

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO DE FILOSOFIA E CIÊNCIAS HUMANAS  
DEPARTAMENTO DE GEOCIÊNCIAS

**ANÁLISE DA SUSCEPTIBILIDADE AO COLAPSO DE AREIAS QUARTZOSAS  
PODZOLIZADAS AO LESTE DO ESTADO DE SANTA CATARINA**

Milena Arruda Silva

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à banca  
examinadora para a obtenção do Grau de Bacharel em  
Geologia.  
Orientador: Prof. Dr. Murilo da Silva Espíndola.

Florianópolis  
2016

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,  
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Silva, Milena Arruda

Análise da Susceptibilidade ao Colapso de Areias Quartzosas  
Podzolizadas ao Leste do Estado de Santa Catarina / Milena Arruda Silva;  
orientador, Murilo da Silva Espíndola - Florianópolis, SC, 2016.  
116 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de  
Santa Catarina, Centro de Filosofia e Ciências Humanas. Graduação em  
Geologia.

Inclui referências

1. Geologia. 2. Colapso. 3. Areias Quartzosas Podzolizadas. 4. Zona  
Costeira de Santa Catarina. I. da Silva Espíndola, Murilo. II. Universidade  
Federal de Santa Catarina. Graduação em Geologia. III. Título.

Milena Arruda Silva

**ANÁLISE DA SUSCEPTIBILIDADE AO COLAPSO DE AREIAS QUARTZOSAS  
PODZOLIZADAS AO LESTE DO ESTADO DE SANTA CATARINA**

Este trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção de Título de Bacharel em Geologia e, aprovado em sua forma final pelo Coordenador do Curso de Graduação em Geologia.

Florianópolis, 2 de dezembro de 2016.

---

Prof. Dr. Marivaldo dos Santos Nascimento,  
Coordenador do Curso de Graduação em Geologia

**Banca Examinadora:**

---

Prof. Dr. Murilo da Silva Espíndola,  
Orientador

---

Me. Caroline Ester Christ,  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Prof. Dr. João Carlos Rocha Gré,  
Universidade Federal de Santa Catarina

Aos meus pais.

## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus pais, José Aparecido Carvalho da Silva e Joseane Aparecida Pires de Arruda Silva, à minha irmã, Lívia, e à minha família por todo apoio, incentivo, educação, dedicação e carinho.

Ao meu namorado Brian pelo apoio, compreensão e por me ajudar, inclusive ficando até a noite e finais de semana me fazendo companhia no laboratório.

Ao meu orientador, professor Murilo da Silva Espíndola pelas orientações, por acreditar no meu potencial e por fazer crescer em mim, com seu entusiasmo, o fascínio pela geotecnia.

Aos colegas da Geologia Vitor, Matheus, Nilo, Ramon, Orlando, Wellington, Mateus, Nara, Lucas, Vinicius, Djonathan e Victor, que me ajudaram carregando blocos e moldando corpos de prova, sempre com muita disposição.

Aos amigos que fiz no Laboratório de Mecânica dos Solos por me acolherem, pelos conselhos, amizade, companhia e guloseimas.

Às minhas amigas queridas Marci, Bela, Gabi, Dany, Ingrid, Clau, Maiara, Jessica e Dani Preto pelo incentivo, apoio e pela amizade construída durante todo o curso.

A todos que contribuíram de alguma forma com o desenvolvimento deste trabalho.

E, em especial, a Deus pela minha saúde e por colocar tantas pessoas boas em meu caminho. Obrigada.

“For look! Within my hollow hand,  
While round the earth careens,  
I hold a single grain of sand  
And wonder what it means.  
Ah! If I had the eyes to see,  
And brain to understand,  
I think Life’s mystery might be  
Solved in this grain of sand.”

(Robert W. Service, 1954)

## RESUMO

As areias quartzosas podzolizadas encontram-se distribuídas por toda a região costeira de Santa Catarina. Essas areias apresentam comportamentos mecânicos e parâmetros geotécnicos singulares, o que torna o entendimento destes de fundamental importância para a realização de projetos e obras de ocupação na região. Este trabalho tem como objetivo geral analisar a susceptibilidade ao colapso e o comportamento mecânico das areias quartzosas podzolizadas por meio de ensaios geotécnicos executados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal de Santa Catarina. Foram realizados ensaios para a caracterização física destes solos, assim como ensaios para a determinação de seus parâmetros geotécnicos, como cisalhamento direto na condição natural e inundada e compressão unidimensional. Os potenciais de colapso dos solos de estudo foram determinados e, além disso, foram efetuadas comparações na obtenção do potencial de colapso nos ensaios de cisalhamento direto e compressão unidimensional e, também, na variação do potencial de colapso das areias quartzosas podzolizadas com a diminuição do grau de saturação. O ensaio de cisalhamento direto, quando comparado ao ensaio de compressão unidimensional, apresentou valores muito discrepantes, provavelmente relacionados com a cravação dos dentes das placas dentadas, não sendo indicado para a determinação do potencial de colapso do solo. Os solos foram classificados com gravidades do potencial de colapso, determinadas por ensaios de compressão unidimensional, como nenhuma, moderada ou problemática. O grau de saturação do solo mostrou-se como fator determinante no colapso, sendo a sucção responsável por este fenômeno. As areias quartzosas podzolizadas mostraram-se, dependendo do grau de saturação, susceptíveis ao colapso.

**Palavras-Chave:** Colapso. Areias quartzosas podzolizadas. Sucção. Grau de saturação.

## **ABSTRACT**

The podzolized quartz sands are distributed all over the coastal region of Santa Catarina. These sands have singular mechanical behaviour and geotechnical parameters, which make the understanding of these soils fundamental to the implementation of projects and occupational constructions in the region. The main objective of this work is to analyze the susceptibility to collapse and the mechanical behaviour of the podzolized quartz sands through geotechnical testing at the Soil Mechanics Laboratory of the Federal University of Santa Catarina. Tests for the physical characterization of the soils and the determination of the geotechnical parameters were executed, such as drained and undrained direct shear tests and unidimensional compression tests. The collapse potentials of the soils in study were defined and, besides, comparisons between the direct shear test and the unidimensional compression test on obtaining the collapse potential, and comparisons among the variation of the collapse potential with the decrease of the degree of saturation of the podzolized quartz sands were executed. The direct shear test, compared to the unidimensional compression test, presented discrepant values, probably related to the influence of the serrated plates and so is not indicated to measure the collapse potential of soils. The soils were classified with severity of collapse potential, obtained by the unidimensional compression test, as none, moderate or problematic. The soils' degree of saturation appeared to be the principal factor in collapse, then, suction is responsible for this phenomenon. The podzolized quartz sands are considered susceptible to collapse depending on its degree of saturation.

**Keywords:** Collapse. Podzolized quartz sands. Suction. Degree of saturation.

## LISTA DE FIGURAS

<b>FIGURA 1.</b> Carta de plasticidade (SANTOS, 2006). .....	23
<b>FIGURA 2.</b> Diagrama da classificação textural do USDA (LEMOS & SANTOS, 1996). .....	27
<b>FIGURA 3.</b> Critérios de ruptura de Coulomb e de Mohr (PINTO, 2006). .....	31
<b>FIGURA 4.</b> Pressão de contato produzida pela capilaridade (DUDLEY, 1970 apud GUTIERREZ, 2005). .....	33
<b>FIGURA 5.</b> Mapa da localização dos solos colapsíveis estudados no Brasil (RODRIGUES & LOLLO, 2008). .....	34
<b>FIGURA 6.</b> Curva e versus $\log \sigma$ do ensaio edométrico simples (GUTIERREZ, 2005). .....	37
<b>FIGURA 7.</b> Curva e versus $\log \sigma$ ajustadas (GUTIERREZ, 2005). .....	39
<b>FIGURA 8.</b> Gráfico da análise granulométrica e curvas granulométricas de solos brasileiros (PINTO, 2006). .....	43
<b>FIGURA 9.</b> Variação de estado dos solos com a umidade (HACHICH <i>et al.</i> , 1998). .....	44
<b>FIGURA 10.</b> Três fases do solo, modificado de Das (2014). .....	46
<b>FIGURA 11.</b> Desenho esquemático de um oedômetro, modificado de Das (2014). .....	49
<b>FIGURA 12.</b> Determinação da tensão de pré-adensamento pelo método de Casagrande (GONÇALVES, 1994). .....	50
<b>FIGURA 13.</b> Determinação da tensão de pré-adensamento segundo o método de Pacheco Silva (GONÇALVES, 1994). .....	51
<b>FIGURA 14.</b> Desenho esquemático da caixa de cisalhamento direto, modificado de Pinto (2006). ..	52
<b>FIGURA 15.</b> Representação do resultado típico do ensaio de cisalhamento direto (PINTO, 2006). ..	53
<b>FIGURA 16.</b> Fluxograma da metodologia adotada para o desenvolvimento deste trabalho. ....	55
<b>FIGURA 17.</b> Coleta de bloco estruturado utilizando-se filme plástico e atadura gessada. ....	56
<b>FIGURA 18.</b> Tensiômetro com comprimento de 18" da Irrometer®. .....	57
<b>FIGURA 19.</b> Amostras de solo colocadas sobre stubs e coladas com cola carbono. ....	58
<b>FIGURA 20.</b> Equipamento de cisalhamento direto. ....	59
<b>FIGURA 21.</b> Placa dentada (esquerda) e anel biselado (direita) utilizados nos ensaios de cisalhamento direto. ....	60
<b>FIGURA 22.</b> Equipamento de compressão unidimensional utilizado na quantificação do colapso. ...	61
<b>FIGURA 23.</b> Moldagem do corpo de prova do ensaio de compressão unidimensional. ....	61
<b>FIGURA 24.</b> Setorização da planície costeira do estado de Santa Catarina (HORN FILHO <i>et al.</i> , 2014). .....	64
<b>FIGURA 25.</b> Mapa de localização dos pontos de estudo. Fonte: Open Street Map (2016) e IBGE (2010B). .....	68

<b>FIGURA 26.</b> Mapa geotécnico e localização dos pontos 77, 84 e 88 na cidade de Araranguá, modificado de Santa Catarina (2010).	69
<b>FIGURA 27.</b> Localização ponto 77 na cidade de Araranguá, bairro Pontão. Fonte: Open Street Map (2016) e IBGE (2010B).	70
<b>FIGURA 28.</b> Ponto de estudo 77.	70
<b>FIGURA 29.</b> Localização ponto 84 no município de Araranguá, bairro Barro Vermelho. Fonte: Open Street Map (2016) e IBGE (2010B).	71
<b>FIGURA 30.</b> Ponto 84 e camada de pelito intemperizado que cobre o solo de areia quartzosa podzolizada.	71
<b>FIGURA 31.</b> Localização ponto 88 no bairro Hercílio Luz, no município de Araranguá. Fonte: Open Street Map (2016) e IBGE (2010B).	72
<b>FIGURA 32.</b> Ponto de estudo 88.	72
<b>FIGURA 33.</b> Rachaduras nas casas do bairro Hercílio Luz em Araranguá.	73
<b>FIGURA 34.</b> Ponto 83 na cidade de Balneário Camboriú.	74
<b>FIGURA 35.</b> Localização do ponto 83 na cidade de Balneário Camboriú, na praia de Laranjeiras. Fonte: Open Street Map (2016) e IBGE (2010B).	74
<b>FIGURA 36.</b> Mapa geotécnico e localização do ponto de estudo 83 na cidade de Balneário Camboriú, modificado de Santa Catarina (2010).	75
<b>FIGURA 37.</b> Localização do ponto 85 no município de Balneário Rincão. Fonte: Open Street Map (2016) e IBGE (2010B).	76
<b>FIGURA 38.</b> Ponto de estudo 85.	76
<b>FIGURA 39.</b> Localização ponto 86 no município de Balneário Rincão. Fonte: Open Street Map (2016) e IBGE (2010B).	77
<b>FIGURA 40.</b> Ponto de estudo 86.	77
<b>FIGURA 41.</b> Localização ponto 87 no município de Balneário Rincão. Fonte: Open Street Map (2016) e IBGE (2010B).	78
<b>FIGURA 42.</b> Ponto 87 e presença de camada de ferro no perfil de solo do ponto.	78
<b>FIGURA 43.</b> Localização ponto 89 no município de Jaguaruna. Fonte: Open Street Map (2016) e IBGE (2010B).	79
<b>FIGURA 44.</b> Ponto de estudo 89.	79
<b>FIGURA 45.</b> Camadas do perfil de solo do ponto 89 ricas em ferro.	80
<b>FIGURA 46.</b> Mapa de solos dos pontos localizados nos municípios de Balneário Rincão e Jaguaruna, modificado de IBGE-EMBRAPA (2001).	80
<b>FIGURA 47.</b> Curvas granulométricas dos pontos de estudo.	82
<b>FIGURA 48.</b> Resultados da sucção medida com tensiômetro em campo.	83
<b>FIGURA 49.</b> Resultados da resistência ao cisalhamento nas condições inundada e umidade natural do ponto 77.	84

<b>FIGURA 50.</b> Resultados da resistência ao cisalhamento na condição inundada do ponto 83. ....	84
<b>FIGURA 51.</b> Resultados da resistência ao cisalhamento nas condições inundada e umidade natural do ponto 84.....	85
<b>FIGURA 52.</b> Resultados da resistência ao cisalhamento nas condições inundada e umidade natural do ponto 85.....	85
<b>FIGURA 53.</b> Resultados da resistência ao cisalhamento nas condições inundada e umidade natural do ponto 86.....	86
<b>FIGURA 54.</b> Resultados da resistência ao cisalhamento nas condições inundada e umidade natural do ponto 87.....	86
<b>FIGURA 55.</b> Resultados da resistência ao cisalhamento na condição inundada do ponto 88. ....	87
<b>FIGURA 56.</b> Resultados da resistência ao cisalhamento nas condições inundada e umidade natural do ponto 89.....	87
<b>FIGURA 57.</b> Envoltória de ruptura estendida (FREDLUND et al., 1978). ....	89
<b>FIGURA 58.</b> Curva potencial de colapso versus tensão do ponto de estudo 77. ....	90
<b>FIGURA 59.</b> Curva potencial de colapso versus tensão do ponto de estudo 83. ....	90
<b>FIGURA 60.</b> Curva potencial de colapso versus tensão do ponto de estudo 84. ....	90
<b>FIGURA 61.</b> Curva potencial de colapso versus tensão do ponto de estudo 85. ....	91
<b>FIGURA 62.</b> Curva potencial de colapso versus tensão do ponto de estudo 86. ....	91
<b>FIGURA 63.</b> Curva potencial de colapso versus tensão do ponto de estudo 87. ....	91
<b>FIGURA 64.</b> Curva potencial de colapso versus tensão do ponto de estudo 88. ....	92
<b>FIGURA 65.</b> Curva potencial de colapso versus tensão do ponto de estudo 89. ....	92
<b>FIGURA 66.</b> Curvas do potencial de colapso versus tensão de todos os pontos estudades neste trabalho.....	93
<b>FIGURA 67.</b> Resultado do potencial de colapso com a influência do grau de saturação para o ponto de estudo 77. ....	94
<b>FIGURA 68.</b> Resultado do potencial de colapso com a influência do grau de saturação para o ponto de estudo 83. ....	94
<b>FIGURA 69.</b> Resultado do potencial de colapso com a influência do grau de saturação para o ponto de estudo 84. ....	95
<b>FIGURA 70.</b> Resultado do potencial de colapso com a influência do grau de saturação para o ponto de estudo 85. ....	95
<b>FIGURA 71.</b> Resultado do potencial de colapso com a influência do grau de saturação para o ponto de estudo 86. ....	95
<b>FIGURA 72.</b> Resultado do potencial de colapso com a influência do grau de saturação para o ponto de estudo 87. ....	96
<b>FIGURA 73.</b> Resultado do potencial de colapso com a influência do grau de saturação para o ponto de estudo 88. ....	96

<b>FIGURA 74.</b> Resultado do potencial de colapso com a influência do grau de saturação para o ponto de estudo 89.....	96
<b>FIGURA 75.</b> Resultados do potencial de colapso nos ensaios de cisalhamento direto e compressão unidimensional do ponto 77. ....	100
<b>FIGURA 76.</b> Resultados do potencial de colapso nos ensaios de cisalhamento direto e compressão unidimensional do ponto 83. ....	100
<b>FIGURA 77.</b> Resultados do potencial de colapso nos ensaios de cisalhamento direto e compressão unidimensional do ponto 84. ....	101
<b>FIGURA 78.</b> Resultados do potencial de colapso nos ensaios de cisalhamento direto e compressão unidimensional do ponto 85. ....	101
<b>FIGURA 79.</b> Resultados do potencial de colapso nos ensaios de cisalhamento direto e compressão unidimensional do ponto 86. ....	101
<b>FIGURA 80.</b> Resultados do potencial de colapso nos ensaios de cisalhamento direto e compressão unidimensional do ponto 87. ....	102
<b>FIGURA 81.</b> Resultados do potencial de colapso nos ensaios de cisalhamento direto e compressão unidimensional do ponto 88. ....	102
<b>FIGURA 82.</b> Resultados do potencial de colapso nos ensaios de cisalhamento direto e compressão unidimensional do ponto 89. ....	102
<b>FIGURA 83.</b> Imagens obtidas a partir do MEV do ponto 77.....	106
<b>FIGURA 84.</b> Resultados da análise do EDS para o ponto 77.....	106
<b>FIGURA 85.</b> Imagens obtidas a partir do MEV do ponto 83.....	107
<b>FIGURA 86.</b> Resultados da análise do EDS para o ponto 83.....	107
<b>FIGURA 87.</b> Imagens obtidas a partir do MEV do ponto 84.....	108
<b>FIGURA 88.</b> Resultados da análise do EDS para o ponto 84.....	108
<b>FIGURA 89.</b> Imagens obtidas a partir do MEV do ponto 85.....	109
<b>FIGURA 90.</b> Resultados da análise do EDS para o ponto 85.....	109
<b>FIGURA 91.</b> Imagens obtidas a partir do MEV do ponto 86.....	110
<b>FIGURA 92.</b> Resultados da análise do EDS para o ponto 86.....	110
<b>FIGURA 93.</b> Imagens obtidas a partir do MEV do ponto 87.....	111
<b>FIGURA 94.</b> Resultados da análise do EDS para o ponto 87.....	111
<b>FIGURA 95.</b> Imagens obtidas a partir do MEV do ponto 88.....	112
<b>FIGURA 96.</b> Resultados da análise do EDS para o ponto 88.....	112
<b>FIGURA 97.</b> Imagens obtidas a partir do MEV do ponto 89.....	113
<b>FIGURA 98.</b> Resultados da análise do EDS para o ponto 89.....	113

## LISTA DE TABELAS

TABELA 1. Terminologia utilizada pelo SUCS.....	22
TABELA 2. Classificação de solos segundo o SUCS.....	25
TABELA 3. Parâmetros de compressibilidade. ....	29
TABELA 4. Parâmetros de resistência nas condições natural e inundada.....	32
TABELA 5. Critérios baseados nos índices físicos, limites de Atterberg e ensaios de caracterização. ....	36
TABELA 6. Potencial de colapso e gravidade do problema.....	38
TABELA 7. Grau de susceptibilidade ao colapso.....	39
TABELA 8. Índices de colapso obtidos por Bastos (1991), Higashi (2006) e Pinheiro (1991). ....	41
TABELA 9. Valores típicos de limites de Atterberg de alguns solos brasileiros. ....	45
TABELA 10. Localização dos pontos de estudo. ....	68
TABELA 11. Índices físicos e limites de consistência dos solos dos pontos de estudo. ....	81
TABELA 12. Análise granulométrica e classificação SUCS dos solos dos pontos de estudo.....	81
TABELA 13. Resultados dos parâmetros de resistência dos solos de estudo.....	88
TABELA 14. Resultados do potencial de colapso e classificação da gravidade do problema segundo Jennings & Knight (1975). ....	93
TABELA 15. Resultados da influência do grau de saturação no potencial de colapso do solo.....	98
TABELA 16. Resultados dos potenciais de colapso obtidos nos ensaios de compressão unidimensional e cisalhamento direto.....	104

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A – Área da Seção Transversal

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

AF – Ácido Fúlvico

AH – Ácido Húmico

AP – Antes do Presente

ASTM – American Society for Testing and Materials

Ca – Coesão Aparente

Cc – Coeficiente de Curvatura

Cc – Coeficiente de Compressão

Ce – Coeficiente de Expansão

Cr – Coeficiente de Recompressão

CRS – Adensamento com Velocidade de Deslocamento Constante

Cu – Coeficiente de Uniformidade

EDS – Espectroscopia de Energia Dispersiva

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IG – Índice de Grupo

IP – Índice de Plasticidade

kPa – Quilo Pascal

LC – Limite de Contração

LL – Limite de Liquidez

LMS - Laboratório de Mecânica dos Solos

LMW – Ácidos Orgânicos de Baixo Peso Molecular

LP – Limite de Plasticidade

Ma- Milhões de Anos

MEV – Microscopia Eletrônica de Varredura

Mpa – Mega Pascal

N – Força Normal

NBR – Norma Brasileira

OCR – Razão de Sobreadensamento

PC – Potencial de Colapso

SUCS – Sistema Unificado de Classificação dos Solos

T – Força Tangencial

USDA – U.S. Department of Agriculture

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\Delta\sigma$ : tensão total

$\Delta\sigma'$ : tensão efetiva

$\Delta u$ : poropressão

$\sigma'_{vm}$ : pressão de escoamento

$\phi$ : ângulo de atrito

$c'$ : coesão efetiva

$\tau$ : tensão cisalhante

$c$ : coesão

$^{\circ}\text{C}$ : graus celsius

$w_{sat}$ : teor de umidade para 100% de saturação

$i$ : coeficiente de colapso estrutural

$C$ : coeficiente de colapsibilidade

$I$ : potencial de colapso

$\gamma_s$ : peso específico do material da esfera

$\gamma_w$ : peso específico do fluído

$\mu$ : viscosidade do fluído

$D$ : diâmetro da esfera

$n$ : porosidade

$S$ : grau de saturação

$\gamma$ : peso específico aparente úmido

$\gamma_{sat}$ : peso específico aparente saturado

$\gamma_{sub}$ : peso específico aparente submerso

$G_s$ : densidade dos grãos

$\text{Ca}$ : Cálcio

$\text{Mg}$ : Magnésio

$\text{Al}$ : Alumínio

$\text{Fe}$ : Ferro

$\text{Si}$ : Silício

$\text{mm}$ : milímetro

$\sigma'_p$ : Tensão de pré-adensamento

$\sigma$ : tensão normal

$\tau_{m\acute{a}x}$ : tensão de ruptura

$\tau_{res}$ : tensão residual

$K$ : coeficiente de colapso ou subsidência

$e_L$ : índice de vazios necessário para conter a umidade correspondente ao limite de liquidez

$e_o$ : índice de vazios natural  
 $w_L$ : limite de liquidez  
 $w_p$ : limite de plasticidade  
 $w_o$ : teor de umidade natural  
 $Sr_o$ : grau de saturação natural  
 $\gamma_d$ : peso específico seco do solo  
(S – C): diferença entre os teores de areia e argila  
 $\sigma_w$ : tensão de inundação no ensaio edométrico  
 $\Delta e_c$ : variação do índice de vazios pela inundação  
 $\Delta H_c$ : variação da altura do corpo de prova pela inundação  
 $H_0$ : altura inicial do corpo de prova  
 $\Delta e_i$ : variação do índice de vazios devido à inundação da amostra  
 $e_{ai}$ : índice de vazios antes da inundação  
 $\sigma_{fs}$ : tensão de fluência do solo saturado  
 $\sigma_{fn}$ : tensão de fluência do solo com teor de umidade natural  
 $\sigma_o$ : tensão vertical geostática do solo subjacente  
 $\Delta e$ : variação do índice de vazios causada pela saturação  
 $e_1$ : índice de vazios antes da saturação

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>17</b>
1.1. JUSTIFICATIVA.....	18
1.2. OBJETIVO GERAL .....	18
1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	18
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>21</b>
2.1. CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS .....	21
<b>2.1.1. Classificação pela origem e classificação pedológica.....</b>	<b>21</b>
<b>2.1.2. Classificação unificada (SUCS).....</b>	<b>22</b>
<b>2.1.3. Classificação AASHTO.....</b>	<b>26</b>
<b>2.1.4. Classificação textural .....</b>	<b>26</b>
2.2. COMPRESSIBILIDADE DOS SOLOS .....	27
2.3. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS .....	30
2.4. COLAPSIBILIDADE DOS SOLOS.....	33
<b>2.4.1. Avaliação da colapsibilidade .....</b>	<b>35</b>
<b>2.4.2. Estudos da colapsibilidade de diferentes perfis de solos do Brasil .....</b>	<b>40</b>
2.5. ENSAIOS GEOTÉCNICOS .....	41
<b>2.5.1. Ensaio de campo .....</b>	<b>42</b>
2.5.1.1. Amostragem .....	42
<b>2.5.2. Ensaio de laboratório .....</b>	<b>42</b>
2.5.2.1. Ensaio de caracterização.....	42
2.5.2.1.1. <i>Análise granulométrica</i> .....	42
2.5.2.1.2. <i>Limites de Atterberg</i> .....	44
2.5.2.1.3. <i>Índices físicos</i> .....	45
2.5.2.1.4. <i>Composição mineralógica</i> .....	47
2.5.2.1.5. <i>Teor de matéria orgânica</i> .....	48
2.5.2.2. Ensaio de compressão unidimensional.....	49
2.5.2.3. Ensaio de cisalhamento direto.....	52
<b>3. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS .....</b>	<b>55</b>
3.1. AMOSTRAGENS .....	56
3.2. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE SUÇÃO DE CAMPO .....	56

3.3.	ENSAIOS LABORATORIAIS .....	57
3.3.1.	Ensaio de caracterização .....	57
3.3.2.	Ensaio de cisalhamento direto .....	59
3.3.3.	Ensaio de compressão unidimensional.....	60
4.	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	63
4.1.	PLANÍCIE COSTEIRA DE SANTA CATARINA .....	63
4.2.	AREIAS QUARTZOSAS PODZOLIZADAS .....	65
4.2.1.	Areias quartzosas.....	65
4.2.2.	Processo de podzolização .....	66
4.2.3.	Areias quartzosas podzolizadas.....	67
4.3.	DESCRIÇÃO E LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE ESTUDO .....	67
4.3.1.	Araranguá .....	68
4.3.1.1.	Ponto 77.....	69
4.3.1.2.	Ponto 84.....	70
4.3.1.3.	Ponto 88.....	71
4.3.2.	Balneário Camboriú.....	73
4.3.2.1.	Ponto 83.....	73
4.3.3.	Balneário Rincão.....	75
4.3.3.1.	Ponto 85.....	75
4.3.3.2.	Ponto 86.....	76
4.3.3.3.	Ponto 87.....	77
4.3.4.	Jaguaruna.....	78
4.3.4.1.	Ponto 89.....	78
5.	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	81
5.1.	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	81
5.2.	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO .....	82
5.3.	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO .....	83
5.4.	RESULTADOS DO POTENCIAL DE COLAPSO DOS SOLOS .....	89
5.4.1.	Resultados do potencial ao colapso dos solos no ensaio de compressão unidimensional.....	89
5.4.2.	Resultados da influência do grau de saturação do solo no potencial de colapso.....	94
5.4.3.	Comparação dos ensaios de compressão unidimensional e cisalhamento direto.....	99

5.5.	RESULTADOS DA MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA E EDS.....	105
<b>6.</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....</b>	<b>115</b>
6.1.	CONCLUSÕES.....	115
6.2.	SUGESTÕES .....	116
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>117</b>



## 1. INTRODUÇÃO

O conhecimento das características dos solos e de seus parâmetros geotécnicos tem um importante papel na implantação de projetos. Estes estão estritamente relacionados à segurança, ao custo e à execução, já que, quando mal interpretados, podem causar problemas ambientais, aumento de custo por modificações e atrasos ou ruptura da obra. A investigação geotécnica segundo Almeida e Marques (2010) compõe a primeira etapa do projeto de uma obra geotécnica e busca então definir as características do projeto, como a estabilidade de taludes, a remediação de rupturas, entre outras. Os fatores que podem influenciar na escolha dos métodos de investigação a serem utilizados são: a natureza dos materiais de subsuperfície, a condição do lençol freático, tipo de obra, complexidade da área, topografia, tempo, grau de perturbação do método investigativo, limitações de orçamento e até mesmo aspectos políticos (MARINHO, 2005).

Segundo Rodrigues e Lollo (2008), os solos colapsíveis são definidos como aqueles que sofrem uma redução de volume quando experimentam um aumento na quantidade de água em seus espaços vazios ou quando são umedecidos após a aplicação de sobrecargas. Essa redução de volume se deve à variação do índice de vazios do solo e não está necessariamente vinculada a um aumento das cargas aplicadas. Higashi (2006) ressalta que o processo de colapso dos solos afeta fundações de obras civis devido aos recalques significativos e é bastante comum em solos arenosos e solos argilosos porosos que estão distribuídos em boa parte do Brasil, principalmente nas regiões centro-sul e nordeste, representados por aterros mal compactados, depósitos aluviais, coluviais e residuais muito lixiviados (RODRIGUES & LOLLO, 2008).

Espíndola (2011) afirma que é através dos ensaios geotécnicos que soluções para problemas específicos de uma obra podem ser obtidas. Esses ensaios buscam simular a situação mais parecida com a qual o solo está ou estará submetido. Os ensaios geotécnicos podem ser divididos em ensaios de campo e ensaios de laboratório. Nos ensaios de campo, as condições são mais próximas do real, já nos ensaios de laboratório tenta-se reproduzir as condições de campo ou até mesmo as situações em que as obras se tornariam financeiramente inviáveis. Nos ensaios laboratoriais, é feita a caracterização do solo por meio de análise granulométrica, cálculo dos limites de Atterberg, determinação dos índices físicos, determinação do teor de matéria orgânica, dentre outros. Os trabalhos que tratam do fenômeno da colapsibilidade dos solos utilizam ensaios de cisalhamento direto, como Pinheiro (1991) e Bastos (1991), e principalmente ensaios edométricos para a determinação do potencial de colapso, como Gutierrez (2005) e Higashi (2006). Almeida e Marques (2010) ressaltam que é necessário que os ensaios geotécnicos sejam “detalhadamente especificados” principalmente em relação aos cuidados e às técnicas de amostragem.

As areias quartzosas podzolizadas são encontradas em várias regiões da zona costeira de Santa

Catarina. Estes solos apresentam uma significativa tendência ao comportamento colapsível. Por essa razão, a pesquisa tem como objetivo analisar a susceptibilidade ao colapso das areias quartzosas podzolizadas na porção leste de Santa Catarina, nas cidades de Balneário Camboriú, Araranguá, Balneário Rincão e Jaguaruna.

### 1.1. JUSTIFICATIVA

Segundo os dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, em 2010 84,36% da população brasileira se localizava na zona urbana. Com o processo desordenado de urbanização, as limitações das áreas a serem ocupadas passaram a ser ignoradas, levando a uma ocupação inadequada de regiões propícias a escorregamentos, erosões intensas, inundações e terrenos capazes de desenvolver subsidências e colapsos (HIGASHI, 2006). Segundo Milititsky *et al.* (2008), mais de 80% dos casos com problemas de fundações, em obras de pequeno a médio porte, estão relacionados à ausência completa de investigação geotécnica que levou à adoção de um planejamento inadequado.

Devido à ampla distribuição de solos colapsíveis no território brasileiro e sua potencialidade em causar problemas às obras de engenharia, é fundamental a realização de estudos geotécnicos que visam a uma melhor compreensão e previsão do comportamento dos mesmos. Além disso, a importância dessa análise se dá principalmente porque a infiltração da água por acidentes, como o rompimento de condutores de água e esgoto ou mesmo pela própria chuva, é o principal fator a promover o colapso do solo. A porção leste de Santa Catarina apresenta-se como uma área de imprescindível necessidade de avaliação dos fenômenos de colapso, já que apresenta um elevado crescimento da urbanização e solos como as areias quartzosas podzolizadas presentes em toda a região. Por fim, este trabalho pode ser utilizado como uma ferramenta para projetos e obras de ocupação.

### 1.2. OBJETIVO GERAL

A pesquisa tem como objetivo geral analisar a susceptibilidade ao colapso de areias quartzosas podzolizadas na porção leste do estado de Santa Catarina, além de avaliar seu comportamento mecânico.

### 1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Localizar areias quartzosas podzolizadas em diferentes áreas da região costeira de Santa Catarina.
- Realizar a caracterização geotécnica das areias quartzosas podzolizadas por meio de ensaios de laboratório de caracterização, compressão unidimensional e cisalhamento

direto.

- Determinar a susceptibilidade ao colapso das areias quartzosas podzolizadas de diferentes regiões no leste de Santa Catarina.
- Avaliar a influência do grau de saturação inicial dos corpos de prova nos valores finais de potencial de colapso.



## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Esta unidade aborda referências bibliográficas relacionadas ao tema do trabalho, por meio das quais se obtém um suporte teórico na caracterização da área de estudo, na realização dos ensaios geotécnicos, no entendimento dos parâmetros e princípios geotécnicos, entre outros.

### **2.1. CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS**

Os modelos de classificação dos solos podem levar em consideração diversas características, como, por exemplo, sua origem, evolução, presença ou não de matéria orgânica, estrutura e preenchimento dos vazios. O principal objetivo da classificação do solo para a geotecnia é poder estimar o comportamento do solo e, assim, direcionar o programa de investigação necessário para a análise adequada de um problema. Além disso, os sistemas de classificação facilitam a “transmissão do conhecimento”, já que, se utilizando uma designação, esta é facilmente entendida por todos (PINTO, 2006).

#### **2.1.1. Classificação pela origem e classificação pedológica**

Os solos podem ser classificados segundo suas origens. Neste modelo de classificação, os solos são divididos em dois grupos principais: residuais e transportados. Os solos residuais são originados a partir do intemperismo das rochas e se encontram no próprio local onde foram formados. Esse grupo ainda pode ser dividido em residual maduro, saprólito e rocha alterada, segundo seus diferentes graus de intemperização. Os solos transportados são os que foram retirados e transportados de seu local de origem por algum agente de transporte. Os solos formados pela ação da gravidade são chamados de solos coluvionares e aqueles que foram originados do carreamento pela água são chamados de aluviões. Já o transporte pela ação do vento origina os depósitos eólicos, caracterizados pela presença de partículas arredondadas devido ao seu atrito constante. Apesar de simples, a classificação pela origem do solo é um complemento muito importante no entendimento do seu comportamento (PINTO, 2006).

A pedogênese compreende os processos físico-químicos responsáveis pela evolução dos perfis de solos, ou seja, pela diferenciação dos horizontes de solos. Na classificação pedológica, a descrição do solo compreende então a delimitação dos horizontes e camadas e também a identificação das características morfológicas de cada uma, considerando a transição entre horizontes e camadas, profundidade e espessura, cor, granulometria, textura, porosidade, atividade biológica, cimentação, estrutura, consistência, entre outras características (IBGE, 2007).

Segundo o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA) (2006), a classificação pedológica dos solos é feita de acordo com

diferentes níveis categóricos, divididos em ordens, subordens, grandes grupos, subgrupos, família e séries. O primeiro nível categórico (ordem) deve levar em consideração os atributos diagnósticos que caracterizam o meio ambiente e os processos de formação do solo. As classes desse nível são denominadas como: argilossolo, cambissolo, chernossolo, espodossolo, gleissolo, latossolo, luvisolo, neossolo, nitossolo, organossolo, planossolo, plintossolo e vertissolo. Os seguintes níveis categóricos levam em consideração algumas propriedades ou características diferenciais, encarregadas pela ausência de diferenciação de horizontes, tipo de arranjo dos horizontes, atividade da fração argila, saturação por alumínio ou por sódio, entre outras. É importante destacar que o nível de família no sistema está em discussão e os níveis de séries não estão definidos no país.

Ainda de acordo com o EMBRAPA (2006), as classes do primeiro e segundo nível categórico devem ser escritas com todas as letras maiúsculas, ao passo que as classes do terceiro nível devem apresentar apenas a primeira letra maiúscula e as do quarto nível categórico todas as letras minúsculas.

### 2.1.2. Classificação unificada (SUCS)

A classificação unificada recebeu esse nome quando muitas agências do governo americano passaram a adotar o sistema de classificação desenvolvido por Casagrande na década de 40. Esse sistema tem apenas aplicação qualitativa e é baseado em determinações das características dos tamanhos das partículas, dos limites de liquidez (LL) e dos índices de plasticidade (IP). São identificadas três grandes divisões do solo, como: solos de granulometria grossa, solos de granulometria fina e solos altamente orgânicos (ASTM, 2006).

De acordo com Santos (2006), os solos dentro desse sistema são divididos em 15 grupos representados por duas letras. A primeira letra é definida conforme a granulometria e a segunda letra conforme a plasticidade. A Tabela 1 apresenta as letras e seus significados:

Tabela 1. Terminologia utilizada pelo SUCS.

<b>Sigla</b>	<b>Significado</b>
G	Pedregulho
S	Areia
M	Silte
C	Argila
O	Solo orgânico
W	Bem graduado
P	Mal graduado
H	Alta compressibilidade
L	Baixa compressibilidade
Pt	Turfas

Fonte: Pinto (2006).

O primeiro passo a ser tomado na classificação deste sistema é definir a porcentagem de finos presentes no solo, sendo considerado fino o material que passar na peneira n° 200 (0,075 mm). Quando essa porcentagem for menor do que 50, o solo é classificado como solo de granulagem grosseira e adotam-se as letras G ou S, dependendo de qual predominar. Porém, quando maior do que 50%, o solo é classificado como de granulagem fina, sendo indicada pelas letras M, C ou O (PINTO, 2006).

Para a classificação dos solos de granulometria grossa, também são utilizados os coeficientes de uniformidade ( $C_u$ ) e de curvatura ( $C_c$ ), que são definidos pelas equações 1 e 2:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1)$$

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

Onde:

$D_{10}$  - diâmetro das partículas do solo em relação a 10% do material que passa;

$D_{30}$  - diâmetro das partículas do solo em relação a 30% do material que passa;

$D_{60}$  - diâmetro das partículas do solo em relação a 60% do material que passa (SANTOS, 2006).

Os solos de granulagem fina são classificados de acordo com a Carta de Plasticidade (Figura 1), que leva em consideração a relação entre o índice de plasticidade do solo e o limite de liquidez. De acordo com a carta, os solos com comportamento argiloso são plotados acima da linha A do gráfico, enquanto os solos orgânicos e silteosos são plotados abaixo da mesma. Secundariamente, esses solos são também classificados como de alta compressibilidade (H) ou de baixa compressibilidade (L). Essa divisão é feita segundo a linha B da carta, em função do LL ser superior ou inferior a 50 (PINTO, 2006).

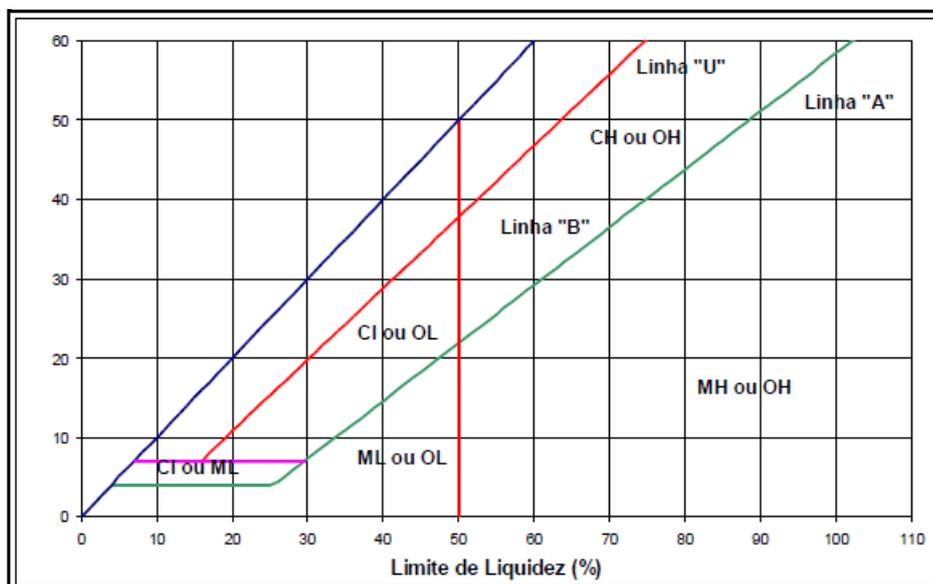


Figura 1. Carta de Plasticidade (SANTOS, 2006).

A Tabela 2 apresenta a classificação dos solos segundo o SUCS. Além disso, ela contém as três grandes divisões do solo e suas subdivisões em grupos básicos de solos. De acordo com a *American Society for Testing and Materials* – ASTM (2006), os vários grupos da classificação unificada foram projetados para correlacionar em termos gerais com a engenharia do comportamento dos solos, fornecendo assim um primeiro passo útil para qualquer investigação geotécnica.

Tabela 2. Classificação de solos segundo o SUCS.

Critérios para Estabelecer Símbolos de Grupos e Nomes de Grupos				Classificação do Solo	Nome do Grupo	
				Grupo		
Solos de granulometria grossa mais de 50% do solo retido na peneira n° 200	Pedregulhos	Pedregulhos limpos	$Cu \geq 4$ e $1 \leq Cc \leq 3$	GW	Pedregulho bem graduado	
	mais que 50% da fração grossa	menos que 5% de finos	$Cu < 4$ e/ou $1 > Cc > 3$	GP	Pedregulho mal graduado	
	retida na peneira n°4	Pedregulhos com finos	Finos classificam-se como ML ou MH		GM	Pedregulho siltoso
		mais que 12% de finos	Finos classificam-se como CL ou CH		GC	Pedregulho argiloso
	Areias	Areias limpas	$Cu \geq 6$ e $1 \leq Cc \leq 3$		SW	Areia bem graduada
		50% ou mais da fração grossa	menos de 5% de finos	$Cu < 6$ e/ou $1 > Cc > 3$	SP	Areia mal graduada
		passa na peneira n° 4	Areias com finos	Finos classificam-se como ML ou MH		SM
mais de 12% de finos			Finos classificam-se como CL ou CH		SC	Areia argilosa
Solos de granulometria fina 50% do solo ou mais passa na peneira n° 200	Siltes e argilas limite de liquidez	Inorgânicos	$IP > 7$ e sobre ou acima da linha "A"	CL	Argila pouco plástica	
			$IP < 4$ e abaixo da linha "A"	ML	Silte	
	menor que 50	Orgânicos	<u>LL - seco em estufa</u>	$\frac{< 0.75}{}$	OL	Argila orgânica
			LL - não seco em estufa			Silte orgânico
	Limite de liquidez maior ou igual a 50	Inorgânicos	IP sobre ou acima da linha "A"		CH	Argila muito plástica
			IP abaixo da linha "A"		MH	Silte elástico
			Orgânicos	<u>LL - seco em estufa</u>	$\frac{< 0.75}{}$	OH
LL - não seco em estufa					Silte orgânico	
Solos altamente orgânicos	Principalmente matéria orgânica, escura na cor e com odor orgânico			PT	Turfa	

Fonte: Santos (2006).

### 2.1.3. Classificação AASHTO

O Sistema de Classificação da Associação Americana de Rodovias Estaduais e Autoridades de Transporte (AASHTO) foi desenvolvido em 1929 como o sistema de classificação da Administração de Vias Públicas e é usado principalmente pelos departamentos de estradas do estado e município. Sua versão mais recente foi recomendada pelo *Committee on Classification of Materials for Subgrades and Granular Type Roads* da *Highway Research Board* em 1945. Neste Sistema, o solo pode ser classificado em sete grupos: A-1, A-2, A-3, A-4, A-5, A-6 e A-7. Materiais granulares com 35% ou menos das partículas passando pela peneira nº 200 pertencem aos grupos A-1, A-2 e A-3. Já aqueles em que mais de 35% das partículas passam pela peneira nº 200 são classificados nos grupos A-4, A-5, A-6 e A-7. Além do tamanho dos grãos, essa classificação também considera a plasticidade do material. As porções finas do solo com índice de plasticidade de 10 ou menos são chamadas de siltosas, e as com índices de 11 ou mais de argilosas. Pedras de mão e matações, quando encontrados, são removidos da amostra de solo a ser analisada, porém a porcentagem deste material é registrada. A qualidade do solo como material de subleito de rodovias é definida pelo índice de grupo (IG) (DAS, 2013).

O índice é escrito entre parênteses depois da definição do grupo do solo e é dado segundo a equação 3:

$$IG = (F_{200} - 35)[0,2 + 0,005 (LL - 40)] + 0,01 (F_{200} - 15)(IP - 10) \quad (3)$$

Onde:

$F_{200}$  – porcentagem que passa pela peneira nº 200;

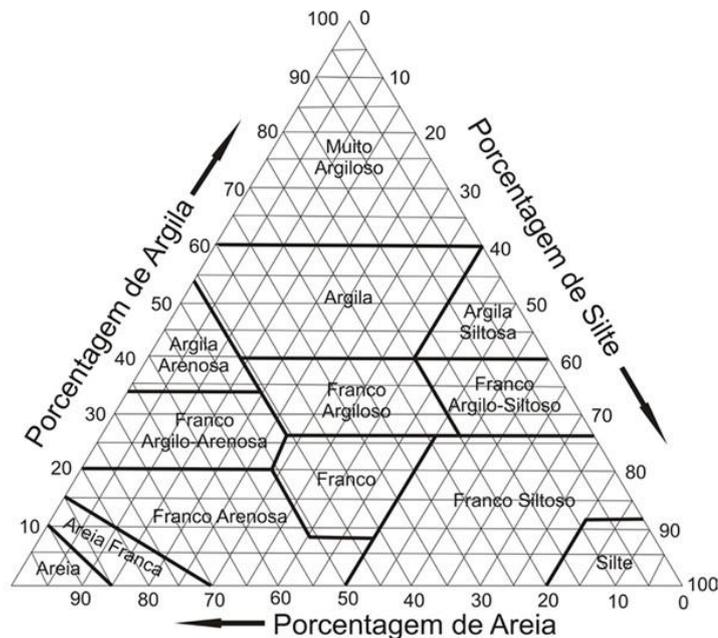
LL – limite de liquidez;

IP – índice de plasticidade;

A qualidade do desempenho de um solo como material de subleito é, em geral, inversamente proporcional ao índice de grupo (DAS, 2013).

### 2.1.4. Classificação textural

Como a textura dos solos é influenciada pelo tamanho das partículas que eles contêm, neste sistema os solos são classificados a partir de seus componentes principais, levando-se em consideração as categorias de pedregulho, areia, silte e argila. Existem vários sistemas de classificação textural em uso, sendo o mais conhecido o desenvolvido pelo Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (USDA). Neste sistema, os limites granulométricos são definidos de 2,0 a 0,05 mm de diâmetro como areia, de 0,05 a 0,002 mm como silte e para valores menores que 0,02 mm de diâmetro como argila. A classificação do USDA utiliza um diagrama triangular (Figura 2). Quando as porcentagens de areia, silte e argila do solo são definidas, plota-se no diagrama o ponto correspondente a essas porcentagens e, assim, é obtida sua classificação textural (DAS, 2013).



**Figura 2.** Diagrama da classificação textural do USDA (LEMOS & SANTOS, 1996).

Este diagrama considera apenas a fração de solo que passa através da peneira nº 10. Portanto, se na distribuição granulométrica de um solo a porcentagem das partículas do mesmo for maior que 2 mm de diâmetro, será necessário fazer uma correção (DAS, 2013).

## 2.2. COMPRESSIBILIDADE DOS SOLOS

O solo quando submetido a um aumento de tensão devido à construção de fundações ou outras cargas, pode sofrer a compressão de suas camadas. Estão associados a essa compressão a deformação das partículas do solo, o deslocamento das partículas do solo e a expulsão da água ou do ar presente nos espaços vazios. Na engenharia geotécnica, o processo de compressão também é denominado de recalque e pode ser dividido em três categorias: recalque elástico, recalque por adensamento primário e recalque por compressão secundária. No caso das argilas compressíveis, quando são submetidas a um aumento de carga, o recalque elástico ocorre imediatamente. Porém, como o excesso de poropressão da água nessas argilas dissipa gradativamente durante um longo período, o recalque causado por adensamento pode continuar ocorrendo depois do recalque elástico e também pode ser muitas vezes maior (DAS, 2013).

Terzaghi e Peck (1948) propuseram o modelo água-mola como analogia para representar solos argilosos submetidos a tensões, em que a mola representa os componentes sólidos. Neste modelo, a tensão total ( $\Delta\sigma$ ) é dividida entre a tensão efetiva ( $\Delta\sigma'$ ) e a poropressão ( $\Delta u$ ), segundo a equação 4:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \quad (4)$$

Como as argilas apresentam condutividade hidráulica muito baixa e a água não é compressível, em um tempo  $t = 0$  toda a tensão será aplicada na água, ou seja,  $\Delta\sigma = \Delta u$ . Após um

intervalo de tempo, a água será expulsa e o excesso de poropressão diminuirá pouco a pouco, conseqüentemente haverá um aumento da tensão efetiva. Em um tempo  $t = \infty$ , toda a poropressão é dissipada e a tensão total é aplicada na mola, ou seja, nos componentes sólidos do solo e  $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$  (DAS, 2013).

Nos estudos da compressibilidade das areias, observa-se que apresentam uma compressão volumétrica quase nula até atingir pressões verticais muito elevadas, em torno de 10 MPa. Por este motivo, recalques em areias são desprezíveis na maioria dos projetos (ORTIGÃO, 1995). Porém, Roberts (1964) determinou que na variação de pressões entre 1000 psi (~7MPa) e 20000 psi (~137,895 MPa) algumas areias são tão compressíveis ou até mais compressíveis do que argilas típicas.

O valor de pressão vertical a partir do qual as deformações passam a aumentar rapidamente é denominado de “pressão de escoamento” e sua notação é  $\sigma'_{vm}$ . O fenômeno responsável por este comportamento é a quebra individual dos grãos (ORTIGÃO, 1995). Em pressões altas o suficiente, em que há a quebra dos grãos, as areias quartzosas podem apresentar índices máximos de compressão de 0,35 a 0,70. Os fatores que podem influenciar na compressibilidade das areias são a densidade inicial e a angularidade dos grãos. Outros fatores, como a compacidade, não influenciam na compressibilidade, porém influem na pressão de escoamento (ROBERTS, 1964).

A Tabela 3 a seguir apresenta resultados obtidos por Gutierrez (2005) e Higashi (2006); e Santos (1997), Beviláqua (2004), Davison Dias (1987) e Bastos (1991) in Higashi (2006) quanto aos parâmetros de compressibilidade de diferentes solos do Brasil. A tabela apresenta os valores máximos e mínimos obtidos das tensões de pré-adensamento ( $\sigma'_p$ ), dos coeficientes de compressão ( $C_c$ ) e de recompressão ( $C_r$ ) nas condições natural e inundada.

Gutierrez (2005) estudou as influências estruturais no colapso de latossolos vermelhos e nitossolos na cidade de Maringá, Paraná. Os parâmetros obtidos demonstraram que as deformações por carregamento foram maiores do que as causadas pela inundação dos corpos de prova. Além disso, verificou-se uma relação entre os valores da tensão de pré-adensamento e o coeficiente de colapso estrutural.

Higashi (2006) determinou os parâmetros de compressibilidade do horizonte C de cambissolo e podzólicos vermelho-amarelos originados de rochas graníticas e de sedimentos quaternários. Os resultados mostraram uma tendência ao aumento dos valores de  $c_r$  com a inundação e consideráveis deformações, que devem ser bem analisadas para os devidos cuidados quanto ao uso e à ocupação destes solos.

Os dados obtidos por Higashi (2006), Santos (1997), Beviláqua (2004), Davison Dias (1987) e Bastos (1991) evidenciam uma significativa redução dos valores da pressão de pré-adensamento com a inundação das amostras.

Tabela 3. Parâmetros de compressibilidade.

Autor	Ponto de Estudo	Tensão de Pré-adensamento (kPa)		Cc		Cr	
		Natural	Inundado	Natural	Inundado	Natural	Inundado
Gutierrez (2005)	Maringá - LV	69 - 290	35 - 185	0.585 - 0.809	0.502 - 0.646	-	-
	Maringá - NV	125 - 160	52 - 123	0.615 - 0.810	0.465 - 0.727	-	-
	Distrito de Iguatemi - LVd	130 - 540	27 - 205	0.169 - 0.435	0.226 - 0.360	-	-
Santos (1997)	Ilha - PVg	120 e 130	15 e 73	0.232 e 0.308	0.258 e 0.207	0.026 e 0.009	0.022
	Itacorubi - PVg	180 - 310	150 - 190	0.28 - 0.630	0.229 - 0.63	0.01 - 0.03	0.019 - 0.06
	Canasvieiras - Cde	-	45	-	0.138	-	0.002
Beviláqua (2004)	Araquãs	208	60	0.303	0.1238	0.089	0.066
	Cacupé	330	260	0.204	0.332	0.053	0.035
	S. Lagoa	175	96	0.186	0.2458	0.05	0.08
	SC - 401	55	45	0.1328	0.1238	0.033	0.033
Davison Dias (1987)	Santana	190	160	0.19	0.29	0.003	0.027
Bastos (1991)	Independência	228	194	0.29	0.27	0.04	0.06
	Ponta Grossa	223	106	0.33	0.27	0.05	0.06
Higashi (2006)	Tubarão - Pvag	110 - 299	63 - 185	0.146 - 0.309	0.146 - 0.299	0.009 - 0.053	0.046 - 0.128
	Tubarão - Pvasq	250	235	0.58	0.307	0.011	0.05
	Tubarão - Casq	400	190	0.21	0.183	0.042	0.087
	Tubarão - Ca	420	380	0.676	0.345	0.019	0.032

Fonte: adaptado de Higashi (2006) e Gutierrez (2005).

### 2.3. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

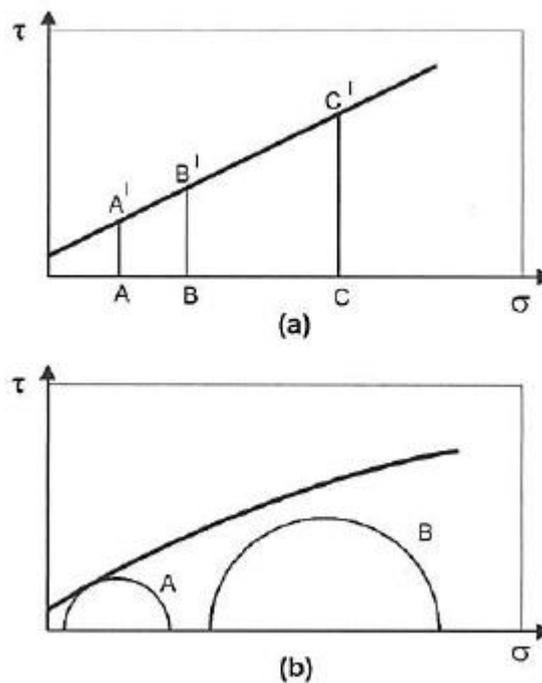
O processo de cisalhamento se desenvolve devido ao deslizamento entre corpos sólidos, ou seja, no solo ocorre entre as partículas do mesmo. A resistência ao cisalhamento de um solo é definida como a tensão máxima de cisalhamento que um solo resiste antes da ruptura, ou a tensão de cisalhamento no plano em que estiver ocorrendo a ruptura.

Os principais parâmetros que influenciam na resistência ao cisalhamento são o atrito e a coesão. A resistência por atrito é definida segundo o coeficiente de atrito, sendo este a força tangencial necessária para ocorrer o deslizamento de um plano em relação a outro. O ângulo de atrito ( $\phi$ ) é o ângulo máximo que a força cisalhante pode ter com a normal ao plano sem que haja deslizamento e é formado entre a força normal e a resultante das forças tangencial e normal. Já a coesão é definida como a atração química entre as partículas e oferece resistência significativa em determinados tipos de solos. É importante destacar que a coesão efetiva ( $c'$ ) não deve ser confundida com a coesão aparente ( $c_a$ ), que é determinada pela capilaridade da água que desaparece conforme o solo é saturado (VIECILI, 2003).

Os critérios de ruptura são formulações que refletem as condições em que se desenvolve a ruptura. Os critérios que melhor retratam o comportamento dos solos são os de Coulomb e de Mohr. Segundo o critério de Coulomb, não haverá ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um determinado valor, dado pela seguinte equação 5:

$$\tau = c + \sigma' \cdot \tan \phi \quad (5)$$

Já no critério de Mohr, não haverá ruptura se o círculo do estado de tensões se encontrar no interior de uma curva (envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura). A expressão “critério de Mohr-Coulomb”, muito empregada na mecânica dos solos, reflete a construção de uma reta com base na envoltória de Mohr a partir da qual ambos os critérios de resistência ficam similares (PINTO, 2006). A Figura 3 apresenta em (a) a reta da equação de Coulomb e em (b) a envoltória de Mohr. No estado de tensões do círculo B não há ruptura, já no estado de tensões do círculo A, onde a reta tangencia a envoltória, há a ruptura.



**Figura 3.** Critérios de Ruptura de Coulomb e de Mohr (PINTO, 2006).

A Tabela 4 apresenta resultados dos parâmetros de resistência de solos de diferentes locais obtidos por Higashi (2006) e Raimundo *et al.* (2002), Santos (1997), Beviláqua (2004), Davison Dias (1987) e Bastos (1991) in Higashi (2006) em condições natural e inundada. Segundo Guidicini e Nieble (2013), o teor de umidade atua principalmente sobre a coesão, diminuindo-a. Na Tabela 4, é possível observar que a inundação dos corpos de prova provoca decréscimos consideráveis no valor de coesão, inclusive o igualando a zero em alguns pontos estudados. A diminuição no intercepto coesivo é causada por perda da sucção, pressão negativa proveniente das forças capilares, devido à inundação e fica evidente em ensaios de resistência a altas tensões confinantes (BASTOS, 1991).

Tabela 4. Parâmetros de resistência nas condições natural e inundada.

Autor	Ponto de Estudo	Coesão (kPa)		Ângulo de Atrito (graus)	
		Natural	Inundado	Natural	Inundado
Raimundo et al. (2002)	Cacupé	26.5 e 28.9	4.8 e 5.2	30.9 e 35.9	35.9
	Jardim Guarani	8.14 e 42.25	2.12 e 16.82	37.7 e 36.7	26.6 e 32.4
Santos (1997)	Ilha - PVg	8.9 - 92.3	0 - 16	27 - 42	32 - 35
	Itacorubi - PVg	33.1 e 37.1	20.4 e 32.5	30 e 25	28 e 25
	Canasvieiras - Cde	-	4 e 9.1	-	30 e 34
Beviláqua (2004)	Araquãs	25	3	33.2	32
	Cacupé	18	6	37.1	35.2
	Serrinha	58	12	34.7	34.4
	João Paulo	18	4	38.6	37.3
	Praia Mole	11	7	48	43.3
	S. Lagoa	20	14	37	34.4
	Córrego Grande	24	2	54.6	37.3
	SC - 401	22	0	39.2	40.1
Davison Dias (1987)	PVg	43.5	29	34	30
Bastos (1991)	Algarve	-	0.87	-	46.5
	Algarve	-	2.03	-	36
Higashi (2006)	Tubarão	15.3	11	36.2	31.4
	Tubarão	33.43	3.58	44.5	32.1
	Tubarão	104.13	13.4	46.1	35.1
	Tubarão	36.15	12.99	36.6	38.7
	Tubarão	55.18	0	32.6	41.3
	Tubarão	8.62	1.36	31.9	31.5
	Tubarão	37.31	11.84	24.3	23.2
	Tubarão	17.24	10.95	42.9	31.6
	Tubarão	39.9	7.3	38.9	33.7

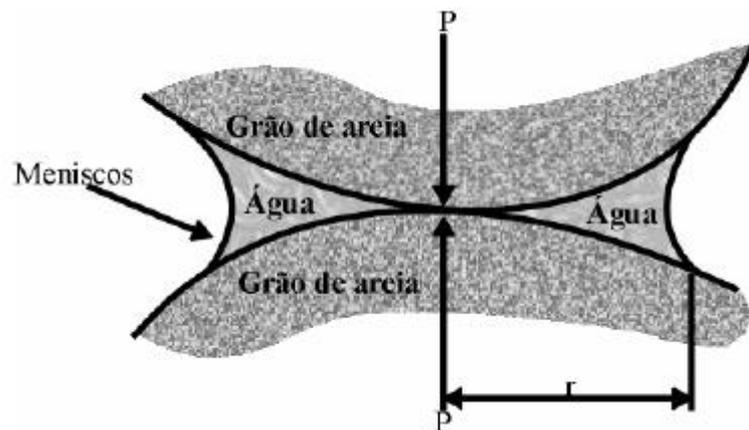
Fonte: modificada de Higashi (2006).

## 2.4. COLAPSIBILIDADE DOS SOLOS

Os solos colapsíveis são assim chamados, pois, ao experimentarem um aumento no volume de água em seus espaços vazios ou ao serem umedecidos após a aplicação de sobrecargas, sofrem uma redução de volume, também denominada de recalque diferencial (RODRIGUES & LOLLO, 2008). Gutierrez (2005) afirma que o fenômeno do colapso ocorre devido à perda de resistência ao cisalhamento do solo quando é inundado, ocasionando o “desmoronamento” de sua estrutura.

As principais características apresentadas por esses solos são seus altos índices de vazios, e, portanto, a presença de uma estrutura porosa com baixo teor de umidade e potencialmente instável. O processo de colapso pode ser interpretado como um rompimento do equilíbrio do solo, causado pelo rearranjo das partículas que passam a ocupar os vazios previamente existentes devido à eliminação dos vínculos entre os grãos por um fluido percolante e à aplicação de sobrecarga. Esses vínculos podem ser definidos pela presença de forças eletromagnéticas na superfície dos grãos, forças capilares ou de compostos cimentantes entre as partículas, como carbonatos e óxidos de ferro (OLIVEIRA, 2002). Muitas são as causas que podem levar ao aparecimento de um fluido percolante que passa a inundar o solo, como: ruptura de condutos de água ou esgoto, infiltração de água da chuva, fissuras e trincas em reservatórios enterrados e ascensão do lençol freático (HIGASHI, 2006).

Dudley (1970) in Gutierrez (2005) descreve os mecanismos de colapso a partir de modelos estruturais segundo as várias composições granulométricas e vínculos presentes no solo. A tensão capilar é responsável pela resistência temporária de um solo arenoso e aumenta com a diminuição dos raios de curvatura dos meniscos (Figura 4). Conforme o solo seca, a água passa a ocupar os espaços capilares. Como a água fica submetida a tensões de tração, a tensão efetiva aumenta em relação à tensão total aplicada pela carga, elevando a resistência aparente do solo.



**Figura 4.** Pressão de contato produzida pela capilaridade (DUDLEY, 1970 apud GUTIERREZ, 2005).

Segundo Rodrigues e Vilar (2013), algumas regiões do mundo apresentam condições ideais para o desenvolvimento deste tipo de solo. Nas regiões onde se alternam estações de seca e de precipitações intensas, sua formação se dá pela lixiviação de finos dos horizontes superficiais, o que

origina solos com alta porosidade, como é o caso do centro-sul do Brasil. Já em regiões áridas e semi-áridas, os solos colapsíveis são formados pela deficiência de umidade que se desenvolve nessas áreas. Além disso, estes solos são encontrados como aterros mal compactados, depósitos aluviais, coluviais, residuais muito lixiviados e depósitos de origem eólica.

De acordo com Higashi (2006), o processo de colapso do solo é muito comum nos solos arenosos e em alguns solos argilosos porosos que ocorrem em boa parte do Brasil. O mapa da Figura 5 apresenta os solos colapsíveis já estudados no Brasil e suas localizações.



**Figura 5.** Mapa da localização dos solos colapsíveis estudados no Brasil (RODRIGUES & LOLLO, 2008).

O processo de colapso em um solo ocorre somente uma vez para um esforço externo e um grau máximo de saturação, pois, após seu término, o solo passa a apresentar uma estrutura estável. Porém, Silva e Ferreira (2004, apud HIGASHI, 2006), a partir de análises de microscopia eletrônica dos solos colapsíveis de Pernambuco, concluíram que a estrutura dos mesmos após o colapso ainda era instável, podendo o solo apresentar novos processos.

A determinação da existência de solos colapsíveis é de grande importância, pois representam riscos geológicos urbanos que podem levar a diferentes problemas nas edificações, como:

- deslocamentos nos elementos de fundação e até mesmo danos aos pilares da obra;
- trincas e rachaduras que podem comprometer a estabilidade da estrutura. As trincas são geralmente inclinadas em 45° e são chamadas de trincas em “V”;
- deformações nos panos dos telhados.

Em obras de maior porte, estes danos podem até colocar em risco a segurança dos usuários dos imóveis, o que leva à interdição para execução de reparos (SEGANTINI, 2008).

Algumas medidas podem ser tomadas para minimizar o efeito da colapsibilidade dos solos. No caso das fundações, a NBR 6122/96 determina que devem ser evitadas fundações superficiais apoiadas neste tipo de solo, a não ser que estudos sejam efetuados levando-se em conta as cargas aplicadas pelas fundações e a possibilidade de inundação do solo. Além disso, visando à viabilização das fundações, podem ser utilizadas sapatas através da compactação do solo em cava. Para diminuir o efeito da colapsibilidade em projetos de fundações por estacas, é possível reduzir a carga admissível de projeto, garantindo, assim, a segurança mínima ao colapso (RODRIGUES & VILAR, 2013).

#### **2.4.1. Avaliação da colapsibilidade**

Os critérios e ensaios de colapsibilidade buscam avaliar os parâmetros que influenciam no comportamento dos solos colapsíveis. Segundo Rodrigues e Lollo (2008), alguns critérios são utilizados para a identificação colapsível em laboratório com o uso de difração de raios-x, microscopia, índices físicos e limites de consistência, entre outros. Já os demais são utilizados para a quantificação do colapso que pode ser realizada em laboratório por ensaios edométricos e de compressão axial ou em campo por prova de carga sobre estaca, prova de carga sobre placa, expansocolapsômetro, entre outros. A Tabela 5 apresenta os autores e os respectivos critérios na qualificação do solo baseados em índices físicos, limites de Atterberg e ensaios de caracterização.

Nas expressões da Tabela 5, têm-se:

$K$ : coeficiente de colapso;

$e_L$ : índice de vazios necessário para conter a umidade correspondente ao limite de liquidez;

$e_o$ : índice de vazios natural;

$w_L$ : limite de liquidez;

$w_p$ : limite de plasticidade;

$w_o$ : teor de umidade natural;

$Sr_o$ : grau de saturação natural;

$\gamma_d$ : peso específico seco do solo;

$(S - C)$ : diferença entre os teores de areia e argila;

$C_u$ : coeficiente de uniformidade;

$\sigma_w$ : tensão de inundação no ensaio edométrico;

Tabela 5. Critérios baseados nos índices físicos, limites de Atterberg e ensaios de caracterização.

Autor	Equação	Critérios
Clevenger (1958)	Baseado no peso específico seco	$\gamma_d < 12.8 \text{ kN/m}^3$ - poderá sofrer recalque grande $\gamma_d > 12.8 \text{ kN/m}^3$ - recalque esperado é reduzido
Kassif e Henkin (1967)	$K = \gamma_d \cdot W_0$	$K < 15$ - Colapsível
Handy (1973)	% finos (< 0.002 mm)	
	< 16%	Alta probabilidade de colapso
	16 a 24%	Provavelmente colapsível
	24 a 32%	Probabilidade de colapso < 50%
	> 32%	Geralmente não colapsível
Basma e Tuncer (1992)	$CP = 48.496 + 0.102x C_U - 0.457 \cdot w_0$ $- 3.533 \cdot \gamma_d + 2.8 \times \ln \sigma_w$ $CP = 48.496 + 0.072x(S - C) - 0.439 \cdot w_0$ $- 3.123 \cdot \gamma_d + 2.85 \times \ln \sigma_w$	Resultado corresponde ao potencial de colapso do solo
Código de obras da URSS (1962)	$K = (e_o - e_L) / (1 + e_o)$	Para solos com $S_r \leq 60\%$ $K \geq - 0.1$ (Colapsíveis)
Feda (1966)	$K = [(w_o/Sr_o) - w_p] / (w_L - w_p)$	$K > 0.85$ (Colapsíveis)

Fonte: modificada de Higashi (2006) e Gutierrez (2005).

Oliveira (2002) descreve alguns dos critérios que se baseiam nos limites de consistência e nos índices físicos do solo, como os de Denisov (1951), Prilkonskij (1952) e Gibbs & Bara (1967). O critério de Denisov (1951) define o coeficiente de subsidência (K) como sendo a relação entre o índice de vazios do solo no limite de liquidez ( $e_L$ ) e o índice de vazios no estado natural ( $e_o$ ), dado segundo a equação 6:

$$K = \frac{e_L}{e_o} \quad (6)$$

$0,5 < K < 0,75$  solos altamente colapsíveis;

$0,75 < K < 1,5$  margas não colapsíveis;

$1,5 < K < 2,0$  solos não colapsíveis.

O critério de Prilkonskij (1952) considera um coeficiente  $K_d$  em função do limite de liquidez (LL), do limite de plasticidade (LP) e do teor de umidade natural ( $w_0$ ), segundo a equação 7:

$$K_d = \frac{LL - W_0}{LL - LP} \quad (7)$$

$K_d < 0$  solos altamente colapsíveis;

$K_d \geq 0,5$  solos não colapsíveis;

$K_d > 1,0$  solos expansivos.

Já o critério de Gibbs e Bara (1967) considera um coeficiente de subsidência (R) que é

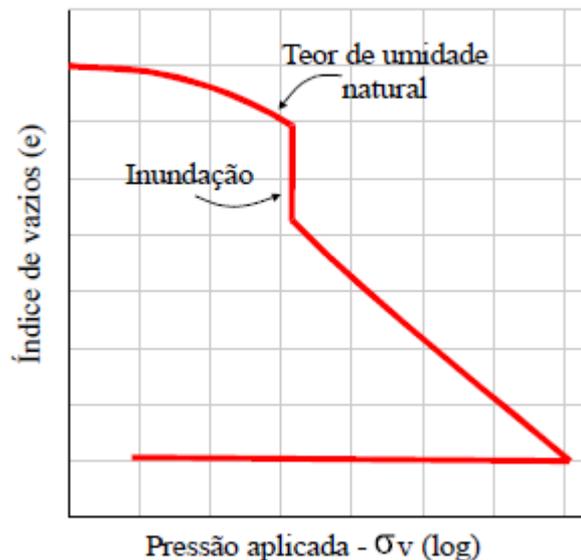
definido pela relação do teor de umidade para 100% de saturação ( $w_{SAT}$ ) e o limite de liquidez (LL), dado segundo a equação 8:

$$R = \frac{w_{SAT}}{LL} \quad (8)$$

Quando o valor de R for maior que 1, o solo é considerado como colapsível.

De acordo com Higashi (2006), é importante enfatizar que os métodos baseados nos índices físicos e limites de consistência são empíricos e foram elaborados para solos específicos estudados por cada autor e por isso devem ser utilizados com cautela, sendo úteis apenas para investigações preliminares.

Dentre os ensaios de laboratório para quantificação do colapso, o ensaio edométrico é o método mais clássico. O ensaio considera as deformações axiais provocadas pela inundação dos corpos de prova sob um estado de tensões e pode ser realizado de duas maneiras: pelo ensaio simples ou pelo ensaio de duplo anel. No ensaio simples, o corpo de prova é solicitado até uma tensão de interesse e por último é inundado. Quando a estabilização das deformações pela saturação é atingida, o corpo de prova é submetido a carregamentos progressivos até a conclusão do ensaio (Figura 6).



**Figura 6.** Curva  $e$  versus  $\log \sigma$  do ensaio edométrico simples (GUTIERREZ, 2005).

Este tipo de ensaio foi utilizado por Jennings e Knight (1975, apud RODRIGUES & LOLLO, 2008) para definir o potencial de colapso (PC). O ensaio é encaminhado até a tensão de 200 kPa e com o término das deformações, devido a este carregamento, o solo é inundado. Após 24h, o solo é então solicitado com carregamentos progressivos até a finalização do ensaio. O PC é definido segundo a equação 9:

$$PC = \frac{\Delta e_c}{1 + e_0} \times 100\% \quad \text{ou} \quad PC = \frac{\Delta H_c}{H_0} \times 100\% \quad (9)$$

Onde:  $\Delta e_c$  é a variação do índice de vazios pela inundação;

$e_0$  é o índice de vazios inicial;

$\Delta H_c$  é a variação da altura do corpo de prova pela inundação;

$H_0$  é a altura inicial do corpo de prova.

A partir do cálculo de PC, pode-se definir a gravidade do problema segundo a Tabela 6:

Tabela 6. Potencial de colapso e gravidade do problema.

PC	Gravidade do Problema
0 - 1%	Nenhum
1 - 5%	Moderado
5 - 10%	Problemático
10 - 20%	Grave
> 20%	Muito Grave

Fonte: Rodrigues & Lollo (2008).

Outro parâmetro muito utilizado no dimensionamento do colapso é o coeficiente de colapso estrutural ( $i$ ) proposto por Vargas (1978). O coeficiente define o colapso através da variação do índice de vazios considerando apenas o efeito da inundação no solo. Os solos são definidos como colapsíveis quando o coeficiente  $i$  é maior do que 2%. O coeficiente de colapso estrutural é dado segundo a equação 10:

$$i = \frac{\Delta e_i}{1 + e_{ai}} \quad (10)$$

$\Delta e_i$ : variação do índice de vazios devido à inundação da amostra;

$e_{ai}$ : índice de vazios antes da inundação.

No ensaio de duplo anel, são preparados dois corpos de prova idênticos, um com umidade natural e outro inundado desde o começo do ensaio. Obtêm-se as curvas e *versus*  $\log \sigma$  para cada um dos corpos de prova e pode-se considerar o colapso do solo como sendo a diferença entre as duas curvas ajustadas (Figura 7) (RODRIGUES & LOLLO, 2008). Reginatto e Ferrero (1973, apud HIGASHI 2006) utilizaram ensaios edométricos duplos para averiguar a dimensão do colapso a cada nível de tensão e propuseram o coeficiente de colapsibilidade ( $C$ ), segundo a equação 11:

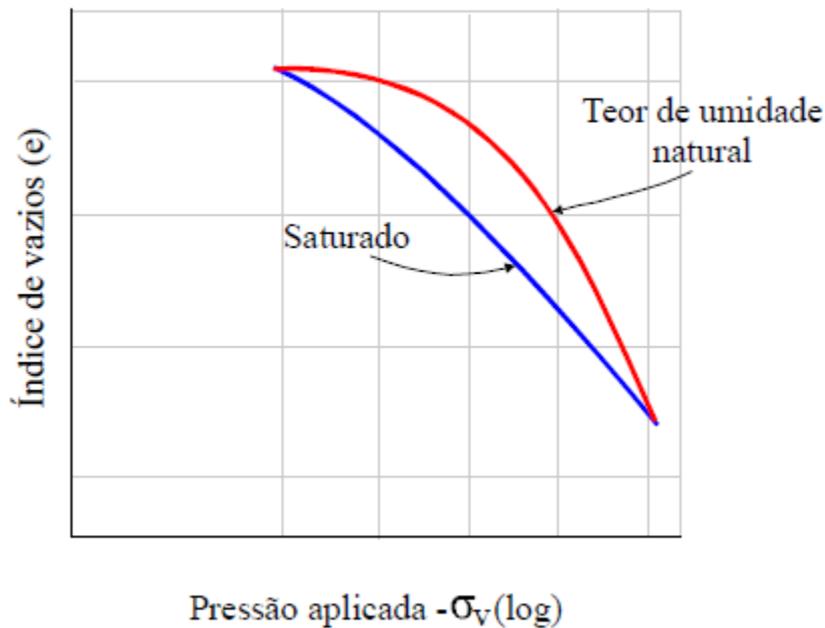
$$C = \frac{\sigma_{fs} - \sigma_o}{\sigma_{fn} - \sigma_o} \quad (11)$$

Onde:

$\sigma_{fs}$  é a tensão de fluência do solo saturado;

$\sigma_{fn}$  é a tensão de fluência do solo com teor de umidade natural;

$\sigma_o$  é a tensão vertical geostática do solo subjacente.



**Figura 7.** Curva e versus log  $\sigma$  ajustadas (GUTIERREZ, 2005).

Quando o coeficiente de colapsibilidade (C) for menor que zero, o solo é considerado como verdadeiramente colapsível e se o coeficiente for igual a 1 o solo é não colapsível.

Lutenegger e Saber (1988) recomendam determinar o potencial de colapso do solo por meio do ensaio edométrico, carregando o corpo de prova até 300 kPa e anotando as deformações causadas pela carga. O corpo de prova deve ser então saturado com água destilada e as deformações provocadas pela inundação anotadas por pelo menos uma hora ou até diminuírem para menos de 0,05 mm/h. A equação 12 utilizada com base nesse critério é dada a seguir:

$$I = \frac{\Delta e}{1 + e_1} \times 100\% \quad (12)$$

$\Delta e$ : variação do índice de vazios causada pela saturação;

$e_1$ : índice de vazios antes da saturação.

A Tabela 7 deve ser utilizada para definir o grau de severidade do potencial de colapso do solo.

Tabela 7. Grau de susceptibilidade ao colapso.	
Grau de Susceptibilidade ao Colapso	I
Leve	2.0
Moderado	6.0
Severo	10.0

Fonte: Lutenegger & Saber (1988).

Lutenegger e Saber (1988) ainda destacam que o estado de tensões em que a saturação do corpo de prova é iniciada tem uma influência considerável no cálculo do valor do potencial de colapso e indicam que é necessário ter cautela na comparação dos resultados reportados na literatura.

#### 2.4.2. Estudos da colapsibilidade de diferentes perfis de solos do Brasil

Bastos (1991) estudou a colapsibilidade dos solos de granitos, gnaisses e migmatitos de Porto Alegre por meio de ensaios no equipamento de cisalhamento direto. Em média, os solos foram classificados como problemáticos, porém, eram estáveis em sua forma de ocorrência. Além disso, os solos mais colapsíveis coincidiram com os mais rígidos e pré-adensados.

Pinheiro (1991) verificou o coeficiente de colapso de perfis de solos originados de rochas sedimentares da Formação Rosário do Sul no Estado do Rio Grande do Sul com ensaios de cisalhamento direto antes da realização do ensaio propriamente dito. Algumas amostras apresentaram-se colapsíveis, porém, em campo, este comportamento não foi observado, possivelmente pela boa permeabilidade dos solos.

Higashi (2006) definiu o coeficiente de colapso dos solos do município de Tubarão por meio da prensa de adensamento de baixas tensões e, também, por meio dos critérios de índices físicos e ensaios de caracterização para efeito de comparação com os resultados obtidos pela prensa. Segundo o critério de Jennings e Knight (1975), os solos foram avaliados com grau de severidade do problema como moderado e, em geral, não apresentaram tendência ao colapso. A Tabela 8 apresenta os valores do índice de colapso obtidos por estes autores para cada unidade geotécnica.

Gutierrez (2005) estudou os solos do norte do Paraná, no município de Maringá, onde a maioria dos solos mostrou-se sensível à inundação. Os latossolos foram considerados de maneira geral como colapsíveis e o nitossolo apresentou menor susceptibilidade ao colapso. A autora também estudou as características estruturais apresentadas por esses solos, sendo que os latossolos apresentaram uma porosidade intermicroagregados e tubos e cavidades de atividade biológica que geram condições propícias ao desenvolvimento do colapso.

Mendes *et al.* (2009) obteve o potencial de colapso dos solos do oeste paulista, na região de São José do Rio Preto - SP. Os solos apresentaram valores elevados acima de 2% e foram caracterizados como potencialmente colapsíveis.

Christ (2014) analisou o potencial de colapso de solos com características colapsíveis na Bacia Hidrográfica da Lagoa da Conceição em Florianópolis – SC. Esses solos foram classificados com colapsibilidade moderada, sendo que a unidade que apresentou ser mais colapsível foi a areia quartzosa de substrato sedimentos quaternários seguida da areia quartzosa podzolizada de substrato sedimentos quaternários.

Tabela 8. Índices de colapso obtidos por Bastos (1991), Higashi (2006) e Pinheiro (1991).

Autor	Unidade Geotécnica	Índice de colapso (i) (%)	Tensões para o colapso máximo (kPa)
Bastos (1991)	PVg-Rg (g.PG)	6.0-8.5	100 - 400
	PVg-Rg (g.PG)	5.6-7.2	150 - 300
	PVg-Rg (g.I)	6.3-7.6	100 - 200
	PVg-Rg (g.I)	4.1-4.8	200 - 400
	PVm-Rm	5.7-8.0	100 - 400
	PVm-Rm	3.7-14.2	100 - 400
	PVpf (AST)	2.9-18.3	100 - 300
Higashi (2006)	PVag	0-3.86	100 - 250
	PVasq	0	100 - 250
	Casq	0.07-1.08	100 - 250
	Ca	0-0.02	100-250
Pinheiro (1991)	PVa (frs)	0.176-5.470	100 - 400
	PEa (frs)	1.942-7.116	100 - 400
	PVag (frs)	0.141-7.100	100 - 300
	Ca	0.200-1.417	100 - 400

**Nota:** Rg-solos em perfis litólicos oriundos de corpos graníticos; (g.I)-Granito Independência; (g.PG)-Granito Ponta Grossa; Rm-solos em perfis litólicos, oriundos dos migmatitos; PVpf(AST)-solos em perfis podzólicos vermelho-amarelo, dos paleossolos ferralitizados (Alterito Serra de Tapes); (frs)-Formação Rosário do Sul.

## 2.5. ENSAIOS GEOTÉCNICOS

Os ensaios geotécnicos podem ser entendidos a partir de uma investigação detalhada do local de estudo, ou seja, do solo de interesse. O principal objetivo desses ensaios é a obtenção dos parâmetros geotécnicos e do modelo geomecânico do depósito, induzindo a cálculos de estabilidade e de recalques, além da predição do perfil estratigráfico existente.

A investigação geotécnica pode ser dividida em duas etapas: de laboratório e de campo. Os ensaios de laboratório são vantajosos, pois as condições de drenagem podem ser controladas e as trajetórias de tensões são bem conhecidas durante a análise, porém o volume de solo ensaiado tem pouca representatividade e há o problema do amolgamento do solo durante a amostragem e moldagem. Já os ensaios de campo são vantajosos, pois são realizados com o solo em seu ambiente natural, com um maior volume de solo ensaiado, e mais rápido do que o ensaio de laboratório, porém as condições de drenagem e o amolgamento são desconhecidos (ALMEIDA & MARQUES, 2010).

Nesta seção, os principais ensaios geotécnicos de campo e de laboratório utilizados nesta pesquisa são descritos.

## **2.5.1. Ensaios de campo**

### 2.5.1.1. Amostragem

A amostragem corresponde ao processo da coleta de amostras de solo, em diversas profundidades, para uma análise detalhada. Os resultados terão êxito dependendo fundamentalmente da amostragem. É essencial, então, ter cuidado não somente com os aspectos físicos da amostra, mas também com relação à sua representatividade (MARINHO, 2005).

As amostras podem ser divididas em indeformadas e deformadas. As indeformadas são necessárias para a realização de ensaios como adensamento, compressão triaxial e compressão não confinada, por manter a estrutura do solo. Já as amostras deformadas são coletadas geralmente por meio de amostradores meio-cana e são utilizadas para a execução de ensaios de laboratório, como a distribuição granulométrica, limite de liquidez, limite de plasticidade, entre outros (DAS, 2013).

## **2.5.2. Ensaios de laboratório**

De acordo com Espíndola (2011), os ensaios de laboratório têm como finalidade a reprodução da situação existente em campo, além de permitir a reprodução de esforços causados por obras de engenharia e simulações de rupturas, que seriam financeiramente inviáveis em campo.

Para Marinho (2005), ensaios laboratoriais não são apenas maneiras de se obter os parâmetros fundamentais para o desenvolvimento de projetos e análises, mas são, primeiramente, ferramentas investigativas para os problemas específicos de cada obra. Em comparação aos ensaios de campo, os de laboratório estão sujeitos a um número maior de variáveis perturbantes, portanto devem ser manuseados cuidadosamente.

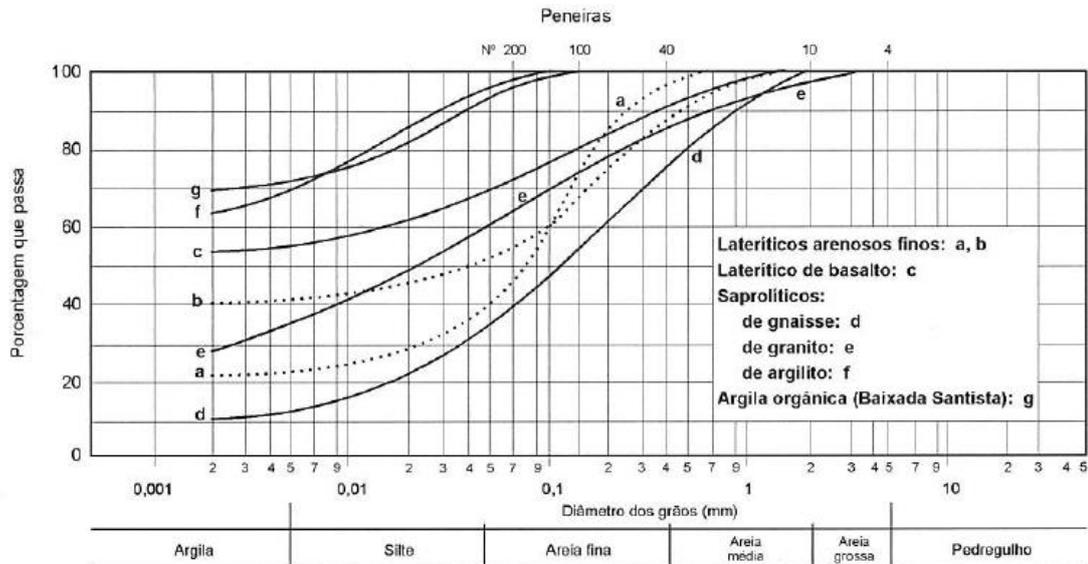
### 2.5.2.1. Ensaios de caracterização

Nos ensaios de caracterização do solo, são determinadas as análises granulométricas, os limites de Atterberg, os índices físicos, a composição mineralógica e, ainda, o teor de matéria orgânica presente no solo. A seguir, estão descritos os elementos que compõem a caracterização do solo.

#### *2.5.2.1.1. Análise granulométrica*

Esta análise é realizada conforme a NBR 7181 da ABNT (1984), com o objetivo de obter uma curva granulométrica que descreva a distribuição das dimensões dos grãos do solo (ORTIGÃO, 1995). Os ensaios são divididos em duas fases: o peneiramento e a sedimentação.

No peneiramento, o peso do material que passa em cada peneira, referido ao peso seco da amostra, é considerado como a “porcentagem que passa”, representada graficamente em função da abertura da peneira, em escala logarítmica (PINTO, 2006). A Figura 8 destaca o gráfico em questão com curvas granulométricas de alguns solos brasileiros. As frações granulométricas são definidas segundo a NBR 6502 da ABNT (1995) em pedregulho, areia grossa, areia média, areia fina, silte e argila.



**Figura 8.** Gráfico da análise granulométrica e curvas granulométricas de solos brasileiros (PINTO, 2006).

A menor peneira utilizada no processo de peneiramento é a de nº 200, que apresenta uma abertura de 0,075mm. A abertura nominal da peneira é considerada como o diâmetro das partículas, que é um diâmetro equivalente, pois as partículas não são esféricas (PINTO, 2006). As curvas granulométricas, quando mais suaves, caracterizam solos que serão denominados como bem graduados (ORTIGÃO, 1995).

A técnica da sedimentação é empregada na determinação da análise granulométrica da porção mais fina dos solos. Essa técnica leva em consideração a Lei de Stokes, segundo a qual a velocidade de queda de partículas esféricas em um fluido atinge um valor limite que irá depender do peso específico do material da esfera ( $\gamma_s$ ), do peso específico do fluido ( $\gamma_w$ ), da viscosidade do fluido ( $\mu$ ) e do diâmetro da esfera (D), de acordo com a equação 13:

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18\mu} \cdot D^2 \quad (13)$$

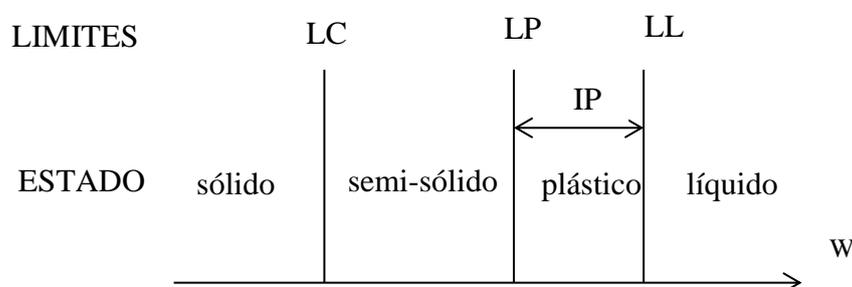
Ou seja, a velocidade de queda de partículas esféricas num meio viscoso é proporcional ao quadrado do diâmetro da esfera. Conforme as partículas maiores vão caindo, a densidade na porção superior do frasco diminui, e a relação dessas duas densidades (existente e inicial) indicará a porcentagem de grãos com diâmetro inferior ao determinado pela Lei de Stokes. O densímetro é utilizado na medição das densidades de suspensão e também indica a sua profundidade correspondente (PINTO, 2006).

É destacada por Hachich *et al.* (1998) a importância do pré-tratamento das amostras a partir do uso de defloculantes como o hexametáfosfato de sódio. Estes produtos químicos têm como objetivo desflocular totalmente o solo, permitindo que as partículas se comportem isoladamente. Para essa desagregação, adiciona-se o defloculante, deixa-se a amostra imersa em água por no mínimo 12 horas e depois se aplica uma agitação mecânica padronizada.

#### 2.5.2.1.2. Limites de Atterberg

Devido à complexidade da mineralogia das argilas, é difícil a obtenção de um índice que reflita diretamente a participação das mesmas no comportamento dos solos. De forma indireta, os limites de Atterberg identificam a ação da argila pelo seu desempenho com diferentes teores de umidade (HACHICH *et al.*, 1998). Para Vargas (1982), eles são “propriedades índices” dos solos de granulação fina para a determinação e classificação da natureza dos mesmos.

Este procedimento foi proposto por Atterberg, um engenheiro químico e pesquisador do comportamento dos solos sob o aspecto agrônomo, em 1911. Em 1932, Casagrande, professor de Mecânica dos Solos, o adaptou para definir os teores de umidade característicos de mudança de estado do solo, sendo eles o estado líquido, plástico, semi-sólido e sólido (HACHICH *et al.*, 1998). A Figura 9 mostra a relação dos estados do solo com a sua umidade.



**Figura 9.** Variação de estado dos solos com a umidade (HACHICH *et al.*, 1998).

Os teores de umidade foram definidos como: Limite de Liquidez (LL), Limite de Plasticidade (LP) e Limite de Contração (LC). O limite de contração indica a umidade correspondente ao volume de água necessário para preencher os vazios do solo quando seco ao ar (HACHICH *et al.*, 1998).

A determinação do limite de liquidez é feita segundo a NBR 6459 da ABNT (1984), e o aparelho utilizado na realização do ensaio foi desenvolvido por Casagrande. O ensaio consiste em colocar a amostra na concha do aparelho e fazer uma ranhura com o auxílio de um cinzel. Anota-se o número de golpes necessários para que as bordas inferiores da ranhura se unam. Este procedimento é repetido pelo menos cinco vezes, com o propósito de se obter pontos no gráfico. A partir da reta feita com os cinco pontos do gráfico, o limite de liquidez é definido como o que requer 25 golpes para fechar a ranhura feita pelo cinzel (ORTIGÃO, 1995).

O método usado para definir o limite de plasticidade segue a NBR 7180 da ABNT (1984). O

ensaio consta na determinação da umidade que corresponde ao início do fraturamento de uma amostra cilíndrica com 3 mm de diâmetro e comprimento da ordem de 100 mm. A operação deve ser repetida pelo menos três vezes e, a partir da média desses valores, obtém-se o limite de plasticidade (ORTIGÃO, 1995).

A diferença entre o LL e o LP é denominada de Índice de Plasticidade (IP). Esse índice define a amplitude da faixa de plasticidade. O IP e o LL são os índices considerados nos sistemas de classificação dos solos (HACHICH *et al.*, 1998). A Tabela 9 apresenta valores típicos dos limites de Atterberg de alguns solos brasileiros.

Tabela 9. Valores típicos de Limites de Atterberg de alguns solos brasileiros.

Solos	LL	IP
Arenoso fino, laterítico (a)	29	11
Arenoso fino, laterítico (b)	44	13
Solos de basalto, laterítico	43	16
Solo saprolítico de gnaiss	48	
Solo saprolítico de granito	48	16
Argilas orgânicas de várzeas quaternárias	70	30
Argilas orgânicas de baixadas litorâneas	120	60

Fonte: Hachich *et al.* (1998).

A partir do IP, também é possível ter uma ideia sobre a atividade da fração argila presente em um solo. O índice de atividade da argila é dado segundo a equação 14:

$$\text{Índice de atividade} = \frac{\text{índice de plasticidade (IP)}}{\text{fração argila (menor que 0,002 mm)}} \quad (14)$$

Quando o índice de atividade é maior que 1,25, a argila é considerada ativa. Quando está entre 0,75 e 1,25, normal e, quando menor do que 0,75, a argila é inativa (PINTO, 2006).

Outro índice obtido a partir dos limites de Atterberg é o índice de liquidez (IL) (equação 15), utilizado para classificar as argilas. Quando IL é igual a 1, a umidade ( $w$ ) é igual ao limite de liquidez. Quando IL é maior do que 1, a umidade é maior do que o LL (ORTIGÃO, 1995).

$$IL = \frac{w - LP}{IP} \quad (15)$$

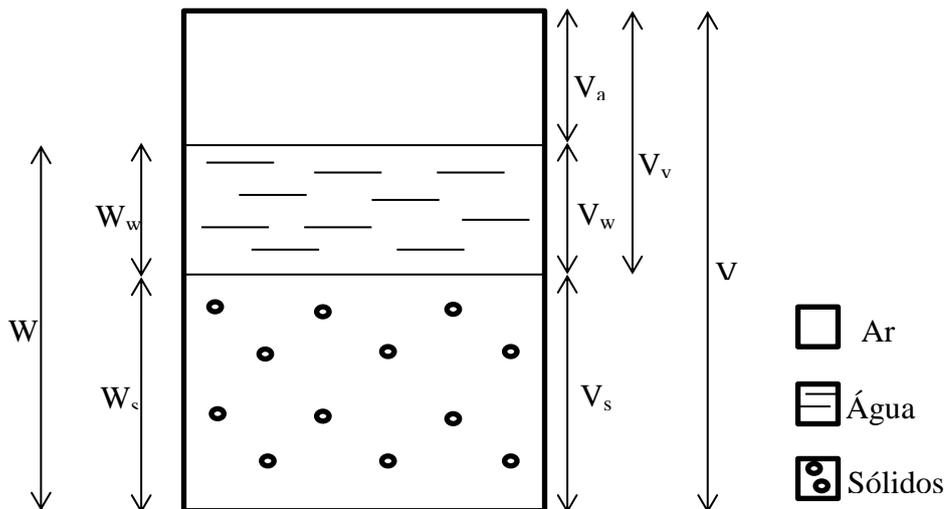
### 2.5.2.1.3. Índices físicos

Sabe-se que simplificada o solo é constituído de três fases: partículas sólidas, água e ar. Com o intuito de identificar o estado do solo, utilizam-se índices que correlacionam os pesos e os volumes de todas essas fases (PINTO, 2006). A Figura 10 mostra as três fases do solo com seus respectivos pesos e volumes, em que:

$V$  = volume total;

$V_s$  = volume de sólidos no solo;

- $V_v$  = volume de vazios;  
 $V_w$  = volume de água nos vazios;  
 $V_a$  = volume de ar nos vazios;  
 $W$  = peso total;  
 $W_s$  = peso de sólidos;  
 $W_w$  = peso da água.



**Figura 10.** Três fases do solo, modificado de DAS (2014).

Os principais índices físicos são descritos a seguir:

- Umidade ( $w$ ): definida como o peso da água pelo peso dos sólidos em uma porção do solo. É determinada em laboratório, pesando-se o solo no seu estado natural, secando-o em estufa a  $105^\circ\text{C}$  e pesando-o novamente. A partir dos dois pesos medidos, calcula-se a umidade (PINTO, 2006).
- Índice de vazios ( $e$ ): relação entre o volume de vazios e o volume das partículas sólidas, dado segundo a equação 16. É usado para determinar as deformações volumétricas apresentadas por um solo, já que são proporcionais a uma variação do índice de vazios (ORTIGÃO, 1995):

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (16)$$

- Porosidade ( $n$ ): relação entre o volume de vazios e o volume total, usualmente expressa em porcentagem (PINTO, 2006). A porosidade é dada segundo a equação 17:

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (17)$$

- Grau de Saturação ( $S$ ): expresso em porcentagem e pode variar de zero, quando o solo está seco, a 100%, quando os vazios do solo estão totalmente preenchidos pela água (solo saturado). O grau de saturação pode ser calculado segundo a equação 18:

$$S = \frac{V_w}{V_v} \quad (18)$$

- Peso específico aparente úmido ( $\gamma$ ): possibilita o cálculo das pressões atuantes na massa de solo. As argilas geralmente apresentam valores entre 13 e 17 kN/m<sup>3</sup>, ao passo que as areias apresentam valores entre 17 e 20 kN/m<sup>3</sup>. O peso específico aparente úmido é dado segundo a equação 19:

$$\gamma = \frac{P}{V} \quad (19)$$

- Peso específico aparente saturado ( $\gamma_{sat}$ ): relaciona-se com o valor de  $\gamma$  se todos os vazios estiverem ocupados pela água ( $S=100\%$ ).
- Peso específico aparente submerso ( $\gamma_{sub}$ ): a partir do qual é possível efetuar o cálculo das pressões intergranulares, descontando-se o empuxo hidrostático específico. O peso específico aparente submerso é dado segundo a equação 20:

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (20)$$

- Densidade dos grãos ( $G_s$ ): grandeza adimensional, geralmente na faixa de  $2,7 \pm 0,1$ . Depende da mineralogia dos grãos (ORTIGÃO, 1995). A densidade dos grãos é dada segundo a equação 21:

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (21)$$

Em laboratório, são determinadas também as massas específicas, definidas como as relações entre a quantidade de matéria (massa) e o volume, e são normalmente expressas em g/cm<sup>3</sup>. Como é mais conveniente trabalhar com pesos específicos, multiplica-se a massa específica pela aceleração da gravidade, obtendo-se assim o peso específico (PINTO, 2006).

#### 2.5.2.1.4. Composição mineralógica

Segundo Mota *et al.* (2007), a composição mineralógica é a característica que mais influencia nos fenômenos físicos e químicos que ocorrem no solo. Seu estudo tem grande importância, pois leva a um melhor entendimento da evolução dos processos de intemperismo e dos processos pedogenéticos.

É possível estabelecer uma relação entre a composição granulométrica e mineralógica do solo. As frações areia e silte são geralmente compostas por minerais primários mais resistentes ao intemperismo, como quartzo, olivina, anfíbio, piroxênio e feldspato. Já a fração argila é composta por minerais secundários, resultantes de processos físicos, químicos e biológicos, tais como caulinita, esmectita, ilita, óxidos de alumínio e ferro e carbonatos de cálcio e de magnésio (SAMPAIO, 2006).

Os minerais que compõem a fração argila têm grande importância para a geotecnia, pois podem apresentar propriedades expansivas, plásticas, entre outras. Além disso, são responsáveis por importantes fenômenos relacionados à fertilidade física e química do solo. Os óxidos de Fe e Al são muito significativos em solos tropicais, como os solos brasileiros, apresentam alto poder de

pigmentação e atuam na coloração dos solos, dando a eles cores avermelhadas, amareladas e intermediárias. Os principais óxidos de ferro presentes nos solos são a hematita, goethita, magnetita, lepidocrocita e ferridrita. Os principais métodos utilizados na determinação da composição mineralógica de um solo são o difratograma de raio X, que pode ser feito para as diferentes frações do solo, areia, silte e argila; e microscopia eletrônica de varredura, que permite a observação dos minerais separadamente com condições estruturais naturais (MOTA *et al.*, 2007).

#### 2.5.2.1.5. Teor de matéria orgânica

A quantidade de matéria orgânica de um solo está diretamente relacionada às suas características químicas, físicas e biológicas (BAYER & BERTOL, 1999). Essa quantidade de matéria orgânica é controlada segundo a taxa de produção primária de material orgânico, distribuição dos fotoassimilados e a partir da velocidade de decomposição dos compostos orgânicos (CANELLAS *et al.*, 2000).

Os organossolos apresentam características físicas, químicas e biológicas próprias em razão de seu elevado teor de matéria orgânica, como elevados teores de Al e altos níveis de Ca e Mg. Além disso, a maior parte dos organossolos com alto teor de matéria orgânica apresenta também elevada acidez, com valores de pH de 3,5 a 4,5. Este fato se deve ao teor de ácidos orgânicos e à presença de sulfeto de ferro e outros compostos de enxofre oxidáveis (EBELING *et al.*, 2008).

Segundo Canellas *et al.* (2000), a avaliação e o cálculo das frações de matéria orgânica são fundamentais para o conhecimento dos processos pedogenéticos que influenciam nas propriedades do solo. Além disso, a presença dessa matéria orgânica é um dos principais parâmetros na avaliação da qualidade do mesmo.

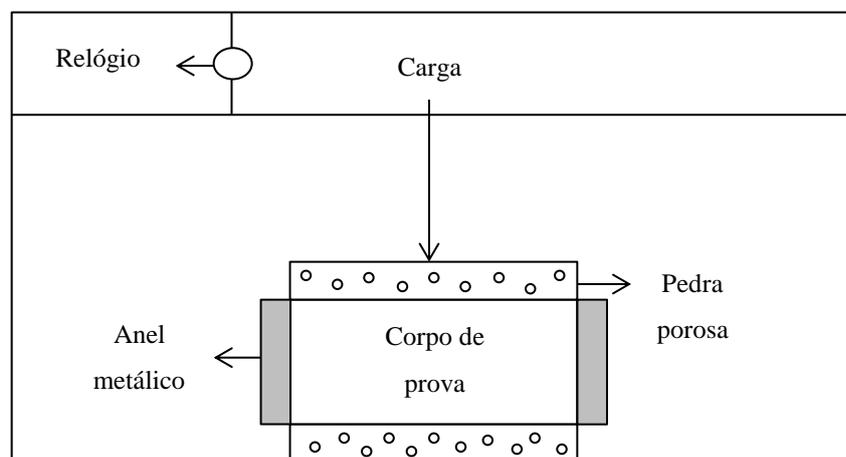
A matéria orgânica também atua nos mecanismos de formação das diferentes classes de tamanho dos agregados do solo. Sua quantidade possibilita maior ou menor agregação, levando então a uma maior ou menor perda de solo devido à maior resistência à desagregação e dispersão (FILHO *et al.*, 1998). Com isso, Almeida e Marques (2010) ressaltam que a determinação do teor de matéria orgânica é de grande importância, pois auxilia na compreensão do desempenho das técnicas de estabilização do solo.

A determinação do teor de matéria orgânica de um solo pode ser definida em porcentagem de acordo com o peso, segundo a NBR 13600 da ABNT (1996) ou segundo o método do EMBRAPA (1997), determinando-se a porcentagem de carbono orgânico. A norma da ABNT determina que se faça a medida da perda de peso em estufa com temperatura acima de 440°C, sendo este método o mais rápido e de menor custo (ALMEIDA & MARQUES, 2010).

### 2.5.2.2. Ensaio de compressão unidimensional

Existem variados tipos de ensaios de adensamento, como o adensamento com velocidade de deslocamento constante (CRS), ensaio de adensamento oedométrico convencional, ensaios edométricos automatizados, também chamados de ensaios de adensamento incremental acelerados, entre outros. O ensaio de adensamento edométrico convencional, também conhecido como unidimensional, é fundamental para os cálculos dos recalques e das evoluções dos recalques com o tempo. Neste ensaio o carregamento incremental de carga é aplicado durante 24 horas (DAS, 2013).

O aparelho utilizado neste ensaio foi desenvolvido por Terzaghi e é conhecido como oedômetro. No ensaio, realizado segundo a NBR 12007 da ABNT (1990), um corpo de prova cilíndrico, geralmente com 64 mm de diâmetro e 25 mm de espessura, é confinado por um anel de metal com duas pedras porosas, uma em cima e outra embaixo (Figura 11) (ORTIGÃO, 1995). A carga é aplicada através de um braço de alavanca e a compressão é medida a partir de um extensômetro micrométrico durante 24 horas. Depois, essa carga é dobrada e a compressão continua a ser medida. No final do ensaio, é executada também a determinação do peso seco da amostra. Normalmente, o ensaio tem duração de duas semanas, quando se inclui também um ciclo de descarregamento com o objetivo de avaliar os recalques secundários (DAS, 2013).



**Figura 11.** Desenho esquemático de um oedômetro, modificado de DAS (2014).

Assumindo-se que os grãos sólidos são considerados como incompressíveis pode-se afirmar que a variação volumétrica se dará devido à expulsão de gases e de água intersticial (ORTIGÃO, 1995). O gráfico gerado a partir da deformação do corpo de prova em função do tempo apresenta três estágios distintos: compressão inicial, adensamento primário e compressão secundária.

Um solo a certa profundidade foi submetido a uma pressão efetiva máxima que está guardada em sua história geológica. Essa pressão máxima pode ser igual ou maior que a pressão efetiva atual existente no solo e é denominada como pressão de pré-adensamento ( $\sigma'_p$ ) (DAS, 2013). Casagrande (1936) define a pressão de pré-adensamento como a maior pressão de terra a que o solo já esteve

submetido. Essa pressão representa uma tensão que separa o comportamento das pequenas deformações elásticas do comportamento das grandes deformações (GONÇALVES, 1994). Os métodos mais conhecidos utilizados para a determinação da pressão de pré-adensamento são os métodos de Casagrande (1936) e de Pacheco Silva (1970).

Casagrande propôs uma construção gráfica para a determinação da pressão de pré-adensamento: o gráfico de índice de vazios em função da tensão (Figura 12), que permite inclusive estudar a alteração do índice de vazios do corpo de prova com a pressão (DAS, 2013). O método de Pacheco e Silva (Figura 13) é muito simples, porém sua aplicação pode ser prejudicada devido à mudança da inclinação do trecho inicial da curva para o trecho final (GONÇALVES, 1994).

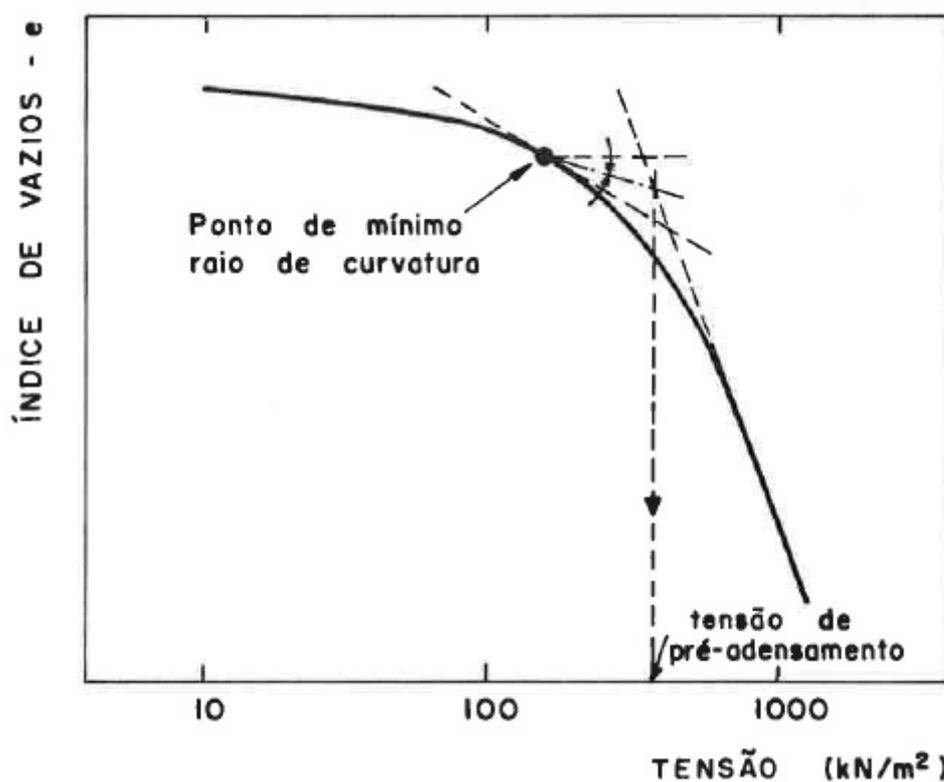
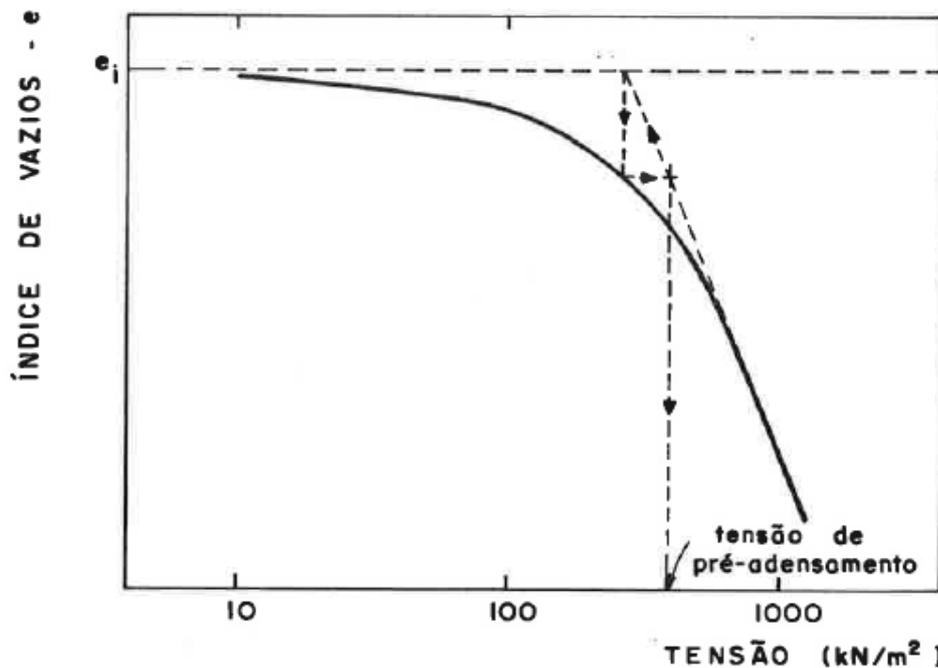


Figura 12. Determinação da tensão de pré-adensamento pelo método de Casagrande (GONÇALVES, 1994).



**Figura 13.** Determinação da tensão de pré-adensamento segundo o método de Pacheco Silva (GONÇALVES, 1994).

A curva do gráfico *e* versus  $\sigma'$  apresenta também três estágios: recompressão, compressão e expansão (DAS, 2013). Os coeficientes de compressibilidade ( $C_c$ ), de recompressão ( $C_r$ ) e de expansão ( $C_e$ ) são os coeficientes angulares dos três trechos da curva obtida através do ensaio de adensamento unidimensional e podem ser calculados (GONÇALVES, 1994).

Segundo seu histórico de tensões, uma argila pode ser definida como normalmente adensada ou sobreadensada. Uma argila normalmente adensada é aquela que apresenta pressão efetiva de sobrecarga atual igual à pressão máxima à qual o solo já foi submetido. Já uma argila sobreadensada apresenta pressão efetiva atual menor que a pressão à qual foi submetida no passado (DAS, 2013). Esta relação entre as pressões efetivas verticais atuais e as máximas passadas é definida pela razão de sobreadensamento (OCR) (ORTIGÃO, 1995), segundo a equação 22:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'} \quad (22)$$

Em que:

$\sigma'_p$  é a pressão de pré-adensamento do corpo de prova;

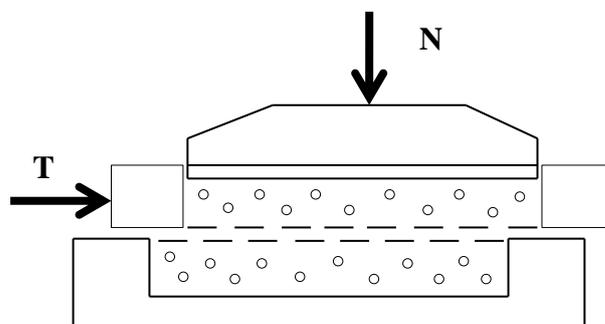
$\sigma'$  é a pressão vertical efetiva presente.

Um fator muito importante que deve ser levado em consideração no ensaio de adensamento é a qualidade da amostra. Isso porque uma amostra de má qualidade apresentará menor tensão de sobreadensamento e a variação do índice de vazios também será alterada com o amolgamento da amostra, sendo que o gráfico de  $e$  x  $\log \sigma'$  torna-se linear pelo mesmo motivo. Muitos autores propuseram critérios para a avaliação da qualidade das amostras, baseando-se na obtenção da variação do índice de vazios desde o início do ensaio até a tensão vertical efetiva in situ (ALMEIDA & MARQUES, 2010).

### 2.5.2.3. Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto é o pioneiro dos ensaios de solo e foi utilizado por Coulomb em 1776. O ensaio possibilita estudar a resistência do solo em um único plano de ruptura, que é imposto no corpo de prova (ORTIGÃO, 1995). De acordo com Pinto (2006), no ensaio de cisalhamento direto, consegue-se provocar um deslocamento relativo de uma parte do solo sobre a outra muito maior do que em ensaios de compressão triaxial.

Para a execução do ensaio, o corpo de prova é colocado em uma caixa bipartida, com sua metade superior dentro de um anel. Aplica-se uma força normal (N) e uma força tangencial (T), que provocam o deslocamento da parte superior do corpo de prova (Figura 14) (PINTO, 2006). Uma célula de carga presente na metade superior da caixa tem como função impedir o movimento, medindo assim a força suportada pelo solo (VIECILI, 2003).



**Figura 14.** Desenho esquemático da caixa de cisalhamento direto, modificado de PINTO (2006).

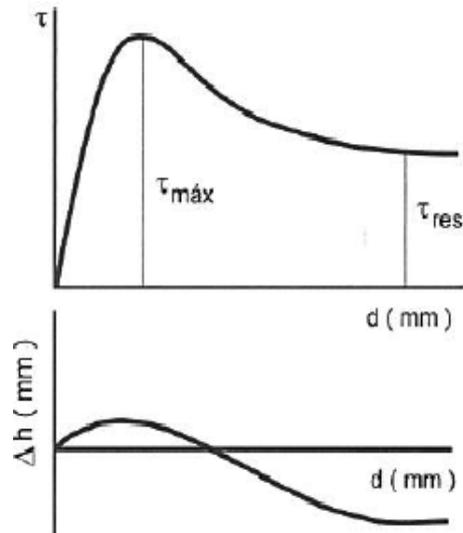
A tensão normal e a tensão cisalhante no plano de ruptura são dadas segundo as equações 23 e 24:

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (23)$$

$$\tau = \frac{T}{A} \quad (24)$$

Em que A é a área da seção transversal da amostra (ORTIGÃO, 1995).

A tensão cisalhante é representada em um gráfico em função do deslocamento no sentido do cisalhamento. Neste gráfico, podem ser determinadas as tensões de ruptura ( $\tau_{\text{máx}}$ ) e a residual ( $\tau_{\text{res}}$ ). Além disso, são registradas também as deformações verticais do corpo de prova, que indicam a variação volumétrica sofrida durante o ensaio (Figura 15) (VIECILI, 2003).



**Figura 15.** Representação do resultado típico do ensaio de cisalhamento direto (PINTO, 2006).

Utilizando-se diferentes tensões normais, obtém-se uma envoltória de ruptura, ou seja, um gráfico com todas as tensões de ruptura para cada tensão normal. Segundo a envoltória, os valores dos parâmetros de resistência, ângulo de atrito e coesão podem ser determinados (VIECILI, 2003).

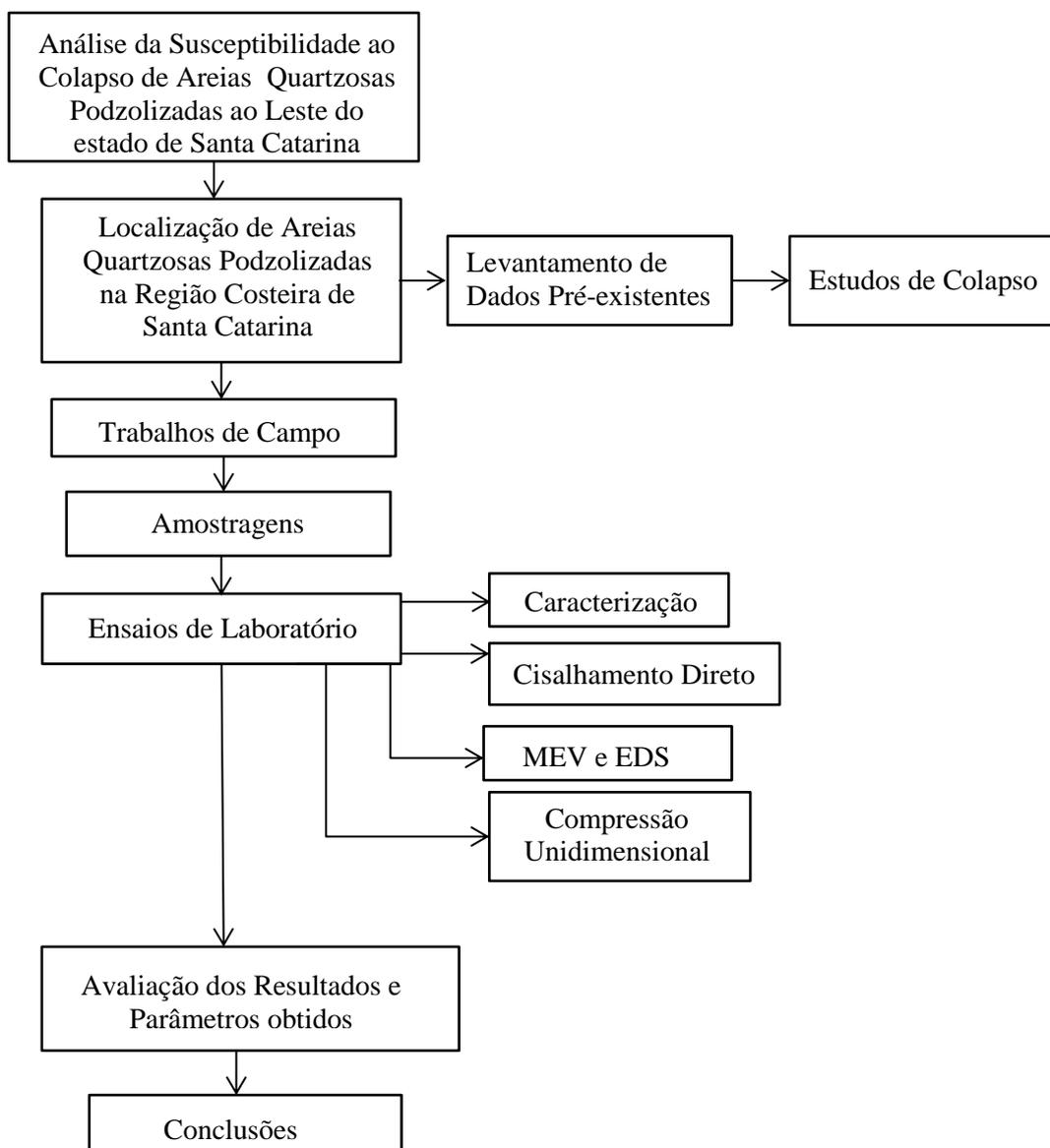
Segundo Pinto (2006), o ensaio de cisalhamento direto é muito prático, porém com a aplicação da força tangencial ocorre a rotação dos planos principais. Além disso, mesmo que se imponha que o cisalhamento ocorra em um plano horizontal, este pode ser precedido de rupturas internas em outras direções. É importante destacar que os ensaios realizados em solos arenosos devem ser feitos de forma que as pressões neutras se dissipem e os resultados devem ser considerados em função das tensões efetivas. Já ensaios de solos argilosos podem ser realizados de forma drenada, quando são executados lentamente, ou de forma não drenada (PINTO, 2006).



### 3. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

O colapso das areias quartzosas podzolizadas foi definido como objeto de pesquisa devido à tendência colapsível apresentada por estes solos em outros estudos, como o de Christ (2014). Além disso, a presença de areias quartzosas podzolizadas em toda a região costeira do Estado de Santa Catarina revela a importância do estudo do comportamento destes solos.

O fluxograma na Figura 16 apresenta os procedimentos metodológicos adotados na pesquisa. O principal procedimento realizado neste estudo foi o ensaio de compressão unidimensional, a partir do qual os potenciais ao colapso dos solos de estudo foram definidos.



**Figura 16.** Fluxograma da metodologia adotada para o desenvolvimento deste trabalho.

### 3.1. AMOSTRAGENS

Os pontos de estudo foram determinados a partir de mapas, obtidos junto ao IBGE do Projeto de Gerenciamento Costeiro de Santa Catarina em escala 1:100.000, que foram utilizados na localização de areias quartzosas podzolizadas na região costeira. Após a definição dos pontos de estudo, foram realizados trabalhos de campo para a coleta de amostras deformadas e indeformadas, uma em cada ponto. A localização das coletas foi influenciada pela presença de cortes e taludes expostos e pela facilidade de acesso ao local.

Foram coletadas oito amostras deformadas para ensaios de caracterização do solo e oito indeformadas que foram direcionadas para ensaios de compressão unidimensional e de cisalhamento direto.

As amostras indeformadas foram coletadas em blocos cúbicos, com 30cm de arestas, e diretamente nos moldes utilizados no ensaio de cisalhamento direto. Para que os blocos ficassem protegidos ao serem transportados, foram recobertos com filme plástico e com atadura gessada (Figura 17).



**Figura 17.** Coleta de bloco estruturado utilizando-se filme plástico e atadura gessada.

### 3.2. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE SUCCÃO DE CAMPO

Durante as coletas realizadas em campo, também foram efetuadas medições de sucção, obtidas por meio de um tensiômetro com comprimento de 18'' da *Irrrometer*® (Figura 18). O tensiômetro é um instrumento que foi elaborado por Gardner e colaboradores em 1922, com o objetivo de fornecer diretamente a tensão de água no solo. De acordo com Marinho *et al.* (2008), a pressão negativa da água implica que a água está “sendo mantida” em tensão e a medição desta poropressão negativa tem importância primordial na análise do comportamento de solos não saturados. O tensiômetro utilizado

neste trabalho apresenta uma tubulação vedada para a atmosfera e uma ponta porosa conectada a um sistema de medição de pressão, com a capacidade de medir a energia com que a água está retida no solo. Este equipamento funciona a partir da formação do equilíbrio entre a solução presente no solo e a água presente no interior do aparelho, quando são colocados em contato. Se a água presente no solo estiver sob tensão, ela exercerá uma sucção no equipamento, diminuindo a tensão interna do mesmo. A vedação do aparelho promove a formação de vácuo e, a partir dessa leitura de pressão negativa, o tensiômetro fornece o potencial matricial da água presente no solo (COELHO & TEIXEIRA, 2004).

Com o auxílio de um trado manual, os perfis de solo dos pontos de estudo foram perfurados na vertical para o ponto 88 e na horizontal para os outros pontos, até uma profundidade de 45 cm, onde o tensiômetro pudesse ser encaixado. As leituras foram realizadas até que as medidas de pressão estabilizassem.



**Figura 18.** Tensiômetro com comprimento de 18" da Irrometer®.

### 3.3. ENSAIOS LABORATORIAIS

Os ensaios de caracterização, compressão unidimensional e cisalhamento direto foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) da Universidade Federal de Santa Catarina.

#### 3.3.1. Ensaios de caracterização

Para a caracterização do solo de cada ponto de estudo, foram realizadas análises granulométricas, determinação de peso específico dos sólidos, teor de umidade natural, limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade. Todos esses ensaios foram realizados seguindo a metodologia sugerida pelas normas da ABNT. São elas:

- NBR 6459 (1984): Limite de Liquidez;
- NBR 7180 (1984): Solo: Determinação do Limite de Plasticidade;

- NBR 6457 (1986): Amostras de solo: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização;
- NBR 7181 (1984): Solo: Análise Granulométrica;
- NBR 6508: Grãos de solo que passam na peneira 4,8mm: Massa específica dos sólidos.

Além disso, foi solicitada a realização de Microscopias Eletrônicas de Varredura (MEV) no Laboratório Central de Microscopia Eletrônica (LCME) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). A técnica do MEV permite a observação das amostras ampliadas em muitas vezes e com uma boa resolução. Seu funcionamento se dá pela incidência de um feixe de elétrons de alta energia na superfície das amostras estudadas, e parte deste feixe é refletido e coletado pelo detector. O microscópio eletrônico utilizado nesta pesquisa foi um modelo JSM 6390LV de alto desempenho da fabricante JEOL. A preparação dos corpos de prova foi realizada de acordo com o que foi estabelecido pelo laboratório e, devido às dificuldades na preparação das amostras, não foi possível a preservação da estrutura do solo. Os grãos e agentes cimentantes do solo foram colados em uma fita carbono em cima de stubs (Figura 19). As imagens a partir do MEV foram aumentadas para cada um dos pontos de estudo em 50X, 200X e 500X. Foram realizadas, também, espectroscopias de energia dispersiva (EDS). O EDS permite a identificação da constituição química do mineral presente nas amostras de forma imediata, além de produzir um mapeamento da distribuição dos elementos químicos por minerais.



**Figura 19.** Amostras de solo colocadas sobre stubs e coladas com cola carbono.

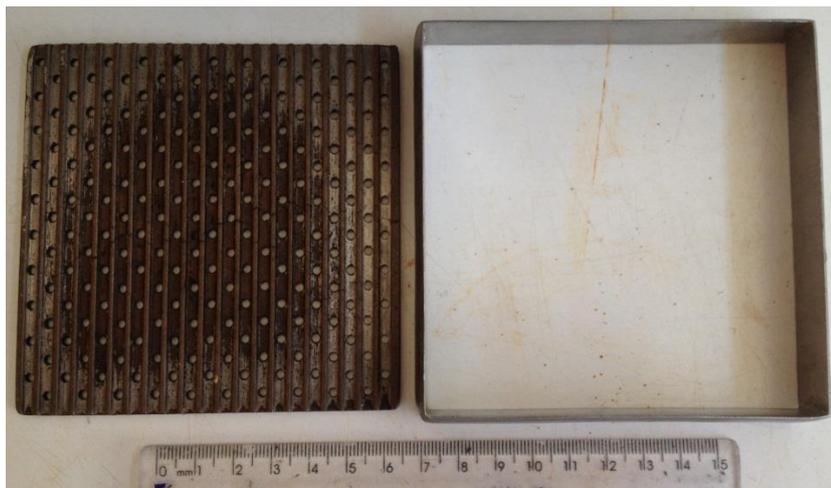
### 3.3.2. Ensaio de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto (Figura 20) foram realizados com amostras indeformadas coletadas em campo ou moldadas em laboratório a partir de blocos indeformados. Os ensaios foram realizados nas condições de umidade natural e inundada, como adotado por Higashi (2006), Raimundo *et al.* (2002), Santos (1997), Bastos (1991), entre outros. Este tipo de análise foi utilizado com o propósito de avaliar a influência do teor de umidade sobre a coesão, ou seja, avaliar a perda de sucção causada pela inundação do corpo de prova. A velocidade de cisalhamento adotada foi 0,307mm/min para todos os ensaios. Para os ensaios na condição inundada, inicialmente realizou-se a aplicação de tensões normais sobre os corpos de prova e, após a estabilização das leituras verticais, inundou-se o corpo de prova para uma análise preliminar do comportamento colapsível do solo. Deve-se destacar que este procedimento foi adotado como simples constatação, uma vez que o equipamento de cisalhamento direto dispõe de placas dentadas (Figura 21) que, ao cravarem no corpo de prova, mascaram análises deste tipo.



**Figura 20.** Equipamento de cisalhamento direto.

As tensões normais utilizadas no ensaio foram 25, 50, 100 e 150kPa, sendo, então, realizados quatro ensaios para cada condição por ponto de estudo. A fase de consolidação durou em torno de 12 horas ou menos, quando se notava que as deformações já haviam cessado.



**Figura 21.** Placa dentada (esquerda) e anel biselado (direita) utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.

### **3.3.3. Ensaio de compressão unidimensional**

Os ensaios de compressão unidimensional (Figura 22) foram efetuados com o objetivo de analisar a colapsibilidade das areias quartzosas podzolizadas. Os corpos de prova (Figura 23) foram moldados em laboratório a partir dos blocos indeformados coletados em campo. Foram moldados quatro corpos de prova para cada ponto de estudo, que foram submetidos a tensões de 25, 50, 100 e 150kPa.

Inicialmente, cada corpo de prova foi carregado com uma das cargas citadas anteriormente e foi aguardada a estabilização das deformações verticais. Depois de verificada a estabilização das deformações, o corpo de prova foi inundado e novamente aguardou-se a estabilização das deformações causadas pela entrada de água. As leituras utilizadas na quantificação do colapso do solo foram feitas antes e depois da inundação do corpo de prova.

Também, por meio do ensaio de compressão unidimensional, foi analisada a influência do grau de saturação do solo no processo de colapsibilidade. Foram moldados novamente quatro corpos de prova por ponto de estudo e o grau de saturação dos mesmos foi controlado até que se atingisse um grau de saturação menor do que aquele presente no ensaio realizado anteriormente.



**Figura 22.** Equipamento de compressão unidimensional utilizado na quantificação do colapso.



**Figura 23.** Moldagem do corpo de prova do ensaio de compressão unidimensional.

Os cálculos para a análise do colapso foram feitos de acordo com Jennings e Knight (1975), definindo o potencial de colapso (PC) das areias quartzosas podzolizadas de cada ponto de estudo para as tensões de 25, 50, 100 e 150kPa. A partir disso, o solo pôde ser classificado quanto à gravidade do problema como: nenhum, moderado, problemático, grave ou muito grave.



## 4. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Nesta unidade, é apresentada a caracterização da área de estudo presente na planície costeira de Santa Catarina, juntamente com a localização e a descrição dos pontos de estudo nos diferentes municípios em que se encontram.

### 4.1. PLANÍCIE COSTEIRA DE SANTA CATARINA

De acordo com Suguiu (2003), as planícies costeiras são áreas deposicionais de baixo gradiente, que margeiam corpos de água de grandes dimensões, onde a sedimentação se dá predominantemente por ação subaquosa. Apresentam faixas de terrenos recentes emersos compostos por sedimentos marinhos, continentais, fluviomarinhos, lagunares e paludiais, em geral de idade quaternária.

A província costeira de Santa Catarina é composta por duas unidades geológicas: o embasamento e as bacias sedimentares de Pelotas e Santos, com caráter tectônico passivo, localizadas no oceano Atlântico Sul. O embasamento representa as terras altas da província costeira e inclui rochas das províncias geológicas do Escudo Catarinense, da Bacia do Paraná e do Planalto da Serra Geral. Tanto na bacia de Santos quanto na de Pelotas, os sedimentos estão associados às transgressões e regressões marinhas que ocorreram desde o Cretáceo inferior ao Quaternário (HORN FILHO *et al.*, 2014). A planície costeira do estado de Santa Catarina encontra-se inserida na província costeira da região Sul do Brasil, com 538 km de linha de costa. De acordo com Horn Filho *et al.* (2014), a planície costeira do estado de Santa Catarina tem grande importância socioeconômica e ambiental devido à sua abundância em recursos naturais e à parcela da população que os utiliza.

De acordo com o Plano Estadual de Gerenciamento Costeiro de Santa Catarina – GERCO (SANTA CATARINA, 2010), foram definidas 43 unidades litoestratigráficas relacionadas a diferentes ambientes expostos na planície costeira, sendo que 24 unidades são do embasamento e 19 da planície costeira.

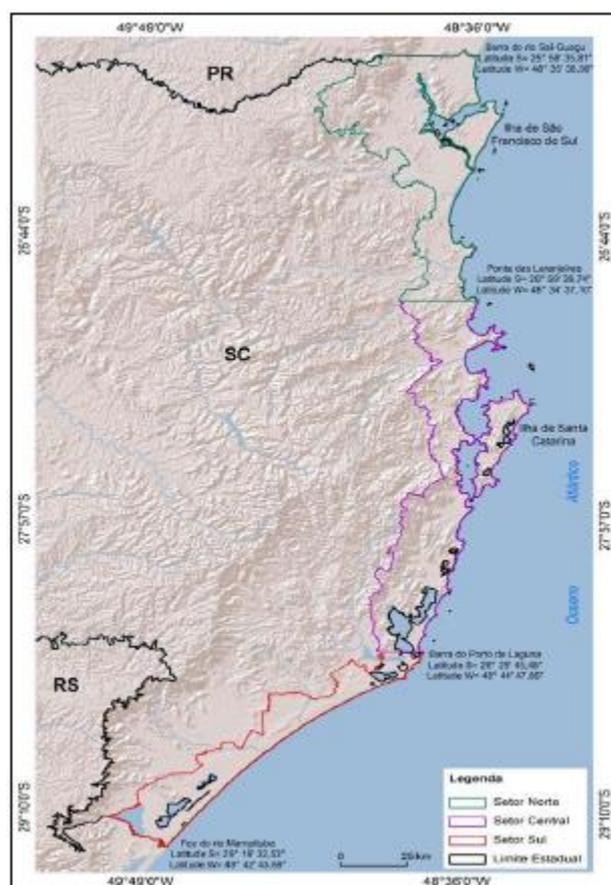
Horn Filho *et al.* (2014) compartimenta o litoral catarinense em três setores: setor Norte, setor Central e setor Sul (Figura 24). No setor Norte, o embasamento é composto pelas unidades formadas pelo Complexo Granulítico, Complexo Tabuleiro, Suíte Intrusiva Subida e Formação Iquererim. As rochas que compõem o embasamento nesta porção são rochas metamórficas de alto grau fácies anfíbolito e granulito de idades arqueanas, transamazônicas e brasileiras, pertencentes à parte setentrional do Escudo Catarinense.

Já o setor Central apresenta uma maior diversidade quanto às unidades litoestratigráficas pertencentes ao embasamento. Além do Complexo Granulítico e do Complexo Tabuleiro, as unidades que aparecem neste setor são: Complexo Camburiú, Complexo Brusque, Granitóide Valsungana, Grupo Itajaí, Granito Zimbros, Granito Morro dos Macacos, Granodiorito Estaleiro, Granito

Guabiruba, Complexo Canguçu, Granitóide São Pedro de Alcântara, Granitóide Paulo Lopes, Granito Ilha, Granito Itacorubi, Granitóide Pedras Grandes, Riolito Cambirela e Formação Serra Geral. As rochas são de origem magmática e metamórfica, sendo as principais granitos, granodioritos, monzogranitos, sienitos, dioritos, pegmatitos, riolitos, diabásios, gnaisses, migmatitos e arenitos, folhelhos e conglomerados do Grupo Itajaí (HORN FILHO *et al.*, 2014).

No setor Sul, conforme Horn Filho *et al.* (2014), o embasamento é composto pelo Granitóide Pedras Grandes e pelas unidades da Bacia do Paraná como a Formação Rio Bonito, Formação Rio do Rastro, Formação Botucatu e Formação Serra Geral. As rochas são vulcânicas e sedimentares compostas por basaltos, folhelhos e arenitos.

Além disso, a planície costeira contém depósitos, mais recentes, representados pelos sistemas deposicionais de origem continental, transicional e marinha (HEIDRICH, 2011).



**Figura 24.** Setorização da planície costeira do estado de Santa Catarina (HORN FILHO *et al.*, 2014).

Conforme Gré (2013), a gênese e a evolução dos ambientes de sedimentação da planície costeira estão ligadas a mudanças glácio-eustáticas durante o Quaternário, entre 1,6 Ma AP até o presente. Suguu et al. (1985) define para a costa de Santa Catarina uma curva de oscilação do nível marinho no Holoceno, onde processos transgressivos e regressivos são marcados juntamente com seus níveis de estabilização. A ação dos processos marinhos e transicionais responsáveis pela formação dos sedimentos costeiros no Quaternário foi promovida tanto por oscilações do nível do mar como pela

atuação de processos climáticos (GRÉ, 2013).

O sistema deposicional continental abrange os depósitos formados junto ao embasamento cristalino por processos gravitacionais: os depósitos coluviais e de leque aluvial. Além disso, também é composto pelos depósitos fluviais. Os sedimentos continentais são imaturos e mal selecionados, com granulometria grossa e matriz siltico-argilosa (HEIDRICH, 2011).

O sistema deposicional transicional na maioria das regiões é do tipo laguna-barreira e está associado às variações relativas do nível do mar durante o Quaternário, englobando os depósitos do pleistoceno médio (de 780 a 120 ka AP), do pleistoceno superior (de 120 a 11,7 ka AP) e do holoceno (de 11,7 ka AP até o presente) dos ambientes de sedimentação marinho raso, eólico, lagunar e paludial (HORN FILHO *et al.*, 2014). O subsistema barreira proporciona a acumulação das fácies praial marinha e eólica. A fácies praial marinha é composta por areia fina a média, bem selecionada e estratificada, à medida que a fácies eólica é constituída de areia muito fina a fina, com estratos cruzados e maciços. O subsistema lagunar está alojado entre o mar e o continente devido a um isolamento provocado pelo subsistema barreira. Entre o oceano e os corpos lagunares, encontram-se os canais de interligação com sedimentos com tamanho de grão de areia grossa a média, ricos em litoclastos e biodetritos (GRÉ, 2013).

## 4.2. AREIAS QUARTZOSAS PODZOLIZADAS

Neste item, são abordadas revisões conceituais do processo de formação da podzolização, bem como das areias quartzosas e areias quartzosas podzolizadas.

### 4.2.1. Areias quartzosas

As areias quartzosas compõem uma classe de solos minerais, compostos principalmente por quartzo, com textura areia ou areia franca de profundidade de pelo menos dois metros. Podem ser orgânicos em superfície e hidromórficos. Além disso, os solos de areias quartzosas são definidos como bem porosos, soltos e bem drenados, com perfis muito simples de sequência de horizontes A e C, surgindo, às vezes, horizonte B incipiente. O horizonte A é composto por material arenoso de constituição quartzosa, variando de moderado a fraco e raramente turfoso. Já o horizonte C é pouco diferenciado, friável, com coloração avermelhada, amarelada, alaranjada ou desbotada (MURATORI, 1996).

Segundo o Manual Técnico de Pedologia do IBGE (2007) as areias quartzosas são classificadas pelo sistema brasileiro de classificação de solos como Neossolos Quartzarênicos. A distribuição das areias quartzosas se dá na maior parte do território brasileiro, em diversos ambientes, desde regiões secas até regiões úmidas. Ocorrem na faixa litorânea do Rio Grande do Sul, Santa Catarina, norte da Bahia e da Paraíba até o Piauí, e em áreas continentais dos estados do Rio Grande

do Sul, Mato Grosso do Sul, oeste e norte da Bahia, sul do Pará, sul e norte do Maranhão, Piauí e Pernambuco, além de ocorrer em partes pontuais em outros estados (MURATORI, 1996).

De acordo com o Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento dos Solos do Estado de Santa Catarina do EMBRAPA (2004), as areias quartzosas apresentam uma pequena diferenciação entre os horizontes. São geralmente solos profundos a muito profundos e com teores de areia de 95%. Quimicamente, são considerados como ácidos, com baixa reserva de nutrientes (EMBRAPA, 2004).

#### **4.2.2. Processo de podzolização**

A podzolização é um processo pedogenético caracterizado pelo transporte de matéria orgânica, Fe e Al dos horizontes superficiais para os horizontes mais profundos, onde precipitam. Poucos são os estudos relacionados à podzolização em solos de regiões tropicais e subtropicais, já que o processo é predominante em regiões de clima mais frio, principalmente em áreas sob florestas boreais e clima úmido (DOS SANTOS, 2014). Segundo Lundström *et al.* (2000), as áreas onde a podzolização ocorre tipicamente apresentam temperaturas entre -40 e 5°C em janeiro e entre 10 e 20°C em julho. A precipitação é de 200 a mais de 1000 mm com uma taxa de evapotranspiração baixa.

Este processo altera profundamente os minerais primários e secundários, levando a um enriquecimento de minerais mais resistentes ao intemperismo, como o quartzo e o zircônio, em detrimento dos mais suscetíveis ao intemperismo que desaparecem do sistema (GOMES *et al.*, 2007). O intemperismo dos minerais primários ocorre devido à ação dos ácidos orgânicos, além disso, a translocação do alumínio e do ferro ocorre na forma de complexos orgânicos dos horizontes superficiais (DOS SANTOS, 2014). Os ácidos orgânicos nos solos podem ser produzidos por lixiviação provocada pelas plantas, decomposição de lixo por microorganismos e exsudação provocada por raízes, fungos e microorganismos (LUNDSTRÖM *et al.*, 2000).

As condições necessárias para o desenvolvimento da podzolização são dependentes do clima, material de origem, vegetação, topografia e idade do solo. Quanto maior o conteúdo de cátions alcalinos no material de origem, e quanto mais úmido e frio o clima, mais tempo é necessário para o seu desenvolvimento. A evolução da podzolização é favorecida pela presença de florestas de coníferas, arbustos de ericaceae e árvores de folhas caducas (LUNDSTRÖM *et al.*, 2000).

Duas teorias principais explicam o processo de formação da podzolização:

1. Formação e transporte de complexos orgânicos ácidos com Al e Fe;
2. Intemperismo de minerais silicáticos seguido de transporte de Al e Si como sóis coloidais inorgânicos.

A imobilização, no primeiro caso, pode ocorrer devido à precipitação e adsorção de complexos metálicos orgânicos, provocadas pelo decréscimo da razão de carbono/metálico causada pela adição de metais nos complexos. Os processos de precipitação e de adsorção são atribuídos à presença de ácido fúlvico (AF) e ácido húmico (AH). De outra forma, a imobilização pode ocorrer por

degradação microbiana dos formadores dos complexos orgânicos durante sua migração no perfil de solo seguida pela precipitação de fases inorgânicas de Al e Fe. Este segundo processo é atribuído principalmente à decomposição de ácidos orgânicos de baixo peso molecular (LMW) (LUNDSTRÖM *et al.*, 2000).

A presença do processo de podzolização pode ser identificada pela distribuição das frações de AF, AH e humina (HU) ao longo do perfil do solo. Os AFs apresentam maior solubilidade, já os ácidos húmicos possuem uma baixa solubilidade. Os ácidos humina são aglomerados de materiais húmicos com baixa reatividade. Todos apresentam uma elevada capacidade complexante (SILVA *et al.*, 2013).

### **4.2.3. Areias quartzosas podzolizadas**

Segundo Muratori (1996), o solo das areias quartzosas podzolizadas também é classificado como podzólico vermelho-amarelo arenoso. De acordo com Santos (1997), as areias quartzosas podzolizadas são descritas como solos pouco desenvolvidos e com perfis abundantemente arenosos, com predomínio de grãos de quartzo. Esses solos foram formados a partir de rochas sedimentares de granulação grosseira ou de materiais não consolidados. Não apresentam mais de 15% de argila e são extremamente drenantes, com pequena acumulação de matéria orgânica. Ocorrem principalmente em áreas de relevo plano ou suave e apresentam uma cor avermelhada devido à distribuição de óxidos e ferro (SANTOS, 1997).

Rocha e Scopel (1987 apud MURATORI, 1996) descrevem as areias quartzosas podzolizadas como solos minerais muito profundos de textura areia, areia franca e ocasionalmente franco arenosa. Apresentam coloração variando de bruno-avermelhada a avermelhada no horizonte A e vermelho-escuro no horizonte B. Ocorrem em relevos suaves ondulados com vegetação ou não. Por meio de análises, estes solos estudados pelos autores apresentaram-se com caráter ácido, com baixos teores de matéria orgânica, distrófico e eventualmente álico.

Christ (2014) quantificou e caracterizou as areias quartzosas podzolizadas da Bacia Hidrográfica da Lagoa da Conceição em Florianópolis – SC como solos que apresentam significativa tendência ao comportamento colapsível, ocorrendo em diversas áreas da zona costeira do estado de Santa Catarina.

## **4.3. DESCRIÇÃO E LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE ESTUDO**

Com a localização de areias quartzosas podzolizadas, por meio de mapas geológicos e pedológicos, foram definidos os pontos de estudo e de coleta de amostras nas cidades de Balneário Camboriú, Araranguá, Balneário Rincão e Jaguaruna (Figura 25). A Tabela 10 apresenta a localização de todos os pontos em coordenadas UTM (*Universal Transversa de Mercator*), cujo *Datum* é o

SIRGAS2000, e as coordenadas geográficas obtidas com GPS.

Tabela 10. Localização dos pontos de estudo.

Ponto de Estudo	Cidade	Coordenadas Geográficas		UTM	
		Latitude (S)	Longitude (W)	Leste	Sul
77	Araranguá	28°52'26"	49°22'39"	658225	6804898
83	Balneário Camboriú	26°59' 53"	48°35'24"	739133	7011488
84	Araranguá	28°52'56"	49°25'20"	653846	6804014
85	Balneário Rincão	28°50'33"	49°17'56"	665951	6808265
86	Balneário Rincão	28°49'31"	49°15'54"	669275	6810133
87	Balneário Rincão	28°48'24"	49°15'4"	670650	6812150
88	Araranguá	28°54'29"	49°21'54"	659400	6801081
89	Jaguaruna	28°40'37"	49° 4'48"	687590	6826270

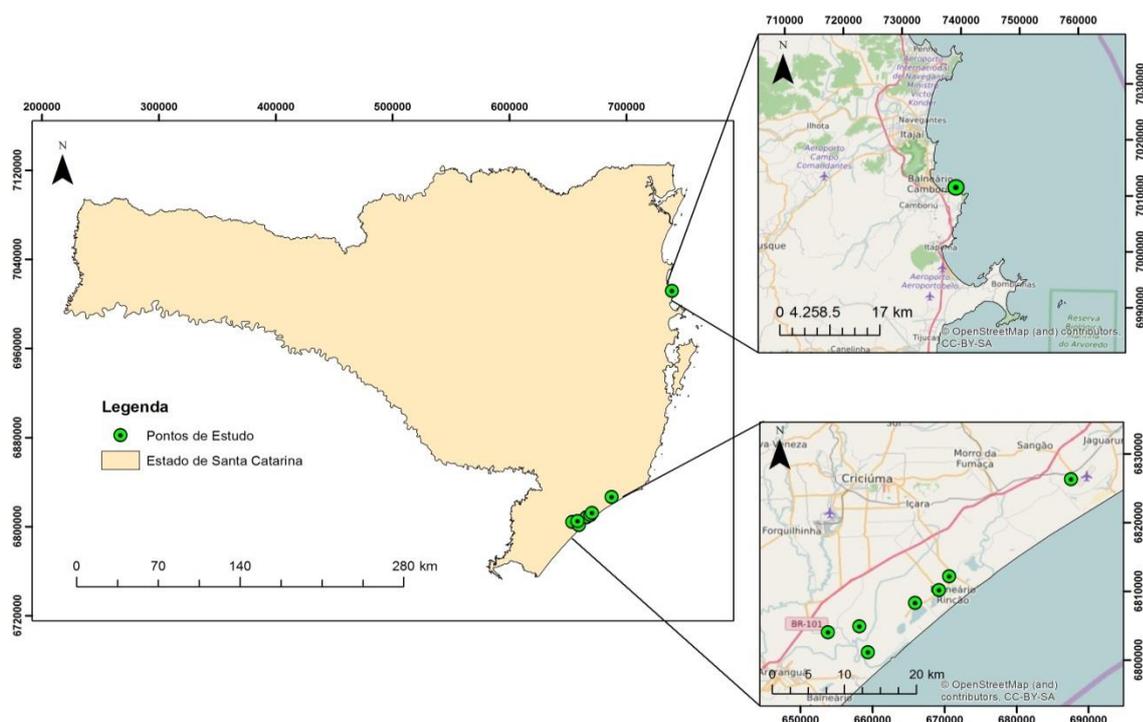


Figura 25. Mapa de localização dos pontos de estudo. Fonte: Open Street Map (2016) e IBGE (2010b).

#### 4.3.1. Araranguá

A cidade de Araranguá pertence à microrregião do Extremo Sul Catarinense, com área de 298,42 km<sup>2</sup> e, de acordo com o IBGE (2016), 66.442 habitantes. Apresenta clima mesotérmico úmido, com verões quentes e temperatura média de 20°C (SEBRAE, 2010). Segundo o diagnóstico socioeconômico, ambiental e de infraestrutura do Plano Municipal de Saneamento Básico de Araranguá o município apresenta precipitação pluviométrica anual de 958,20 a 2611,80 mm, com um total de dias de chuva no ano de 101 a 183.

O mapa geotécnico (Figura 26) apresenta a localização dos pontos 77, 84 e 88 e as unidades

geotécnicas presentes no município de Araranguá. De acordo com o mapa, os pontos 77, 84 e 88 são classificados como Podzólico Vermelho-Escuro de substrato sedimentos inconsolidados, Podzólico Vermelho-Amarelo de substrato sedimentos inconsolidados e Areia Quartzosa Vermelho-Amarela de substrato sedimentos inconsolidados, respectivamente.

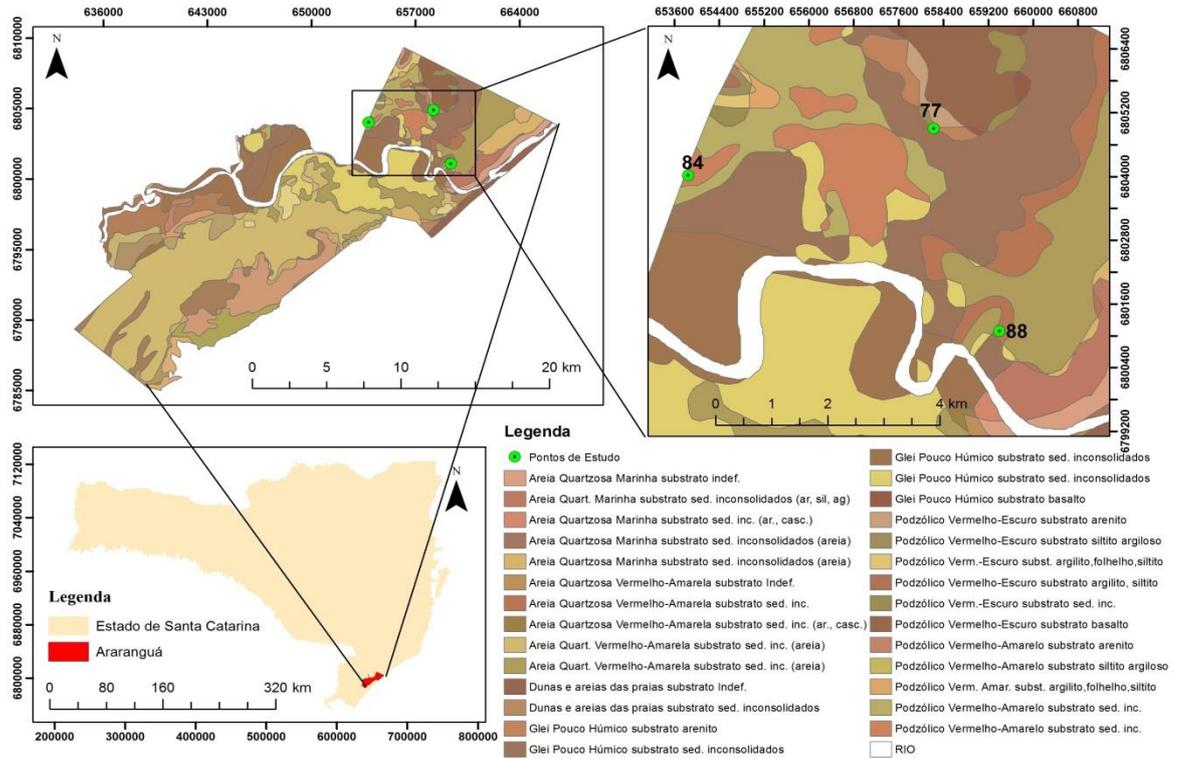


Figura 26. Mapa Geotécnico e localização dos pontos 77, 84 e 88 na cidade de Araranguá, modificado de Santa Catarina (2010).

#### 4.3.1.1. Ponto 77

O ponto 77 encontra-se no bairro Pontão no município de Araranguá, próximo à Capela São Brás (Figura 27).



**Figura 27.** Localização ponto 77 na cidade de Araranguá, bairro Pontão. Fonte: Open Street Map (2016) e IBGE (2010b).

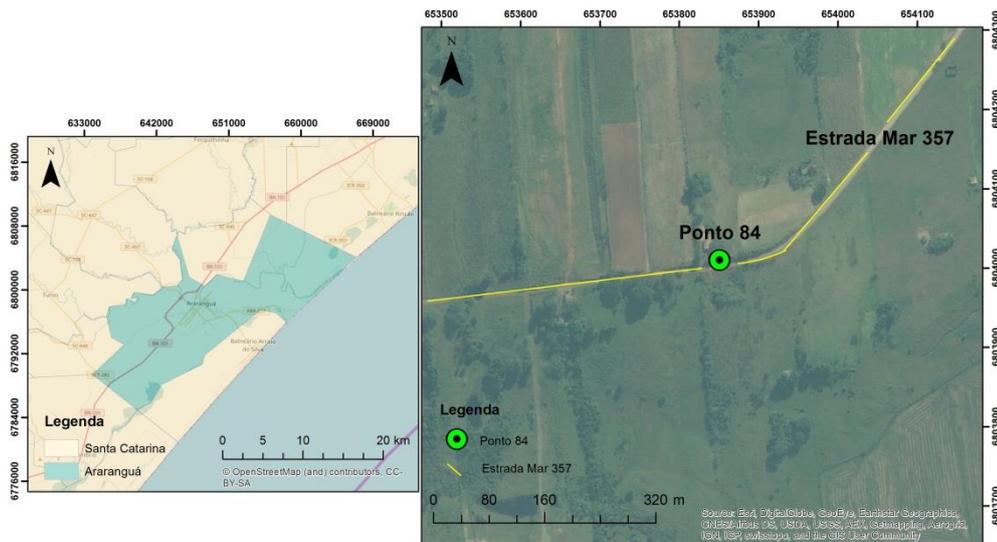
A Figura 28 representa o ponto de estudo 77.



**Figura 28.** Ponto de estudo 77.

#### 4.3.1.2. Ponto 84

O ponto 84 é o segundo ponto no município de Araranguá, a 28 metros de altitude. Esse ponto encontra-se no bairro Barro Vermelho, na Estrada Mar 357 (Figura 29).



**Figura 29.** Localização Ponto 84 no município de Araranguá, bairro Barro Vermelho. Fonte: Open Street Map (2016) e IBGE (2010b).

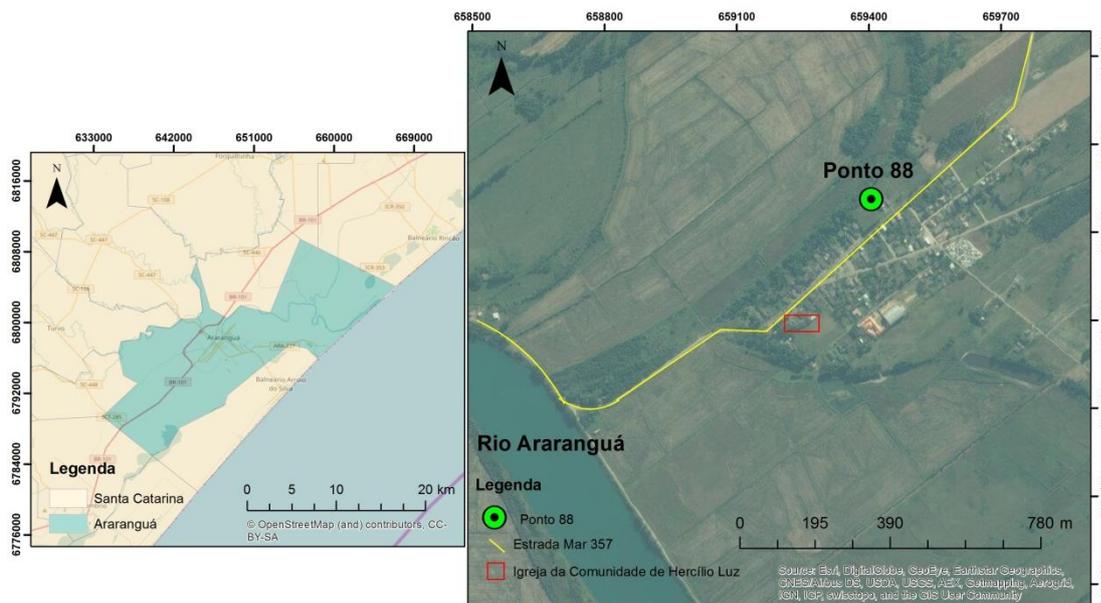
A Figura 30 representa o ponto 84, notou-se em campo a presença de uma camada de pelito intemperizado que cobre o solo de areia quartzosa podzolizada.



**Figura 30.** Ponto 84 e camada de pelito intemperizado que cobre o solo de areia quartzosa podzolizada.

#### 4.3.1.3. Ponto 88

O ponto 88 localiza-se no bairro Hercílio Luz, no município de Araranguá, próximo à Igreja da Comunidade de Hercílio Luz e na Estrada Mar 357 (Figura 31).



**Figura 31.** Localização Ponto 88 no bairro Hercílio Luz, no município de Araranguá. Fonte: Open Street Map (2016) e IBGE (2010b).

O ponto 88 está localizado a 7 metros de altitude, a Figura 32 representa o ponto 88.



**Figura 32.** Ponto de estudo 88.

No bairro Hercílio Luz notou-se a presença de muitas rachaduras nos muros das casas, como mostra a Figura 33. Moradores do bairro alegam que estas rachaduras aparecem após a ocorrência de chuvas, e por isso, as casas são construídas ali com as fundações em maiores profundidades.



**Figura 33.** Rachaduras nas casas do bairro Hercílio Luz em Araranguá.

#### **4.3.2. Balneário Camboriú**

A cidade de Balneário Camboriú, localizada no Vale do Itajaí, apresenta uma área territorial de 46,5 km<sup>2</sup>. É a 12<sup>a</sup> cidade no ranking populacional catarinense, com 102.081 habitantes, apresentando um aumento de 39% desde o último censo demográfico realizado em 2000. Quanto ao clima, apresenta temperaturas médias entre 15° e 30°C (SEBRAE, 2010).

##### **4.3.2.1. Ponto 83**

O ponto 83 (Figura 34) localiza-se na cidade de Balneário Camboriú e pode ser acessado pegando-se a Avenida Inter Praias sentido Praia de Laranjeiras, perto do Teleférico do Parque Unipraias. A Figura 35 mostra a localização do ponto de estudo e a rua de acesso.

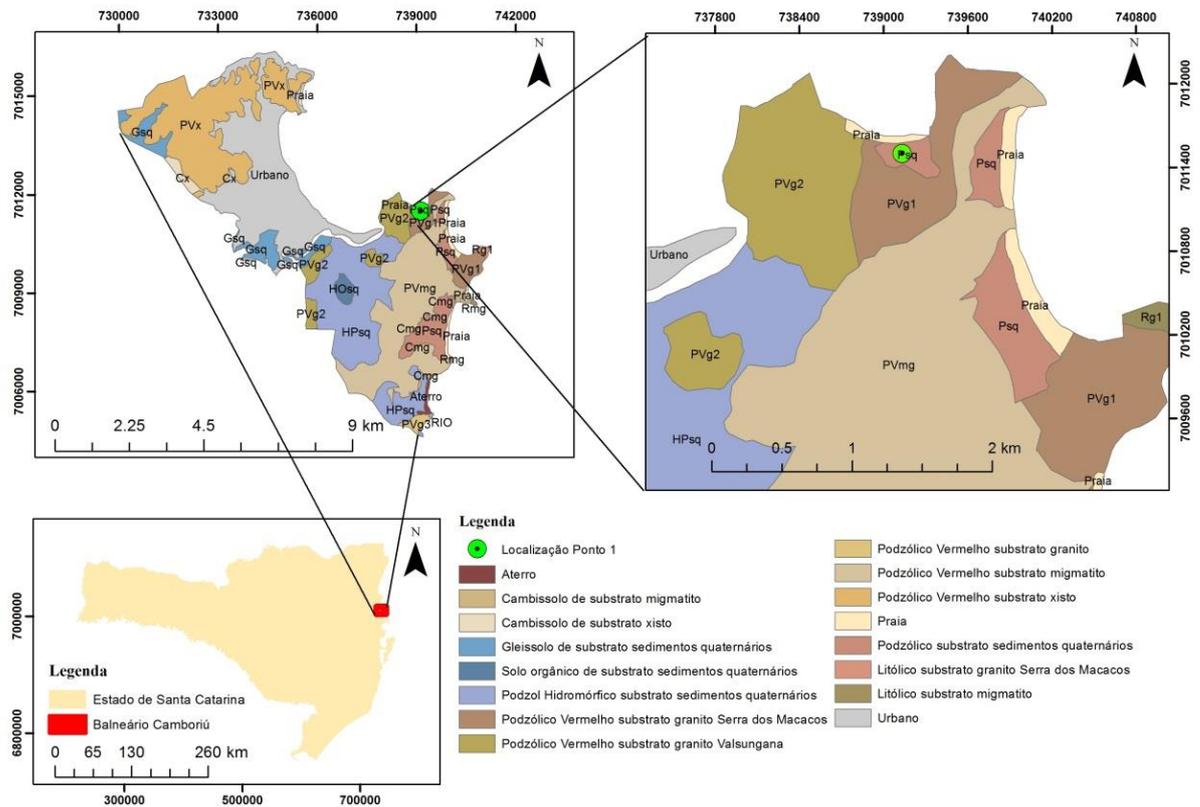


**Figura 34.** Ponto 83 na cidade de Balneário Camboriú.



**Figura 35.** Localização do Ponto 83 na cidade de Balneário Camboriú, na Praia de Laranjeiras. Fonte: Open Street Map (2016) e IBGE (2010b).

O mapa geotécnico (Figura 36) a seguir apresenta a localização do ponto de estudo e as unidades geotécnicas presentes na cidade de Balneário Camboriú. Segundo o mapa, o ponto 83 está estabelecido na unidade geotécnica Podzólico de substrato sedimentos quaternários.



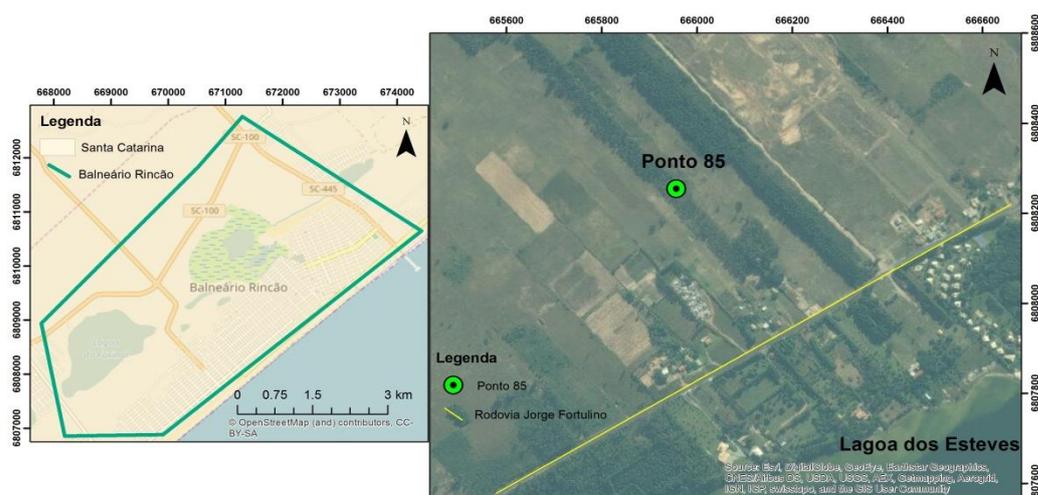
**Figura 36.** Mapa Geotécnico e localização do ponto de estudo 83 na cidade de Balneário Camboriú, modificado de Santa Catarina (2010).

### 4.3.3. Balneário Rincão

Balneário Rincão, localizado na Macrorregião Sul do Estado de Santa Catarina, apresenta de acordo com a prefeitura municipal 13 km de orla marítima. Segundo o IBGE (2010) o município apresentava 10.923 habitantes.

#### 4.3.3.1. Ponto 85

O ponto 85 localiza-se no município de Balneário Rincão, próximo à Rodovia Jorge Fortulino (Figura 37).



**Figura 37.** Localização do Ponto 85 no município de Balneário Rincão. Fonte: Open Street Map (2016) e IBGE (2010b).

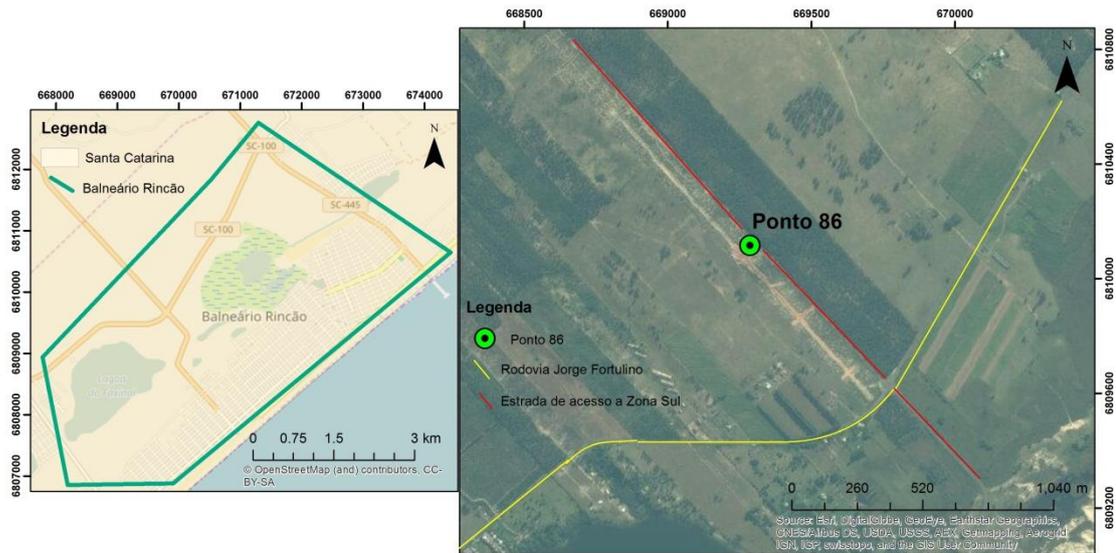
O ponto 85 encontra-se a 35 metros de altitude, a Figura 38 representa o ponto de estudo.



**Figura 38.** Ponto de estudo 85.

#### 4.3.3.2. Ponto 86

O ponto 86 localiza-se próximo ao ponto 85, na cidade de Balneário Rincão, e próximo à Rodovia Jorge Fortulino e à Estrada de acesso a Zona Sul (Figura 39).



**Figura 39.** Localização Ponto 86 no município de Balneário Rincão. Fonte: Open Street Map (2016) e IBGE (2010b).

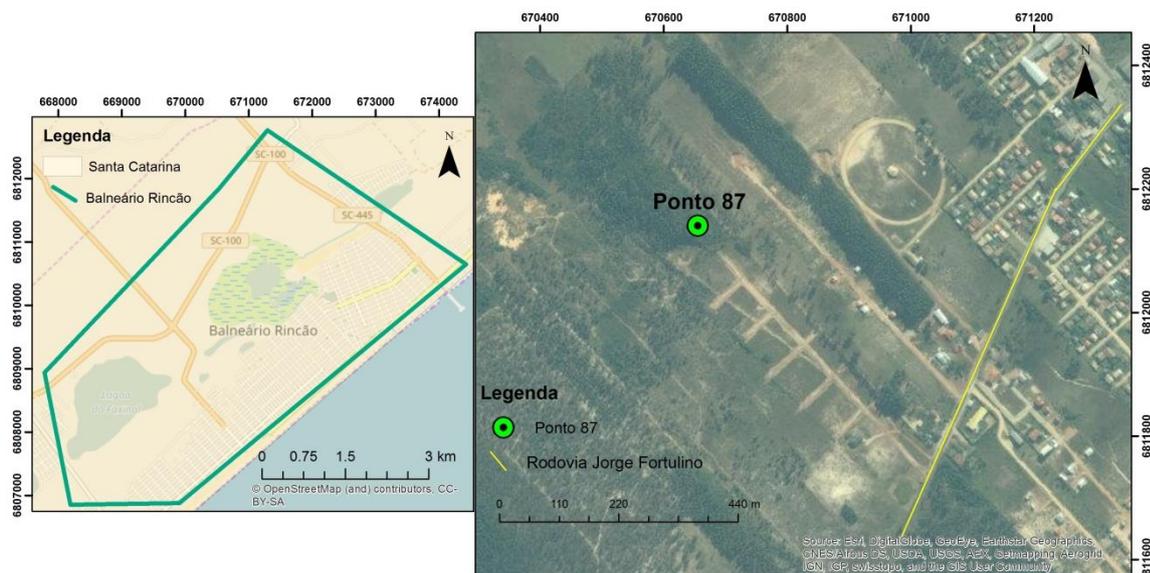
O ponto 86, representado na Figura 40, encontra-se a 27 metros de altitude.



**Figura 40.** Ponto de estudo 86.

#### 4.3.3.3. Ponto 87

O ponto 87, também localizado no município de Balneário Rincão, encontra-se no bairro Pedreiras, também próximo à Rodovia Jorge Fortulino (Figura 41).



**Figura 41.** Localização Ponto 87 no município de Balneário Rincão. Fonte: Open Street Map (2016) e IBGE (2010b).

O ponto 87, representado na Figura 42, encontra-se a 43 metros de altitude. No perfil de solo do ponto 87 identificou-se a presença de camadas de ferro, como é apresentado na Figura 42.



**Figura 42.** Ponto 87 e presença de camada de ferro no perfil de solo do ponto.

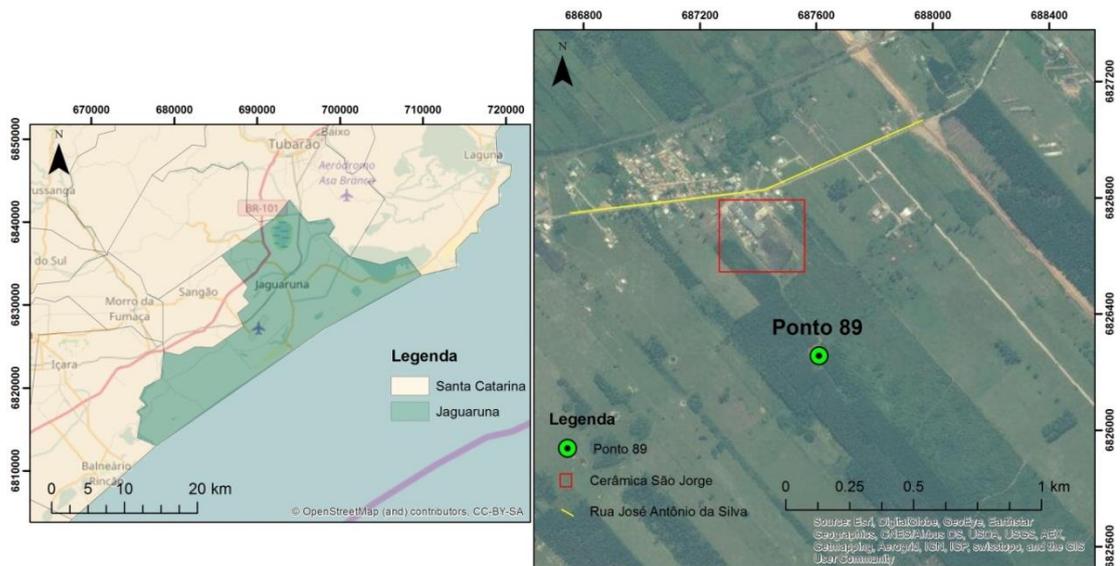
#### 4.3.4. Jaguaruna

O município de Jaguaruna está localizado na mesorregião Sul Catarinense. Jaguaruna apresenta 327,4 km<sup>2</sup> de área territorial e sua estimativa populacional no ano de 2009 foi de 16.418, sendo a 73<sup>a</sup> cidade no ranking populacional catarinense. Quanto ao clima, é caracterizado como subtropical, com temperatura média de 20°C (SEBRAE, 2010).

##### 4.3.4.1. Ponto 89

O ponto 89 está localizado junto à divisa entre os municípios de Jaguaruna e Sangão. Encontra-se próximo ao bairro Morro Grande do município de Sangão e pode ser acessado pela Rua

José Antônio da Silva, próximo à Cerâmica São Jorge (Figura 43).



**Figura 43.** Localização Ponto 89 no município de Jaguaruna. Fonte: Open Street Map (2016) e IBGE (2010b).

O ponto 89, representado na Figura 44, encontra-se a 36 metros de altitude. Neste perfil também foi notada a presença de camadas de solo ricas em ferro (Figura 45).

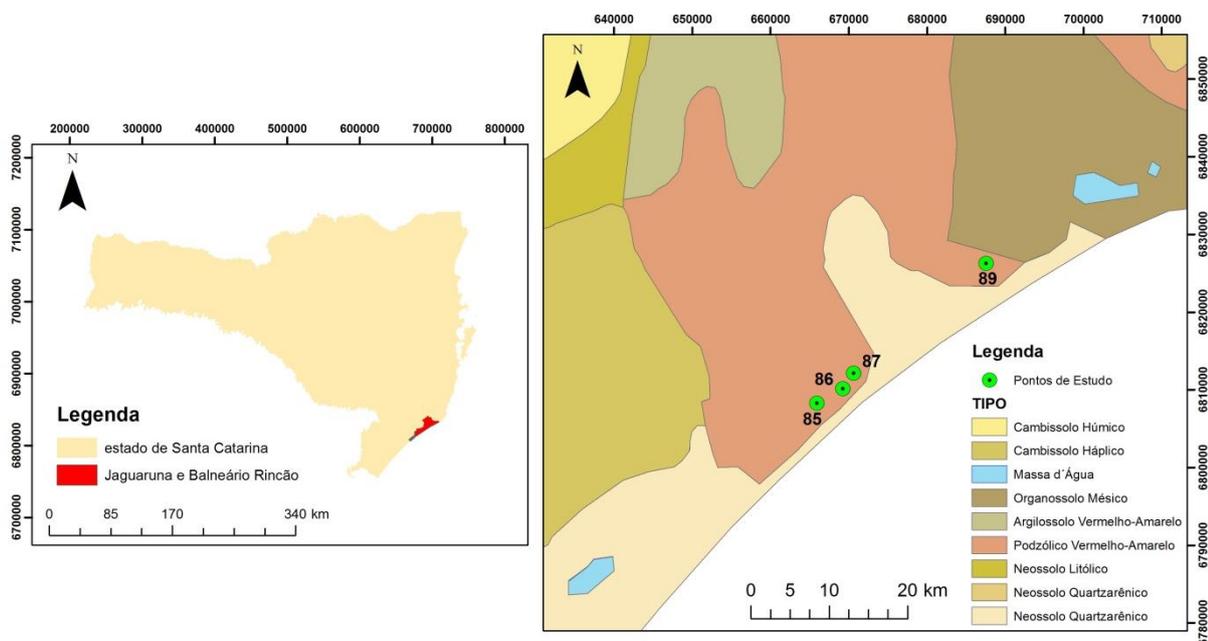


**Figura 44.** Ponto de estudo 89.



**Figura 45.** Camadas do perfil de solo do ponto 89 ricas em ferro.

A Figura 46 apresenta o mapa de solos, modificado de IBGE-EMBRAPA (2001), com os pontos 85, 86, 87 e 89 localizados nos municípios de Jaguaruna e Balneário Rincão. Todos os pontos são classificados, segundo o mapa, como Podzólico Vermelho-Amarelo.



**Figura 46.** Mapa de solos dos pontos localizados nos municípios de Balneário Rincão e Jaguaruna, modificado de IBGE-EMBRAPA (2001).

## 5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta unidade, são mostrados os resultados obtidos a partir dos ensaios de campo e de laboratório para cada ponto de estudo e discussões sobre os mesmos. Além disso, são apresentadas as imagens do microscópio eletrônico de varredura e suas respectivas análises.

### 5.1. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

As Tabelas 11 e 12 apresentam os resultados obtidos nos ensaios de caracterização de cada ponto de estudo, como o peso específicos dos sólidos, teor de umidade natural ( $w$ ), índice de vazios ( $e$ ), porosidade ( $n$ ), grau de saturação ( $S_r$ ), limite de liquidez ( $W_L$ ), limite de plasticidade ( $W_p$ ), índice de plasticidade ( $IP$ ), análise granulométrica e classificação SUCS.

Tabela 11. Índices físicos e limites de consistência dos solos dos pontos de estudo.

Ponto	Unidade Geotécnica	Peso específico dos sólidos (kN/m <sup>3</sup> )	Wnat (%)	e	n	Sr (%)	Limites de Consistência		
							WL (%)	WP (%)	IP (%)
77	AQPsq	26.5	15.48	0.64	0.39	64.0	21.35	NP	NP
83	AQPsq	26	14.96	0.83	0.45	46.8	18.58	16.4	2.18
84	AQPsq	26.2	17.63	0.72	0.42	63.8	24.47	20.08	4.39
85	AQPsq	26.1	13.13	0.57	0.36	59.9	19.42	15.86	3.56
86	AQPsq	25.7	10.53	0.48	0.32	56.7	NL	NP	NP
87	AQPsq	25.9	6.61	0.46	0.31	37.5	NL	NP	NP
88	AQsq	25.7	10.32	0.43	0.30	62.0	NL	NP	NP
89	AQPsq	26	10.53	0.52	0.34	52.6	NL	NP	NP

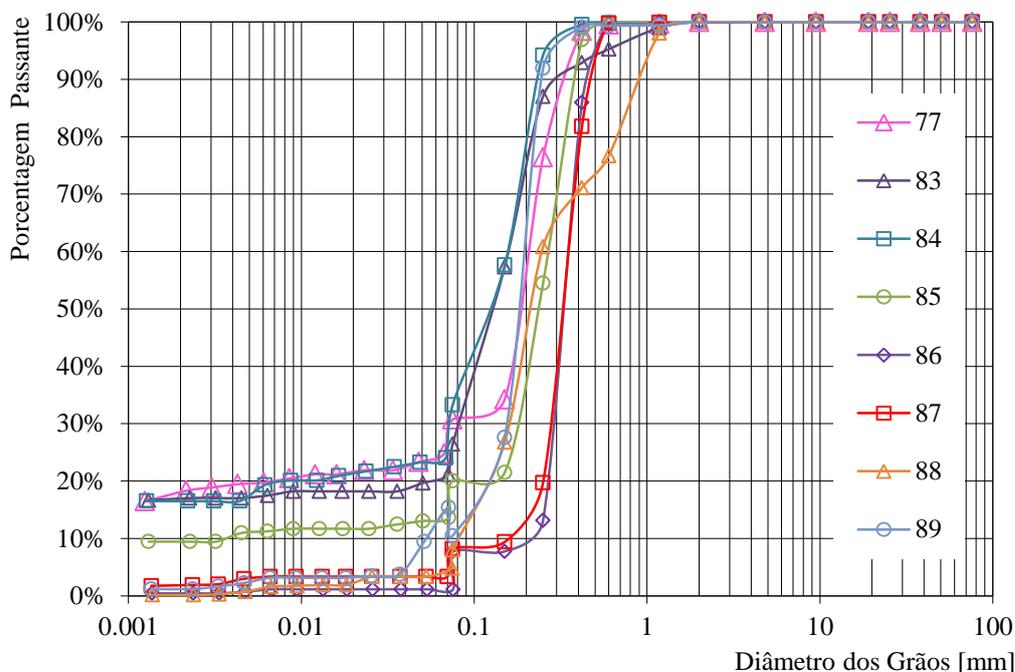
Tabela 12. Análise granulométrica e classificação SUCS dos solos dos pontos de estudo.

Ponto	Granulometria						Class. SUCS
	Pedr. (%)	A.G. (%)	A.M. (%)	A.F. (%)	Silte (%)	Argila (%)	
77	0	0.44	65.31	9.51	6.44	18.31	SC
83	0	4.74	37.92	36.22	4.08	17.04	SC
84	0	0.18	42.19	33.58	7.54	16.5	SC
85	0	0.08	78.43	7.84	4.2	9.45	SC
86	0	0.22	92.03	6.6	0.71	0.43	SM
87	0	0.25	90.36	6.05	1.45	1.89	SM
88	0	23.34	49.91	21.94	4.66	0.15	SM
89	0	0.67	71.73	12.17	14.23	1.2	SM

**Nota:** Pedr.-pedregulho; A.G.-areia grossa; A.M.-areia média; A.F.-areia fina.

A partir das curvas granulométricas apresentadas na Figura 47, nota-se que os solos com as maiores frações de argila e silte são os dos pontos 77, 83 e 84, respectivamente com 24,75%, 21,12% e

24,04%. Os solos dos pontos 86 e 87 apresentam uma maior quantidade de fração grossa. Quanto à forma das curvaturas, em geral são uniformes, ou, com forma descontínua, como ocorre com a curva do ponto 88, o que faz com que esses solos sejam definidos como mal graduados ou de graduação regular, respectivamente.



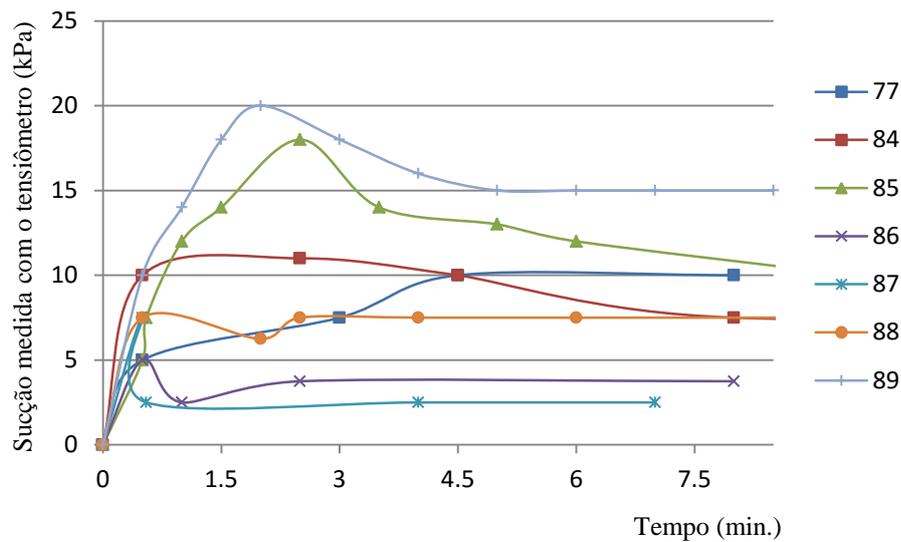
**Figura 47.** Curvas granulométricas dos pontos de estudo.

Os solos dos pontos 77, 83, 84 e 85 foram classificados segundo o sistema unificado como areias argilosas (SC), enquanto os solos dos pontos 86, 87, 88 e 89 foram classificados como areias siltosas (SM).

Quanto aos índices de consistência, os índices de plasticidade apresentados pelos solos foram baixos, com porcentagens variando de 0 a 4,39%. Segundo Burmister (1949, apud DAS, 2013), a classificação do índice de plasticidade de forma qualitativa descreve os solos de estudo como não plásticos ou ligeiramente plásticos, no caso dos pontos 83, 84 e 85.

## 5.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO

Durante os trabalhos de campo, foram realizadas as medições de sucção com o auxílio de um tensiômetro. Os resultados são mostrados na Figura 48 a seguir:



**Figura 48.** Resultados da sucção medida com tensiômetro em campo.

Ceratti *et al.* (1996) apud Delgado (2007) afirma que, como os solos em países tropicais têm seus poros preenchidos parcialmente por água, nesses poros a pressão de água é negativa e, portanto, menor do que a atmosférica. A secagem no solo resulta em um aumento nesta pressão negativa até valores superiores a 10 MPa. As sucções obtidas para os pontos de estudo condizem com as baixas sucções de solos de regiões tropicais e subtropicais, ou seja, com valores inferiores a 50kPa.

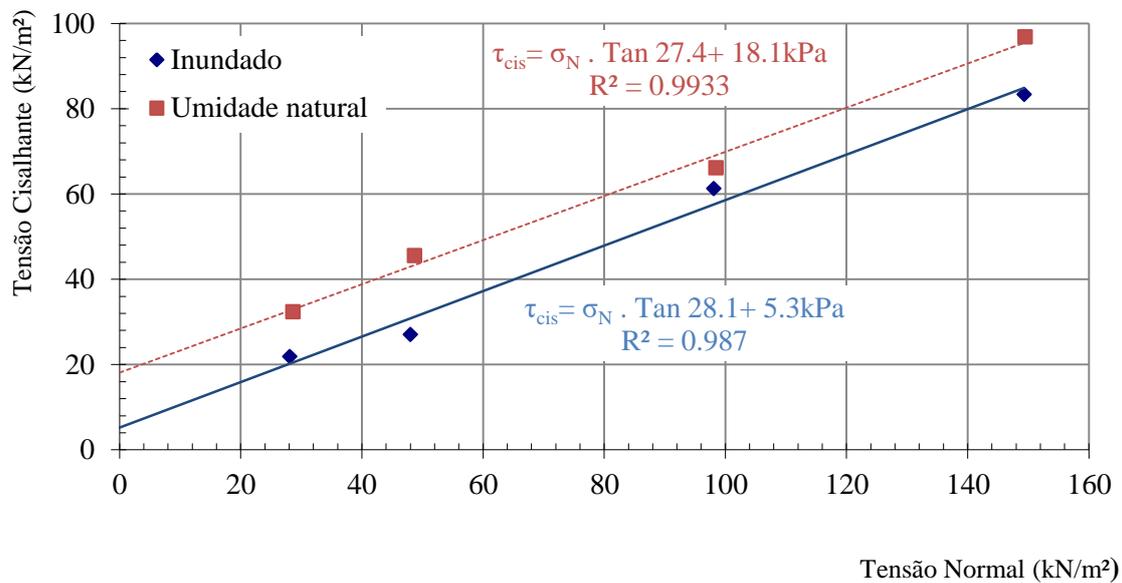
De acordo com Santos (2006), em geral solos com baixos teores de argila apresentam valores de sucção também mais baixos. Os menores valores de sucção obtidos nos ensaios de campo estão relacionados aos pontos com menores teores de silte e argila, como, por exemplo, os pontos 86, 87 e 88, que apresentam respectivamente 0,43%, 1,89% e 0,15% de argila.

Assim como observado por Oliveira (2004), pode-se inferir a partir dos resultados obtidos na Figura 48 que quanto maior a sucção do solo maior será o tempo necessário para se atingir o equilíbrio dos valores de sucção.

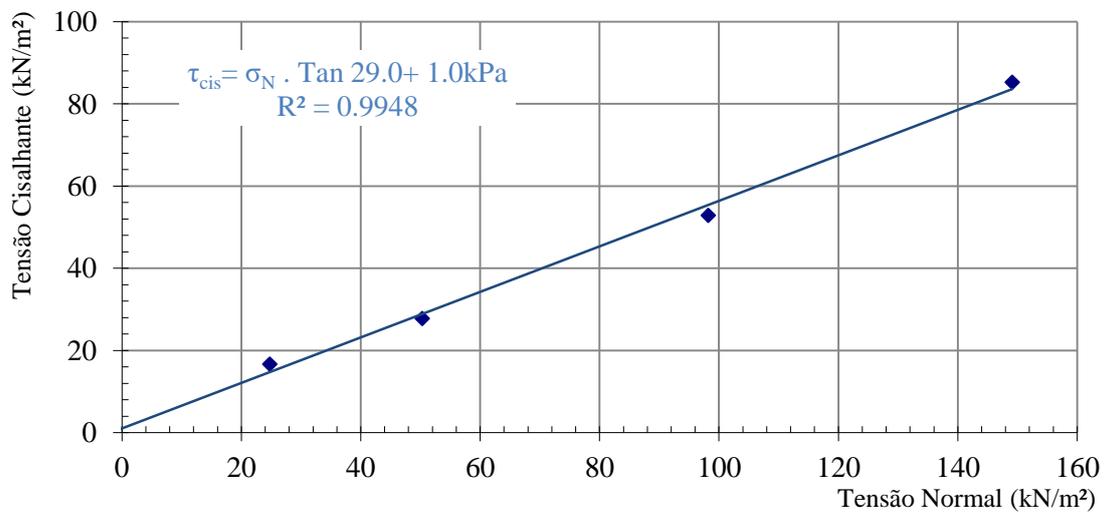
### 5.3. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Neste trabalho, os ensaios de resistência ao cisalhamento dos solos foram realizados no equipamento de cisalhamento direto nas condições inundada e umidade natural. Esses dois tipos de ensaios, quando comparados, evidenciam a perda da coesão aparente (sucção) pelo aumento do grau de saturação do solo.

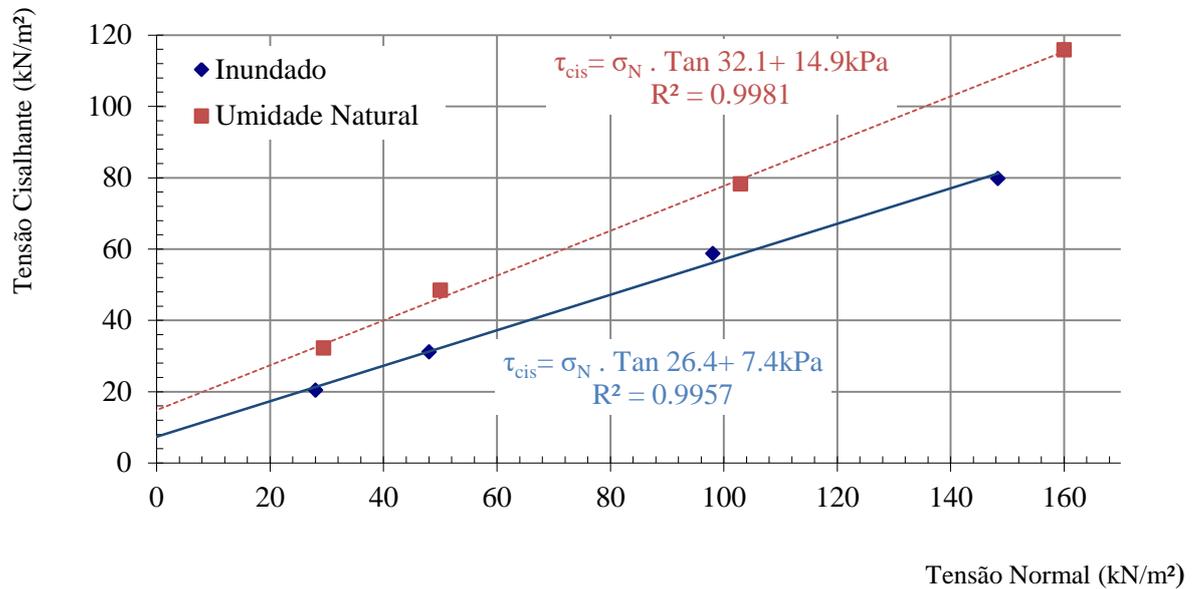
Os resultados obtidos para cada ponto de estudo são apresentados nas Figuras 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55 e 56, por meio de curvas de tensão cisalhante ( $\text{kN/m}^2$ ) versus tensão normal ( $\text{kN/m}^2$ ).



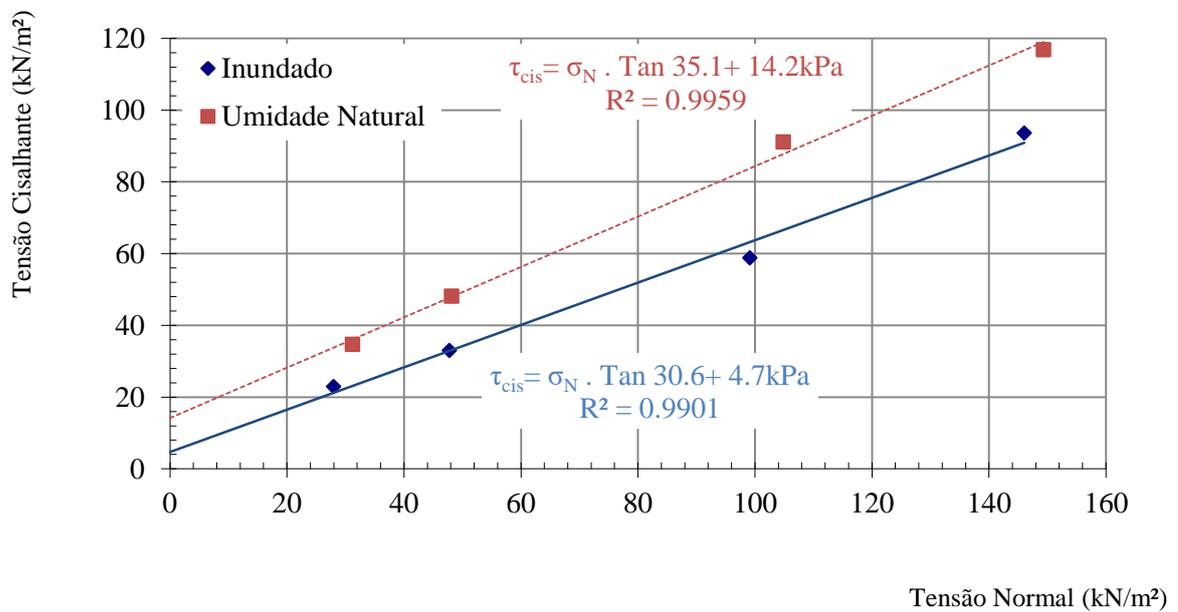
**Figura 49.** Resultados da resistência ao cisalhamento nas condições inundada e umidade natural do ponto 77.



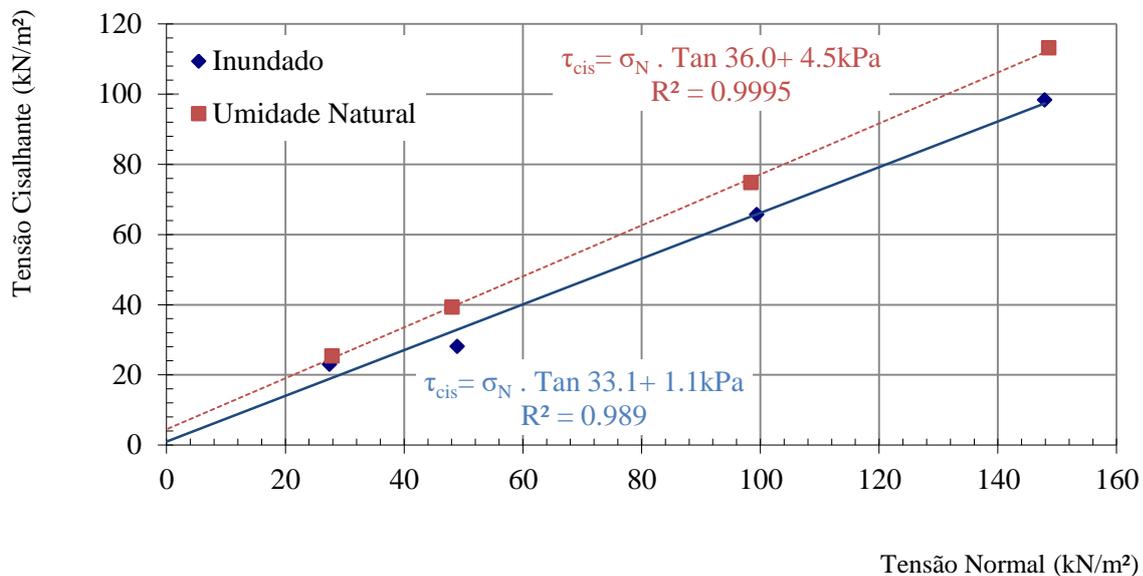
**Figura 50.** Resultados da resistência ao cisalhamento na condição inundada do ponto 83.



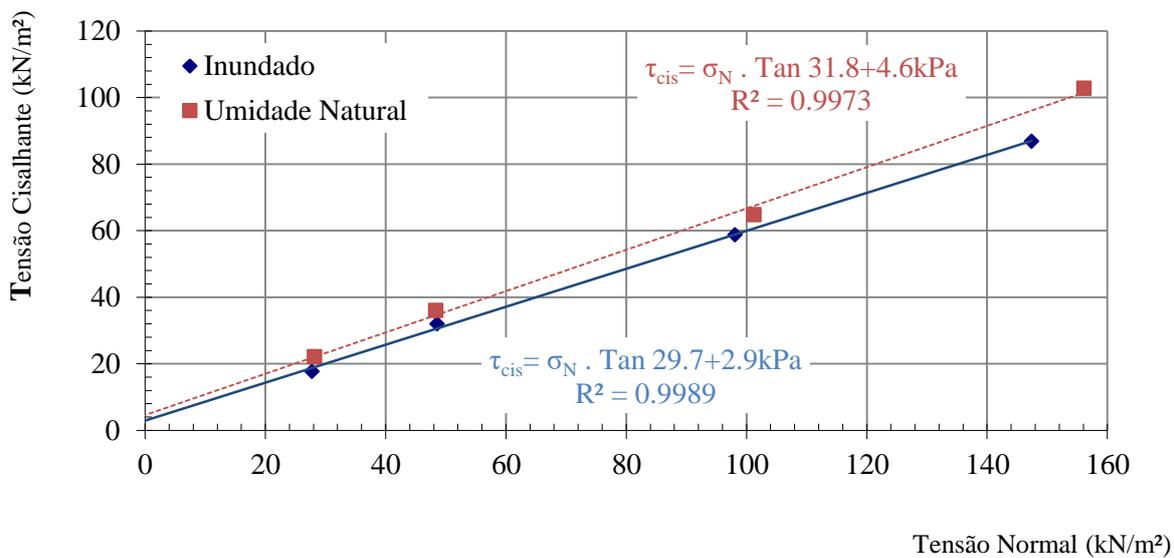
**Figura 51.** Resultados da resistência ao cisalhamento nas condições inundada e umidade natural do ponto 84.



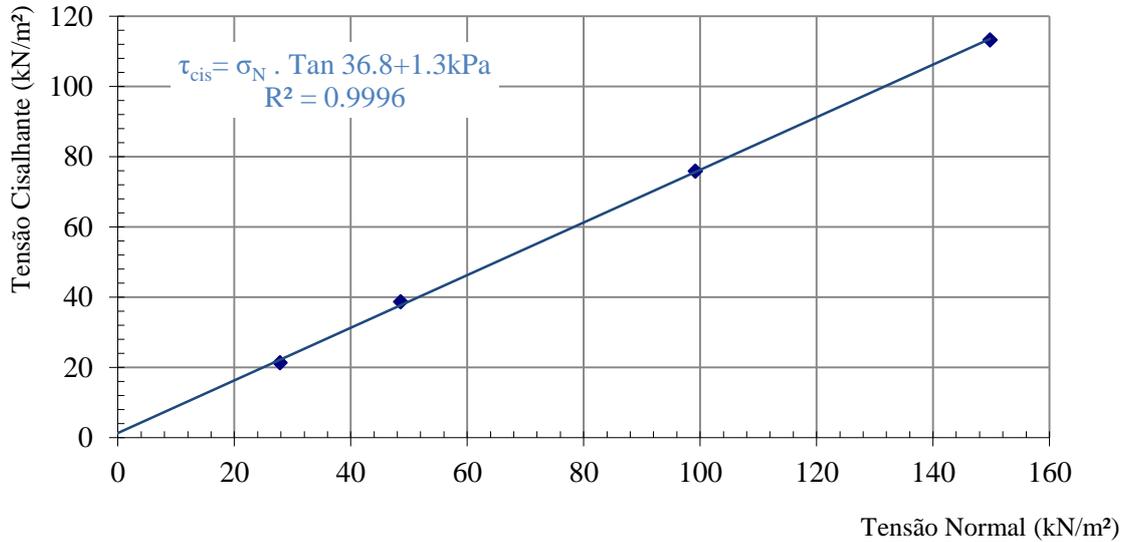
**Figura 52.** Resultados da resistência ao cisalhamento nas condições inundada e umidade natural do ponto 85.



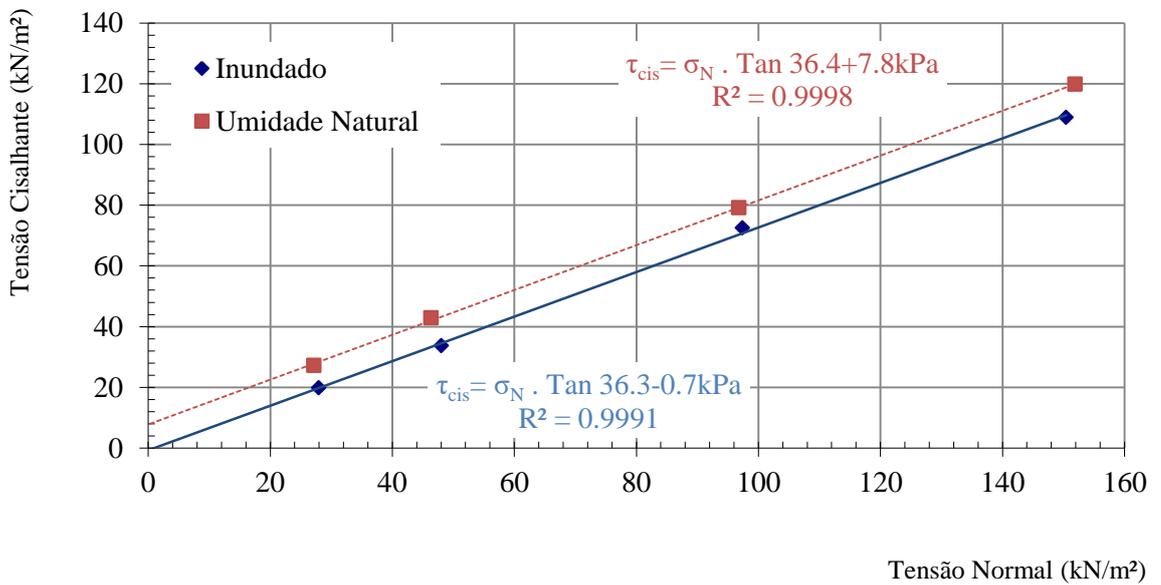
**Figura 53.** Resultados da resistência ao cisalhamento nas condições inundada e umidade natural do ponto 86.



**Figura 54.** Resultados da resistência ao cisalhamento nas condições inundada e umidade natural do ponto 87.



**Figura 55.** Resultados da resistência ao cisalhamento na condição inundada do ponto 88.



**Figura 56.** Resultados da resistência ao cisalhamento nas condições inundada e umidade natural do ponto 89.

A partir dos resultados obtidos, nota-se que os maiores valores de coesão estão relacionados aos solos dos pontos 77, 84, 85 e 89 com os maiores teores de finos, de 24,75%, 24,04%, 13,65% e 15,43%, respectivamente. Esses pontos apresentaram valores de coesão na condição de umidade natural de 18,1;14,9; 14,2 e 7,8, respectivamente.

Os maiores valores de ângulo de atrito adquiridos para a condição inundada foram 36,8° e 36,3° para os pontos 88 e 89, ao passo que para a condição de umidade natural os maiores valores

foram 36,4° e 36° para os pontos 89 e 86.

Os ensaios de cisalhamento do ponto 88 na condição natural não foram realizados devido à necessidade de repetição de ensaios edométricos e à dificuldade em amostrar este solo em anéis metálicos, o que levou a uma perda significativa de material durante a moldagem.

Quanto à variação dos valores de coesão e ângulo de atrito com a inundação dos corpos de prova, a coesão, como era esperado, apresentou uma grande diferença para a maioria dos pontos. O ponto 77 apresentou a maior variação de coesão, de 18,1 (natural) para 5,3 (inundado). A menor diferença entre os valores de coesão com a inundação foi a do ponto 87, com valores de 4,6 (natural) e 2,9 (inundado). É importante destacar que a alta variação da coesão com a inundação do solo representa, como é sugerido por Higashi (2006), a fragilidade das estruturas destes solos com a entrada de água.

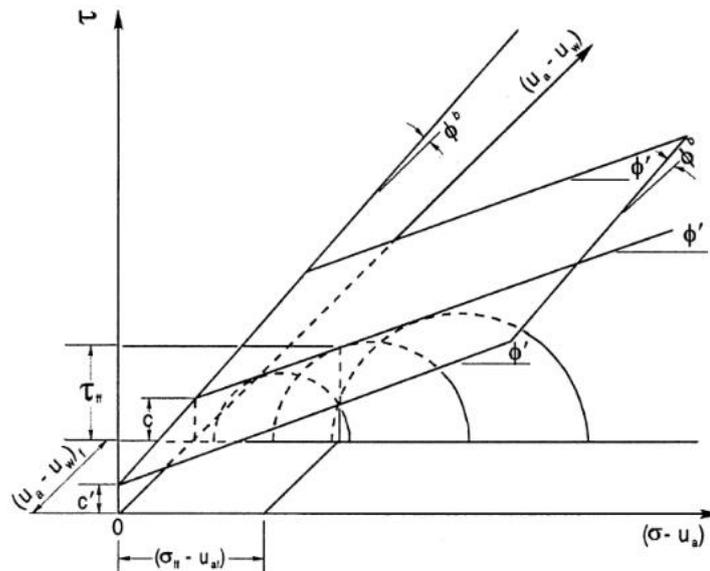
A Tabela 13 apresenta todos os resultados dos parâmetros de resistência dos solos de estudo obtidos por ensaios nas condições natural e inundada:

Tabela 13. Resultados dos parâmetros de resistência dos solos de estudo.

Ponto	Ângulo de atrito (°)		Coesão (kN/m <sup>2</sup> )	
	Inundado	Natural	Inundado	Natural
77	28.1	27.4	5.3	18.1
83	29	-	1	-
84	26.4	32.1	7.4	14.9
85	30.6	35.1	4.7	14.2
86	33.1	36	1.1	4.5
87	29.7	31.8	2.9	4.6
88	36.8	-	1.3	-
89	36.3	36.4	0	7.8

Assim como pode ser definida uma relação entre a coesão dos solos e seus teores de finos, o ângulo de atrito apresentou-se maior para os solos dos pontos 86, 88 e 89, que apresentam respectivamente 98,85%, 95,19% e 84,57% de fração areia.

Os ângulos de atrito sofreram uma variação menor com a inundação dos corpos de prova, sendo a maior diferença apresentada pelo ponto 84, com valores de 26,4 (inundado) e 32,1 (natural). Essa variação do ângulo de atrito é contrária ao que é definido por Fredlund *et al.* (1978), que apresenta a envoltória de ruptura estendida (Figura 57) com variações apenas para os valores de coesão, considerando o acréscimo da coesão aparente do solo, quando a sucção é baixa. O acréscimo de resistência verificado, oferecido pela sucção, já foi identificado também por outros autores, como Soares & de Campos (2005).



**Figura 57.** Envolvória de ruptura estendida (Fredlund et al., 1978).

Comparando-se os resultados obtidos por Higashi (2006) e Raimundo *et al.* (2002), Santos (1997), Beviláqua (2004), Davison Dias (1987) e Bastos (1991) em Higashi (2006), as variações dos parâmetros de resistência quanto à inundação são parecidas, com uma diminuição significativa da coesão e uma diminuição não muito expressiva do ângulo de atrito. Os solos estudados por esses autores, em geral, apresentaram valores de coesão muito maiores do que os valores obtidos dos solos desta pesquisa.

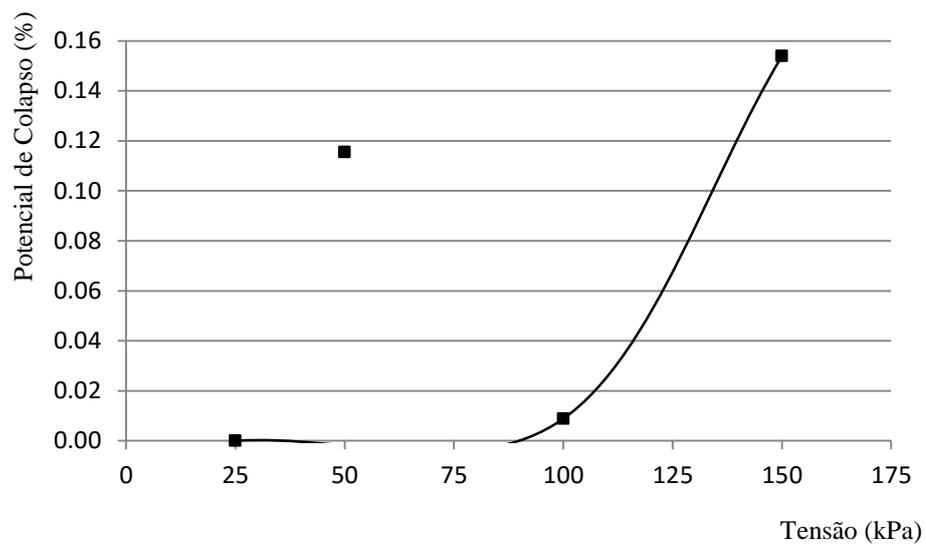
De forma geral, conclui-se que a sucção se apresenta como uma força complementar atuando no aumento da resistência ao cisalhamento dos solos. Esse aumento se dá mesmo quando apresenta valores baixos como os determinados em campo neste estudo, abaixo de 50kPa.

#### 5.4. RESULTADOS DO POTENCIAL DE COLAPSO DOS SOLOS

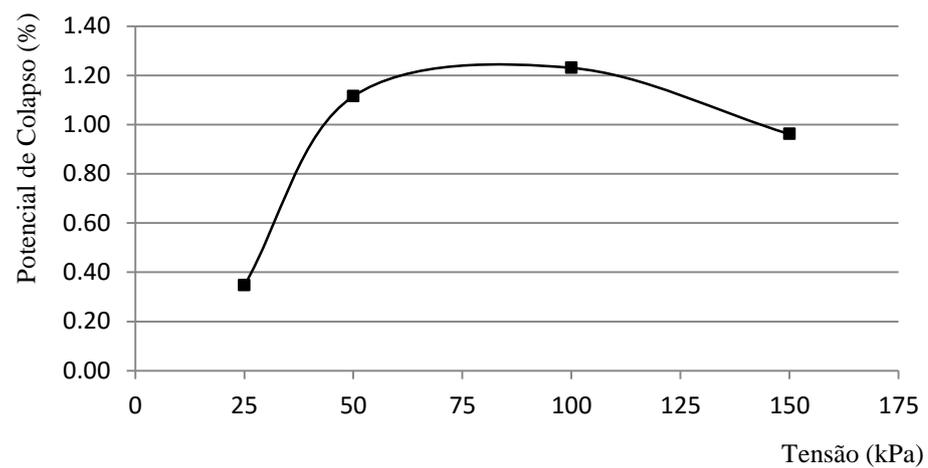
Os ensaios para a determinação do potencial de colapso dos solos de estudo foram realizados nos equipamentos de compressão unidimensional e cisalhamento direto. Neste item, são apontados os potenciais de colapso obtidos para cada um desses ensaios. Além disso, é indicada a influência do grau de saturação do solo quanto à sua colapsibilidade, por meio de ensaios realizados no equipamento de compressão unidimensional controlando-se o grau de saturação dos corpos de prova.

##### 5.4.1. Resultados do potencial ao colapso dos solos no ensaio de compressão unidimensional

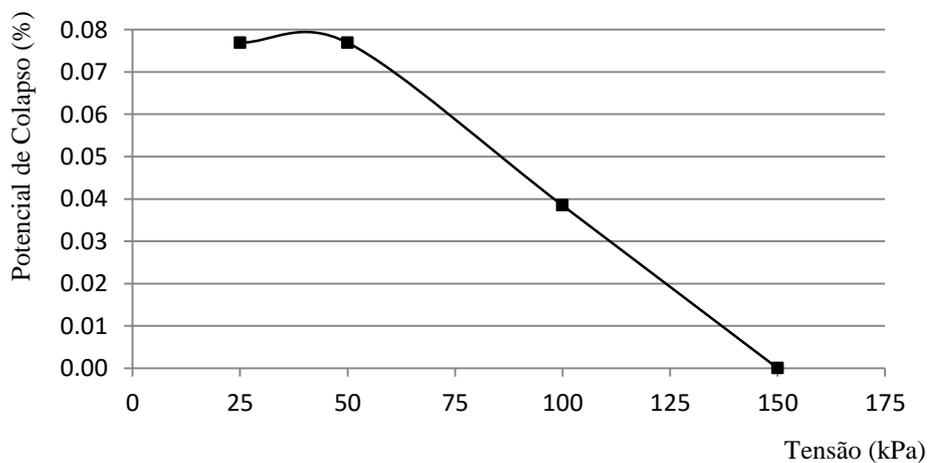
Os resultados obtidos na determinação do potencial de colapso para cada um dos pontos de estudo são indicados a seguir nas Figuras 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64 e 65.



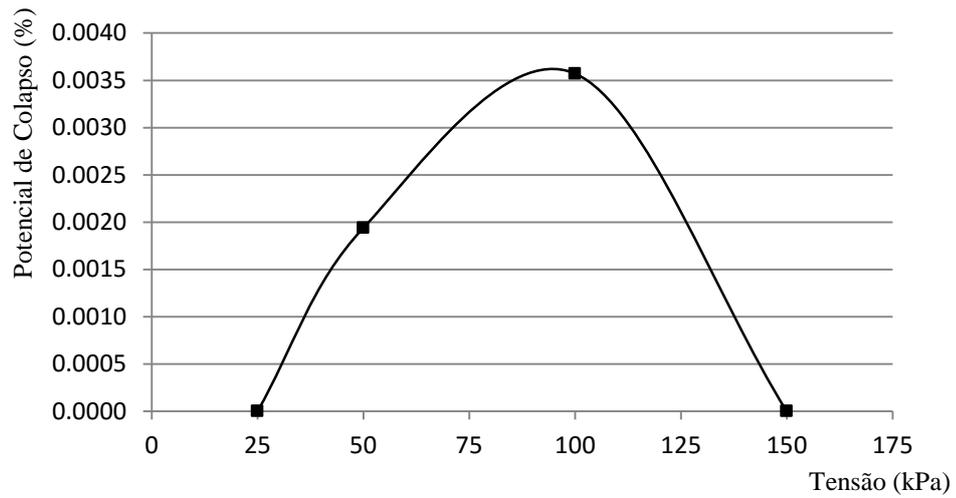
**Figura 58.** Curva potencial de colapso versus tensão do ponto de estudo 77.



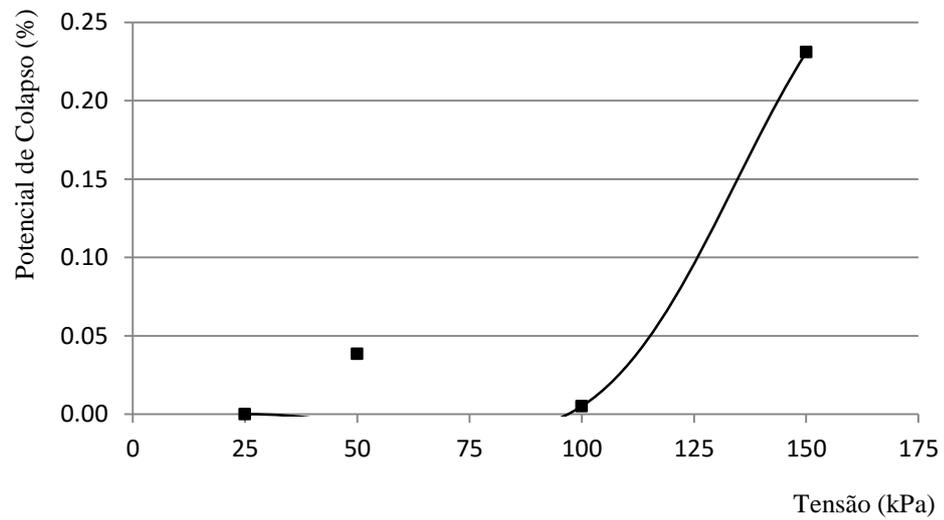
**Figura 59.** Curva potencial de colapso versus tensão do ponto de estudo 83.



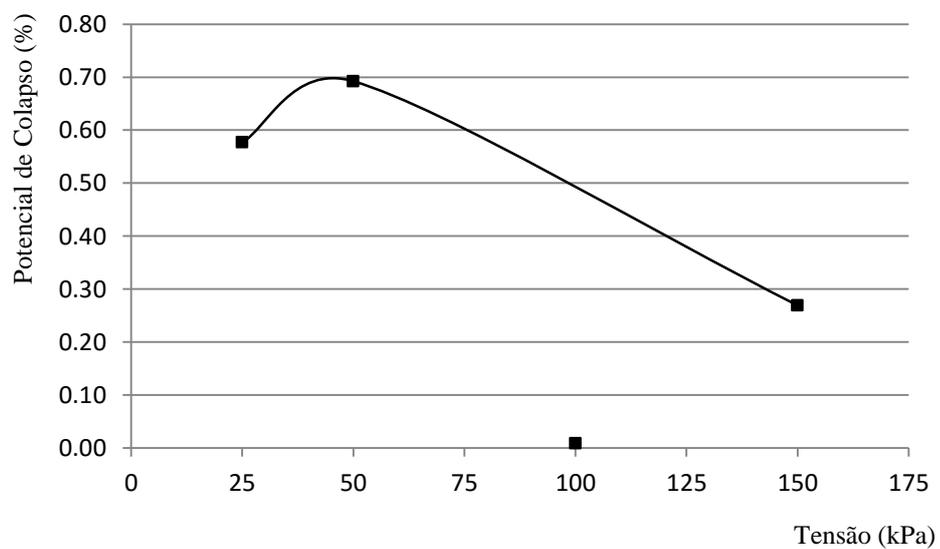
**Figura 60.** Curva potencial de colapso versus tensão do ponto de estudo 84.



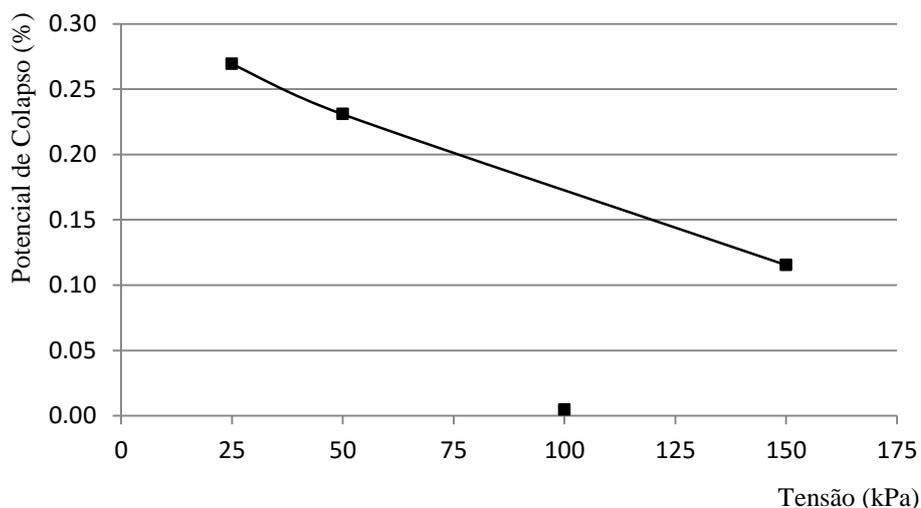
**Figura 61.** Curva potencial de colapso versus tensão do ponto de estudo 85.



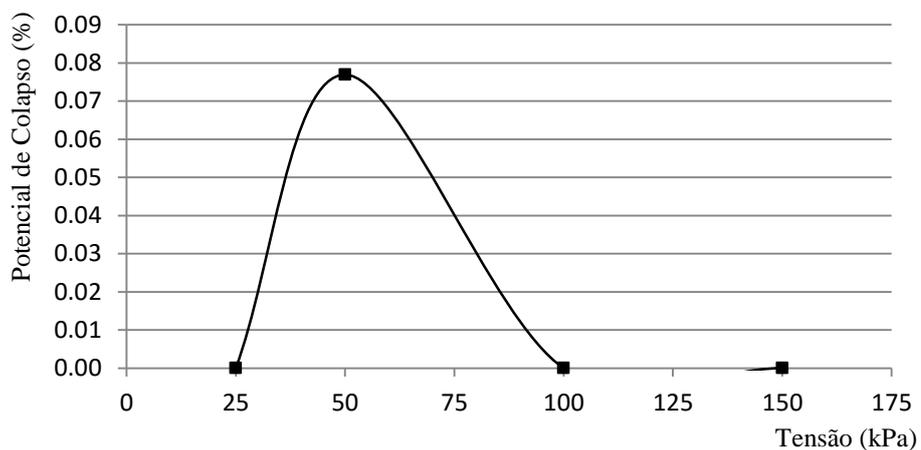
**Figura 62.** Curva potencial de colapso versus tensão do ponto de estudo 86.



**Figura 63.** Curva potencial de colapso versus tensão do ponto de estudo 87.



**Figura 64.** Curva potencial de colapso versus tensão do ponto de estudo 88.

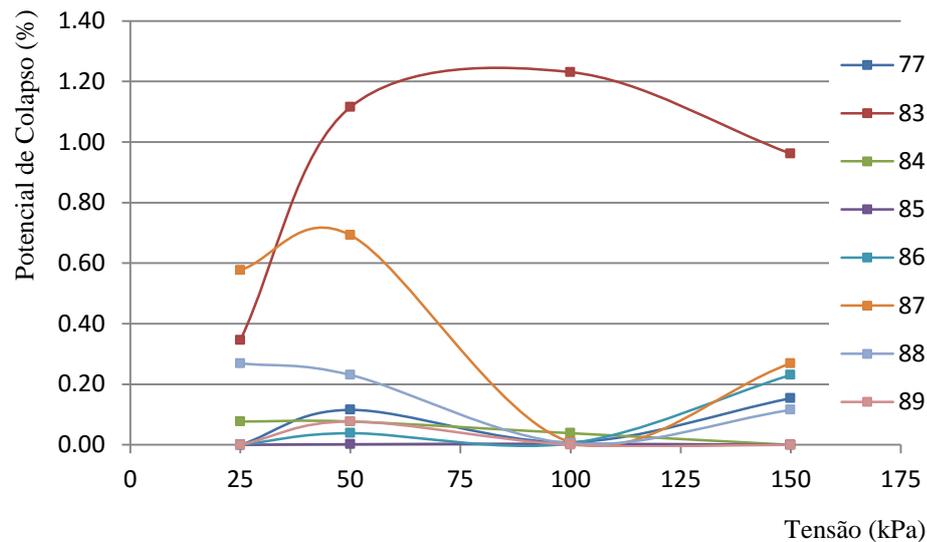


**Figura 65.** Curva potencial de colapso versus tensão do ponto de estudo 89.

Em geral, os maiores potenciais de colapso foram atingidos para a tensão de 50kPa, como pode ser observado nas curvas dos pontos 84, 87 e 89. Para os pontos 83 e 85, o maior colapso ocorreu na tensão de 100kPa. O ponto 88 apresentou o maior potencial de colapso na tensão de 25kPa, ao passo que o ponto 86 obteve o maior colapso na tensão de 150kPa.

Os resultados dos pontos 77, 86, 87 e 88 para as tensões de 50kPa, 50kPa, 100kPa e 100kPa, respectivamente, apresentaram valores considerados como anômalos e provavelmente oriundos da imprecisão do ensaio. Por isso, tais resultados encontram-se fora das curvas do potencial de colapso de cada ponto. Apesar de esses pontos terem sido retirados das curvas, é importante salientar que estas anomalias entre os resultados tendem a ser aumentadas devido à escala utilizada para demonstrar os resultados com valores extremamente baixos.

A Figura 66 mostra todos os resultados obtidos para todos os pontos de estudo.



**Figura 66.** Curvas do potencial de colapso versus tensão de todos os pontos estudados neste trabalho.

Os pontos 83 e 87 apresentaram os maiores potenciais de colapso, porém apenas o ponto 83 foi classificado, segundo Jennings & Knight (1975), com problema moderado. Além disso, o ponto 83 apresentou maior potencial de colapso para todas as tensões, comparando-se com os outros pontos em geral.

O ponto 85 apresentou valores de potencial de colapso muito menores quando comparado com os outros pontos. Por isso, seu potencial de colapso apresenta-se na Figura 66 com valor de 0% para todas as tensões.

A Tabela 14 a seguir apresenta os resultados obtidos para cada ponto de estudo juntamente com a classificação da gravidade do problema segundo Jennings & Knight (1975):

Tabela 14. Resultados do potencial de colapso e classificação da gravidade do problema segundo Jennings & Knight (1975).

Ponto	Potencial de Colapso (%)							
	25kPa	Gravidade	50kPa	Gravidade	100kPa	Gravidade	150kPa	Gravidade
77	0	Nenhum	0.12	Nenhum	0.01	Nenhum	0.15	Nenhum
83	0.35	Nenhum	1.12	Moderado	1.23	Moderado	0.96	Nenhum
84	0.08	Nenhum	0.08	Nenhum	0.04	Nenhum	0	Nenhum
85	0	Nenhum	0	Nenhum	0	Nenhum	0	Nenhum
86	0	Nenhum	0.04	Nenhum	0.01	Nenhum	0.23	Nenhum
87	0.58	Nenhum	0.69	Nenhum	0.01	Nenhum	0.27	Nenhum
88	0.27	Nenhum	0.23	Nenhum	0	Nenhum	0.12	Nenhum
89	0	Nenhum	0.08	Nenhum	0	Nenhum	0	Nenhum

É importante destacar que para a maior parte dos pontos, com exceção do ponto 83, as porcentagens do potencial de colapso dos solos de estudo foram extremamente baixas, os classificando como solos com nenhum problema e, portanto, nenhuma susceptibilidade ao colapso. O ponto 83, localizado em Balneário Camboriú, apresentou para as tensões de 50kPa e 100kPa potencial de

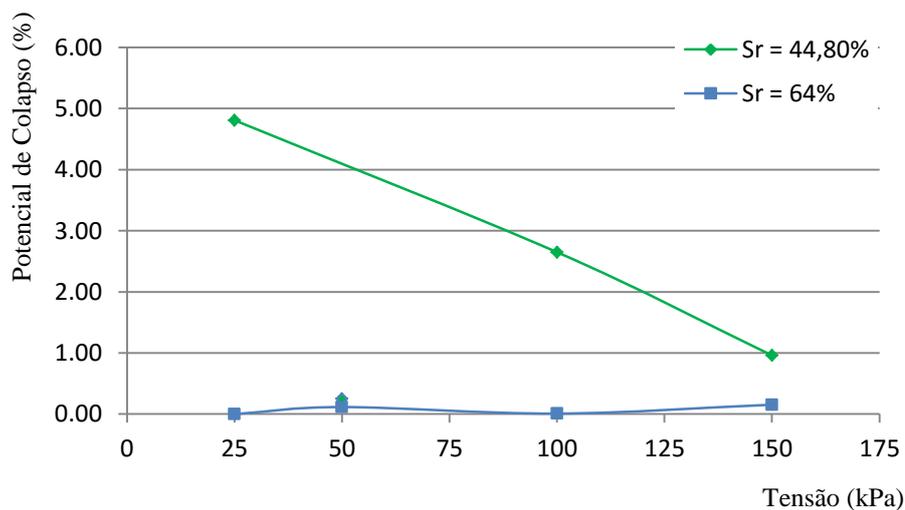
colapso acima de 1%, sendo por isso classificado para essas tensões com problema moderado.

Analisando os valores do potencial de colapso das areias quartzosas obtidos com este trabalho e comparando-os com os determinados por Christ (2014), nota-se uma grande discrepância, já que a autora obteve para tais solos potenciais de colapso com porcentagens mais elevadas, de 1,33% a até mesmo 4,8%.

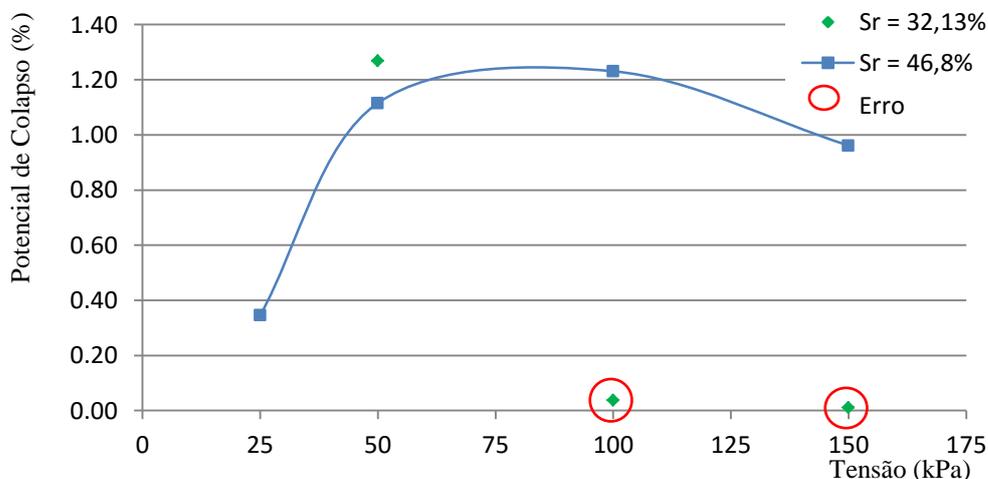
A fim de compreender tal discrepância, uma nova metodologia foi adotada. Essa nova análise baseou-se em avaliar a influência do grau de saturação dos solos no processo de colapso.

#### 5.4.2. Resultados da influência do grau de saturação do solo no potencial de colapso

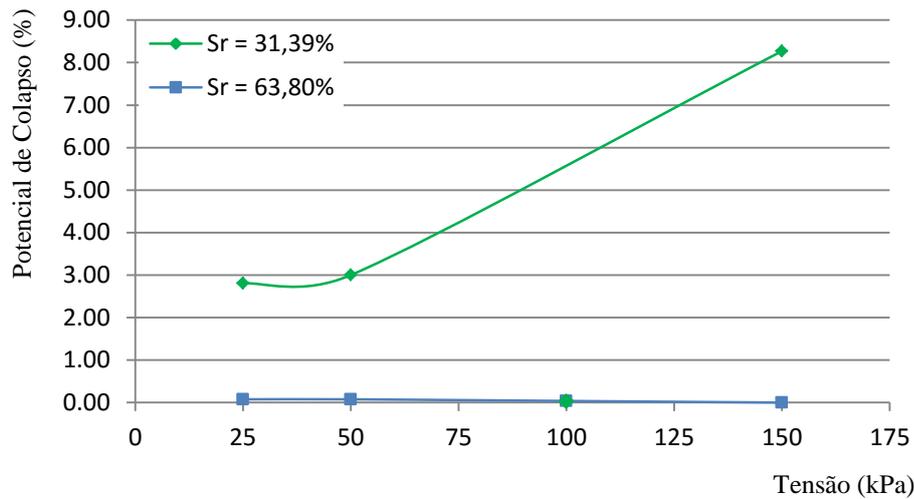
Os resultados do potencial de colapso obtidos com a variação do grau de saturação do solo são apresentados nas Figuras 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73 e 74.



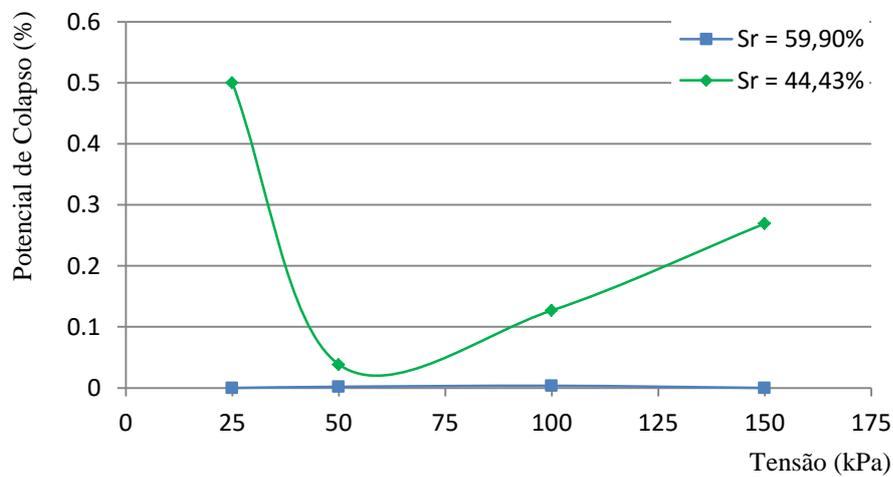
**Figura 67.** Resultado do potencial de colapso com a influência do grau de saturação para o ponto de estudo 77.



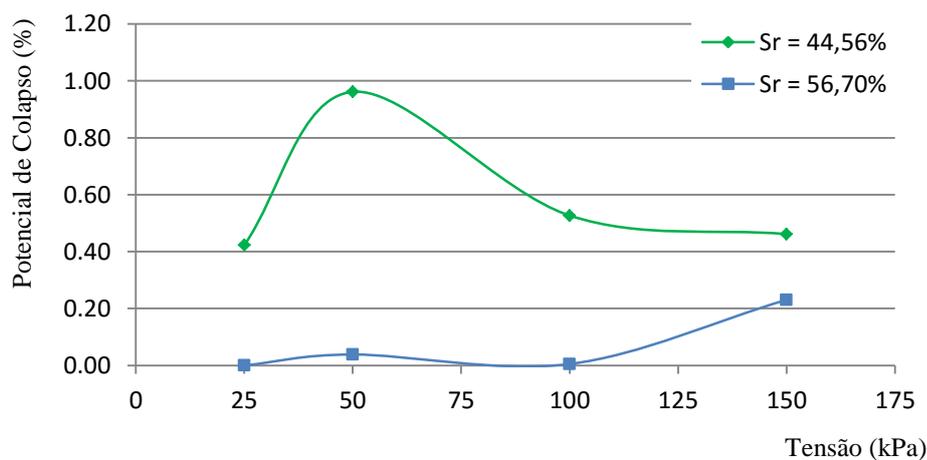
**Figura 68.** Resultado do potencial de colapso com a influência do grau de saturação para o ponto de estudo 83.



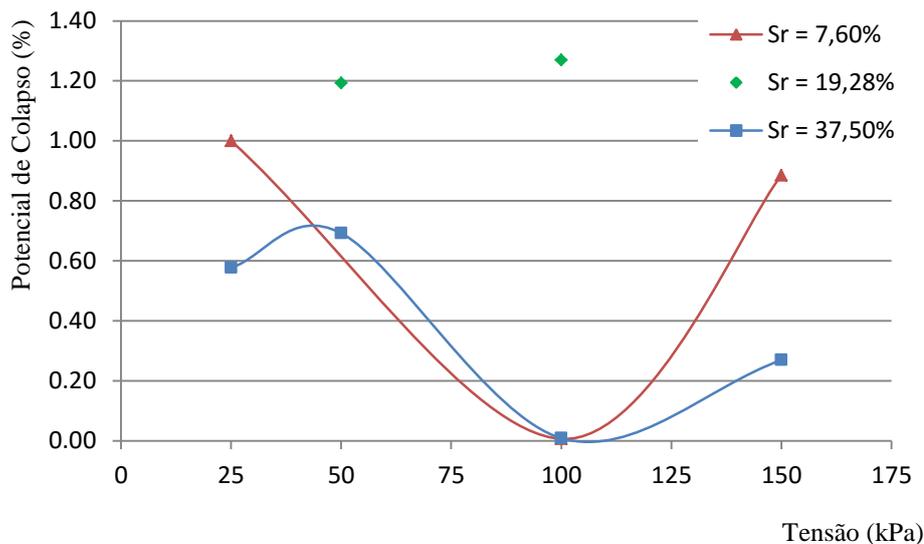
**Figura 69.** Resultado do potencial de colapso com a influência do grau de saturação para o ponto de estudo 84.



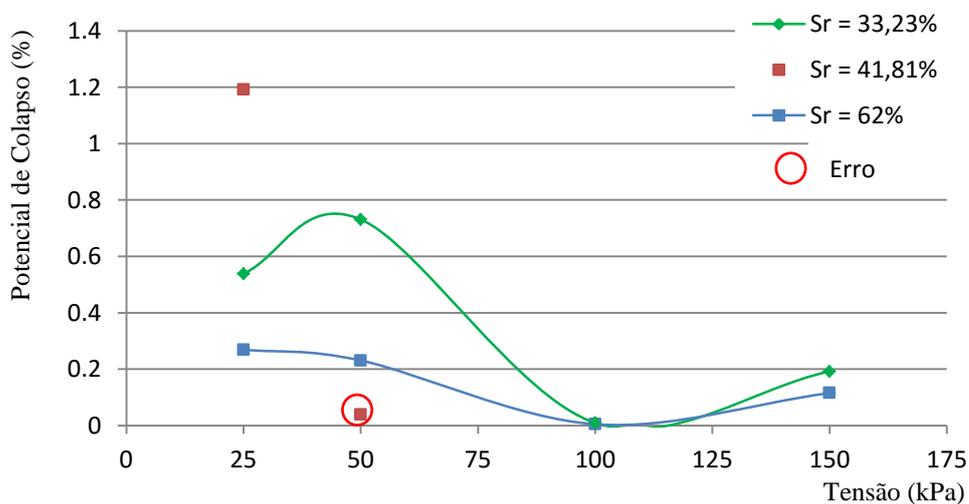
**Figura 70.** Resultado do potencial de colapso com a influência do grau de saturação para o ponto de estudo 85.



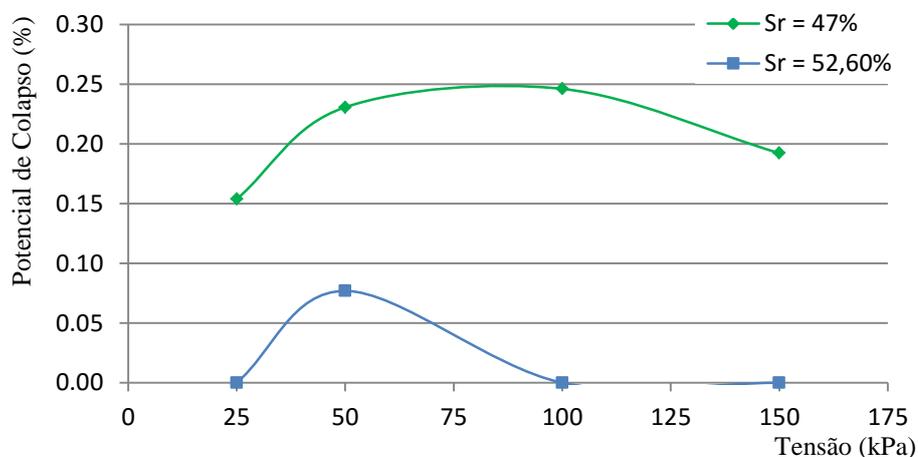
**Figura 71.** Resultado do potencial de colapso com a influência do grau de saturação para o ponto de estudo 86.



**Figura 72.** Resultado do potencial de colapso com a influência do grau de saturação para o ponto de estudo 87.



**Figura 73.** Resultado do potencial de colapso com a influência do grau de saturação para o ponto de estudo 88.



**Figura 74.** Resultado do potencial de colapso com a influência do grau de saturação para o ponto de estudo 89.

Com a variação do grau de saturação de 64% para 44,80%, o ponto 77 apresentou, para as tensões de 25, 100 e 150kPa, um grande aumento do potencial de colapso. Esse aumento elevou a

classificação do problema de colapso nas tensões de 25 e 100kPa para moderado. Nota-se que para a tensão de 50kPa o aumento do potencial de colapso foi muito baixo, podendo este ponto estar relacionado com algum erro durante o ensaio, já que para as outras tensões o potencial de colapso decaiu linearmente.

O ponto 83, na tensão de 50kPa, apresentou um aumento do potencial de colapso com a diminuição do grau de saturação de 46,8% para 32,13%, porém essa diminuição não é muito significativa. Durante as moldagens dos corpos de prova, para a realização do ensaio, notou-se que o bloco indeformado havia perdido umidade de forma desigual. Estima-se que esta alteração esteja relacionada com os erros apresentados para as tensões de 100 e 150kPa.

O ponto 84 também apresentou um considerável aumento do potencial de colapso com a diminuição do grau de saturação de 63,80% para 31,39%. O potencial de colapso com grau de saturação de 31,39%, para as tensões de 25 e 50kPa, foi classificado com problema moderado, já para a tensão de 150kPa a gravidade quanto ao colapso foi classificada como problemática. Com grau de saturação de 63,80%, o solo foi classificado com nenhum problema. Para a tensão de 100kPa, o ponto não apresentou diferença significativa quanto ao potencial de colapso. Assim como no ponto 77, considerou-se que esse resultado pudesse estar associado com algum erro na realização do ensaio.

No ponto 85, o potencial de colapso foi elevado com a diminuição do grau de saturação, porém, a partir da escala da Figura 70, verifica-se que esta variação é pequena e não altera a classificação deste solo como com nenhum problema de colapsibilidade.

Para o ponto 86, o maior aumento do potencial de colapso com a variação do grau de saturação foi para a tensão de 50kPa. Ainda que os potenciais de colapso para o grau de saturação igual a 44,56% sejam maiores do que aqueles obtidos com grau de saturação de 56,70%, a classificação da gravidade do problema de colapso continuou sendo a mesma, ou seja, nenhuma gravidade.

A partir dos resultados obtidos para os pontos 87 e 88, pode-se afirmar que existe um grau de saturação intermediário em que o potencial de colapso do solo tende a ser elevado, classificando-se com gravidade moderada. Se o grau de saturação do solo encontra-se abaixo ou acima deste valor intermediário, a inexistência de sucção, coesão aparente, fará com que o potencial de colapso desse solo seja muito baixo.

No ponto 89, a variação do grau de saturação do solo de 52,60% para 47%, assim como nos outros pontos, aumentou o potencial de colapso do solo. Porém, este aumento não foi significativo para mudar a classificação da gravidade do problema de colapso e nem para a definição desse solo como colapsível.

A Tabela 15 apresenta os resultados dos potenciais de colapso obtidos para cada ponto de acordo com o grau de saturação do solo. Além disso, apresenta a classificação da gravidade do problema segundo Jennings & Knight (1975).

Tabela 15. Resultados da influência do grau de saturação no potencial de colapso do solo.

Ponto	25kPa						50kPa						100kPa						150kPa					
	PC (%)	Sr (%)	G.	PC (%)	Sr (%)	G.	PC (%)	Sr (%)	G.	PC (%)	Sr (%)	G.	PC (%)	Sr (%)	G.	PC (%)	Sr (%)	G.	PC (%)	Sr (%)	G.	PC (%)	Sr (%)	G.
77	0	64.00	N	4.81	44.8	M	0.12	64.00	N	0.25	44.8	N	0.01	64.00	N	2.65	44.8	M	0.15	64.00	N	0.96	44.8	N
83	0.35	46.80	N	-	-	-	1.12	46.80	M	1.27	32.13	M	1.23	46.80	M	0.04	32.13	N	0.96	46.80	N	0.01	32.13	N
84	0.08	63.80	N	2.81	31.39	M	0.08	63.80	N	3	31.39	M	0.04	63.80	N	0.027	31.39	N	0	63.80	N	8.27	31.39	P
85	0	59.90	N	0.5	44.43	N	0	59.90	N	0.038	44.43	N	0	59.90	N	0.13	44.43	N	0	59.90	N	0.27	44.43	N
86	0	56.70	N	0.42	44.56	N	0.04	56.70	N	0.96	44.56	N	0.01	56.70	N	0.53	44.56	N	0.23	56.70	N	0.46	44.56	N
87	0.58	37.50	N	1	7.6	N/M	0.69	37.50	N	1.19	19.28	M	0.01	37.50	N	1.27	19.28	M	0.27	37.50	N	0.88	76	N
88	0.27	62.00	N	1.19	41.81	M	0.23	62.00	N	0.73	33.23	N	0	62.00	N	0	33.23	N	0.12	62.00	N	0.19	33.23	N
89	0	52.60	N	0.15	47	N	0.08	52.60	N	0.23	47	N	0	52.60	N	0.25	47	N	0	52.60	N	0.19	47	N

**Nota:** PC-potencial de colapso; Sr-grau de saturação; G.-gravidade do problema; N-nenhum; M-moderado; P-problemático.

O ponto 88 é o único ponto que não apresenta podzolização. Por não apresentar em sua composição granulométrica argila e silte em quantidade considerável, sabe-se que este solo apresenta a sucção como o principal fator atuando na união (coesão) entre as partículas. Fica evidente que com a diminuição do grau de saturação, para um valor intermediário, a posterior saturação do solo tem uma maior influência sobre o mesmo, aumentando seu potencial de colapso.

Jennings & Knight (1975, apud CHRIST, 2014), afirmam que para areias finas, quando o grau de saturação dos solos é maior do que 60%, estes são não colapsíveis e, quando o grau de saturação das areias é menor do que 50%, elas são colapsíveis. Utilizando-se esta classificação para os pontos deste estudo, os pontos 77, 83, 84 e 88 apresentam uma concordância com tal classificação.

Christ (2014) definiu o potencial de colapso de areias quartzosas com graus de saturação de 21% e 31%. Comparando-se os resultados obtidos pela autora com este trabalho, nota-se que a discrepância entre os potenciais de colapso, citada anteriormente, estava relacionada com o grau de saturação dos solos. Ao atingir um grau de saturação aproximado daqueles determinados pela autora, os solos deste estudo apresentaram potenciais de colapso maiores e, portanto, próximos dos obtidos por Christ (2014).

Bastos (1991), diferentemente do que é proposto neste estudo, definiu que relações estruturais comandavam o processo de colapso dos solos de Porto Alegre, e que não havia influência do grau de saturação dos solos neste processo.

Em sua maioria, os resultados do potencial de colapso apresentaram um aumento com a redução do grau de saturação. Esse aumento, para os pontos 77, 84, 87 e 88, elevou o solo na classificação segundo Jennings & Knight (1975), apresentando gravidade de colapso moderado ou problemático.

A sucção apresenta-se como o principal fator influente no processo de colapso das areias quartzosas podzolizadas em estudo, e não a presença de contrafortes de argila atuando como a cimentação nestes solos. A diminuição do grau de saturação tem relação direta com o aumento da capilaridade aparente, ou sucção, presente no solo. A sucção proporciona ao solo certa estabilidade em sua estrutura que é fortemente abalada com a sua saturação. Também é importante notar que, com grau de saturação elevado ou muito baixo, a sucção deixa de atuar na coesão do solo.

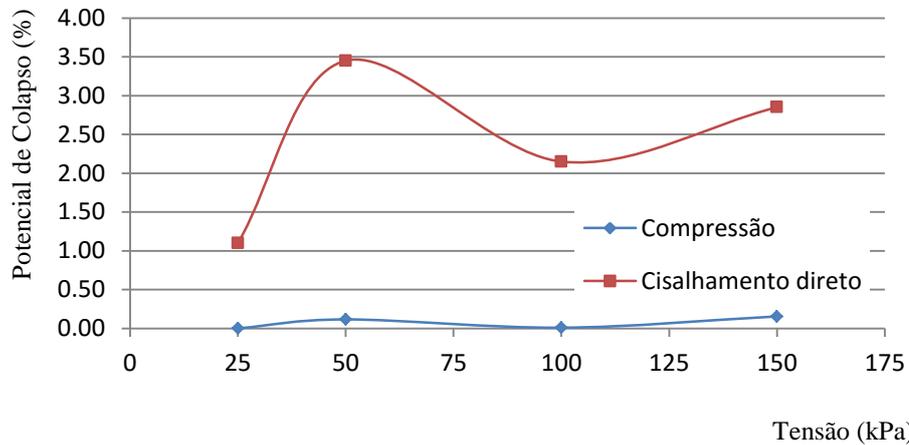
O acréscimo de tensões em solos decorrerá invariavelmente em deformações. Mais adiante, uma eventual saturação das camadas adjacentes da fundação poderá decorrer no aumento do grau de saturação e na redução da sucção natural, o que, segundo os resultados apresentados neste trabalho, ocasionarão fenômenos de colapsos de moderados a problemáticos.

#### **5.4.3. Comparação dos ensaios de compressão unidimensional e cisalhamento direto**

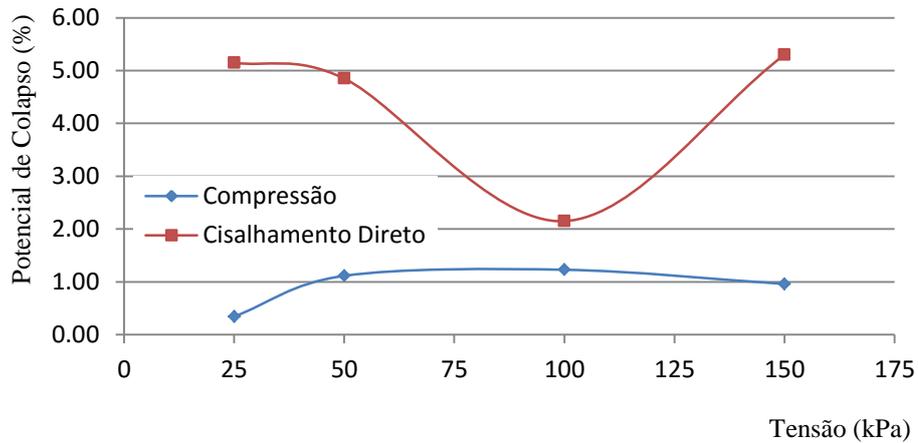
Com o propósito de verificar previamente o comportamento colapsível dos solos de estudo,

foram realizadas análises no equipamento de cisalhamento direto.

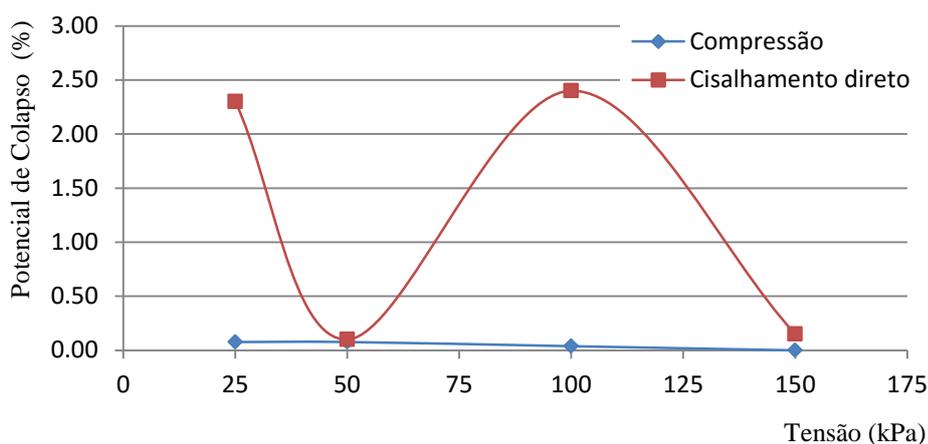
Os resultados do potencial de colapso dos solos, obtidos por meio do ensaio de cisalhamento direto em comparação com os resultados obtidos no ensaio de compressão unidimensional, são expostos nas Figuras 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81 e 82.



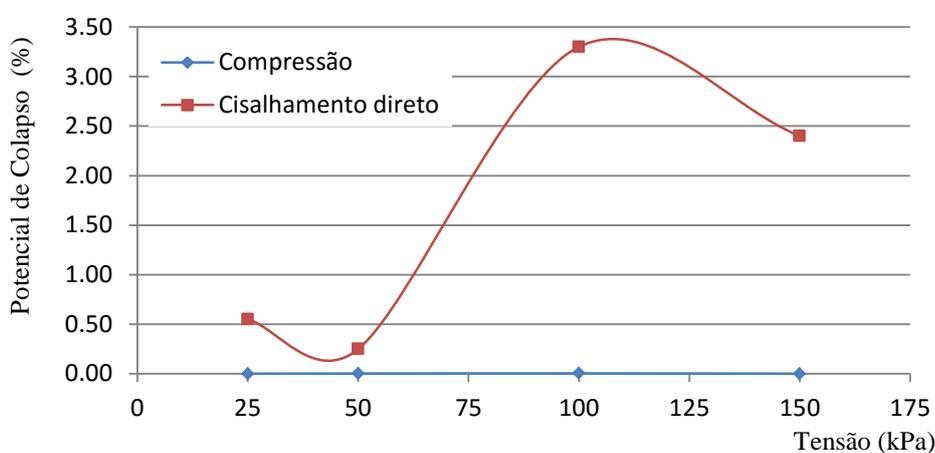
**Figura 75.** Resultados do potencial de colapso nos ensaios de cisalhamento direto e compressão unidimensional do ponto 77.



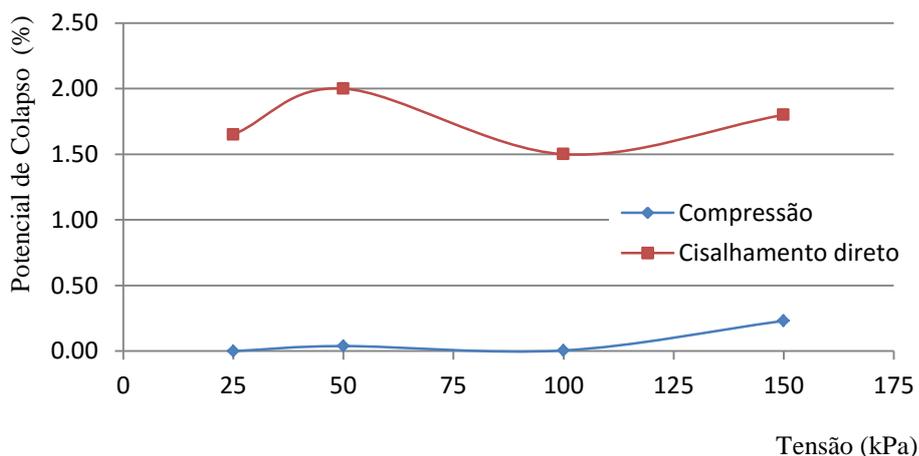
**Figura 76.** Resultados do potencial de colapso nos ensaios de cisalhamento direto e compressão unidimensional do ponto 83.



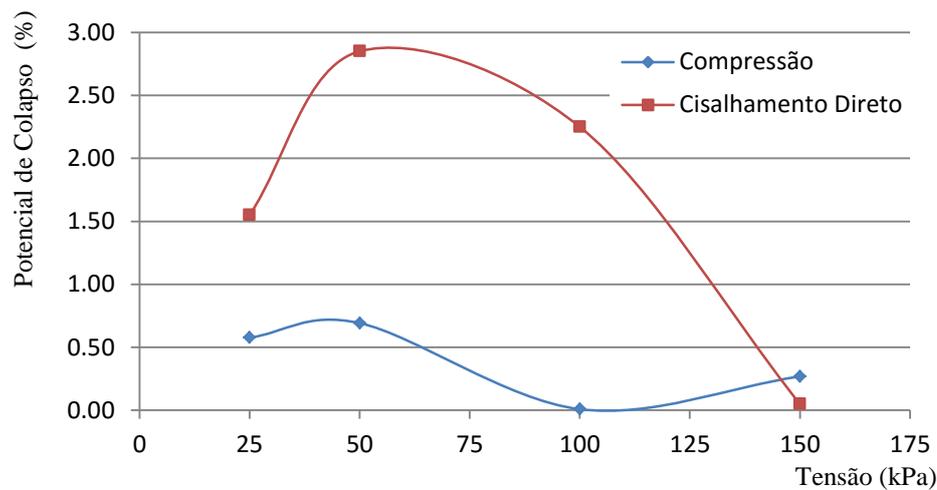
**Figura 77.** Resultados do potencial de colapso nos ensaios de cisalhamento direto e compressão unidimensional do ponto 84.



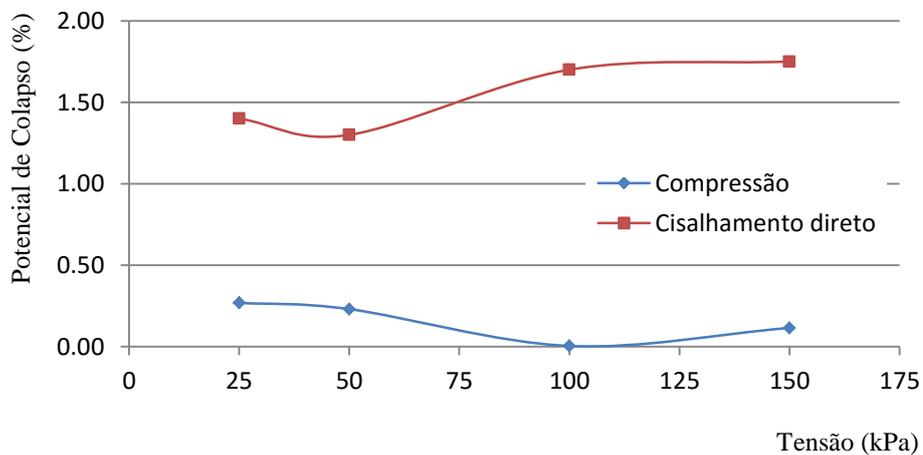
**Figura 78.** Resultados do potencial de colapso nos ensaios de cisalhamento direto e compressão unidimensional do ponto 85.



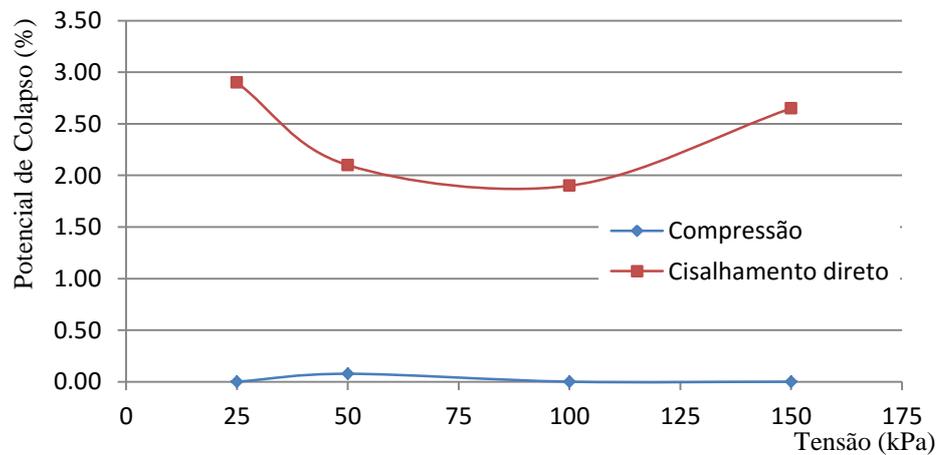
**Figura 79.** Resultados do potencial de colapso nos ensaios de cisalhamento direto e compressão unidimensional do ponto 86.



**Figura 80.** Resultados do potencial de colapso nos ensaios de cisalhamento direto e compressão unidimensional do ponto 87.



**Figura 81.** Resultados do potencial de colapso nos ensaios de cisalhamento direto e compressão unidimensional do ponto 88.



**Figura 82.** Resultados do potencial de colapso nos ensaios de cisalhamento direto e compressão unidimensional do ponto 89.

As comparações de todos os pontos evidenciam uma grande diferença entre os resultados obtidos por meio do ensaio de cisalhamento direto e o ensaio de compressão unidimensional. Essa

diferença provavelmente se deve ao comportamento das placas dentadas utilizadas no ensaio, que ao cravarem nas amostras mascaram os resultados do potencial de colapso.

O ponto 84, na tensão de 50kPa, apresentou os mesmos valores de potencial de colapso para os dois ensaios. Acredita-se que essa semelhança seja apenas uma coincidência, já que para todos os outros pontos e tensões isso não foi observado.

Nota-se nos pontos 77, 86 e 87 que as curvas dos dois ensaios apresentam uma semelhança com relação a seus formatos. Os potenciais de colapso de cada um desses pontos apresentaram os maiores valores para as mesmas tensões.

A Tabela 16 apresenta os resultados dos dois ensaios e a classificação do potencial de colapso obtido quanto à gravidade do problema segundo Jennings & Knight (1975):

Tabela 16. Resultados dos potenciais de colapso obtidos nos ensaios de compressão unidimensional e cisalhamento direto.

Ponto	Potencial de Colapso (%)															
	25kPa				50kPa				100kPa				150kPa			
	Comp.Unid.	G.	Cisal.Dir.	G.	Comp.Unid.	G.	Cisal.Dir.	G.	Comp.Unid.	G.	Cisal.Dir.	G.	Comp.Unid.	G.	Cisal.Dir.	G.
77	0	N	1.1	M	0.12	N	3.45	M	0.01	N	2.15	M	0.15	N	2.85	M
83	0.35	N	5.15	P	1.12	M	4.85	M	1.23	M	2.15	M	0.96	N	5.3	P
84	0.08	N	2.3	M	0.08	N	0.1	N	0.04	N	2.4	M	0	N	0.15	N
85	0	N	0.55	N	0	N	0.25	N	0	N	3.3	M	0	N	2.4	M
86	0	N	1.65	M	0.04	N	2	M	0.01	N	1.5	M	0.23	N	1.8	M
87	0.58	N	1.55	M	0.69	N	2.85	M	0.01	N	2.25	M	0.27	N	0.05	N
88	0.27	N	1.4	M	0.23	N	1.3	M	0	N	1.7	M	0.12	N	1.75	M
89	0	N	2.9	M	0.08	N	2.1	M	0	N	1.9	M	0	N	2.65	M

**Nota:** G.-gravidade do problema; N-nenhum; M-moderado; P-problemático.

Os pontos 77, 86, 88 e 89 foram classificados com nenhuma gravidade do problema, segundo o ensaio de compressão unidimensional, ao passo que para os ensaios de cisalhamento direto a classificação foi de problema moderado.

O ponto 83 foi o que mais apresentou diferença entre as classificações dos dois ensaios. Para as tensões de 25kPa e 150kPa, foram classificados segundo o ensaio de compressão unidimensional com nenhum problema, enquanto no ensaio de cisalhamento direto foram classificados como problemáticos. Para as tensões de 50kPa e 100kPa, a classificação foi a mesma, ou seja, nenhum problema.

O ponto 84 nas tensões de 50 e 150kPa; o ponto 85 nas tensões de 25 e 50kPa; e o ponto 87 na tensão de 150kPa foram classificados igualmente para os dois métodos de ensaio.

Bastos (1991) utilizou o equipamento de cisalhamento direto para a determinação da colapsibilidade dos solos de Porto Alegre. Esses solos foram classificados, também segundo Jennings & Knight (1975), como problemáticos.

Em geral, os resultados obtidos para os dois ensaios são bastante discrepantes, fazendo com que a classificação de um ensaio para outro subisse ao menos uma ordem na maioria dos casos. Apesar disso, pensando-se em segurança, o ensaio de cisalhamento direto é conservador, pois superestima os resultados. Nesse caso, os solos são classificados de forma mais problemática e assim a segurança é respeitada.

Acredita-se que os resultados do ensaio de cisalhamento direto não são fiéis ao comportamento dos solos de estudo e, por isso, são usados somente para uma análise comparativa.

Além disso, nota-se nos pontos 77, 83, 84, 85 e 89, no ensaio de cisalhamento direto, que o comportamento das curvas é incoerente. Os potenciais de colapso desses pontos não parecem ter relação com a tensão aplicada, já que aumentam, diminuem e voltam a aumentar, sem seguir uma tendência. Portanto, destaca-se que, se necessária a utilização do equipamento de cisalhamento direto para o cálculo da colapsibilidade dos solos, esta deve ser feita com cautela.

## 5.5. RESULTADOS DA MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA E EDS

Nas Figuras 83, 85, 87, 89, 91, 93, 95 e 97, são apresentadas as imagens obtidas das análises do Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV) para cada ponto de estudo. Em geral, os grãos apresentam tamanho de 200 a 500 $\mu$ m, sendo classificados segundo a escala de Wentworth (1922) como areias finas a médias. Quanto aos seus arredondamentos, os grãos são classificados de acordo com a classificação de Krumbein (1941) como sub-arredondados para os pontos 77, 85, 86, 87 e 88 e sub-angulosos para os pontos 83, 84 e 89. Nas imagens com aumento de 200X e 500X, nota-se a presença de revestimentos de argila e silte nos grãos de areia, que compõem a cimentação destes solos.

Nas Figuras 84, 86, 88, 90, 92, 94, 96 e 98, são exibidos os resultados de espectroscopia de energia dispersiva (EDS) para cada ponto de estudo. Para todos os pontos, notam-se as altas

porcentagens de Si e O, que estão relacionadas à mineralogia dos grãos que é, predominantemente, composta de quartzo. Secundariamente, o solo apresenta altos teores de Al e em menor porcentagem Fe, relacionados à podzolização presente neste solo. Os pontos 83, 84 e 86 não apresentaram porcentagens significativas de Fe e, por isso, esse elemento não foi contabilizado. Já os pontos 87 e 88 não apresentaram Fe em sua composição.

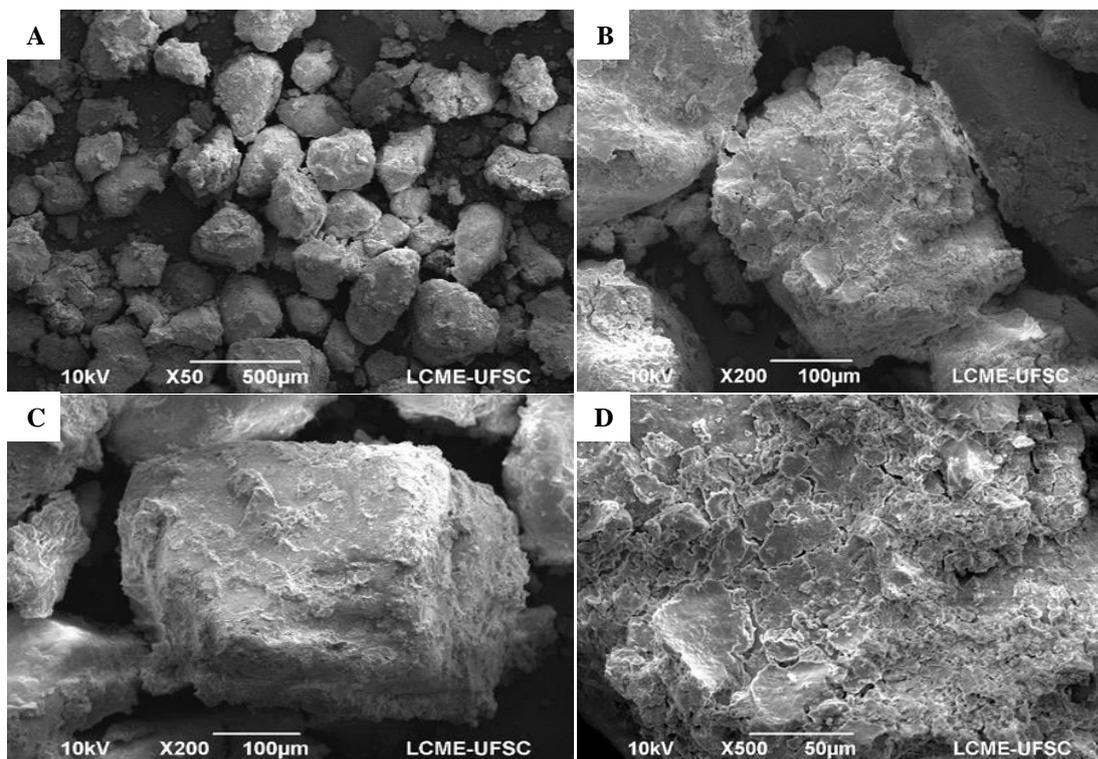


Figura 83. Imagens obtidas a partir do MEV do ponto 77.

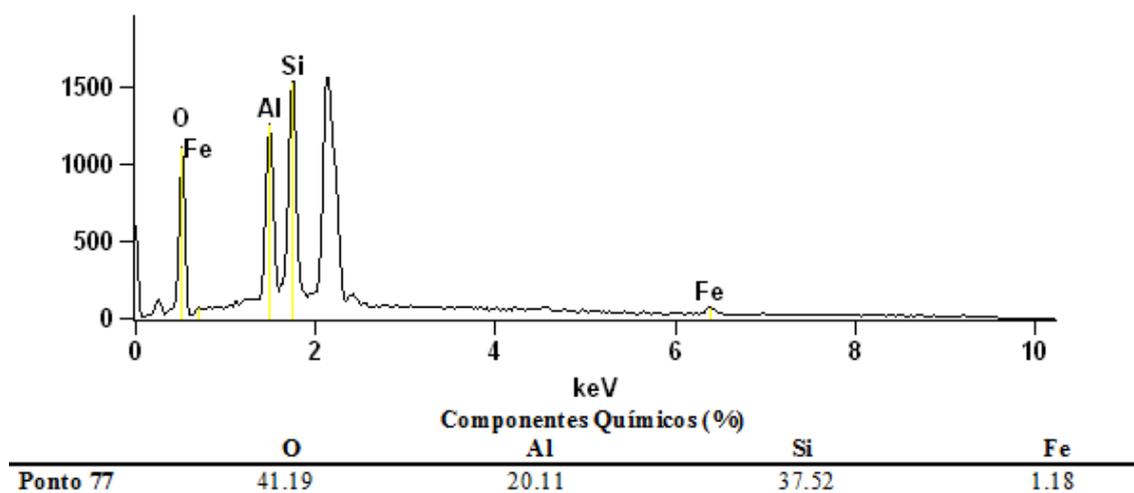


Figura 84. Resultados da análise do EDS para o ponto 77.

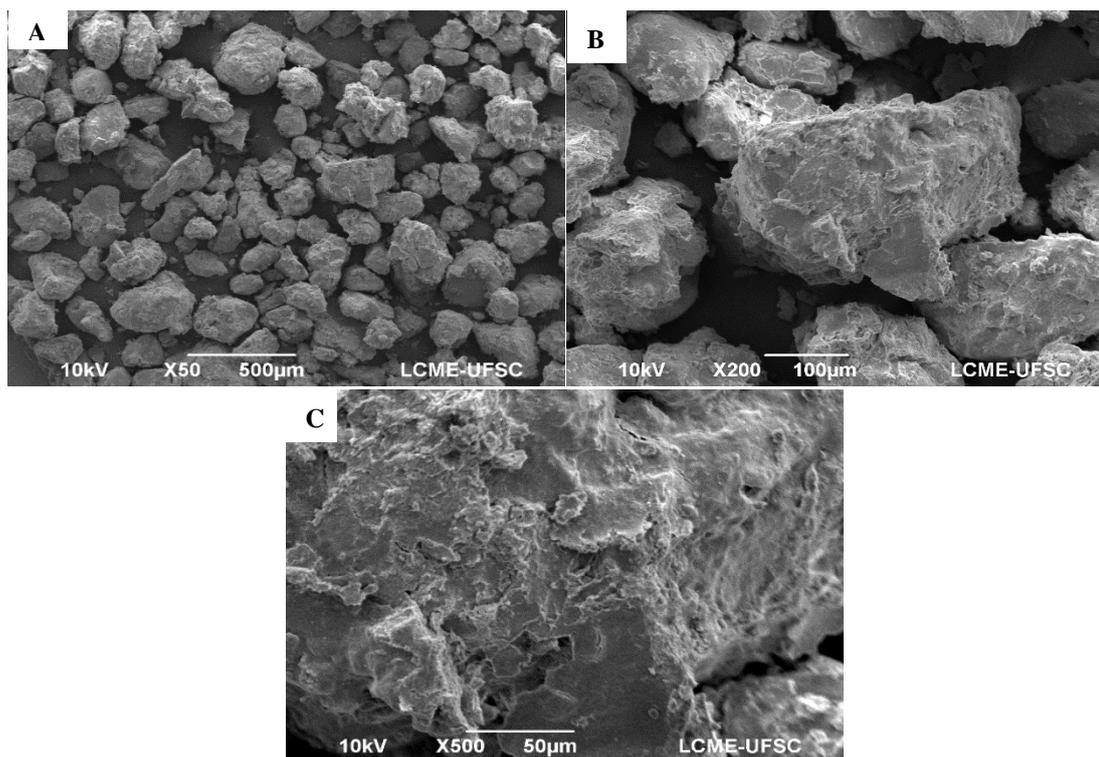


Figura 85. Imagens obtidas a partir do MEV do ponto 83.

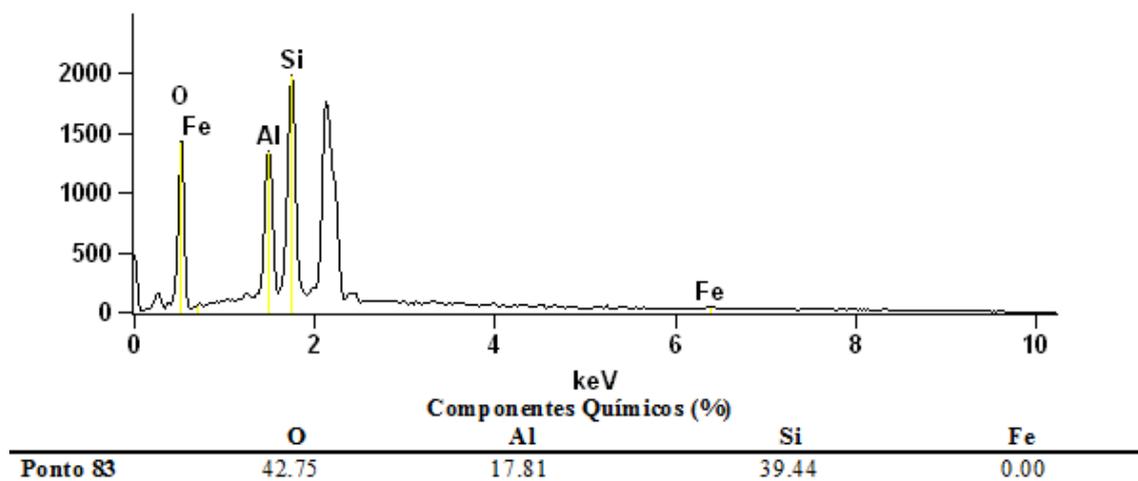


Figura 86. Resultados da análise do EDS para o ponto 83.

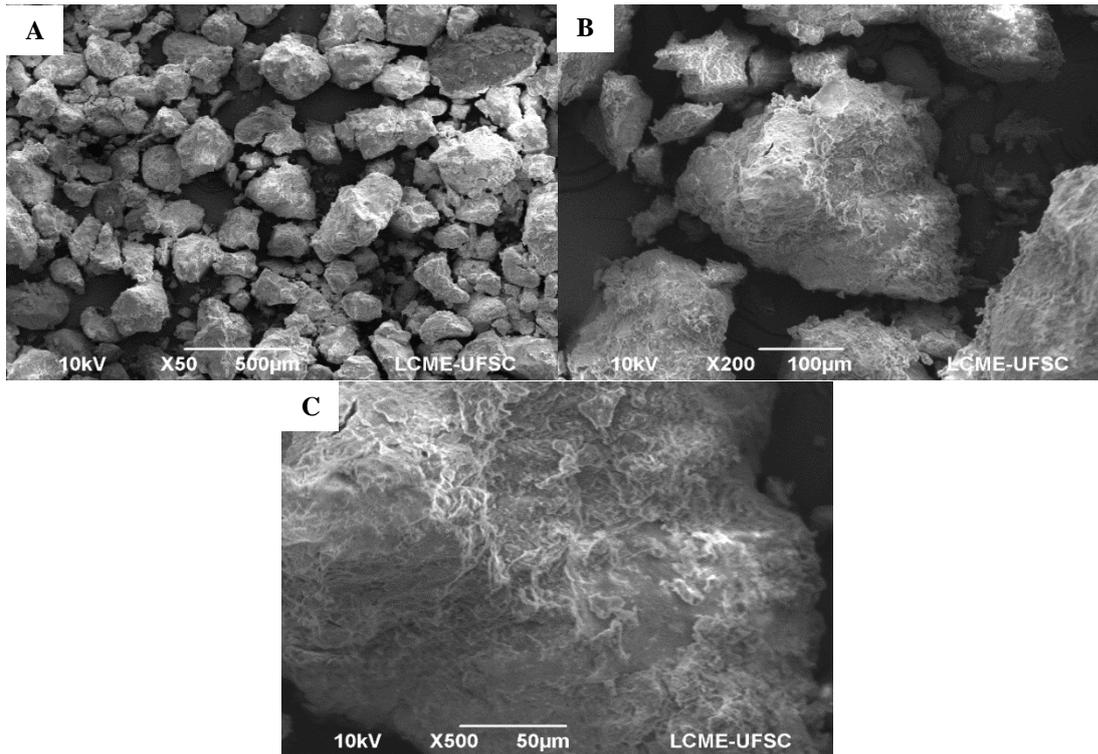


Figura 87. Imagens obtidas a partir do MEV do ponto 84.

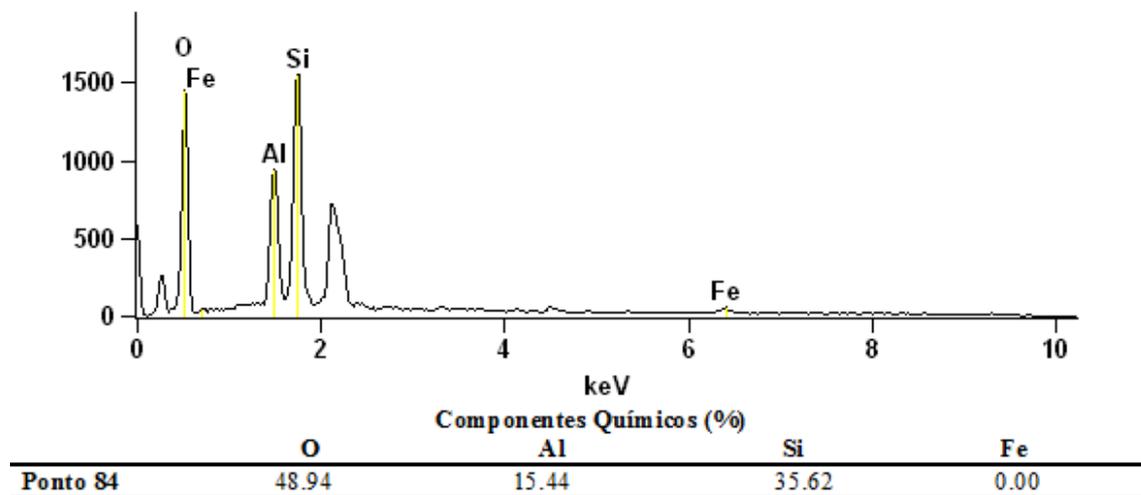


Figura 88. Resultados da análise do EDS para o ponto 84.

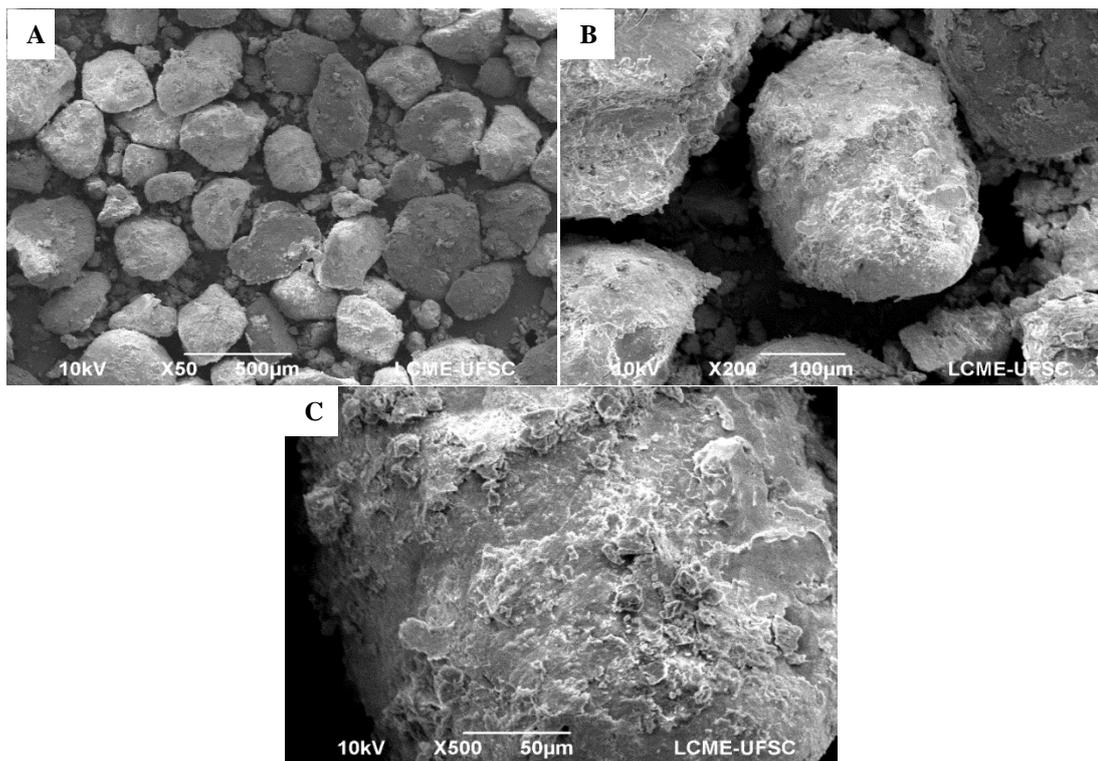


Figura 89. Imagens obtidas a partir do MEV do ponto 85.

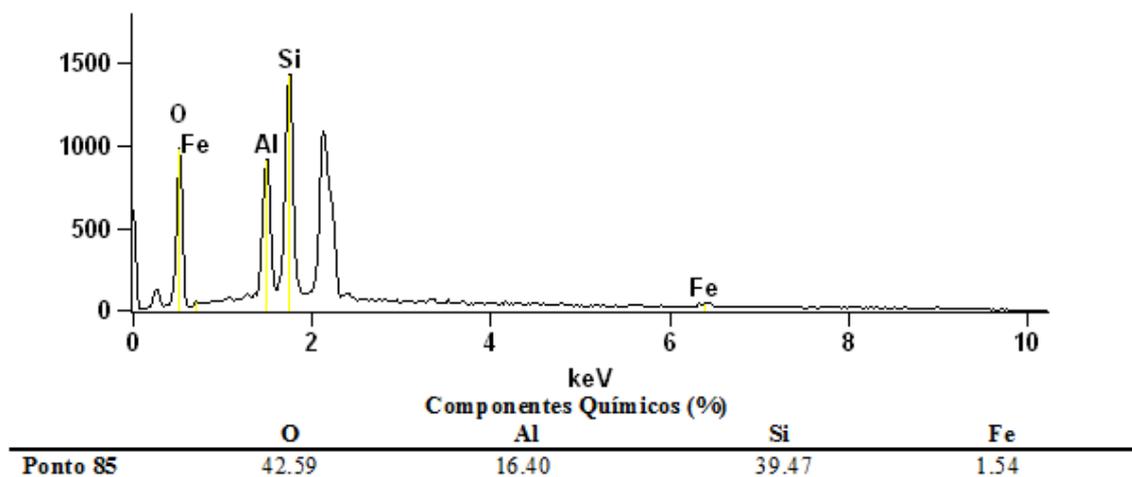


Figura 90. Resultados da análise do EDS para o ponto 85.

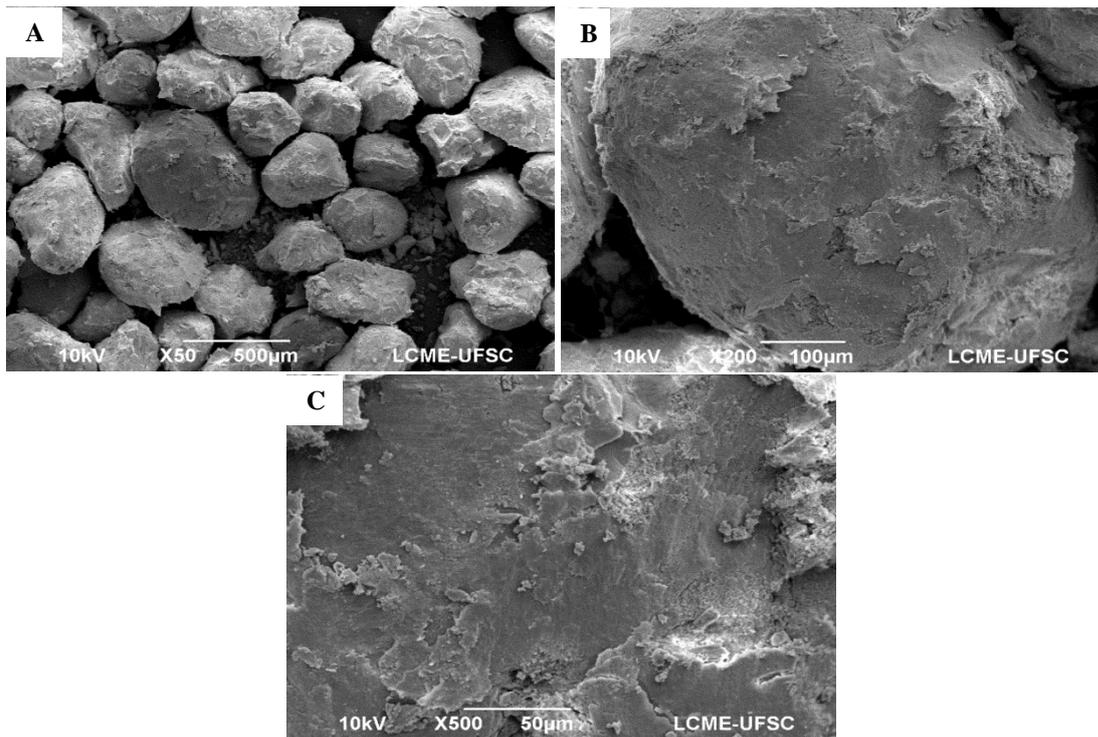


Figura 91. Imagens obtidas a partir do MEV do ponto 86.

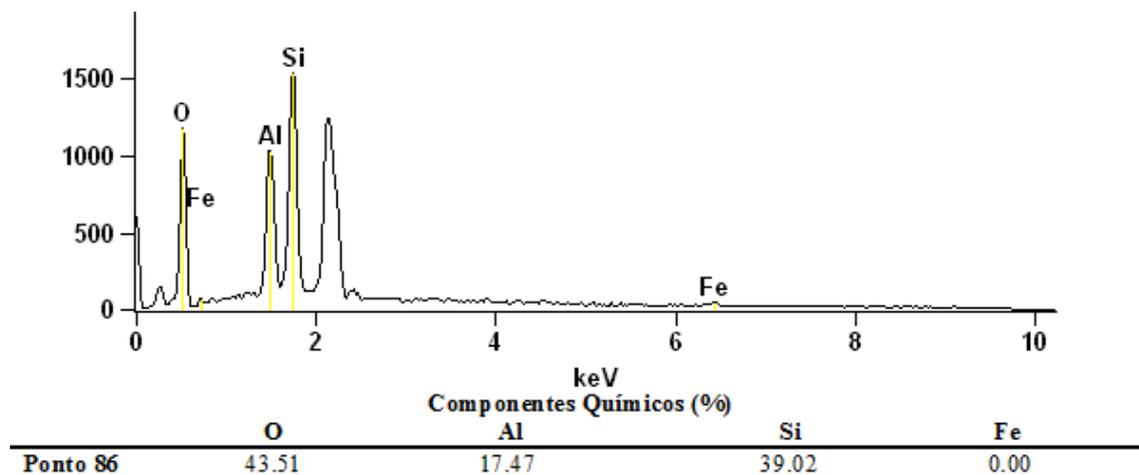


Figura 92. Resultados da análise do EDS para o ponto 86.

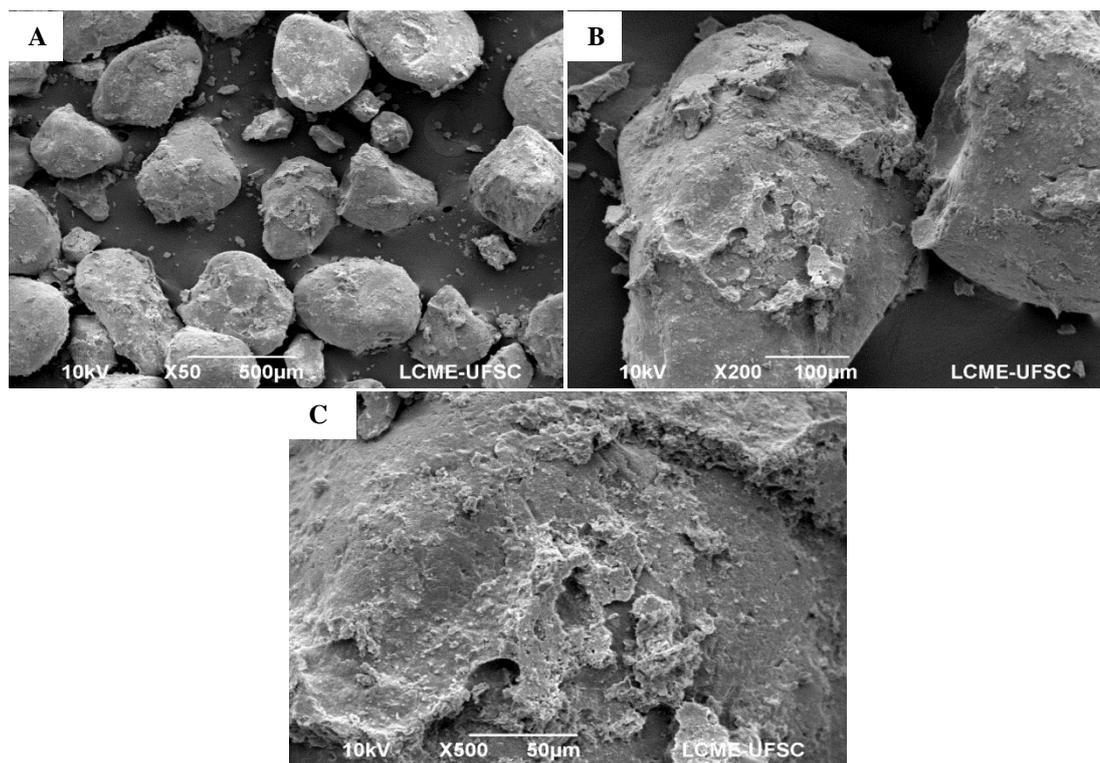


Figura 93. Imagens obtidas a partir do MEV do ponto 87.

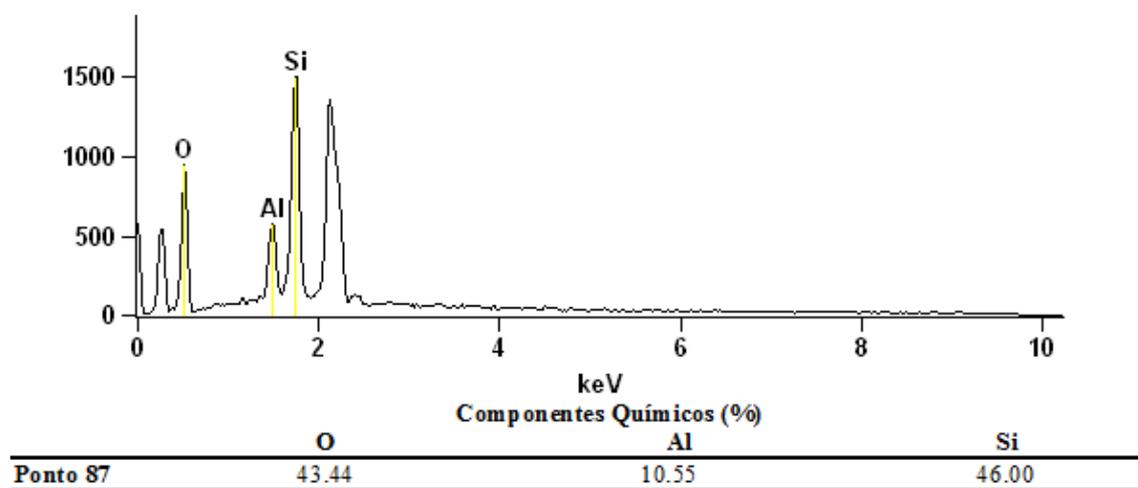


Figura 94. Resultados da análise do EDS para o ponto 87.

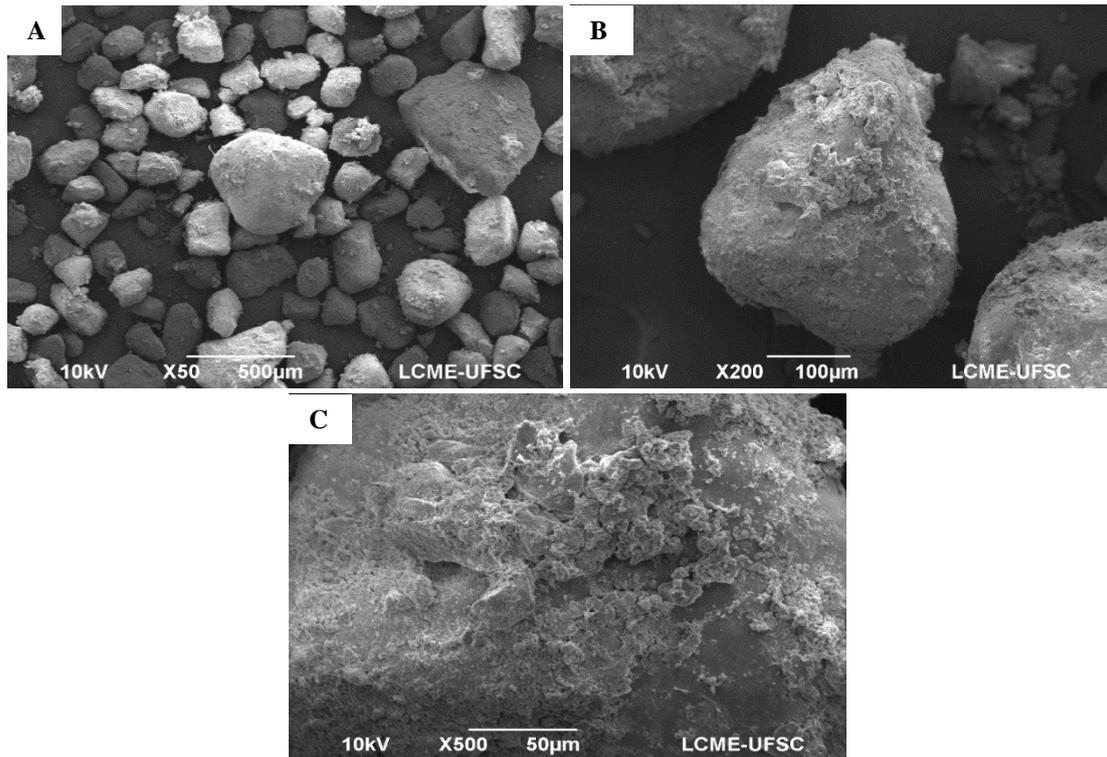


Figura 95. Imagens obtidas a partir do MEV do ponto 88.

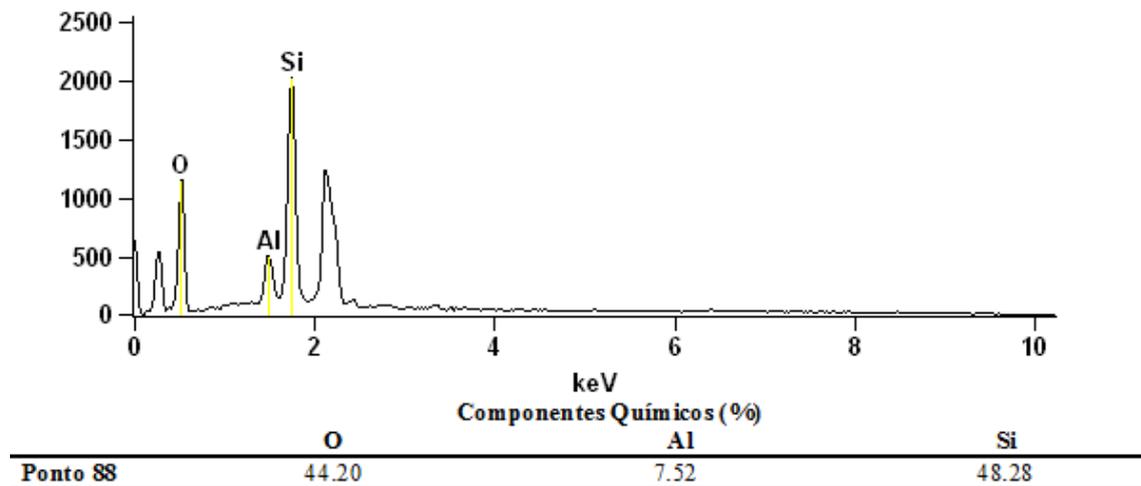


Figura 96. Resultados da análise do EDS para o ponto 88.

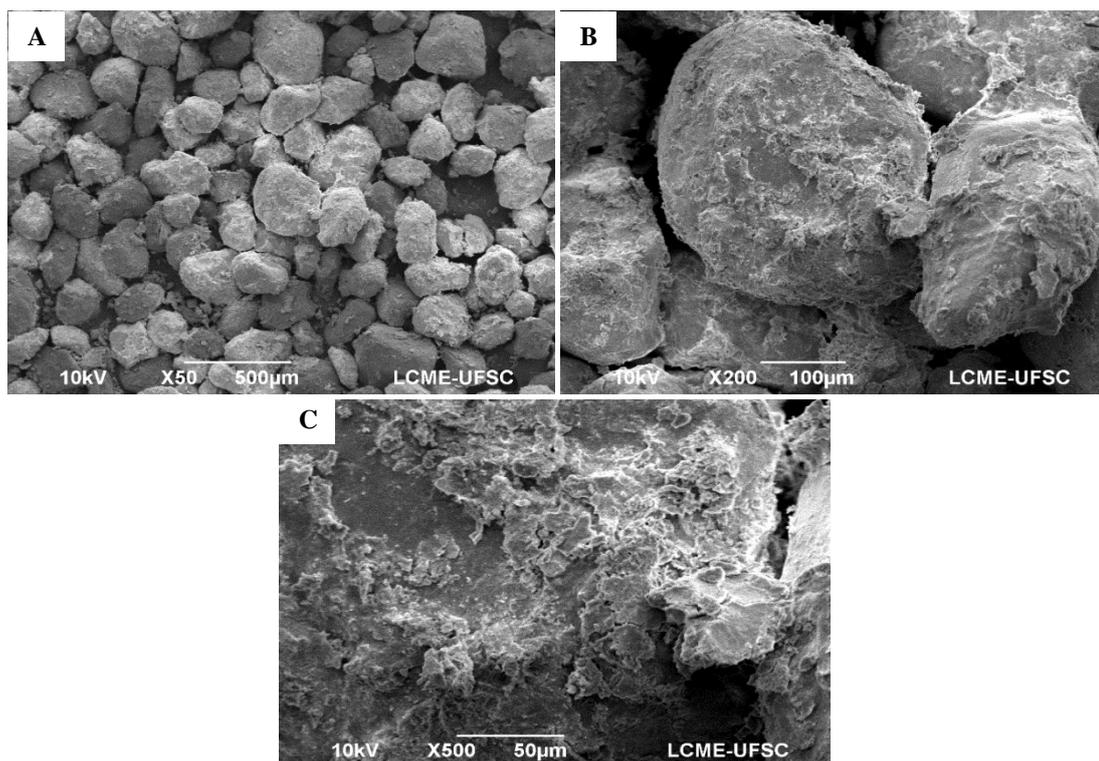


Figura 97. Imagens obtidas a partir do MEV do ponto 89.

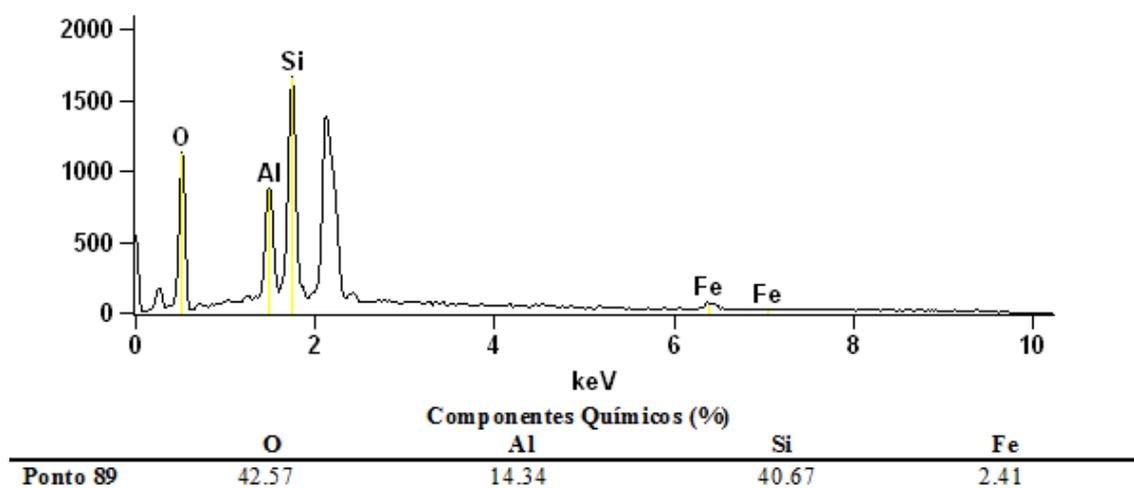


Figura 98. Resultados da análise do EDS para o ponto 89.

Para todos os solos, foram identificadas porcentagens de Al, em maior quantidade, e Fe. Esses elementos químicos são transportados pelo processo de podzolização de horizontes superficiais para horizontes mais profundos, o que faz com que sejam enriquecidos, como foi identificado na análise obtida por espectroscopia de energia dispersiva.

De acordo com Gomes *et al.* (2007), a podzolização é um processo pedogenético que altera muito os minerais, levando a um enriquecimento de minerais mais resistentes, como o quartzo. Os solos de todos os pontos de estudo são compostos predominantemente por quartzo.



## 6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Este item apresenta uma síntese das principais conclusões alcançadas com esta pesquisa, assim como sugestões para futuros trabalhos.

### 6.1. CONCLUSÕES

Foram obtidas, com a realização dos ensaios de campo e de laboratório, as seguintes conclusões:

- a) Os solos dos pontos de estudo foram classificados como areias argilosas e areias siltosas segundo a classificação SUCS. Quanto à sua plasticidade, os solos foram classificados segundo Burmister (1949) como não plásticos e ligeiramente plásticos.
- b) Os solos de estudo apresentaram, segundo os ensaios realizados em campo, baixos valores de sucção, abaixo de 20kPa. Os solos dos pontos 77, 84, 85 e 89, com os maiores teores de finos, tiveram os maiores valores de sucção.
- c) A comparação entre os ensaios de cisalhamento direto na condição inundada e natural evidenciou uma diminuição significativa nos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos, principalmente na coesão. Esta perda evidencia a atuação da coesão aparente, sucção, na resistência ao cisalhamento destes solos.
- d) Nos ensaios de resistência ao cisalhamento dos solos, os maiores valores de coesão obtidos estão relacionados aos solos com os maiores teores de finos, como os solos dos pontos 77, 84, 85 e 89.
- e) Para a quantificação do potencial de colapso dos solos, o ensaio de cisalhamento direto mostrou-se pouco confiável, devido a influência nos resultados causada pela cravação das placas dentadas, sendo mais indicada a utilização de ensaios de compressão unidimensional.
- f) O microscópio eletrônico de varredura juntamente com o espectrômetro de energia dispersiva de raios-X proporcionou a identificação dos elementos químicos como o Silício, o Alumínio e o Ferro presentes nos solos estudados.
- g) As areias quartzosas podzolizadas podem ser muito susceptíveis ao colapso, com potencial de colapso moderado ou problemático de acordo com a classificação de Jennings e Knight (1975), dependendo do grau de saturação das mesmas *in situ*.
- h) A aplicação de tensões nos solos ocasionará, inevitavelmente, deformações. Mais adiante, uma eventual saturação dos solos de fundação poderá levar a um aumento do grau de saturação e à redução da sucção natural do solo, o que, de acordo com os resultados obtidos neste trabalho, levarão a processos de colapso de moderados a problemáticos.
- i) Para a quantificação do potencial de colapso de um solo, é necessário determinar e avaliar

muitas características e parâmetros, já que uma avaliação simplificada do comportamento dos solos pode gerar problemas futuros em obras de ocupação. Nesse contexto, destaca-se, neste trabalho, a variação do grau de saturação que teve grande influência na susceptibilidade das areias quartzosas podzolizadas ao colapso.

- j) Como o grau de saturação das areias quartzosas podzolizadas se mostrou como o fator dominante no processo de colapso destes solos, uma possível solução para este problema seria a saturação do solo de fundação antes da aplicação de cargas nele. Desse modo, as deformações aconteceriam simultaneamente à construção. Com o passar do tempo, a infiltração de água ou esgoto, ou mesmo precipitações, não afetaria a estrutura do solo, já que este se encontrava saturado no momento da aplicação da carga.

## 6.2. SUGESTÕES

A seguir, são apontadas algumas sugestões para futuros trabalhos nesta linha de pesquisa:

- a) A determinação da sucção dos corpos de prova em laboratório, antes e após a saturação deles no ensaio de compressão unidimensional, já que a mesma apresenta-se como fator determinante no potencial de colapso dos solos deste estudo. Além disso, a obtenção da curva de retenção dos solos em estudo.
- b) A avaliação da estrutura do solo a partir da análise de amostras indeformadas no Microscópio Eletrônico de Varredura e por meio de lâminas delgadas, verificando-se a relação entre os grãos e a cimentação presente.
- c) A quantificação do potencial de colapso utilizando-se tensões além das utilizadas neste trabalho, com graus de saturação variados.
- d) A coleta de blocos indeformados para ensaios de determinação do potencial de colapso após no mínimo dois dias de sol.
- e) A aplicação de estudos de colapsibilidade e a influência do grau de saturação neste processo para outros tipos de solos, visto que a expansão urbana no estado e na zona costeira de Santa Catarina encontra-se em áreas com unidades geotécnicas variadas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, M.S.S.; MARQUES, M.E.S. Investigações Geotécnicas. In: **Aterros de Solos Moles**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. p. 49-78.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 33 p. 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo – Determinação do Limite de Liquidez**. São Paulo, 1984.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade**. Belo Horizonte, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica**. Rio de Janeiro, 1984.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13600: Solo – Determinação do teor de matéria orgânica por queima a 440°C**. Rio de Janeiro, 1996.

ASTM – *American Society for Testing and Materials*. **D2487 - Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)**. *Annual Book of Standards*. West Conshohocken, PA: ASTM International. 2006.

BASTOS, C. A. B. **Mapeamento e caracterização geomecânica das unidades geotécnicas de solos oriundos dos granitos, gnaisses e migmatitos de Porto Alegre**. 1991. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS.

BAYER, C.; BERTOL, I. Características químicas de um cambissolo húmico afetadas por sistemas de preparo, com ênfase à matéria orgânica. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, n. 23, p. 687-694, 1999.

BEVILÁQUA, F. Z. **Estudo do Comportamento Geomecânico dos Solos Residuais de Granito de Florianópolis**. 2004. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, SC.

BUSMISTER, D. M. *Burmister Concepts in Soil Mechanics*. Department of Civil Engineering, Columbia University, 1949.

CANELLAS, L. P.; BERNER, P. G.; SILVA, S. G. D.; SILVA, M. B. E.; SANTOS, G. D. A. Frações da matéria orgânica em seis solos de uma topossequência no Estado do Rio de Janeiro. **Pesquisa Agropecuária Brasileira**, Brasília, v. 35, n. 1, p. 133-143, jan. 2000.

CASAGRANDE, A. *The determination of the pre-consolidation load and its practical significance*. Cambridge: In *Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference*, 1936.

CERATTI, J. A.; GEHLING, W. Y. Y.; BICA, A.V.D.; RODRIGUES, M. R. Influência da Sucção no Módulo de Resiliência de um solo típico do Rio Grande do Sul. **30ª Reunião Anual de Pavimentação**, Salvador, v.2, p. 541-555.

CHRIST, C. E. **Mapeamento de áreas suscetíveis ao colapso na Bacia Hidrográfica da Lagoa da Conceição**. 2014. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, SC.

COELHO, S. L.; TEIXEIRA, A. D. S. Avaliação do tensiômetro eletrônico no monitoramento do potencial matricial de água no solo. **Engenharia Agrícola**, Jaboticabal, v. 24, n. 3, p. 536-545, set./dez. 2004.

CONTRIBUIDORES DO © OPENSTREETMAP. **OpenStreetMap**. Disponível em: <openstreetmap.org>. Acesso em: 12 setemb. 2016.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. Tradução EZ2Translate. Revisão técnica Leonardo R. Miranda. São Paulo: Cengage Learning, 2013.

DAVISON DIAS, R. **Aplicação de Pedologia e Geotecnia no Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão**. 1987. Tese de Doutorado em Engenharia – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, RJ.

DELGADO, A. K. C. **Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Tropicais Característicos do Distrito Federal para Uso na Pavimentação Rodoviária**. 2007. Tese de Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental – Universidade de Brasília, Brasília, DF.

DENISOV, N. Y. *The Engineering Properties of Loeses Loams*. Gosstroirzdat, Moscow, 136 p. 1951.

DOS SANTOS, C. H. **Estudo da matéria orgânica e composição elementar de solos arenosos de regiões próximas a São Gabriel da Cachoeira no Amazonas**. 2014. Tese de Doutorado – Instituto de Química de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

DUDLEY, J. H. *Review of collapsing soils*. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, v. 96, n. SM3, p. 925-947, 1970.

EBELING, A. G.; ANJOS, L. H. C. D.; PEREZ, D. V.; PEREIRA, M. G.; VALLADARES, G. S. Relação entre acidez e outros atributos químicos em solos com teores elevados de matéria orgânica. **Bragantia**, Instituto Agrônomo de Campinas, vol. 67, n. 2, p. 429-439, 2008.

EMBRAPA. **Manual de Métodos de Análise de Solo**. 2. ed. Rio de Janeiro, 1997.

EMBRAPA. **Solos do Estado de Santa Catarina**. Rio de Janeiro: Embrapa Solos, 2004.

EMBRAPA. **Sistema brasileiro de classificação de solos**. 2. ed. Rio de Janeiro, 2006.

ESPÍNDOLA, M.D.S. **Análise dos parâmetros geotécnicos dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz, Florianópolis**. 2011. Dissertação de Mestrado – Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, SC.

FILHO, C. C.; MUZILLI, O.; PODANOSCHI, A. L. Estabilidade dos agregados e sua relação com o teor de carbono orgânico num latossolo roxo distrófico, em função de sistemas de plantio, rotações de culturas e métodos de preparo das amostras. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, n. 22, p. 527-538, 1998.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R., WIDGER, R. A. *The Shear Strength of Unsaturated Soils. Canadian Geotechnical Journal*, vol. 15, n.º. 3, p. 313-321, 1987.

GIBBS, H. J.; BARA, J. P. *Stability Problems of Collapsing Soil. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE*, v. 93, n. SM4, p. 577-594, 1967.

GOMES, F. H.; VIDAL-TORRADO, P.; MACÍAS, F.; JÚNIOR, V. S. D. S.; PEREZ, X. L. O. Solos sob vegetação de restinga na Ilha do Cardoso (SP). II – Mineralogia das frações silte e argila. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, n. 31, p. 1581-1589, 2007.

GONÇALVES, H. H. S. **Uma análise dos parâmetros de ensaios utilizados para cálculo de recalques por adensamento.** Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. São Paulo: EPUSP, 45 p., 1994.

GRÉ, J. C. R. **Estudo geotécnico para a avaliação da aptidão física de terrenos de planície costeira à urbanização: trecho Itapiruba-Laguna, SC.** 2013. Tese de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Geografia da Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, SC.

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

GUTIERREZ, N. H. M. **Influências de aspectos estruturais no colapso de solos do norte do Paraná.** 2005. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações – Teoria e Prática.** 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

HEIDRICH, C. **Estudo comparativo sedimentológico e morfodinâmico de praias arenosas da ilha de Santa Catarina, SC, Brasil.** 2011. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Geografia da Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, SC.

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

HORN FILHO, N. O.; SCHMIDT, A. D.; BENEDET, C.; NEVES, J.; PIMENTA, L. H. F.; PAQUETTE, M.; ALENCAR, R.; SILVA, W.B.; VILLELA, E.; GENOVEZ, R.; SANTOS, G. C. Estudo Geológico dos Depósitos Clásticos Quaternários Superficiais da Planície Costeira de Santa Catarina, Brasil. **Gravel**, v. 12, n. 1, 41-107, 2014.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE – EMBRAPA. **Mapa de Solos do Brasil.** Rio de Janeiro, 2001.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. **Manual Técnico de Pedologia.** Rio de Janeiro, 2007.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Malha dos municípios de Santa Catarina, 2010b.**

Disponível em: <ftp://geoftp.ibge.gov.br/malhas\_digitais/municipio\_2010/sc.zip>

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Censo Demográfico 2010.** Disponível em: <www.ibge.gov.br>. Acesso em: 19 out. 2015.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Estimativas populacionais para os municípios e para as Unidades da Federação brasileira**. 2016. Acesso: 29 set. 2016. Disponível em: < <http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/estimativa2016/default.shtm>>

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. *A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to "collapse of grain structure". Regional Conference for African on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, 99, 105p. 1975.*

LEMOS, R. C. D.; SANTOS, R. D. D. **Manual de descrição e coleta de solo no campo**. Campinas: Sociedade Brasileira de Ciência do Solo, 1996.

LUNDSTRÖM, U. S.; BREEMEN, N. V.; BAIN, D. *The podsolization process. A review. Geoderma*, v. 94, p. 91-107, 2000.

LUTENEGGER, A. J.; SABER, R. T. *Determination of collapse potential of soils. Geotechnical Testing Journal*, ASTM, v. 11, n. 3, p. 173-178, 1988.

MARINHO, F.A.M. *Investigação Geotécnica Para Quê?* In: IV CONFERÊNCIA BRASILEIRA DE ENCOSTAS, 2005, Vol 2.

MARINHO, F.A.M; TAKE, W.A.; TARANTINO, A. *Measurement of Matric Suction Using Tensiometric and Axis Translation Techniques. Geotechnical and Geological Engineering*, v. 26, n. 6, p. 615-631, 2008.

MENDES, R. M.; FARIA, D. G. M.; SANTORO, J. *Riscos Geológicos Urbanos: Análise de Processos Erosivos e de Colapso de Solos no Oeste do Estado de São Paulo*. In: V Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul, ABMS, Pelotas, p. 1-12, 2009.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

MOTA, J. C. A.; JÚNIOR, R. N. A.; FILHO, J. A.; ROMERO, R. E.; MOTA, F. O. B.; LIBARDI, P. L. *Atributos mineralógicos de três solos explorados com a cultura do melão na Chapada do Apodi – RN. Revista Brasileira de Ciência do Solo*, n. 31, p. 445-454, 2007.

MURATORI, A. M. **Processos interativos entre o relevo e as areias quartzosas no sistema ambiental da região noroeste do Paraná – Brasil**. 1996. Tese de Doutorado – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Florestal da Universidade Federal do Paraná. Curitiba, PR.

OLIVEIRA, C. M. G. D. **Carta de risco de colapso de solos para a área urbana do município de Ilha Solteira – SP**. 2002. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira – UNESP. Ilha Solteira, SP.

OLIVEIRA, O. M. D. **Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado**. 2004. Tese de Doutorado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1995.

PACHECO SILVA, F. **Uma nova construção gráfica para determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo**. Rio de Janeiro. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1970.

PINHEIRO, R. J. B. **Estudo do comportamento geomecânico de perfis oriundos de rochas sedimentares da Formação do Rosário do Sul**. 1991. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS.

PINTO, C. D. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PREFEITURA MUNICIPAL DE ARARANGUÁ. **Plano Municipal de Saneamento Básico e Plano de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos de Araranguá – Santa Catarina: Diagnóstico socioeconômico, cultural, ambiental e de infraestrutura**. 2014. Disponível em: <[http://site.samaearangua.com.br/fotos/DIA\\_SOCIAL\\_final.pdf](http://site.samaearangua.com.br/fotos/DIA_SOCIAL_final.pdf)>. Acesso: 29 set. 2016.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BALNEÁRIO RINCÃO. **Apresentação Município**. Disponível em: <<http://www.balneariorincao.sc.gov.br/cms/pagina/ver/codMapaItem/4776>> Acesso em: 2 out. 2016.

PRIKLONSKI, V. A. *Gruntovedenie – Vtoraic Chast*, Gosgeolzdat, Moscow, USSR, 1952.

RAIMUNDO, H. A.; SANTOS, G. T.; DAVISON DIAS, R. Aspectos Geotécnicos do Contato Granito/Diabásio Associados à Instabilidade de Encostas em Florianópolis – SC. In: GEOSUL – III Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Joinville, SC, p. 251 – 263, 2002.

REGINATTO, A. R.; FERRERO, J. C. *Collapse potencial of soils and soil-water chemistry*. In: *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Proceedings*, v.22, p. 177-183, 1973.

ROBERTS, J. E. *Sand compression as a factor in oil field subsidence*. Tese ScD, MIT. 1964.

ROCHA, H. O.; SCOPEL, I. **Levantamento de solos e aptidão agrícola das Terras da Gleba Marau-Ivinhema/MS**. Curitiba, 1987. 70p.

RODRIGUES, R. A.; LOLLO, J. A. D. Características dos Solos Colapsíveis. In: LOLLO, J. A. D. (Org.). **Solos Colapsíveis – Identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas**. São Paulo: Cultura Acadêmica: Universidade Estadual Paulista, 2008, p. 59-72.

RODRIGUES, R. A.; LOLLO, J. A. D. Identificação dos Solos Colapsíveis. In: LOLLO, J. A. D. (Org.). **Solos Colapsíveis – Identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas**. São Paulo: Cultura Acadêmica: Universidade Estadual Paulista, 2008, p. 129-150.

RODRIGUES, R. A.; VILAR, O. M. Colapso de solo desencadeado pela elevação do nível d'água. **Revista Nacional de Gerenciamento de Cidades**, v. 01, n. 06, p. 13-27, 2013.

SAMPAIO, E. **Mineralogia do Solo**. Portugal: Universidade de Évora, 2006. Disponível em: <<http://home.dgeo.uevora.pt/~ems/files/Anexo%20B-03.pdf>>. Acesso em: 23 fev. 2016.

SANTA CATARINA. **Implantação do Plano Estadual de Gerenciamento Costeiro**. Florianópolis: Secretaria do Estado do Planejamento – Diretoria de Desenvolvimento das Cidades/Ambiens Consultoria Ambiental, 2010.

SANTOS, G. T. **Integração de Informações Pedológicas, Geológicas e Geotécnicas Aplicadas ao Uso do Solo Urbano em Obras de Engenharia**. 1997. Tese de Doutorado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS.

SANTOS, E. F. D. **Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais**. 2006. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

SEBRAE. **Santa Catarina em Números**. Florianópolis: Sebrae/SC, 2010.

SEGANTINI, A. A. D. S. Consequências do Processo de Colapso. In: LOLLO, J. A. D. (Org.). **Solos Colapsíveis – Identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas**. São Paulo: Cultura Acadêmica: Universidade Estadual Paulista, 2008, p. 119-128.

SILVA, M. J. R.; FERREIRA, S. R. M. Microestruturas de Solos Colapsíveis do Semi-árido de Pernambuco antes e após o Colapso. In: 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, SP, 2004, Anais...v.1, p. 423-429.

SILVA, E. A.; GOMES, J. B. V.; FILHO, J. C. D. A.; SILVA, C. A.; CARVALHO, S. A. D.; CURTI, N. Podzolização Em Solos De Áreas De Depressão De Topo Dos Tabuleiros Costeiros Do Nordeste Brasileiro. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, n. 37, p. 11-24, 2013.

SOARES, R. M.; DE CAMPOS, T. M. P. Resistência ao cisalhamento de um solo coluvionar não saturado da Cidade do Rio de Janeiro. In: IV COBRAE- CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, Salvador, 2005.

SUGUIO, K.; MARTIN, L.; BITTENCOURT, A. C. S. P.; DOMINGUEZ, J. M. L.; FLEXOR, J. M.; AZEVEDO, A. E. G. Flutuações do nível relativo do mar durante o Quaternário Superior ao longo do litoral brasileiro e suas implicações na sedimentação costeira. **Revista Brasileira de Geociências**. V. 15, n. 4, p. 273-286, 1985.

SUGUIO, K. **Geologia Sedimentar**. São Paulo: Edgard Blucher. 2003.

TERZAGHI, K. E.; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. John Wiley & Sons Inc., Nova York, 1948.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. 2ª Edição, Mc Graw-Hill do Brasil, São Paulo, 1978, 509p.

VARGAS, M. O Uso dos Limites de Atterberg na Classificação dos Solos Tropicais. In: VII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1982.

VIECILI, C. **Determinação dos parâmetros de resistência do solo de Ijuí a partir do ensaio de cisalhamento direto**. 2003. Trabalho de Conclusão de Curso – Programa de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí, RS.

WENTWORTH, C. K. *A Scale of Grade and Class Terms for Clastic Sediments*. **The Journal of Geology**. V. 30, n. 5, p. 377-392, 1922.