa, consistência média a rija com NSPT variando entre 8 e 16 golpes, ficando com valor médio em 13 golpes. A camada inferior caracteriza-se por ser areia fina a média com compactidade muito compacta e valores NSPT variando entre 22/15 a 29/3 golpes e valor médio correspondente a 31/6 golpes (MIOZZO, 2007).

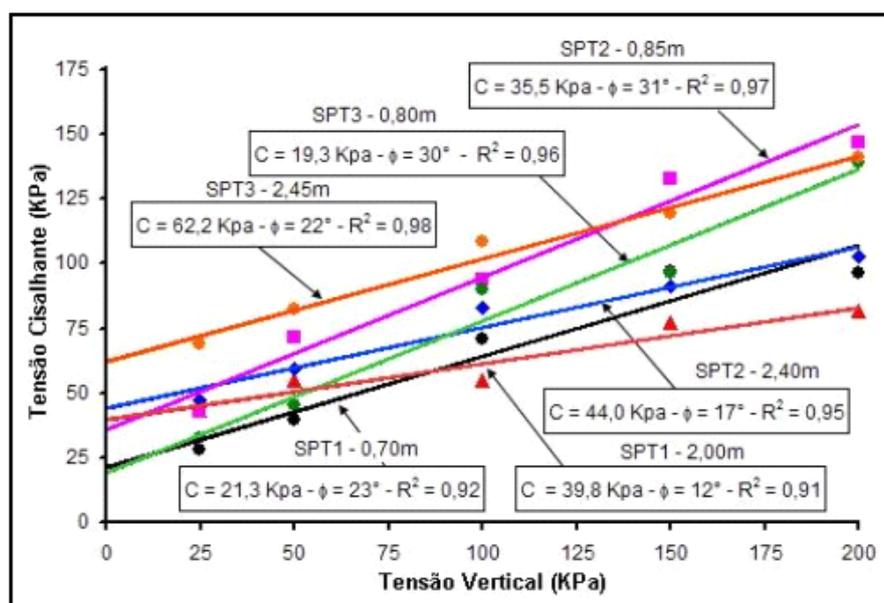
Emmer (2004) também realizou ensaios de cisalhamento com amostras em condições de umidade natural. Os resultados destes ensaios encontram-se na Figura 14.

Figura 13 - Sondagens SPT do Campo Experimental da UFSM.



Fonte: Emmer (2004).

Figura 14 – Envoltórias de resistência do Campo Experimental da UFSM.



Fonte: Adaptado de Emmer (2004).

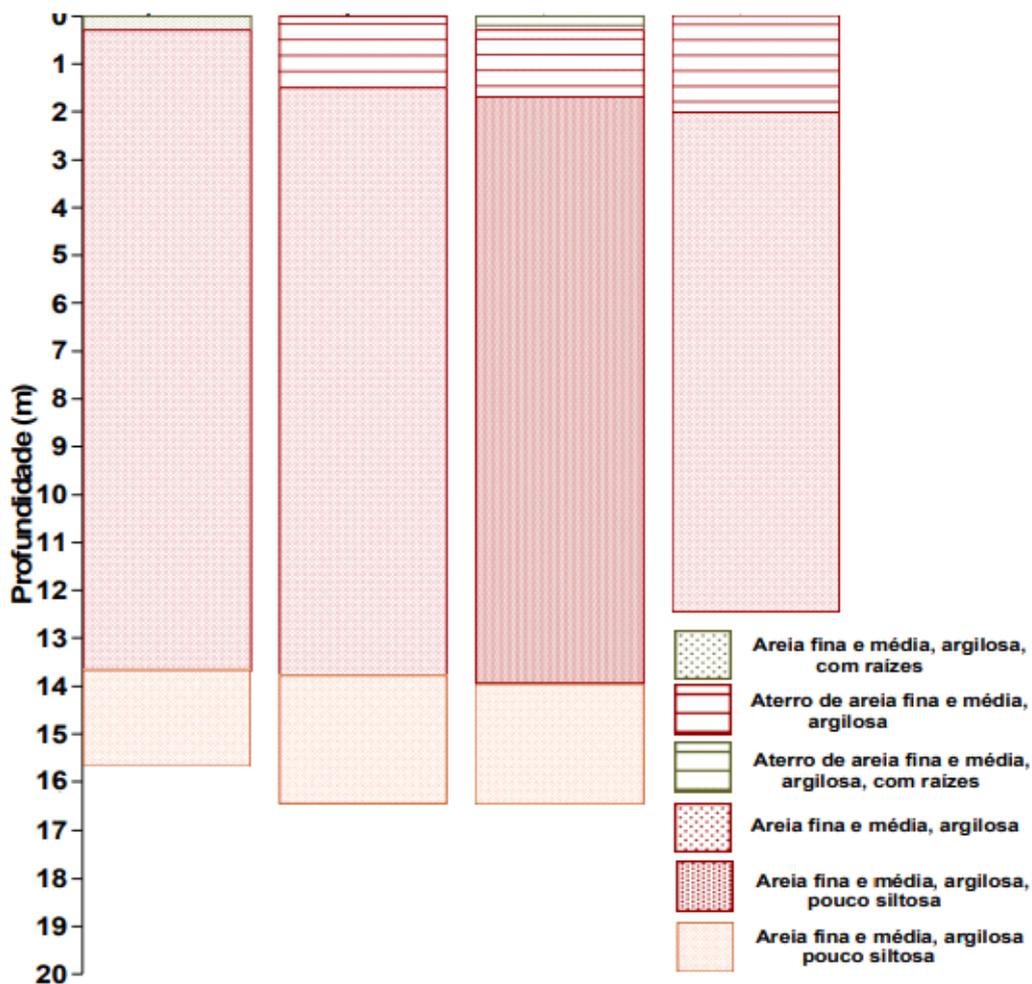
2.3.5 Campo Experimental para Estudos de Mecânica dos Solos e Fundações da Universidade Estadual Paulista (UNESP)

O Campo Experimental para Estudos de Mecânica dos Solos e Fundações da UNESP está implantado no campus da Ilha Solteira no Estado de São Paulo, em uma área de aproximadamente 4.000 m². O perfil geotécnico obtido por ensaios ao longo de 16 m de profundidade indica uma camada de areia argilosa (originada do Grupo Bauru e Formação Serra Geral) (CARVALHO et al., 1998).

A região onde está situado o campo experimental da UNESP de Ilha Solteira pertence à bacia sedimentar do Paraná, encontrando-se basalto em muitas áreas cobertas por sedimentos do grupo Bauru, compostos essencialmente por arenitos de granulação fina e coloração avermelhada, resultando, como manto de alteração, um solo arenoso com teor variável de argila (Souza 1993).

O perfil do subsolo característico do terreno onde se situa o Campo Experimental da UNESP – Ilha Solteira está apresentado na Figura 15.

Figura 15 - Perfis de solo do Campo Experimental da UNESP – Campus de Ilha Solteira.



Fonte: Cavalcante (2007).

2.3.6 Campo Experimental de Fundações da Universidade de São Paulo (USP/ São Carlos)

O Campo Experimental de Fundações da USP está localizado na cidade de São Carlos, no estado de São Paulo e ocupa uma área de cerca de 960 m², desde a sua implantação em 1988. O perfil geotécnico do local, que é representativo de vasta região do Estado de São Paulo, mostra uma camada superficial de Sedimento Cenozóico, de 6 metros de espessura (areia argilosa marrom, laterizada, porosa, e colapsível, com SPT médio de 4 golpes), a seguir, e separada por uma linha de seixos, tem-se o solo residual do Grupo

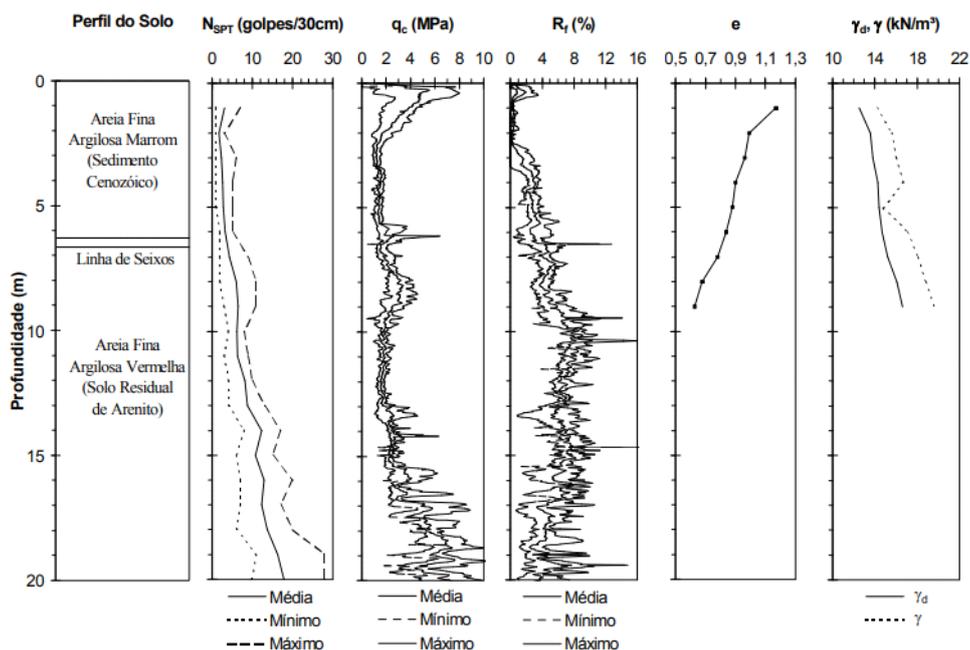
Bauru (areia argilosa vermelha, com SPT médio igual a 8 golpes até 12 metros de profundidade). O nível de água está a 10 metros da superfície, em época de seca (USP, 2016).

A cidade de São Carlos está assentada sobre rochas do grupo São Bento, constituídas de arenitos da Formação Botucatu e migmatitos básicos da Formação Serra Geral. Sobre essas rochas ocorrem conglomerados e arenitos do Grupo Bauru e, em seguida, cobrindo toda a região, aparecem os Sedimentos Cenozóicos. Os Sedimentos Cenozóicos que cobrem toda a região foram originados a partir do retrabalhamento dos materiais do Grupo Bauru e das Formações Serra Geral e Botucatu. Esses sedimentos sofreram ação do intemperismo sob condições climáticas típicas de região tropical, o que provocou no material o processo de laterização. A camada é constituída por 35% de argila e pelo menos 50 % de areia média a fina. A espessura na região urbana é predominantemente entre 5 e 7 metros, e é separada da camada de solo residual (Grupo Bauru) por uma linha de seixos de quartzo e limonita (CAVALCANTE, 2007).

O Campo Experimental de Fundações do Departamento de Geotecnia da USP/São Carlos dispõe de uma completa caracterização geotécnica iniciada em 1988, compreendendo ensaios in situ (SPT e CPT, principalmente) e em laboratório (amostras deformadas e indeformadas retiradas de poços exploratórios). Desde a implantação do campo experimental foram realizados diversos ensaios de campo, dentre os quais 15 sondagens de simples reconhecimento (SPT) divididas em três campanhas de cinco furos, e dez ensaios de penetração estática (CPT) em duas campanhas com cinco furos cada uma. (CAVALCANTE, 2007).

A Figura 16 mostra o perfil estratigráfico do maciço de solo no Campo Experimental, baseado nas sondagens SPT da terceira campanha. Nesta figura observa-se que o maciço de solo do local pode ser dividido em três camadas principais até o impenetrável. A primeira camada é composta por uma areia fina argilosa marrom e fofa (Sedimento Cenozóico) que atinge aproximadamente 6,4 metros de profundidade. Abaixo desta camada aparece uma linha de seixos com espessura variando de 0,1 a 0,5 metros. A segunda camada é composta por uma areia fina argilosa marrom avermelhada, pouco a medianamente compacta, a qual atinge uma profundidade de cerca de 24,0 m

Figura 17 - Resultados de ensaios penetrométricos de SPT e CPT elétrico
Campus da USP São Carlos.



Fonte: Cavalcante (2007).

2.3.7 Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina (UEL)

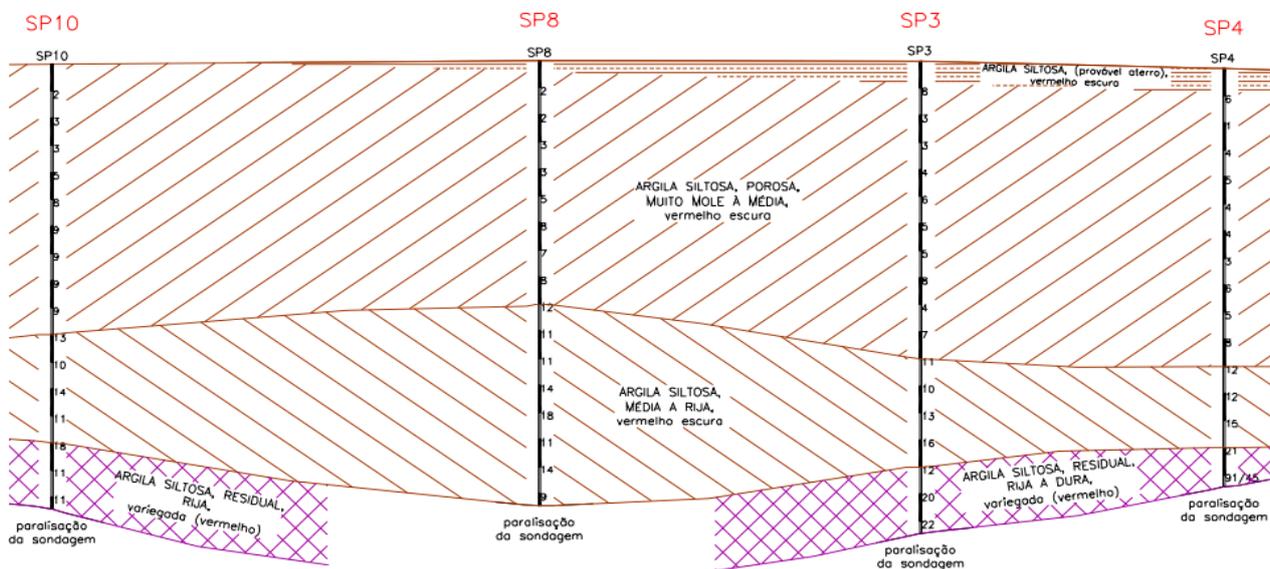
O Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG), localizado dentro do Campus da Universidade Estadual de Londrina, no estado do Paraná, tem uma área de aproximadamente 2900 m² (dois mil e novecentos metros quadrados) e seu perfil geológico-geotécnico é bastante representativo da região de Londrina. Diversos são os tipos de sondagens realizadas neste campo experimental, dentre os quais a sondagem a percussão com torque (SPT-T) e a Prova dinâmica Super Pesada (DPSH). O solo da área, em sua camada superficial, é constituído por uma argila siltosa, de consistência mole à média (SILVA, 2005).

A geologia da região de Londrina é caracterizada por extensos derrames de basalto da Formação Serra Geral, ou seja, na área central da Bacia Sedimentar do Paraná e o solo sobrejacente à rocha é de origem residual. O perfil geotécnico característico é constituído por um horizonte superficial evoluído (horizonte B), bastante poroso e com fortes características

de solo laterítico, com cerca de 10 m de espessura, seguido de um horizonte com características de solo residual, com estrutura “reliquiar” do basalto, inicialmente em grau muito leve a moderado, ficando mais evidente com a profundidade. Finalmente, está presente o horizonte de rocha alterada, com graus de alteração decrescentes com a profundidade, sobrejacente à rocha sã (CAVALCANTE, 2007).

Os ensaios em laboratório se constituíram em ensaios de caracterização (índices físicos, granulometria e plasticidade) e ensaios de propriedades de comportamento (compressibilidade e resistência ao cisalhamento). A campanha de sondagem de simples reconhecimento, com SPT-T, indicou a existência de três estratos principais. As investigações in situ se constituíram na abertura de dois poços de inspeção e coleta de amostras indeformadas, 14 furos de sondagem SPT-T, 14 furos de DPL, 2 furos de DPSH, 2 ensaios CPT e 2 DMT e um ensaio de permeabilidade in situ. A Figura 9 mostra o perfil obtido a partir da campanha de sondagens SPT-T (CAVALCANTE, 2007).

Figura 18 - Perfil geotécnico do campo experimental da UEL.

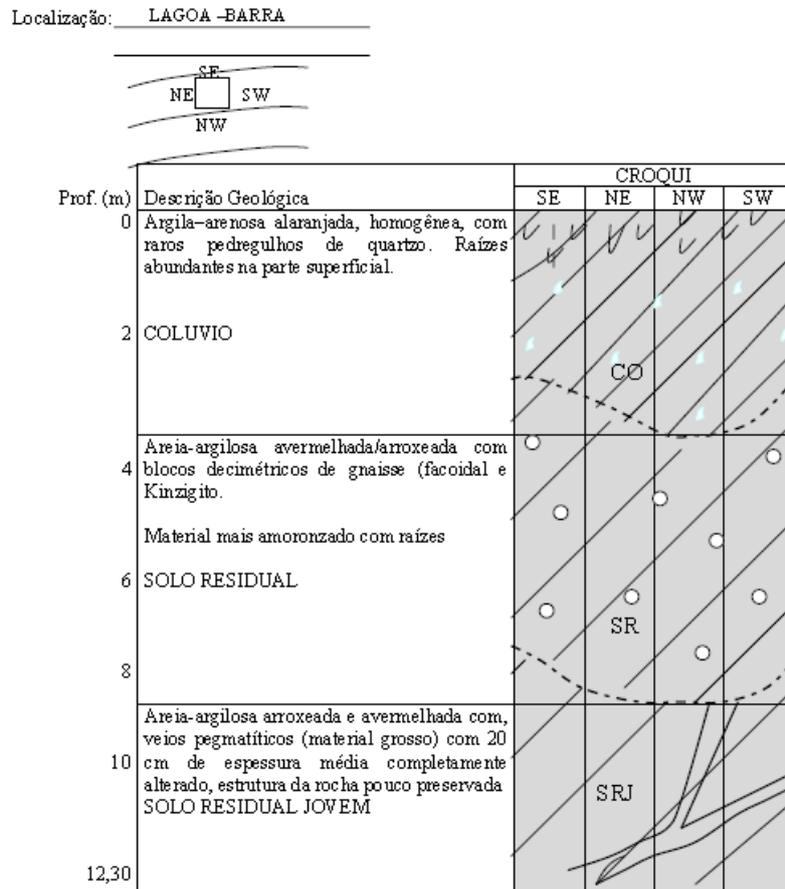


Fonte: Cavalcante (2007).

2.3.8 Campo Experimental da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUCRIO)

O Campo Experimental da PUC está localizado na cidade de Rio de Janeiro, capital do Estado. Geologicamente, seu subsolo é constituído por um solo residual de gnaiss. Destacam-se os trabalhos de Maccarini (1980) que analisou resultados de ensaios triaxiais e de cisalhamento direto, de Marinho (1986) que apresentou características de deformabilidade obtidas a partir de ensaios triaxiais assimétricos, de Dias (1987) que descreveu um estudo que aplica a pedologia e geotecnia no projeto de fundações de linhas de Transmissão, de Schnaid; Rocha Filho (1994) que descreveram sobre a experiência de aplicação do ensaio penetrométrico em solos estruturados parcialmente saturados nos campos experimentais da PUC/RJ e UFRGS, de Rocha Filho; Toledo Filho (1990) que realizaram uma previsão do comportamento de estacas escavadas com base em resultados de ensaios pressiométricos e de Rocha Filho; Romanel; Alcantara (1998) que apresentaram estimativas de módulos de elasticidade de solos através da retroanálise de provas de carga em estaca (EMMER, 2004). Daylac (1994) apresentou uma descrição morfológica, vista na Figura 19, representativa do perfil do Campo Experimental II. Esta descrição morfológica foi obtida a partir da inspeção de um poço com 13,5 metros de profundidade.

Figura 19 - Descrição morfológica do perfil do campo experimental da PUC-RIO.



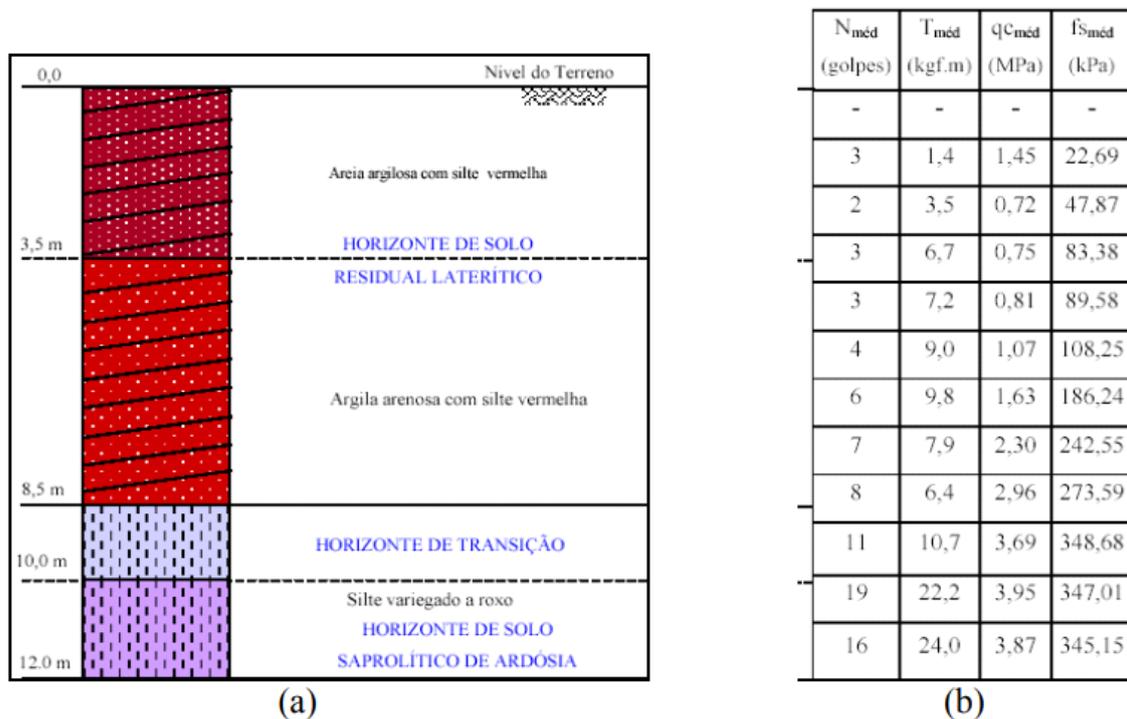
Fonte: Daylac (1994).

2.3.9 Campo Experimental da Universidade de Brasília (UnB)

O Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB está localizado no campus desta universidade em Brasília, no Distrito Federal. O subsolo do campo experimental é constituído por um manto de argila silto-arenosa até a profundidade de 5 metros, passando a argila pedregulho-arenosa até a profundidade de 9 metros, daí a um solo saprolítico até atingir o saprólito de ardósia aos 12 metros. A resistência à cravação (NSPT) aumenta com a profundidade, sendo que na primeira camada o NSPT varia de 2 a 4 golpes com média de 3 golpes, na camada intermediária alterava-se de 2 a 14 golpes tendo valor médio de 7 golpes e para a camada profunda a variação fica entre 10 e 26 golpes com valor médio de 19 golpes (CARVALHO; ALBUQUERQUE, 1998).

Segundo Cardoso (2002), a geologia do Distrito Federal é basicamente composta por rochas dos grupos Paranoá, Canastra, Araxá e Bambuí. A litologia regional é caracterizada pela presença de ardósias, metarritmitos, metassiltitos e quartzitos, geralmente muito intemperizados em sua porção superior. Na área do plano piloto de Brasília, local do Campo Experimental, predominam as rochas do grupo Paranoá com um grau de metamorfismo menor. O perfil de solo característico do Campo Experimental é apresentado na Figura 20 Resultados de SPT-T e CPT.

Figura 20 - a) Perfil de solo característico do Campo Experimental; b) Resultados de SPT-T e CPT do campo experimental da UnB.



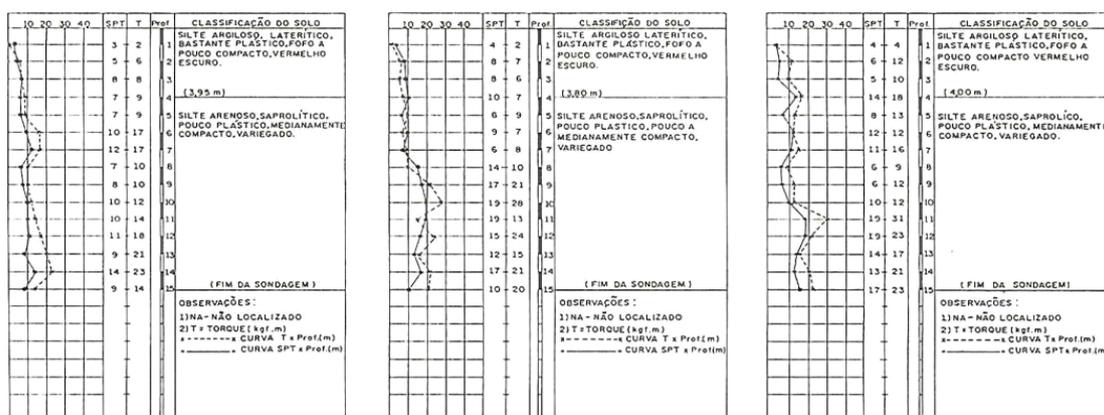
Fonte: Mota (2003).

2.3.10 Campo Experimental de Fundações da Universidade Federal de Lavras (UFLA)

O Campo Experimental de Fundações está localizado no campus da UFLA, em Lavras, no Estado de Minas Gerais. Geologicamente, situa-se em solo residual de gnaiss, com cerca de 2 a 4 camadas até a profundidade de

20 m, onde se associa a eventuais intrusões de gabro epimetamórfico, dando origem a um latossolo roxo, de comportamento laterítico e muito colapsível. A resistência à penetração (NSPT) é linearmente crescente com a profundidade (até 20 m), estimam-se valores variando entre 3 e 25 golpes tendo valor médio para a camada de 14 golpes. (TEIXEIRA; ALBIERO; CARVALHO, 1998). Foram feitas sondagens SPT-T em 3 posições distintas dentro da área do campo experimental. Os resultados das sondagens encontram-se na Figura 21.

Figura 21 - Perfis de sondagem SPT-T do campo experimental da UFLA.



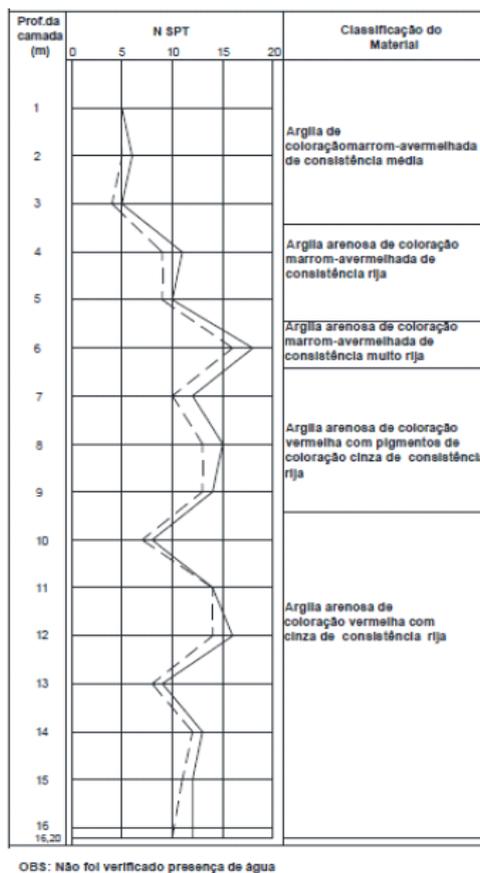
Fonte: Teixeira (1997).

2.3.11 Campo Experimental da Universidade de Passo Fundo (UPF)

O Campo Experimental da UPF está localizado no campus desta universidade, em Passo Fundo, no Estado do Rio Grande do Sul. Geologicamente, o subsolo é composto de um solo residual de basalto. Destaca-se o trabalho de Thomé (1994) que estudou o comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais (EMMER, 2004).

De modo a caracterizar o solo coesivo-friccional do campo experimental da UPF, Lopes Jr. e Thomé (2005) apud Faro (2014) realizaram sondagens à percussão. O perfil de sondagem é apresentado na Figura 22. Observa-se que o solo em estudo possui um perfil homogêneo com a profundidade, para os 15 primeiros metros.

Figura 22 - Perfil de SPT do solo do campo experimental da UPF.



Fonte: LOPES JR.; THOMÉ, 2005 adaptado por LEDLER et al. (2011).

2.3.12 Campo Experimental da POLI/USP

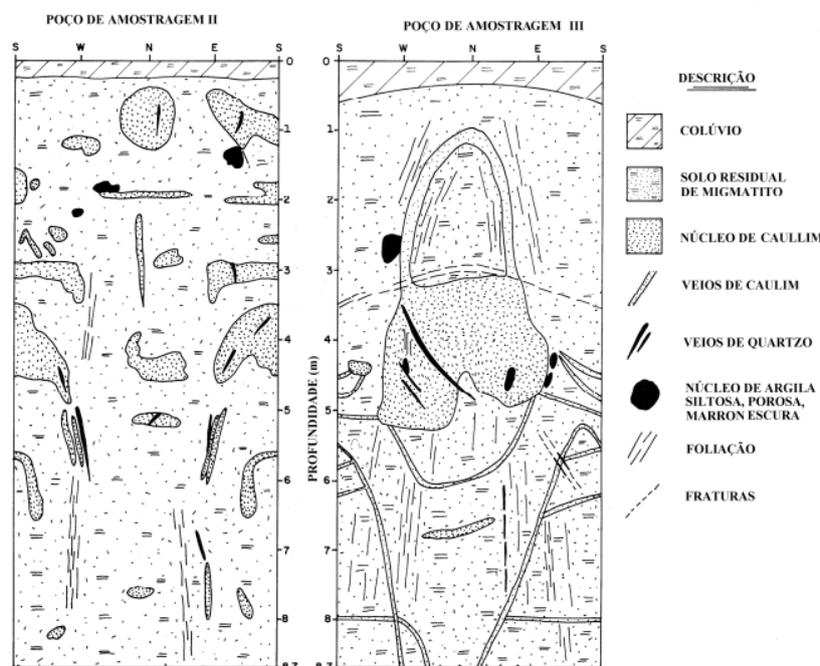
O campo experimental da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (POLI/USP) está instalado sobre um depósito de solo saprolítico, consideravelmente heterogêneo, com mais de 20 metros de espessura, resultante da decomposição e alterações de migmatito, recoberta por uma pequena capa de solo coluvionar. O nível do lençol freático encontra-se frequentemente a 15 metros de profundidade (CAVALCANTE, 2007).

Neste campo experimental, três abordagens de pesquisa vêm sendo desenvolvidas: i) uma voltada mais para fundações; ii) uma outra direcionada para investigações geotécnicas; e, por fim, iii) a terceira, relacionada com aspectos da Mecânica dos Solos não Saturados. Para desenvolvimento dos estudos de pesquisas visando caracterizar o perfil do subsolo, inicialmente foram executados quatro poços para inspeção e amostragem, com 9 metros de

profundidade cada um. As características do solo local foram detalhadamente investigadas, tendo-se constatado que na matriz de solo residual de migmatito ocorrem núcleos caulim, veios de caulim, veios de quartzo, algumas foliações e fraturas, bem como núcleos de argila siltosa, porosa, marrom escura. É evidente a constatação de que o perfil geológico deste campo possui considerável heterogeneidade em sua formação, conforme exemplificado em dois dos poços feitos, mostrados na Figura 23. (CAVALCANTE, 2007).

Em cada poço de amostragem foram coletadas amostras indeformadas em seis profundidades, a cada 1,5 metros. Estas amostras, cúbicas, com 25 cm de aresta foram adequadamente protegidas e encaminhadas para ensaios nos laboratórios geotécnicos da CESP - Companhia de Energia de São Paulo, IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo, Engesolos – Engenharia de Solos e Fundações S.A. e o Laboratório de Mecânica dos Solos da Escola Politécnica, que coordenou a programação e a análise dos resultados. (CAVALCANTE, 2007).

Figura 23 - Vistas esquemáticas dos poços de amostragem II e III – Campo Experimental da Poli/USP.



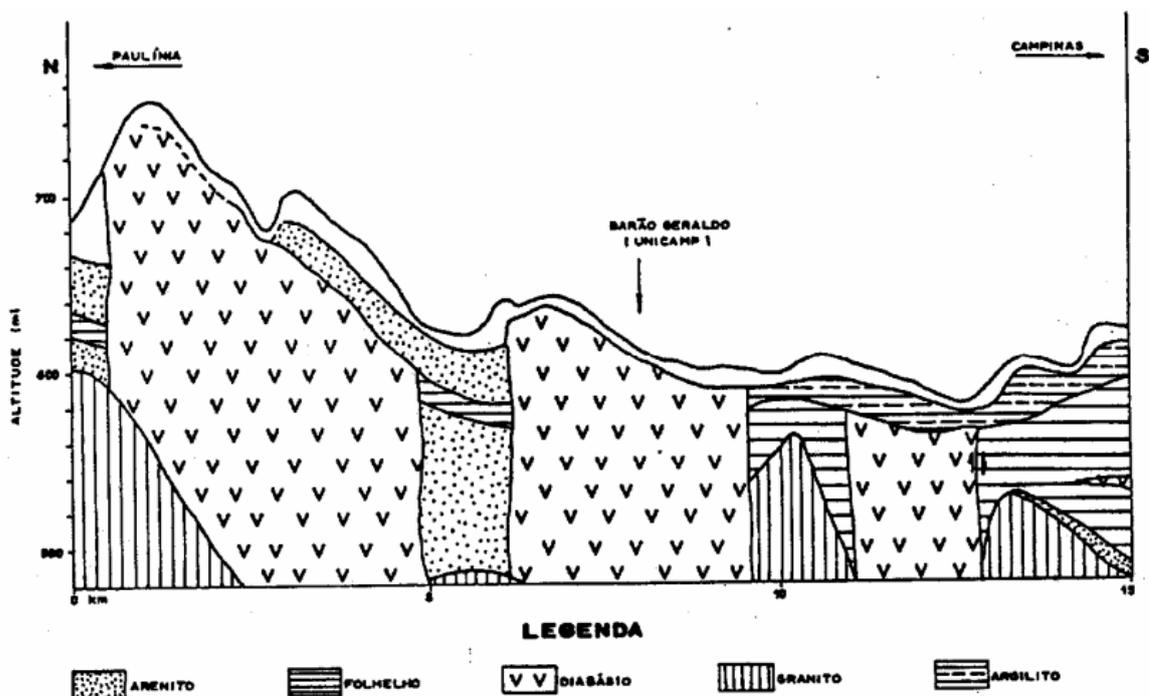
Fonte: Cavalcante (2007).

2.3.13 Campo Experimental da Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP)

O subsolo da região é formado por magmatitos básicos, ocorrendo rochas intrusivas básicas (Diabásios) da Formação Serra Geral, que faz parte do Grupo São Bento. Perfazem 98 km² da região de Campinas, ocupando 14% da área total (Figura 24) (CAVALCANTE, 2007).

O perfil do Campo Experimental é constituído por solo de Diabásio, apresentando uma camada superficial de 6,5 metros de espessura constituída de argila siltosa de alta porosidade seguida de uma camada de silte argiloso (residual) até 20 metros. O nível d'água é encontrado até 17 metros de profundidade. O programa de investigação de laboratório vem sendo executado desde a implantação do Campo Experimental com o intuito de se obter as propriedades geotécnicas do solo local (CAVALCANTE, 2007).

Figura 24 - Perfil geológico da região de Campinas.



Fonte: Zuquette (1987).

2.3.14 Campo Experimental para Estudos de Mecânica dos Solos e Fundações da Universidade Estadual Paulista (UNESP - Bauru)

O município de Bauru está inserido no Planalto Arenítico-Basáltico do Estado de São Paulo (Planalto Ocidental), que pertence à Bacia Sedimentar do Paraná. A formação geológica regional é composta das rochas do Grupo Bauru (Cretáceo Superior), que recobre as rochas vulcânicas da Formação Serra Geral, aflorante em direção ao rio Tietê. A área onde está localizado o município apresenta as Formações Marília – nas cotas acima de 540 metros em relação ao nível do mar, e Adamantina, nas cotas mais baixas (Soares et al. 1979).

No Campo Experimental da UNESP - Bauru predominam rochas sedimentares da Formação Marília, posteriormente submetidas a processos de morfogênese e pedogênese. Desta forma, o perfil deve refletir características de rochas sedimentares, como a alternância em camadas, e as transformações destes materiais pelos processos de pedogênese e morfogênese, como o amolecimento pela migração de água em regiões de fratura, recobrimento por solos coluviais em diversas fases, entre outros.

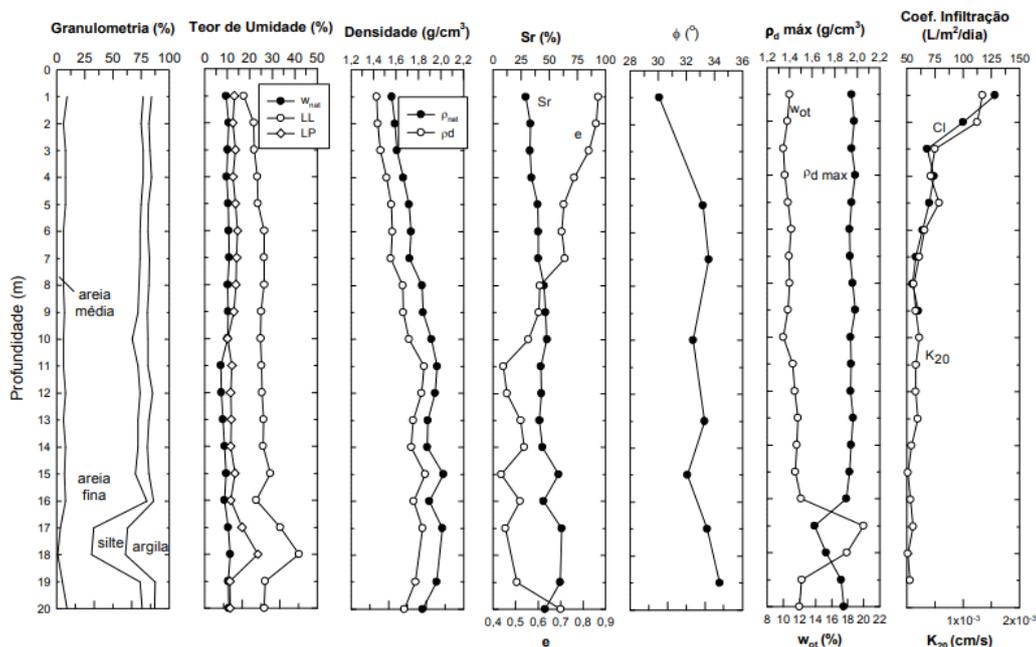
Ferreira et al. (1996) descrevem que nesse campo experimental ocorrem perfis de solos com diferentes comportamentos identificando, com base em resultados de sondagens SPT-T e CPT, dois locais distintos nessa área, o Local A e o Local B. No local B o perfil do subsolo apresenta valores de N do SPT e resistência de ponta do CPT mais semelhantes com aqueles que são observados em outras áreas da cidade de Bauru e no Local A esses valores são maiores (CAVALCANTE, 2007). Na Figura 26, podem-se observar os resultados de ensaios de laboratório realizados no campo experimental.

Ensaio de cisalhamento direto do tipo adensado-rápido foram realizados em corpos de prova talhados de amostra indeformada, coletada a 1 m de profundidade, na umidade natural e após inundação, com tensões verticais iguais a 27,8, 55,6 e 111,1 kPa (Yamada 1999). Os resultados desses ensaios são apresentados na Figura 18. Nela observa-se que, para a amostra na umidade natural, o ângulo de atrito interno foi de 30,1°, e reduziu, com a inundação, para 25,1°. O intercepto de coesão determinado para o ensaio na

umidade natural foi de 27,9 kPa, e reduziu, com a inundação, para 1,2 kPa (CAVALCANTE, 2007).

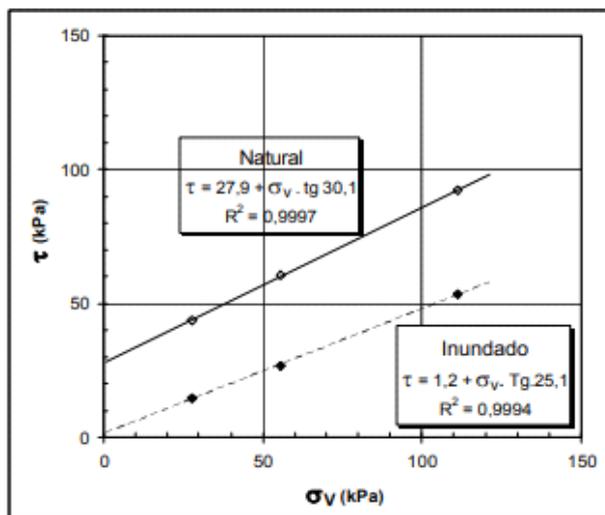
A Figura 19 mostra os perfis do N do SPT, relação entre o torque e o N do SPT (T/N), a resistência de ponta (q_c) e a razão de atrito (R_f), obtidos a partir de ensaios com o CPT mecânico e CPT elétrico realizados no local e resultados de um ensaio DMT realizado na área.

Figura 25 - Síntese de resultados de ensaios de laboratório realizados no campo experimental da UNESP – Bauru.



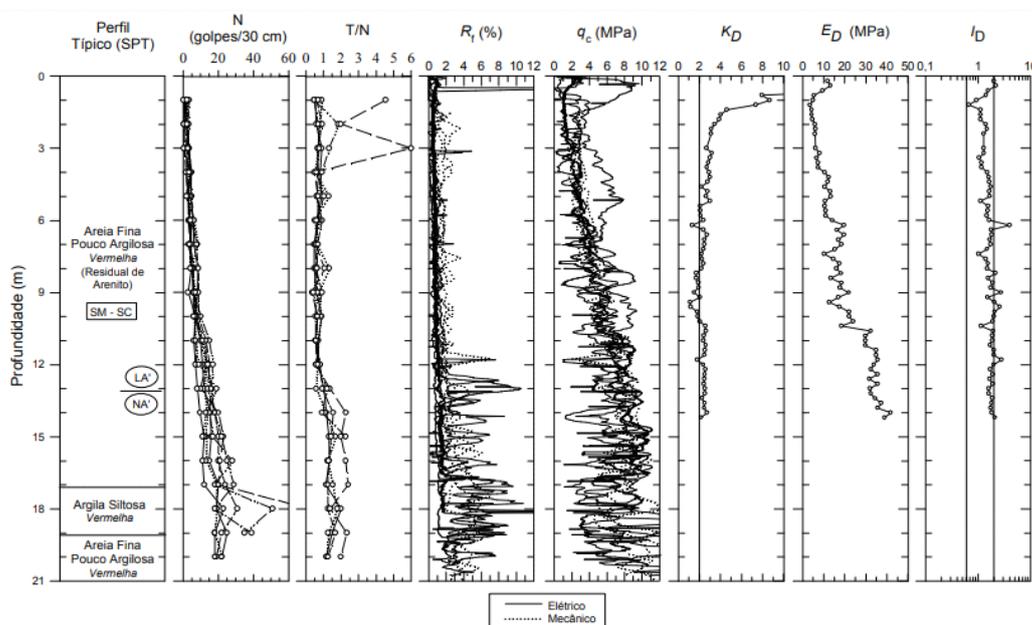
Fonte: Giacheti et al. (1998).

Figura 26 - Resultado de ensaio de cisalhamento direto realizado em corpos de prova de amostra coletada a 1 m de profundidade, na umidade natural e após inundação do campo da UNESP – Bauru.



Fonte: Yamada (1999).

Figura 27 - Síntese dos resultados dos ensaios SPT, CPT elétrico e mecânico e DMT realizados no Campo Experimental da UNESP – Bauru.



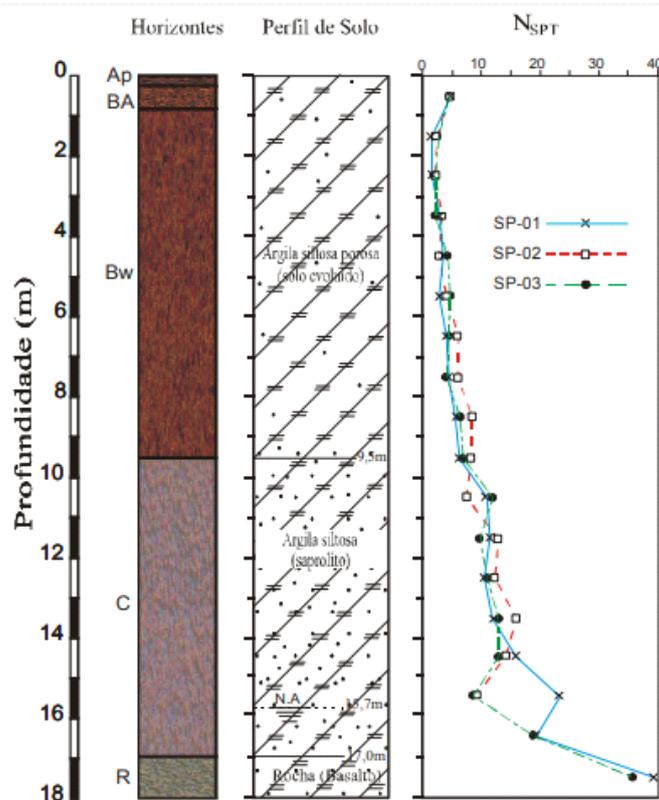
Fonte: adaptado de Ferreira 1998, Peixoto 2001, Giacheti et al. 2004 e Giacheti et al (2006).

2.3.15 Campo Experimental Universidade Estadual de Maringá (UEM)

O subsolo da cidade de Maringá, no estado do Paraná, tem locais de alta a média vertente, tem sua camada superficial de solo evoluído (Latosolo Vermelho férrico), originariamente proveniente da alteração de basalto, constituída de argila siltosa porosa, de cor marrom avermelhado, com espessura variável, chegando em alguns locais até à profundidade máxima de 12 metros. A camada de solo de alteração de basalto, que se encontra abaixo da camada superficial de solo evoluído, é constituída de argila siltosa e silte argilo-arenoso, de cor variegada, com matriz na tonalidade marrom, roxo ou cinza amarelado. Abaixo das duas camadas de solo encontra-se a rocha basáltica. O nível d'água do subsolo, observado em sondagens de simples reconhecimento, encontra-se geralmente na camada de solo de alteração de basalto, podendo estar ou não próximo do topo rochoso. O subsolo no local do campo experimental situa-se em local de média vertente, tendo a camada superficial de solo evoluído de aproximadamente 9,5 metros de espessura e topo rochoso (rocha extremamente alterada) na profundidade aproximada de 18 metros (CAVALCANTE, 2007).

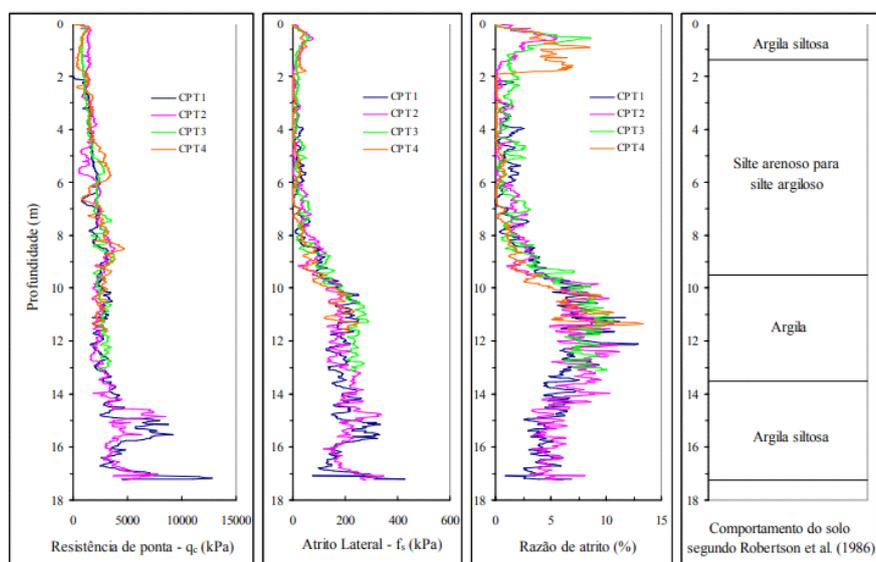
O campo experimental conta com: a) diversas sondagens de simples reconhecimento; b) dois poços de inspeção com retiradas de amostras indeformada e deformada; c) quatro sondagens do tipo CPT; Os resultados das investigações de campo são apresentados na forma de perfis típicos de SPT e CPT (Figura 19 e Figura 20). Considerando o perfil de sondagem apresentado, o solo é constituído de uma camada de argila siltosa porosa (solo evoluído) até a profundidade de 9,5 metros, seguido de uma camada de argila siltosa (saprolito) até a profundidade de 17 metros, sobrejacente à rocha. Os índices de penetração apresentados variam de 4 a 24 golpes (CAVALCANTE, 2007).

Figura 28 – Resultados de NSPT provenientes de três sondagens realizadas na área do Campo Experimental de Geotecnia da UEM.



Fonte: Cavalcante (2007).

Figura 29 – Resultados dos ensaios de penetração de cone elétrico (CPT) realizados na área do Campo Experimental de Geotecnia da UEM.



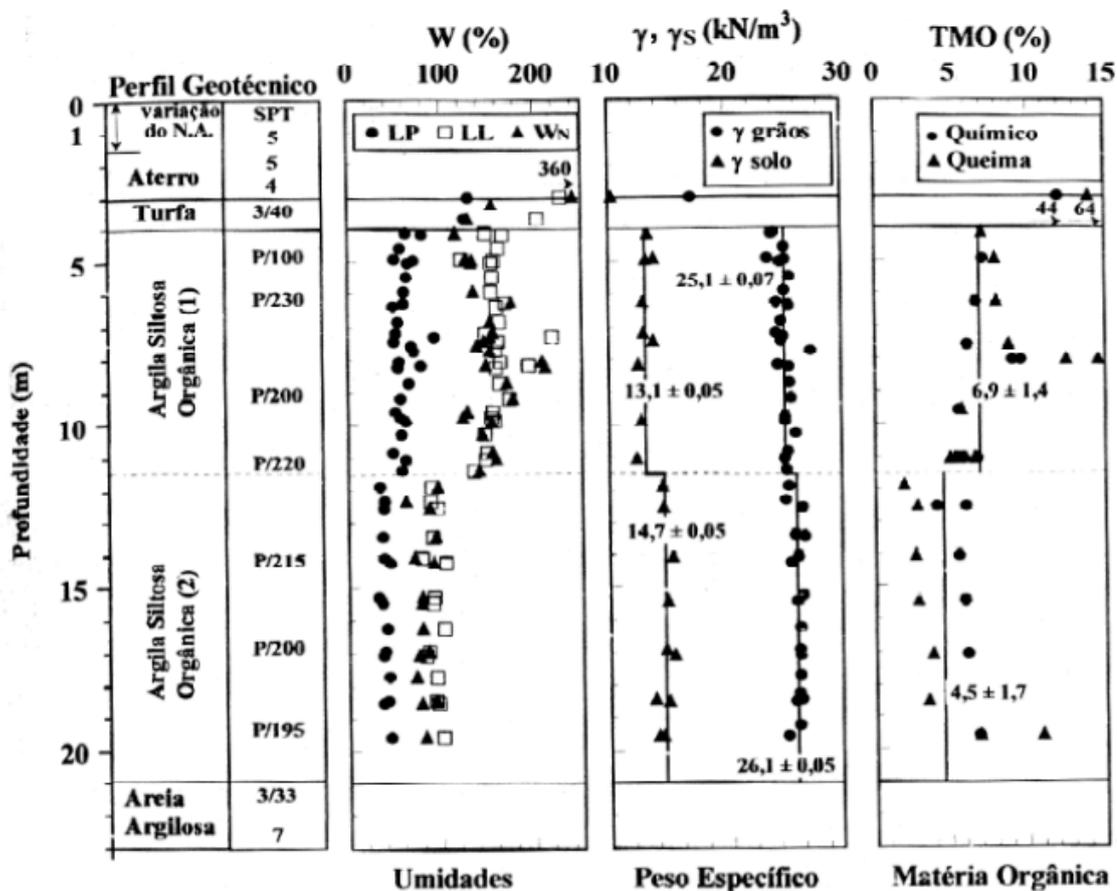
Fonte: Cavalcante (2007).

2.3.16 Campo Experimental da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE)

Recife está situado no litoral do Nordeste do Brasil e apresenta uma planície sedimentar formada no período Quaternário e de origem flúvio-marinha. Depósitos de argila orgânica mole e média são encontrados em cerca de 50 % da área da planície, formados no período Holocênico, tendo uma idade média de cerca de 10.000 anos. O nível do solo é próximo do nível do mar, assim os depósitos de solo mole, em geral, estão quase totalmente abaixo do lençol freático (CAVALCANTE, 2007).

Uma extensa investigação geotécnica vem sendo realizada, no depósito do Sesi-Ibura (Recife Research Site 2 – RRS2), através de ensaios de laboratório e ensaios de campo. O perfil geotécnico representativo e resultados de caracterização relativos ao depósito do Sesi-Ibura são mostrados na Figura 21. Este depósito encontra-se subdividido em duas camadas distintas, a primeira de 4 a 11,5 metros e a segunda de 11,5 a 21 metros (CAVALCANTE, 2007).

Figura 30 - Perfil geotécnico e resultados de ensaios de caracterização do Campo Experimental de Recife.



Fonte: Coutinho et al. (1999).

2.4. FORMAÇÃO DE SOLOS SEDIMENTARES

Os solos são produtos de dois processos geológicos, o mais comum é o processo de intemperismo que, através da desagregação e decomposição “in situ” da rocha subjacente, origina-se os solos residuais (CASAGRANDE, 1948).

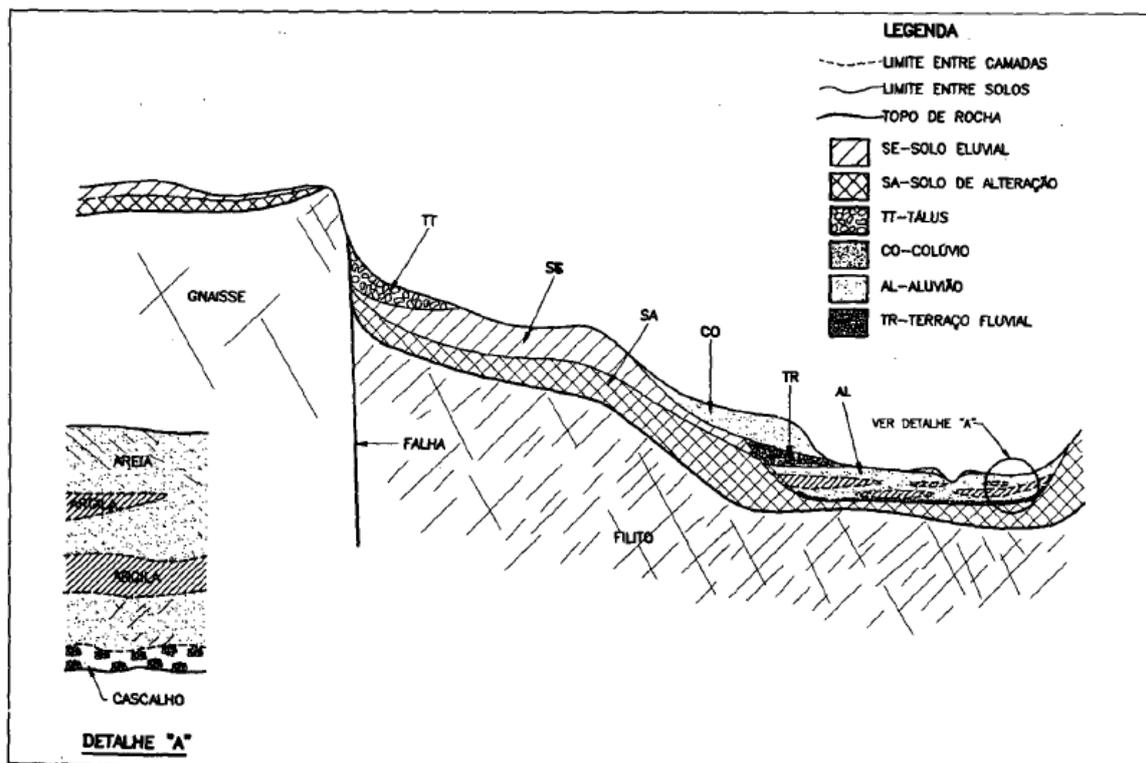
Segundo Fleury, 1975, os solos residuais diferenciam-se, nos climas tropicais, pela ação mais pronunciada do intemperismo químico (FLEURY, 1975), que se expressa pela grande espessura de solos residuais, em contraste com as regiões de climas temperados, onde esses solos são pouco espessos. A maior espessura de solos residuais e a maior disponibilidade de água dos climas tropicais favorecem o transporte e a deposição dos solos transportados, mais frequentes e também, mais espessos, do que nos climas temperados ou secos.

O segundo processo de formação dos solos envolve a erosão, transporte e a deposição de materiais existentes na superfície, em geral os próprios solos residuais, produzindo os chamados solos transportados. Os grãos minerais que constituem os solos residuais são o principal material que dá origem aos solos transportados, incluindo blocos de rocha ou fragmentos de minerais mais resistentes. Durante o transporte, esses materiais ficam sujeitos à abrasão e desagregação, como os processos são superficiais, os solos transportados podem englobar materiais e restos orgânicos. Assim os solos transportados variam em conformidade com o material de origem e as condições de acumulação, porém, o meio de transporte é o principal fator de diferenciação. São identificados pelo processo de formação, possuindo como característica comum, idade recente (VAZ, 1996).

Ainda segundo Vaz (1996), nas regiões tropicais, os meios de transporte mais eficazes são o fluvial, pelos rios e o gravitacional, através de escorregamentos. Os transportes marinho e eólico, apesar de presentes, são pouco expressivos no Brasil, exceto ao longo da costa. Nas regiões tropicais não ocorrem solos produzidos por processos glaciais, transportados e depositados por geleiras e avalanches. Também não ocorrem, no Brasil, solos constituídos por cinzas e fragmentos de rochas vulcânicas, produzidos por processos explosivos dos vulcões.

A Figura 31 apresenta os tipos de solo transportados em relação ao agente transportador e posição no relevo.

Figura 31 - Tipos de solo em função de sua formação.



Fonte: Vaz (1996).

Os solos transportados podem ser classificados, em função do agente de transporte, em depósitos aluviais ou aluviões, terraços fluviais, sedimentos marinhos, glaciais, eólicos, colúvio ou colúvio e talus.

Segundo Vaz (1996), os aluviões são constituídos por materiais erodidos, retrabalhados, transportados pelos cursos d'água e depositados em leitos e margens de rios. São também depositados nos fundos e nas margens de lagoas e sempre associados a ambientes fluviais. Os aluviões das regiões tropicais diferenciam-se daqueles de climas temperados pela maior extensão e espessura e pela considerável quantidade de matéria orgânica vegetal. Os principais fatores que afetam a formação das aluviões são: o material da fonte, erosão, energia e a capacidade de transporte do curso d'água. Assim, os rios podem transportar uma ampla gama granulométrica durante o período de chuvas e uma estreita faixa de tamanho de partículas, na época de secas. As

variações da fonte e da capacidade de transporte refletem-se na deposição de camadas com características distintas. Cada camada representa uma fase de deposição e, conseqüentemente, apresenta espessura, continuidade lateral, mineralogia e granulometria particulares. Em decorrência, o pacote aluvionar é altamente heterogêneo, entretanto, as camadas isoladas podem apresentar-se muito homogêneas.

Terraços fluviais são aluviões antigos, depositados quando o nível do curso d'água encontrava-se numa posição superior à atual, ou seja, os terraços são sempre encontrados em cotas mais altas do que os aluviões. Essa condição topográfica introduz uma importante diferença entre os aluviões e terraços já que, os últimos, em geral, não são saturados, ao contrário dos aluviões. Os terraços se distinguem ainda por se apresentarem, quase sempre, constituídos por areia grossa ou cascalho (VAZ, 1996).

Os colúvios são depósitos de materiais soltos, usualmente encontrados no sopé de encostas e que foram transportados, principalmente pela ação da gravidade. São relativamente frequentes em regiões tropicais e são produzidos por movimentos de massa lentos, do tipo rastejo, ou rápidos, como os escorregamentos, processos que restringem a ocorrência de colúvios a regiões de topografia acidentada. Além de serem homogêneos, são sempre muito porosos, dando origem a solos bem drenados, facilmente colapsíveis com a saturação e o carregamento. Na região Sul do Brasil, mais úmida, o colapso ocorre com o carregamento e, no Nordeste, clima seco, somente a saturação é suficiente para provocar o colapso. É ainda característico dos colúvios, a baixa resistência nos ensaios SPT, no geral inferior a seis golpes e que se mantém ao longo de todo o perfil, mesmo para espessuras da ordem de 20 metros (VAZ, 1996).

Os tálus são formados pelo mesmo processo de transporte por gravidade, em encostas, que produz os colúvios, diferenciando-se, pois é encontrado no sopé de encostas íngremes e são constituídos por um material mais grosseiro, blocos e fragmentos de rochas. Os corpos de tálus, em muitos casos, apresentam-se saturados e submetidos a lentos deslocamentos que podem ser acelerados, tornando muito difícil a contenção do movimento quando se procede a uma intervenção, um corte, por exemplo (VAZ, 1996).

Ainda segundo Vaz (1996), sedimentos marinhos são produzidos em ambientes de praia e de manguezais. Ao longo das praias a deposição é essencialmente de areias limpas, finas a médias, quartzosas. Nos manguezais, as marés transportam apenas sedimentos muito finos, argilosos, que se depositam incorporando matéria orgânica, dando origem às argilas orgânicas marinhas. Nas regressões marinhas, os sedimentos previamente depositados são esculpidos pela erosão e novos sedimentos são depositados ao lado dos antigos quando o mar volta a invadir a planície costeira. Em consequência, camadas arenosas se intercalam com camadas de argila orgânica, resultando em camadas diferentemente adensadas devido a origem e idade distinta. Quando a costa é bordejada por elevações de porte expressivo, como ocorre na região da Serra do Mar, parte da planície costeira fica constituída por aluviões, depositados pelos rios que provêm da Serra, sendo frequentes ambientes mistos, fluviais e marinhos.

Os solos de origem eólica são transportados e depositados pela ação do vento e ocorrem no Brasil, apenas junto à costa. São constituídos por areia fina, quartzosa, bem arredondada. No Sul do Brasil, em regiões ambientalmente degradadas da Formação Botucatu, seus solos residuais ficam sujeitos ao retrabalhamento eólico, dando origem a campos de dunas pouco espessos (VAZ, 1996).

3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo está localizada dentro do parque multissetorial Perini Business Park, localizado no Distrito Industrial de Joinville, na região Nordeste de Santa Catarina. Perini Business Park é o maior parque empresarial multissetorial da América do Sul. Com mais de 2,8 milhões de metros quadrados de terreno, 305 mil m² construídos, abriga mais de 240 empresas nacionais e multinacionais, de pequeno, médio e grande porte.

Vários líderes mundiais de mercado estão instalados no parque, por onde circulam diariamente cerca de 10 mil pessoas. As empresas instaladas no parque compõem os setores de metal-mecânico, plástico, automobilístico, agroindústria, construção civil, eletrônico, elétrico, químico, logístico, metalúrgico, financeiro, comercial e de serviços e, juntas geram uma riqueza anual de R\$ 5,4 bilhões, número que corresponde a 21% do PIB de Joinville e 2% do PIB do estado de Santa Catarina. O local do campo experimental de fundações é identificado na Figura 32 e Figura 33.

Figura 32 - Localização geográfica do Campo Experimental da UFSC.



Fonte: Adaptado de Google Earth (2022).

Figura 33 – Local de estudo.



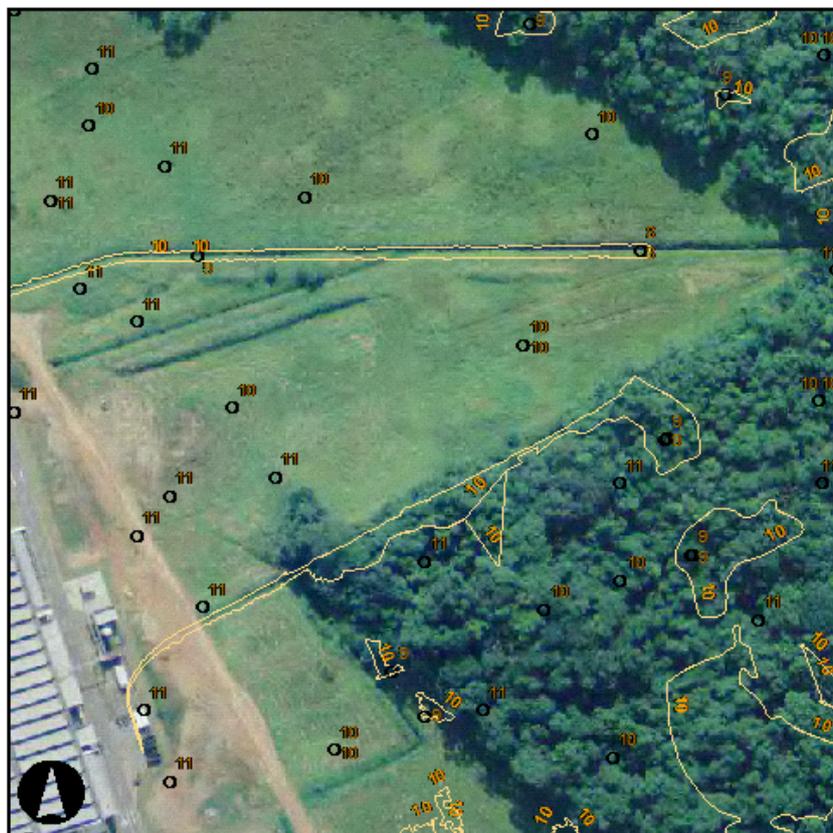
Fonte: Elaborado pela Autora (2021).

As coordenadas do local de estudo são:

- Latitude $26^{\circ}14'10.39''S$;
- Longitude $48^{\circ}52'45.88''O$;

Segundo o Sistema de Informações Municipais Georreferenciadas (SimGeo) (2022), a cota do local do campo de estudos geotécnicos é 10 metros conforme pode se observar na Figura 34.

Figura 34 - Curvas de nível na área de estudos geotécnicos da UFSC.



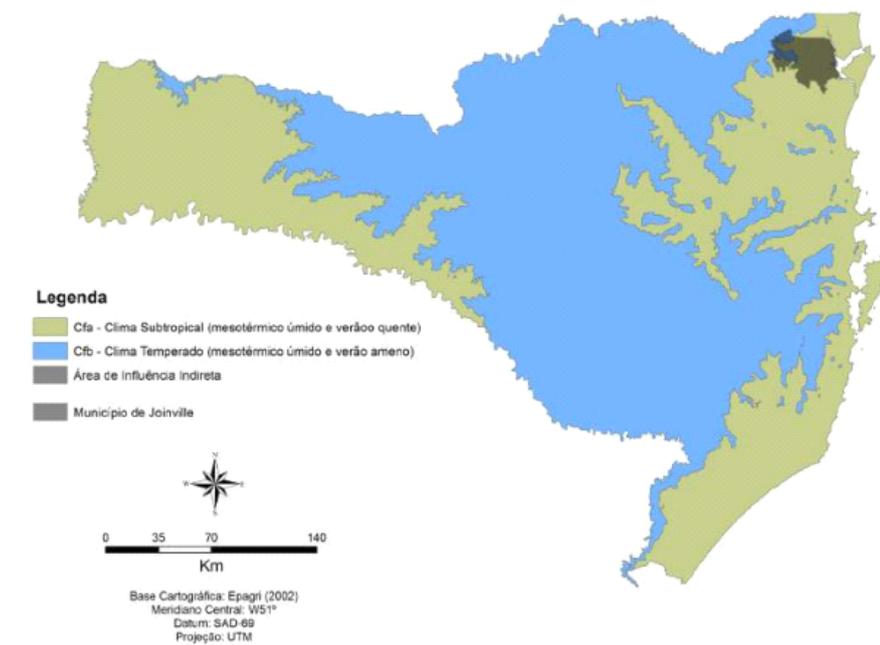
Fonte: Prefeitura de Joinville (2022).

3.1. CLIMA

Conforme a classificação proposta por Köppen, o estado de Santa Catarina se enquadra nos climas do grupo C, denominado Mesotérmico, pois as temperaturas do mês mais frio estão abaixo de 18°C e acima de 3°C. É classificado como úmido (f), pois não possui estação seca definida. E, por conta do fator altitude, pode ser classificado em dois subtipos: (a) de verão quente, onde as temperaturas médias do verão são as mais elevadas e (b) de verão fresco, nas áreas mais elevadas do planalto (Prefeitura de Joinville, 2016).

Conforme pode ser visualizado na Figura 35, o tipo climático predominante em Joinville é o Cfa. O clima Cfb ocorre em pequenas áreas a oeste do município, representada por planaltos, ou seja, áreas de elevada altitude.

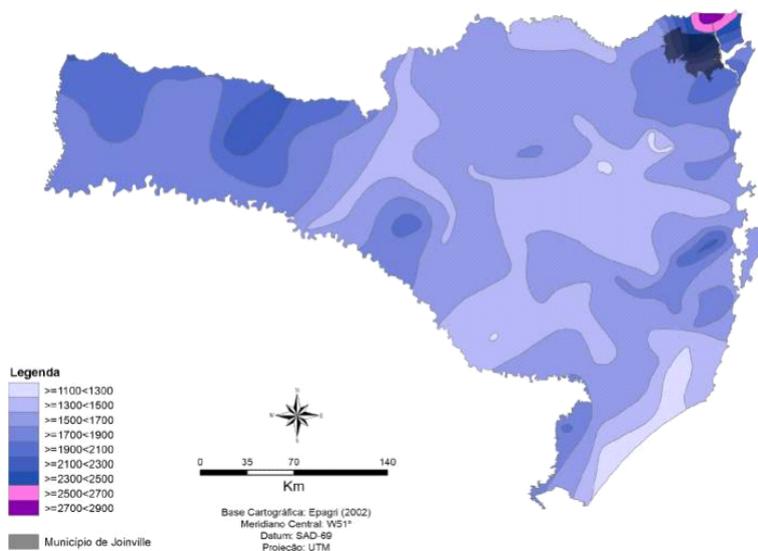
Figura 35 – Classificação climática segundo Koppen.



Fonte: Prefeitura de Joinville (2016).

De acordo com EPAGRI (2002), Joinville apresenta um regime de chuvas que varia entre 1700 mm e 2700 mm anualmente, como pode ser observado na Figura 36, sendo esta uma das regiões de Santa Catarina que apresenta os maiores índices de pluviosidade.

Figura 36 - Distribuição da precipitação total anual no estado de Santa Catarina.



Fonte: Prefeitura de Joinville, 2016.

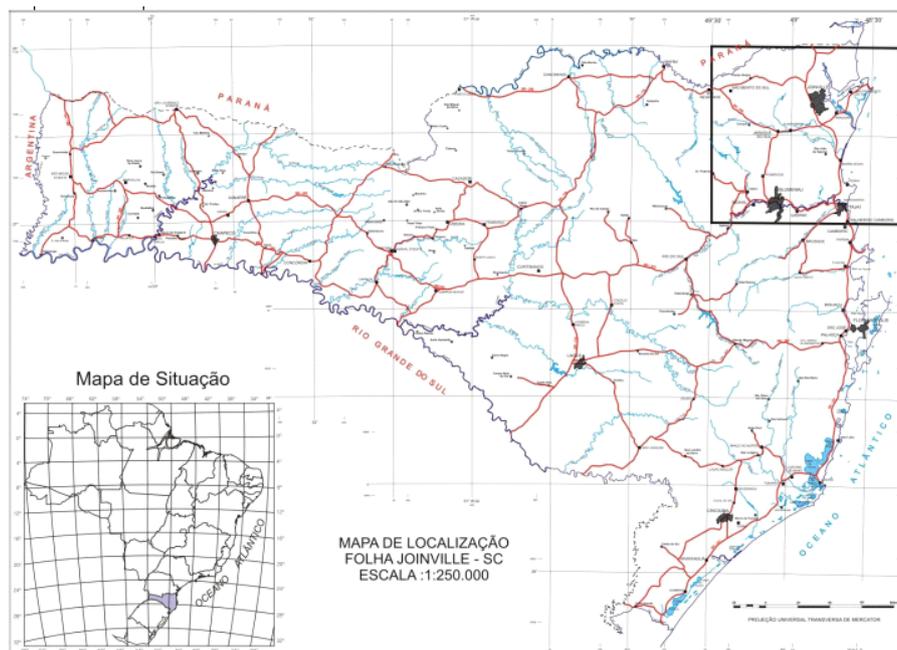
3.2. GEOLOGIA

Segundo Gonçalves (1993), o município de Joinville e adjacências apresentam embasamento geológico cristalino correspondente a Serra do Mar (Escudo Catarinense) formada na era do pré-cambriano combinados com sedimentos recentes, sendo que a porção urbanizada de Joinville/SC é composta por uma predominância litológica de gnaiss granulítico, gnaiss bandado e depósitos sedimentares recentes.

Para levantamento dos dados, utilizou-se o mapeamento geológico da folha SG.22-Z-B – Joinville, na escala 1:250.000 que faz parte do Programa Geologia do Brasil – Levantamentos Geológicos Básicos, que vem sendo executado pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM).

A Folha Joinville situa-se no extremo nordeste do estado de Santa Catarina, divisa com o sudeste do estado do Paraná, sendo limitada pelos paralelos 26°00' e 27°00' de latitude sul e pelos meridianos de 48°00' e 49°30' de longitude oeste. Sua área total é de aproximadamente 16.000 km², sendo cerca de 10.000 km² continentais e a restante, a leste, ocupada pelo Oceano Atlântico, conforme Figura 37.

Figura 37 - Localização da folha Joinville.



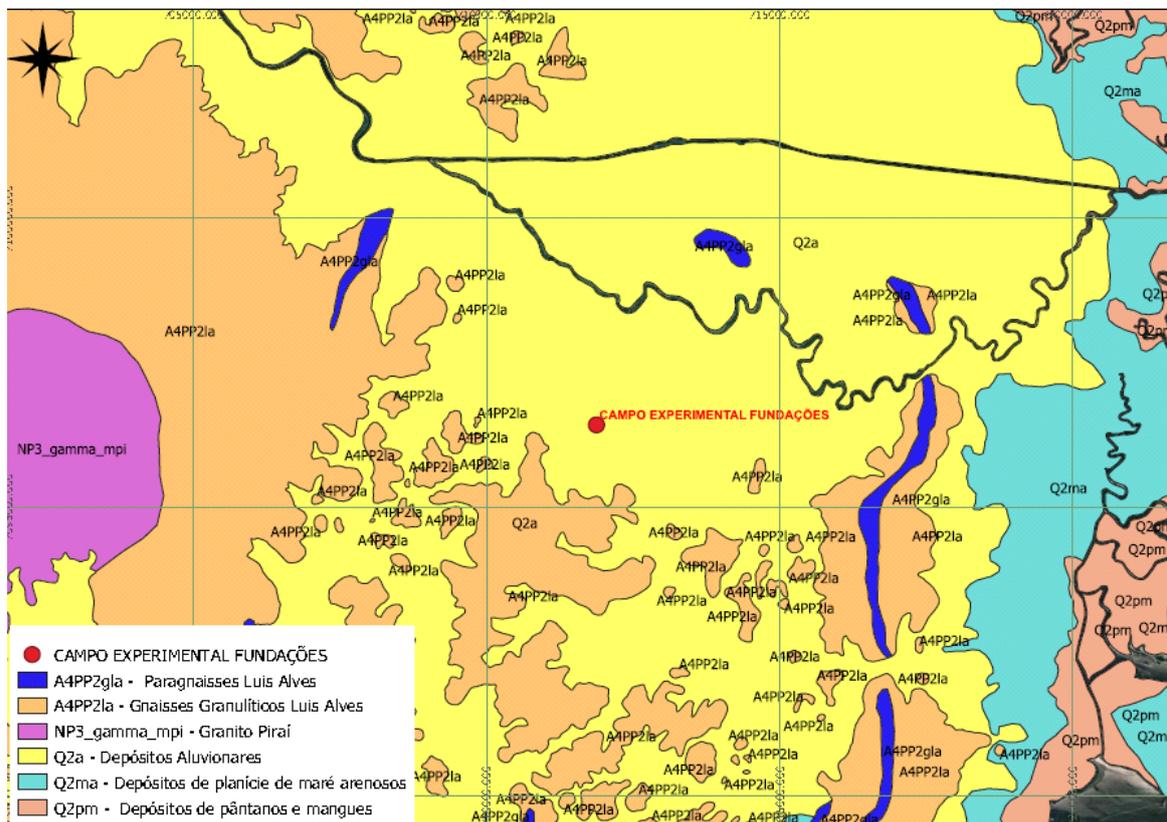
Fonte: Serviço Geológico do Brasil (2011).

Segundo o Serviço Geológico do Brasil (2011), a área da Folha Joinville compreende quatro domínios geotectônicos, cada um com uma organização estrutural, evolução geológica e assembleias petrotectônicas próprias. O arranjo final, que compreende a colagem desses quatro domínios geotectônicos, foi obtido após a colisão e amalgamação entre a Microplaca Luis Alves, a Microplaca Curitiba, o Cinturão Dom Feliciano e o Cinturão Granítico Costeiro representado pelo Bloco Paranaguá.

Ainda segundo o Serviço Geológico do Brasil (2011), a relação tectono-estratigráfica do local do campo experimental é composta por uma cobertura superficial de Depósitos aluvionares (Q2a) do período quaternário com formação correspondente a aproximadamente 2,5 milhões de anos. Estes depósitos são constituídos de areias, cascalheiras e sedimentos siltico-argilosos depositados em planícies de inundação, terraços e calhas da rede fluvial atual. Podem ocorrer: i) cascalheiras de coloração marrom a amarela, constituídas por clastos e areia fina a grossa, maciças e com laminação cruzada acanalada de médio porte, depositadas em canais fluviais e ii) lama de coloração preta a cinza escuro, maciça, com restos de vegetais e artrópodes, associada à planície de inundação.

A localização do campo pode ser observada no Mapa 1, elaborado conforme informações contidas no arquivo digital em formato *shapefile* do Serviço Geológico Brasileiro.

Mapa 1 – Classificação Geológica e Localização do Campo Experimental da UFSC.



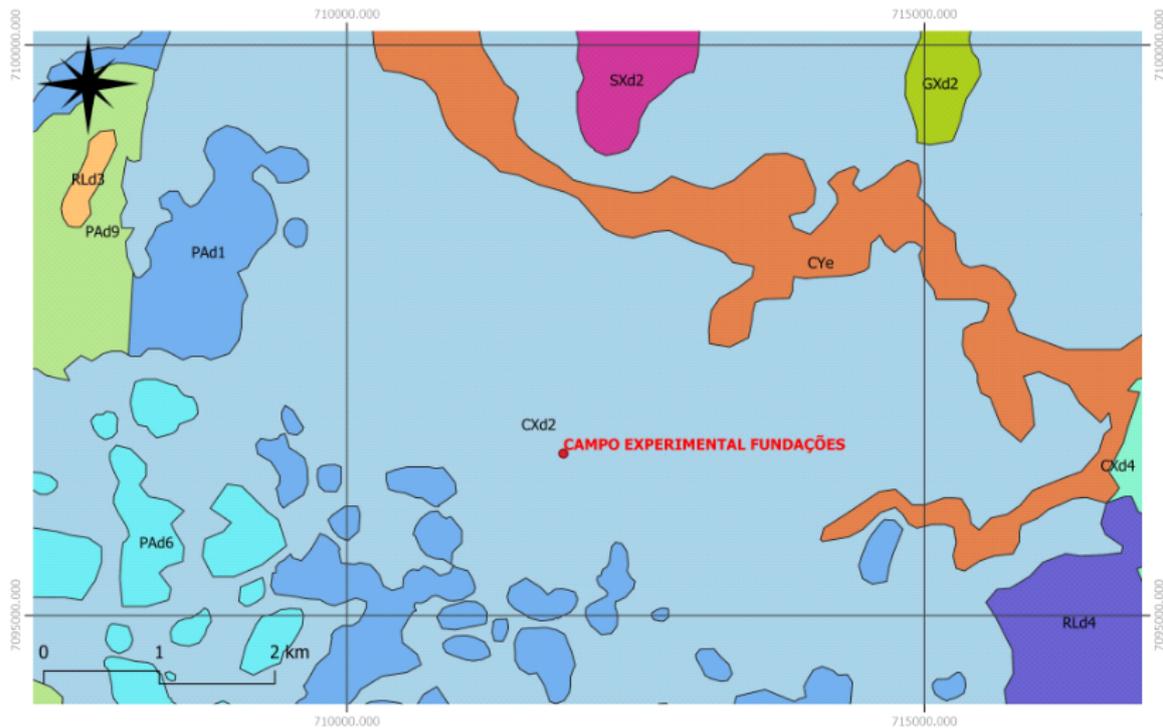
Fonte: Elaborado pela Autora.

3.3. PEDOLOGIA

A classificação dos solos segue o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (SiBCS) desenvolvido pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA) em 2006. A classificação dos solos do local do campo experimental pode ser observada no Mapa 2, elaborado conforme informações contidas no arquivo digital em formato *shapefile* da Prefeitura de Joinville.

O solo da área do campo experimental pode ser classificado como: CXd2: Cambissolo Háplico Distrófico típico, horizonte A moderado, textura argilosa, fase Floresta Ombrófila Densa, relevo plano/suavemente ondulado, substrato sedimentos recentes do período Quaternário.

Mapa 2 – Classificação Pedológica e Localização do Campo Experimental da UFSC.



Fonte: Elaborado pela Autora.

4. METODOLOGIA

4.1 ENSAIOS DE CAMPO

4.1.1 Standard Penetration Test – SPT

Para o campo experimental de estudos da UFSC, foram realizadas duas sondagens, sendo elas:

- SPT 01: realizado entre os dias 09/09/2021 a 13/09/2021 pela empresa Fundata Engenharia e Consultoria de Fundações;
- SPT 02: realizado entre os dias 09/11/2021 a 15/11/2021 pela empresa Marcos Trojan Engenharia e Geotecnia;

Para a coleta das amostras de solo, foi feito o acompanhamento das duas sondagens e a coleta do solo.

No que se refere aos resultados da sondagem à percussão, as investigações atingiram a profundidade de 16 metros para o SPT 01 (Figura 38) e 14 metros para o SPT 02 (Figura 39). Para a investigação SPT 01, o NSPT varia de 5 a 62 e o material é granular (Figura 40). O nível freático foi determinado na profundidade de 1,60 m.

Figura 38 – Sondagem SPT 01.



Fonte: Autora (2021).

Figura 39 – Amostrador - Sondagem SPT 01.



Fonte: Autora (2021).

Figura 40 – Sondagem SPT 02.



Fonte: Autora (2021).

Para a sondagem SPT 02, tem-se que, para uma profundidade de até 9 metros, o NSPT varia de 5 a 82, sendo que na profundidade de 9 metros a sondagem avançou apenas com sondagem rotativa. Já para a profundidade de

9 metros até 14 metros, o NSPT varia de 8 a 66 e tendo predominância de material granular. O nível freático foi determinado na profundidade de 1,50 m. As amostras das profundidades 5 metros, 12 metros não foram recuperadas, portanto não há realização de ensaios dessas profundidades e para amostra da profundidade 9 metros, onde foi utilizada a sondagem rotativa, também não foi realizado nenhum ensaio.

Segundo o boletim de sondagem fornecido pela Marcos Trojan Engenharia e Geotecnia, durante a execução da sondagem SPT 02, detectou-se uma grande incidência de fragmentos de material rochoso nas proximidades de 10 metros de profundidade. Ademais, assim como identificado nas Figuras 41 e 42, é possível verificar a presença de material de alteração de rocha, o qual preserva boa parte das estruturas herdadas da rocha de origem.

Figura 41 – Amostra obtida a partir da sondagem SP 02 - profundidade não informada.



Fonte: Marcos Trojan Engenharia e Geotecnia (2021).

Figura 42 - Amostra obtida a partir da sondagem SP 02 - profundidade não informada.



Fonte: Marcos Trojan Engenharia e Geotecnia (2021).

Devido à proximidade das duas sondagens e similaridade dos materiais recuperados, foi possível fazer uma comparação entre os materiais e concluir que são materiais equivalentes nas mesmas profundidades. Os boletins de sondagens SPT 01 e SPT 02 encontram-se no item 5.1 - Sondagens à percussão, deste trabalho. Ambas as sondagens foram realizadas de forma mecanizada.

4.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

4.2.1 Preparação da Amostra

Para a realização deste estudo, primeiramente, no momento em que as sondagens em campo estavam sendo realizadas, fez-se a coleta das amostras do equipamento de sondagem, as quais foram levadas ao laboratório, e secas em estufa para realização dos ensaios. As amostras que foram recuperadas são:

- SPT 01: amostras das profundidades: 1m, 2m, 4m, 6m, 7m, 8m, 9m, 11m, 12m, 13m, 14m e 16m. Amostras 3m, 5m, 10m e 15m não recuperadas.
- SPT 02: amostras das profundidades: 1m, 2m, 3m, 4m, 5m, 7m, 8m, 9m, 10m, 11m, 12m, 13m e 14m. Amostras 5m, 9m e 12m não recuperadas.

Já em laboratório, a preparação das amostras de solo segue a norma ABNT/NBR 6457/2017– Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. A preparação do solo tem início com a retirada da matéria orgânica e a sua secagem. Com o solo seco, é feito o destorroamento e a pesagem. Para a determinação da densidade dos grãos, utiliza-se o material passante na peneira #4, com 4,8mm de abertura. Por fim, para a obtenção da umidade higroscópica utiliza-se 3 amostras passantes em #4.

4.2.2 Densidade Real dos Grãos

Este ensaio é normatizado pelas normas brasileiras NBR 6458/2017 e resultados da pesquisa DNER-ME 093 (1994).

A quantidade de amostras para cada profundidade utilizada para realização dos ensaios pode ser observada na Tabela 5.

Tabela 5 – Resumo das amostras utilizadas no ensaio de densidade.

Profundidade	Número de amostras
1 metro	3
2 metros	3
3 metros	1
4 metros	1
5 metros	Amostra não recuperada
6 metros	1
7 metros	1
8 metros	3
9 metros	1
10 metros	Amostra não recuperada
11 metros	1
12 metros	1
13 metros	1
14 metros	3
15 metros	Amostra não recuperada

16 metros	1
-----------	---

Fonte: elaborada pela Autora (2022).

4.2.3 Granulometria

O ensaio de granulometria segue os critérios da NBR 7181/2017. No peneiramento determina-se a porcentagem do material que fica retido em cada peneira do conjunto, de forma decrescente (da maior para a menor), possibilitando ao mesmo tempo a determinação da parcela de solo que passa na peneira e que fica retida. O ensaio de sedimentação segue os critérios da NBR 7181/2017. Para a realização desse ensaio, é utilizada uma amostra de solo já preparada e passada em peneira de abertura 2 mm.

4.2.6.2. Preparação das amostras

Neste estudo, os valores de (ϕ') e (c') foram determinados por meio dos ensaios de cisalhamentos direto, descritos no item 4.2.5. – Ensaio de Cisalhamento Direto. Também é apresentada a análise e sistematização dos resultados, com a finalidade de traçar as envoltórias de resistência e assim determinar os ângulos de atrito interno (ϕ') e o intercepto coesivo (c') para cada camada de solo.

Foram realizados 20 ensaios de cisalhamento direto neste trabalho, ou seja, 4 ensaios para cada profundidade, sendo elas, 11, 12, 13, 14 e 16 metros. Todos os ensaios foram executados em corpos de prova deformados e moldados em laboratório que foram ensaiados com tensões normais da ordem de 25, 50, 100 e 200 kPa na condição drenada. As amostras do material foram obtidas a partir de amostras coletadas nos ensaios de investigação SPT 01.

O procedimento para obtenção das amostras foi o seguinte: no momento em que as investigações de campo estavam sendo realizadas, as amostras de solo provenientes de cada profundidade foram coletadas do amostrador do equipamento de sondagem e levadas ao laboratório. As mesmas foram primeiramente secas ao ar livre e posteriormente na estufa e

desta forma moldadas na célula de carga. Cada corpo de prova foi ensaiado uma única vez, um ensaio por tensão. Todos os corpos de prova foram moldados na célula de carga com dimensões 2 cm x 6 cm x 6 cm, ou seja, 72 cm². Assumiu-se o índice de vazios (e) como sendo 1 para todos os corpos de prova.

A velocidade de cisalhamento deve ser determinada com base no coeficiente de adensamento do solo (cv), que exprime a velocidade com que o solo consegue dissipar excessos de poro pressão. Quanto mais fino for o solo, menor deve ser a velocidade de cisalhamento. Como exemplo, para solos arenosos a velocidade de cisalhamento pode ser da ordem de 0,5 mm/min. Head (1994) e Bishop e Henkel (1962) sugerem algumas metodologias para o cálculo da velocidade de cisalhamento.

O ensaio de cisalhamento não tem norma vigente no Brasil e os profissionais do país acabam por basear-se na norma norte-americana ASTM D3080/2004.

Os índices físicos dos corpos de prova produzidos para os ensaios de cisalhamento direto encontram-se na Tabela 6.

Tabela 6 – Parâmetros utilizados no ensaio de cisalhamento direto

Profundidade	Peso (g)	w (%)	G	γ_d (gf/cm³)	e
11 metros	93,13	0,47	2,587	1,29	1,0054
12 metros	93,13	0,40	2,602	1,30	1,0015
13 metros	93,13	0,35	2,644	1,32	1,0030
14 metros	93,13	0,33	2,621	1,31	1,0007
16 metros	93,13	0,28	2,604	1,30	1,0030

Fonte: elaborado pela Autora (2022).

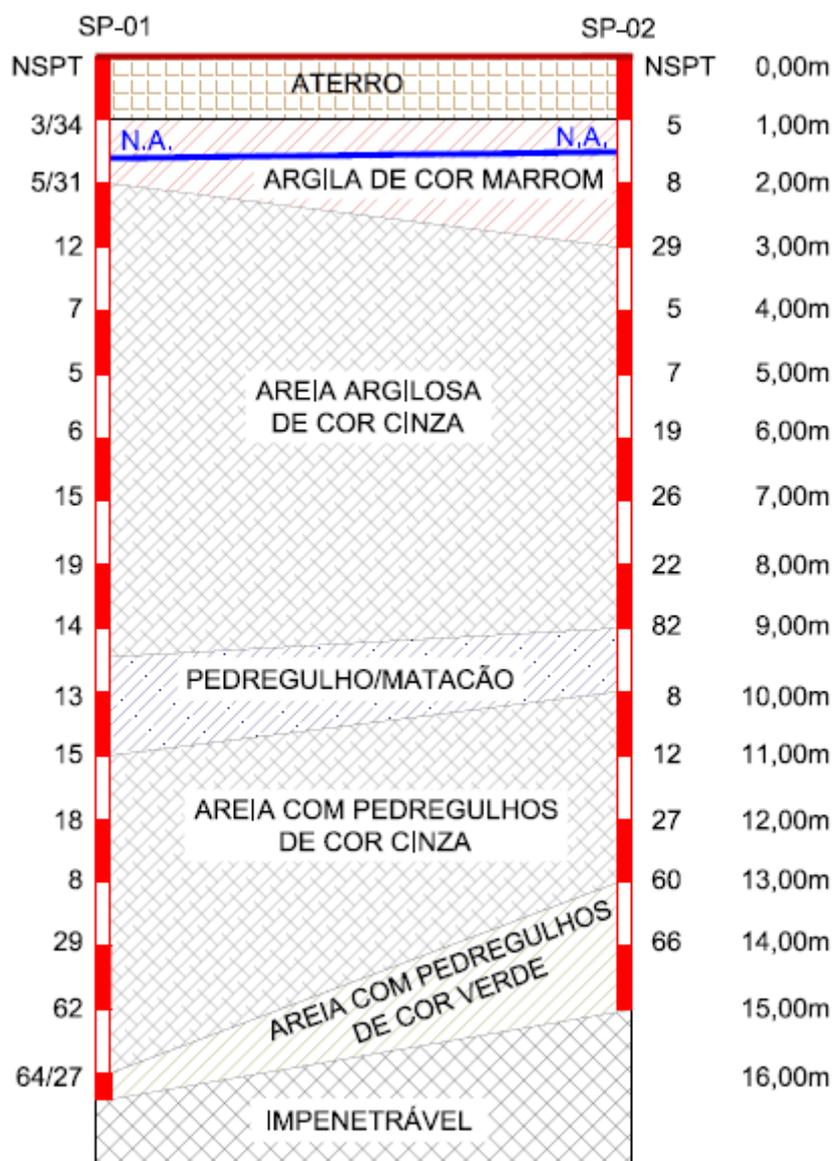
5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos dos ensaios de laboratório, sendo eles: ensaio de cisalhamento direto, granulometria e densidade real dos grãos, assim como a análise das investigações de campo.

5.1. SONDAGENS A PERCUSSÃO

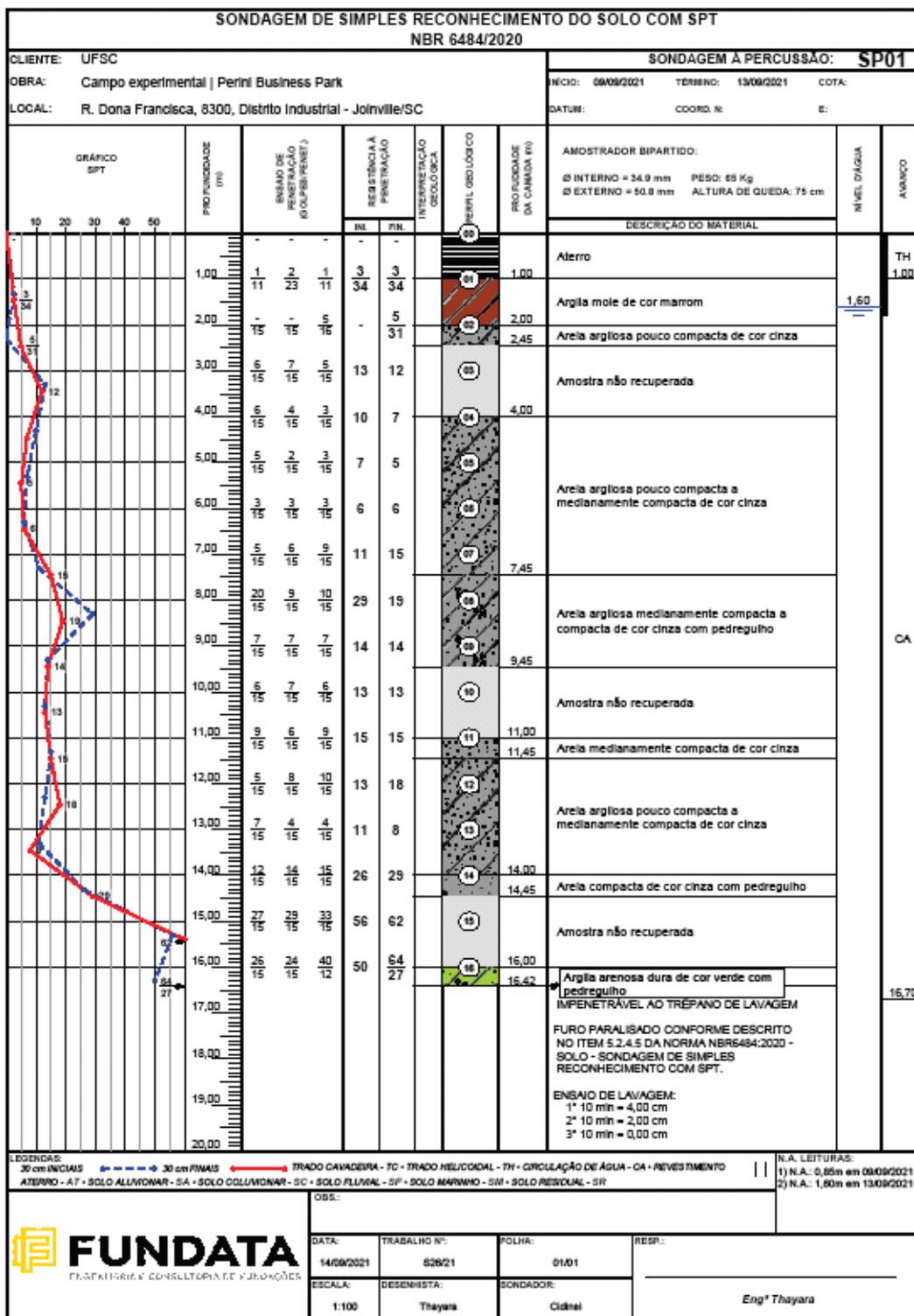
A Figura 43 mostra o perfil geotécnico do campo experimental da UFSC, elaborado com os dados das duas sondagens realizadas e já apresentadas anteriormente. Os boletins de sondagens dos furos SP 01 e SP02 encontram-se na Figura 44 e Figura 45, respectivamente.

Figura 43 - Perfil geotécnico do campo experimental da UFSC.



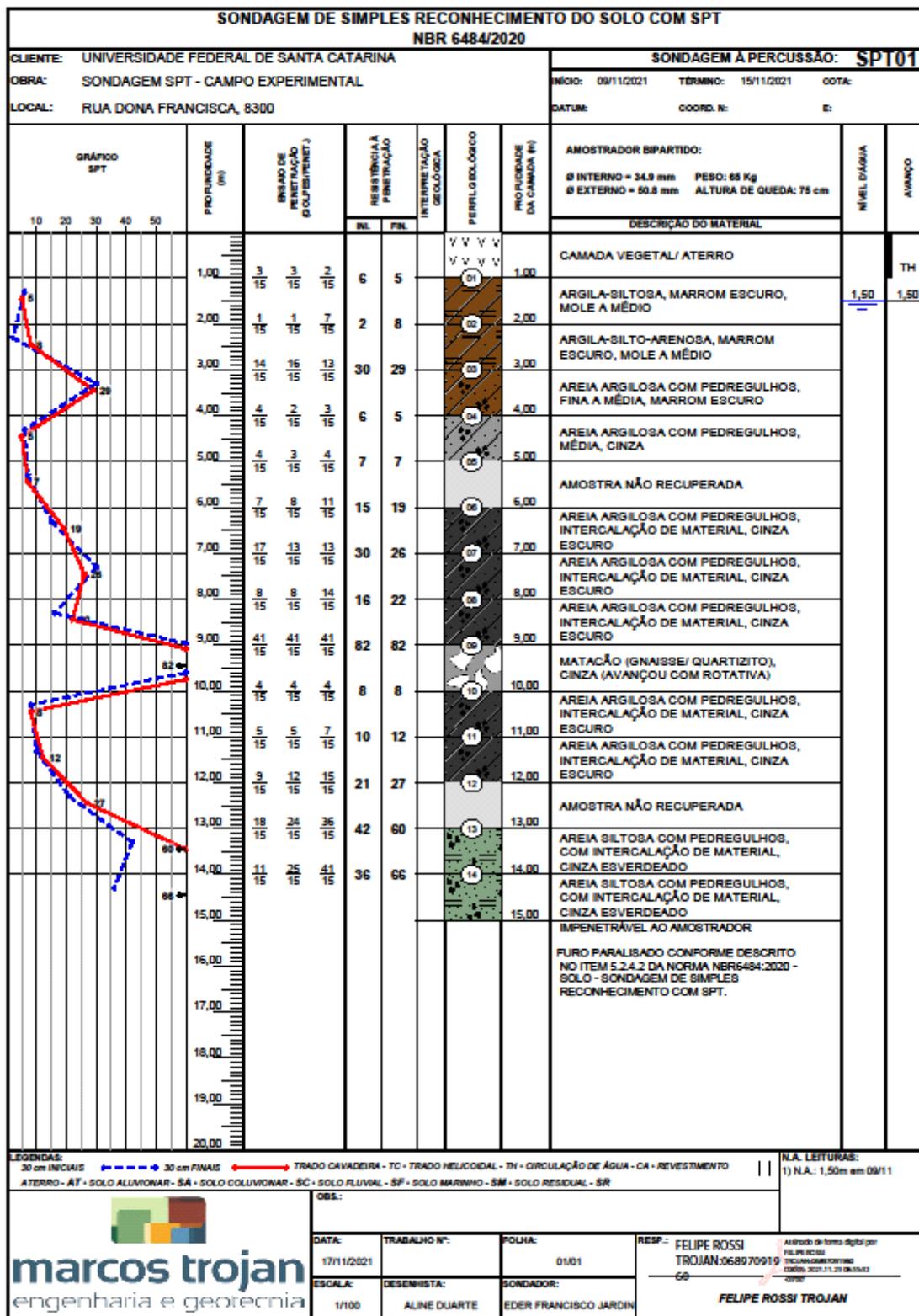
Fonte: Elaborado pela Autora (2022).

Figura 44 – Boletim de Sondagem SP01.



Fonte: Fundata Engenharia e Consultoria de Fundações (2021).

Figura 45 – Boletim de Sondagem SP02.



Fonte: Marcos Trojan Engenharia e Geotecnia (2021).

5.2. DENSIDADE REAL DOS GRÃOS

O ensaio foi realizado com amostras recuperadas das sondagens SPT 01 e SPT 02. Para as profundidades 5m, 10 e 15m o material não foi recuperado, portanto não foi possível realizar o ensaio. A densidade real dos grãos para cada profundidade de solo pode ser observada na Tabela 7.

Tabela 7 - Densidade real dos grãos para cada profundidade de solo.

Densidade Real dos Grãos - G	
Profundidade	G
1 metro	2,5458
2 metros	2,6432
3 metros	2,5915
4 metros	2,6692
5 metros	Amostra não recuperada
6 metros	2,9065
7 metros	2,5919
8 metros	2,6776
9 metros	2,6041
10 metros	Amostra não recuperada
11 metros	2,5868
12 metros	2,6019
13 metros	2,6437
14 metros	2,6212
15 metros	Amostra não recuperada
16 metros	2,6043

Fonte: elaborado pela Autora (2022).

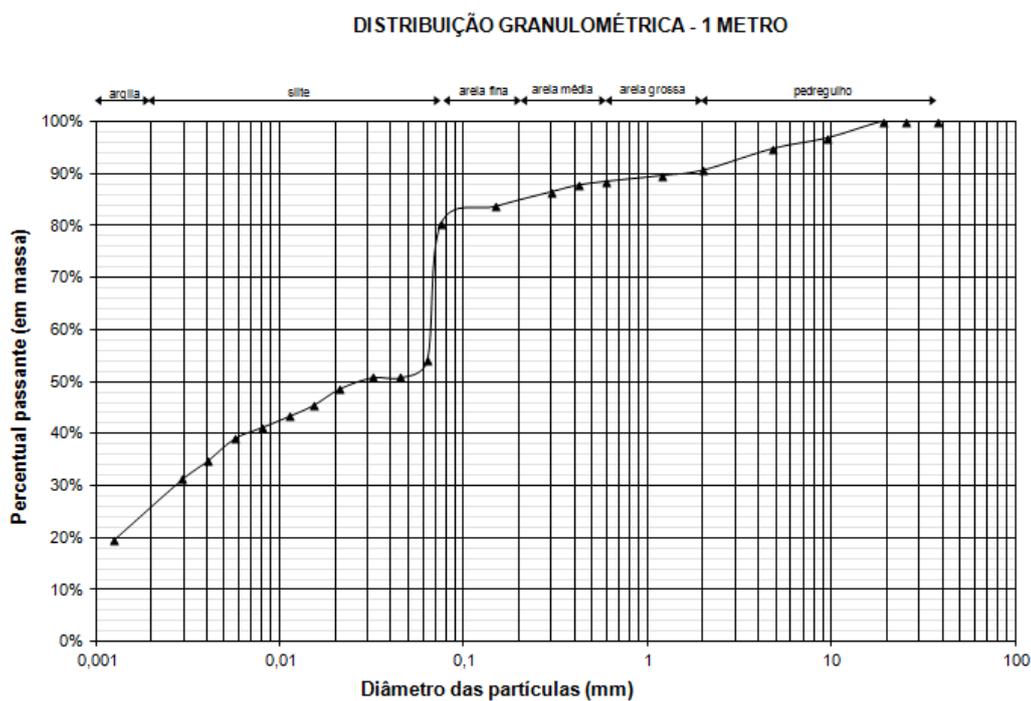
5.3. GRANULOMETRIA

Devido à limitação da quantidade do material recuperado, o ensaio de granulometria foi feito apenas com o solo da investigação SPT 02. As curvas granulométricas e o resumo das frações de solo podem ser observados nos itens seguintes.

5.3.1 Curva granulométrica profundidade 1 metro

Para a profundidade 1 metro 9,40% do solo podem ser considerados como pedregulho, 2,13% como areia grossa, 4,79% como areia média, 29,71% como areia fina, 34,48% como silte e 19,48% como argila. A distribuição granulométrica pode ser observada na Figura 46.

Figura 46 – Distribuição granulométrica profundidade 1 metro

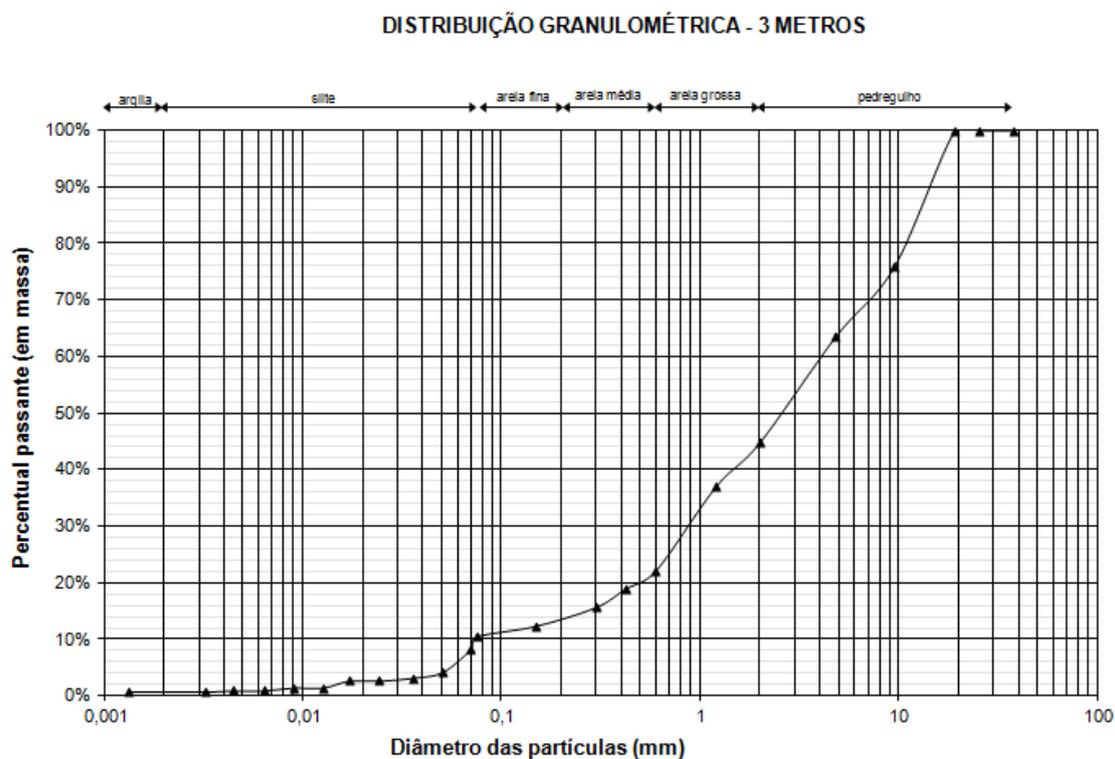


Fonte: elaborado pela Autora (2022).

5.3.3 Curva granulométrica profundidade 3 metros

Para a profundidade 3 metros 55,15% do solo podem ser considerados como pedregulho, 22,64% como areia grossa, 9,78% como areia média, 4,10% como areia fina, 7,54% como silte e 0,78% como argila. A distribuição granulométrica pode ser observada na Figura 48.

Figura 48 - Distribuição granulométrica profundidade 3 metros.

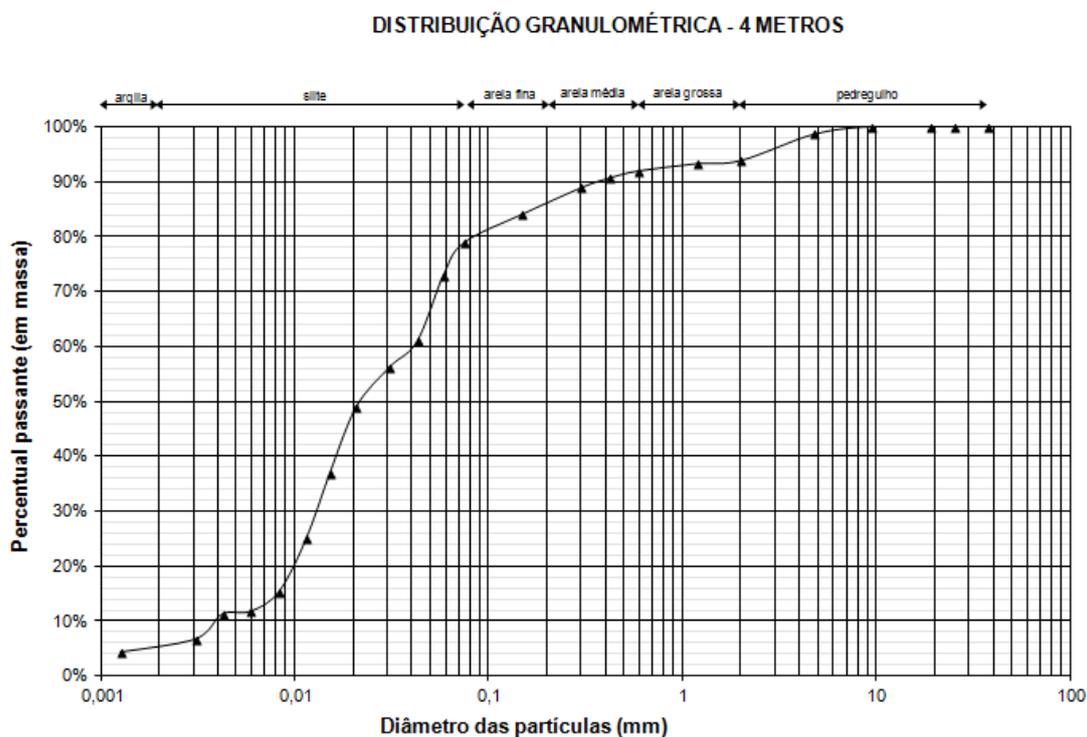


Fonte: elaborado pela Autora (2022).

5.3.4 Curva granulométrica profundidade 4 metros

Para a profundidade 4 metros, 6,21% do solo podem ser considerados como pedregulho, 1,88% como areia grossa, 7,89% como areia média, 11,11% como areia fina, 68,67% como silte e 4,25% como argila. A distribuição granulométrica pode ser observada na Figura 49.

Figura 49 - Distribuição granulométrica profundidade 4 metros.

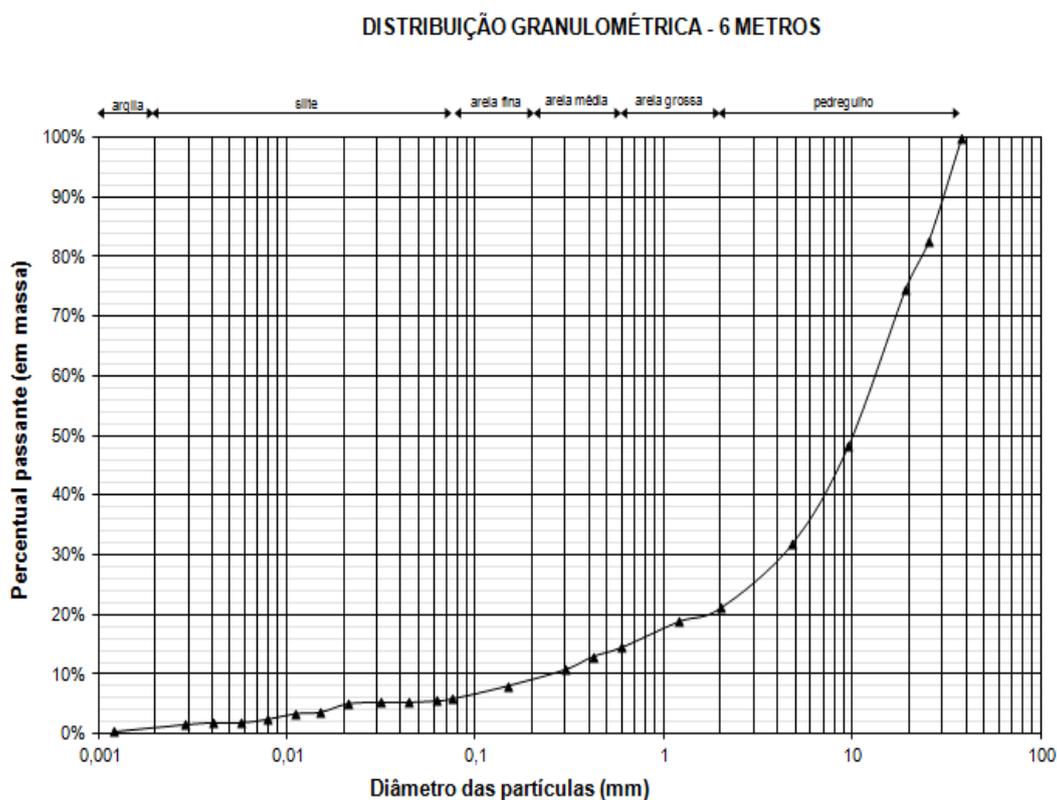


Fonte: elaborado pela Autora (2022).

5.3.5 Curva granulométrica profundidade 6 metros

Para a profundidade 6 metros, 78,91% do solo podem ser considerados como pedregulho, 6,55% como areia grossa, 6,44% como areia média, 2,55% como areia fina, 5,18% como silte e 0,37% como argila. A distribuição granulométrica pode ser observada na Figura 50.

Figura 50 - Distribuição granulométrica profundidade 6 metros

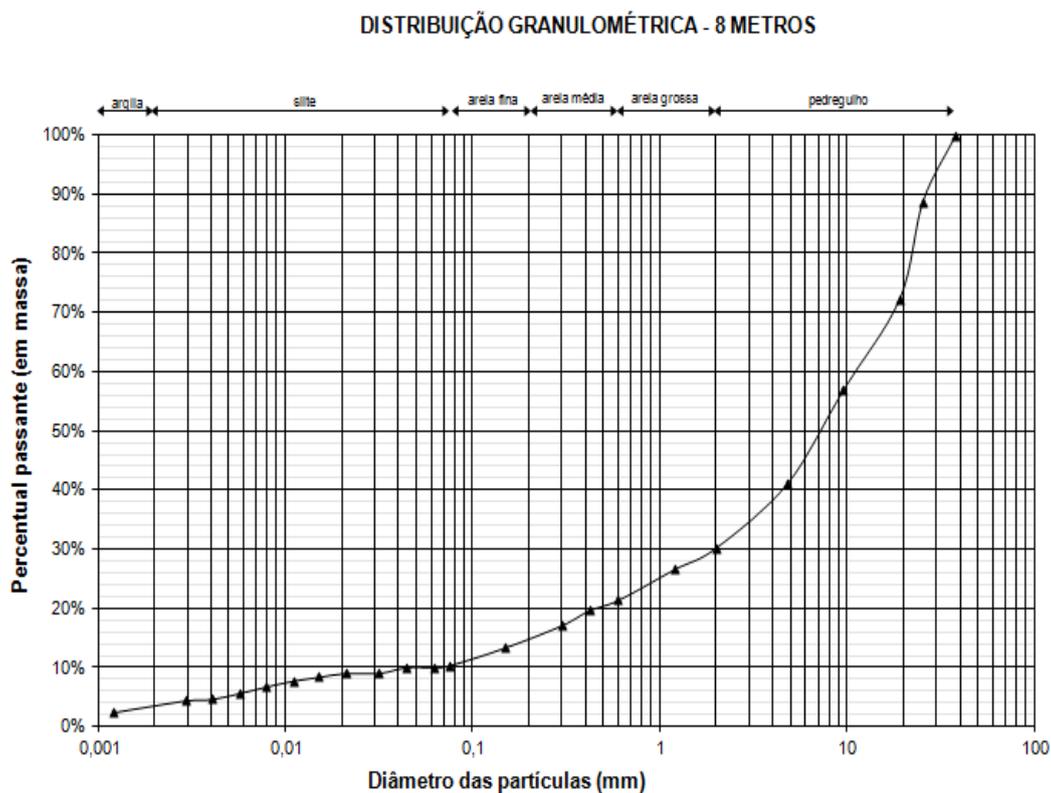


Fonte: elaborado pela Autora (2022).

5.3.7 Curva granulométrica profundidade 8 metros

Para a profundidade 8 metros, 69,73% do solo pode ser considerados como pedregulho, 8,86% como areia grossa, 8,01% como areia média, 3,35% como areia fina, 7,59% como silte e 2,47% como argila. A distribuição granulométrica pode ser observada na Figura 52.

Figura 52 - Distribuição granulométrica profundidade 8 metros.

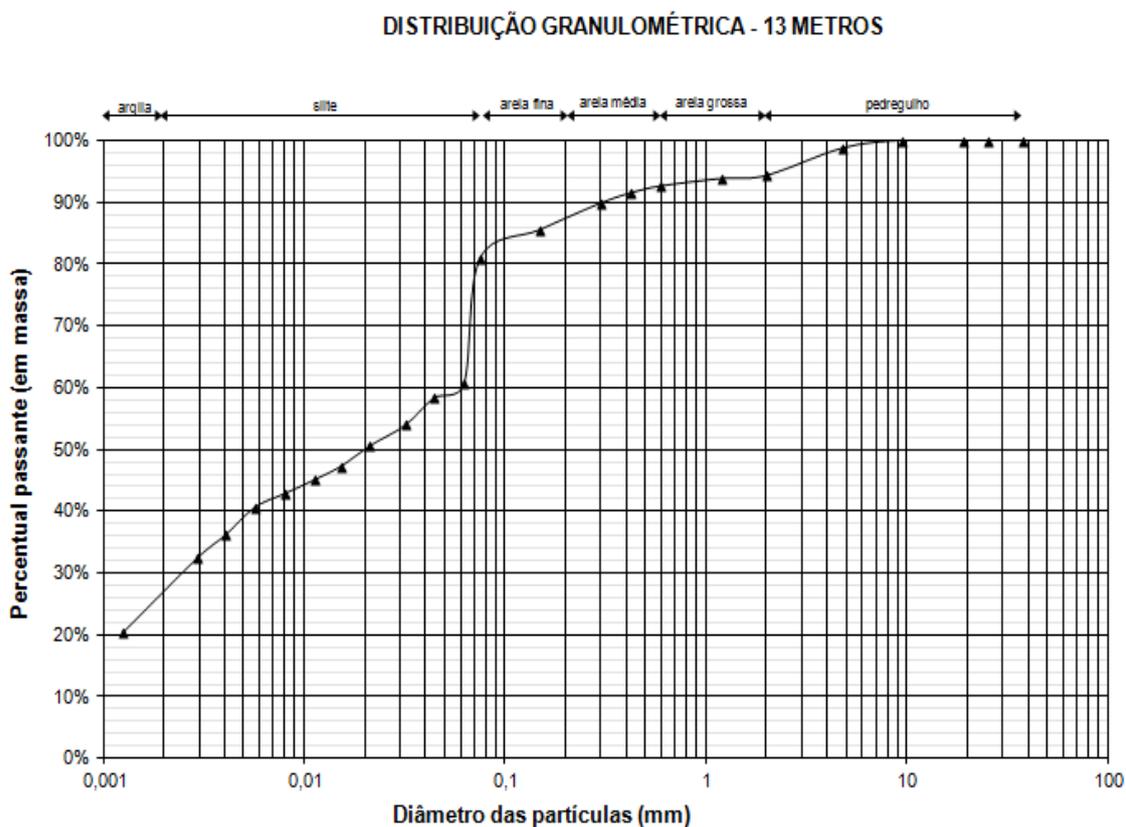


Fonte: elaborado pela Autora (2022).

5.3.9 Curva granulométrica profundidade 13 metros

Para a profundidade 13 metros, 5,70% do solo podem ser considerados como pedregulho, 1,68% como areia grossa, 7,06% como areia média, 24,96% como areia fina, 40,32% como silte e 20,28% como argila. A distribuição granulométrica pode ser observada na Figura 54.

Figura 54 - Distribuição granulométrica profundidade 13 metros.

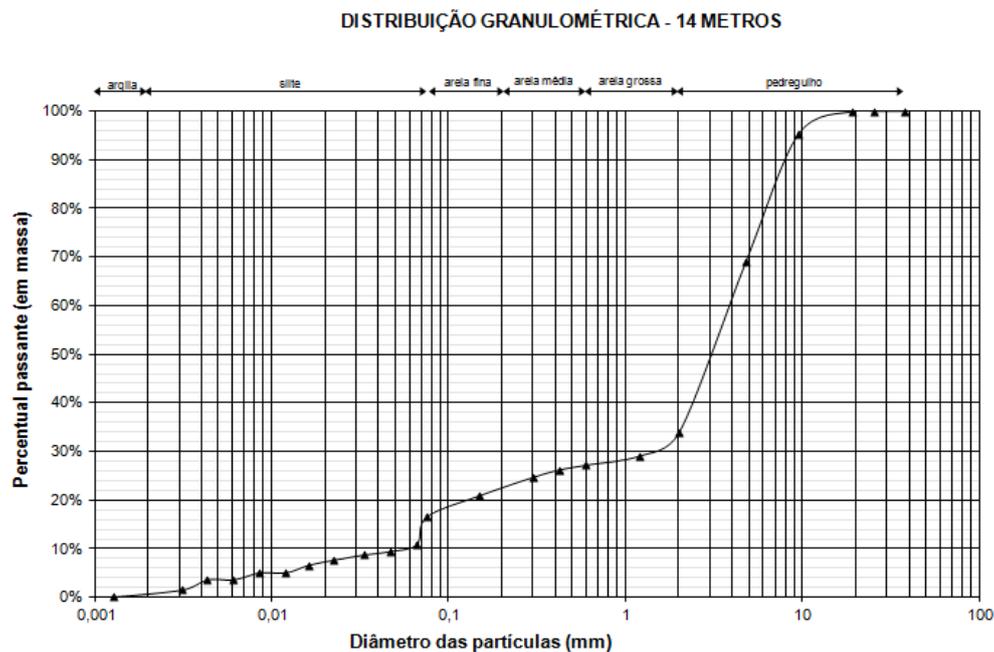


Fonte: elaborado pela Autora (2022).

5.3.10 Curva granulométrica profundidade 14 metros

Para a profundidade 14 metros, 66,10% do solo podem ser considerados como pedregulho, 6,67% como areia grossa, 6,25% como areia média, 10,06% como areia fina, 10,81% como silte e 0,11% como argila. A distribuição granulométrica pode ser observada na Figura 55.

Figura 55 - Distribuição granulométrica profundidade 14 metros



Fonte: elaborado pela Autora (2022).

5.3.11 Resumo dos resultados de granulometria

A Tabela 8 apresenta um resumo dos dados de granulometria, assim como a Tabela 9 apresenta um resumo dos valores de D_{10} , D_{30} , D_{60} , CNU e CC e a Tabela 10 um resumo das porcentagens passantes nas peneiras de 0,075mm, 2mm e 4,8mm. Como é possível notar, de forma geral, o solo é um material de granulometria grosseira e mal graduada.

Tabela 8 – Resumo dados de Granulometria.

Profundidade	Pedregulho (%)	Areia grossa (%)	Areia média (%)	Areia fina (%)	Silte (%)	Argila (%)
1 metro	9,40	2,23	4,79	29,71	4,48	19,48
2 metros	45,24	19,58	17,92	7,96	9,11	0,19
3 metros	55,15	22,64	9,78	4,10	7,54	0,78
4 metros	6,21	1,88	7,89	11,11	68,67	4,26
6 metros	78,91	6,55	6,44	2,55	5,18	0,37
7 metros	85,03	5,12	4,28	3,36	1,98	0,23
8 metros	69,73	8,86	8,01	3,35	7,59	2,47
11 metros	60,91	15,62	12,60	4,13	6,60	0,14
13 metros	5,70	1,68	7,06	24,96	40,32	20,28
14 metros	66,20	6,67	6,25	10,06	10,81	0,11

Fonte: elaborado pela Autora (2022).

Tabela 9 - Valores de D_{10} , D_{30} , D_{60} , CNU e CC.

Profundidade	D_{10}	D_{30}	D_{60}	CNU	CC
1 metro	0	0,0026	0,066	0	0
2 metros	0,074	0,35	3	40,41	0,549
3 metros	1,07	4	0,9	3,738	0,189
4 metros	0,004	0,014	0,04	10	1
6 metros	0,25	4,2	15	3,75	0,294
7 metros	0,60	10	27	45	2,22
8 metros	0,044	2	10,2	231,1	0,017
11 metros	0,12	0,9	5,5	45,83	0,017
13 metros	0	0,0025	0,05	0	0
14 metros	0,06	1,3	4	66,66	0,0253

Fonte: elaborado pela Autora (2022).

Tabela 10 - Resumo das porcentagens passantes nas peneiras de 0,075mm, 2mm e 4,8mm.

Profundidade	% passante na peneira 0,075mm	% passante na peneira 2mm	% passante na peneira 4,8mm
1 metro	80	91	95
2 metros	10	55	67
3 metros	11	45	64
4 metros	79	94	99
6 metros	6	21	32
7 metros	4	15	21
8 metros	10	30	41
11 metros	8	39	56
13 metros	81	94	99
14 metros	17	34	69

Fonte: elaborado pela Autora (2022).

Segundo Pinto (2006), “bem graduado” expressa o fato de que a existência de grãos com diversos diâmetros confere ao solo, em geral, melhor comportamento sob o ponto de vista de engenharia. As partículas menores ocupam os vazios correspondentes às maiores, criando um entrosamento, do qual resulta menor compressibilidade e maior resistência.

De modo geral, quanto maior for o coeficiente de não uniformidade (CNU), mais diversificadas são as partículas do solo, portanto, bem graduado é o material. Conseqüentemente, quanto mais uniforme for a distribuição, seu valor diminui. Areias com CNU menores que 2 são chamadas de areias uniformes.

Observando os resultados obtidos, tem-se que, para as amostras das profundidades 1, 3, 6 e 13 metros o valor de CNU é menor do que 5, ou seja, são solos e distribuição uniforme. Já para as profundidades de 4 e 10 metros, o valor de CNU está entre 5 e 15, sendo assim, uma uniformidade média. As profundidades que apresentaram material não uniforme foram 2, 7, 8, 11 e 14 metros, possuindo um CNU maior do que 15.

O coeficiente de não uniformidade (CNU) indica a amplitude dos grãos e o coeficiente de curvatura (CC) detecta melhor o formato da curva granulométrica e permite identificar eventuais descontinuidades ou concentração muito elevada de grãos mais grossos no conjunto.

Considera-se que o material é bem graduado quando o CC está entre 1 e 3. Quando CC é menor que 1 a curva tende a ser descontínua, há falta de grãos com um certo diâmetro.

Quando CC é maior que 3 a curva tende a ser muito uniforme na sua parte central. Quando o CC está entre 1 e 3, a curva granulométrica desenvolve-se suavemente.

Segundo Pinto (2006), é rara a ocorrência de areias com CC fora do intervalo entre 1 e 3, razão pela qual esse coeficiente é muitas vezes ignorado, mas é justamente para destacar os comportamentos peculiares apontados que ele é útil.

Como pode ser observado nos gráficos de distribuição granulométrica anteriormente apresentados, as profundidades 1, 2, 3, 6, 8, 11, 13 e 14 metros apresentem CC menor do que 1, ou seja, uma curva descontínua onde há falta

de grãos de um certo diâmetro. Para as profundidades 4 e 7 metros, o valor de CC está entre 1 e 3, ou seja, a curva de distribuição granulométrica desenvolve-se suavemente.

Considerando a Tabela 2, apresentada anteriormente, que diz respeito aos valores de CC e CNU para areias observados por Pinto (2011), valores de CC entre 1 e 3 classificam o solo como bem graduado, valores inferiores a 1 e superiores a 3 classificam o solo como mal graduado. Desta forma, os solos de profundidade 4 e 7 metros podem ser considerados bem graduados, ou seja, apresentam uma resistência maior do que os solos das demais profundidades, o que também pode ser observado nos laudos do ensaio SPT 02 pois na profundidade próxima a 4 metros o valor do NSPT aumenta. Para a profundidade de 7 metros o NSPT também tem um aumento, confirmando assim que os solos destas duas profundidades são mais resistentes. Os demais solos possuem valores de CC inferiores a 1, portanto, mal graduados e tendendo a ser menos resistentes.

No que diz respeito à Classificação SUCS e conforme Figura 34, apresentada anteriormente, para as amostras de profundidade 2, 3, 6, 7, 8,11 e 14 a porcentagem de partículas passantes na peneira #200 é menor do que 50%, então, podem ser consideradas como granulometria grosseira, sendo areia ou pedregulho.

Se a fração de argila + silte estiver entre 5% e 12%, e a fração de silte for maior do que a fração de argila utiliza-se CC e CNU para fazer a classificação. Se $CNU > 4$ e $1 < CC < 3$, a classificação é GW-GM, caso contrário, classificasse como GP-GM. Os materiais das profundidades 3, 6, 8,11 e 14 metros podem ser classificados como GP-GW. Para a profundidade 2m, por possuir uma porcentagem maior de areia, classifica-se como SP-SM.

Se a fração de argila + silte for menor do que 5%, como no caso do material da profundidade de 7m, também se utiliza CC e CNU para fazer a classificação. Se $CNU > 4$ e $1 < CC < 3$, a classificação é GW senão, a segunda letra é GP. Para esta profundidade a classificação é GW.

Para as amostras de profundidade 1, 4 e 13 metros a porcentagem de partículas passantes na peneira 0,075mm é maior do que 50%, então, podem ser consideradas como granulometria fina e são classificadas analisando

valores de LL e LP. Por se tratar materiais arenosos, estes valores são nulos e assumiu-se o material como não plástico.

No que diz respeito à Classificação HRB, para as amostras 2, 3, 6, 7, 8, 11 e 14 metros, o conteúdo passante na peneira 0,075mm é menor que 35%, isso significa então que o solo estudado pode ser classificado como A1a, A1b, A3 ou A2. Observando as curvas granulométricas, o material passante na peneira 2 mm para é maior que 50% apenas para a amostra de 2 metros, portanto precisa ser analisado os valores de LL e LP. Por se tratarem de solos arenosos, estes valores são nulos, o que permite classificar as amostras dessas profundidades como A-2-4.

O material passante na peneira 2 mm para é menor que 50% para as amostras de 3, 6, 7, 8, 11 e 14 metros portanto precisa ser analisado a porcentagem passante na peneira #200, para as amostras 3, 6, 7, 8, 11 e 14 metros é menor que 15%, o que permite classificar as amostras dessas profundidades como A-1-a.

O material passante na peneira 200 é maior que 50% apenas para as amostras de 1, 4 e 13 metros, portanto precisam ser analisados os valores de limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP). Por se tratarem de solos arenosos, estes valores são nulos, o que permite classificar as amostras dessas profundidades como A2.

Na Tabela 10, pode-se observar um resumo das classificações SUCS e HBR, que foram descritas acima.

Tabela 11 – Resumo da classificação SUCS e HRB.

Profundidade	Classificação SUCS	Classificação HRB
1 metro	-	A2
2 metros	SP - SM	A-2-4
3 metros	GP - GM	A-1-a
4 metros	-	A2
6 metros	GP - GM	A-1-a
7 metros	GW	A-1-a
8 metros	GP - GM	A-1-a
11 metros	GP - GM	A-1-a
13 metros	-	A2
14 metros	GP - GM	A-1-a

Fonte: elaborado pela Autora (2022).

5.4. CISALHAMENTO DIRETO DO SOLO

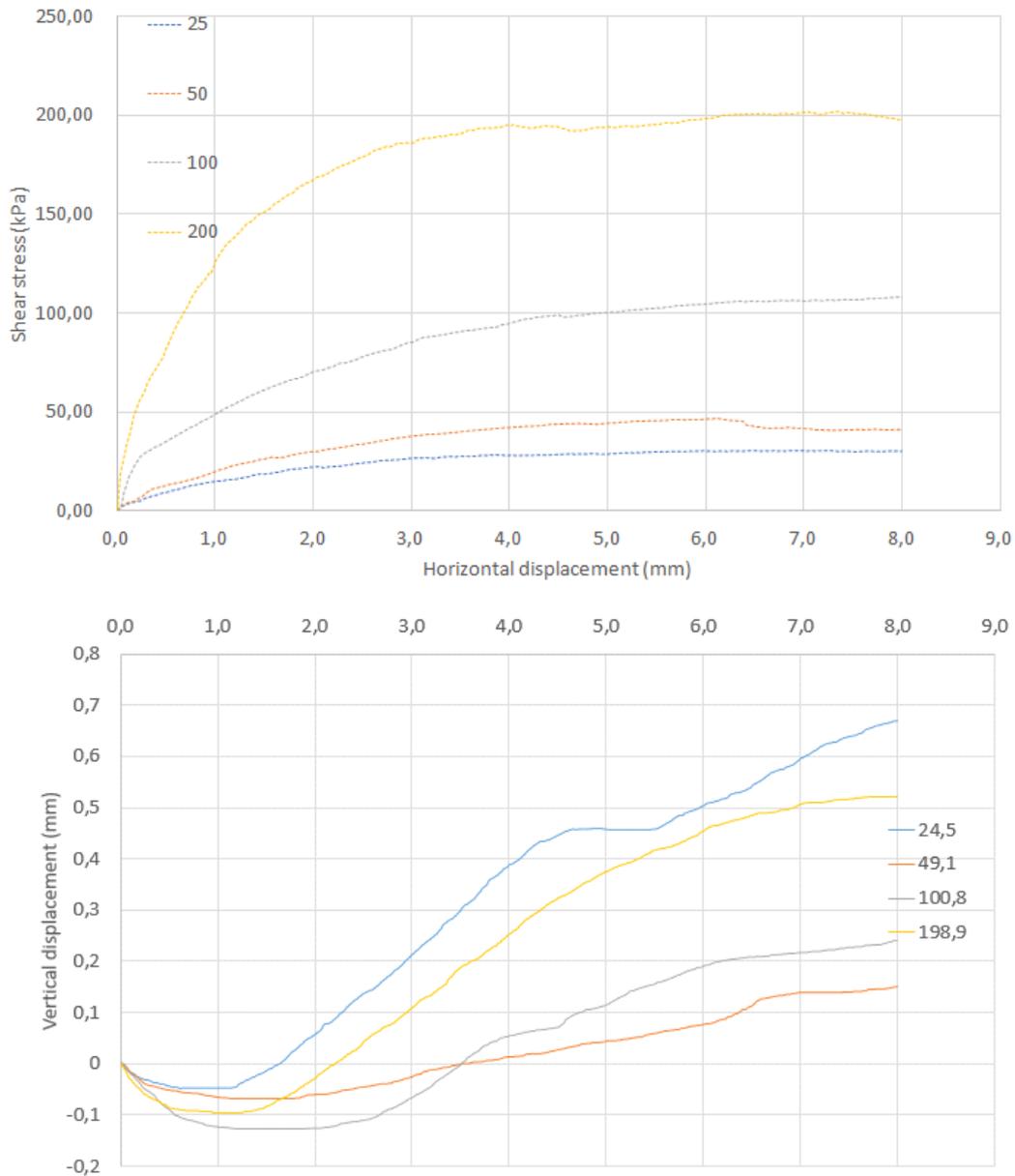
Nos itens seguintes serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto conforme descritos no item 4.2.5 – Ensaio de Cisalhamento Direto.

5.4.1 Resultados para Ensaio de Cisalhamento na camada de 11 metros

A Figura 56 mostra o gráfico de tensão cisalhante versus o deslocamento horizontal durante os ensaios com os quatro corpos de prova. Na Figura 56 têm-se as curvas de deslocamento vertical x horizontal.

Considerando as curvas com correção de área, verifica-se que o material exhibe picos de resistência muito suaves. Por outro lado, no que diz respeito às curvas de deslocamento vertical e horizontal, há clara ocorrência de dilatação do corpo de prova, o que aponta para um comportamento típico de solos densos.

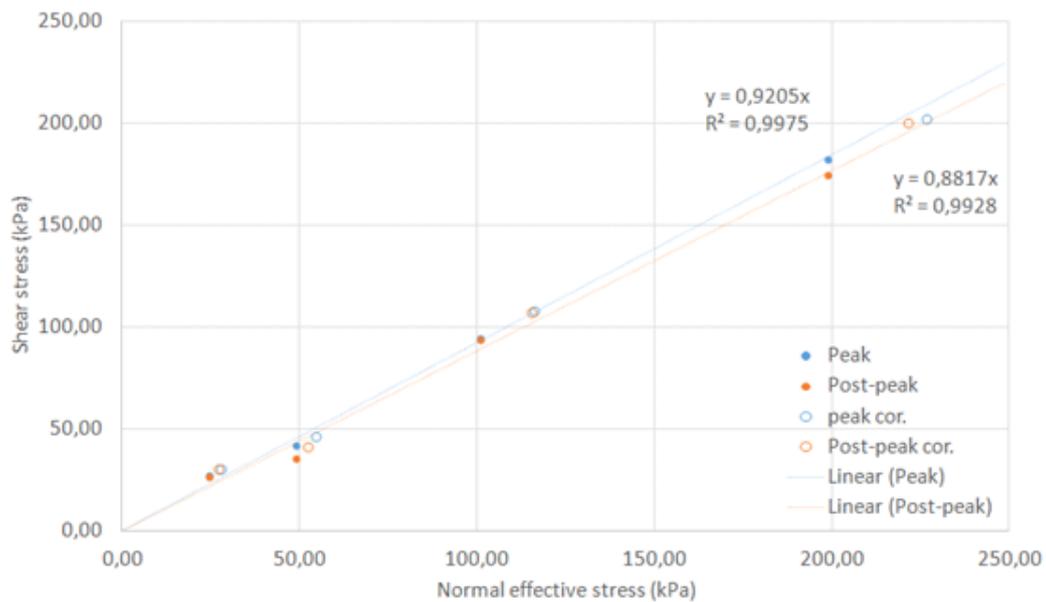
Figura 56 – Resultado do ensaio de Cisalhamento Direto para profundidade 11 metros.



Fonte: elaborado pela Autora (2022).

Na Figura 57, tem-se a envoltória de resistência. Como as curvas tensão-deformação exibem apenas suaves picos, os parâmetros de resistência tendem a ser similares nas condições de pico e pós-pico. Neste caso tem-se ângulo de atrito efetivo no pico de $42,62^\circ$ e de $41,40^\circ$ no pós-pico. A coesão é zero para ambos os casos. O ângulo de dilatância ψ (phi pico – phi pós-pico), é da ordem de $1,22^\circ$.

Figura 57 – Envoltória de Resistência profundidade 11 metros.



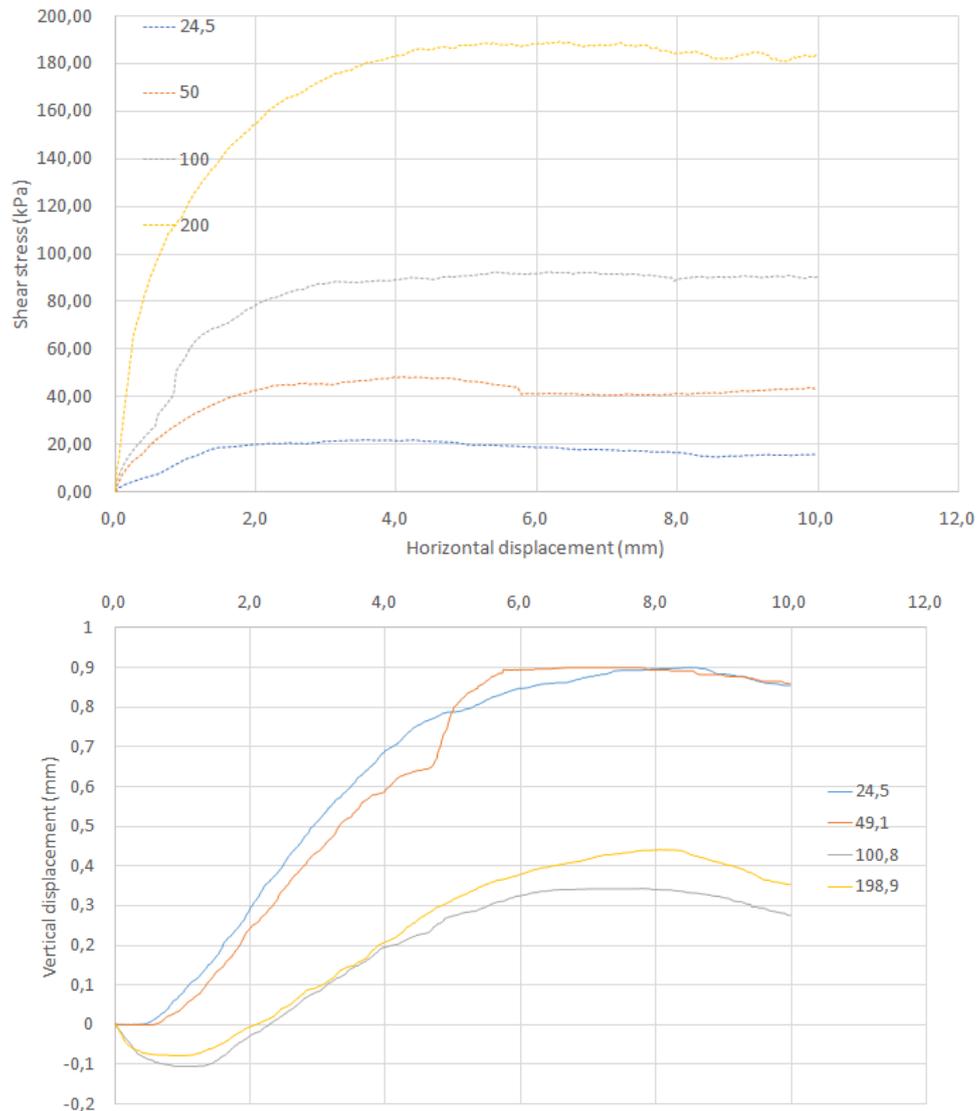
Fonte: elaborado pela Autora (2022).

5.4.2 Resultados para Ensaio de Cisalhamento na camada de 12 metros

A Figura 58 mostra o gráfico de tensão cisalhante versus o deslocamento horizontal durante os ensaios com os quatro corpos de prova. Na Figura 58 têm-se as curvas de deslocamento vertical x horizontal.

Considerando as curvas com correção de área, verifica-se que o material exibe picos de resistência muito suaves. Por outro lado, no que diz respeito às curvas de deslocamento vertical e horizontal, há clara ocorrência de dilatação do corpo de prova, o que aponta para um comportamento típico de solos densos.

Figura 58 – Resultado do ensaio de Cisalhamento Direto para profundidade 12 metros.

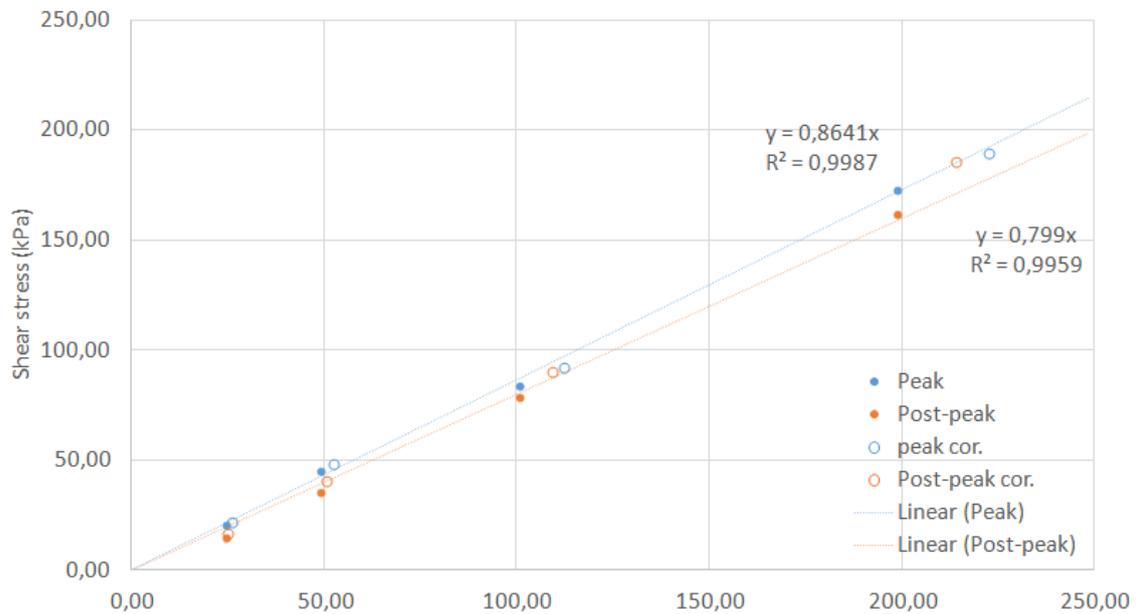


Fonte: elaborado pela Autora (2022).

Na Figura 59, tem-se a envoltória de resistência. Como as curvas tensão-deformação exibem apenas suaves picos, os parâmetros de resistência tendem a ser similares nas condições de pico e pós-pico. Neste caso tem-se ângulo de atrito efetivo no pico de $40,83^\circ$ e de $38,62^\circ$ no pós-pico. A coesão é zero para ambos os casos.

O ângulo de dilatância ψ (phi pico – phi pós-pico) é da ordem de $2,21^\circ$.

Figura 59 – Envoltória de Resistência profundidade 12 metros.



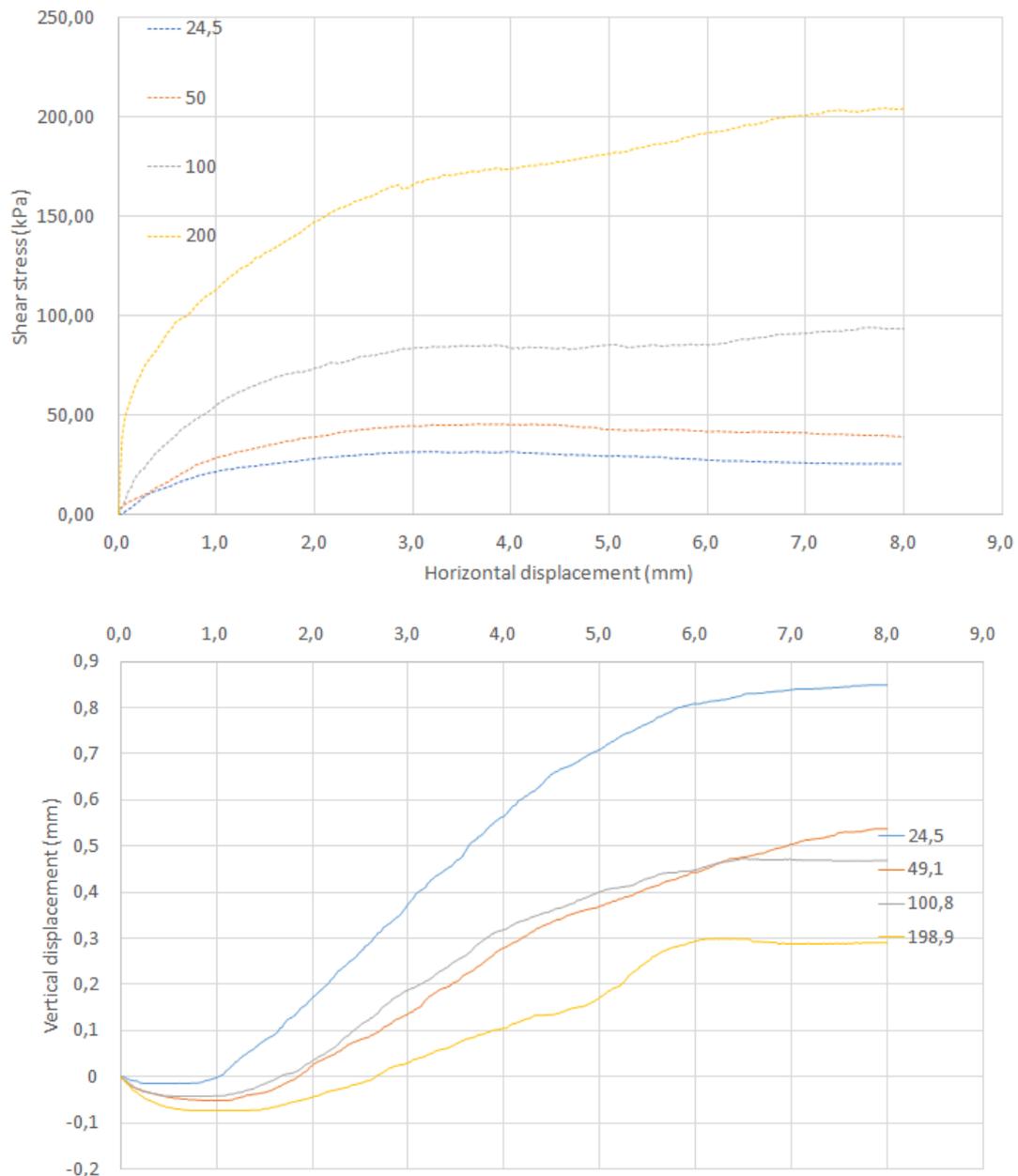
Fonte: elaborado pela Autora (2022).

5.4.3 Resultados para Ensaio de Cisalhamento camada 13 metros

A Figura 60 mostra o gráfico de tensão cisalhante versus o deslocamento horizontal durante os ensaios com os quatro corpos de prova. Na Figura 60 têm-se as curvas de deslocamento vertical x horizontal.

Considerando as curvas com correção de área, verifica-se que o material exibe picos de resistência muito suaves. Por outro lado, no que diz respeito às curvas de deslocamento vertical e horizontal, há clara ocorrência de dilatação do corpo de prova, o que aponta para um comportamento típico de solos densos.

Figura 60 – Resultado do ensaio de Cisalhamento Direto para profundidade 13 metros.

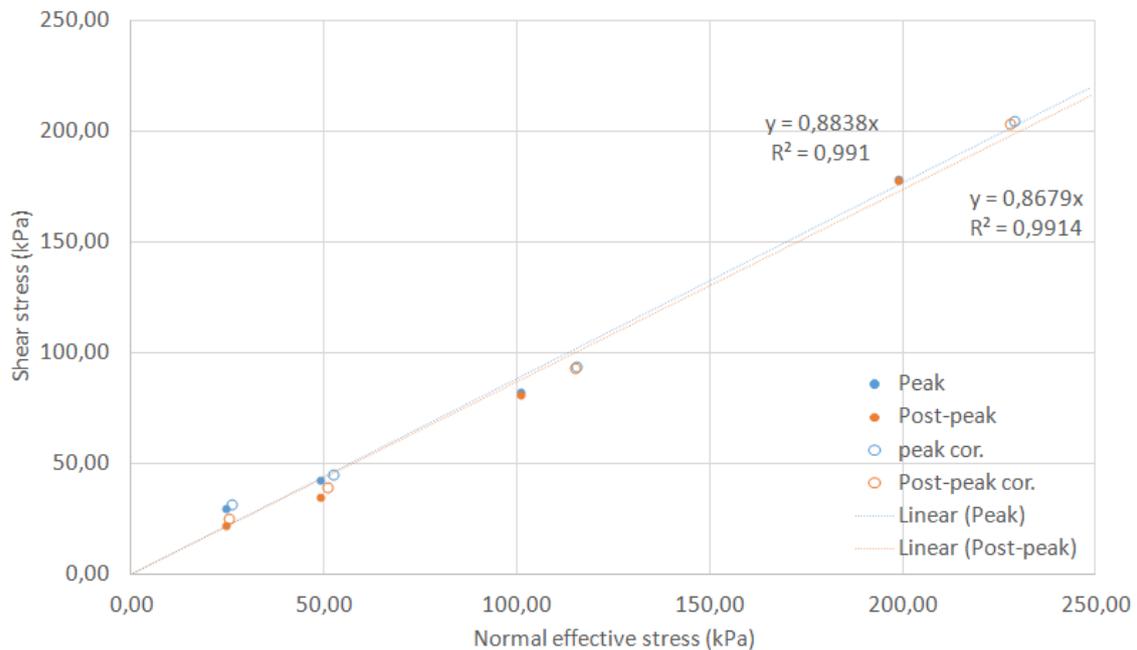


Fonte: elaborado pela Autora (2022).

Na Figura 61, tem-se a envoltória de resistência. Como as curvas tensão-deformação exibem apenas suaves picos, os parâmetros de resistência tendem a ser similares nas condições de pico e pós pico. Neste caso tem-se ângulo de atrito efetivo no pico de $41,47^\circ$ e de $40,95^\circ$ no pós-pico. A coesão é zero para ambos os casos.

O ângulo de dilatação ψ (phi pico – phi pós pico) é da ordem de $0,52^\circ$.

Figura 61 – Envoltória de Resistência profundidade 13 metros.



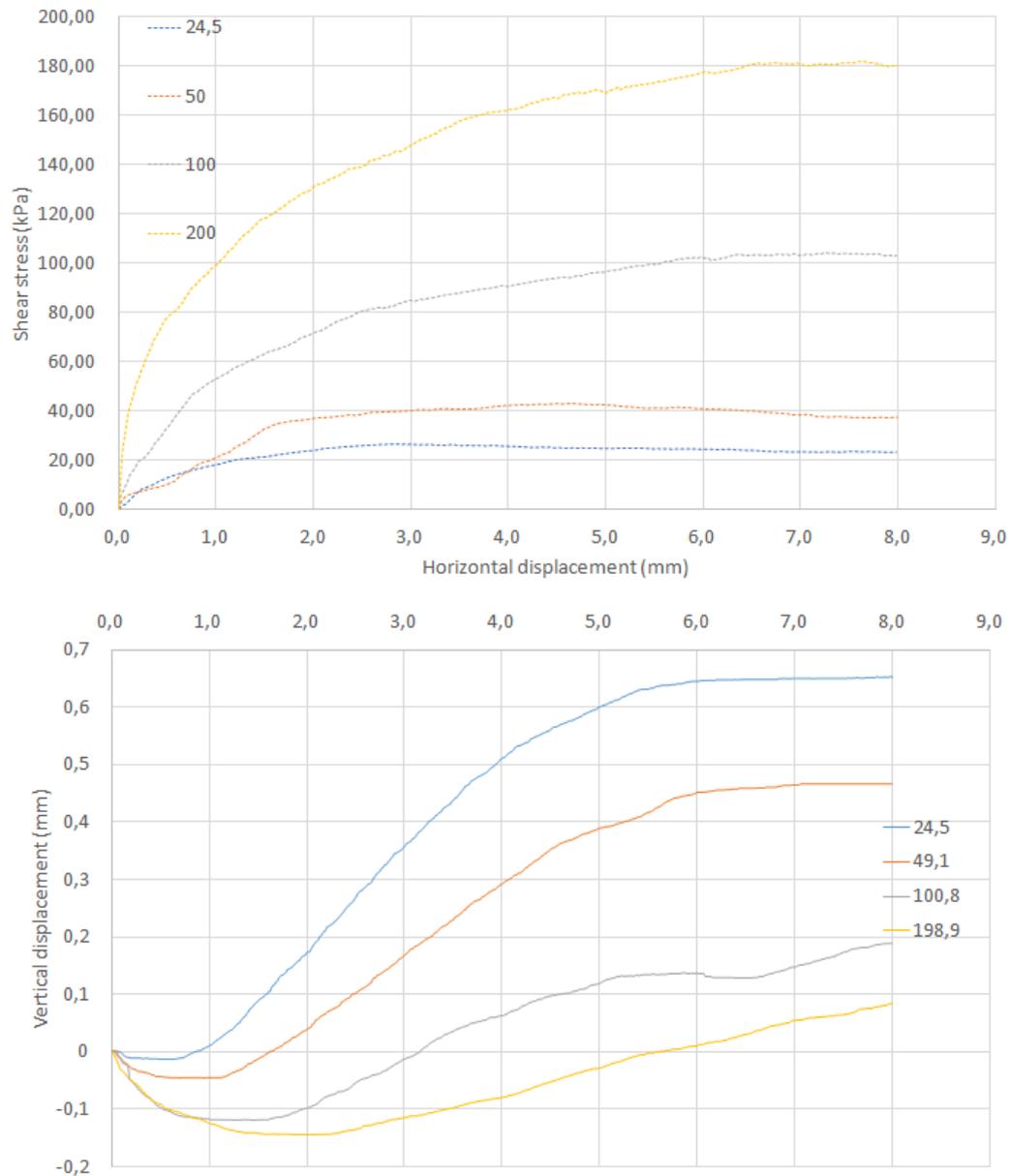
Fonte: Elaborado pela Autora.

5.4.4 Resultados para Ensaio de Cisalhamento camada 14 metros

Figura 62 mostra o gráfico de tensão cisalhante versus o deslocamento horizontal durante os ensaios com os quatro corpos de prova. Na Figura 58 têm-se as curvas de deslocamento vertical x horizontal.

Considerando as curvas com correção de área, verifica-se que o material exibe picos de resistência muito suaves. Por outro lado, no que diz respeito às curvas de deslocamento vertical e horizontal, há clara ocorrência de dilatação do corpo de prova, o que aponta para um comportamento típico de solos densos.

Figura 62 – Resultado do ensaio de Cisalhamento Direto para profundidade 14 metros.

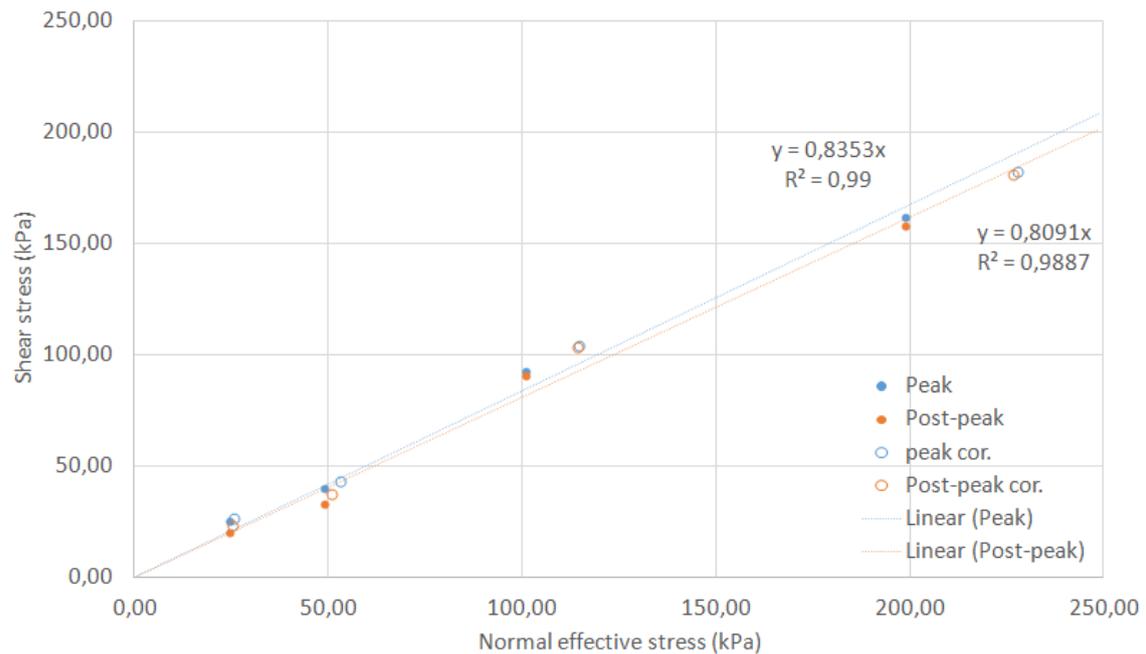


Fonte: elaborado pela Autora (2022).

Na Figura 63, tem-se a envoltória de resistência. Como as curvas tensão-deformação exibem apenas suaves picos, os parâmetros de resistência tendem a ser similares nas condições de pico e pós-pico. Neste caso tem-se ângulo de atrito efetivo no pico de $39,87^\circ$ e de $38,97^\circ$ no pós-pico. A coesão é zero para ambos os casos.

O ângulo de dilatação ψ (phi pico – phi pós-pico) é da ordem de $0,9^\circ$.

Figura 63 – Envoltória de Resistência profundidade 14 metros.



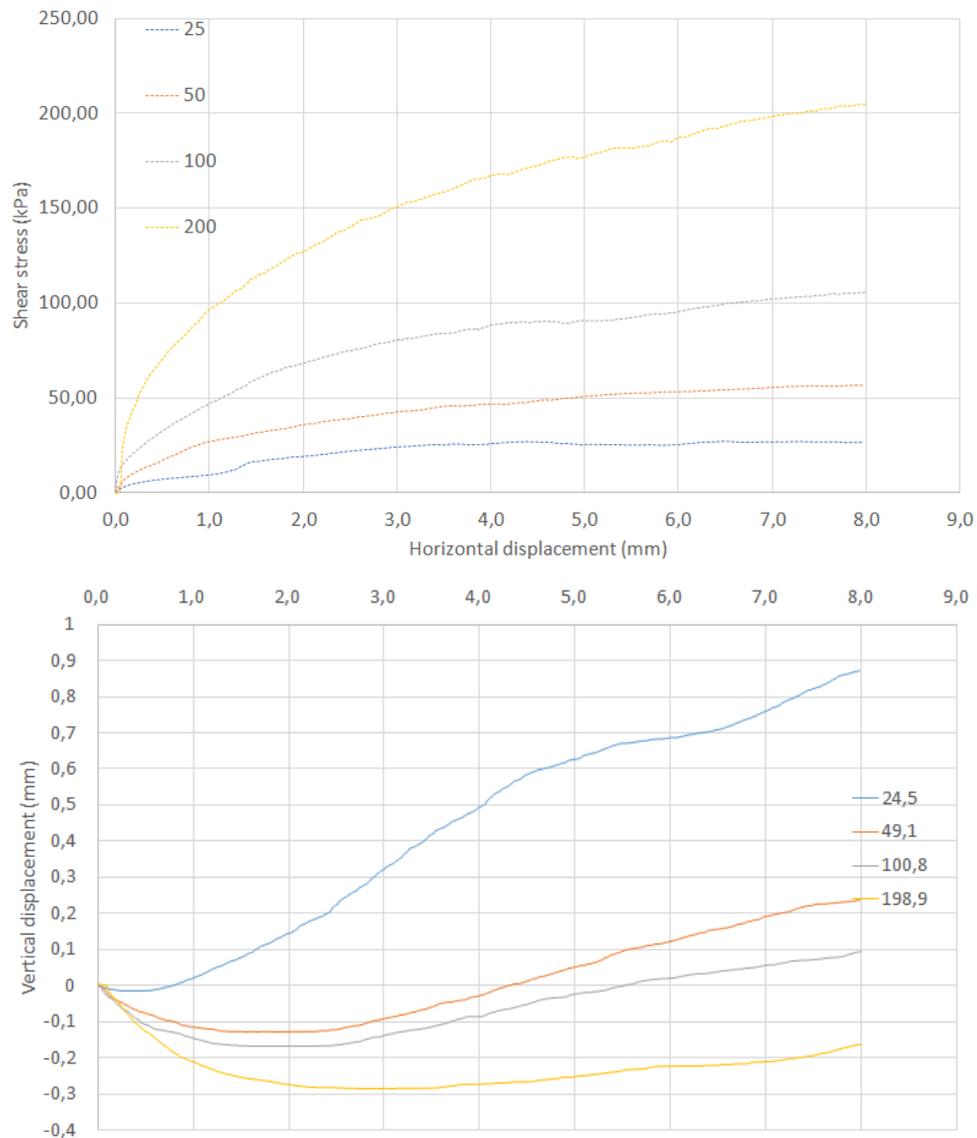
Fonte: elaborado pela Autora (2022).

5.4.5 Resultados para Ensaio de Cisalhamento camada 16 metros

A Figura 64 mostra o gráfico de tensão cisalhante versus o deslocamento horizontal durante os ensaios com os quatro corpos de prova. Na Figura 58 têm-se as curvas de deslocamento vertical x horizontal.

Considerando as curvas com correção de área, verifica-se que o material exibe picos de resistência muito suaves. Por outro lado, no que diz respeito às curvas de deslocamento vertical e horizontal, há clara ocorrência de dilatação do corpo de prova, o que aponta para um comportamento típico de solos densos.

Figura 64 – Resultado do ensaio de Cisalhamento Direto para profundidade 16 metros.

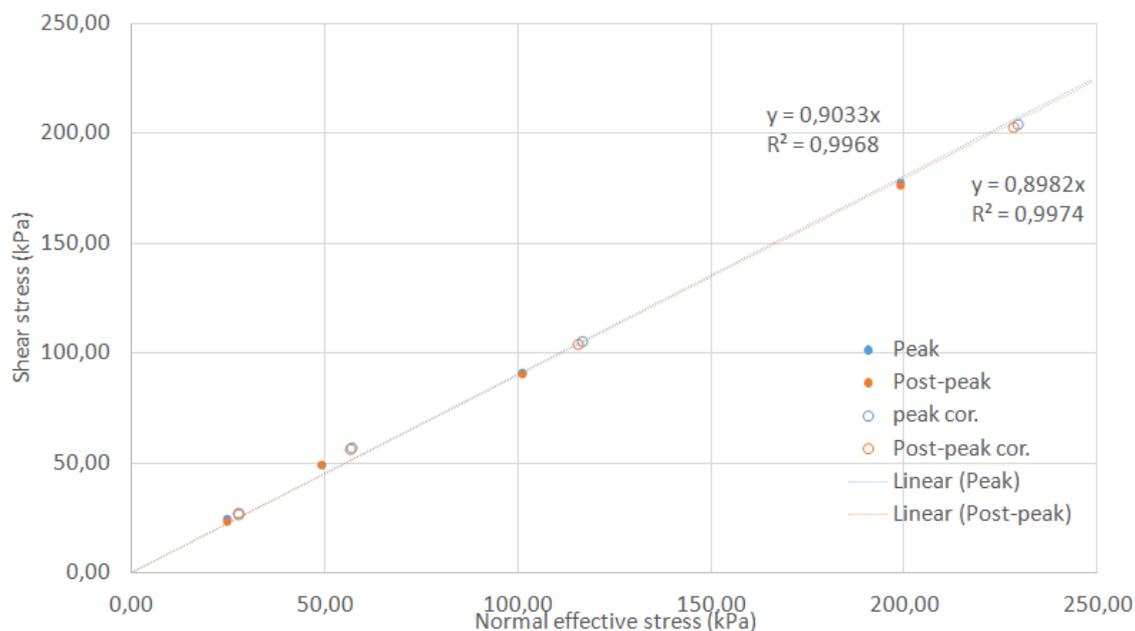


Fonte: elaborado pela Autora (2022).

Na Figura 65, tem-se a envoltória de resistência. Como as curvas tensão-deformação exibem apenas suaves picos, os parâmetros de resistência tendem a ser similares nas condições de pico e pós-pico. Neste caso tem-se ângulo de atrito efetivo no pico de $42,09^\circ$ e de $41,93^\circ$ no pós-pico. A coesão é zero para ambos os casos.

O ângulo de dilatância ψ (phi pico – phi pós-pico) é da ordem de $0,16^\circ$.

Figura 65 – Envoltória de Resistência profundidade 16 metros.



Fonte: elaborado pela Autora (2022).

Na Tabela 12 tem-se um resumo dos dados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.

Tabela 12 – Dados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.

Profundidade	G	PICO		PÓS-PICO	
		φ'	c'	φ'	c'
11 metros	2,5868	42,62°	0	41,40°	0
12 metros	2,6019	40,83°	0	38,62°	0
13 metros	2,6437	41,47°	0	40,95°	0
14 metros	2,6212	39,87°	0	38,97°	0
16 metros	2,6043	42,09°	0	41,93°	0

Fonte: elaborada pela Autora (2022).

Em relação aos parâmetros obtidos nos ensaios de cisalhamento direto para os corpos de prova deformados, pode-se destacar alguns aspectos. Inicialmente nota-se que os valores de ângulo de atrito de pico encontram-se dentro do intervalo 39° a 42°. Estes valores estão dentro do intervalo sugerido por Ortigão (1993), que pode ser observado na Tabela 5, para materiais mediamente compactos a compactos.

Já para o ângulo de atrito de pós-pico, o intervalo de valores de ângulo de atrito ficou entre 38° a 42°, os quais também estão dentro do intervalo sugerido por Ortigão (1993) e também se encaixa como materiais mediantemente compactos a compactos. Como já era esperado, o valor de coesão é nulo para todos os ensaios, por se tratar de um material granular e não coesivo.

Correlações entre resultados de ensaios de campo e parâmetros de comportamento são muito úteis para a prática de engenharia geotécnica. Conforme já apresentado no item 4.1.2 - Correlações de resultados existem correlações que correlacionam o ângulo de atrito de solos granulares com os valores de NSPT medidos em ensaios SPT.

A Tabela 13 apresenta os valores de ângulo de atrito obtidos. O ϕ estimado é obtido através dos valores de NSPT das sondagens de campo e Equação 1, proposta por Teixeira (1996).

Tabela 13 – Valores de ϕ estimados e ϕ obtidos no laboratório.

Profundidade	NSPT	ϕ estimado (Teixeira)	ϕ pico (ensaio)	ϕ pós-pico (ensaio)
11 metros	15	33,97	42,62	41,40
12 metros	18	35,78	40,83	38,62
13 metros	8	28,85	41,47	40,95
14 metros	29	41,38	39,87	38,97
16 metros	64/27	44,21	42,09	41,93

Fonte: elaborada pela Autora (2022).

Como é possível observar, há uma diferença entre os valores de ângulo de atrito estimados através de correlações e os valores provenientes dos ensaios. Como as amostras foram obtidas em depósitos naturais, os valores de ângulo de atrito obtidos através da Equação (1), proposta por Teixeira (1996) não podem ser comparáveis com os valores obtidos no ensaio de cisalhamento direto devido a compactidade do solo estudado.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O principal objetivo deste trabalho foi caracterizar o solo do local do campo experimental de estudos geotécnicos do campus Joinville da UFSC. Para tanto, foram realizados ensaios de campo e ensaios de laboratório para a determinação das características e parâmetros dos materiais estudados.

No que diz respeito aos ensaios de campo, pode-se verificar que material é essencialmente granular, com presença de pedregulhos em quase toda a extensão das investigações. Há uma grande incidência de fragmentos de material rochoso nas proximidades de 10 metros de profundidade e foi possível verificar a presença de material de alteração de rocha, o qual preserva boa parte das estruturas herdadas da rocha de origem. O nível freático está aproximadamente na profundidade de 1,50 m.

Já em relação aos ensaios de laboratório, segundo DAS (2007), a densidade real dos grãos dos solos está entre 2,6 e 2,9 e, quando um material apresenta quartzo em sua composição, geralmente, fica em torno de 2,65. Os valores obtidos nos resultados dos ensaios para as amostras de solo estudadas ficaram entre 2,54 e 2,90 sendo o último o valor mais discrepante dos demais, mas ainda assim, dentro desta faixa de valores sugerida. A média dos mesmos é 2,63, dentro da faixa de valores proposta por DAS (2007).

De acordo com as curvas granulométricas, as amostras de solo apresentaram características de pedregulho e arenosas, na sua maioria mal graduadas, como se pode confirmar com os valores de CC e CNU obtidos.

Os ensaios de cisalhamento direto realizados neste trabalho tiveram como objetivo determinar a resistência ao cisalhamento do solo em condição deformada e obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito), essenciais para a realização de dimensionamentos e verificações de segurança em obras geotécnicas. Existem vários métodos para se obter o ângulo de atrito de um solo arenoso, sendo que os ensaios de laboratório permitem obter esse parâmetro com maior assertividade, pois são ensaios com metodologias bem definidas. Assim, no presente trabalho, o ensaio utilizado para a obtenção do ângulo de atrito foi o ensaio de cisalhamento direto, porém, existem outros ensaios, como o ensaio de compressão triaxial, para a obtenção deste mesmo parâmetro. O ensaio de

cisalhamento direto possui a vantagem de ser rápido, simples, prático e fácil na moldagem de amostras de areia.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico obtidos nos ensaios realizados neste trabalho foram compatíveis com o previsto em literatura, como previsto por Ortigão (1971), ficando na faixa de valores entre 38° e 48°.

Conclui-se ainda que, apesar da limitada quantidade de material para realização de ensaios, as informações obtidas em laboratório representam um importante conjunto de dados para melhor entendimento do comportamento do solo estudado e de suas características.

Como sugestão para trabalhos futuros no campo experimental, tem-se:

- Executar ensaios de caracterização em amostras ao longo de toda a profundidade;
- Estudo do comportamento de fundações nesse solo;
- Usar amostras indeformadas;
- Usar amostras compactadas com energias Proctor.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16853/2020** – Solo — Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457/2016** – Amostras de solos – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459/2017** – Amostras de solos – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484/2020** – Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180/2016** – Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036/1983** – Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8044//2018** – Projeto geotécnico - procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.
- BANDEIRA NETO, Luis Antonio. **Estudo experimental da resposta térmica de fundações por estacas trocadoras de calor em solo não saturado**. 2015. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015. doi:10.11606/D.18.2016.tde-08042016-092147. Acesso em: 2022-06-17.
- BERNARDI, J. **Caracterização de jazidas de solo residual de basalto visando seu emprego em barragens de terra**. Trabalho de conclusão de curso - Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2006.
- BRANCO, C. J. M.; MIGUEL, M. G.; TEIXEIRA, R. S. Implantação do campo experimental de Engenharia Geotécnica no Campus da UEL. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., 1998, Brasília. **Anais [...]** v. 2, p. 1015-1022. Brasília: ABMS, 1998.
- BROCHERO, José Luis Rodriguez. **Caracterização Geotécnica do Campo Experimental de Araquari em Areia** (2020).
- BROCHERO, José Luiz Rodrigues. **Caracterização Geotécnica do Campo Experimental da UFRGS em areia**. 2014. Dissertação (Mestrado em

Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade Federal de Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

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

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações – Fundamentos**. 6 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos E Científicos, 2006.

CARDOSO, F. B. F. (2002). **Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro**. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF. 357 p.

CARVALHO, David de. **Análise de cargas últimas a tração de estacas escavadas, instrumentadas, em campo experimental de São Carlos - SP**. 1991. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991. . Acesso em: 17 jun. 2022.

CAVALCANTE, Erivaldo H.; DANZIGER, Fernando Artur Brasil; GIACHETI, Heraldo Luiz; et al. **Campos experimentais brasileiros**. Geotecnia, Lisboa, v. No 2007, n. 111, p. 99-205, 2007.

CEEG-PG. **Campo Experimental de Estudos Geotécnicos de Ponta Grossa**. Disponível em: www.ceegpg.wixsite.com/pontagrossa. Acesso em: 29 ago. 2021.

CHAMECKI, P. R.; KORMANN, A. C. M.; NASCIMENTO, N. A.; DYMINSKI, A. S. **Sítio Experimental de Geotecnia da UFPR - objetivos e dados preliminares**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 1998, Brasília. Anais [...] 1998. p. 819-826.

Coutinho, R. Q., Oliveira, J. T. R., Pereira, A. C. E Oliveira, A. T. J. (1999). **Geotechnical Characterization of a Recife Very Soft Organic Clay-Research Site 2**. In: XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE. Vol. 1, pp. 275-282.

DAS, B.M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução: All Tasks. São Paulo, SP.

DAYLAC, R., **Desenvolvimento e Utilização de uma Célula para Medição de Ko com controle de sucção**, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1994, 152 p.

DIAS, Regina Davison. **Aplicação de Pedologia e Geotecnia no projeto de fundações de linhas de Transmissão**. 1987. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1987.

DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. IPR - 719: **Manual de Pavimentação**. 3 ed. Rio de Janeiro: Dnit, 2006. 274 p. Disponível em www1.dnit.gov.br/arquivos_internet/ipr/ipr_new/manuais/Manual_de_Pavimentacao_Versao_Final.pdf. Acesso em: 31 ago. 2021.

- EMMER, Rodrigo. **Implantação do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da UFSM**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2004.
- FERREIRA, C. V. (1998). **Influência da inundação no comportamento de estacas moldadas in loco, instrumentadas, em campo experimental de Bauru-SP**. Tese de Doutorado, EEESC/USP. São Carlos/SP. 160 p.
- Geologia e recursos minerais da Folha Joinville - , Estado de Santa Catarina / Carlos Moacyr da Fontoura; Henrique Zerfass; Marco Aurélio Schneiders da Silva ; Carla Klein. -- Porto Alegre: CPRM, 2011.
- Giacheti, H. L., Coelho, V. & Carvalho, D. (1998), **Caracterização Geotécnica de dois Perfis de Solos Tropicais com Base em Ensaios de Laboratório**, XI COBRAMSEG, Brasília, Vol. 1, pp. 195-202.
- Giacheti, H. L., De Mio, G. Dourado, J.C., Malagutti Filho, W. (2006). **Comparação entre Resultados de Ensaios Sísmicos Down-Hole e Cross-Hole no Campo Experimental da Unesp de Bauru Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, Curitiba: ABMS, no prelo.
- Giacheti, H. L., Peixoto, A. S. P, & Mondelli, G. (2004). **Comparação entre resultados de ensaios de penetração com os cones mecânico e elétrico em solos tropicais**, Solos e Rochas, Revista Latino-Americana de Geotecnia, Vol. 27, Nº. 2, pp. 191-200.
- GONÇALVES, Monica Lopes. **Geologia para planejamento de uso e ocupação territorial do município de Joinville**. 1993. Tese (Doutorado em Recursos Minerais e Hidrogeologia) - Departamento de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.
- HACHICH, W. et al. **Fundações – teoria e prática**. 2ª edição, São Paulo: Pini. ABMS / ABEF, 2000. 751 p.
- HEIDEMANN, Marcelo. **Mecânica dos Solos II**. 2020. Apostila (Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura) – Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2020.
- HIGASHI, R.A.R. **Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental**. 2006. 398 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.
- JOINVILLE, Prefeitura de. **ÁREA URBANA CONSOLIDADA DE JOINVILLE: volume ii - diagnóstico socioambiental**. Joinville: Prefeitura de Joinville, 2016. Disponível em: www.joinville.sc.gov.br/wp-content/uploads/2016/07/%C3%81rea-urbana-consolidada-de-Joinville-Volume-II-Diagn%C3%B3stico-socioambiental.pdf. Acesso em: 30 jun. 2022.
- Kormann, A. C. M. (2002). **Comportamento geomecânico da Formação Guabirotuba: estudos de campo e laboratório**. Tese de Doutorado. PEF/EPUSP. São Paulo/SP. 429 p.

LOPES, G. S.; ROCHA, E. M.; MINETTE, E. ; AZEVEDO, R. F. **Análise em termos de capacidade de carga de uma prova de carga direta em verdadeira grandeza em solo residual de gnaiss.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 1998,. v. 3. p. 1497-1504.

Menezes, S. M. (1997). **Análise do Comportamento de Estacas Pré-moldadas em Solo de Alta Porosidade do Interior do Estado de São Paulo.** Tese de Doutorado. PEF/EPUSP. São Paulo/SP. 377 p.

MIOZZO, Leando Guarnieri. **Estudo do comportamento de sapatas de concreto armado assentes sobre solo sedimentar da região de Santa Maria.** 2007. 170 f. dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.

MOTA, N. M. B. (2003). **Ensaio Avançados de Campo na Argila Porosa não Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação.** Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF. 336 p.

NIERWINSKI, Helena Paula. **Mecânica dos Solos I.** 2020. Apostila (Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura) – Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2020.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos.** Rio de Janeiro - RJ: Livros Técnicos e Científicos Editora LTDA., 1993. 368p. (2.o Bibliografia Principal)

ORTIGÃO, J.A.R. (1980). **Aterro Experimental Levado à Ruptura Sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro.** Tese Doutorado. COPPE/UFRJ.

PARIA, C. J. B. **Avaliação do efeito de escala no estudo da resistência ao cisalhamento de um estéril de minério de ferro.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

PEIXOTO, A. S. P. (2001). **Estudo do Ensaio SPT-T e sua Aplicação na Prática de Engenharia de Fundações.** Tese de Doutorado, Universidade Estadual de Campinas, Campinas/SP. 510 p.

RODRIGUEZ, Tatiana Tavares. **Proposta de Classificação Geotécnica para Colúvios Brasileiros,** Rio de Janeiro, 2005 XXVI, 370p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, D.Sc., Engenharia Civil, 2005) Tese – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

SANTOS. Felipe Souza dos. **Aterros sobre solos moles: Dimensionamento dos encontros da ponte sobre o rio Três Riachos, BR-101 (SC).** 2015. 171f. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

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

SILVA, Daniel Fermino da. **Estudo Preliminar de Estimativa de Capacidade de Carga de Estacas, Utilizando Parâmetros do Ensaio DPSH em Londrina/PR**. 2005. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2005.

SILVA, P. A. B. A. **Capacidade de carga de grupos de estacas escavadas de pequeno diâmetro**. 1996. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – USP, São Carlos, 1996.

SimGEO - Secretaria de Planejamento, Orçamento e Gestão/Prefeitura Municipal de Joinville. 2010. **Ortofotos do Município de Joinville**. Escala de Vão 1:10.000 / 1:5.000.

Executado por: Aeroimagem Engenharia e Aerolevanteamento, ano de 2010

SIMONS, N. E.; MENZIES, B. K. **Introdução à Engenharia de Fundações**. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1981.

SIMONS, Noel E.; MENZIES, Bruce K. **Introdução à Engenharia de Fundações**. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1981. 199 p.

Soares, P. C, Landim, P. M. B., Fúlfaro, V. J., Amaral, G., Suguio, K., Coimbra, A. M., Sobreiro Neto, A. F., Giancursi, F., Correa, W. A. G. e Castro, C.G.I. (1979). **Geologia da região sudeste do estado de São Paulo**, Simpósio Regional de Geologia, 2, SBG, pp. 307-319.

SOUSA PINTO, C. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. 3a edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SOUSA PINTO, C. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. 3a edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2002.

SOUZA, A.; CINTRA, José Carlos Angelo. **Fundações rasas no solo colapsível de Ilha Solteira - SP**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 10., 1994, Foz do Iguaçu. Anais... Foz do Iguaçu: ABMS, 1994.

SOUZA, A. (1993). **Utilização de Fundações Rasas em Solo Superficial Colapsível de Ilha Solteira**. Dissertação de mestrado. EESC/USP. São Carlos/SP. 125 p.

TEIXEIRA, C.Z.; ALBIERO, J.H.; CARVALHO, D. **Transferência de carga de tubulões curtos de base alargada em solos residuais de gnaisses**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11º, Brasília/DF. Anais [...] Brasília, v.3, p. 1561-1566.

TEIXEIRA, Cornélio Zampier. **Capacidade de carga de sapatas, estacas de pequeno diâmetro e tubulões curtos em função do SPT: um estudo em solos residuais de Gnaisses para a região Sul de Minas**. 1997. Tese

(Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997. doi:10.11606/T.18.2018.tde-10052018-104421. Acesso em: 2022-07-01.

UEPG. Campo Experimental possibilita pesquisas geotécnicas na UEPG. Disponível em: www.uepg.br/campo-experimental-possibilita-pesquisas-geotecnicas-na-uepg/. Acesso em: 29 ago. 2021.

USP. Campo **Experimental de Fundações**. Disponível em: http://www.sgs.eesc.usp.br/index.php?option=com_content&view=article&id=34&Itemid=200. Acesso em: 29 ago. 2021.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. McGraw-Hill1 do Brasil, LTDA. São Paulo, SP. 1977.

Yamada, M. C. (1999). **Estudo da Resistência ao Cisalhamento de Perfil de Solo Tropical do Campo Experimental da Unesp – Bauru**, Relatório de Pesquisa, Iniciação Científica, CNPq, 72 p.

Zuquete, L.V. (1987). **Análise Crítica da Cartografia Geotécnica e Proposta Metodológica para Condições Brasileiras. Tese de Doutorado**. EESC/USP. São Carlos/SP. 3 Vols. 673 p.