

PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA  
DO RIO DE JANEIRO



**Ivânia Silva de Lima**

**Caracterização do Solo Mole do  
Campus Fidei, Rio de Janeiro - RJ**

**Dissertação de Mestrado**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio.

Orientador: Tácio Mauro Pereira de Campos

Rio de Janeiro  
Novembro de 2020



**Ivânia Silva de Lima**

## **Caracterização do Solo Mole do Campus Fidei, Rio de Janeiro - RJ**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo.

**Tácio Mauro Pereira de Campos**

Presidente/Orientador

Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio

**Vitor Nascimento Aguiar**

Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio

**Sérgio Tibana**

Laboratório de Engenharia Civil - UENF

Rio de Janeiro, 12 de novembro de 2020.

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, da autora ou do orientador.

## **Ivânia Silva de Lima**

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Alagoas - UFAL em julho 2011. Foi bolsista do Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal de Alagoas de 2006 a 2010. As principais áreas de interesse e linhas de pesquisa são: Mecânica dos Solos, Geotecnia Experimental, Instrumentação e Fundações.

### Ficha catalográfica

Lima, Ivânia Silva de

Caracterização do Solo Mole do Campus Fidei, Rio de Janeiro -RJ/ Ivânia Silva de Lima; orientador: Tácio Mauro P. Campos – Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2020.

v., 179 f.:il.; 29,7 cm

1. Dissertação (mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil.

Inclui referências bibliográficas

1. Argila mole; 2. Ensaio de campo; 3. Ensaio de laboratório; de Campos, Tácio M. P. (Tácio Mauro Pereira). II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. III. Título.

CCD: 624

Aos meus avós paternos Aurelina e Benedito (*in memória*).

## Agradecimentos

À Deus por me guardar em todos os meus caminhos.

Ao CNPq e à PUC-Rio, pelos auxílios concedidos, sem os quais este trabalho não poderia ter sido realizado.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

Ao pai do meu filho José Nunes, à minha Mãe Maria, meus irmãos David, Ana e Tina pelo apoio e incentivo durante esses anos.

Ao meu lindo e amado filho Vinícius, que quando comecei esse desafio ele nem existia. Para você todo meu amor e dedicação, você sempre será minha prioridade.

Aos meus sobrinhos, Thomas, Kaio, Laura, Emilly, Joana e Enzo Vinícius pelos momentos de alegria.

À irmã que Deus me deu, Manu, sem ela não teria sido fácil esses anos no Rio de Janeiro.

Ao professor Tácio Mauro Pereira de Campos, pela orientação. Ele é bravo, mas tem um coração gigante.

Ao professor Franklin Antunes pela atenção e ensinamentos transmitidos.

A todos os professores do Departamento de Engenharia Civil da PUC pelos conhecimentos transmitidos.

Às amigas, presente do Rio de Janeiro, Mariana, Nathália, Bianca, Ingrid, pelos almoços, conversas e apoio nesses últimos anos.

Aos amigos Thiago, Jackeline, Amanda, Rhaíssa, Sandra, Daniel, Luciana pelos momentos de estudo e descontração.

Ao engenheiro William pelo apoio na instalação dos instrumentos de campo. Aos técnicos do Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio, Amaury e Josué pelo auxílio no decorrer dos ensaios, e ao engenheiro Edson pela cooperação.

A todos que fazem, ou fizeram parte da ALTA Geotecnia Ambiental, pelo apoio para realização desta dissertação, Álvaro, Manuella, Débora, Alexandre, Guilherme, Elaine, Ana, Kadson, Prof.º George Bernardes. Em especial ao técnico de campo André Barros pelo suporte nos trabalhos de campo.

A organização da Jornada Mundial da Juventude 2013 pelo apoio.

A todos que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.

Sonho que se sonha só é só um sonho que se sonha só. Mas sonho que se sonha junto é realidade (Raul Seixas).

## Resumo

Lima, I. S.; De Campos, T.M.P. **Caracterização do Solo Mole do Campus Fidei, Rio de Janeiro - RJ**. Rio de Janeiro, 2020, 179p. Dissertação de mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Os solos moles geram preocupações nos projetos de engenharia devido à sua alta compressibilidade e baixa resistência. Estes tipos de solos têm sido alvo de pesquisas, especialmente no litoral brasileiro, necessitando de contínuas investigações para sua melhor compreensão. Neste contexto, o presente trabalho apresenta a caracterização de um depósito de argila mole em Guaratiba, zona oeste do município do Rio de Janeiro. As amostras foram coletadas de uma área onde seria realizada a Missa da Jornada Mundial da Juventude – JMJ de 2013, denominada Campus Fidei. Para caracterização do depósito foram realizados ensaios de campo e laboratório, a saber, SPT, CPTu, Vane Test, adensamento edométrico convencional e ensaios triaxiais drenados e não drenados, além dos ensaios de caracterização físico-química, imprescindíveis para solos moles. Os resultados obtidos possibilitaram a obtenção de propriedades consideradas fundamentais para entendimento do comportamento desses solos, tais como, resistência ao cisalhamento não drenada, razão de sobreadensamento dos depósitos e coeficientes de adensamento. Os parâmetros geotécnicos obtidos mostraram-se concordantes com os valores encontrados na literatura no que tange aos solos moles da região.

### Palavras-chave:

Argila mole; caracterização: ensaios de campo e laboratório.

## Abstract

Lima, I. S.; De Campos, T.M.P. **Characterization of Soft Ground of Campus Fidei**. Rio de Janeiro, 2020, 179p. Msc. Dissertation – Department of Civil Engineering, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Soft ground generates concerns in engineering projects due to its high compressibility and low strength. These types of soils have been the subject of research in soil mechanics, especially on the Brazilian coast, requiring continuous investigations for better understand its behavior. In this context, this work presents the characterization of a soft clay deposit in Guaratiba, west of Rio de Janeiro city. Samples were collected from an area where it would celebrate the Mass of World Youth Day – WYD, called Campus Fidei. The characterization involved field and laboratory tests: SPT, CPTu, Vane test, conventional density and drained and undrained triaxial tests, in addition to the physical-chemical characterization. The results enabled the determination of some properties considered fundamentals to understanding the behavior of these soils, such as undrained shear strength, over consolidation ratio of deposits and consolidation coefficients. The found geotechnical parameters are consistent with the literature values with respect to the soft soils of the region.

## Keywords

Soft clay; characterization; field and laboratory tests.



## Sumário

<b>1</b>	<b>Introdução</b>	<b>21</b>
1.1	Considerações Iniciais	21
1.2	Objetivos	22
1.3	Organização da Dissertação	22
<b>2</b>	<b>Aspectos Teóricos</b>	<b>24</b>
2.1	Origem e Formação de Depósitos Moles	24
2.2	Aspectos Relevantes Sobre Solos Moles	25
<b>3</b>	<b>Características do Local e Amostragem</b>	<b>34</b>
3.1	Localização da Área de Estudo	34
3.2	Clima e Vegetação	35
3.3	Relevo e Solos	36
3.4	Hidrografia	38
3.5	Geologia	38
3.6	Amostragem	40
<b>4</b>	<b>Investigações desenvolvidas</b>	<b>42</b>
4.1	Ensaio de Laboratório	42
4.1.1	Caracterização Física	42
4.1.2	Matéria Orgânica	43
4.1.3	Caracterização Físico-química	43
4.1.4	Caracterização Mineralógica	43
4.1.5	Tensão após amostragem	43
4.1.6	Adensamento Edométrico	45
4.1.7	Resistência ao cisalhamento	46
4.2	Ensaio de Campo	47
4.2.1	Sondagens de simples reconhecimento – SPT	47
4.2.2	Ensaio de Piezocone – CPTu	47
4.2.3	Vane Test	48
<b>5</b>	<b>Caracterização e Classificação de Laboratório</b>	<b>50</b>

5.1	Caracterização visual	50
5.2	Densidade relativa dos Grãos e Distribuição Granulométrica	51
5.3	Teor de umidade Natural e Limites de Consistência	57
5.4	Atividade Coloidal e Mineralogia	63
5.5	Matéria Orgânica e pH	68
5.6	Teor de Sais e Condutividade Elétrica	71
5.7	Classificação	73
<b>6</b>	<b>Classificação de Campo e Perfis 3D</b>	<b>77</b>
6.1	Ensaio de Sondagem à Percussão - SPT	77
6.2	Piezocone Penetration Test - CPTu	78
6.2.1	Classificação SBT - <i>Soil behaviour type</i>	82
6.3	Perfis 3D	98
<b>7</b>	<b>Características de Compressibilidade e Adensamento e Histórico de Tensões</b>	<b>101</b>
7.1	Índices Físicos das Amostras	101
7.2	Parâmetros de Compressibilidade	102
7.3	Qualidade das Amostras	106
7.4	Tensões Efetivas Iniciais	109
7.5	História de Tensões	111
7.6	Características de Adensamento	117
7.7	Coeficiente de Adensamento por drenagem horizontal	121
7.8	Anisotropia de Permeabilidade	123
<b>8</b>	<b>Resistência não drenada</b>	<b>125</b>
8.1	Triaxial	125
8.2	Palheta	130
8.3	CPTu	133
<b>9</b>	<b>Considerações finais</b>	<b>136</b>
<b>10</b>	<b>Referências Bibliográficas</b>	<b>138</b>

## Lista de Figuras

Figura 1. Diagrama ilustrando argila normalmente adensada e sobreadensada (Skempton, 1970). .....	26
Figura 2. Influência do amolgamento em curvas, $e$ versus $\sigma'_v$ (Coutinho et al, 1998). .....	28
Figura 3. Influência do amolgamento no $c_v$ (Coutinho et al, 1998). .....	29
Figura 4. Ábaco proposto para construção da curva edométrica (Oliveira, 2002) .....	31
Figura 5. Família de curvas edométricas construídas a partir do ábaco (Oliveira, 2002).....	32
Figura 6. Influência do amolgamento na curva $m_v$ x $\sigma'_v$ (Correia e Lacerda, 1982). .....	33
Figura 7. Localização da área de estudo. ....	34
Figura 8. Precipitação média mensal de Guaratiba (Fonte ALERTA-RIO). .....	35
Figura 9. Precipitação mês de Julho Guaratiba (Fonte ALERTA-RIO).....	35
Figura 10 . Mapa Pedológico – geotécnico Regional (EMBRAPA). .....	37
Figura 11. Bacias Hidrográficas do Município do Rio de Janeiro .....	38
Figura 12. Mapa Geológico Simplificado da zona Oeste do Rio de Janeiro (Fonte: CPRM) .....	39
Figura 13. Pontos de coleta das amostras. ....	40
Figura 14 .Perfil de amostragem. ....	41
Figura 15. Tensões na amostra (a) antes da amostragem (b) após amostragem. ....	44
Figura 16. Ensaio de papel filtro.....	45
Figura 17. Procedimento para extrusão da amostra indeformada.....	45
Figura 18. Localização dos ensaios de campo.....	49
Figura 19. Amostras naturais. ....	51
Figura 20. Curvas granulométricas das amostras do ponto 01. ....	53
Figura 21. Curvas granulométricas das amostras do ponto 02. ....	54
Figura 22. Curvas granulométricas das amostras do ponto 03. ....	55
Figura 23. Curvas granulométricas das amostras do ponto 04. ....	56

Figura 24. Curvas granulométricas das amostras do ponto 05. ....	57
Figura 25. Umidade versus cota: SPT e Shelbies. ....	58
Figura 26 . Limites (LL, LP) e IP versus cota.....	60
Figura 27. Umidade, Limite de plasticidade e Limite de liquidez versus cota. .....	61
Figura 28. Relação entre a porcentagem de argila e o índice de plasticidade: (a) em quatros solos naturais (b) em misturas de areia e quartzo com frações puras de caulinita, illita e montimorilonita (Modificado de Skempton, 1953). ....	63
Figura 29 . Difratograma de Raio X da fração fina, passante #400 (Ct-Caulinita, Gb- Gibbsita, Es- Esmectita, Q-Quartzo) .....	66
Figura 30. Difratograma de Raio X das lâminas naturais (I-Illita, Ct-Caulinita,Gb-Gibbsita Q-Quartzo). ....	67
Figura 31. Difratograma de Raio X das lâminas naturais (I-Illita, Ct-Caulinita, Q-Quartzo). ....	67
Figura 32. Faixa extrema de pH para a maioria dos solos minerais e faixas comumente encontradas em solos de regiões úmidas e áridas. São também indicados a alcalinidade máxima para solos alcalinos e o pH mínimo para solos orgânicos muito ácidos (Brady e Weil, 2012). ....	69
Figura 33. Efeito do pH na solubidade de elementos químicos comuns em solos (De Campos, 2012). ....	71
Figura 34. Carta de plasticidade.....	74
Figura 35. Dados do ensaio CPTu-01. ....	80
Figura 36. Dados do ensaio CPTu-02. ....	80
Figura 37. Dados do ensaio CPTu-03. ....	81
Figura 38. Dados do ensaio CPTu-04. ....	81
Figura 39. Dados do ensaio CPTu-05. ....	82
Figura 40. Classificação Robertson (1990). ....	84
Figura 41. Ábaco SBTn atualizado Qt – Fr e proposta de atualização do ábaco de Schneider et al. (2008) Qtn – U <sub>2</sub> , (Robertson, 2016). ....	86
Figura 42. CPTu 01 ábacos: Robertson (1990) e Robertson (2016). ....	88
Figura 43. CPTu 02 ábacos: Robertson (1990) e Robertson (2016). ....	89
Figura 44. CPTu 03 ábacos: Robertson (1990) e Robertson (2016). ....	90
Figura 45 . CPTu 04 ábacos: Robertson (1990) e Robertson (2016). ....	91

Figura 46. CPTu 05 ábacos: Robertson(1990) e Robertson (2016).....	91
Figura 47. Classificação Robertson (1990) e SPT do ponto 01.....	92
Figura 48. Classificação Robertson (1990) e SPT do ponto 02.....	93
Figura 49. Classificação Robertson (1990) e SPT do ponto 03.....	94
Figura 50. Classificação Robertson (1990) e SPT do ponto 04.....	95
Figura 51. Classificação Robertson (1990) e SPT do ponto 05.....	96
Figura 52. Classificação amostras pelo índice $I_c$ .....	97
Figura 53. Cortes do Terreno através de um modelo 3D, empreendimento VILAMAR.....	99
Figura 54. Cortes do Terreno através de um modelo 3D, fazenda SAGAP. ....	100
Figura 55. Ensaios de adensamento nas amostras mais superficiais. ....	103
Figura 56. Ensaios de adensamento nas amostras mais profundas. ....	103
Figura 57. Correlação entre o índice de compressão e a umidade natural do solo.....	106
Figura 58. Curva e $x \sigma'$ , amostra SHB-02-02, ensaio e corrigida. ....	108
Figura 59. Curva e $x \sigma'$ , amostra SHB-03-01, ensaio e corrigida. ....	108
Figura 60. Tensão efetiva com a umidade. ....	110
Figura 61. Comparação entre a tensão efetiva inicial das amostras obtida em laboratório e a tensão em campo. ....	110
Figura 62. OCR das amostras.....	112
Figura 63. Estimativa da pressão de pré-adensamento para argilas do quaternário da costa brasileira (Schnaid e Odebrecht, 2012). ....	113
Figura 64. OCR obtido do Vane test, CPTu e ensaio adensamento na sequência do ponto 2 ao ponto 5. ....	115
Figura 65. OCR obtido CPTu com abordagem estatística proposta por Chen & Mayne (1996), na sequência do ponto 2 ao ponto 5.....	116
Figura 66. Curvas $\log \sigma' \times c_v$ dos ensaios de adensamento edométrico das amostras mais superficiais. ....	117
Figura 67. Curvas $\log \sigma' \times c_v$ dos ensaios de adensamento edométrico das amostras mais profundas. ....	118
Figura 68. Curvas $\log \sigma' \times m_v$ dos ensaios de adensamento edométrico das amostras mais superficiais. ....	119

Figura 69. Curvas $\log \sigma' \times m_v$ dos ensaios de adensamento edométrico das amostras mais profundas. ....	119
Figura 70. Gráfico $\sigma' \times k$ dos ensaios de adensamento das amostras mais superficiais. ....	120
Figura 71. Gráfico $\sigma' \times k$ dos ensaios de adensamento das amostras mais profundas. ....	120
Figura 72. Curvas ensaio UU amostras mais superficiais. ....	126
Figura 73. Curvas ensaio UU amostras mais profundas. ....	126
Figura 74. CIU SHB-05-01 .....	128
Figura 75. Ensaio CIU SHB-05-02. ....	129
Figura 76. Trajetória de tensões ensaios CIU .....	129
Figura 77. Fator de correção para resistência ao cisalhamento não drenada do ensaio.....	131
Figura 78. Resistência não drenada ( $S_u$ ) e Sensitividade ( $S_t$ ) da argila. ....	132
Figura 79. Resistência não drenada CPTu, Vane Test e Triaxial UU.....	134
Figura 80. Sensitividade através Vane test e CPTu. ....	135
Figura 81. Difratoograma de Raio X da fração fina, passante #400 (Ct-Caulinita, Gb- Gibbsita, Es- Esmeclita, Q-Quartzo) .....	156
Figura 82. Difratoograma de Raio X da fração fina, passante #400 (Ct-Caulinita, Gb- Gibbsita, Es- Esmeclita, Q-Quartzo) .....	156
Figura 83. Difratoograma de Raio X da fração fina, passante #400 (Ct-Caulinita, Gb- Gibbsita, Es- Esmeclita, Q-Quartzo) .....	157
Figura 84. Difratoograma de Raio X da fração fina, passante #400 (Ct-Caulinita, Gb- Gibbsita, Es- Esmeclita, Q-Quartzo) .....	157
Figura 85. Difratoograma de Raio X da fração fina, passante #400 (Ct-Caulinita, Gb- Gibbsita, Es- Esmeclita, Q-Quartzo) .....	158
Figura 86. Difratoograma de Raio X da fração fina, passante #400 (Ct-Caulinita, Gb- Gibbsita, Es- Esmeclita, Q-Quartzo) .....	158
Figura 87. Difratoograma de Raio X da fração fina, passante #400 (Ct-Caulinita, Gb- Gibbsita, Es- Esmeclita, Q-Quartzo) .....	159
Figura 88. Difratoograma de Raio X da fração fina, passante #400 (Ct-Caulinita, Gb- Gibbsita, Es- Esmeclita, Q-Quartzo) .....	159

Figura 89. Difratoograma de Raio X da fração fina, passante #400 (Ct-Caulinita, Gb- Gibbsita, Es- Esmeclita, Q-Quartzo) .....	160
Figura 90. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Ilita, Ct-Caulinita, Gb-Gibbsita Q-Quartzo). .....	160
Figura 91. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Ilita, Ct-Caulinita, Gb-Gibbsita Q-Quartzo). .....	161
Figura 92. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Ilita, Ct-Caulinita, Gb-Gibbsita Q-Quartzo). .....	161
Figura 93. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Ilita, Ct-Caulinita, Gb-Gibbsita Q-Quartzo). .....	162
Figura 94. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Ilita, Ct-Caulinita, Gb-Gibbsita Q-Quartzo). .....	162
Figura 95. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Ilita, Ct-Caulinita, Q-Quartzo). .....	163
Figura 96. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Ilita, Ct-Caulinita, Q-Quartzo). .....	163
Figura 97. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Ilita, Ct-Caulinita, Q-Quartzo). .....	164
Figura 98. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Ilita, Ct-Caulinita, Q-Quartzo). .....	164
Figura 99. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Ilita, Ct-Caulinita, Q-Quartzo). .....	165
Figura 100. Ensaios de adensamento amostras mais superficiais.....	166
Figura 101. Ensaios de adensamento amostras mais superficiais.....	166
Figura 102. Ensaios de adensamento amostras mais superficiais.....	167
Figura 103. Ensaios de adensamento amostras mais superficiais.....	167
Figura 104. Ensaios de adensamento amostras mais superficiais.Figura	
105. Ensaios de adensamento amostras mais profundas.....	168
Figura 106. Ensaios de adensamento amostras mais profundas.....	169
Figura 107. Ensaios de adensamento amostras mais profundas.....	170
Figura 108. Ensaios de adensamento amostras mais profundas.....	170
Figura 109. Ensaios de adensamento amostras mais profundas.....	170
Figura 110. Coeficiente de adensamento.....	171
Figura 111. Coeficiente de adensamento.....	171

Figura 112. Coeficiente de adensamento.....	172
Figura 113. Coeficiente de adensamento.....	172
Figura 114. Coeficiente de adensamento.....	173
Figura 115. Coeficiente de adensamento.....	173
Figura 116. Coeficiente de adensamento.....	174
Figura 117. Coeficiente de adensamento.....	174
Figura 118. Resultado ensaio UU SHB-01-01.....	175
Figura 119. Resultado ensaio UU SHB-01-02.....	175
Figura 120. Resultado ensaio UU SHB-02-01.....	176
Figura 121. Resultado ensaio UU SHB-02-02.....	176
Figura 122. Resultado ensaio UU SHB-03-01.....	177
Figura 123. Resultado ensaio UU SHB-03-02.....	177
Figura 124. Resultado ensaio UU SHB-04-01.....	178
Figura 125. Resultado ensaio UU SHB-04-02.....	178
Figura 126. Resultado ensaio UU SHB-05-01.....	179
Figura 127. Resultado ensaio UU SHB-05-02.....	179



## Lista de tabelas

Tabela 1. Sensibilidade de argilas (Skempton & Northey, 1952) .....	27
Tabela 2. Sensibilidade de argilas moles do litoral brasileiro (atualizada de Ortigão 1995). .....	27
Tabela 3. Critérios de qualidade das amostras. ....	30
Tabela 4. Dados referentes a coleta das amostras indeformadas. ....	41
Tabela 5. Profundidade final dos ensaios de piezocone. ....	48
Tabela 6. Densidade realativa dos grãos e análise granulométrica amostra SHB-01.....	52
Tabela 7. Densidade relativa dos grãos e análise granulométrica amostra SHB-02.....	53
Tabela 8. Densidade relativa dos grãos e análise granulométrica amostras SHB-03.....	54
Tabela 9. Densidade relativa dos grãos e análise granulométrica amostras SHB-04.....	55
Tabela 10. Densidade relativa dos grãos e análise granulométrica amostras SHB-05.....	56
Tabela 11. Teor de umidade natural. ....	58
Tabela 12. Limites de Atterberg. ....	59
Tabela 13. Índice de liquidez .....	61
Tabela 14. Classificação da plasticidade das argilas em função do índice de liquidez (Head, 1986) .....	61
Tabela 15. Classificação das amostras quanto à consistência e quanto à plasticidade. ....	62
Tabela 16. Índice de atividade.....	64
Tabela 17. Distância Interplanar basal de alguns argilominerais. ....	65
Tabela 18. Teor de matéria orgânica. ....	68
Tabela 19. pH das amostras. ....	70
Tabela 20. Sais solúveis. ....	72
Tabela 21. Condutividade elétrica das amostras.....	73
Tabela 22. Resumo classificação das amostras. ....	76
Tabela 23. Resumo da evolução das propostas de Robertson e co-autores, adaptado de Nejaim et al (2017). ....	83

Tabela 24. Classificação de solos por tipo de comportamento .....	84
Tabela 25. Zonas de tipo de solo , adaptado de Robertson (2016).....	86
Tabela 26. Classificação SUCS amostra SBH-01: areia argilosa.....	92
Tabela 27. Classificação SUCS amostras SBH-02: argilas inorgânicas. .	93
Tabela 28. Classificação SUCS amostras SBH-03: argilas inorgânicas. .	94
Tabela 29. Classificação SUCS amostras SBH-04: argilas inorgânicas. .	95
Tabela 30. Classificação SUCS amostras SBH-05: argilas inorgânicas. .	96
Tabela 31. Índices físicos.....	101
Tabela 32. Parâmetros de compressibilidade dos ensaios de adensamento edométrico.....	104
Tabela 33. Parâmetros de compressibilidade do Rio de Janeiro. ....	105
Tabela 34. Qualidade dos copos de prova.....	107
Tabela 35. Tensões de pré-adensamento obtidas das curvas real e corrigida.....	108
Tabela 36. Sucção das amostras.....	109
Tabela 37. Pré-adensamento das amostras.....	111
Tabela 38. Profundidade CPTu e tempo de dissipação $u_2$ .....	122
Tabela 39. Coeficiente de adensamento horizontal e vertical. ....	123
Tabela 40. Resultados dos ensaios UU. ....	127

## Lista de símbolos e abreviações

$C_c$  - índice de compressão virgem

$C_r$  - índice de recompressão

$C_s$  - índice de expansão

$c_v$  - coeficiente de adensamento vertical

$d$  - distância interplanar basal

$e$  - índice de vazios

$e_0$  - índice de vazios inicial

$D_r$  - densidade relativa dos grãos

$I_a$  - atividade

$I_L$  - índice de liquidez

$I_P$  - índice de plasticidade

$k$  - coeficiente de permeabilidade

$w_L$  - limite de liquidez

$w_P$  - limite de plasticidade

$m_v$  - coeficiente compressibilidade volumétrica

$S_r$  - grau de saturação

$S_t$  - sensibilidade de argilas

$S_u$  - resistência ao cisalhamento não drenada indeformada

$S_{ur}$  - resistência ao cisalhamento não drenada amolgada

$u$  - poropressão

$v_f$  - velocidade de deformação no término do adensamento

$v_{100}$  - velocidade de deformação no tempo  $t_{100}$

$w$  - teor de umidade

$\Delta u$  - variação de poropressão

$e_a$  - deformação axial específica

$e_v$  - deformação volumétrica específica

$\phi'$  - ângulo de atrito

$\gamma_d$  - peso específico seco

$\gamma_s$  - peso específico dos grãos

$\gamma_t$  - peso específico total

$\gamma_w$  - peso específico da água

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas  
ASTM – “*American Society for Testing Materials*”  
CID - Ensaio adensado isotopicamente drenado  
CIU - Ensaio adensado isotopicamente não drenado  
CPTU - “*Cone penetration test*” com medida de poropressão  
CPRM - Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (Serviço Geológico do Brasil)  
DCMM - Departamento de Ciência dos Materiais e Metalurgia da PUC-Rio  
Embrapa - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária  
MO - Matéria orgânica  
NBR - Norma brasileira  
OCR - razão de pré-adensamento (“*Over Consolidation Ratio*”)  
PPA - perda de peso por aquecimento  
SPT- Sondagem à percussão (*Standart Penetration Test*)  
SUCS - Sistema Unificado de Classificação de Solos  
UU- Ensaio não adensado não drenado  
# - diâmetro de abertura da malha da peneira  
% - porcentagem

# 1

## Introdução

### 1.1 Considerações Iniciais

Os depósitos moles são comumente encontrados ao longo de toda a costa brasileira, particularmente no estado do Rio de Janeiro. Muito embora as regiões com a presença destes depósitos sejam inapropriadas para a evolução de grandes centros populacionais ou industriais; devido aos altos custos de implantação, a necessidade de espaço faz com estas áreas sejam ocupadas.

Dentro deste contexto, o desenvolvimento deste trabalho ocorreu em virtude da realização da Jornada Mundial da Juventude 2013 (JMJ), um evento de proporções gigantescas que ocorreu na cidade do Rio de Janeiro entre 23 e 28 de julho de 2013. Durante cinco dias, cerca de 2 milhões de jovens participaram de atividades diversas, dentre as quais estavam previstos os atos centrais que ocorreriam em Guaratiba, onde seriam realizadas uma vigília dos jovens e a missa de encerramento, ambas com a participação do Cardeal Jorge Mario Bergoglio, Papa Francisco.

A área do evento e estudo compreende o empreendimento Vila Mar e fazenda SAGAP (Sociedade Anônima Granja Agrícola Pastoril), na qual a organização da JMJ delimitou 40 quadrantes de tamanhos variados, cada quadrante contendo entre uma e duas ilhas de serviços de modo a comportar, ordenadamente, toda a população durante os eventos centrais da jornada. Estas ilhas seriam responsáveis por fornecer serviços básicos como alimentação, sanitários, apoio médico, segurança e entretenimento, possuindo assim elementos que representariam carregamentos consideráveis, sobretudo levando-se em consideração as propriedades geológico-geotécnicas da região.

Essas áreas apresentam regiões com baixa capacidade de suporte e drenagem deficitária, com a maior parte dos canais de drenagem estando parcial ou totalmente assoreados. Em face às demandas de infraestrutura civil que antecederam a realização do evento, se fez necessária uma campanha de ensaios de campo e laboratório para projetar e dimensionar as soluções de fundação, reforço do solo, terraplenagem e drenagem,

partindo-se do princípio de que se tratava de um evento de curta duração e cujas implantações deveriam ser desmobilizadas imediatamente ao final do mesmo.

É importante salientar que a escolha do local para realização do evento foi feita pela organização da JMJ visando as necessidades do mesmo: caminhada e acampamento. Coube à PUC-Rio desenvolver as ações requeridas para viabilizar a realização do evento do ponto de vista geológico-geotécnico. Entretanto, em virtude de intensas chuvas que aconteceram nos dias que antecederam o evento e, conseqüentemente, das condições de alagamento do terreno, não foi possível realizar o acampamento e a missa no local.

## **1.2 Objetivos**

O presente trabalho tem como objetivo avaliar os resultados das investigações de campo e de laboratório visando a determinação das características geotécnicas da área onde ocorreria a Jornada Mundial da Juventude, um Giga-Evento envolvendo a concentração, em 2 dias, de mais de 2 milhões de pessoas em uma região de argila mole a muito mole de cerca de 5 milhões de metros quadrados.

## **1.3 Organização da Dissertação**

Esta dissertação está organizada em nove capítulos. O capítulo 2 aborda uma breve descrição da origem e formação dos solos moles e as principais informações para caracterização de um depósito de solo mole. Outros aspectos teóricos são descritos no decorrer do texto, bem como diferentes estudos realizados em solos moles.

No capítulo 3, são apresentadas as características da área de estudo (clima, geologia, etc.) e a localização dos pontos de coleta das amostras e ensaios de campo realizados.

As metodologias empregadas para realização das investigações de campo e laboratório são descritas no capítulo 4.

A partir do capítulo 5 são apresentados os resultados dos ensaios e no decorrer do mesmo as discussões acerca dos mesmos. Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de caracterização física, química e mineralógica e a classificação do solo através dos ensaios laboratório.

No capítulo 6 são apresentados e discutidos os resultados da classificação do solo através dos ensaios de campo, SPT e CPTu. Além das propriedades obtidas por meio destes, e o perfil 3D.

O capítulo 7 mostra e discute os parâmetros obtidos através do ensaio oedométrico, e também a história de tensões a partir dos ensaios campo CPTu e *Vane test*.

O capítulo 8 exhibe e discute os resultados dos ensaios de campo e laboratório para obtenção da resistência não drenada da argila, ensaios triaxiais, CPTu e *Vane test*.

No capítulo 9, são expostas as principais conclusões deste trabalho de dissertação sobre as argilas moles do Campus Fidei.

Encerrando, o capítulo 10 traz as referências bibliográficas utilizadas como base para o desenvolvimento deste trabalho.

## 2

### Aspectos Teóricos

#### 2.1 Origem e Formação de Depósitos Moles

De acordo com Brand & Brenner (1981), o ambiente deposicional dos solos moles pode estar associado a diversos parâmetros, tais como: clima, tipo de sedimento, salinidade da água, condições hidrodinâmicas, entre outros. Logo, há depósitos de solos sedimentares com propriedades geotécnicas sensivelmente distintas. Assim, é importante, para cada ambiente de deposição, identificar: o meio de sedimentação (água doce ou água salgada), o processo de transporte dos sedimentos (rios, mares, correntes, ventos) e a localização dos depósitos (planície aluvionar, desertos, praias, leitos abandonados, etc).

Desta forma, a importância do conhecimento da origem dos solos moles implica na compreensão das suas propriedades. Solos moles são caracterizados pela baixa capacidade de resistência à penetração ( $N_{SPT} < 4$ ), onde a fração argila lhes confere características específicas de plasticidade e compressibilidade (Massad, 2010). Os sedimentos que formam esses depósitos são geologicamente novos, correspondentes ao período Quaternário, onde foram formadas as planícies litorâneas brasileiras (Suguo & Martins, 1981).

Massad (2010) descreve os eventos que formaram os solos costeiros brasileiros. No Período Quaternário dois ciclos de sedimentação estão relacionados com os episódios de ingresso do mar na direção do continente, a Transgressão Cananéia, que ocorreu há 120 mil anos (idade Pleistocênica), e a Transgressão de Santos iniciada há 7 mil anos (idade Pleistocênica e Holocênica).

Na Transgressão Cananéia, o nível do mar elevou-se a  $8 \pm 2$  metros acima do nível atual, acontecendo em ambiente continental-marinho, depositando sedimentos argilosos e arenosos entre 100 e 120 mil anos atrás. Em virtude da última glaciação, há 15 mil anos, o nível do mar baixou cerca de 130 m, ocorrendo assim um intenso processo erosivo chegando a atingir o embasamento rochoso (Massad, 2010). De acordo com Massad (1985), este acontecimento foi responsável pelo sobreadensamento de alguns depósitos. Com o final da glaciação entre 7 e 5 mil anos atrás, no Holoceno, iniciou-se a



Transgressão Santos, na qual o mar afogou os vales escavados pelas redes hidrográficas e os sedimentos flúvio-lagunares foram formados, preenchendo lagunas, baías e os cordões litorâneos (Massad, 2010).

As argilas moles brasileiras possuem processos semelhantes no que tange a deposição em regiões costeiras. Como exemplos tem-se os depósitos de Sarapuí, na Baixada Fluminense (Costa Filho et al., 1977; Antunes, 1978), da Baixada Santista (Massad, 1985 e 1986) e de Pernambuco (Ferreira et al., 1986).

## 2.2 Aspectos Relevantes Sobre Solos Moles

Entre os diversos parâmetros que caracterizam ou que podem ser levantados de um solo, existem algumas propriedades específicas para os solos moles que são mais relevantes que outras. Segundo Bjerrum (1973), a identificação e classificação de uma argila mole devem basear-se nas seguintes informações:

- a) história geológica do depósito;
- b) teor de umidade e limites de Atterberg;
- c) descrição visual da argila;
- d) sensibilidade;
- e) características de compressibilidade.

Ainda de acordo com o mesmo autor, estas informações são suficientes para resolver problemas rotineiros de fundações. Para Sandroni (1981), as características mais relevantes são: composição, história geológica e sensibilidade. Nos próximos parágrafos é feita uma breve explanação sobre essas características e outras consideradas relevantes para as argilas moles.

As partículas de argila podem ter três tipos de origem, que podem ser, pela acumulação de partículas minerais previamente formadas, pela transformação através da perda ou ganho de íons, ou através de processos de autogênese (Brand & Brenner, 1981). O processo mais comum é a deposição. Assim a composição dos depósitos, ou seja, os grãos minerais que os constituem, estão diretamente relacionados à forma e ao meio de como acontece o processo deposicional. No Brasil, o mineral predominante na fração argila é a caulinita, sendo também comum a presença de illita, gibsitita, montmorilonita e clorita. Mitchell (1976), entre outros, menciona que quanto maior for a porcentagem de mineral argila predominante no solo, maiores deverão ser a plasticidade, o potencial de

expansão e a compressibilidade, e menores deverão ser o ângulo de atrito e a permeabilidade.

De um modo geral, as argilas moles brasileiras não apresentam grandes disparidades na composição mineralógica e apresentam teores de matéria orgânica semelhantes (inferiores a 5%). Como consequência, os valores dos limites de consistência e dos parâmetros compressibilidade não são significativamente diferentes.

Um parâmetro indispensável para análise do comportamento de depósitos argilosos, é a história de tensões. Ela está diretamente ligada às deformações que podem ocorrer no depósito argiloso: caso seja submetido a uma tensão menor que a máxima que já sofreu, as deformações serão pequenas, porém se as tensões forem maiores, as deformações serão irreversíveis e de magnitude considerável (Schnaid, 2000).

A Figura 1 apresenta a curva de compressibilidade em escala semi-logarítmica, e os eventos que podem causar seu sobreadensamento. Terzaghi (1943) definiu como tensão de pré- adensamento a maior tensão vertical efetiva à qual o solo já foi submetido *in situ*. Quando essa tensão é ultrapassada, em campo ou laboratório, há maior deformação. O sobreadensamento das argilas pode ser provocado por diversas razões tais como: remoção de sobrecarga, glaciação, alteração da poropressão causada por variação do nível d'água, ressecamento por evaporação ou devido à vegetação (Ladd, 1973).

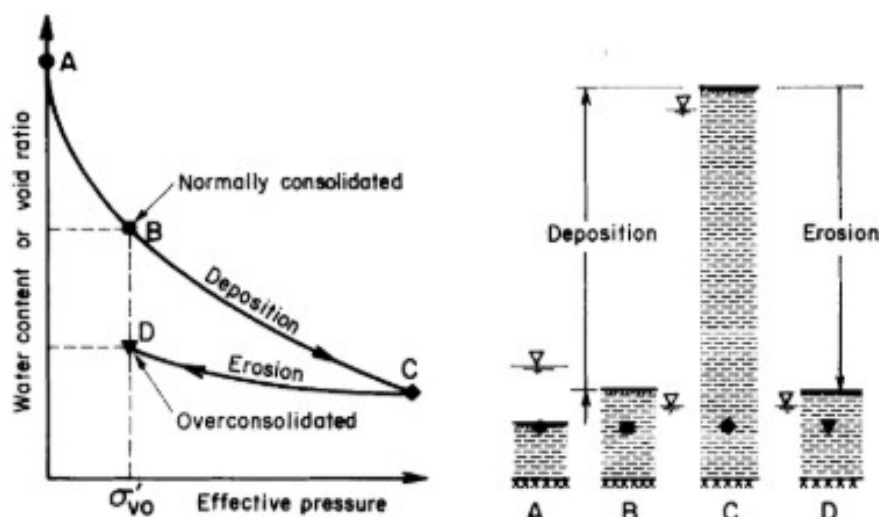


Figura 1. Diagrama ilustrando argila normalmente adensada e sobreadensada (Skempton, 1970).

Um outro parâmetro para identificação de solos moles é a sensibilidade, definida por Skempton (1953) como a relação entre a resistência não drenada no estado natural ou

indeformado ( $S_u$ ) e a resistência não drenada no estado amolgado ( $S_{ur}$ ). A Tabela 1 apresenta a classificação das argilas de acordo com os valores de sensibilidade.

Tabela 1. Sensibilidade de argilas (Skempton & Northey, 1952)

<b>Sensitividade</b>	<b>St</b>
insensível	1
Baixa	1 - 2
Média	2 - 4
sensitiva	4 - 8
Alta	8 - 16
extremamente alta	> 16

A sensibilidade indica se a argila pode sofrer uma redução considerável de resistência com a evolução do cisalhamento. Esta perda de resistência pode ser atribuída à destruição da estrutura, desenvolvida durante o processo de sedimentação, cujo arranjo pode evoluir ao longo do tempo pela inter-relação química das partículas ou pela remoção de sais existentes na água dos poros por lixiviação (percolação de água com diferente composição química).

Schnaid (2000) apresenta os valores médios da sensibilidade de alguns depósitos de argila mole das baixadas litorâneas brasileiras, vide Tabela 2, que, segundo a classificação de Skempton & Northey (1952), são classificadas, no geral, como medianamente sensíveis.

Tabela 2. Sensibilidade de argilas moles do litoral brasileiro (atualizada de Ortigão 1995).

<b>Local</b>	<b>Valor Médio</b>	<b>Referência</b>
Santa Cruz (litoral), RJ	3,4	Aragão, 1975
Santa Cruz (offshore), RJ	3,0	Aragão, 1975
Rio de Janeiro, RJ	4,4	Ortigão & Collet, 1987
Sepeitaba, RJ	4,0	Machado, 1988
Cubatão, SP	6,0	Teixeira, 1988
Florianópolis, SC	3,0	Maccarini et al, 1988
Aracaju, SE	5,0	Ortigão, 1988
Porto Alegre, RS	4,5	Soares, 1997

Além da composição, história geológica e sensibilidade um outro aspecto que deve ser considerado para uma correta identificação das características de compressibilidade em laboratório, é a utilização de amostras de qualidade. Diversos autores discorrem como os parâmetros são afetados pela má qualidade das amostras, especialmente a tensão de pré-adensamento.

Coutinho et. al (1998) apresentam um estudo qualitativo e quantitativo da influência da qualidade das amostras na determinação de parâmetros de compressibilidade e resistência para depósitos de solos moles do Rio de Janeiro e de Recife, ressaltando assim a importância de uma boa amostragem.

A Figura 2 ilustra uma comparação entre as curvas de índice de vazios ( $e$ ) versus tensão vertical efetiva ( $\sigma'_v$ ) para amostras de boa e má qualidade. Conforme observado, o trecho de compressão virgem apresenta-se curvilíneo para amostras de boa qualidade, sendo tal fato ratificado por diversos autores (Coutinho, 1976; Martins & Lacerda, 1994; Ferreira e Coutinho, 1988).

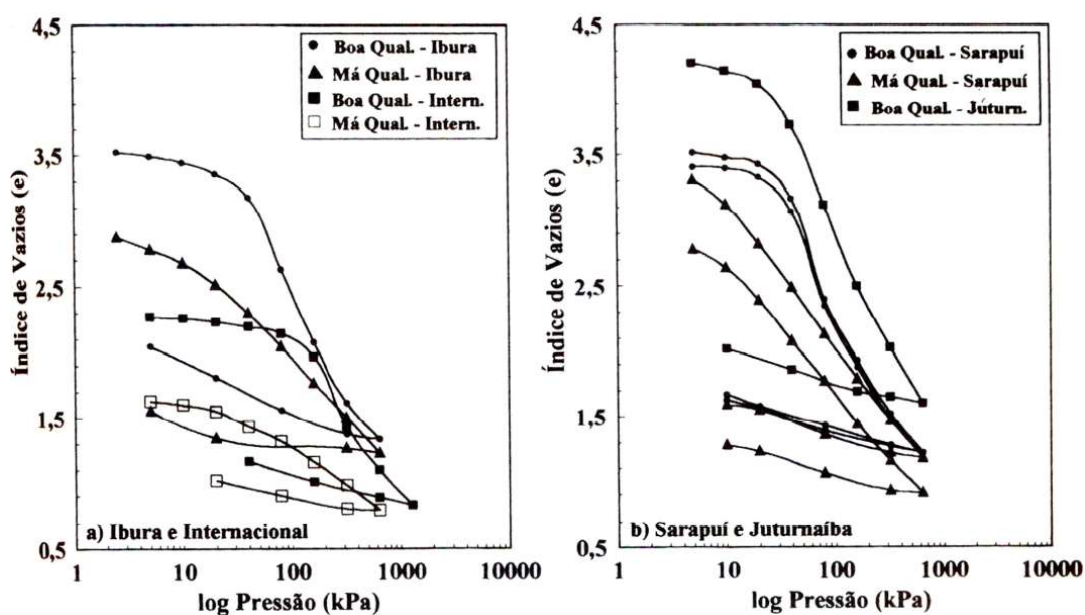


Figura 2. Influência do amolgamento em curvas,  $e$  versus  $\sigma'_v$  (Coutinho et al, 1998).

Além de influenciar a curvatura do trecho de compressão virgem, o amolgamento também reduz os valores do coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) na região de recompressão, tendo um efeito menos significativo na região de compressão virgem, como pode ser observado na Figura 3.

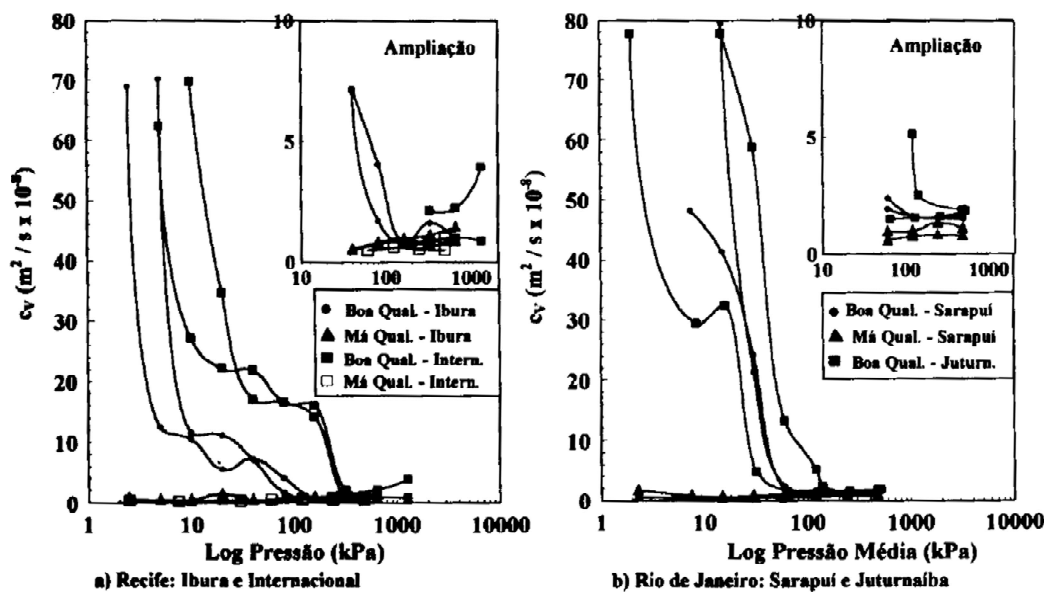


Figura 3. Influência do amolgamento no  $c_v$  (Coutinho et al, 1998).

Lunne et al. (1997) apresentaram um critério de classificação das amostras de acordo com a razão de pré-adensamento do solo OCR (*Over Consolidation Ratio*) e com o valor da razão  $\Delta e/e_0$ , onde  $\Delta e$  corresponde à diferença entre o índice de vazios inicial da amostra ( $e_0$ ) e o índice de vazios correspondente ao nível de tensão efetiva vertical de campo ( $\sigma'_{vo}$ ).

Outros autores também apresentam critérios baseados no supracitado, Coutinho et al (1998 e 2001), por exemplo, fornecem uma faixa de transição entre a classificação regular e pobre, específica para solos brasileiros.

Oliveira (2002) considera o critério de Lunne et al (1997) muito rigoroso para argilas plásticas brasileiras. Então, baseado em seus resultados e em estudos anteriores apresentados por Coutinho et al (1998 e 2000), sugeriu modificações nos valores limites das faixas de variação de qualidade das amostras, para as argilas moles brasileiras. Outros autores, Sandroni (2006) e Andrade (2009) também sugeriram modificações. Na Tabela 3 são apresentadas as variações do OCR e da razão  $\Delta e/e_0$  para classificação das amostras pelos principais métodos.

Tabela 3. Critérios de qualidade das amostras.

		$\Delta e/e_0$ (Lunne et al ,1997)				
OCR	Muito boa a excelente	Boa a regular	Pobre	Muito pobre		
1-2	<0,04	0,04-0,07	0,04-0,14	>0,14		
2-4	<0,03	0,03-0,05	0,05-0,10	>0,10		
		$\Delta e/e_0$ (Coutinho et al ,1998)				
OCR	Muito boa a excelente	Boa	Regular	Transição regular/pobre	Pobre	Muito pobre
1-2	< 0,04	0,04-0,055	0,055-0,07	0,07-0,10	0,10-0,14	>0,14
		$\Delta e/e_0$ (Oliveira, 2000)				
OCR	Muito boa a excelente	Boa a regular	Pobre	Muito pobre		
1-2	<0,05	0,05-0,08	0,08-0,14	>0,14		
		$\Delta e/e_0$ (Oliveira, 2002 e Coutinho, 2007)				
OCR	Muito Boa a regular	Boa a regular	Ruim	Muito ruim		
1-2	<0,05	0,05-0,08	0,08-0,14	>0,14		
		$\Delta e/e_0$ (Sandroni, 2006b)				
OCR	Excelente a Muito Boa	Boa a aceitável	Ruim	Muito ruim		
< 2	<0,03	0,03-0,05	0,05-0,10	>0,10		

A relevância desse estudo reside na mudança do formato da curva de compressibilidade, acarretando em:

- Diminuição do índice de vazios para qualquer valor de tensão efetiva vertical;
- Diminuição da tensão pré-adensamento determinada;
- Dificuldade na determinação do ponto de menor raio de curvatura para determinação da tensão de pré-adensamento;
- Aumento da compressibilidade na região de recompressão e diminuição na região de compressão virgem (Ladd, 1973).

Oliveira (2002) propõe uma correção da tensão de pré-adensamento que utilizasse um procedimento operacionalmente simples e que fosse baseado em um banco de dados regional. A curva construída pode ser utilizada como primeira estimativa em anteprojetos, bem com comparada com a curva obtida no ensaio a ser realizado. O autor apresenta uma proposta para construção de curvas a partir do índice de vazios inicial, através do ábaco

apresentado na Figura 4. Este foi o escolhido pelo fato de ser independente do amolgamento. O índice de vazios inicial ( $e_0$ ) da amostra natural é usado como um dado de entrada, e pode ser obtido através das correlações apresentadas por Coutinho et. al (1998). A partir deste e das tensões do ensaio obtém-se a relação índice de vazios final/índice de vazios inicial ( $e_f/e_0$ ). A partir destes dados, constrói-se a curva edométrica estimada, conforme a Figura 5 .

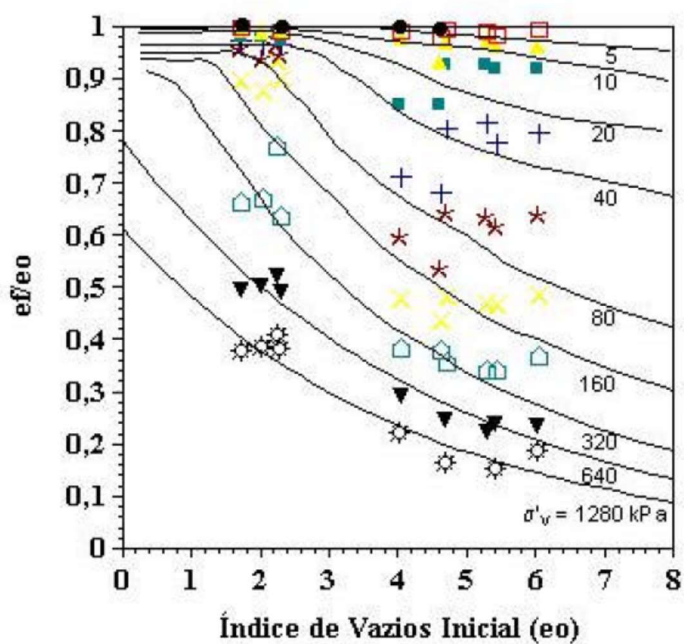


Figura 4. Ábaco proposto para construção da curva edométrica (Oliveira, 2002)

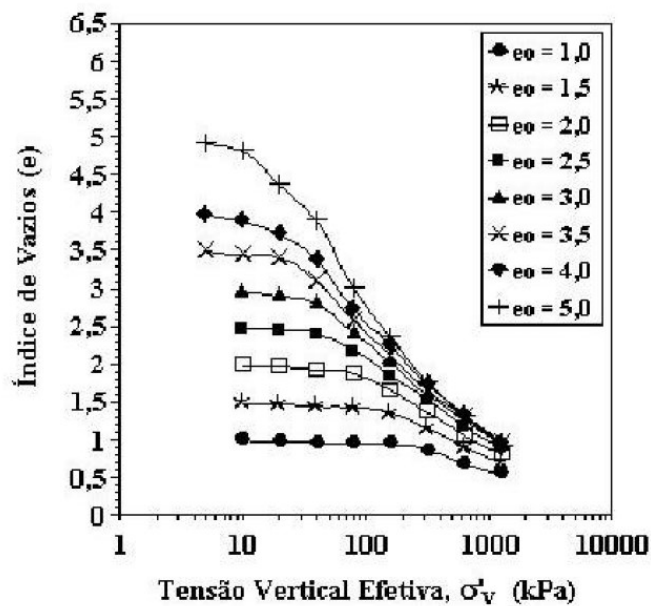


Figura 5. Família de curvas edométricas construídas a partir do ábaco (Oliveira, 2002)

Já Correia e Lacerda (1982) estabeleceram uma previsão teórica da curva de coeficiente de compressibilidade volumétrica ( $m_v$ ) versus tensão vertical efetiva ( $\sigma'_v$ ), ilustrada na Figura 6, destacando o grau de amolgamento e permitindo uma estimativa de tensão de pré-adensamento vertical. A curva 1 é referente a um ensaio hipotético de uma amostra de excelente qualidade, apresentando uma mudança brusca no  $m_v$  na região da tensão de pré-adensamento, seguida pelas curvas 2 e 3 que representam amostras progressivamente mais amolgadas, onde esta mudança é quase imperceptível e a curva é praticamente contínua.



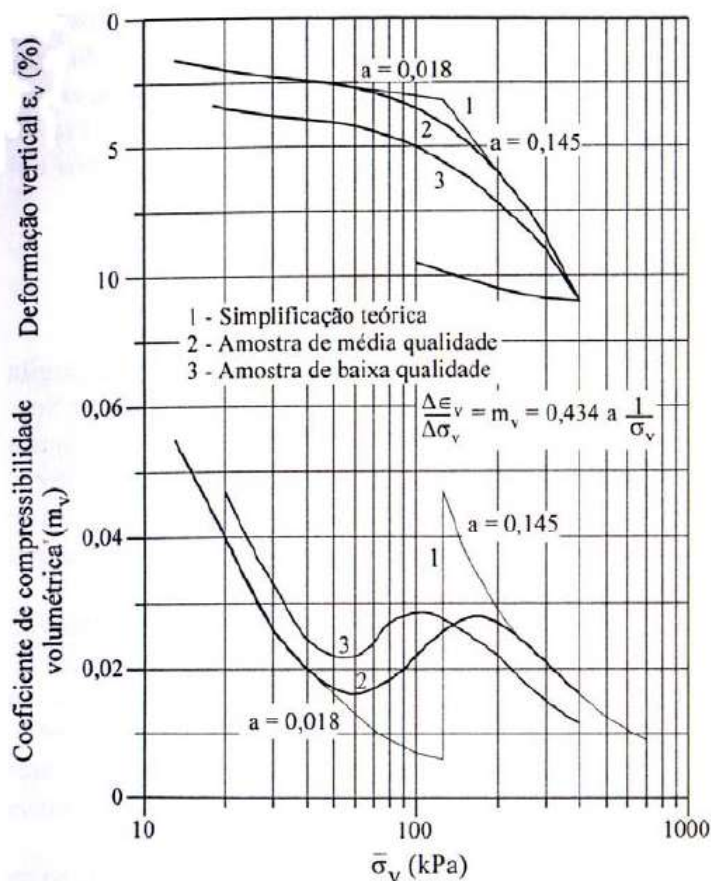


Figura 6. Influência do amolgamento na curva  $m_v \times \sigma'_v$  (Correia e Lacerda, 1982).

O amolgamento causa diversos erros, entre estes o cálculo do recalque previsto, pois a forma da curva de compressibilidade do ensaio edométrico será fortemente afetada. Martins & Lacerda (1994) mostram que o efeito da qualidade da amostra sobre o cálculo de recalques pode conduzir a erros da ordem de 100%. Oliveira (2000) observa que o valor do recalque calculado diretamente a partir de uma amostra de má qualidade sem correção é sempre maior do que o valor obtido pela amostra de boa qualidade.

Inúmeros trabalhos vêm sendo desenvolvidos no Brasil e no mundo visando a caracterização e o entendimento do comportamento de argilas moles. Esta dissertação constitui uma contribuição ao tema, que vem sendo desenvolvido através de pesquisas na PUC-Rio: Garcés(1995), Baptista(1998), Carvalho (2000), Boszczowski (2001), Spannenberg (2003), Formigheri (2003), Campos (2006), Netto (2006), Teixeira (2012), Barreto (2015), Tassi (2015), Azevedo (2015), Paes (2017), Martins (2017), De Oliveira (2018), Castello (2019) e Villalobos Bravo (2019).

No decorrer desta dissertação serão apresentadas mais referências bibliográficas sobre caracterização de depósitos de argila mole, especialmente da Baixa Fluminense.

## 3

## Características do Local e Amostragem

### 3.1 Localização da Área de Estudo

Os materiais estudados foram coletados em Guaratiba, Zona Oeste da Região Metropolitana do Rio de Janeiro. As amostras foram retiradas da área onde seria realizada a Missa da Jornada Mundial da Juventude - JMJ, denominada Campus Fidei. Conforme observado no mapa de localização apresentado na Figura 7, a área compreende duas regiões, o empreendimento imobiliário Vila Mar, que está situado a oeste do Rio Piraquê e possui, aproximadamente, 1.750.000 m<sup>2</sup> de área, e a Fazenda SAGAP (Mato Alto) que se encontra a leste, com cerca de 1.900.000 m<sup>2</sup>.

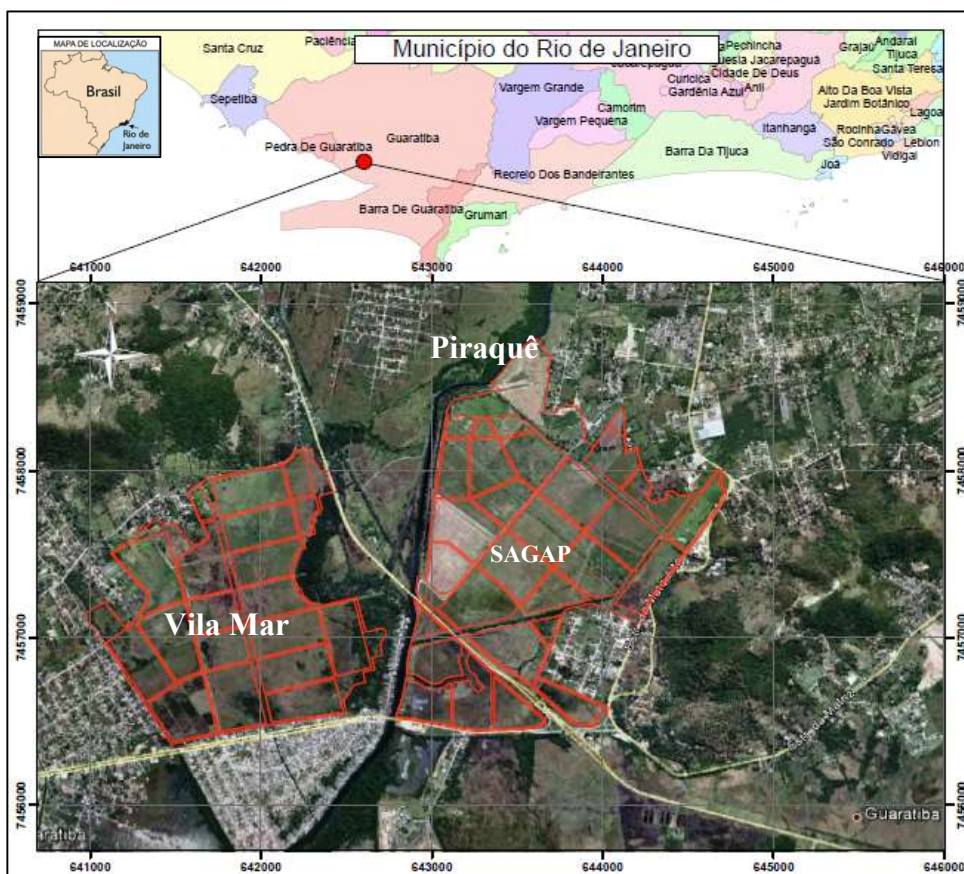


Figura 7. Localização da área de estudo.

### 3.2 Clima e Vegetação

O clima das baixadas do Rio de Janeiro, de acordo com a classificação de Köppen-Geiger (2006), é *Aw*, ou seja, clima tropical de inverno seco e verão chuvoso, com precipitações mais intensas nos meses do verão, Figura 8. Guaratiba possui uma precipitação média anual em torno de 1400 mm, levando-se em consideração os últimos 10 anos. No mês de julho, mês do evento, apresenta uma precipitação média de 70 mm, porém no ano de 2013, ocorreu uma chuva máxima em 24 horas de 55,2 mm, quase 80% da chuva para o mês inteiro em um período de 24 horas. Essa chuva impossibilitou a realização da JMJ em Guaratiba, visto que ocorreu dois dias antes do evento (ALERTA-RIO). Na Figura 9, é possível observar a precipitação de 2012 e 2013 para o mês de julho, e destacar que o evento ocorreu de 23 a 28 do mesmo mês.

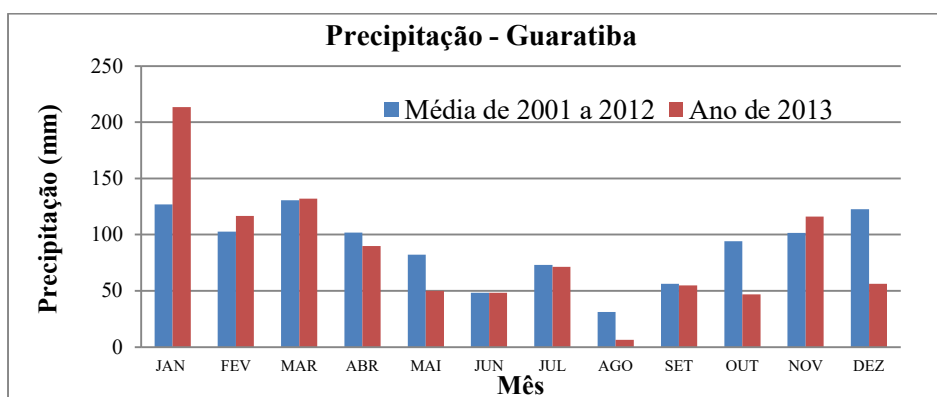


Figura 8. Precipitação média mensal de Guaratiba (Fonte ALERTA-RIO).

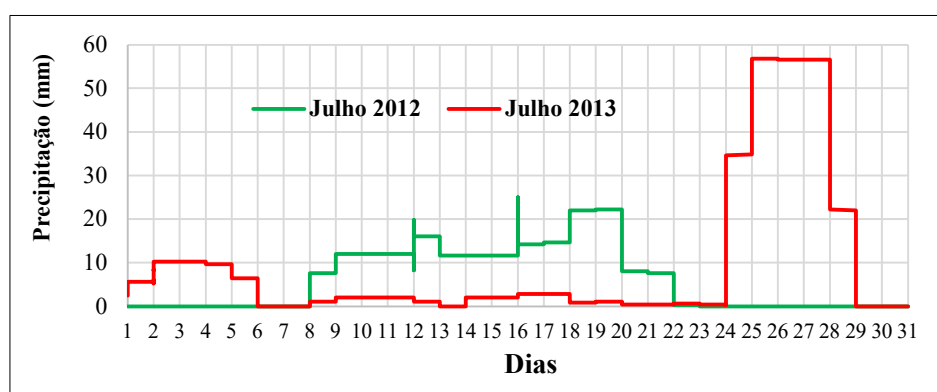


Figura 9. Precipitação mês de Julho Guaratiba (Fonte ALERTA-RIO).

Na planície de maré de Guaratiba, são encontrados elementos vegetais característicos de manguezais, o que pode ser considerado como um dos indicadores de

variações ocorridas no nível do mar e cujo estudo pode contribuir para um maior entendimento da evolução ambiental da costa brasileira (Barth et al, 2010). Segundo Santos (1999), na Baixada de Guaratiba encontra-se a maior concentração de áreas de manguezais da cidade do Rio de Janeiro, compreendendo uma área de aproximadamente 18 km<sup>2</sup>.

Além do mangue pode-se encontrar *restinga*, que é vegetação rasteira dos solos arenosos das áreas próximas ao mar, e também *campina de várzea*, que ocorre nas várzeas úmidas e alagadas em relevos de cotas mais baixas (Lumbreras et al, 2004).

### 3.3 Relevo e Solos

O relevo do Rio de Janeiro é formado basicamente por maciços cristalinos e pelas planícies sedimentares das baixadas. Estes desníveis influenciam nos tipos de solo. Assim, em altitudes inferiores a 40 m encontram-se argissolos, planossolos, neossolos flúvicos, gleissolos e organossolos (Lumbreras et al, 2004).

De acordo com o levantamento geomorfológico do Rio de Janeiro (CPRM-Compania de Pesquisa e Recursos Minerais) há três sistemas de relevo predominante em Guaratiba, a saber:

- Superfícies sub-horizontais, planícies colúvio-alúvio marinhas, interface com os sistemas deposicionais continentais marinhos;
- Superfícies planas, planícies flúvio – marinhas, caracterizadas por terrenos muito mal drenados com padrão de canais bastante meandantes e divergentes, sob influência de refluxo de marés;
- Colinas isoladas, que são formas de relevo residuais, com sedimentação de colúvio, remanescente do afloramento generalizado do revelo produzido pela sedimentação flúvio-marinha que caracteriza as baixadas litorâneas, com predomínio de altitude inferior a 100 m e gradientes suaves.

Com relação ao solo, a área em estudo, localizada no bairro de Guaratiba no município do Rio de Janeiro, encontra-se em grande parte nas unidades pedológicas UGGZ e UGGX, e em pequenos trechos das unidades UGP e UGSM, conforme pode ser visualizado na Figura 10 (SANTOS et al., 2009).

- UGGZ: Formada por sedimentos argilosos e organo-argilosos, compressíveis, com sais solúveis e materiais sulfídricos (argila mole). Nível d'água próximo ou na superfície.

- UGGX: Formada por sedimentos argilosos.

- UGSM: Formada por solos indiscriminados de mangue.

- UGP: Formada por sedimentos areno-argilosos ou argilo-arenosos, com predominância de caulinita referentes à parcela da área margeada pela Serra da Capoeira Grande.

Todas estas unidades pedológicas pertencem à classe dos Gleissolos, que são solos minerais hidromórficos, sedimentares do Quaternário, que ocupam áreas de relevo plano, e que são geralmente argilosos.

Segundo Santos et al (2009), sob o ponto de vista geotécnico, são solos saturados predominantemente argilosos, desenvolvidos de sedimentos fluviais ou flúvio-marinhos, depositados nas baixadas em ambiente de menor energia de transporte, que podem permanecer permanentemente ou periodicamente alagados. Os gleissolos salinos que foram encontrados em grande parte da área do evento (unidade pedológica GZ), Figura 10, ocorrem em áreas costeiras podendo conter sais solúveis, materiais sulfídricos e sulfetos. O baixo pH torna-os com elevado potencial de corrosão. São solos altamente compressíveis, conhecidos também como solos moles ou argila orgânica.

Os gleissolos podem apresentar problemas de trafegabilidade tanto pelo alto lençol freático, como pelos elevados teores de material orgânico, que diminuem sua capacidade de suporte. Por estarem situados em várzeas, estes solos apresentam elevado risco de inundação.

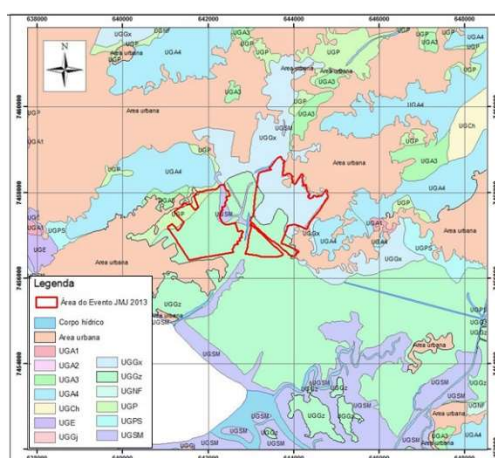


Figura 10 . Mapa Pedológico – geotécnico Regional (EMBRAPA).



hornblenda-biotita granitóides do tipo-I, de granulação fina a média, textura equigranular a porfirítica localmente com foliação de fluxo magmática preservado.

Quanto mais vai se afastando do maciço, a área vai tornando-se mais plana e a rocha apresentando-se mais profunda, estando presentes, em superfície, depósitos quaternários de sedimentos holocênicos. Estes, com presença marcante na área do evento, são solos sedimentares depositados entre os referidos maciços, nos períodos de transgressão e regressão marinha, onde sedimentos de granulometria fina foram depositados ao longo dos milhares de anos formando espessas camadas de solos moles intercaladas por estratos de areia. Tal formação tem como idade geológica de referência o Quaternário e é caracterizada como depósito colúvio-aluvionar, de acordo com o CPRM, sendo composta por depósitos fluviais e flúvio-marinhos areno-silto-argilosos com camadas de cascalheiras associadas a depósitos de tálus, além de sedimentos lacustrinos e de manguezais retrabalhados.

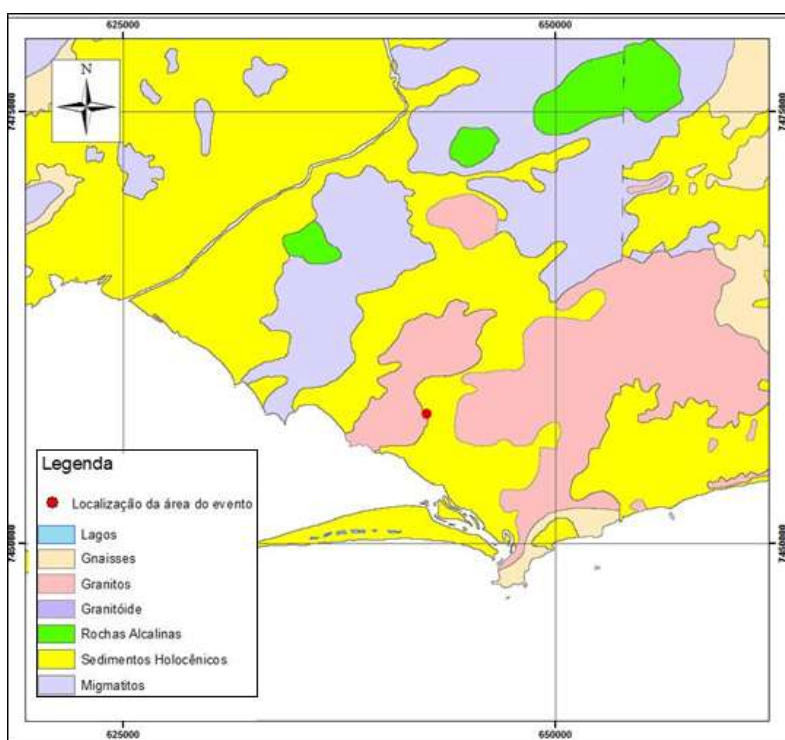


Figura 12. Mapa Geológico Simplificado da zona Oeste do Rio de Janeiro (Fonte: CPRM)

### 3.6 Amostragem

Foram coletadas dez amostras indeformadas no amostrador Shelby em cinco pontos, sendo duas amostras em cada ponto, em profundidades diferentes. A Figura 13 apresenta a disposição dos pontos de coleta na região.

Estes pontos foram escolhidos de forma estratégica, sendo o ponto 01 localizado onde seria o palco principal do evento, e os demais pontos localizados onde seriam as vias de acesso (maiores concentrações de cargas no terreno, devido à passagem de caminhões) e, também, de acordo com as sondagens SPT possuíam maior espessura de solo mole.

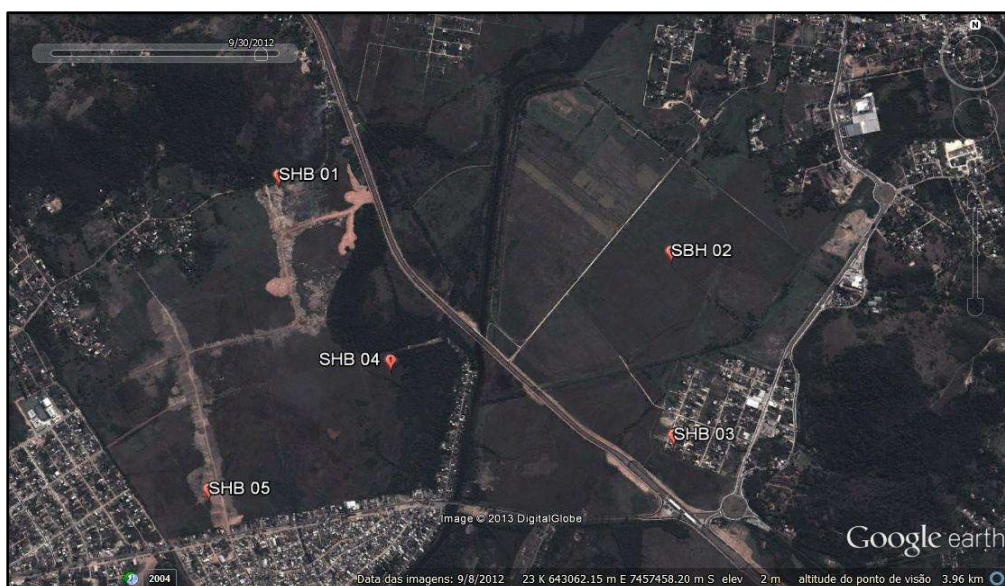


Figura 13. Pontos de coleta das amostras.

Para a coleta das amostras foram seguidas as recomendações da NBR 9820/97 – Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagens. O amostrador utilizado um sistema de pistão estacionário com diâmetro interno de 100 mm, espessura de parede de 1,5 mm e comprimento de 600 mm, sem folga interna. A cravação do tubo, se deu diretamente através do terreno, tendo-se montado o sistema camisa Shelby – cabeça do amostrador – pistão diretamente sobre o solo investigado. O conjunto foi introduzido no material com auxílio do pistão hidráulico do penetrômetro TG 73-200, até a cota de início da coleta, efetuando-se a abertura da camisa e a cravação estática do amostrador. Após a coleta, os mesmos tubos tiveram suas extremidades vedadas com parafina tanto para evitar a saída do material como também



a perda de umidade da amostra. As amostras foram coletas pela Fugro, bem como realização dos ensaios de campo. A

Tabela 4 apresenta as profundidades de coleta das amostras e as coordenadas de coleta e a Figura 14 o perfil da amostragem.

Tabela 4. Dados referentes a coleta das amostras indeformadas.

Furo	Nº da coleta	Profundidade de amostragem (m)		Cota (m)	Coordenadas (UTM SAD 69)
		De	Até		
01	01	1,90	2,50	2,20	N 7457991
	02	2,50	3,10		E 642015
02	01	1,00	1,60	0,82	N 7457621
	02	4,00	4,60		E 643791
03	01	1,00	1,60	1,15	N 7456796
	02	3,00	3,60		E 643784
04	01	1,00	1,60	0,54	N 7457127
	02	3,00	3,60		E 642513
05	01	1,00	1,60	0,73	N 7456544
	02	3,00	3,60		E 641695

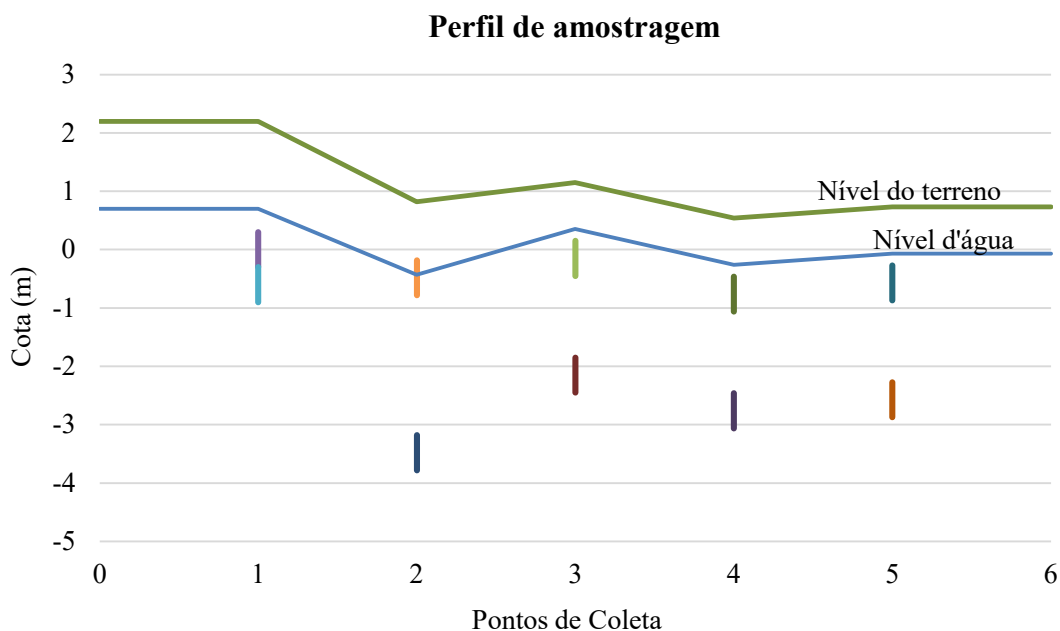


Figura 14 .Perfil de amostragem.

## 4 Investigações desenvolvidas

Neste capítulo são descritas as metodologias empregadas para a realização dos ensaios de laboratório e os ensaios de campo.

### 4.1 Ensaios de Laboratório

#### 4.1.1 Caracterização Física

Para caracterização física das amostras realizaram-se ensaios de limites de consistência (Limites de liquidez e de plasticidade), peso específico dos grãos, análise granulométrica e teor de umidade natural. As amostras foram preparadas e ensaiadas seguindo as recomendações das Normas Técnicas abaixo, porém com algumas modificações na preparação da amostra, imprescindíveis para obtenção de resultados mais coerentes com o solo analisando. Estes ensaios foram realizados pela autora.

- ✓ ABNT NBR 6457/86 – *Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização – Método de ensaio;*
- ✓ ABNT NBR 7181/84 – *Solo – Análise Granulométrica – Método de ensaio;*
- ✓ ABNT NBR 6459/84 – *Solo – Determinação do Limite de Liquidez – Método de Ensaio;*
- ✓ ABNT NBR 7180/84 – *Solo – Determinação do Limite de Plasticidade – Método de Ensaio;*
- ✓ ABNT NBR 6508/84 – *Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica.*

Embora a norma referente à análise granulométrica recomende que a sedimentação seja feita com material passante na peneira de abertura de 2,0 mm (#10), utilizou-se para tal o material passante na peneira 0,42 mm (#40), bem como para obtenção do peso específico dos grãos.

Bjerrum (1973) menciona os possíveis erros na determinação dos limites de consistência com amostras secas ao ar, como por exemplo a diminuição dos valores.

Então utilizou-se amostras em seu estado natural, prática também recomendada por Ladd e DeGroot (2003).

#### **4.1.2 Matéria Orgânica**

O teor de matéria orgânica foi determinado pelo método da perda de peso por aquecimento (PPA). Neste método o solo é submetido à secagem em estufa, por 24 horas, com temperatura de 105°C. Após esse período é colocado em uma mufla para queima da matéria orgânica, com temperatura (440°C) por no mínimo 4 horas ou até que o peso seja constante (Campos, 2006).

#### **4.1.3 Caracterização Físico-química**

Para complementação da caracterização físico-química foram realizados os seguintes ensaios: pH em água e em solução de 0,1 N de KCL, sais solúveis e condutividade elétrica. Estes ensaios foram realizados seguindo as metodologias propostas no Manual de Métodos de Análise de Solo (EMBRAPA, 1997).

#### **4.1.4 Caracterização Mineralógica**

Para caracterização mineralógica foram realizados ensaios de difração por raios-X. Estes foram executados no Departamento de Ciência dos Materiais e Metalurgia (DCMM) da PUC-Rio, utilizando um difratômetro modelo D8 Discover, com irradiações realizadas no intervalo de 2 a 32°. A velocidade de varredura foi de 0,02° por segundo e tempo de contagem de 0,3° por minuto.

Pelo método do pó foram feitas análises das amostras passantes nas peneiras #200 e #400. Para melhor caracterizar as frações silte e argila foram confeccionadas lâminas delgadas pelo método do gotejamento. Com o material passante na peneira # 40 foram feitas lâminas na condição do solo natural e outra denominada de lâmina glicolada, que foram deixadas em um dessecador para serem saturadas com etilenoglicol por 24 horas, e então foram realizados os ensaios.

#### **4.1.5 Tensão após amostragem**

A coleta da amostra implica, naturalmente, na anulação das tensões totais que o maciço exercia sobre esta. Esse alívio de tensões provoca uma tendência a expansão, a

qual, supondo que o solo está praticamente saturado, vai levar a uma redução da poropressão para valores negativos (inferiores à pressão atmosférica). Esta pressão negativa residual,  $u_{res}$ , corresponderá, baseando-se no princípio da tensão efetiva, a um estado de tensão isotrópico simétrico de  $u_{res}$ , logo positivo. É basicamente o estado da amostra após a coleta, conforme ilustra a Figura 15. Levando em consideração que são protegidas de modo a impedir a variação do teor de umidade e conseqüentemente variações volumétricas.

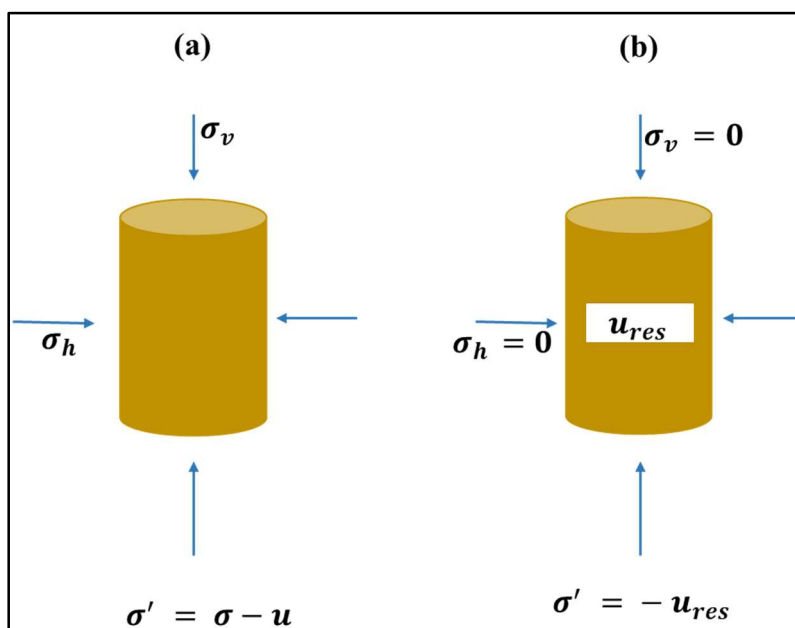


Figura 15. Tensões na amostra (a) antes da amostragem (b) após amostragem.

Em todas as amostras foram realizados ensaios para determinação da sucção na umidade natural, utilizando o método do papel filtro, pois este parâmetro fornece diretamente o valor da tensão efetiva após a amostragem. As amostras foram moldadas com auxílio de um anel metálico com 50 mm de diâmetro e 20 mm de altura. O papel utilizado foi da marca Whatman N°42. Os corpos-de-prova foram embalados com filme plástico de PVC em diversas camadas e com papel alumínio, em seguida foram colocados em um caixa de isopor (Figura 16). O tempo de equilíbrio utilizado foi de 7 dias. A curva de calibração utilizada foi a de Chandler et. al (1992). Este procedimento pode ser encontrado em Marinho (1994).



Figura 16. Ensaio de papel filtro.

#### 4.1.6 Adensamento Edométrico

Os ensaios de adensamento edométrico foram realizados em prensas de adensamento tipo Bishop com drenagem dupla e anel fixo. Os corpos de prova indeformados foram moldados a partir dos shelbies seguindo procedimento recomendado por Ladd & DeGroot (2003), conforme passos descritos abaixo:

- a) Serrar um seguimento do tubo, sem cortar a amostra;
- b) Cortar a amostra com um fio de aço;
- c) Introduzir uma agulha com um fio de aço, segundo a geratriz do amostrador, fazendo percorrer a interface solo-amostrador pelo menos 4 revoluções completas, para destacar a amostra do tubo amostrador.

Os corpos de prova foram moldados com dimensões de 19,8 mm de altura e 71,5 mm de diâmetro. O processo para extrusão da amostra é ilustrado na Figura 17.

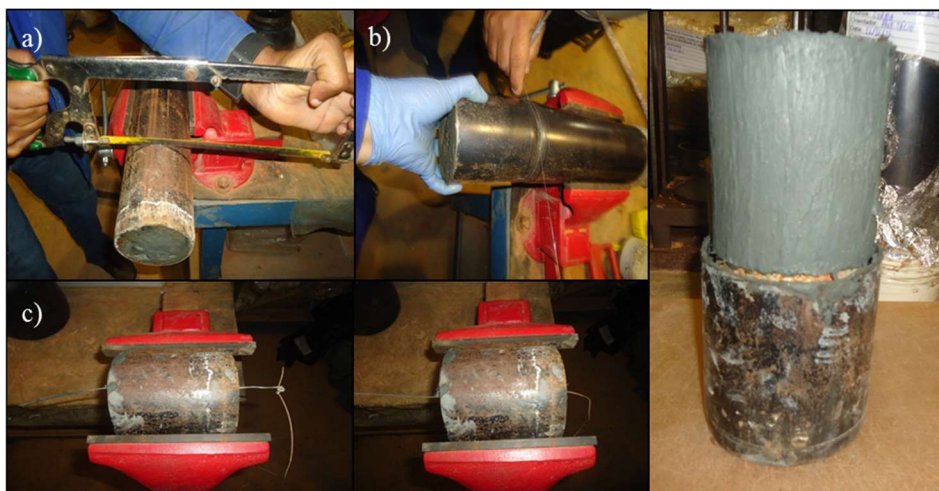


Figura 17. Procedimento para extrusão da amostra indeformada.

O ensaio foi montado seguindo as recomendações da ABNT, segundo a norma MB-3336 (Solo – Ensaio de Adensamento Unidimensional). As tensões verticais totais de carregamento foram: 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240, 480, 960 kPa mantidas constantes por 24 horas, sendo utilizadas, no descarregamento, tensões de 480, 120, 30 e 8 kPa, também mantidas por 24 horas. Este foram realizados pelos técnicos do laboratório da PUC-Rio.

#### 4.1.7 Resistência ao cisalhamento

Para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento em laboratório foram realizados ensaios triaxiais drenados e não drenados, estes realizados pela autora. Os procedimentos adotados seguiram recomendações de Bishop e Henkel (1962) e Head (1986).

Os corpos de prova foram obtidos com dimensões aproximadas de 7,8 cm de altura e 3,8 cm de diâmetro, a partir de amostras indeformada. Para os ensaios UU a velocidade de deformação axial imposta ao corpo de prova de 0,05 mm/min.

Para saturação dos corpos de prova moldados foi utilizada a técnica de contrapressão. Além de saturar o corpo de prova, este procedimento dissolve bolhas de ar que possam existir tanto entre a amostra e a membrana, quanto nas linhas de contrapressão (drenagem). Para verificar o grau de saturação calculava-se o parâmetro B de Skempton (1954), através da Equação 1:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c} \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

$\Delta u$  – excesso de poropressão gerado

$\Delta \sigma_c$  – acréscimo de tensão confinante aplicado

As amostras eram consideradas saturadas com valores de B maiores ou iguais a 0,95. A pressão confinante excedia a contrapressão em 10 kPa.

O adensamento realizado foi isotrópico e com os dados do ensaio, obteve-se o valor  $t_{100}$  através do gráfico variação volumétrica ( $\text{cm}^3$ ) x raiz do tempo (minutos), seguindo as recomendações de Head (1986). O cálculo da velocidade de cisalhamento foi feito conforme Equação 2, empírica e proposta por Head (1986):

$$V_{\max} = \frac{\varepsilon_{er} \times L}{100 \times t_r} \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

$V_{\max}$  - velocidade de deformação axial;

L - altura do corpo de prova em mm;

$\epsilon_{cr}$  - deformação axial específica estimada na ruptura, em %;

$t_r$  - tempo mínimo para a ruptura em minutos.

Para ensaios CIU sem drenagem radial o valor de  $t_r$  é 0,51 vezes o valor de  $t_{100}$ . Já para ensaios CID sem drenagem radial é de 8,5 vezes o valor do  $t_{100}$ . Head (1986) recomenda adotar um valor mínimo de  $t_r$  igual a 120 minutos para os dois ensaios.

Admitiu-se que a ruptura ocorreria para uma deformação axial de 1%. Desta forma, a velocidade de deformação axial máxima calculada para o ensaio CIU foi de 0,004 mm/min e para os ensaios CID foi de 0,002 mm/min. Os ensaios foram realizados sem drenagem lateral.

## 4.2 Ensaios de Campo

### 4.2.1 Sondagens de simples reconhecimento – SPT

Ao total, foram realizadas 52 sondagens à percussão, com determinação da umidade em todos os pontos, seguindo as diretrizes preconizadas nas normas descritas abaixo. Conforme ilustrado na Figura 18, estas sondagens foram realizadas principalmente nas vias de acesso, onde se concentrava um fluxo maior de carros e caminhões, e conseqüentemente, mais carga. As sondagens foram executadas até 10 metros de profundidade, que foi estimada com base na profundidade máxima que a fundação das estruturas iria atingir. Além disso de, pelas sondagens anteriores, esta era a profundidade estimada da base da camada de argila mole. Abaixo de dez metros começa a aparecer uma camada de solo residual.

- ✓ NBR-6484/01 - *Execução de sondagens de simples reconhecimento de solos*
- ✓ NBR 7250/82 - *Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimentos de solos*

### 4.2.2 Ensaio de Piezocone – CPTu

Foram realizados cinco ensaios de penetração de cone com medida de poropressão CPTu. O ensaio consiste na cravação estática de uma haste no solo, a qual possui na sua extremidade inferior uma ponteira com formato cônico, ângulo de vértice de 60° e área

transversal de 10 cm<sup>2</sup>. A ponteira foi cravada com uma velocidade constante, aproximadamente igual a 2 cm/s. Os procedimentos e equipamentos para a realização destes ensaios seguem as seguintes normas:

- ✓ NBR 12069/91 – *Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT)*;
- ✓ PROC-INV-04 – *Ensaio de penetração de cone com medida de poropressão – CPTu*;
- ✓ ASTM D-5778-07- *Standard test method for performing electric friction cone and piezocone testing of soils*.

Os ensaios envolveram a execução de pré-furos para ultrapassar a camada superficial de aterro e/ou camada resistente/ressecada e atingir uma região de solo saturado. Os procedimentos de saturação do sistema de medida de poropressão foram observados bem como a aferição da calibração do instrumento. A seguir são apresentadas as profundidades de ensaios, locados conforme explicitado na Tabela 5 e na Figura 18.

Tabela 5. Profundidade final dos ensaios de piezocone.

<b>Furo</b>	<b>Prof. Final (m)</b>
CPTu-01	6,64
CPTu-02	10,52
CPTu-03	10,52
CPTu-04	7,38
CPTu-05	7,34

#### 4.2.3 Vane Test

Foram realizados um total de vinte ensaios Vane Test, sendo cinco em cada vertical, em profundidades diferentes, nos pontos 02, 03, 04 e 05, empregando as seguintes normas:

- ✓ NBR- 10905/89 - *Solo - Ensaio de palheta in situ*;
- ✓ ASTM D2573-08 - *Standard test method for field vane shear test in cohesive soil*.

O ensaio consiste na cravação de uma palheta de seção cruciforme, submetida a um torque necessário para cisalhar o solo por rotação. O equipamento utilizado no ensaio foi um modelo elétrico procedente da Geotech, munido de um dispositivo para auxiliar na identificação do atrito no sistema, visando assim, eliminar das leituras qualquer efeito de



atrito nas hastes que acionem a palheta. O ensaio foi realizado com pré-furo, sendo realizado com perfuratriz até a camada a ser ensaiada.

O ensaio emprega palheta com 6,5 cm de diâmetro e 13,0 cm de altura. Após a cravação da palheta no solo, na profundidade do ensaio, posiciona-se a unidade de torque e medição, zeram-se os instrumentos e aplica-se imediatamente o torque com a velocidade de 6°/min. As medições de torque e rotação são efetuadas no topo do sistema de hastes.

Com base no torque medido, é possível obter a resistência não drenada do solo a partir da Equação 3:

$$S_{u \text{ vane}} = \frac{0,86(M - A)}{\pi D^3} \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

M – Torque máximo medido (Nm)

A - Atrito medido (Nm)

Após a obtenção de resistência não-drenada na condição indeformada, procedem-se dez voltas rápidas da palheta, reiniciando-se as medições de modo a se obter a resistência não drenada na condição amolgada. Os ensaios foram realizados em pontos próximos aos ensaios de CPTu, cuja localização está apresentada na Figura 18.

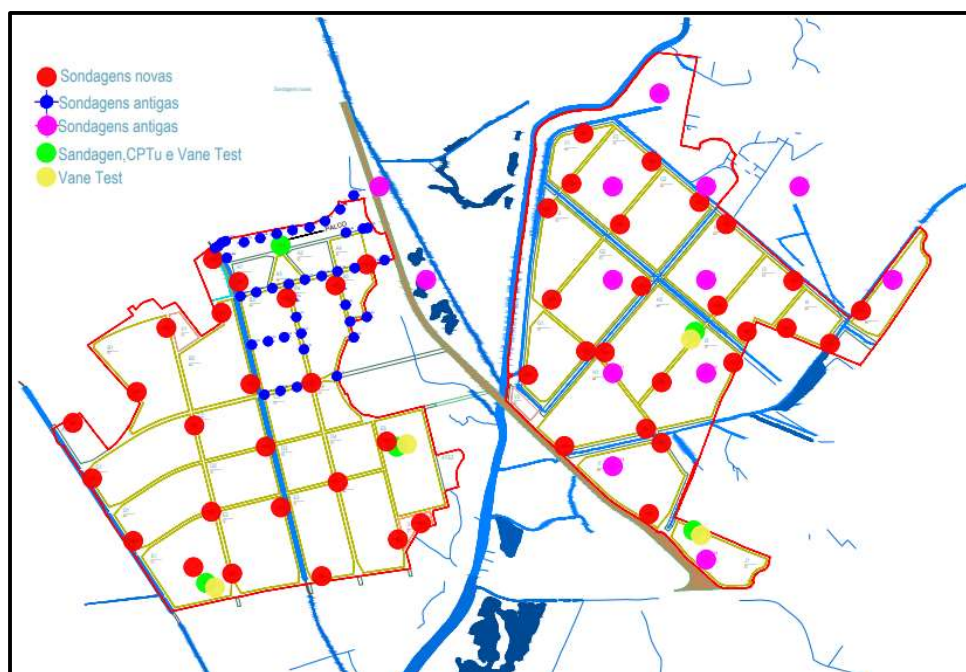


Figura 18. Localização dos ensaios de campo.

## 5

### Caracterização e Classificação de Laboratório

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de caracterização física, química e mineralógica e a classificação do solo através desses ensaios de laboratório.

#### 5.1 Caracterização visual

No total, foram analisadas dez amostras, identificadas como SHB seguidas da numeração do ponto e da posição de retirada de coletadas, extraídas de cinco pontos diferentes, sendo duas amostras em cada ponto, como apresentado no capítulo 3.

Na Baixada de Guaratiba, 59 % dos solos correspondem a solos transportados ou sedimentos quaternários, onde 48 % são solos salinos e 11 % não salinos (Santos, 2004). O ambiente caracteriza-se como flúvio marinho, os mangues são cortados pelos rios Piraquê e Pirocão e uma série de canais, sujeitos as marés.

De uma maneira geral, os solos apresentam-se com umidade alta e horizontes com coloração acinzentada, próprios dos compostos reduzidos. Devido à alternância do nível de água apresentam manchas vermelhas e amareladas indicando formas oxidadas de ferro e manganês. Essas características são observadas nas amostras retiradas dos shelbies, ilustradas na Figura 19, que apresentam coloração cinza escura, odor de enxofre, pouco material orgânico e algumas conchas.

A cor do solo fornece pistas importantes a respeito dos constituintes, como também do estado de oxirredução. Verifica-se que as camadas mais superficiais, ou as primeiras amostras, apresentam características do processo de oxirredução, que ocorre devido à presença do ar. Os pontos de coleta das amostras estão próximos ao nível freático. As amostras foram coletadas a profundidade aproximada de 1,0 m onde o nível de água na ocasião estava a 0,80 m, sendo que esse nível nessa região varia em função do nível das marés e das precipitações. Então devido essa a variação, a camada superior é caracterizada por zona de oxidação e os solos apresentam manchas avermelhadas e amareladas, bem visíveis em todos as amostras superficiais.

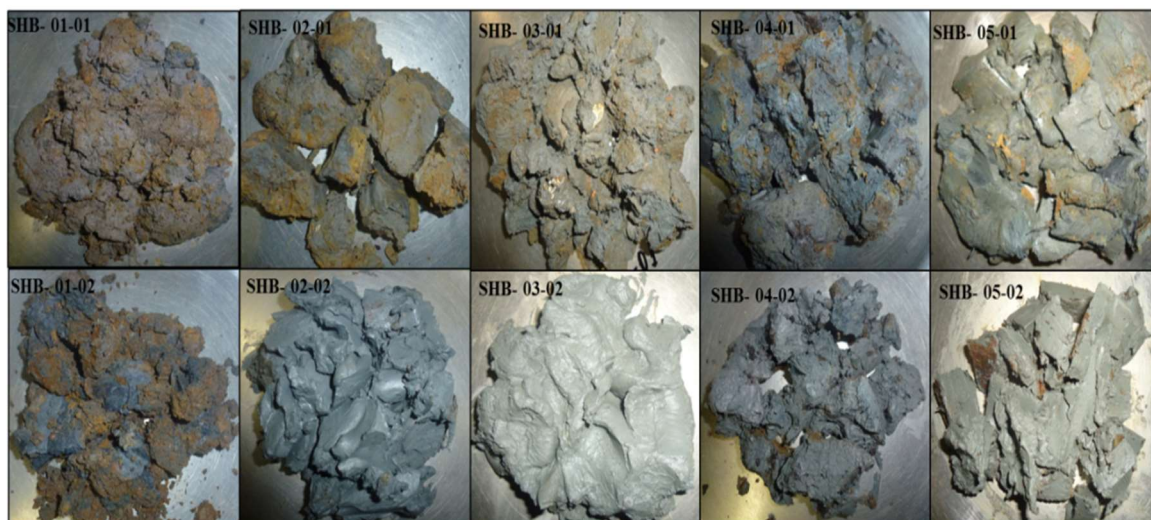


Figura 19. Amostras naturais.

Quando não há essa variação do nível d'água, não há presença de oxigênio, ocorrendo a redução do ferro, dando a cor cinzenta das argilas moles. As amostras mais profundas apresentam uma coloração uniforme cinza. A redução é comum em ambientes hidromórficos, onde a massa de solo encharcado é acinzentada (gleizada), podendo ser branca quando seca. O manganês e o cobalto apresentam comportamento semelhante ao do ferro, o que pode ser um indicador importante de excesso ou deficiência desses três elementos. Assim, para uma perfeita caracterização desses solos é fundamental uma análise físico-química dos mesmos.

## 5.2 Densidade relativa dos Grãos e Distribuição Granulométrica

A densidade relativa dos grãos, para areias, pode ser um indicativo dos minerais presentes no solo, porém para argilas, devido à variedade de minerais presentes, a densidade expressa uma média das densidades relativas desses minerais. Para solos argilosos a densidade relativa dos grãos pode variar de 2,60 a 2,90 e caso contenha quantidades apreciáveis de turfa ou material orgânico, podem ser consideravelmente menores do que 2,65 e às vezes até abaixo de 2,00 (Head, 2006). De acordo com Lambe e Whitman (1979), densidade relativa média dos grãos de argilas inorgânicas é da ordem de 2,65.

A densidade relativa dos grãos média das amostras é de 2,64 e os valores individuais da densidade relativa dos grãos obtidos de cada amostra estão dispostos nas

tabelas abaixo, juntamente com a análise granulométrica. Logo em seguida, são apresentadas suas respectivas curvas granulométricas.

Para todas as amostras, a análise granulométrica foi realizada por peneiramento e sedimentação. A granulometria indica o grau de intemperismo dos solos. As frações mais grossas, são normalmente encontradas em solos pouco intemperizados. O processo do intemperismo leva à sua fragmentação física e decomposição química, dando origem a minerais secundários, mais estáveis no ambiente da superfície. A partir da Tabela 6 são apresentados os dados das amostras, iniciando do ponto 1 e a Figura 20 apresenta a curva granulométrica das duas amostras.

A densidade relativa dos grãos para esse ponto aumentou com a profundidade bem como a quantidade percentual de finos. Esse aumento de finos influencia diretamente na densidade relativa dos grãos, pois implica em dizer que há variedade maior de minerais nesta amostra mais profunda e estes são mais pesados.

As curvas das amostras SHB-01-01, SHB-01-02 possuem um percentual maior que 50% de areia, podendo ser consideradas como areias argilosas. Essa amostra é mais próxima da Serra da Capoeira Grande, explicando a presença da areia e até pedregulhos nesta amostra. Pela sondagem essa amostra foi classificada como argila mole a média com Nspt de 4 a 5 até 4 metros.

Tabela 6. Densidade realativa dos grãos e análise granulométrica amostra SHB-01.

Amostra	Prof. (m)	D <sub>r</sub>	Granulometria (%)					
			Pedreg.	Areia			Silte	Argila
				Grossa	Média	Fina		
SHB-01-01	1,9 - 2,5	2,57	2,76	31,69	18,57	12,67	18,60	15,71
SHB-01-02	2,5- 3,10	2,63	5,73	24,37	12,28	9,98	9,50	38,14

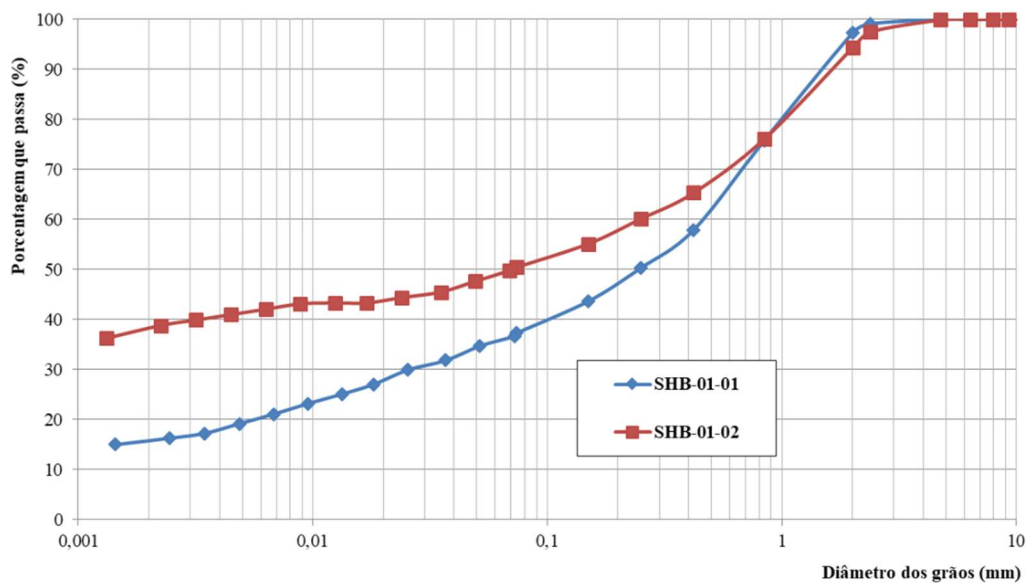


Figura 20. Curvas granulométricas das amostras do ponto 01.

A partir do ponto 02, os maiores grãos encontrados são de areia média. No ponto 02 observa-se que a densidade relativa dos grãos das duas amostras são iguais e que há uma significativa variação do tamanho dos grãos, visualmente já apresentavam diferenças, como mostrado na Figura 19 em que foram apresentadas as amostras naturais. Os dados estão apresentados na Tabela 7 e na Figura 21.

Tabela 7. Densidade relativa dos grãos e análise granulométrica amostra SHB-02.

Amostra	Prof. (m)	$D_r$	Granulometria (%)					
			Pedreg.	Areia			Silte	Argila
				Grossa	Média	Fina		
SHB-02-01	0,7 - 1,3	2,56	-	-	-	30,08	25,92	44,00
SHB-02-02	3,7 - 4,3	2,56	-	-	-	1,51	36,01	62,48

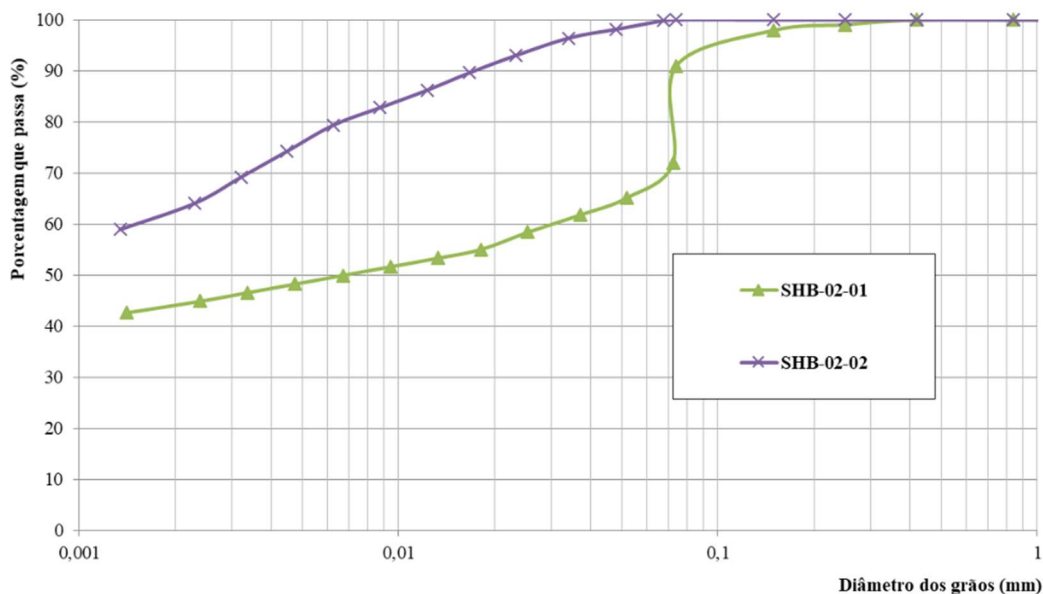


Figura 21. Curvas granulométricas das amostras do ponto 02.

Na Tabela 8 e na Figura 22 estão apresentados os resultados do ponto 03. A amostra SHB-03-02 apresentou uma coloração mais clara que as demais, o que evidencia um processo de redução do ferro e sulfatos, mais intenso que as demais amostras, apresentando assim uma densidade relativa dos grãos um pouco maior e com percentual maior de finos. Já amostra SHB-03-01 apresenta densidade relativa dos grãos menor e percentuais de areia fina, silte e argila bem próximos, um pouco mais que 30%.

Tabela 8. Densidade relativa dos grãos e análise granulométrica amostras SHB-03.

Amostra	Prof. (m)	D <sub>r</sub>	Granulometria (%)					
			Pedreg.	Areia			Silte	Argila
				Grossa	Média	Fina		
SHB-03-01	1,4 - 2,0	2,67	-	-	-	32,20	31,29	36,51
SHB-03-02	2,7 - 3,3	2,73	-	-	-	11,64	33,53	54,83

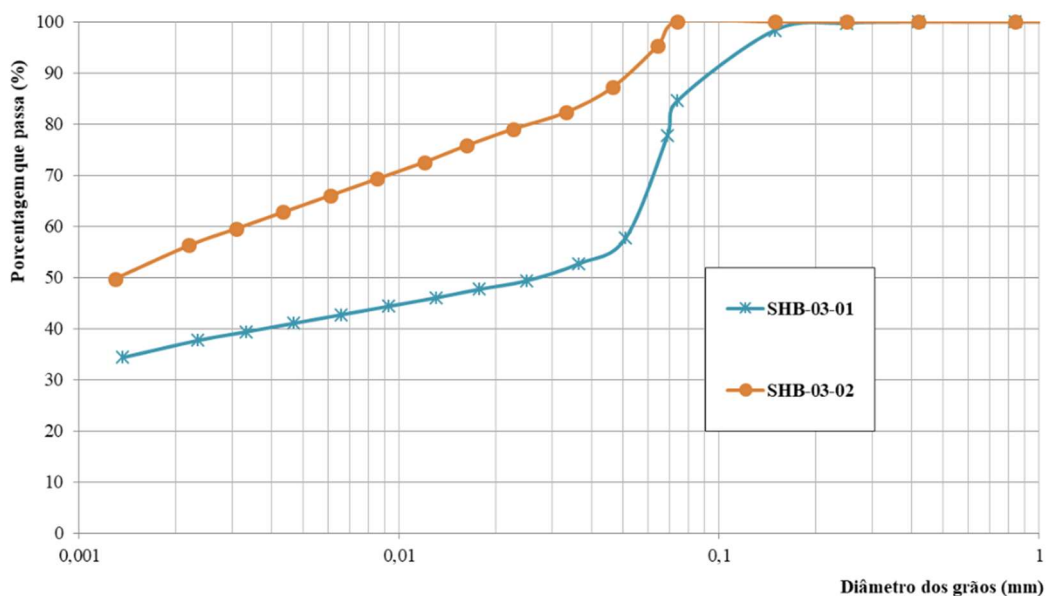


Figura 22. Curvas granulométricas das amostras do ponto 03.

No ponto 04 as duas amostras apresentam um perfil mais homogêneo com as densidades relativa dos grãos próximas bem como a granulometria, conforme mostra a Tabela 9 e a Figura 23. É importante ressaltar que o ponto 4 encontra-se mais próximo ao Rio Piraquê, o que implica em uma cota de coleta mais baixa e um nível do lençol mais alto com relação as outras amostras, ou seja, amostras mais homogêneas, sendo evidentes através das curvas granulométricas.

Tabela 9. Densidade relativa dos grãos e análise granulométrica amostras SHB-04.

Amostra	Prof. (m)	Dr	Granulometria (%)					
			Pedreg.	Areia			Silte	Argila
				Grossa	Média	Fina		
SHB-04-01	0,7 - 1,3	2,58	-	-	1,13	7,21	27,78	63,88
SHB-04-02	2,7 - 3,3	2,65	-	-	-	0,33	33,43	66,24

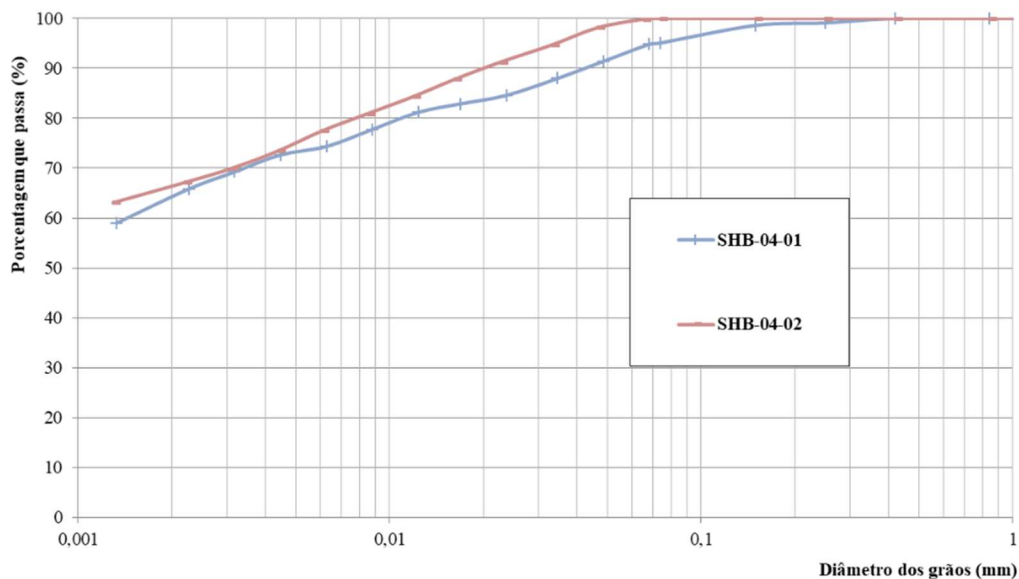


Figura 23. Curvas granulométricas das amostras do ponto 04.

As amostras do ponto 5 apresentam também praticamente a mesma densidade relativa dos grãos, conforme mostra a Tabela 10, já as granulometrias estão bem distintas, conforme mostra a Figura 24, com percentual de areia fina maior que o percentual de argila, na amostra SHB-05-01.

Tabela 10. Densidade relativa dos grãos e análise granulométrica amostras SHB-05.

Amostra	Prof. (m)	Dr	Granulometria (%)					
			Pedreg.	Areia			Silte	Argila
				Grossa	Média	Fina		
SHB-05-01	0,7 - 1,3	2,75	-	-	-	44,24	19,22	36,54
SHB-05-02	2,7 - 3,3	2,74	-	-	-	0,28	31,86	65,86



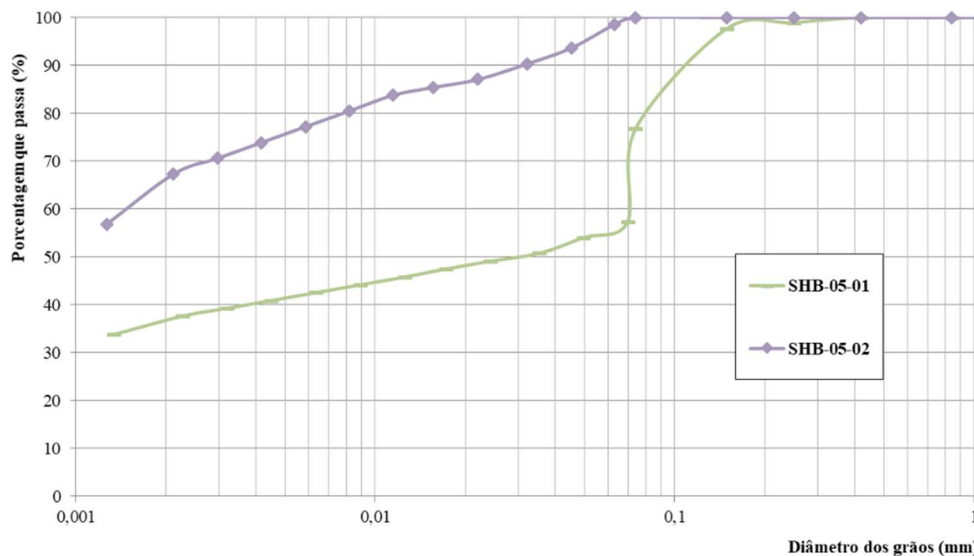


Figura 24. Curvas granulométricas das amostras do ponto 05.

As curvas do SHB-02-01, SBH-03-01 e SHB-05-01 apresentam granulometria descontínua, porém estas e as demais amostras apresentam um percentual elevado de finos e são classificadas como argilas. Os percentuais mínimos e máximos de argila, respectivamente 36,51% e 66,24%, se encontram dentro da faixa encontrada para solos moles da Baixada Fluminense. A maioria das amostras, exceto ponto 01, classificam-se como argila muito mole pelas sondagens, e apenas a amostra SBH-03-01 é classificada como argila mole.

Devido às condições de formação dos solos sedimentares é natural as curvas não apresentarem um padrão. Porém algumas características, como as amostras mais profunda com maiores percentuais de argila, podem ser justificadas pelo processo de redução do ferro, onde há destruição parcial dos minerais argilosos, e há liberação de Si (silica). Assim, restando no horizonte superficial o material quartzoso, que não se dissolve. Logo, nas amostras superficiais há maior quantidade de areia.

### 5.3 Teor de umidade Natural e Limites de Consistência

Para solos argilosos, a umidade é um parâmetro fundamental, principalmente quando analisado com os limites de consistências. Estes podem indicar um dado comportamento quando correlacionados.

Foram realizados ensaios para determinação do teor de umidade com as amostras indeformadas no amostrador shelby e também com as amostras coletadas com o amostrador Raymond durante a realização do ensaio de SPT. Analisando os resultados percebe-se um aumento do teor de umidade com a profundidade, para as amostras dos shelbys. Na Tabela 11 e na Figura 25, são apresentados os teores de umidades e os perfis de umidade tanto das amostras como dos SPT's.

Tabela 11. Teor de umidade natural.

Amostra	Prof. (m)	w (%)
SHB-01-01	1,9 a 2,5	21,14
SHB-01-02	2,5 a 3,1	34,00
SHB-02- 01	0,7 a 1,3	77,17
SHB-02- 02	3,7 a 4,3	124,77
SHB-03-01	1,4 a 2,0	95,62
SHB-03-02	2,7 a 3,3	184,91
SHB-04-01	0,7 a 1,3	116,41
SHB-04-02	2,7 a 3,3	134,84
SHB-05-01	0,7 a 1,3	87,46
SHB-05-02	2,7 a 3,3	88,68

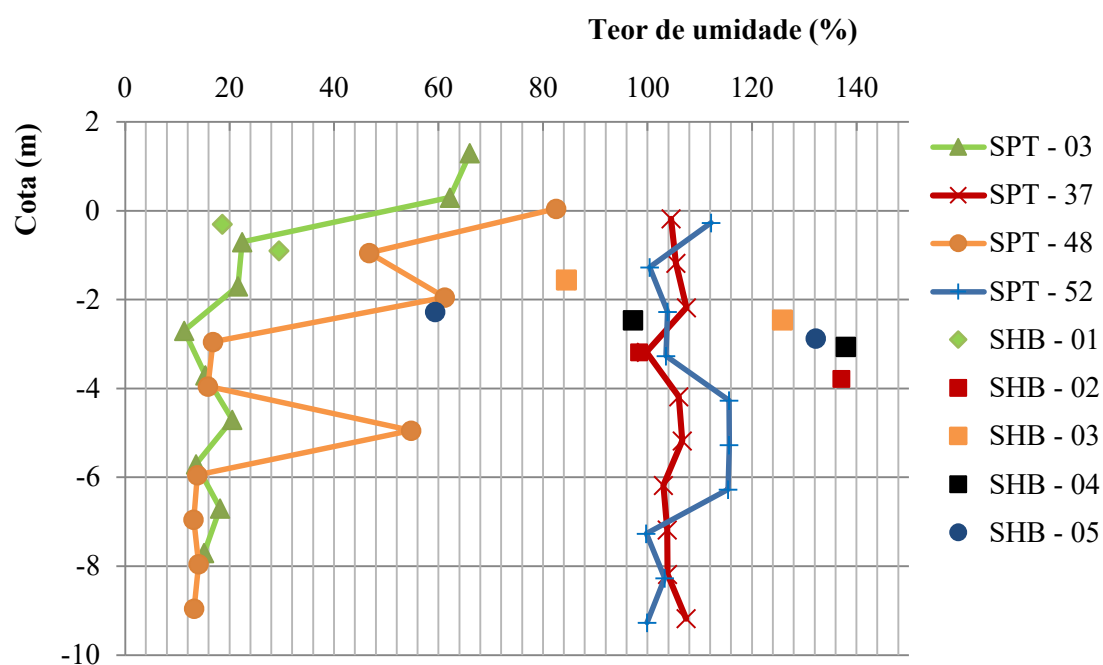


Figura 25. Teor de umidade versus cota: SPT e Shelbys.

O teor de umidade nas amostras variou de 21,14% a 184,91%, sendo as amostras do ponto 01 com menor teor de umidade e a amostra SHB-03-02 com maior teor de umidade. Na Figura 25 foram comparados os teores de umidades obtidas nos shelbys com os teores de umidade obtidas nas amostras da sondagem. Observa-se valores próximos apenas no ponto 01, nas demais houve grande diferença. Os teores de umidade são úteis para fazer correlações com outros dados, como serão apresentados adiante, e também indicam certos comportamentos quando analisados juntamente com os limites de Atterberg.

Os limites de Atterberg foram realizados com amostras no estado natural, exceto amostra 01, areia argilosa. Diversos autores ressaltam a importância da realização do ensaio com a amostra no estado natural, Bjerrum (1973), Bogossiam & Lima (1974), Ladd & DeGroot (2003).

Bogossiam & Lima (1974) realizaram diversos ensaios de limite de liquidez das argilas siltosas orgânicas moles à média de origem marinha. Quando secas ao ar, estas argilas apresentaram valores bastante inferiores ao seu teor de umidade natural e incompatíveis com a consistência do solo. Os mesmos ensaios foram realizados sem secagem prévia e apresentaram valores próximos e superiores aos teores de umidade natural, bem coerente com os valores esperados.

A Tabela 12 apresenta os limites de consistência das amostras e o índice de plasticidade, dado pela diferença entre o limite de liquidez e plasticidade. Observa-se que as amostras inferiores, exceto para amostra 01, apresentam maiores umidades e limites de liquidez devido ao maior percentual de argila. Essa relação fica evidente na Figura 26, onde são apresentados os limites em função de cota.

Tabela 12. Limites de Atterberg.

<b>Amostra</b>	<b>w (%)</b>	<b>w<sub>L</sub> (%)</b>	<b>w<sub>P</sub> (%)</b>	<b>IP (%)</b>
SHB-01-01	21,14	26,05	13,98	12,07
SHB-01-02	34,00	61,49	22,38	39,11
SHB-02-01	77,17	78,19	32,70	45,49
SHB-02-02	124,77	146,97	47,11	99,86
SHB-03-01	95,62	83,23	32,25	50,98
SHB-03-02	184,91	123,40	38,61	84,78
SHB-04-01	116,41	116,95	43,36	73,59
SHB-04-02	134,84	143,53	51,39	92,14
SHB-05-01	87,46	72,00	27,03	44,96
SHB-05-02	88,68	148,35	47,46	100,89

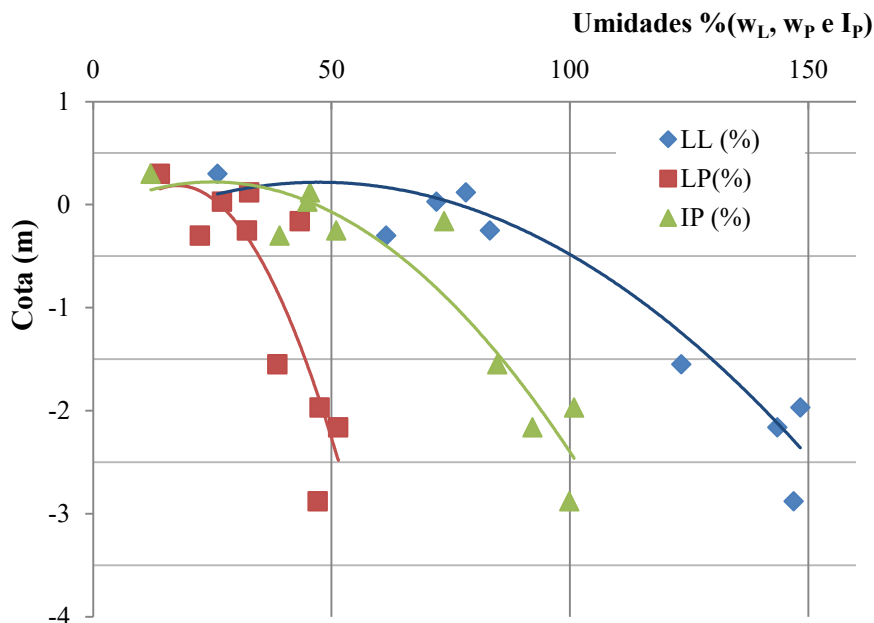


Figura 26 . Limites (w<sub>L</sub>, w<sub>P</sub>) e I<sub>P</sub> versus cota.

De um modo geral, os limites tendem a crescer com o aumento de percentual de finos do solo. Segundo Fernandes (2011), em solos mais recentes apresentam o teor de umidade próxima do limite de liquidez ou maiores, implicando numa consistência baixa e compressibilidade elevada. Em solos mais antigos a tendência é que apresentem teor de umidade abaixo do limite de liquidez, sendo a consistência crescente com esse afastamento. Na Figura 27 são apresentados os valores dos limites e umidade versus a cota, para melhor ilustrar essa relação entre as umidades.

Ao analisar a Figura 27, observa-se que na maioria das amostras, o teor de umidade natural encontra-se entre os valores de umidade relativos aos limites w<sub>P</sub> e w<sub>L</sub>. E estas teoricamente seriam mais recentes, e em três amostras os valores do teor de umidade são bem maiores que o LL, e estas seriam mais antigas. Observa-se que as amostras do ponto 03 e na amostra SHB-05-01 apresentam umidade maior que o limite de liquidez.

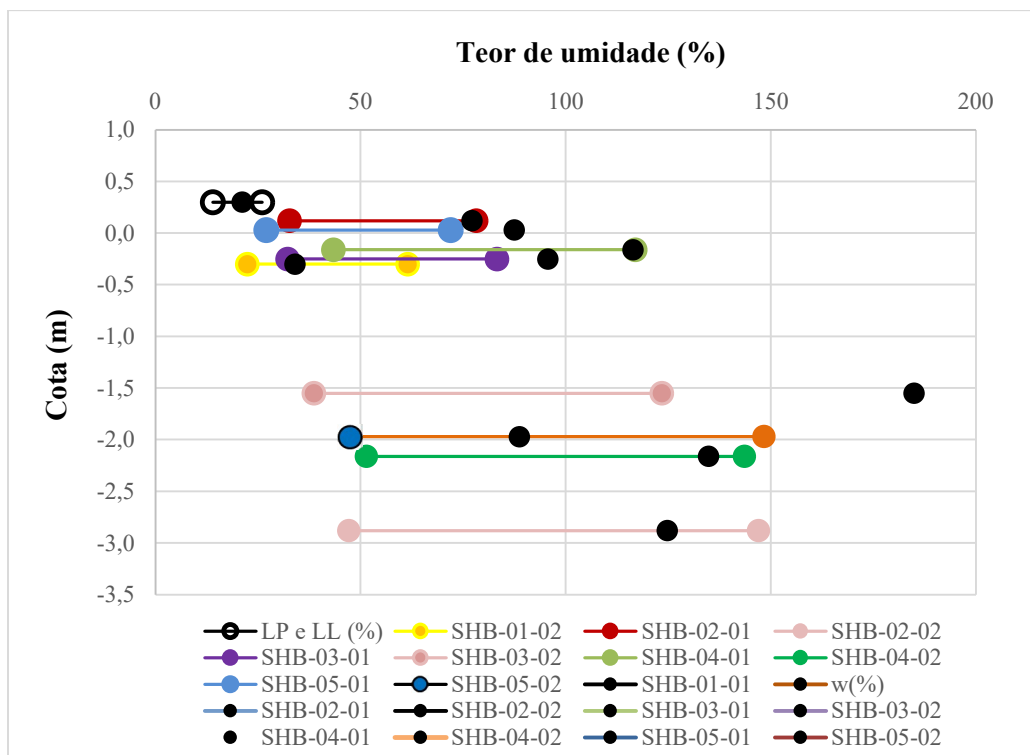


Figura 27. Umidade, Limite de plasticidade e Limite de liquidez versus cota.

A partir dos limites de Atterberg e do teor de umidade natural é possível obter o índice de liquidez, apresentado na Tabela 13. Head (1986) classifica a argila quando à plasticidade de acordo com índice de liquidez, conforme valores apresentados na Tabela 14.

Tabela 13. Índice de liquidez .

Índice de Liquidez
$I_L = \frac{w - LP}{LL - LP}$

Tabela 14. Classificação da plasticidade das argilas em função do índice de liquidez (Head, 1986)

Plasticidade	$I_L$ (%)
Baixa	< 35
Média	35 - 50
Alta	50 - 70
Muito	70 - 90
Extremamente alta	> 90

A Tabela 15 exibe a classificação das amostras quanto ao critério apresentado. Como esperado as amostras do ponto 01 apresentam baixa plasticidade, pois trata-se de uma areia argilosa. As demais amostras apresentam plasticidade muito alta e extremamente alta. Observa-se que as amostras mais profundas apresentam valores maiores do índice de plasticidade, em virtude da quantidade de finos apresentados na granulometria.

Tabela 15. Classificação das amostras quanto à consistência e quanto à plasticidade.

<b>Amostra</b>	<b>I<sub>L</sub></b>	<b>Plasticidade (Head, 1986)</b>
SHB-01-01	19,98	Baixa
SHB-01-02	33,43	Baixa
SHB-02-01	76,45	Muito alta
SHB-02-02	124,30	Extremamente alta
SHB-03-01	94,99	Extremamente alta
SHB-03-02	184,45	Extremamente alta
SHB-04-01	115,82	Extremamente alta
SHB-04-02	134,28	Extremamente alta
SHB-05-01	86,86	Muito alta
SHB-05-02	88,21	Muito alta

De acordo com Bjerrum (1973), os limites de liquidez são influenciados pelo teor de sais solúveis e pela mineralogia dos solos moles. Com o aumento da quantidade de sal, conseqüentemente, há um aumento no  $w_L$ . Santos (2004) realizou ensaios com amostras no estado natural e com amostras lavadas, e como esperado, verificou-se uma diminuição do  $w_L$  com a lavagem da amostra.

Conforme mencionado no parágrafo, anterior quanto maior a concentração de sais maiores os valores dos  $w_L$ . As concentrações de sais solúveis nas amostras serão apresentadas no Item 5.6., porém já se observa que as amostras com maiores valores de  $w_L$  apresentam maiores teores de sais solúveis. Neste contexto, verifica-se a importância da determinação dos sais solúveis presentes nas amostras de solos argilosos.

## 5.4 Atividade Coloidal e Mineralogia

A fração argila é a mais importante do solo, devido às suas propriedades físicas e químicas, como a capacidade de troca de cátions e ânions e as propriedades reológicas, relacionadas ao comportamento físico. Estas propriedades são derivadas da natureza coloidal desta fração, associada à sua composição química.

O teor de umidade do solo é função da atividade coloidal do mineral presente e da fração de argila. Skempton (1953) comprovou que o mesmo acontece com o limite de liquidez e com o índice de plasticidade. As experiências de Skempton (1953) são apresentadas na Figura 28, junto com os resultados do presente trabalho.

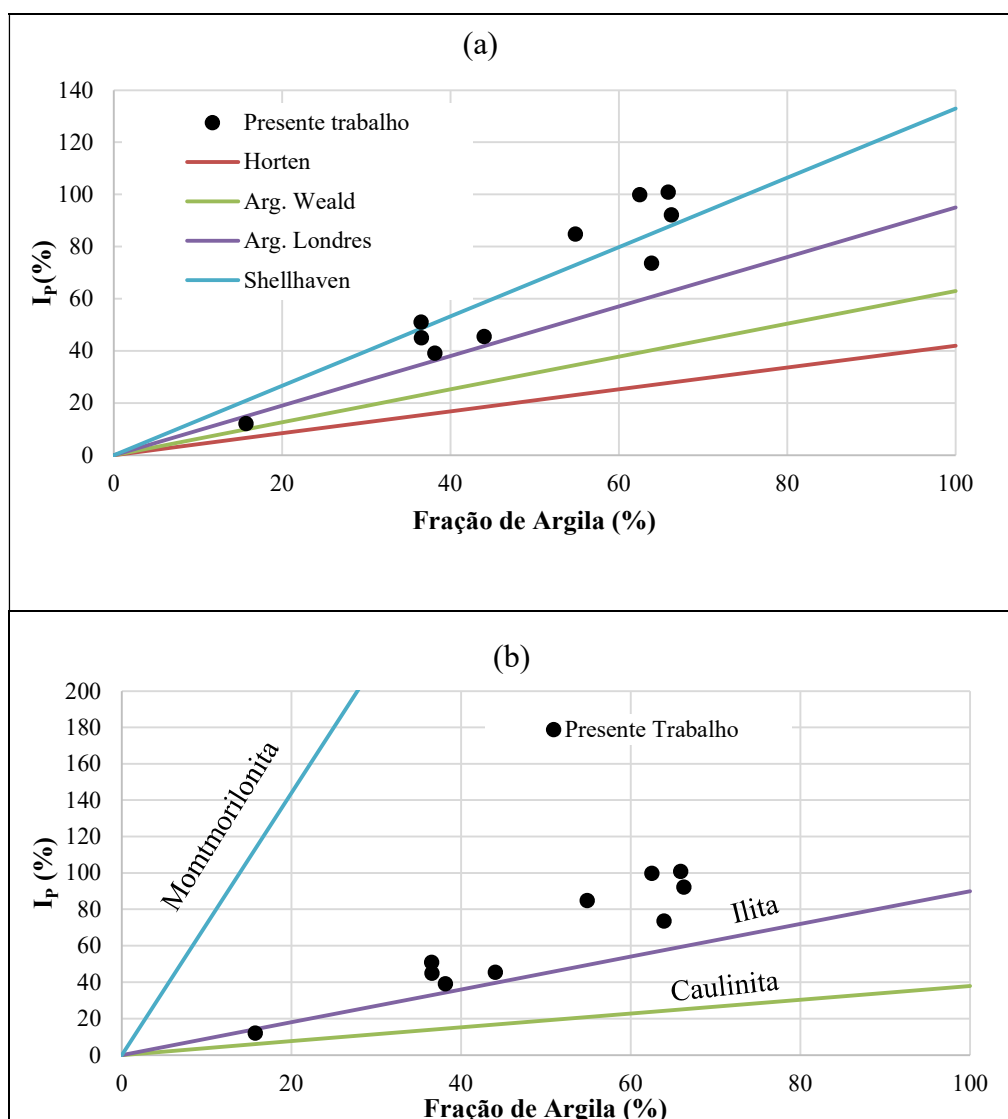


Figura 28. Relação entre a porcentagem de argila e o índice de plasticidade: (a) em quatros solos naturais (b) em misturas de areia e quartzo com frações puras de caulinita, illita e montmorilonita (Modificado de Skempton, 1953).

Skempton (1953) verificou que para cada solo a proporcionalidade entre o índice de plasticidade e a fração de argila é evidente, e o fato de a inclinação da reta ser distinta para cada solo reflete a influência do argilomineral presente. À essa inclinação deu o nome de índice de atividade das argilas ( $I_a$ ), determinado através da utilização da expressão apresentada na Equação 4, que serve como indicativo da influência da fração argila no comportamento do solo.

$$I_a = \frac{I_p}{\% < 2\mu m} \quad \text{Equação 4}$$

Argilas com índice de atividade menor que 0,75 são consideradas inativas, quando esse índice está entre 1,25 e 0,75 a atividade é considerada normal, sendo então ativa para valores maiores que 1,25. Para Bjerrum (1973) a atividade de uma argila é reduzida consideravelmente com a diminuição da concentração de sal. A Tabela 16 apresenta os o índice de atividade das amostras.

Tabela 16. Índice de atividade.

<b>Amostra</b>	<b>w (%)</b>	<b><math>I_a</math></b>
SHB-01-01	21,14	0,77
SHB-01-02	34,00	1,03
SHB-02-01	77,17	1,03
SHB-02-02	124,77	1,60
SHB-03-01	95,62	1,40
SHB-03-02	184,91	1,55
SHB-04-01	116,41	1,15
SHB-04-02	134,84	1,39
SHB-05-01	87,46	1,23
SHB-05-02	88,68	1,53

Da Figura 28, verifica-se que o argilomineral mais provável presente nas amostras é a illita, visto que os dados se aproximam da reta que representa solo com esse argilomineral. Já com relação à atividade as amostras mais profundas apresentam atividade alta, ou seja, acima de 1,25. Além de apresentarem percentuais maiores de argila, há também um aumento nos limites de consistência. Esses resultados já eram previstos em virtude dessas amostras apresentarem maior percentual de argila, visto que as amostras com plasticidade extremamente alta são ativas.



Para uma caracterização mais precisa dos minerais as amostras foram submetidas a ensaios de difração por raios-X (DRX). Esta técnica baseia-se no fato de que, na maior parte dos sólidos (cristais), os átomos se ordenam em planos cristalinos separados entre si por distâncias da mesma ordem de grandeza dos comprimentos de onda dos raios X. Este ensaio é apropriado para a identificação de minerais cristalinos, não permitindo a identificação de amorfos. A

Tabela 17 apresenta a distância interplanar basal de alguns argilominerais.

Tabela 17. Distância Interplanar basal de alguns argilominerais.

Argilominerais	Distância Interplanar basal		
	D1	D2	D3
Caulinita	7,20	3,58	2,33
Esmectita	14,00	4,47	2,51
Gibbsite	4,85	4,37	2,39
Ilita	10,00	5,00	3,30
Quartzo	4,26	3,34	1,82
Vermiculita	14,00	4,56	3,50

Na Figura 29, apresentam-se os difratogramas da fração passante na peneira #400. Os resultados dos ensaios das amostras passante na peneira #200 foram semelhantes, apresentando os mesmos picos. Nestes primeiros ensaios foram identificados quartzo, caulinita, gibbsite e esmectita. Os gráficos individuais são apresentados no Anexo I. O quartzo se apresentou com maior pico, por ser um mineral bem cristalizado, tende a se destacar entre os argilominerais.

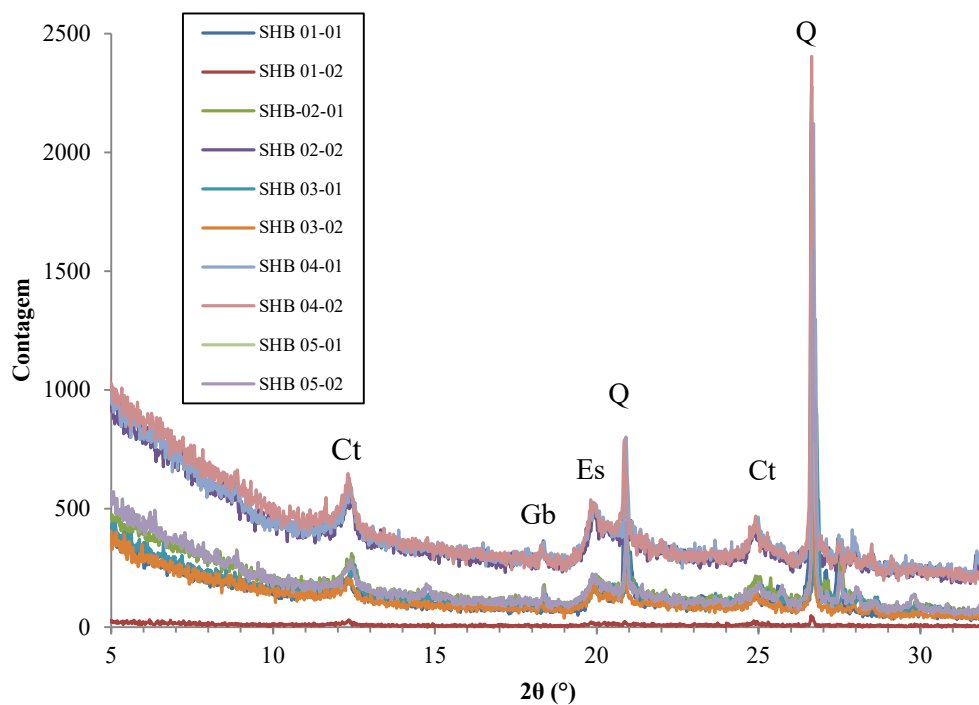


Figura 29 . Difratoograma de Raio X da fração fina, passante #400 (Ct-Caulinita, b-Gibsitita, Es- Esmectita, Q-Quartzo)

Como estes primeiros ensaios não apresentavam picos significativos de argilominerais do tipo 2:1 (esmetita), nem picos significativos de caulinita, foram realizados ensaios com lâminas delgadas fabricadas pelo método do gotejamento com material passante na peneira # 40.

São apresentados nas Figura 30 e Figura 31 os resultados dos ensaios com as lâminas, que foram organizados em dois grupos. Na Figura 30 foram agrupados os resultados de cinco amostras que apresentaram uma camada mista de argilominerais do tipo 2:1 (esmetita ou vermiculita), e na Figura 31 as demais amostras que não apresentaram esta camada mista. Comum às dez amostras, todas compostas principalmente por caulinita, contendo traços de ilita e gibsitita. Os gráficos individuais são apresentados também no Anexo I

A presença da caulinita indica que os ambientes de coleta das amostras são caracterizados por intemperismo forte e recente. Em algumas argilas moles brasileiras e nas argilas do Rio de Janeiro há predominância de caulinita, sendo típico de regiões costeiras brasileiras em função do ambiente tropical (Santos, 2004).

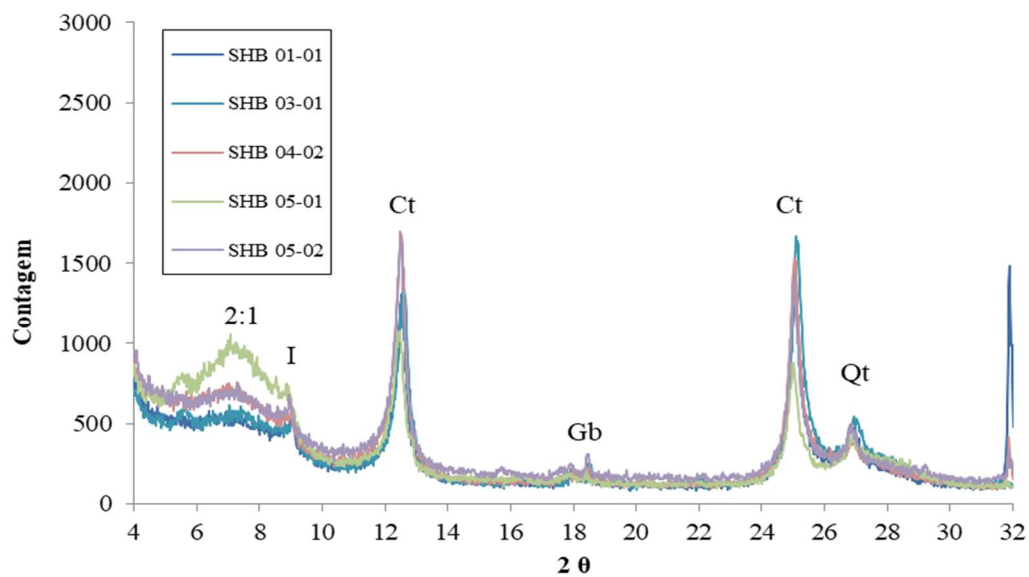


Figura 30. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (Camada mista 2:1, I-Ilita, Ct-Caulinita, Gb-Gibbsita Q-Quartzo).

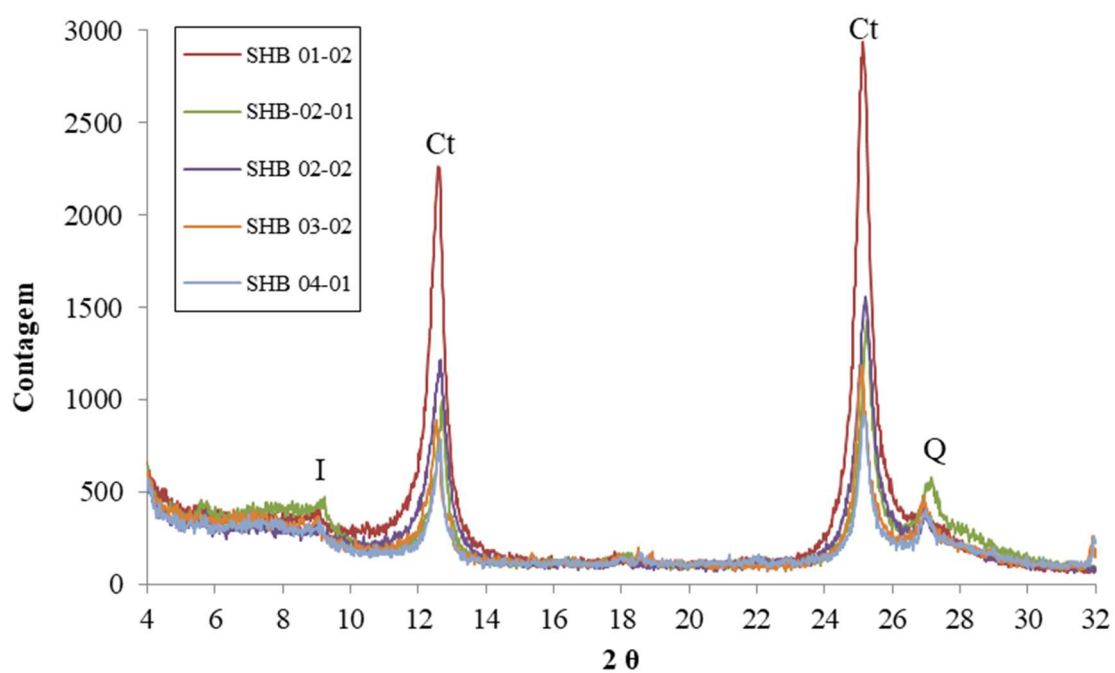


Figura 31. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Ilita, Ct-Caulinita, Q-Quartzo).

De acordo com Antunes & Portocarrero (2011) o ambiente geoquímico predominante durante o processo intempérico é que vai definir o grupo de argilominerais formados. Sendo este ambiente influenciado pelo clima, composição mineralógica da rocha matriz, condições de drenagem e composição química de soluções percolantes. Como já identificava os índices de consistência observa-se que os principais minerais presentes nas amostras são caulinita e illita, além da esmectita identificada nos ensaios difração de raio-x. A caulinita é dominante na maioria dos solos ácidos de regiões tropicais e subtropicais. Já a illita mineral pertencente ao grupo 2:1, apresenta-se na fase inicial do intemperismo das micas, comum em solos de rochas graníticas, e comum na região.

### 5.5 Matéria Orgânica e pH

O teor de matéria orgânica (TMO) influencia nos valores do teor de umidade natural, limite de liquidez, índice de plasticidade, aumentando esses valores e diminuindo os valores de densidade relativa dos grãos e de massa específica do solo (Coutinho, 1986). Para as amostras os percentuais foram baixos, variando de 0,32% a 0,69%, sendo assim consideradas argilas inorgânicas. A Tabela 18 apresenta o teor de umidade natural e o teor de matéria orgânica das amostras.

Tabela 18. Teor de matéria orgânica.

Amostra	w (%)	TMO (%)
SHB-01-01	17,03	0,47
SHB-01-02	23,73	0,62
SHB-02-01	50,02	0,67
SHB-02-02	124,19	0,45
SHB-03-01	74,39	0,32
SHB-03-02	123,28	0,60
SHB-04-01	85,17	0,69
SHB-04-02	138,94	0,46
SHB-05-01	63,61	0,66
SHB-05-02	128,04	0,62

Assim como o teor de matéria orgânica, a acidez também afeta significativamente as características do solo. O potencial hidrogeniônico (pH) consiste num indicativo da acidez, neutralidade ou alcalinidade de um meio qualquer, podendo ser medido em água

e em solução de KCl. Nos solos, a amplitude de pH varia de 3 a 9, embora os valores mais comuns ocorram na faixa intermediária. A acidez do solo é comum em todas as regiões onde a quantidade de chuva é suficientemente elevada para lixiviar teores apreciáveis de cátions básicos. Isso explica a frequência de solos ácidos nas regiões tropicais e subtropicais úmidas. A acidificação é, portanto, um processo natural (Brady e Weil, 2012). Verifica-se na Figura 32 a faixa extrema de pH para a maioria dos solos minerais e as faixas comumente encontradas em solos de regiões úmidas e áridas.

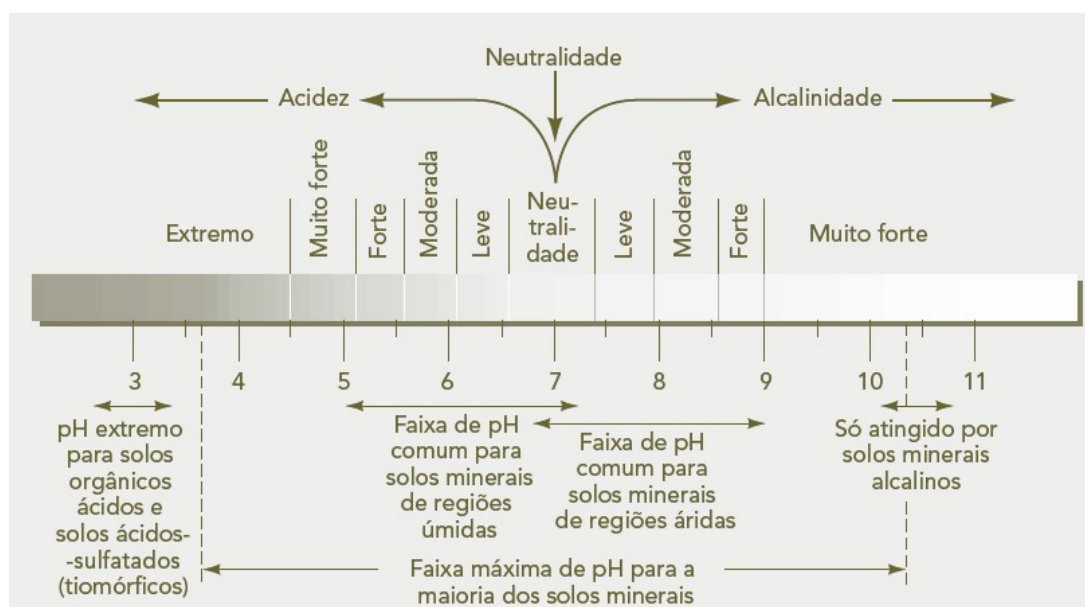


Figura 32. Faixa extrema de pH para a maioria dos solos minerais e faixas comumente encontradas em solos de regiões úmidas e áridas. São também indicados a alcalinidade máxima para solos alcalinos e o pH mínimo para solos orgânicos muito ácidos (Brady e Weil, 2012).

A diferença entre o pH em KCl e o pH em água define o  $\Delta\text{pH}$ , e com este é possível obter a carga líquida predominante no colóide, que pode ser negativa, nula ou positiva. As cargas negativas no solo podem ser classificadas em cargas permanentes e cargas dependentes do pH. As cargas permanentes são cargas que não aumentam ou diminuem com pH e ocorrem nas argilas expansivas e não expansivas, como montmorilonita, vermiculita, illita etc. Já as cargas negativas são dependentes de pH, aumentando à medida que ele aumenta e diminuindo à medida que ele diminui. São as que ocorrem em maior quantidade em solos tropicais, solos estes que, em sua maioria, possuem argilas e óxidos de Fe e Al. As cargas positivas, normalmente ocorrem em menor quantidade que as cargas

negativas. Também são dependentes do pH, aumentando à medida que este diminui. Caso seja nulo, não há predominância nem de cargas negativas, nem de positivas, sendo esta condição de ponto de carga zero.

Para todas as amostras observa-se  $\Delta\text{pH}$  negativo, Tabela 19, indicando assim que há a predominância de cargas negativas e a sua maior capacidade de reter cátions (por exemplo, cálcio, magnésio, potássio e sódio) do que ânions (por exemplo, sulfato, nitrato, fosfato e cloreto). Esses dados são confirmados pela Tabela 20, próximo item, onde observam-se valores altos de sódio.

Observa-se que nas amostras SHB-04-01 e SHB-05-01, diferentes das demais amostras, apresenta pH maior. Essas amostras são próximas do Rio Piraquê, ou seja, sofrem influência mais significativas do aumento do nível das marés. Estas também apresentam maior percentual de sódio que as outras amostras mais superficiais.

Tabela 19. pH das amostras.

<b>Amostra</b>	<b>pH em água</b>	<b>pH em KCl (1N)</b>	<b><math>\Delta\text{pH}</math></b>	<b>Classificação do pH</b>
SHB-01-01	3,92	3,09	-0,83	Acidez extrema
SHB-01-02	3,87	2,90	-0,97	Acidez extrema
SHB-02-01	3,33	2,93	-0,40	Acidez extrema
SHB-02-02	6,08	5,67	-0,41	Acidez leve
SHB-03-01	6,01	5,55	-0,46	Acidez leve
SHB-03-02	6,87	6,46	-0,41	Neutralidade
SHB-04-01	4,90	4,63	-0,27	Acidez muito forte
SHB-04-02	5,55	5,04	-0,51	Acidez forte
SHB-05-01	4,85	4,10	-0,70	Acidez muito forte
SHB-05-02	2,31	2,06	-0,25	Acidez extrema

Acidez extrema geralmente ocorre em solos orgânicos ácidos e solos ácidos sulfatados. Das amostras classificadas com acidez extrema apenas a amostra SHB-05-02 apresenta maior quantidade de sulfato. As demais amostras não apresentam um comportamento padrão com relação aos sais e pH, mas o pH encontra-se na faixa com os solos minerais de regiões úmidas.

Importante ressaltar que o valor do pH é influenciado, entre outros fatores, pelo regime hídrico. Amostras coletadas em épocas de baixa precipitação pluviométrica quando os sais se encontram na superfície, apresentam pH inferior ao mesmo de amostras

coletadas na época de grandes precipitações. Além das profundidades de coleta, amostras da superfície podem sofrer influência devido à presença de matéria orgânica.

O pH também influencia a solubilidade dos elementos químicos presentes no solo. Quanto menor o pH maior a solubilidade do ferro (III) e do alumínio, como mostra a Figura 33. Com aumento de pH, o alumínio e a sílica geralmente não permanecem em solução, mas precipitam na forma de alumino-silicatos (ex. caulinita) ou de óxidos de Al (ex. gibsitita), restando apenas os cátions básicos na solução do solo (ou na forma trocável) em quantidades apreciáveis. Assim, esses cátions básicos ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ) vão sendo substituídos, em razão da lixiviação e absorção, por íons  $\text{H}^+$  e  $\text{Al}^{3+}$  no complexo de troca do solo.

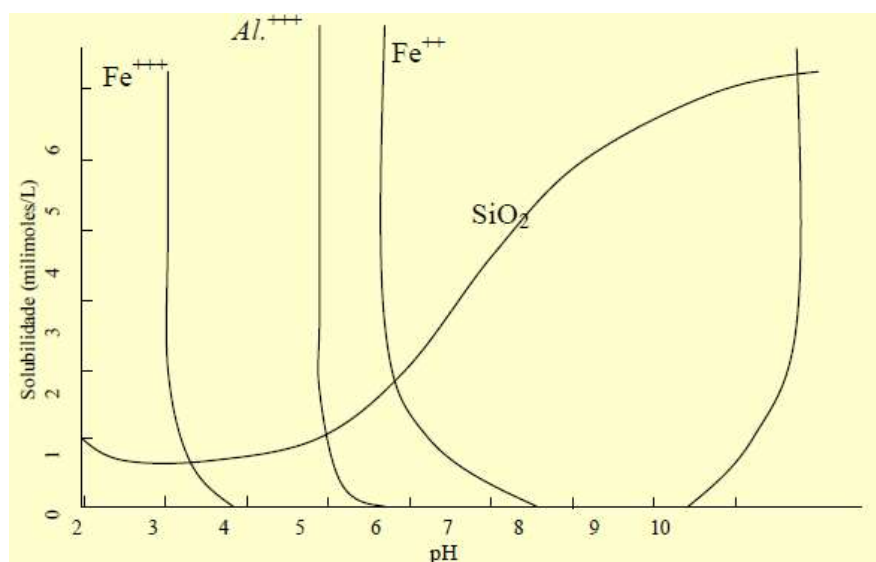


Figura 33. Efeito do pH na solubilidade de elementos químicos comuns em solos (De Campos, 2012).

## 5.6 Teor de Sais e Condutividade Elétrica

O excesso de sais também imprime ao solo características peculiares. O acúmulo de sais solúveis no perfil pode ocorrer através do processo natural, ou artificial devido à irrigação malconduzida. A salinização natural ocorre em áreas litorâneas ou sob clima árido, onde a pluviosidade é menor que a evapotranspiração.

Segundo Bjerrum (1954), a lixiviação causa uma redução da concentração de sais solúveis provocando assim variações sensíveis nas propriedades da argila. Ela reduz a atividade coloidal, diminui o valor dos limites de Atterberg, aumenta a sensibilidade e reduz a resistência.

Os sais solúveis encontrados nas amostras em maior quantidade são o sódio, cloreto e sulfato, sendo ainda encontrados, em menores quantidades, potássio, magnésio e cálcio e outros. A Tabela 20 apresenta os valores dos sais solúveis das amostras. Verifica-se que as concentrações dos sais aumentam com a profundidade, especialmente para os valores de sulfato. Segundo Grim (1968) uma maior concentração de sais proporciona a formação de uma estrutura floculada da argila, caracterizando assim uma maior compressibilidade. Assim espera-se que as amostras mais profundas apresentem maior compressibilidade.

Tabela 20. Sais solúveis.

Amostra	Prof. (m)	Cloreto (mg/g)	Brometo (mg/g)	Nitrato (mg/g)	Sulfato (mg/g)	Sódio (mg/g)	Potássio (mg/g)	Mag. (mg/g)	Cálcio (mg/g)
SHB-01-01	1,9-2,5	0,049	0,001	0,001	0,062	0,045	0,012	0,004	0,022
SHB-01-02	2,5-3,1	0,154	0,001	0,001	0,517	0,290	0,026	0,005	0,023
SHB-02-01	0,7-1,3	0,878	0,004	0,001	0,295	0,346	0,107	0,077	0,071
SHB-02-02	3,7-4,3	16,970	0,071	NQ	5,311	11,394	0,609	1,148	0,325
SHB-03-01	1,4-2,0	3,401	0,012	0,001	4,712	3,139	0,277	0,389	0,682
SHB-03-02	2,7-3,3	7,027	0,027	0,002	6,026	5,859	0,403	0,607	0,519
SHB-04-01	0,7-1,3	12,647	0,048	NQ	1,793	8,647	0,224	0,285	0,279
SHB-04-02	2,7-3,3	10,802	0,041	NQ	6,127	7,774	0,504	0,871	0,745
SHB-05-01	0,7-1,3	6,133	0,026	NQ	2,944	4,057	0,168	0,561	0,485
SHB-05-02	2,7-3,3	8,676	0,030	0,001	9,483	3,858	0,052	2,057	1,506

NQ = não quantificável

Fosfato valores abaixo de 0,002 mg/g

Fluoreto valores abaixo de 0,01 mg/g

Observa-se que as amostras SHB-04 e SHB-05 apresentam maior percentual de sódio nas amostras mais superficiais. Diferentes das demais amostras, essas amostras são próximas do Rio Piraquê, ou seja, sofrem influência mais significativas do aumento do nível das marés. As demais amostras sofrem influência do período chuvoso, visto que as amostras foram coletadas no mês de dezembro, mês de alta precipitação como foi apresentado na Figura 8.



A água pura é um condutor pobre de eletricidade, mas a sua condutividade elétrica (CE) aumenta à medida que os sais são nela dissolvidos. Assim a condutividade elétrica é uma medida indireta da quantidade de sal. Como várias propriedades destas amostras, a CE aumenta com a profundidade, Tabela 21. Observa-se que a amostra SHB-02-02 apresenta maior condutividade e maior quantidade de sódio.

Tabela 21. Condutividade elétrica das amostras.

<b>Amostra</b>	<b>Prof. (m)</b>	<b>Condutividade a 25°C (<math>\mu\text{S/cm}</math>)</b>
SHB-01-01	1,9 - 2,5	20,60
SHB-01-02	2,5- 3,10	82,00
SHB-02-01	0,7 - 1,3	171,50
SHB-02-02	3,7 - 4,3	2.590,00
SHB-03-01	1,4 - 2,0	883,00
SHB-03-02	2,7 - 3,3	1.433,00
SHB-04-01	0,7 - 1,3	1.796,00
SHB-04-02	2,7 -3,3	1.916,00
SHB-05-01	0,7 - 1,3	1.066,00
SHB-05-02	2,7 - 3,3	1.959,00

A caracterização química do solo, especialmente de argilas moles, se apresenta como mais uma ferramenta para análise dos mesmos, visto que influenciam em propriedades importantes como limite de liquidez, compressibilidade e resistência ao cisalhamento.

## 5.7 Classificação

Através dos ensaios de laboratório as amostras foram classificadas segundo Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), de acordo com a ASTM- D2487 - 11, que considera a análise granulométrica, os limites de Atterberg e o percentual de matéria orgânica. As amostras do ponto 01 foram classificadas como areias argilosas (SC) e as demais amostras como argilas inorgânicas com alta plasticidade (CH), muito compressíveis, conforme ratificado pela carta de plasticidade apresentada na Figura 34 , onde estas amostras encontram-se acima da linha A.

Analisando os resultados de granulometria juntos com os índices físicos verifica-se umidades mais baixas para amostras com maiores percentuais de areia, esses percentuais

influenciam, pois, são quimicamente inertes diminuindo assim a absorção de água pelos grãos. E para amostras com maior percentual de argila, nas amostras mais profundas, observa-se uma elevada umidade natural. Nestas amostras os percentuais de argila são maiores que 50%, exceto a amostra 01.

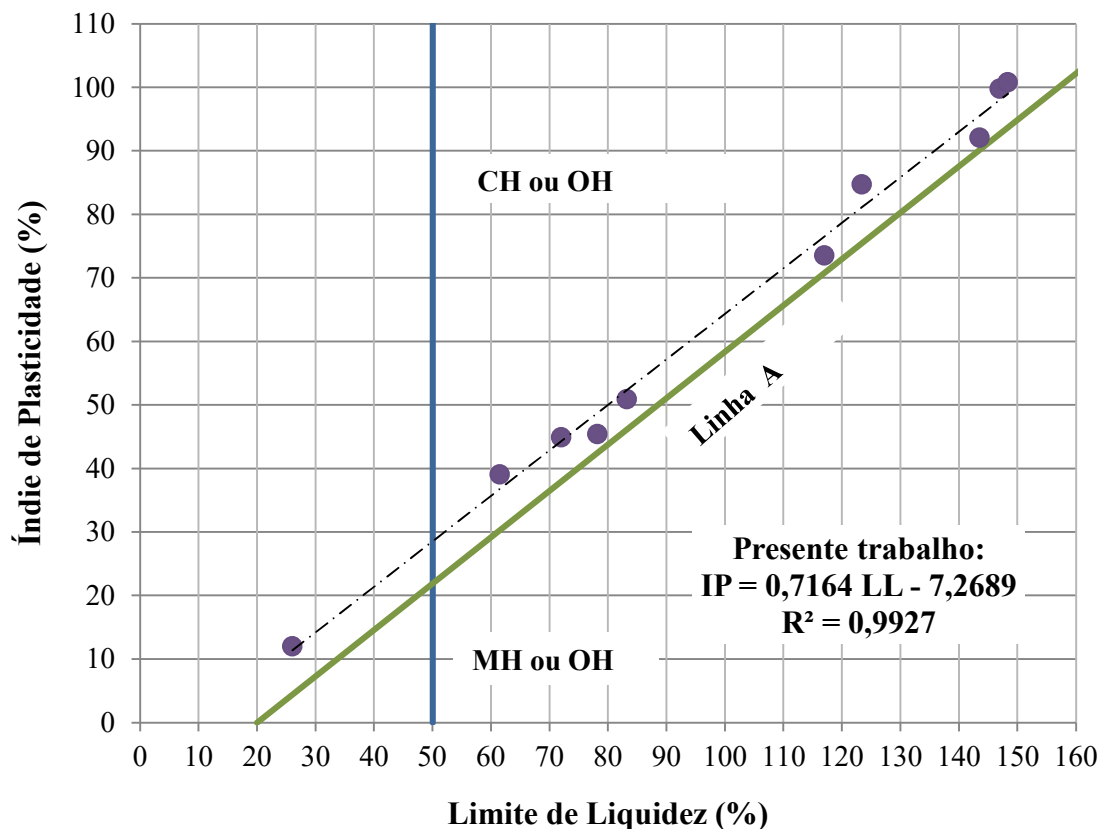


Figura 34. Carta de plasticidade.

A Tabela 22 apresenta um resumo da classificação das amostras, onde observa-se a diferença entre amostra do ponto 01 para as demais amostras. Essa amostra foi classificada como areia argilosa sendo as demais argilas inorgânicas. Destas as amostras mais profundas apresentaram maior percentual de argila.

O peso específico natural das argilas variou de 13,10 a 14,72 kN/m<sup>3</sup> e a areia apresentou valores de 18,59 e 19,28 kN/m<sup>3</sup>, estes obtidos na moldagem dos corpos de prova para ensaio edométrico. As densidades relativas dos grãos para todas as amostras foram bem próximas para as amostras de mesmo ponto. O teor umidade das argilas bem elevado, variando de 77,17 a 184,91%. Como argilomineral principal tem-se a caulinita, encontrada em todas as amostras. Com relação a atividade coloidal as amostras do ponto 03, apresentam-se como as amostras mais ativas.

Todas as amostras possuem pH abaixo de 7. Com relação a condutividade elétrica, as amostras do ponto 1 apresentam abaixo de 100  $\mu\text{S}/\text{cm}$ , porém as argilas variam 171 a 2590  $\mu\text{S}/\text{cm}$ . Esses resultados estão relacionados também com os percentuais de sais, quanto mais sais maiores são as condutividades.

Observa-se também um teor de matéria orgânica muito baixo, porém ao analisar o pH esperava-se um teor um pouco maior, visto que pH baixo é indicativo da presença de matéria orgânica. O mesmo observa-se quanto ao odor de enxofre, característico da presença de matéria orgânica.

Tabela 22. Resumo classificação das amostras.

	Cota (m)	Classificação	Pedreg.	Areia	Silte	Argila	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Gs	w (%)	W <sub>L</sub> (%)	W <sub>P</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)	I <sub>a</sub>	Argilominerais	pH	Cond. (μS/cm)
Ponto 01	0,3	Areia argilosa	1,14	62,93	18,60	15,71	19,28	2,57	21,14	26,05	13,98	12,07	0,77	Caulinita, ilita, gibsita e quartzo, camada mista 2:1	3,92	20,6
	-0,3	Areia argilosa	5,73	46,63	9,50	38,14	18,59	2,63	34,00	61,49	22,38	39,11	1,03	Caulinita, ilita e quartzo	3,87	82,0
Ponto 02	0,12	Argila	-	30,08	25,92	44,00	14,10	2,56	77,17	78,19	32,70	45,49	1,03	Caulinita, ilita e quartzo	3,33	171,5
	-2,88	Argila	-	1,51	36,02	62,48	13,10	2,56	124,77	146,97	47,11	99,86	1,60	Caulinita, ilita e quartzo	6,08	2590,0
Ponto 03	-0,25	Argila	-	32,20	31,29	36,51	14,48	2,67	95,62	83,23	32,25	50,98	1,40	Caulinita, ilita, gibsita e quartzo, camada mista 2:1	6,01	883,0
	-1,55	Argila	-	11,64	33,53	54,83	13,39	2,73	184,91	123,40	38,61	84,78	1,55	Caulinita, ilita e quartzo	6,87	1433,0
Ponto 04	-0,16	Argila	-	8,33	27,78	63,88	13,28	2,58	116,41	116,95	43,36	73,59	1,15	Caulinita, ilita e quartzo	4,90	1796,0
	-2,16	Argila	-	0,33	33,43	66,24	13,18	2,65	134,84	143,53	51,39	92,14	1,39	Caulinita, ilita, gibsita e quartzo, camada mista 2:1	5,55	1916,0
Ponto 05	0,03	Argila	-	44,24	19,22	36,54	14,72	2,75	87,46	72,00	27,03	44,96	1,23	Caulinita, ilita, gibsita e quartzo, camada mista 2:1	4,85	1066,0
	-1,97	Argila	-	0,28	33,86	65,86	13,10	2,74	88,68	148,35	47,46	100,89	1,53	Caulinita, ilita, gibsita e quartzo, camada mista 2:1	2,31	1959,0

Argilas inorgânicas

## **6 Classificação de Campo e Perfis 3D**

Neste item serão apresentados e discutidos os resultados da classificação do solo através dos ensaios de campo, SPT (Sondagem à Percussão) e CPTu (Piezocone Penetration Test). Além das propriedades obtidas por meio destes, e o perfil 3D

### **6.1 Ensaio de Sondagem à Percussão - SPT**

Antes mesmo da coleta de amostras a Sondagem à Percussão com ensaio (SPT) é um dos primeiros ensaios de investigação a ser realizado no terreno, em muitos casos o único. O SPT é usado para diversas aplicações, obtenção de perfis, amostragem, previsão de tensão admissível e correlações com outras propriedades. A aplicação mais direta é a determinação do perfil de solo, através da identificação tátil-visual das amostras coletadas no amostrador padrão, e a mais utilizada é para dimensionamentos de fundações através da tensão admissível ao solo.

A partir das sondagens antigas do terreno, observou-se que a camada de argila mole tinha cerca de 10 metros de espessura, e então foi realizada uma nova campanha de sondagens, com mais 52 pontos, limitando os furos a 10 metros de profundidade. A classificação das amostras foi realizada conforme a NBR 7.250/82.

Para atender as necessidades da JMJ os ensaios SPT foram realizados tanto para a identificação do perfil como também para o dimensionamento das fundações, vista que haveriam cargas consideráveis. Para complementar essas informações as umidades das amostras obtidas nos ensaios SPT foram determinadas em laboratório.

## 6.2 Piezocone Penetration Test - CPTu

Uma das principais aplicações do CPTu tem sido a determinação da estratigrafia do solo e a identificação do tipo de solo. Isso é realizado usando gráficos que vinculam parâmetros do cone ao tipo de solo. A principal vantagem é que além da classificação do solo pode ser feita também uma previsão do comportamento do solo, diferente de outros sistemas de classificações que quantificam os percentuais de areia, silte e argila. Sabe-se que o que vai dominar o comportamento do solo são as características peculiares e não exatamente o maior percentual do grão existente.

As grandezas medidas são a resistência de ponta ( $q_c$ ), atrito lateral ( $f_s$ ), sendo a razão de atrito ( $R_f$ ) ( $= f_s/q_c$ ) e a poropressão ( $u_2$ ). A poropressão pode ser medida em três posições; ponta ( $u_1$ ), base ( $u_2$ ) ou luva ( $u_3$ ) do cone, a escolha dependerá da aplicação dada, no Brasil é mais comum medir a poropressão na base do cone ( $u_2$ ).

As medidas de resistência à penetração são influenciadas pelo efeito das poropressões que atuam em área desiguais da geometria do cone (Schnaid, 2000), sendo necessário conhecer as poropressões na base do cone, para calcular a resistência real mobilizada no ensaio,  $q_t$ .

$$q_t = q_c + (1 - a)u_2 \quad \text{Equação 5}$$

Assim temos  $q_t$  resistência de ponta corrigida e  $a = A_n/A_t$  é coeficiente obtido através da calibração do equipamento, neste caso  $a = 0,581$ . Análogamente o atrito lateral pode ser corrigido, porém de acordo Schnaid (2000) não é muito utilizado na prática da engenharia devido a medição de  $u_3$  ser rara nos ensaios. O referido autor ressalta a importância da correção da resistência de ponta em ensaios onde há monitoramento de poropressões durante a cravação, especialmente para determinação de propriedades de argilas moles.

Os ensaios de CPTu foram executados em cinco verticais. Os resultados são apresentados nas figuras seguintes, apresentando para cada vertical a variação da resistência a penetração de ponta ( $q_t$ ), resistência por atrito lateral ( $f_s$ ), razão de atrito ( $F_r = f_s/q_c$ ) e poro-pressão ( $u_2$ ).

Sendo um dos ensaios mais recomendados para depósitos de solos compressíveis e de baixa resistência, como os solos moles, a identificação das camadas do tipo de solo é feita através dos valores de  $q_t$  combinados com os valores de  $R_f$ . Schnaid e Odebrecht (2012) apresenta um resultado típico em solo estratificado, onde observa que para as areias, valores elevados de  $q_t$  são combinados a valores baixos de  $R_f$ . As camadas de argila caracterizam-se por um padrão oposto, com baixos valores de  $q_c$  e razões de atrito maiores. Estes comportamentos típicos para os solos podem ser observados nos resultados, contudo serão analisados a partir das classificações disponíveis.

No ensaio CPTu no ponto 01 foi realizado um pré-furo de 1,30 m, apresentado na Figura 35, onde se verifica uma pequena variação na resistência de ponta com a profundidade, havendo um aumento a partir de 3,30 m, indicando assim que provavelmente a camada de argila neste perfil está de 1,00 m a 3,30 m, sendo a partir desse ponto um material mais resistente. Observa-se também, que após 2 metros foi registrado valores negativos do atrito lateral ( $f_s$ ), que pode ser creditada a um provável erro do equipamento, visto que não representa o comportamento de solo algum.

Nos resultados do CPTu-02, apresentado na Figura 36, verifica-se um aumento linear de  $q_t$  com a profundidade, crescendo de 200kPa a 500 kPa em 9,00 m, apenas uma pequena variação das leituras após 4,5 metros, aumentando a resistência de ponta e diminuindo o atrito lateral e a poropressão, o que pode indicar uma mudança de material. Após os 5,00 m continua o mesmo comportamento, isto é,  $f_s$  quase constante e  $q_t$  e  $u_2$  aumentando com a profundidade.

Com relação ao CPTu-03, Figura 37, observa-se um valor constante de  $q_t$  até 5,00 m e após há um aumento com a profundidade, apresentando apenas um pico próximo aos 2,00 m. O excesso de poropressão exibe um pico também próximo aos 2,00 m, e apresenta valores negativos ao longo perfil em alguns pontos (1,50 m; 5,50 m e 6,50 m). Acredita-se que isto tenha sido devido a problemas com saturação do elemento poroso, pois não caracteriza o comportamento de argilas e nem de areias. Para argilas observa-se baixos valores de  $q_t$  e geração significativa de excesso de poropressão. Em areias espera-se altos valores de  $q_t$  e  $u_2$  tende a se aproximar do valor de  $u_0$ .

Para os CPTu's nos pontos 04 e 05, observa-se comportamentos semelhantes, com  $q_t$  constante até 6,00 m e após há um aumento com a profundidade, Figura 38 e Figura 39, o que indica mudança de material. O excesso poropressão aumenta linearmente com a profundidade até 6 m, indicando assim uma mesma camada. Após apresenta valores negativos, nos dois pontos. No ponto 04 o ensaio é finalizado nestas condições, no ponto

05 o excesso de poropressão volta a aumentar. Estes dois pontos foram os mais distintos das sondagens realizadas nas proximidades dos dois ensaios, como será mostrado mais adiante.

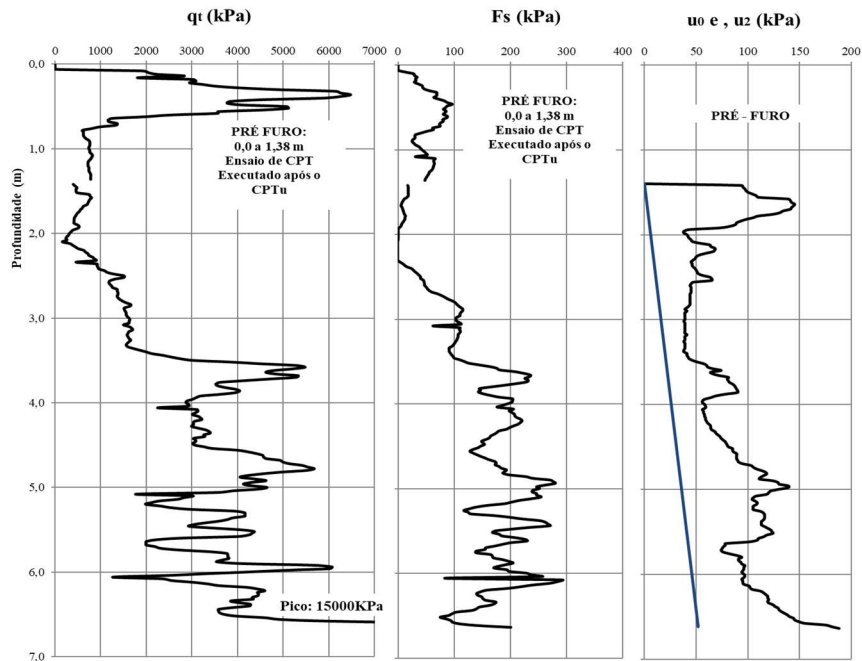


Figura 35. Dados do ensaio CPTu-01.

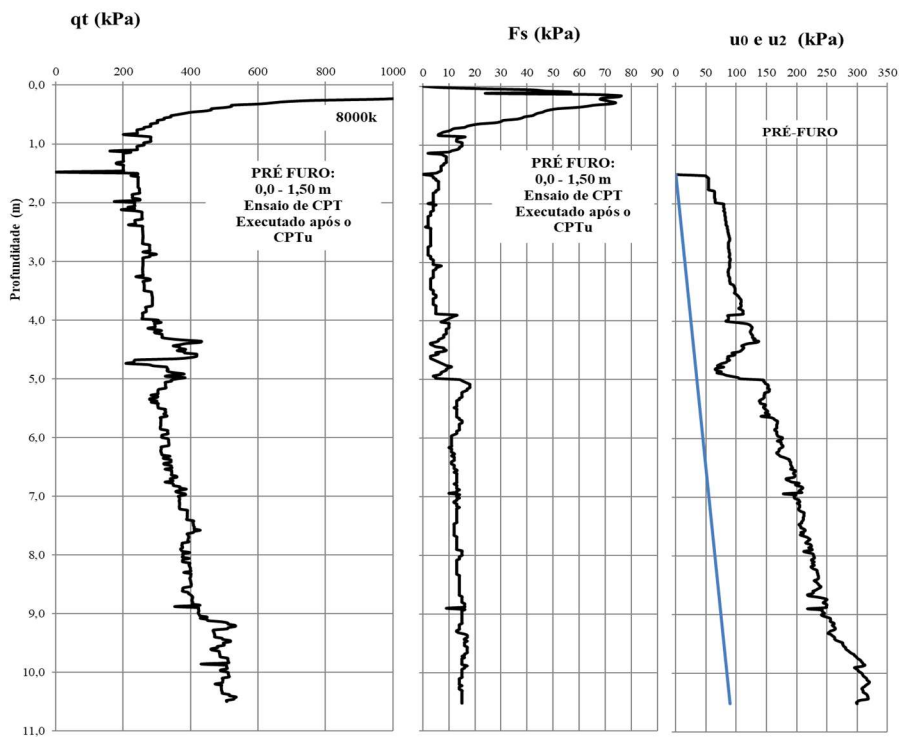


Figura 36. Dados do ensaio CPTu-02.



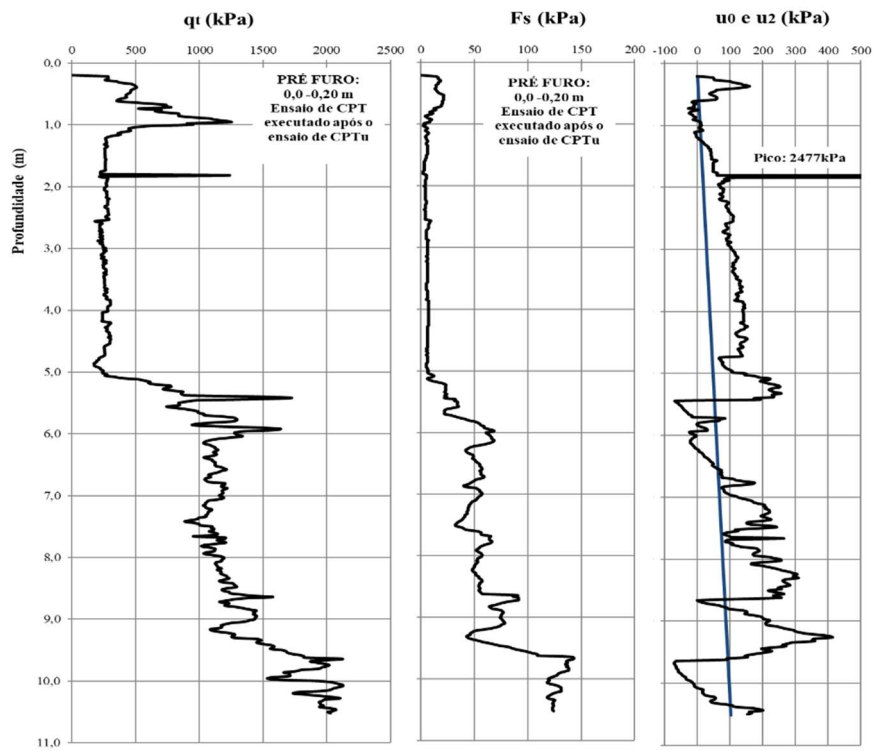


Figura 37. Dados do ensaio CPTu-03.

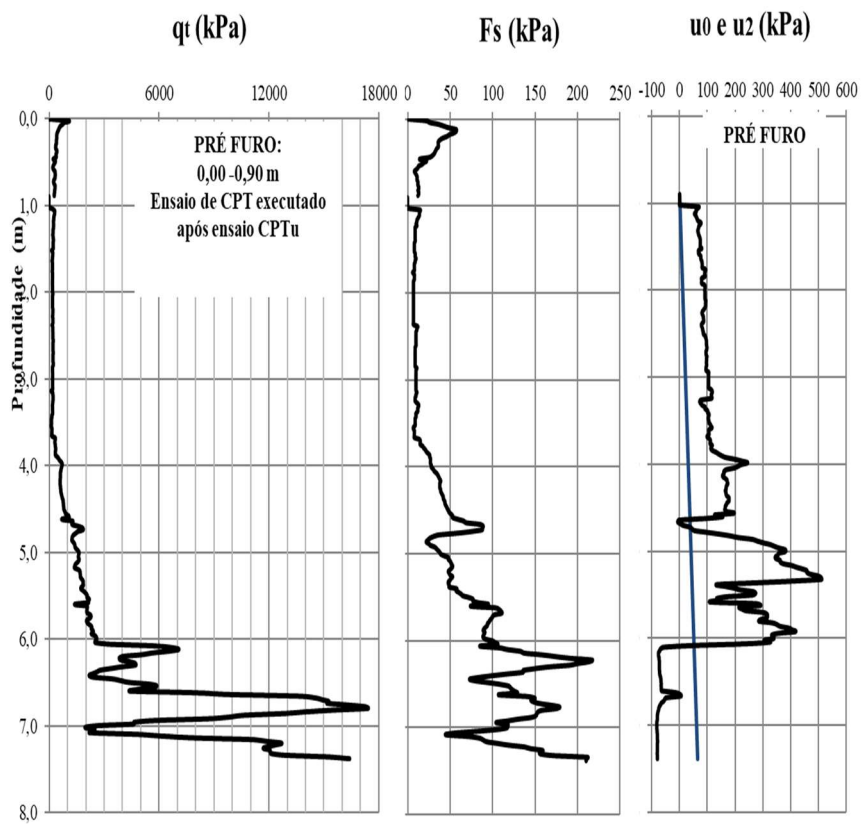


Figura 38. Dados do ensaio CPTu-04.

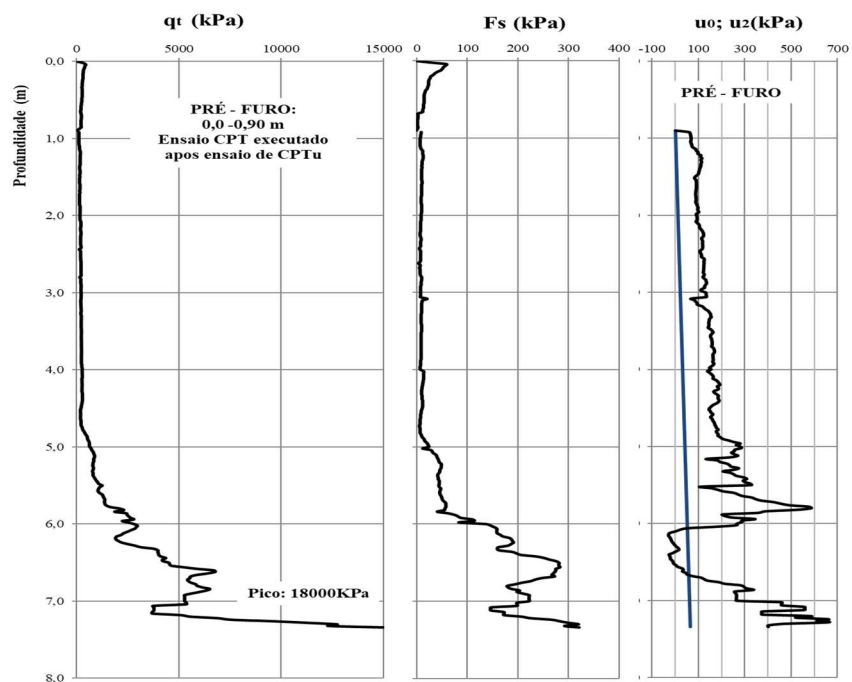


Figura 39. Dados do ensaio CPTu-05.

### 6.2.1 Classificação SBT - *Soil behaviour type*

Existem diversas propostas para classificação dos solos através do cone e piezocone. Os primeiros gráficos foram desenvolvidos na Holanda (Begemann, 1965 *apud* Robertson, 2016) para o cone mecânico. Mais tarde gráficos usando a resistência de ponta e razão de atrito foram propostos por Douglas e Olsen (1981), porém os gráficos propostos por Robertson et al. (1986) e Robertson (1990, 2009) tornaram-se mais populares. A Tabela 23 apresenta um resumo da evolução do método ao longo do tempo.

Tabela 23. Resumo da evolução das propostas de Robertson e co-autores, adaptado de Nejaïm et al (2017).

<b>Proposta</b>	<b>Principal contribuição em termos de classificação dos solos</b>
(Robertson et al. 1986)	Primeira proposta de classificação dos solos utilizando as 3 grandezas medidas pelo CPTu
(Robertson, 1990)	Introduz o conceito de normalização nos ábacos
(Robertson, 2009)	Introduz o conceito de $Q_m$ e $I_c$ nos ábacos
(Robertson, 2010)	Adequa a proposta de 1986 à de 1990
(Robertson, 2012)	Define zonas de comportamento do solo dilatante-contrátil, drenado-não drenado
(Robertson, 2016)	Inclui um ábaco para identificação de microestrutura, altera as zonas de tipo de solo, adequa a terminologia de classificação para o contexto de comportamento do solo, utiliza o ábaco proposto por Schneider et. al (2008) em substituição ao ábaco clássico $Q_t - B_q$

A normalização teve como objetivo considerar o nível de tensões com o aumento da profundidade, que não era considerado antes. Robertson (1990) apresenta uma evolução do método estruturado na normalização de três grandezas fundamentais do ensaio, como segue abaixo:

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{(\sigma_{v0} - u_0)} \quad \text{Equação 6}$$

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad \text{Equação 7}$$

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad \text{Equação 8}$$

Onde,

$u_0$  = poro-pressão hidrostática;

$u$  = poro-pressão medida no ensaio;

$\sigma_{v0}$  e  $\sigma_{v0}'$  = tensões verticais iniciais total e efetiva, respectivamente.

Após plotar os resultados nestes ábacos, Figura 40, é possível obter a classificação do solo de acordo com a Tabela 24.

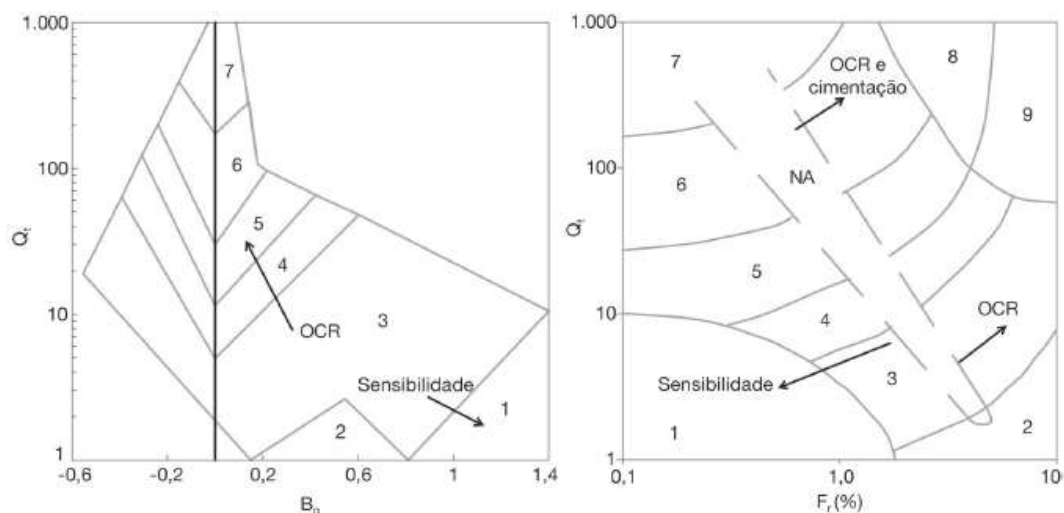


Figura 40. Classificação Robertson (1990).

Tabela 24. Classificação de solos por tipo de comportamento

Zona	Tipos de solos
1	Solo fino sensível
2	Solo orgânico e turfas
3	argilas – argilas siltosas
4	argila siltosa – silte argiloso
5	siltos arenosos – areias siltosas
6	areias limpas – areias siltosas
7	areias com pedregulhos – areias
8	areias – areias limpas
9	areias finas rígidas

De acordo com Robertson (2009), os ábacos normalizados identificam o tipo de comportamento do solo de forma mais confiável que os ábacos não normalizados. Contudo, em casos em que a tensão vertical *in situ* esteja entre 50 e 150 kPa, a diferença é muito pequena. A vantagem de utilização dos ábacos não normalizados é a de não haver necessidade de estimativa de parâmetros do solo, nem sempre conhecidos.

Jefferies e Davies (1993) identificaram que um tipo de comportamento do solo pode ser expresso pelo índice de classificação do material,  $I_c$ , que representa as zonas  $SBT_n$  no gráfico  $Q_t$ - $F_r$ , onde  $I_c$  é essencialmente o raio dos círculos concêntricos que definem a limites do tipo de solo. Robertson e Wride (1998) modificaram a definição de

$I_c$  a ser aplicada ao gráfico de Robertson (1990). Robertson (2010) atualizou o método original de Robertson et al. (1986) incluindo uma resistência de ponta adimensional, incluindo uma variável  $n$ , e reduzindo o número de zonas SBT de 12 para 9, com intuito de coincidir com as zonas SBT<sub>n</sub>.

$$I_c = [(3,47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0,5} \quad \text{Equação 9}$$

$$Q_{tn} = \left[ \frac{(q_t - \sigma_v)}{P_a} \right] \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad \text{Equação 10}$$

$$n = 0,381(I_c) + 0,05 \left( \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right) - 0,15 \quad \text{Equação 11}$$

Onde,

$Q_t$  é a resistência de ponta normalizada;

$F_r$  é a razão de atrito normalizada;

$(q_t - \sigma_v)/pa$  é a resistência de ponta adimensional;

$(pa/\sigma'_{v0})^n$  é a o fator de normalização de tensão;

$pa$  é a pressão atmosférica na mesma unidade que  $q_t$  e  $\sigma_v$

Na última atualização, exibida na Figura 41, Robertson (2016) faz uso e unifica as propostas de Robertson (1990, 2009) e Schneider et al. (2008). Nessa proposta são apresentados três ábacos, gráfico SBT<sub>n</sub> atualizado, o ábaco modificado de Schneider et al. (2008) e um último, que depende de dados de ensaio de cone sísmico, que, como não está no escopo desta dissertação, não será apresentado. Robertson (2016) não faz mais uso do ábaco clássico  $Q_t - B_q$ , uma vez que a normalização da poro-pressão através do parâmetro  $U_2$  se mostra mais adequada para fins de identificação do tipo de solo do que o parâmetro  $B_q$ . A nova proposta apresenta sete zonas de SBT<sub>n</sub>, Tabela 25, e as terminologias fazem referência ao comportamento do solo em substituição os termos propostos anteriormente, que remetem à classificação dos solos clássica.

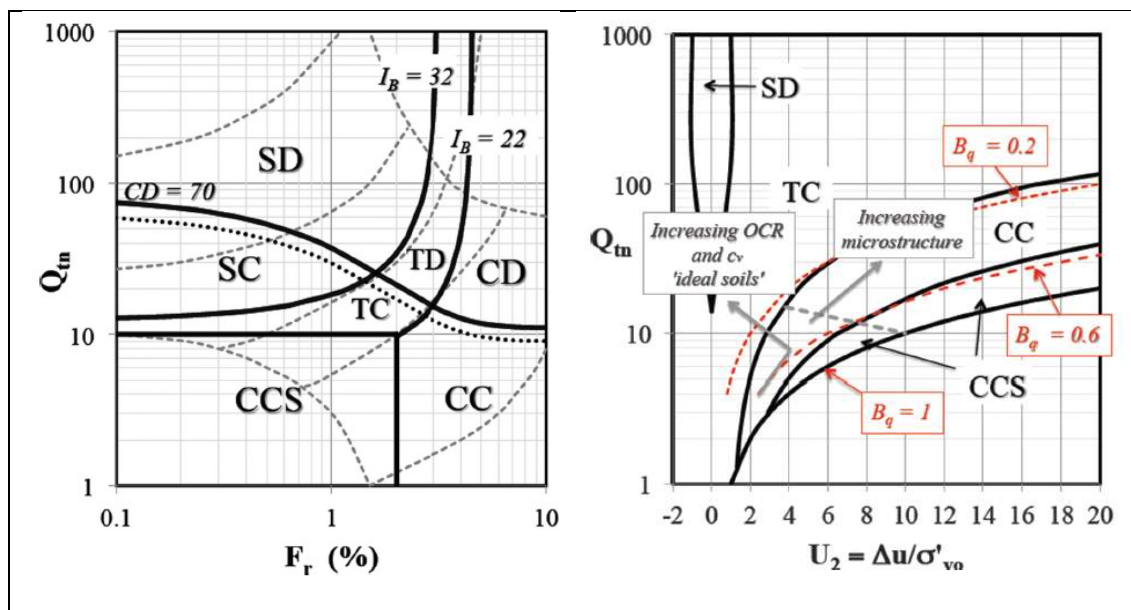


Figura 41. Ábaco SBT<sub>n</sub> atualizado Q<sub>t</sub> – F<sub>r</sub> e proposta de atualização do ábaco de Schneider et al. (2008) Q<sub>tn</sub> – U<sub>2</sub>, (Robertson, 2016).

Tabela 25. Zonas de tipo de solo , adaptado de Robertson (2016).

Zona	Sigla	Tipo de Solo	I <sub>c</sub> *
1	CCS	Tipo Argila – Contrátil-Sensível (Clay-like-Contractive-Sensitive)	**
2	CC	Tipo Argila-Contrátil (Clay-like-Contractive)	I <sub>c</sub> >3,6
3	CD	Tipo Argila-Dilatante (Clay-like-Contractive)	2,95 < I <sub>c</sub> < 3,22
4	TC	Transição - Contrátil (Transitional – Contractive)	2,60 < I <sub>c</sub> < 2,95
5	TD	Transição – Dilatante (Transitional – Dilative)	2,05 < I <sub>c</sub> < 2,60
6	SC	Tipo Areia - Contrátil (Sand-like – Contractive)	1,31 < I <sub>c</sub> < 2,05
7	SD	Tipo Areia - Dilatante (Sand-like – Dilative)	I <sub>c</sub> < 1,31

\*Robertson e Wride (1998)

\*\*Solos sensíveis para a zona 1 caracterizado quando  $Q_{t1} < 12 e^{(-1,4 \cdot Fr)}$ .

Para classificação do tipo de comportamento de solo através de ensaio de piezocone, utilizou-se os ábacos de Robertson (1990), o ábaco SBT<sub>n</sub> atualizado Q<sub>tn</sub> x F<sub>r</sub>, a proposta de atualização do ábaco de Schneider et al. (2008) Q<sub>tn</sub> x U<sub>2</sub>, de Robertson (2016) e o índice I<sub>c</sub>.

A metodologia baseada no valor de I<sub>c</sub> permite também a identificação rápida das condições de drenagem para solicitações correntes em obras de engenharia. Podem-se

considerar como drenados os solos com valores de  $I_c < 1,8$  e não drenados os solos com valores de  $I_c > 2,76$  (Schnaid e Odebrecht, 2012).

O índice  $I_c$  foi calculado com  $Q_t$  e  $F_r$ , e para valores de  $I_c > 2,6$ , considerou-se  $n = 1$ , assim  $Q_t = Q_{tn}$ . A maior diferença entre  $Q_t$  e  $Q_{tn}$  ocorrem em solos de grãos grossos em profundidade rasas (Robertson, 2019). Com relação aos ábacos  $Q_t \times F_r$  e  $Q_{tn} \times F_r$  as diferenças foram praticamente nulas, devido a essa consideração.

Para uma melhor avaliação dessa classificação os parâmetros normalizados a partir da proposta de Robertson et al (1990) são apresentados juntamente com os dados do SPT e classificação granulométrica, na Figura 47, Figura 48, Figura 49, Figura 50, Figura 51. A classificação pelo índice  $I_c$  também é apresentada, Figura 52, mostrando ainda de forma mais clara a classificação do tipo de comportamento do solo. Assim é possível observar de forma mais clara a classificação de cada ponto. Os ábacos estão apresentados nas figuras a seguir.

Para o CPTu-01 observa-se que há duas variações médias dos valores de  $Q_t$  ao longo da profundidade, de 30 kPa e depois 60 kPa, e um valor alto inicialmente que, provavelmente, deve-se a camada ressecada de solo. Fazendo uso da classificação de Robertson (1990), existem 3 camadas, a primeira areia, a segunda argila siltosa e a terceira um silte arenoso. No ábaco  $Q_t \times B_q$  a concentração maior é na zona 6, areias siltosas, Figura 42.

Fazendo uso do ábaco Robertson (2016) os pontos se concentram nas zonas TD – Transição-dilatante e CD – argila-dilatante e alguns poucos pontos SD-areia-dilatante, TC-transição contrátil e SC-areia-contrátil. Nos dois ábacos os pontos foram semelhantes, já no ábaco  $Q_t \times U_2$ , o resultado foi concentrado em duas zonas CC- argila-contrátil até 2 metros depois TC- transição-contrátil. Para índice  $I_c$ , até 0,80 m SC- areia-contrátil e depois uma alternância entre TD-transição-dilatante e TC-transição-contrátil. Neste ponto os resultados foram mais dispersos entre si, indicando assim vários tipos de solos, como indica as sondagens. Solos estes que de acordo com o tipo de comportamento estão na fase de transição.

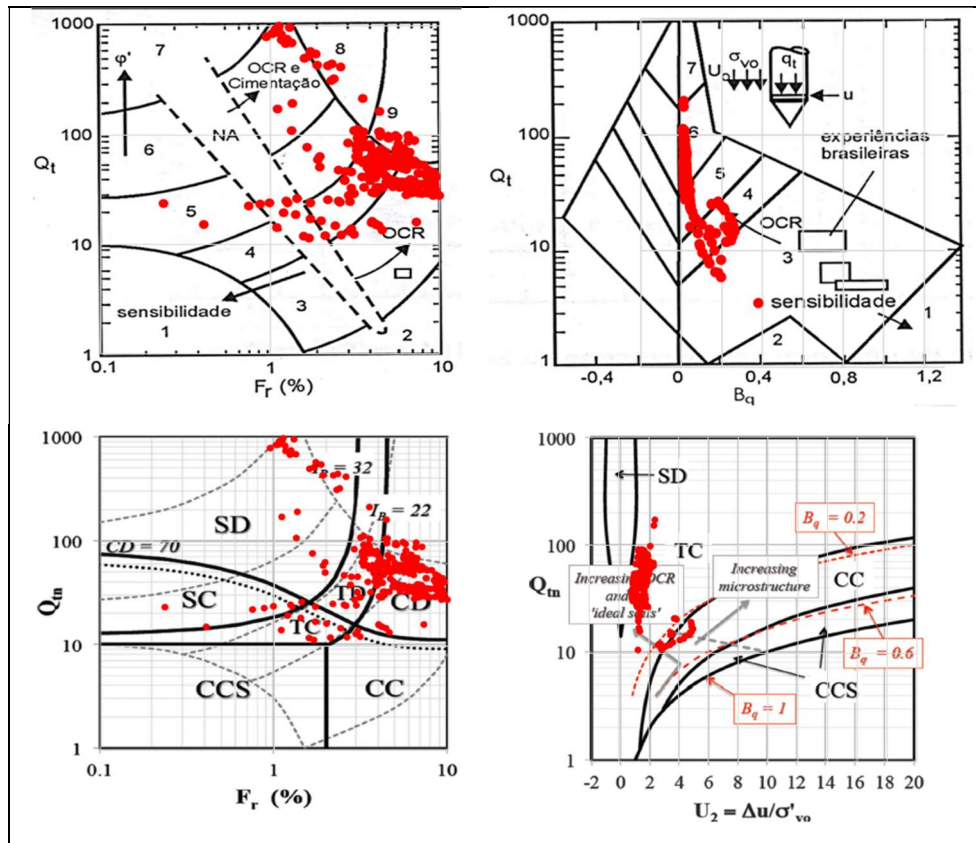


Figura 42. CPTu 01 ábacos: Robertson (1990) e Robertson (2016).

No ponto 2, os resultados do CPTu e das amostras foram bem semelhantes, Figura 43. Já o SPT mostrou apenas um material no perfil todo, argila mole. Na classificação Robertson (1990), uma camada foi classificada como areia, porém não se pode confirmar pois sabe-se que há uma camada ressecada, e pode ter aumentado a resistência de ponta e o atrito lateral, sem haver mudança no material. As duas outras camadas são uma argila siltosa até 4,5 m e depois uma argila. No ábaco de Robertson (2016) os pontos concentram-se na área de CC-argila contrátil e CCS- argila-contrátil-sensível. No segundo ábaco, baseado  $U_2$ , TC-transição contrátil e CD-argila-dilatante. Baseado no índice  $I_c$ , uma camada até 4,5m TC-transição-contrátil e após tem-se CD- argila-dilatante.



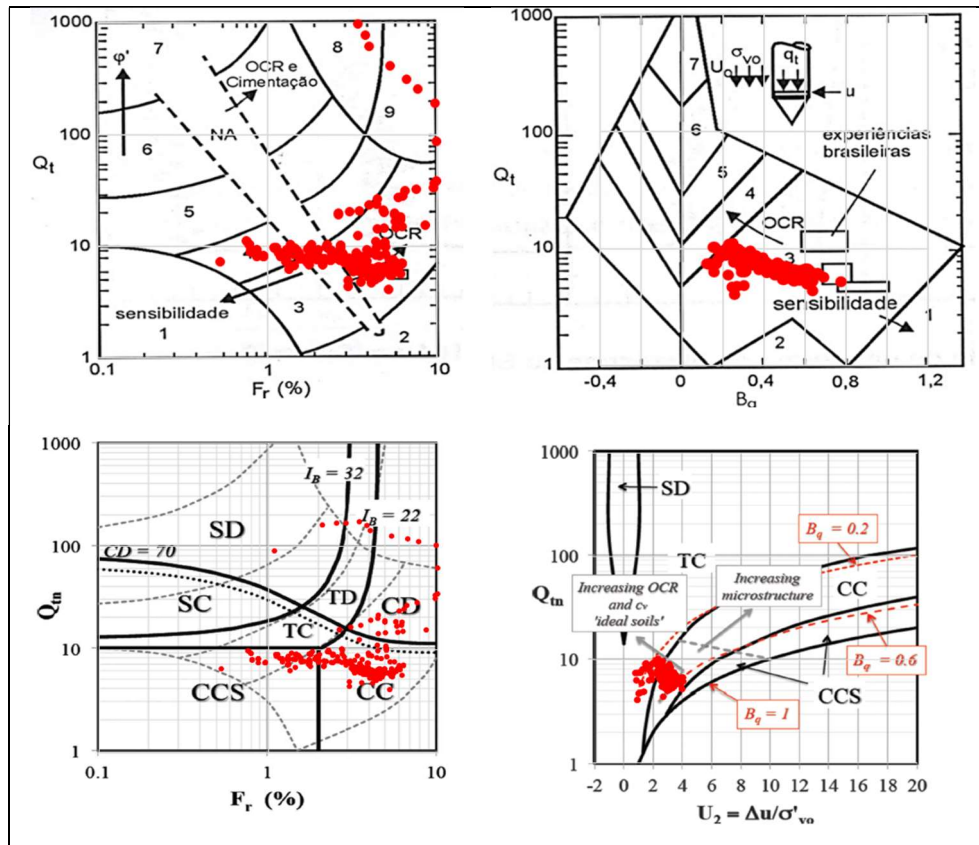


Figura 43. CPTu 02 ábacos: Robertson (1990) e Robertson (2016).

No ponto 3 observa-se que classificação SUCS coincide com a classificação do CPTu, embora as amostras estejam localizadas na primeira camada (referente ao CPTu) porém há essa concordância, tendo a amostra 2 possui uma quantidade maior de finos, Figura 44. Através dos ábacos de Robertson (1990) há uma concentração nas zonas 3, 4 e 5, sendo assim classificadas duas camadas argila siltosa e argila, no gráfico  $Q_t \times B_q$  além destas zonas ainda há uma distribuição de pontos na zona 6, este referente a penetração inicial. No ábaco de Robertson (2016) os pontos concentram-se em quatro áreas: TD- Transição-dilatante, CD-argila-dilatante, TC- transição-contrátil e argila-contrátil. No segundo ábaco, baseado  $U_2$ , TC-transição contrátil, CD- argila-dilatante e SD- areia-dilatante. De acordo com índice  $I_c$ , uma camada inicial até 2,5m TD- transição-dilatante, aparecendo uma fina cama de SC- areia-contrátil a 1,0 m, e após tem-se TC- transição-contrátil.

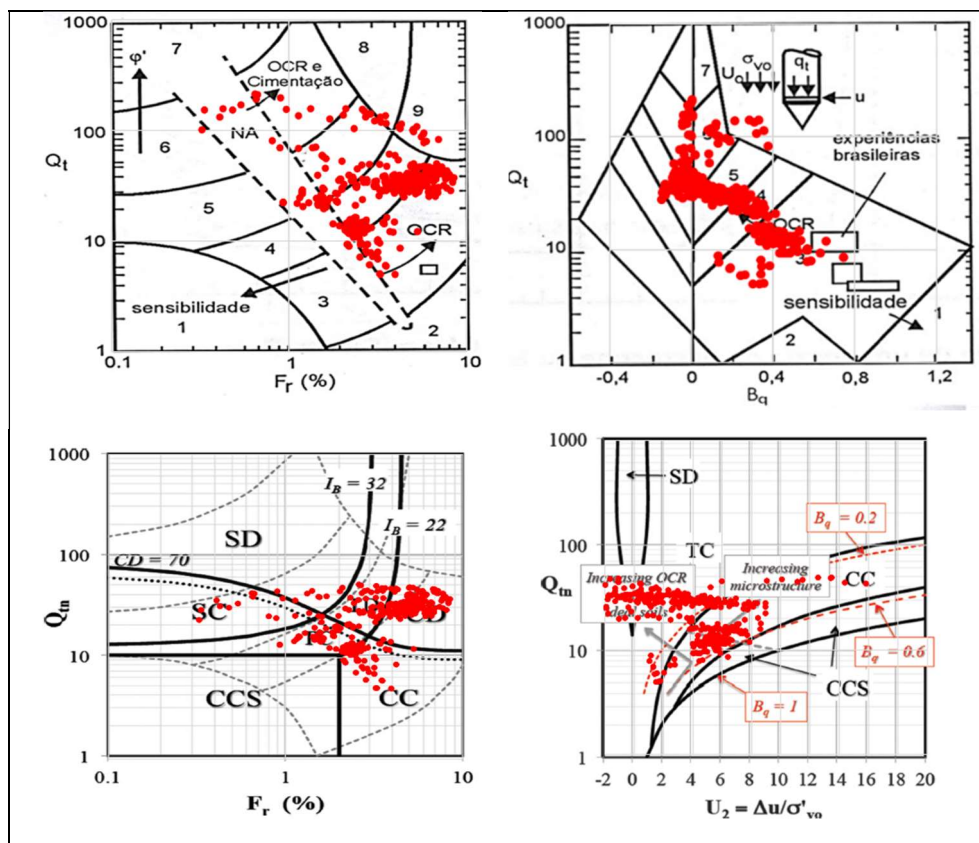


Figura 44. CPTu 03 ábacos: Robertson (1990) e Robertson (2016).

Para os pontos 4 e 5 os resultados de CPTu começaram a mudar a partir dos 4 e 5 metros respectivamente, tanto que obtiveram a mesma classificação. O ensaio SPT são praticamente iguais também, porém não mostram essa camada mais resistente que aparece no CPTu. Na Figura 53, onde são apresentados cortes do terreno através de um modelo 3D, empreendimento VILAMAR no qual estão localizados estes ensaios, pode-se verificar o aparecimento dessa camada de areia mediamente compacta. Através dos ábacos de Robertson (1990), foram classificados areia, argila, argila siltosa e areia, como apresentam a Figura 50 e Figura 51. Segundo a classificação de Robertson (2016), tem-se uma concentração nas áreas TD-transição-dilatante, CD-argila-dilatante e CC-argila-contrátil, e para o ponto 05 ainda TC-transição-contrátil. Embora, haja semelhança nos resultados, a classificação pelo índice  $I_c$ , tem uma grande diferença de um ponto para o outro. Para CPTu-04, tem-se até 1 metro TC- transição-contrátil e após passa para TD-transição-dilatante até aproximadamente 4,8 metros e após SC-areia-contrátil. Para CPTu-05 o índice  $I_c$  indica TC- transição-contrátil até 1 metro, CD-argila dilatante até 4,5 metros e TC-transição-contrátil até 5,5 metros e por fim SC-areia-contrátil no ultimo metro.

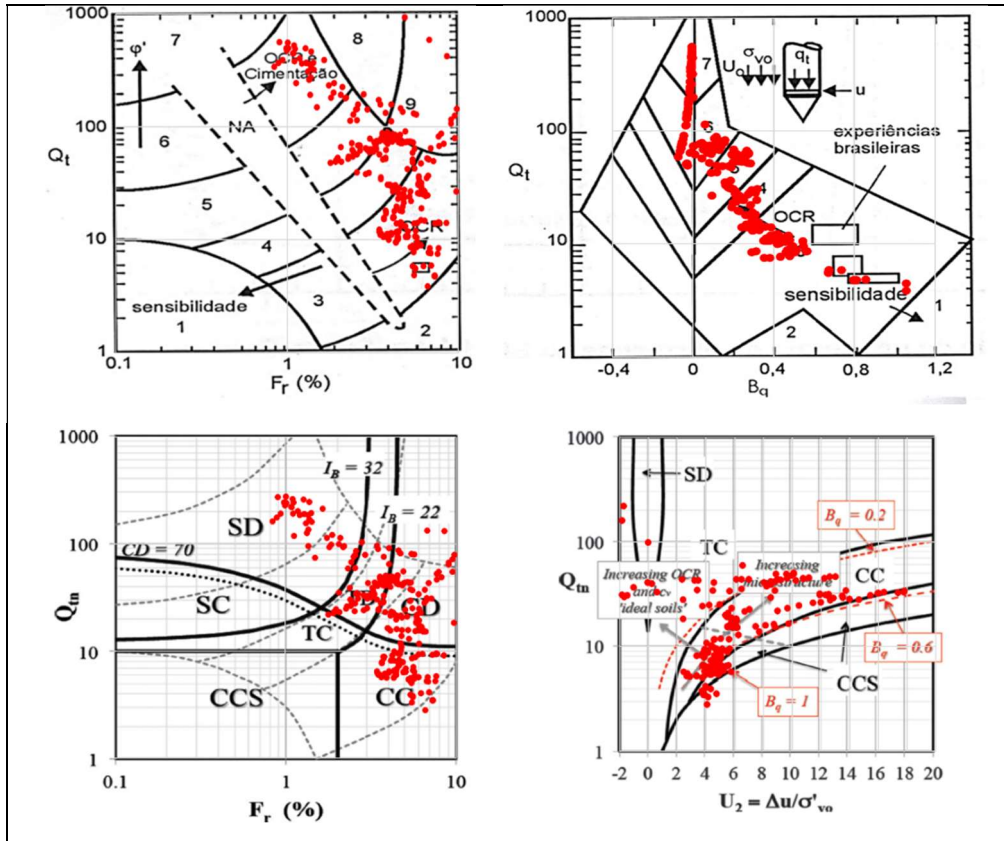


Figura 45 . CPTu 04 ábacos: Robertson (1990) e Robertson (2016).

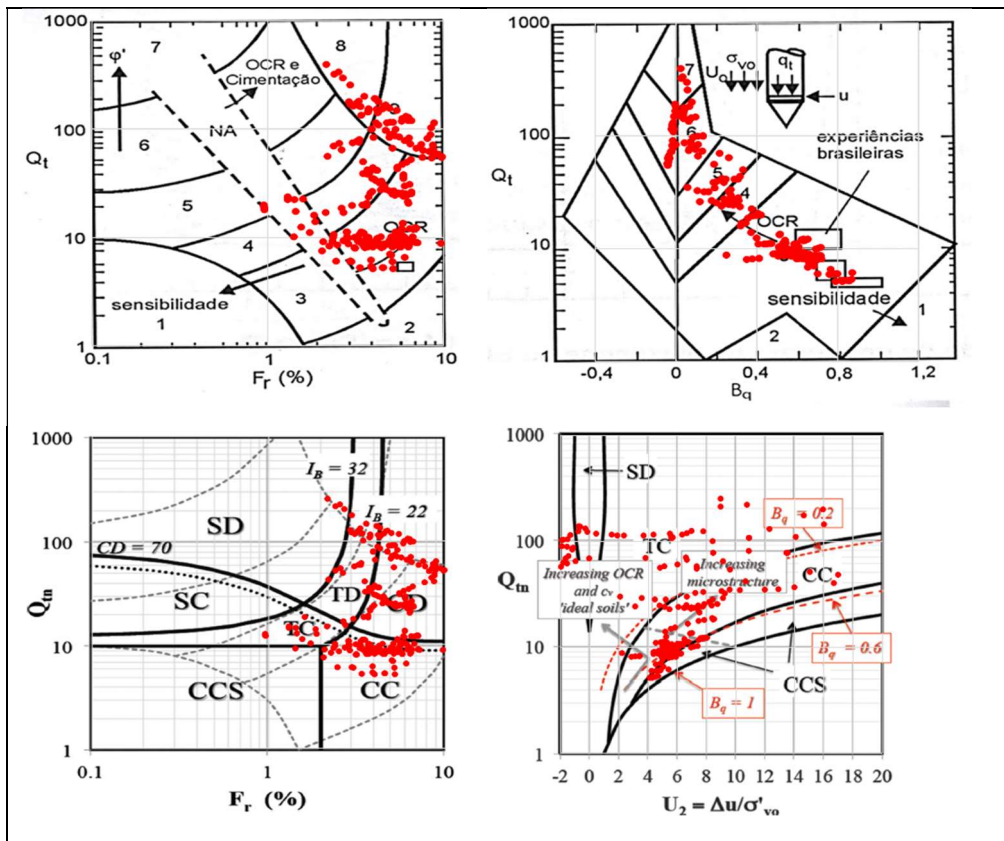


Figura 46. CPTu 05 ábacos: Robertson(1990) e Robertson (2016).

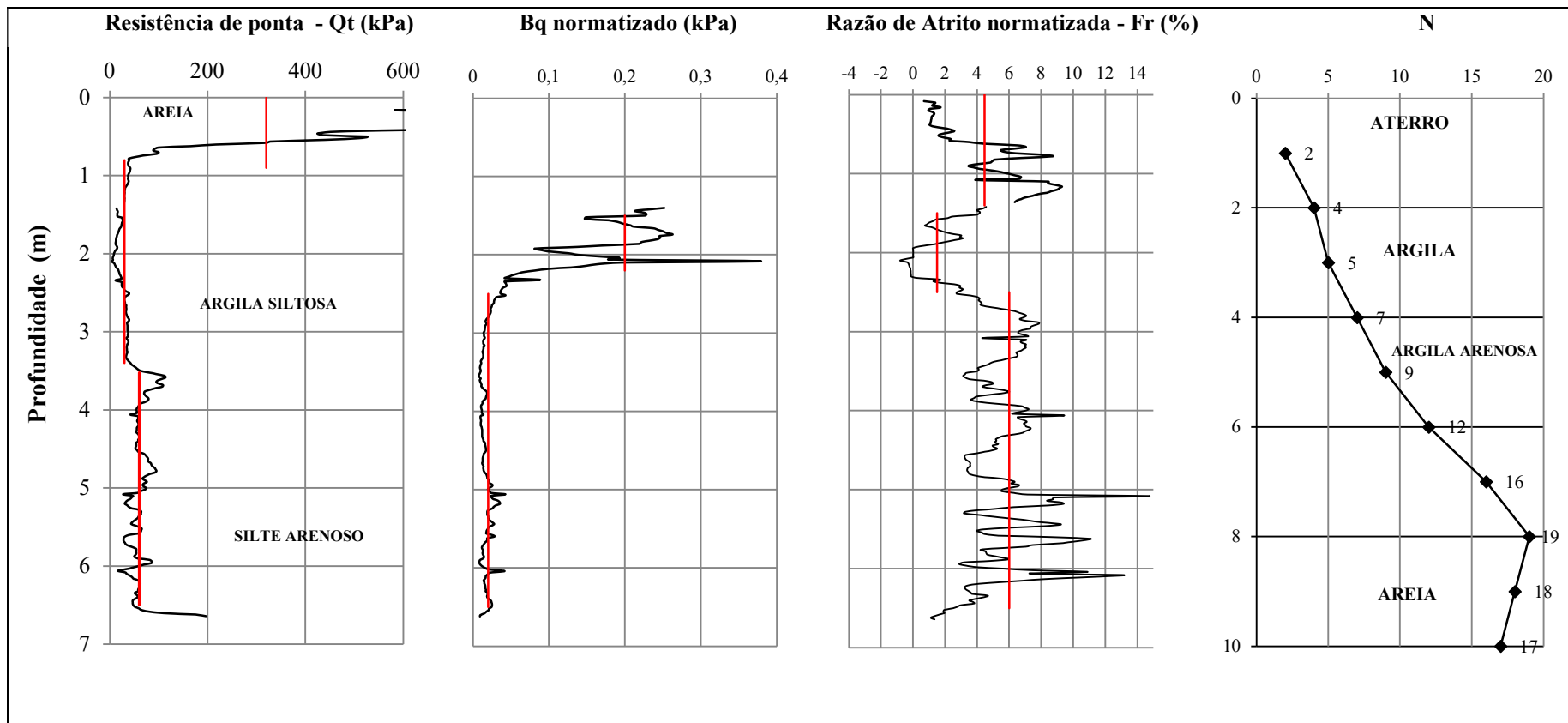


Figura 47. Classificação Robertson (1990) e SPT do ponto 01.

Tabela 26. Classificação SUCS amostra SBH-01: areia argilosa.

Amostra	Profundidade (m)	Granulometria (%)					
		Pedregulho	Areia			Silte	Argila
			grossa	média	finas		
SHB-01-01	1,9 - 2,5	2,76	31,69	18,57	11,48	19,79	15,71
SHB-01-02	2,5 - 3,10	5,73	24,37	12,28	8,82	10,67	38,14

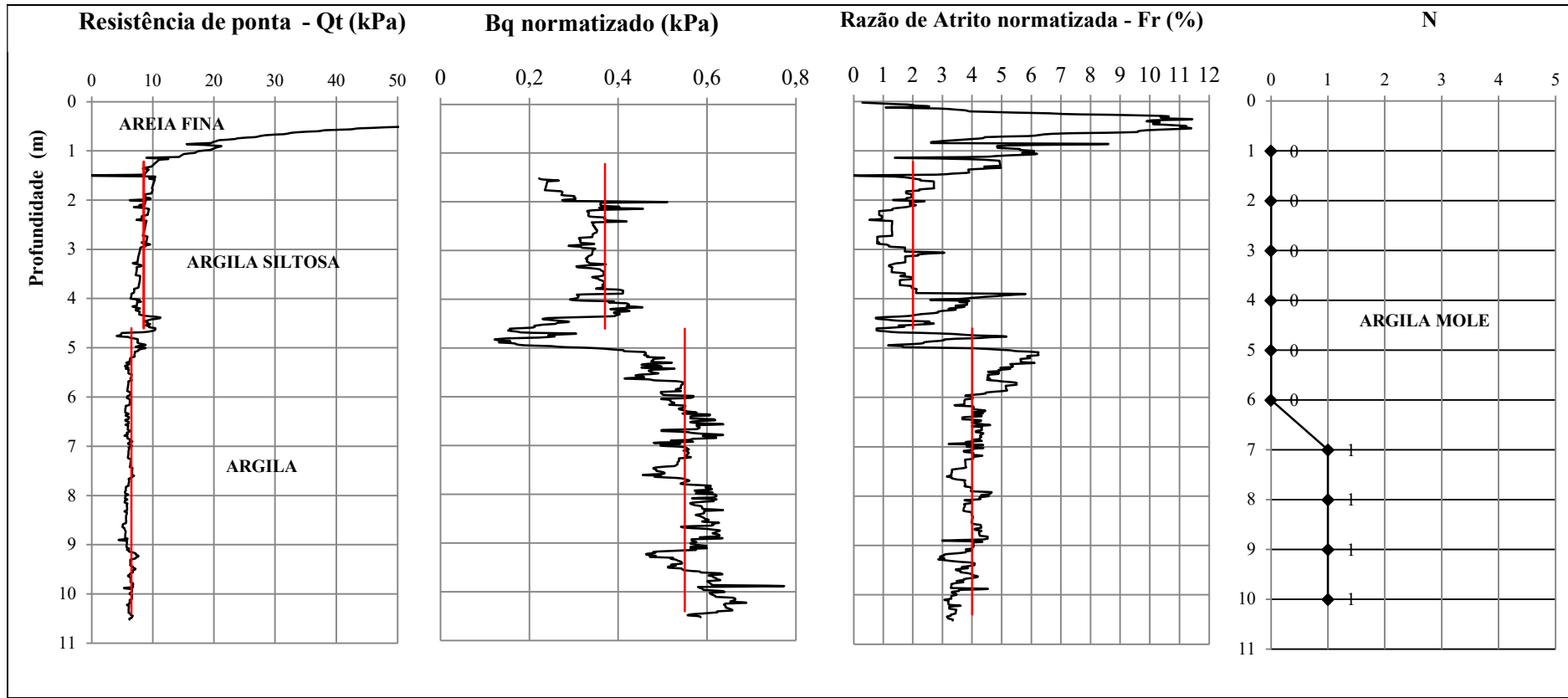


Figura 48. Classificação Robertson (1990) e SPT do ponto 02.

Tabela 27. Classificação SUCS amostras SBH-02: argilas inorgânicas.

Amostra	Profundidade (m)	Granulometria (%)				
		Areia			Silte	Argila
		grossa	média	fina		
SHB-02-01	1,4 – 2,0	-	-	30,66	23,84	44,00
SHB-02-02	2,7 - 3,3	-	-	0,82	36,70	62,48

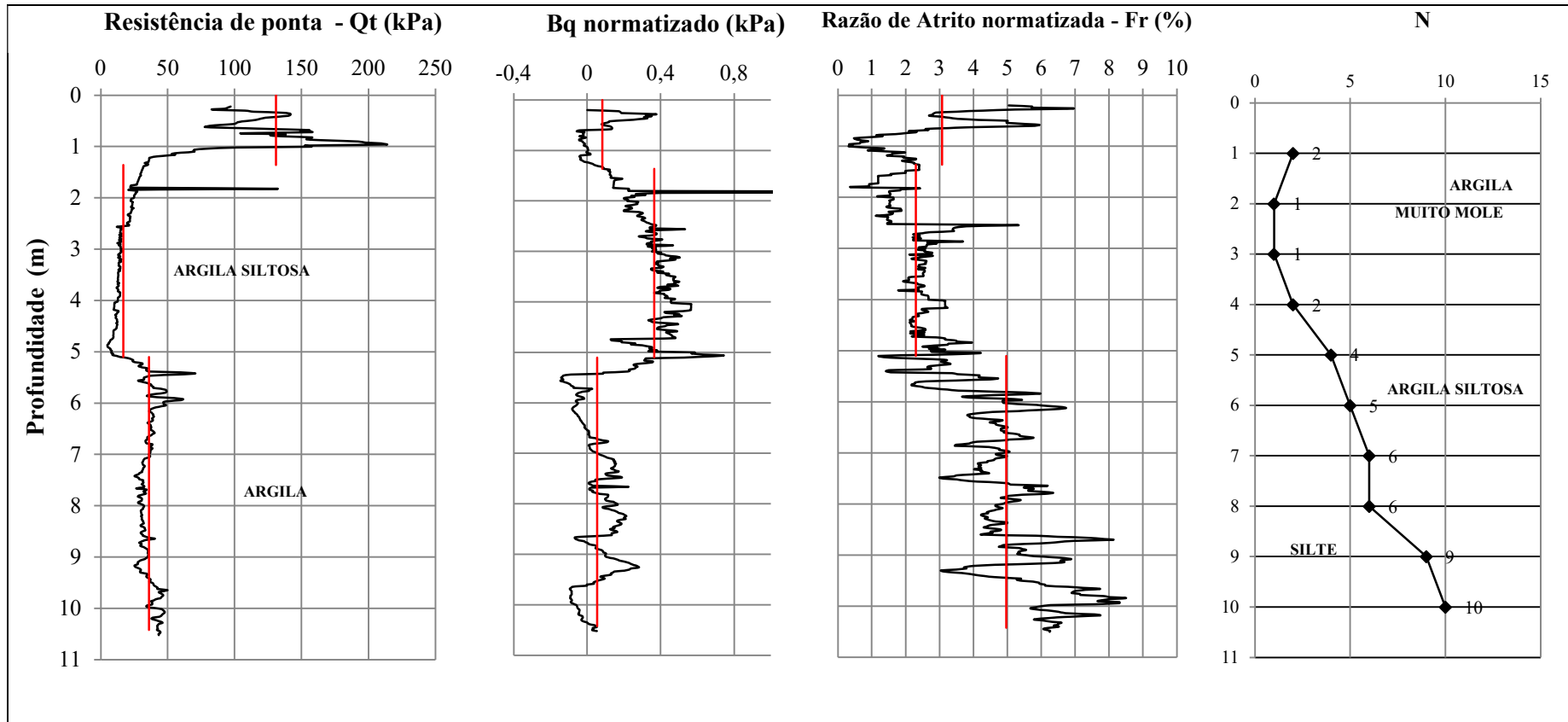


Figura 49. Classificação Robertson (1990) e SPT do ponto 03.

Tabela 28. Classificação SUCS amostras SBH-03: argilas inorgânicas.

Amostra	Profundidade (m)	Granulometria (%)			Silte	Argila
		grossa	média	fina		
SHB-03-01	1,4 – 2,0	-	-	31,24	31,29	36,51
SHB-03-02	2,7 - 3,3	-	-	6,60	38,57	54,83

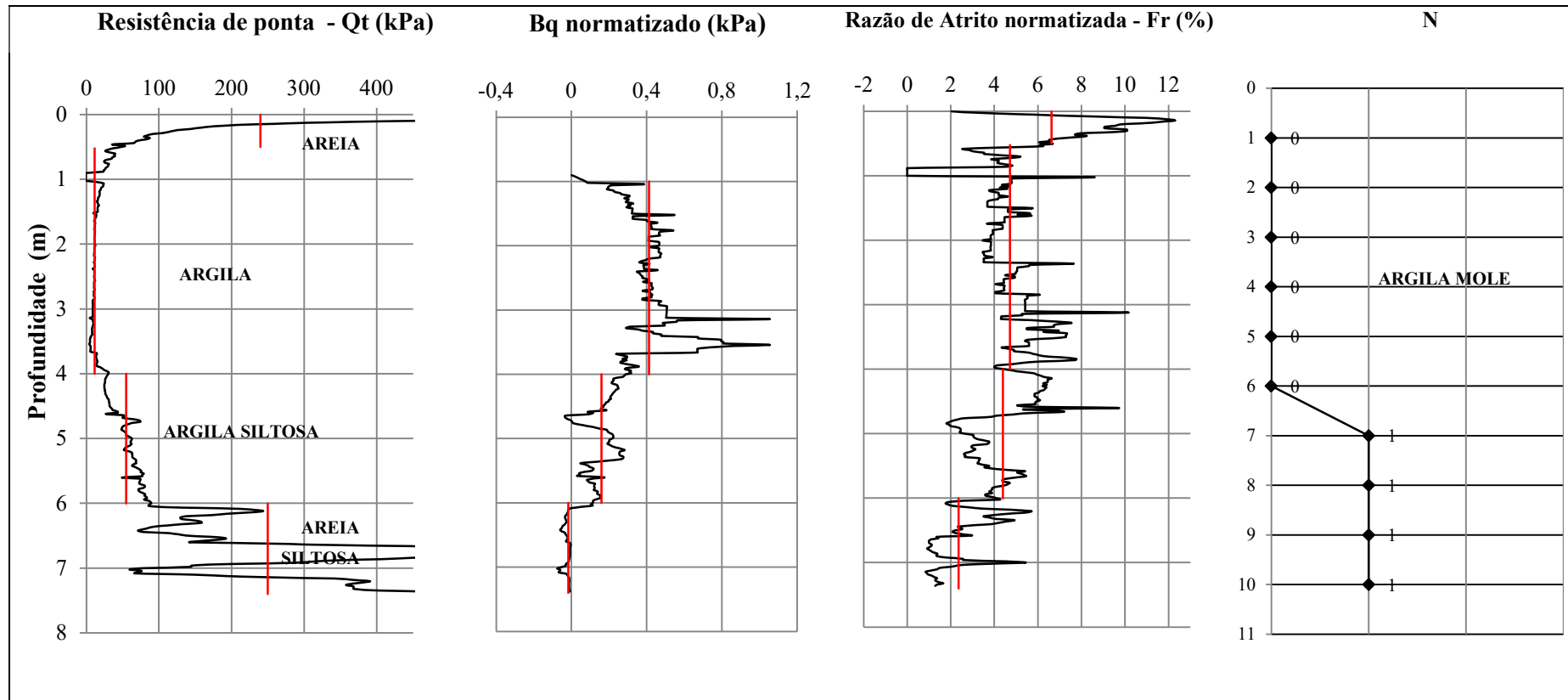


Figura 50. Classificação Robertson (1990) e SPT do ponto 04.

Tabela 29. Classificação SUCS amostras SBH-04: argilas inorgânicas.

Amostra	Profundidade (m)	Granulometria (%)				
		Areia			Silte	Argila
		grossa	média	finas		
SHB-04-01	0,7 – 1,3	-	1,13	5,45	29,53	63,88
SHB-04-02	2,7 - 3,3	-	-	0,62	33,15	66,24

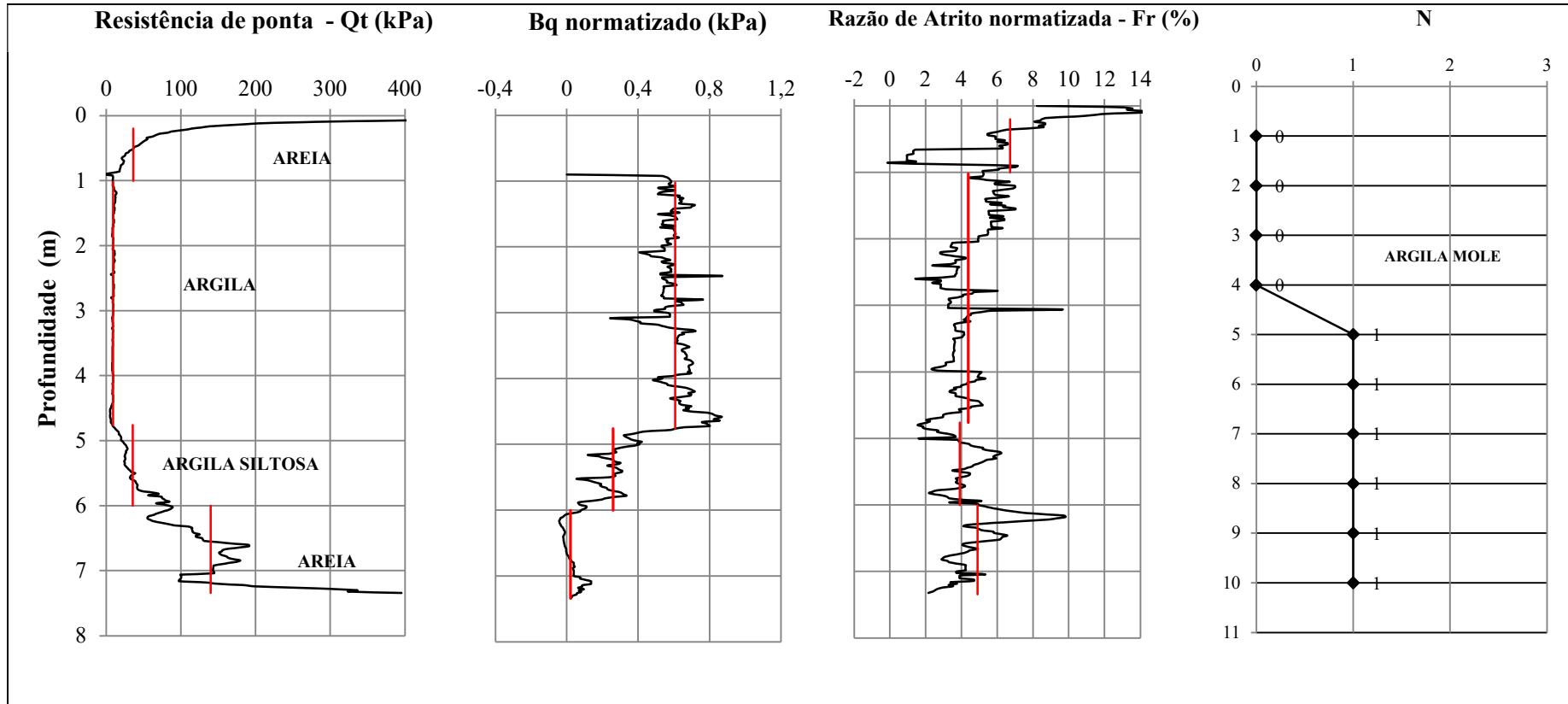


Figura 51. Classificação Robertson (1990) e SPT do ponto 05.

Tabela 30. Classificação SUCS amostras SBH-05: argilas inorgânicas.

Amostra	Profundidade (m)	Granulometria (%)				
		Areia			Silte	Argila
		grossa	média	finas		
SHB-05-01	0,7 – 1,3	-	-	44,24	19,22	36,54
SHB-05-02	2,7 - 3,3	-	-	2,26	31,88	65,86



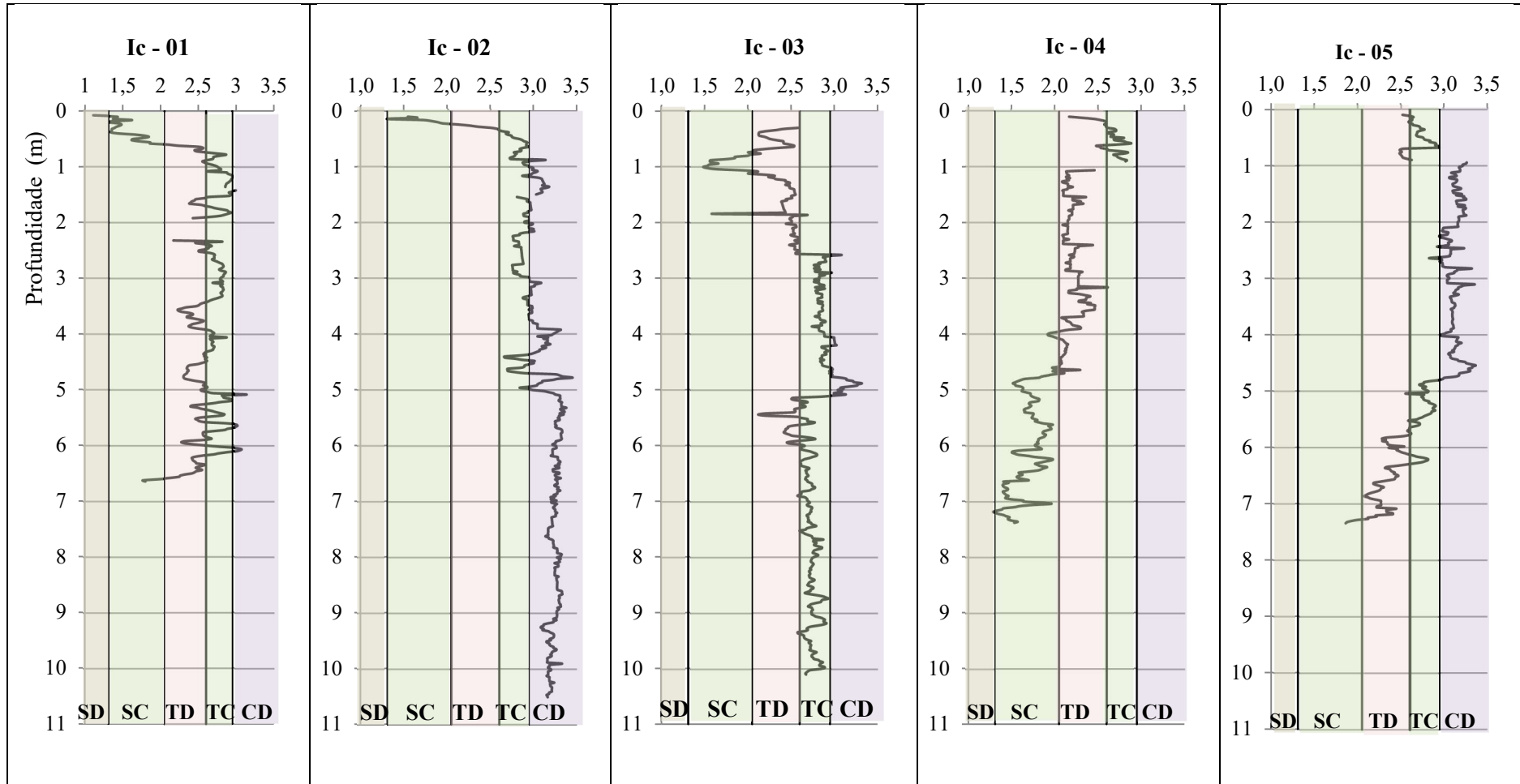


Figura 52. Classificação amostras pelo índice  $I_c$ .

Observa-se que os resultados do CPTu estão mais próximos dos resultados de laboratório, havendo assim uma pequena divergência com o ensaio SPT, de um modo geral em todas as amostras. A classificação nos dois gráficos  $Q_t \times F_r$  (%) e  $Q_t \times B_q$  foram semelhantes.

### 6.3 Perfis 3D

Através das sondagens também foi possível gerar o perfil 3D de todo o terreno, utilizou-se o software Rockworks. O programa gera modelos volumétricos, através do método de “voxel”, onde o sólido é criado a partir da extrapolação volumétrica em vários pontos ao longo de uma reta. Para uma melhor visualização foram feitos cortes a cada metro de altitude começando do nível mais 1 metro até menos 10 metros e também foi separada entre Fazenda SAGAP e VILAMAR conforme apresentado nas figuras seguintes.

Na Figura 53 observa-se nos cortes do terreno do empreendimento Vilamar na cota +1, boa parte do terreno tem aterro e já é visível a camada de argila. A argila é observada quase que complemente no terreno até a cota -5 m, variando apenas a consistência. A partir cota -6 m observa-se predominantemente areia compacta, argila rijá e solo residual, até o nível -10 m, sendo a argila em menor proporção. Em algumas regiões as sondagens anteriores já indicavam que a partir da profundidade de dez metros já se encontrava solo residual ou areia.

Já no Fazenda Sagap, Figura 54, observa-se predominantemente a presença de argila, variando apenas a sua consistência. A partir da cota -5 m se apresenta solo residual que até a cota -10 m vai se ampliando, contudo, não totalmente, sendo a argila bem presente.

Foram apresentados neste item três resultados de ensaios que se complementam entre si, embora a classificação SUCS seja bem específica para a amostra, trata-se de um ponto isolado do terreno, à medida que os resultados do CPTu apresenta o perfil como todo e o SPT o tipo de solo a cada um metro, este último através das dezenas de pontos foi possível obter uma visão global dos diversos materiais presentes no terreno, como apresentado nas figuras a seguir.

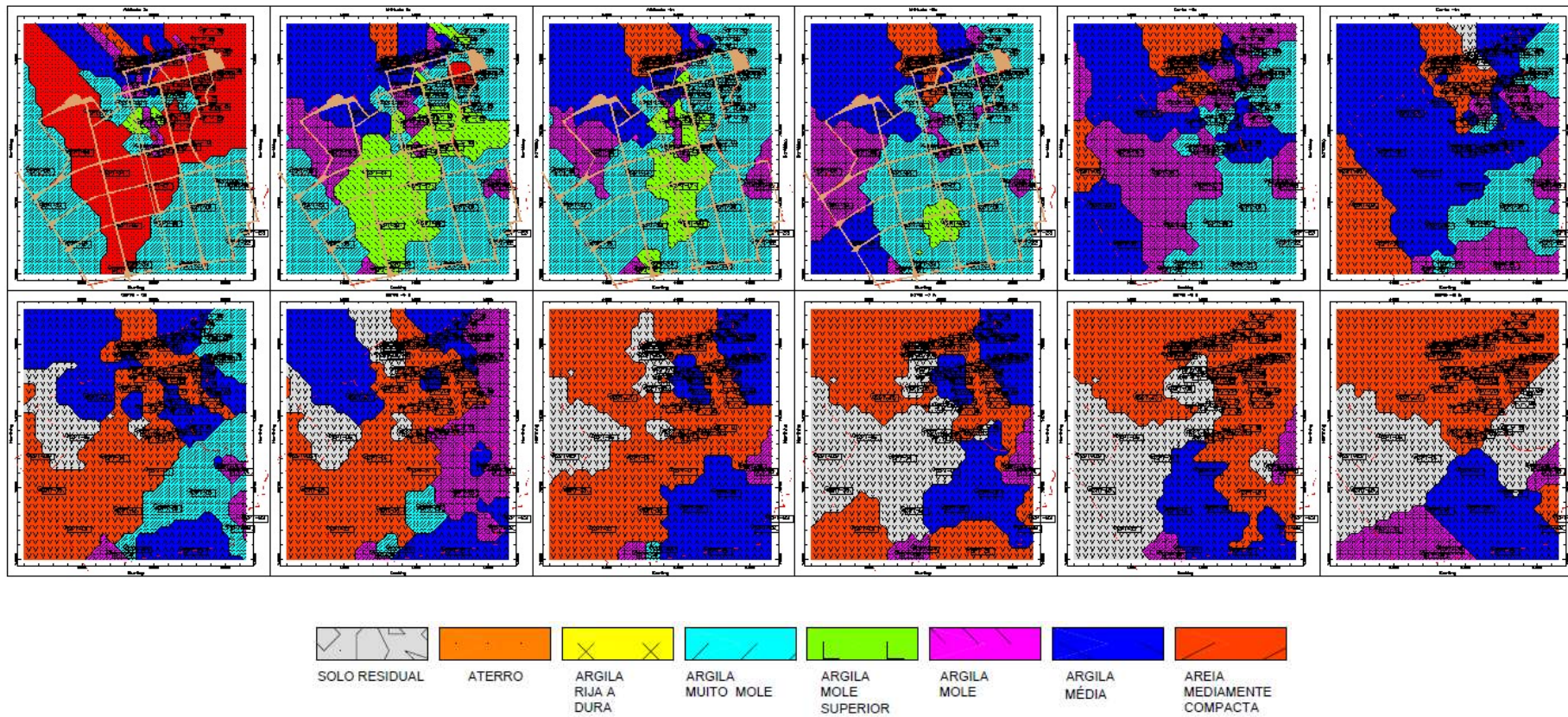


Figura 53. Cortes do Terreno através de um modelo 3D, empreendimento VILAMAR.

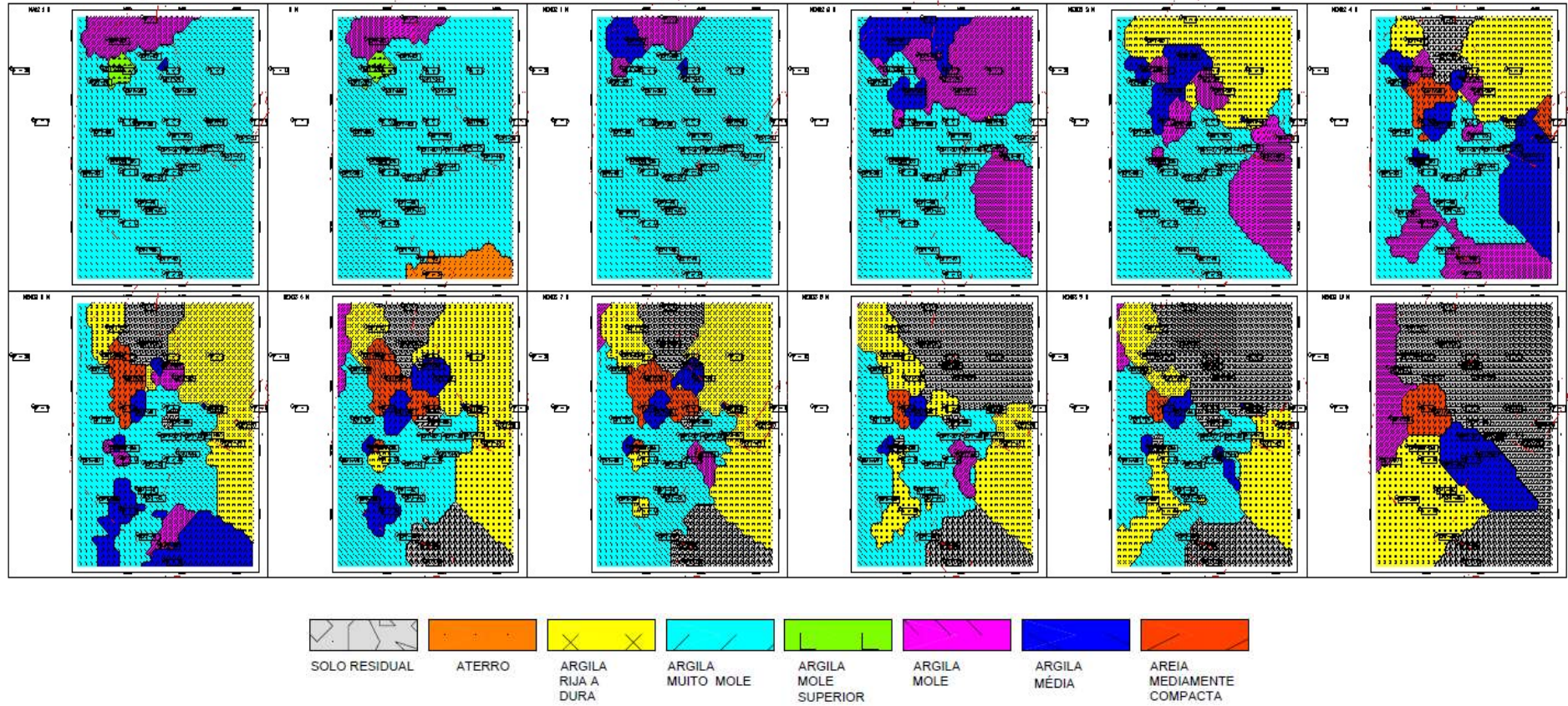


Figura 54. Cortes do Terreno através de um modelo 3D, fazenda SAGAP.

## Características de Compressibilidade e Adensamento e Histórico de Tensões

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados do ensaio edométrico, bem como a história de tensões a partir dos ensaios campo CPTu e *Vane test*.

### 7.1 Índices Físicos das Amostras

A Tabela 31 apresenta os índices físicos das amostras obtidos na moldagem dos corpos de prova para o ensaio; peso específico natural, peso específico aparente seco, umidade, índice de vazios e saturação. O peso específico natural apresenta valores próximos para a maioria das amostras, ficando entre 13 e 14 kN/m<sup>3</sup>, sendo maior apenas para a amostra SHB 01. Esta amostra já vem se diferenciando das demais, em diversos ensaios. Verificou-se que a maioria das amostras apresentam umidade elevada próxima ou superior a 100%, característica de solos moles, que aumenta com a profundidade. Apenas as amostras do ponto SHB-01 apresentaram umidade reativamente baixa, em comparação com as demais, como apresentado anteriormente trata-se de uma areia argilosa.

Tabela 31. Índices físicos.

Amostra	Prof. (m)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	e	S <sub>r</sub> (%)
SHB-01-01	1,9 a 2,5	19,28	15,91	21,14	0,63	88,40
SHB-01-02	2,5 a 3,1	18,59	13,87	34,00	0,85	100,00
SHB-02- 01	0,7 a 1,3	14,10	7,95	77,17	2,15	91,60
SHB-02- 02	3,7 a 4,3	13,10	5,82	124,77	3,30	96,60
SHB-03-01	1,4 a 2,0	14,48	7,40	95,62	2,53	100,00
SHB-03-02	2,7 a 3,3	13,39	6,19	184,91	4,69	100,00
SHB-04-01	0,7 a 1,3	13,28	6,13	116,41	3,12	98,80
SHB-04-02	2,7 a 3,3	13,18	5,61	134,84	3,61	98,50
SHB-05-01	0,7 a 1,3	14,72	7,85	87,46	2,43	98,80
SHB-05-02	2,7 a 3,3	13,10	6,95	88,68	2,86	84,70

Com relação ao índice de vazios, há um aumento do índice de vazios com a profundidade, em todas as amostras. Este parâmetro expressa a variação do arranjo estrutural das partículas provocadas pelo transcorrer do tempo e das condições de carregamento a qual o solo foi ou está submetido. A estrutura floclada das argilas é típica de depósitos sedimentares em ambientes marinhos. Em depósitos mais antigos, onde o peso das camadas superiores atuando por longos períodos de tempo, tende a evoluir a estrutura da argila para uma estrutura mais paralela entre as partículas, ou orientada (Fernandes, 2011). Em geral, em solos recentes, em profundidades pequenas, apresentam umidade e índice de vazios muito elevados tendendo estes a reduzir-se com o carregamento de novas camadas, logo com a profundidade e a idade do depósito.

O índice de vazios e teor de umidade de solos argilosos estão intimamente ligados. Skempton (1970) ao comparar a relação entre a umidade e o índices de vazios com a profundidade e a tensão efetiva vertical, em 20 depósitos de argila normalmente adensadas, verificou que com o aumento do teor de umidade há também o aumento do índice de vazios, e que estes variam consideravelmente de caso para caso. Essa variação do teor de umidade e do índice de vazios também está ligada à atividade coloidal da argila. Quanto maior é a superfície específica das partículas, maior é sua atividade e maior a retenção de água.

Analisando os resultados percebe-se um aumento da umidade e do índice de vazios com a profundidade. Como já mencionado anteriormente, estas amostras mais superficiais estão sob a influência das variações do nível de água, além de apresentarem um maior percentual de material inertes, grãos de quartzo e feldspato, assim o aumento da umidade é plausível. Com relação aos índices de vazios, o aumento com a profundidade pode estar relacionado com o ambiente marinho em que se encontram, favorecendo uma estrutura floclada e conseqüentemente aumento do índice de vazios.

## 7.2 Parâmetros de Compressibilidade

Como a maioria das amostras foram classificadas de qualidade muito boa a excelente, de acordo com critério de Lunne (1997), pode-se presumir que os parâmetros obtidos possuem confiabilidade. A Tabela 32 apresenta os parâmetros de compressibilidade das amostras. Estes foram obtidos a partir das curvas índice de vazios *versus* tensão vertical efetiva obtida, apresentadas na Figura 55 e na Figura 56.

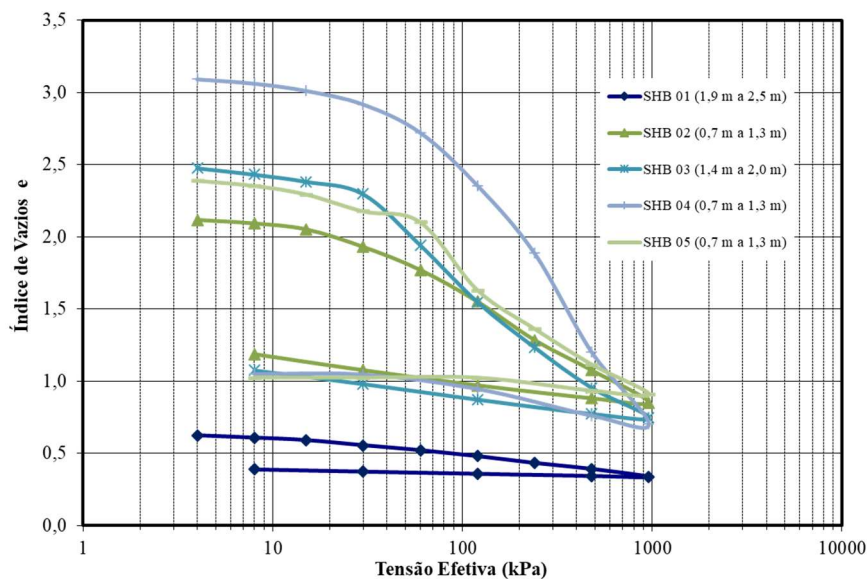


Figura 55. Ensaios de adensamento nas amostras mais superficiais.

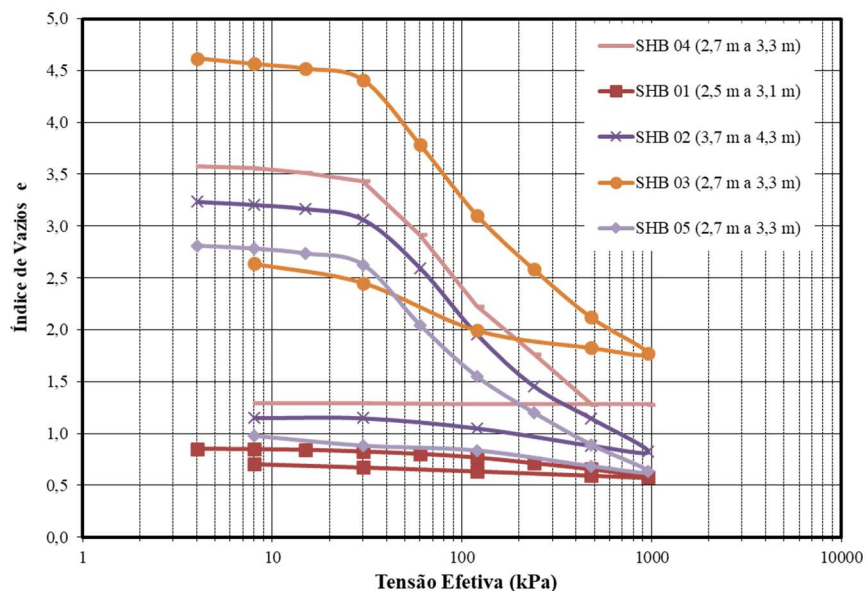


Figura 56. Ensaios de adensamento nas amostras mais profundas.

Como visto na caracterização física, a umidade e o índice de vazios aumentam com a profundidade e as amostras mais profundas têm um percentual maior de finos, o que evidencia que as amostras mais profundas são mais compressíveis. Essa compressibilidade é caracterizada pelo índice de compressibilidade. A Tabela 32 apresenta os parâmetros de compressibilidade das dez amostras.

Tabela 32. Parâmetros de compressibilidade dos ensaios de adensamento edométrico.

Amostra	Prof.(m)	e <sub>0</sub>	w (%)	C <sub>c</sub>	C <sub>s</sub>	CR=C <sub>c</sub> /1+e <sub>0</sub>	C <sub>s</sub> /C <sub>c</sub>
SHB-02- 01	0,7 a 1,3	2,15	77,17	0,77	0,16	0,24	0,21
SHB-02- 02	3,7 a 4,3	3,30	124,77	1,47	0,15	0,34	0,10
SHB-03-01	1,4 a 2,0	2,53	95,62	0,98	0,15	0,28	0,15
SHB-03-02	2,7 a 3,3	4,69	184,91	1,75	0,42	0,31	0,24
SHB-04-01	0,7 a 1,3	3,12	116,41	1,88	0,17	0,46	0,09
SHB-04-02	2,7 a 3,3	3,61	134,84	1,93	0,01	0,42	0,003
SHB-05-01	0,7 a 1,3	2,43	87,46	1,31	0,10	0,38	0,08
SHB-05-02	2,7 a 3,3	2,86	88,68	1,30	0,15	0,34	0,12

Nas amostras SHB-01 verifica-se menor compressibilidade praticamente em todos os parâmetros, tendo em vista que se trata de uma areia argilosa. Nas amostras dos pontos 02 e 03 o índice de compressibilidade praticamente duplica com a profundidade.

Em especial na amostra 04, a qual apresenta uma maior quantidade de sais, que causa maior floculação e consequentemente maior índice de vazios, observa-se o maior índice de compressibilidade. As duas amostras, SHB-04-01 e SHB-04-02 possuem índices de vazios próximos, peso específico natural praticamente iguais e consequentemente compressibilidade semelhante.

Já as amostras do ponto 05 apresentam comportamentos semelhantes com relação a compressibilidade, embora apresentem granulometria diferente. A amostra SHB-05-01 apresenta cerca de 44% de areia fina, porém os índices de vazios são bem próximos. Assim, o índice de compressão virgem (C<sub>c</sub>) variou de 0,15 a 1,93 nesse depósito.

O índice de expansão (C<sub>s</sub>) teve um valor mínimo de 0,01 para a amostra SBH-04-02, porém esse valor pode não corresponder à realidade, tendo em vista que as duas amostras do ponto 04 apresentam características semelhantes e assim teriam índices próximos, podendo ter ocorrido um erro na execução do ensaio. Quando as amostras são de qualidade o índice de recompressão e o de compressão virgem são próximos. Neste percebe-se pela curva, que não são, como se apresentam as demais amostras. A variação deste índice foi de 0,10 a 0,42 com média de 0,19.

A razão de compressão (CR) variou de 0,24 a 0,46, através da qual o recalque por adensamento pode ser avaliado, sendo imprescindível amostras de qualidade pois pode ocorrer erros de cerca de 100%, isto devido a forma da curva do ensaio que será afetada pelo amolgamento, conforme apresentam Martins & Lacerda (1994).



Esses parâmetros são comparados com valores encontrados em outros locais do Rio de Janeiro. Observa-se que os valores determinados estão dentro da faixa de valores apresentada por diversos autores e para várias regiões do Rio de Janeiro, Tabela 33.

Tabela 33. Parâmetros de compressibilidade do Rio de Janeiro.

$C_c$	$C_s$	CR	$C_s/C_c$	Local	Referência
0,77 – 1,93	0,03 – 0,40	0,24 – 0,46	0,08 – 0,24	Guaratiba	P. Trabalho
0,37 – 2,38	0,11 – 0,99	0,20 - 0,55	0,07 – 0,31	Santa Cruz	Castello (2019)
1,37-1,95	0,08 – 0,21	0,45 – 0,52	0,05 - 0,10	Ilha do Fundão	Conte (2019)
1,00 – 4,00	0,1 – 0,40	0,25 – 0,55	0,05 – 0,15	Jacarepaguá	Baroni (2016)
0,23 – 2,19	-	0,11- 0,51	0,06 - 0,34	Guaratiba	Berbert (2016)
0,30 – 2,39	0,03- 0,32	0,12 – 0,55	0,13 – 0,24	Santa Cruz	Lima (2013)
1,60 - 2,2	0,25 - 0,50	0,32 - 0,43	0,14 - 0,26	Gramacho	Hipólito (2010)
1,12 – 1,96	0,20 – 0,26	0,19 -0,45	0,10 - 0,23	Santa Cruz	Campos (2006)
1,08	0,18	0,32	0,17	Guaratiba	Santos (2004)

Da região Guaratiba tem-se os dados de Santos (2004) nas proximidades da Embratel e Berbert (2016) da Estação do BRT próximo a Embrapa. Pode-se observar que os dados se encontram dentro de uma mesma faixa de variação, com valores bem próximos em seus máximos e mínimos.

Na prática, nem sempre é possível a realização de ensaios para obtenção dos parâmetros de compressibilidade, assim existem diversas correlações para estimar esses valores, especialmente o índice de compressão virgem ( $C_c$ ), e estas correlações são, principalmente, com a umidade natural, o limite de liquidez e o índice de vazios.

A correlação entre coeficiente de compressão virgem e o teor de umidade natural do solo é apresentada na Figura 57 e comparada com outras correlações encontradas em depósitos do Rio de Janeiro. Embora sejam apenas dez pontos, a correlação encontrada é bem coerente com as demais, especialmente com as apresentadas por Lima (2012) e Almeida et al (2008), este obteve a correlação com dados de diversas regiões: Juturnaiba, Itaipu, Rua Uruguaiana, Sarapuú, Botafogo, Barra da Tijuca e Caju.

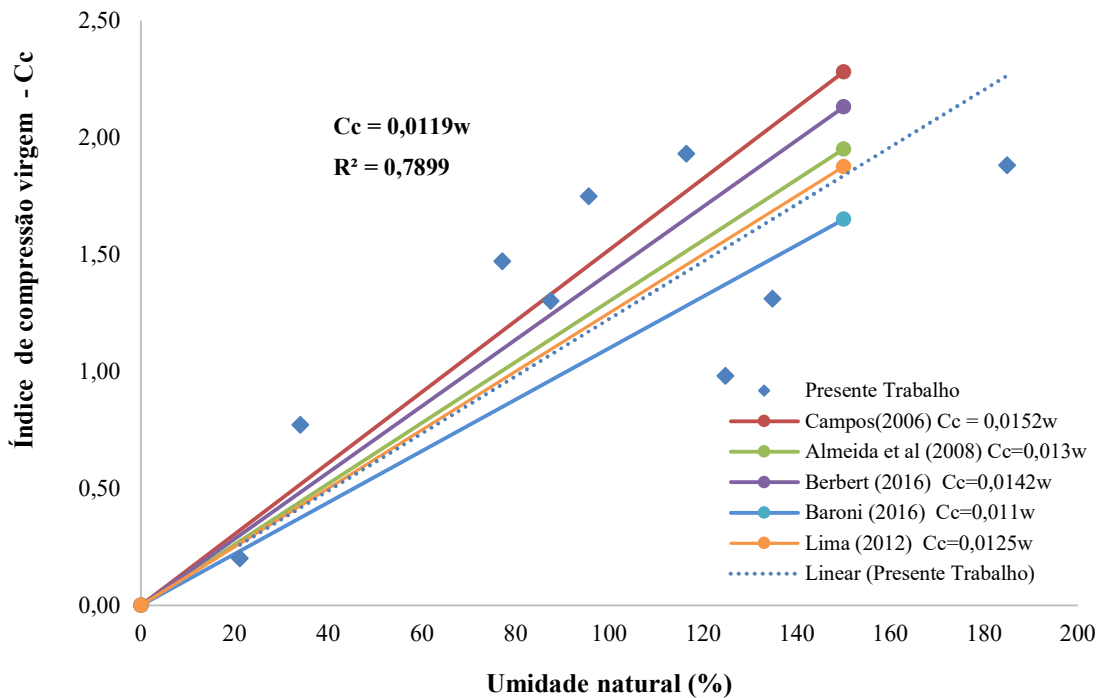


Figura 57. Correlação entre o índice de compressão virgem e o teor de umidade natural.

Para as correlações entre o índice de compressão virgem e o limite de liquidez e o índice de vazios foram obtidas as equações apresentadas abaixo. Como o teor de umidade natural é bem próxima ao limite de liquidez consequentemente as correlações foram próximas. Para o índice de vazios as correlações apresentadas na literatura exibem uma ampla variação, evidenciando assim uma particularidade nesse índice de estado para cada depósito.

$$C_c = 0,0119 w_L \quad (R^2 = 0,7899) \quad \text{Equação 12}$$

$$C_c = 0,4536 e_0 \quad (R^2 = 0,8348) \quad \text{Equação 13}$$

### 7.3 Qualidade das Amostras

A qualidade das amostras influencia os parâmetros de compressibilidade do solos moles, de acordo com o estudo desenvolvido por Coutinho et. al (1998), os valores obtidos do índice de compressão virgem ( $C_c$ ), da tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) e, consequentemente do OCR, para as amostras de melhor qualidade, foram maiores

comparados com as amostras amolgadas (de má qualidade). A relação entre esses parâmetros varia 1,2 a 3,6 comparando as amostras de boa qualidade com as de má qualidade. Outros autores, como citado na revisão bibliográfica, evidenciam a importância dessa avaliação das amostras.

Assim as amostras foram classificadas de acordo com os critérios de Lunne et al (1997), Coutinho et al (1998) e Sandroni (2006), estes apresentados na Tabela 3. A maioria das amostras classificam-se de qualidade muita boa a excelente, apenas as amostras SHB-02-02, SHB-03-01 e SHB-05-02 apresentaram qualidade boa a ruim, inferior às demais. Devido à limitação dos critérios com relação aos valores de OCR, algumas amostras não puderam ser classificadas segundo os critérios de Coutinho et al (1998) e Sandroni (2006).

Tabela 34. Qualidade dos copos de prova.

<b>Amostra</b>	<b>OCR</b>	<b><math>\Delta e/e</math></b>	<b>Critério de Lunne (1997)</b>	<b>Coutinho et al (1998)</b>	<b>Sandroni (2006)</b>
SHB-01-02	2,01	0,03	Muito boa a excelente	Muito boa a excelente	Excelente a muito boa
SHB-02-01	2,13	0,02	Muito boa a excelente	-	-
SHB-02-02	1,42	0,07	Boa a regular	Regular	Ruim
SHB-03-01	1,71	0,06	Boa a regular	Regular	Ruim
SHB-03-02	1,61	0,04	Muito boa a excelente	Muito boa a excelente	Boa a aceitável
SHB-04-01	5,87	0,02	Muito boa a excelente	Muito boa a excelente	Excelente a muito boa
SHB-04-02	2,03	0,03	Muito boa a excelente	Muito boa a excelente	Excelente a muito boa
SHB-05-01	3,74	0,03	Muito boa a excelente	Muito boa a excelente	Excelente a muito boa
SHB-05-02	1,39	0,05	Boa a regular	Boa	Boa a aceitável

Outro critério, conforme mencionado anteriormente, é quanto ao formato da curva, onde o trecho virgem da curva e  $x \sigma'$  (log) não se apresenta retilíneo se a amostra for de boa qualidade, tal fato é ratificado pela Figura 58 e Figura 59. Além deste critério, é observado também o formato da curva  $m_v$  versus  $\sigma'$  que apresenta uma mudança acentuada no valor de  $m_v$  na região da tensão de pré-adensamento, segundo Correia e Lacerda (1982) este comportamento também indica que a amostra usada foi de boa qualidade.

Para as amostras que apresentaram qualidade regular/ruim foram realizadas as correções das curvas e  $x \sigma'$  (log), seguindo os critérios propostos por Oliveira (2002), apresentado anteriormente. E a partir das novas curvas foram obtidos novos valores de tensão de pré adensamento.

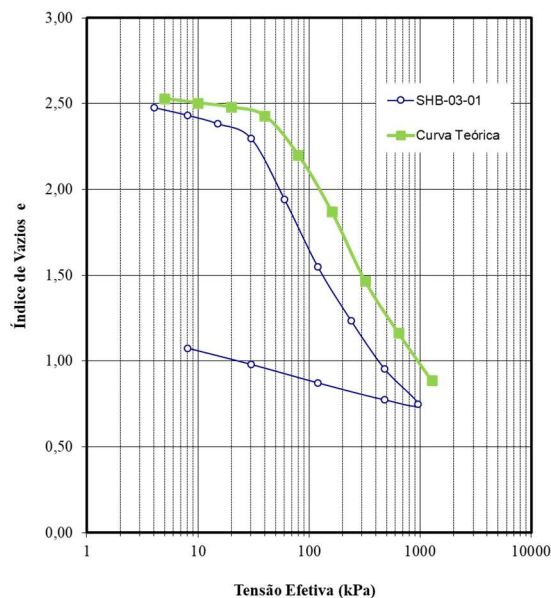
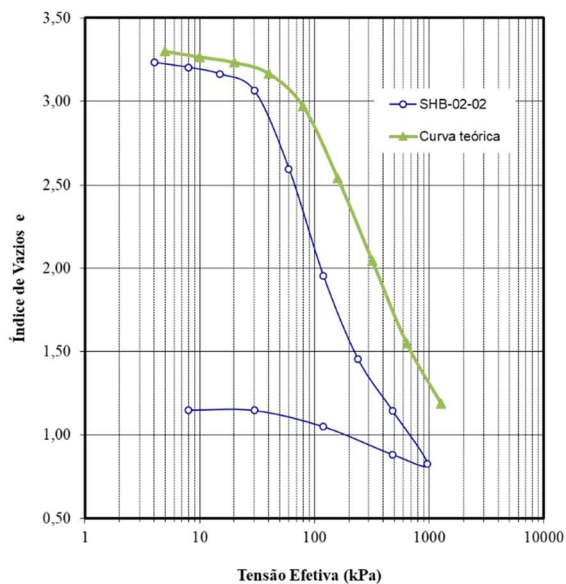


Figura 58. Curva  $e$  x  $\sigma'$ , amostra SHB-02-02, ensaio e corrigida.

Figura 59. Curva  $e$  x  $\sigma'$ , amostra SHB-03-01, ensaio e corrigida.

Na Tabela 35 são apresentados os valores da tensão de pré-adensamento corrigidas para as duas curvas. Na amostra SHB-02-02 houve um aumento de 48% do valor da tensão de pré adensamento, enquanto na amostra SHB-03-01 houve um aumento de 67%, Oliveira (2002) ressalta a importância de fazer a correção da  $\sigma'_{vm}$ , visto que apenas a correção do índice de compressão virgem sem corrigir a tensão de pré-adensamento, conduz a valores superestimados de recalque e a projetos superdimensionados.

Tabela 35. Tensões de pré-adensamento obtidas das curvas real e corrigida.

Amostra	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\sigma'_{vm}$ (kPa)		OCR	
		Ensaio	Corrigida	Ensaio	Corrigido
SHB-02-02	26,14	37	55	1,42	2,10
SHB-03-01	15,79	27	45	1,71	2,85

#### 7.4 Tensões Efetivas Iniciais

Os valores da sucção natural são adequados para avaliar as tensões efetivas após amostragem e são úteis para estimar valores referenciais do efeito do amolgamento, pois este produz uma redução da tensão efetiva. A tensão vertical efetiva de campo foi obtida através do peso específico natural obtido em laboratório e também da análise da sondagem do local da amostragem, na qual é possível verificar o nível do lençol freático, este foi medido após 24 horas da abertura do furo.

Na Tabela 36 são apresentados os valores de sucção e demais dados das amostras. E na Figura 60 são apresentados os valores da tensão efetiva inicial das amostras com a umidade. Pode-se perceber com o aumento da saturação, há uma diminuição da sucção natural. Em todos os pontos, as amostras mais profundas, apresentam maior saturação. É importante observar que todas as amostras foram coletadas abaixo do nível de água, ou seja, saturadas, porém verifica-se em algumas amostras percentuais abaixo 100% de saturação, implica que essas amostras tiveram a saturação afetada durante a coleta, pois geralmente o grau de saturação diminui. Verifica-se ainda que a amostra do ponto 01 mais rasa apresenta maior tensão, visto que se trata de uma areia argilosa, quanto menor a umidade maior a tensão.

Tabela 36. Sucção das amostras.

<b>Amostra</b>	<b>Prof. (m)</b>	<b>e</b>	<b>S<sub>r</sub> (%)</b>	<b>w (%)</b>	<b>Sucção (kPa)</b>
SHB-01-01	1,9 - 2,5	0,46	99,54	17,88	73,48
SHB-01-02	2,5 - 3,10	0,98	94,94	37,36	14,84
SHB-02-01	0,7 - 1,3	2,05	100,00	80,53	24,41
SHB-02-02	3,7 - 4,3	3,38	100,00	132,52	16,09
SHB-03-01	1,4 - 2,0	2,50	99,33	94,04	16,93
SHB-03-02	2,7 - 3,3	3,01	100,00	116,04	13,61
SHB-04-01	0,7 - 1,3	2,79	100,00	107,19	23,53
SHB-04-02	2,7 - 3,3	4,23	100,00	162,51	9,90
SHB-05-01	0,7 - 1,3	2,19	92,06	84,24	10,25
SHB-05-02	2,7 - 3,3	3,45	99,66	132,79	9,65

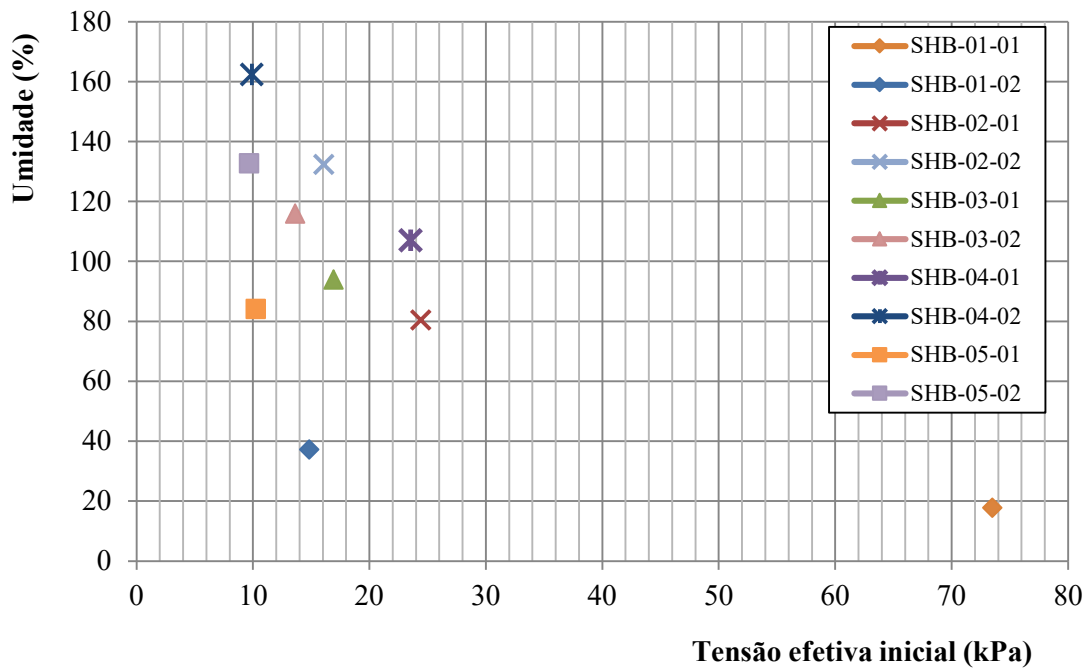


Figura 60. Tensão efetiva com a umidade.

Na Figura 61 apresenta-se uma comparação entre a tensão efetiva inicial das amostras obtida em laboratório e a tensão em campo, onde se verifica que houve uma diminuição da tensão efetiva principalmente nas amostras mais profundas. Sendo a maior diferença na amostra SHB-01-01, essa amostra é uma areia argilosa e, assim, a perda de água na amostragem é mais fácil do que em uma amostra de argila.

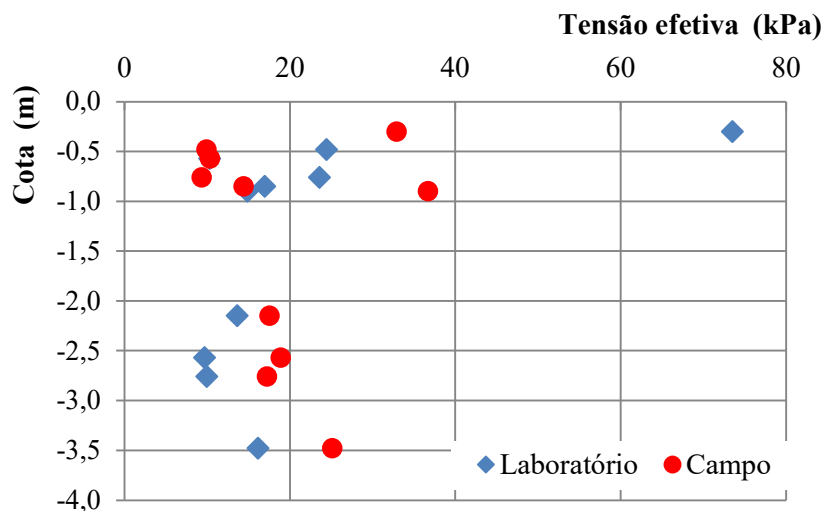


Figura 61. Comparação entre a tensão efetiva inicial das amostras obtida em laboratório e a tensão em campo.

## 7.5 História de Tensões

O sobreadensamento é um fenômeno que pode ocorrer em qualquer tipo de solo, areais e até em maciços residuais. Porém nas argilas os efeitos são mais relevantes em seu comportamento (Fernandes, 2011). A história de tensão é muito bem observada no ensaio de adensamento odométrico. O solo quando submetido a uma tensão menor a qual já foi submetido apresenta pequena deformabilidade (primeiro trecho da curva), quando submetido a uma tensão maior a qual já foi submetido apresenta maior deformabilidade (trecho mais inclinado da curva). Esse ponto de transição indica a tensão de pré-adensamento, ou seja, a maior tensão a qual o solo já foi submetido. Essa tensão representa a transição entre deformações relativamente pequenas e muito grandes.

A relação entre essa tensão de pré adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) e a tensão vertical efetiva em campo ( $\sigma'_{v0}$ ) é a razão de pré-adensamento OCR (Over Consolidation Ratio). Se OCR for maior que 1 o é solo pré-adensado. A Tabela 37 apresenta as tensões verticais efetivas e os valores OCR para as amostras. Através do Método de Pacheco Silva foram obtidas as tensões de pré-adensamento. Segundo Martins & Lacerda (1994) se a amostra for de qualidade, o trecho virgem da curva e  $x \sigma'$  (log) não se apresenta retilíneo, dificultando assim a obtenção da tensão de pré-adensamento. Seguindo recomendação do mesmo autor, para obtenção da tensão de pré-adensamento foi utilizada curva  $(1+e)$  versus  $\sigma'_v$  com os dois eixos em escala logarítmica.

Tabela 37. Pré-adensamento das amostras.

Amostra	Prof. (m)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\sigma'_{vm}$ (kPa)	OCR
SHB-02- 01	0,7 a 1,3	14,10	30,00	2,13
SHB-02- 02	3,7 a 4,3	26,14	<b>55,00</b>	<b>2,10</b>
SHB-03-01	1,4 a 2,0	15,79	<b>45,00</b>	<b>2,85</b>
SHB-03-02	2,7 a 3,3	18,59	30,00	1,61
SHB-04-01	0,7 a 1,3	13,28	78,00	5,87
SHB-04-02	2,7 a 3,3	18,23	37,00	2,03
SHB-05-01	0,7 a 1,3	14,72	55,00	3,74
SHB-05-02	2,7 a 3,3	20,17	28,00	1,39

Observa-se, através Tabela 37 que amostras mais superficiais apresentam um OCR mais elevado, o que pode ser causado pelo ressecamento da camada, associado às variações do nível d'água ou variações climáticas. Ou seja, de um modo geral, há uma diminuição do OCR com a profundidade. A Figura 62, apresenta o OCR das amostras em

função da cota. Em outras regiões do Rio de Janeiro são observados também um pré-adensamento das camadas de argila mole, Santa Cruz (Garcés, 1995 e Campos 2003), Sarapuí (Almeida at. al 2005), Guaratiba (Santos, 2004), entre outros.

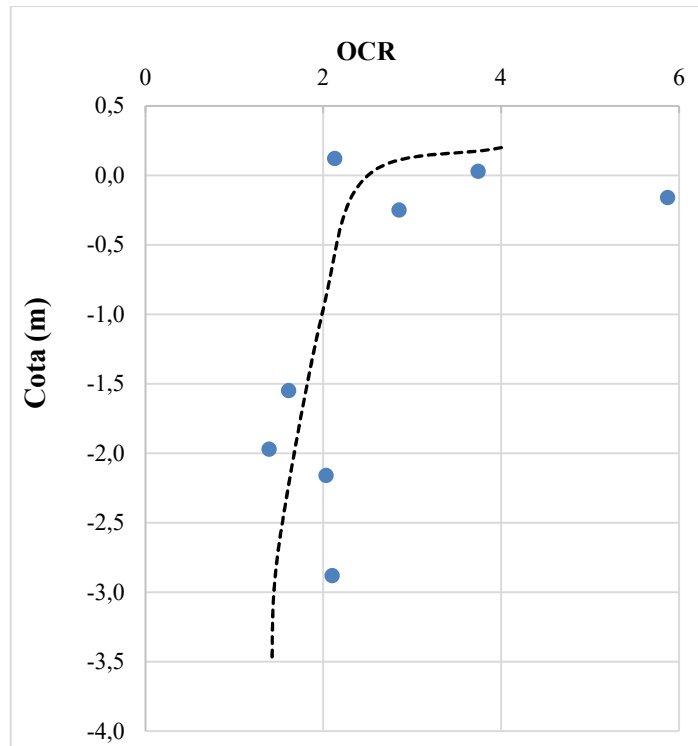


Figura 62. OCR das amostras.

Para obtenção do OCR a partir dos ensaios de Piezocone, Schnaid (2000) recomenda uma abordagem estatística proposta por Chen & Mayne (1996), com base em mais de 1.200 resultados de ensaios, dada pelas Equação 14 e Equação 15, para esses casos obteve  $k_1 = 0,305$  e  $k_2 = 0,53$ , porém ressalta que precisa ser validada para casos brasileiros.

$$\text{OCR} = k_1 \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Equação 14}$$

$$\text{OCR} = k_2 \frac{q_t - u_2}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Equação 15}$$

De acordo com Ladd e DeGroot (2003) devido ao excesso de propressão na penetração do cone e da posição do elemento poroso na base do cone onde  $u_2$  é medida,



os autores preferem usar a Equação 14. E para obtenção do valor de  $K_1$  para este trabalho, os dados foram plotados no gráfico com experiência descrita por Odebrecht e Schnaid (2012) que compila dados dos depósitos quaternários da costa brasileira, conforme apresenta a Figura 63. Valores de  $K_1$  apresentados na literatura internacional apontam para um valor médio da ordem de 0,30 (Chen & Mayne, 1996); contudo, outros autores indicam variações na faixa entre 0,1 e 0,5, que podem estar associadas ao limite de liquidez e à presença de matéria orgânica. Para este trabalho obteve-se  $K_1=0,19$ , que está dentro da média.

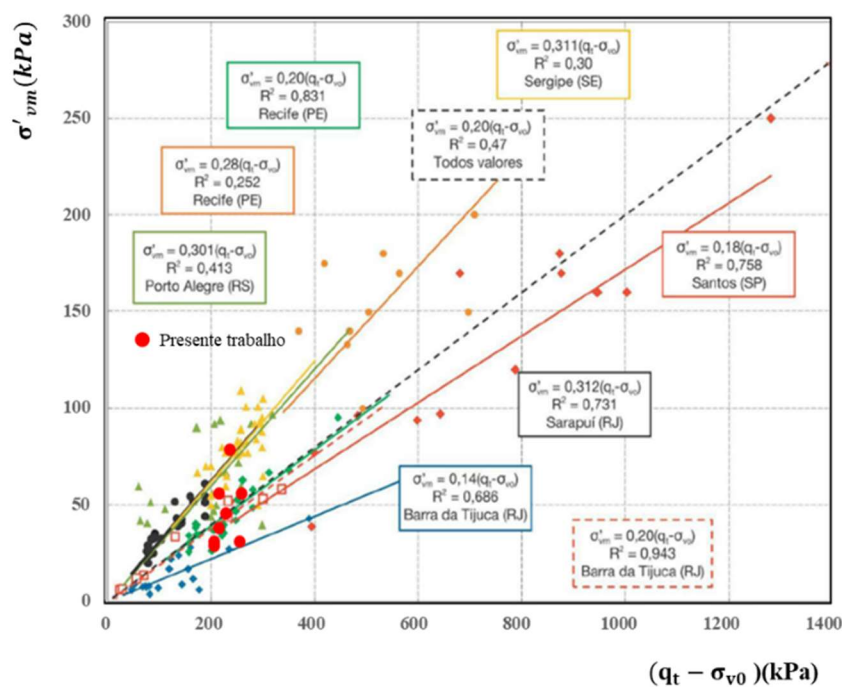


Figura 63. Estimativa da pressão de pré-adensamento para argilas do quaternário da costa brasileira (Schnaid e Odebrecht, 2012).

Existem outras abordagens para obtenção do OCR através do CPTu, porém essa apresentada é mais usual entre os autores. Lunne et al (1997) sugere que seja feita a análise da forma dos perfis de resistência do ensaio CPTu. De acordo com Robertson (1990), argilas normalmente adensadas registram a resistência de ponta normalizada em um intervalo de variação  $2,5 \leq Q_{t,NC} \leq 5$ . Sendo possível assim, através da comparação entre a faixa de variação citada e os resultados obtidos pelo ensaio, a determinação se o material é pré-adensado, normalmente adensado ou em adensamento. Através desta classificação todos os perfis são sobreadensados.

Através do *Vane test* também é possível obter a razão de pré-adensamento, através de uma relação secundária de carácter semi-empírico (Schnaid, 2000):

$$\text{OCR} = \alpha \frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Equação 16}$$

Onde,  $\alpha = 22IP^{-0,48}$ , de acordo com Mayne e Mitchel (1988);

$\sigma'_{v0}$  = Tensão vertical efetiva inicial;

IP = Índice de plasticidade.

São comparados na Figura 64 os valores de OCR para ensaios adensamento, CPTu e Vane test. Há uma concordância entre os resultados dos ensaios adensamento e Vane test, porém os valores previstos pelo ensaio CPTu estão bem validados nos pontos 2 e 3 pelo demais ensaios, nos demais pontos os resultados foram praticamente idênticos. Sabe-se que os valores de CPTu são muito sensíveis a estimativa do OCR, assim também foram realizadas análises com outras correlações.

Na Figura 65 são apresentados perfis de OCR obtido pelo CPTu com abordagem estatística proposta por Chen & Mayne (1996), com  $K_1 = 0,305$  e  $K_2 = 0,53$  e comparados com o perfil obtido com o valor  $K_1 = 0,19$ . Observa-se que utilizando-se abordagem estatística proposta por Chen & Mayne (1996), os valores de OCR são bem maiores que o perfil com  $K_1 = 0,19$ , conclui-se assim ser imprescindível a validação para dados brasileiros.

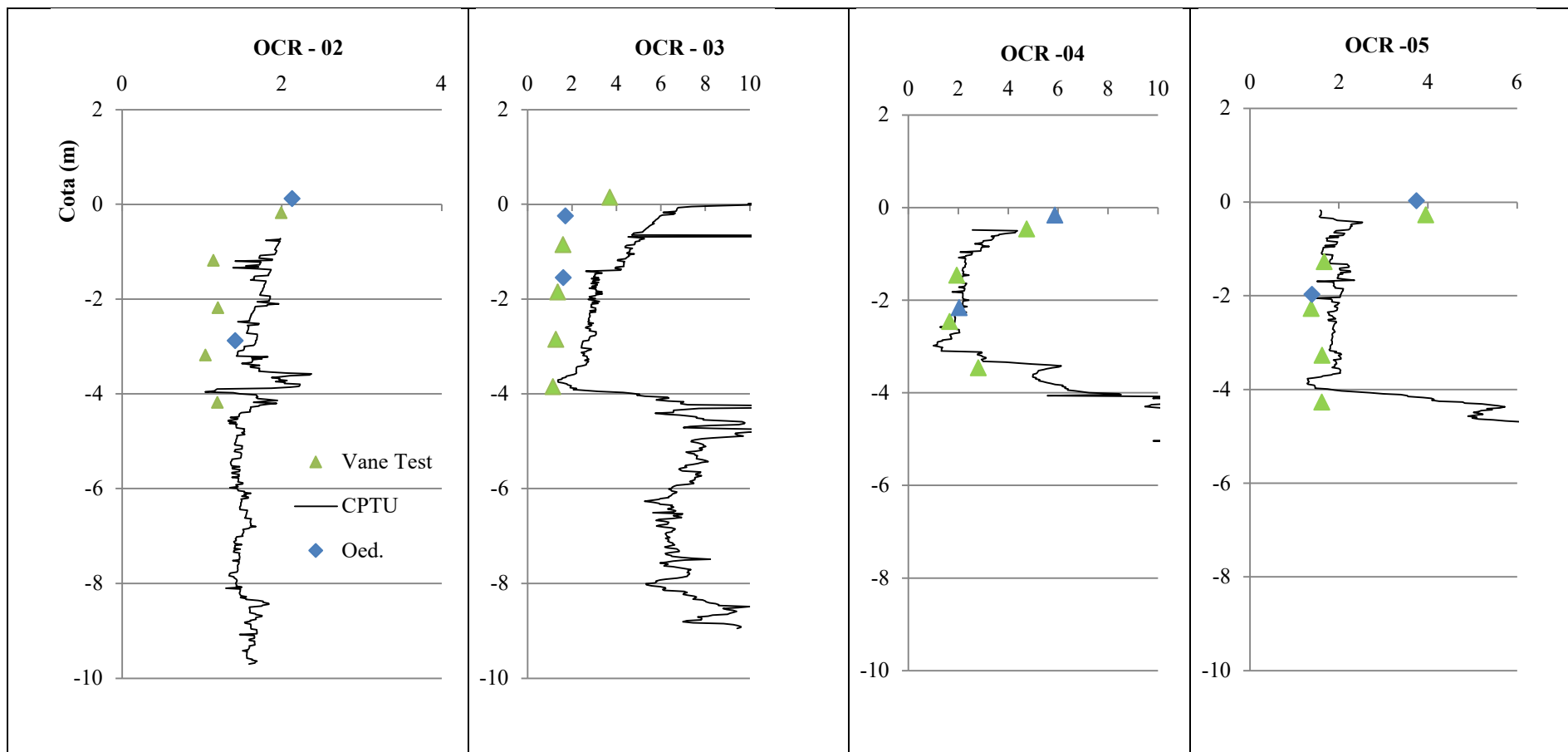


Figura 64. OCR obtido do Vane test, CPTu e ensaio adensamento na sequência do ponto 2 ao ponto 5.

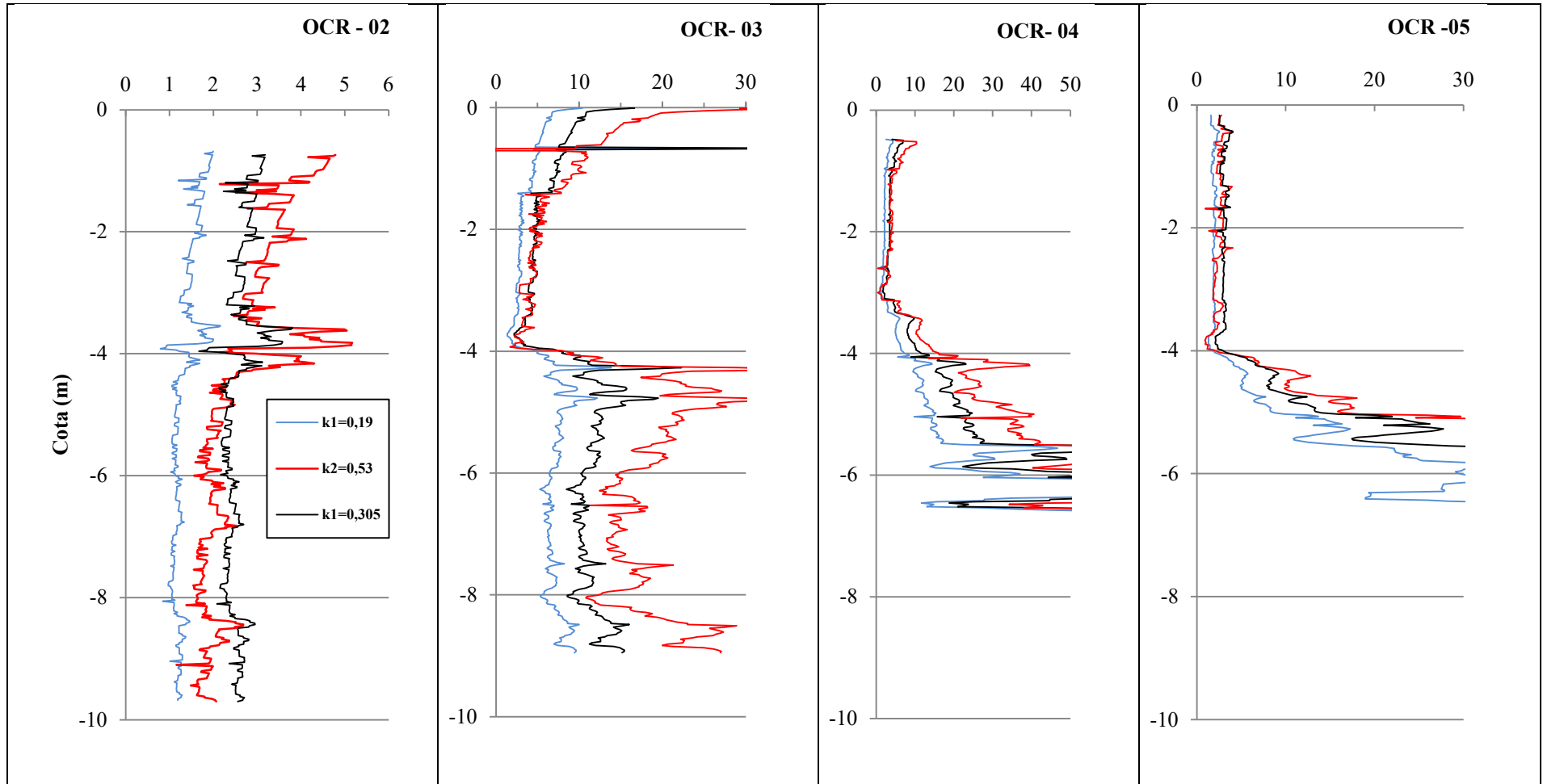


Figura 65. OCR obtido CPTu com abordagem estatística proposta por Chen & Mayne (1996), na sequência do ponto 2 ao ponto 5.

## 7.6 Características de Adensamento

Em análise aos demais parâmetros obtidos através do ensaio de adensamento, tem-se os coeficientes de adensamento ( $c_v$ ) que foram determinados a partir do método de Taylor. Este considera apenas os valores iniciais das curvas, desconsiderando o adensamento secundário, calculados para cada estágio de carregamento. Na equação de adensamento este parâmetro estabelece a velocidade de dissipação dos excessos de poropressões. Ou seja, ele controla a evolução dos recalques ao longo do tempo. A Figura 66 e a Figura 67 apresentam a variação do  $c_v$  com a tensão vertical efetiva. No Anexo I é possível visualizar os gráficos individualmente.

Nota-se uma diminuição de  $c_v$  com o aumento da tensão vertical efetiva e seus valores estão compreendidos entre 0,1 a  $1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ . Para argilas levemente pré-adensadas, Ladd (1973) indica que o valor de  $c_v$  decresce significativamente à medida que se aproxima do valor da tensão de pré-adensamento. Para tensões verticais efetivas maiores, ou seja, no trecho de compressão virgem, o valor de  $c_v$  mantém-se aproximadamente e constante, e igual a  $1 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ . Na Figura 66 e na Figura 67, a faixa pontilhada destaca a região onde se encontram as tensões de pré-adensamento. Segundo Aragão (1975), a dispersão dos valores do  $c_v$  está relacionado aos diferentes graus de pré-adensamento ao longo da camada o que implica em diferentes efeitos de amolgamento durante a extração e manuseio.

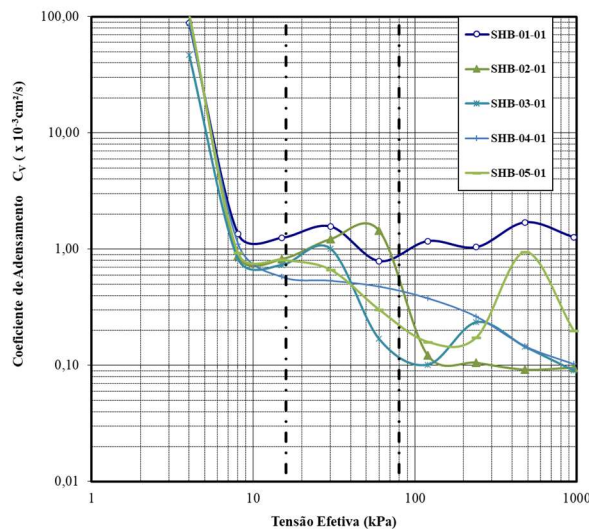


Figura 66. Curvas  $\log \sigma' \times c_v$  dos ensaios de adensamento edométrico das amostras mais superficiais.

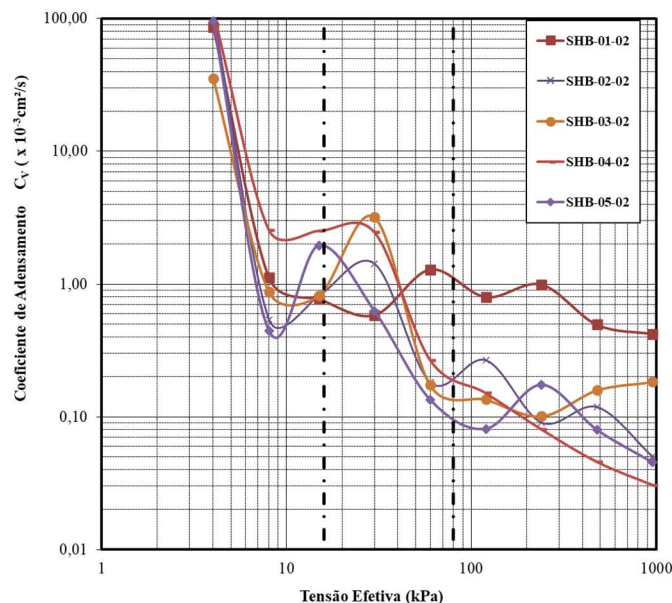


Figura 67. Curvas  $\log \sigma' \times c_v$  dos ensaios de adensamento edométrico das amostras mais profundas.

O comportamento de compressibilidade pode ser descrito também pelo coeficiente de variação volumétrica, conforme ilustrado na

Figura 68 e na Figura 69 . Verifica-se uma diminuição significativa do  $m_v$  após a tensão de pré-adensamento. Segundo o critério de Correia e Lacerda (1982), a curva de uma amostra de boa qualidade apresenta uma mudança acentuada no valor de  $m_v$  na região da tensão de pré-adensamento, comportamento verificado na maioria das amostras. Já nas amostras muito amolgadas, esta mudança é quase imperceptível e a curva é praticamente contínua. Apenas a amostra SHB-04-01 apresentou esse comportamento, porém as amostras que foram classificadas com qualidade inferior não apresentaram esse comportamento. As amostras do ponto 01, não aparentam mudanças nas curvas por questões de escala, porém é possível observar o mesmo padrão, embora sejam areia argilosas.

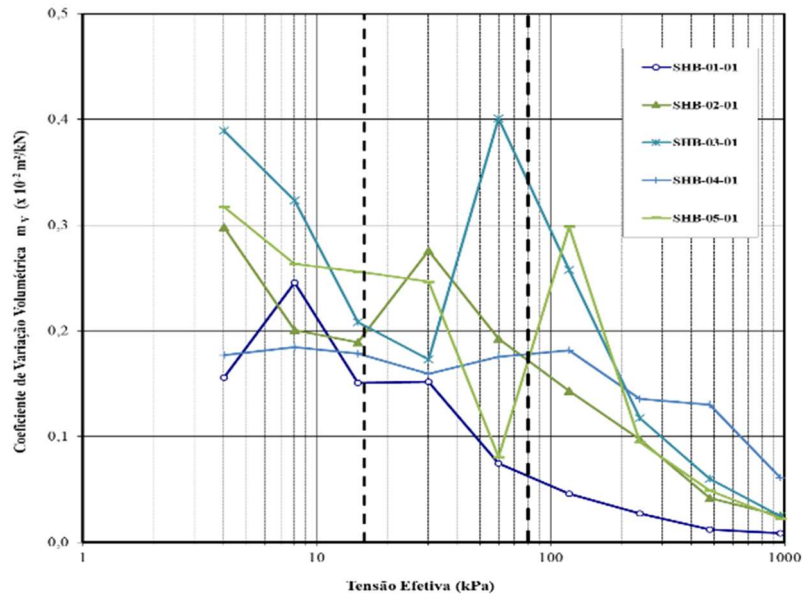


Figura 68. Curvas  $\log \sigma' \times m_v$  dos ensaios de adensamento edométrico das amostras mais superficiais.

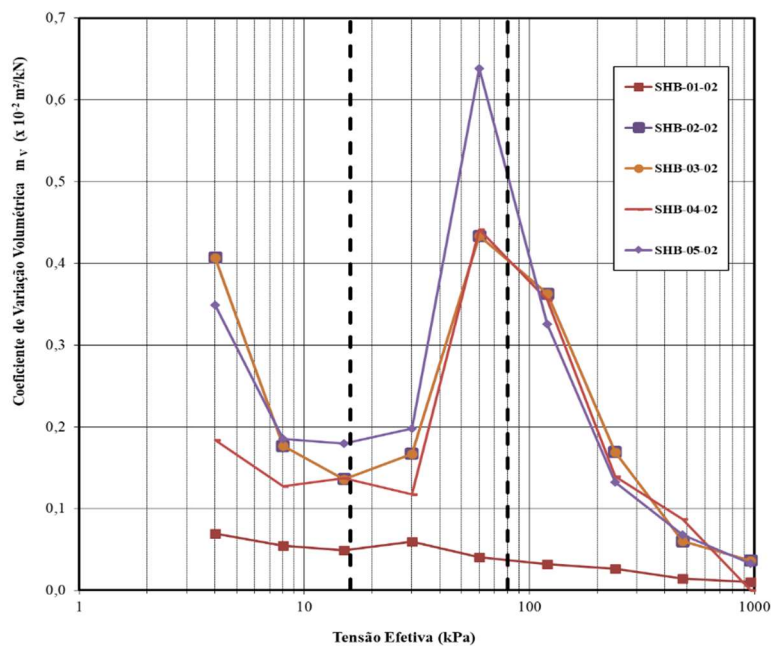


Figura 69. Curvas  $\log \sigma' \times m_v$  dos ensaios de adensamento edométrico das amostras mais profundas.

Os valores do coeficiente de permeabilidade, apresentados na Figura 70 e na Figura 71, foram obtidos indiretamente através dos ensaios de adensamento a partir dos valores coeficiente de adensamento ( $c_v$ ), variação volumétrica ( $m_v$ ) e do peso específico da água ( $\gamma_w$ ), conforme Equação 17.

$$k = c_v m_v \gamma_w$$

Equação 17

Observa-se a redução no valor de  $k$  com o aumento da tensão efetiva, essa já era esperada, uma vez que para as tensões maiores o índice de vazios diminui significativamente.

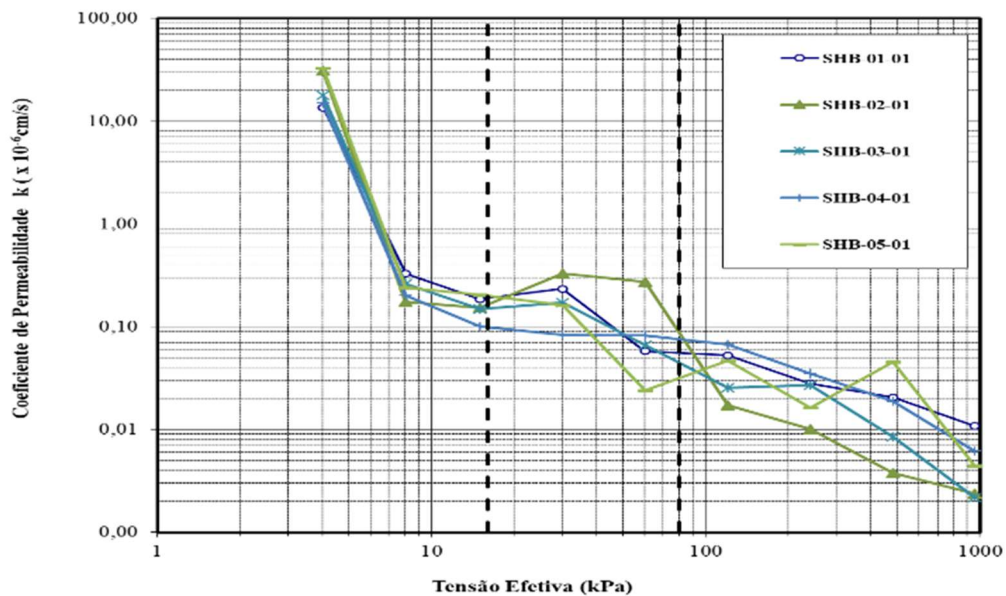


Figura 70. Gráfico  $\sigma'$  x  $k$  dos ensaios de adensamento das amostras mais superficiais.

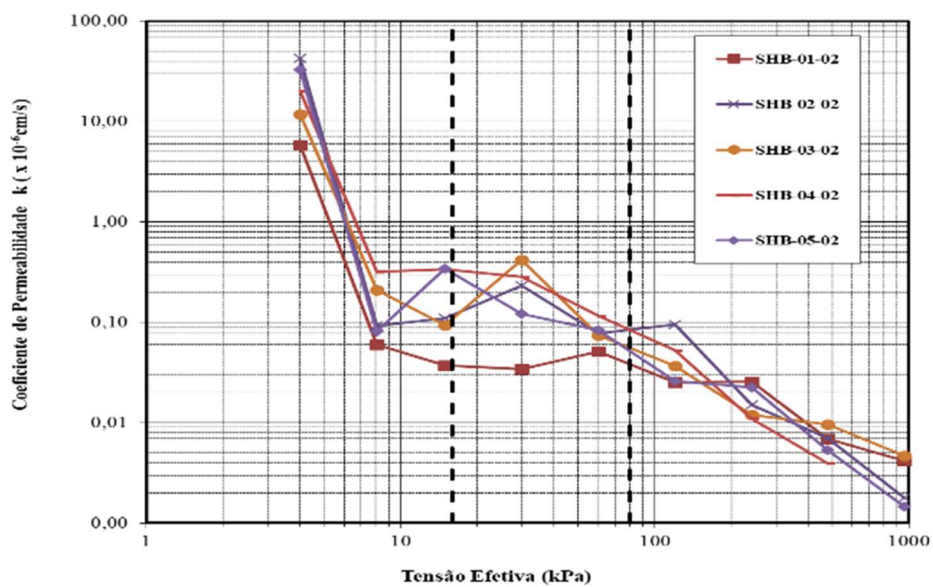


Figura 71. Gráfico  $\sigma'$  x  $k$  dos ensaios de adensamento das amostras mais profundas.



## 7.7 Coeficiente de Adensamento por drenagem horizontal

O ensaio de dissipação de poropressão tem como objetivo medir o tempo para dissipar a poropressão gerada pela penetração do cone, fornecendo assim uma ideia de permeabilidade e tempo de recalque. O ensaio consiste na paralização de penetração da ponteira cônica com conseqüente dissipação dos excessos de poropressões que possam ter sido geradas. O ensaio pode ser usado para estimativa do coeficiente de adensamento horizontal. Essa técnica é de interesse na prática de engenharia, pois oferece uma alternativa aos ensaios de laboratório e reduz os custos globais do programa de investigação geotécnica (Schnaid & Odebrecht, 2012).

O campo de tensões e poropressões mobilizados ao redor do piezocone pode ser avaliado com base nos métodos de expansão de cavidade e trajetória de deformações. A solução é concebida em duas etapas: primeiramente, calcula-se a distribuição de pressões neutras geradas pela penetração de um elemento cônico em um meio elastoplástico homogêneo e isotrópico; o segundo estágio assume essas poropressões como valores iniciais da teoria de adensamento de Terzaghi, calculando-se a dissipação ao redor de um cone estacionário. A partir destas considerações foi possível determinar o coeficiente de adensamento radial  $c_h$ , calculado a partir de Houlsby & Teh (1988), Equação 18:

$$c_h = \frac{T \times r^2 \times I_r^{0,5}}{t_{50}} \quad \text{Equação 18}$$

Onde,

$t_{50}$  = tempo necessário para obter 50% da dissipação;

$r$  = raio do Piezocone = 18 mm.

$I_r$  = índice de rigidez da argila =  $G/S_u$ ;

$G$  = módulo cisalhante.

Os valores de  $c_h$  são apresentados na Tabela 38

Para argilas homogêneas, sem macroestrutura definida Jamiolkowski et al (1985) sugerem que o valor da razão  $k_v/k_h$  é da ordem de 1,0 a 1,5. Considerando um valor médio de 1,25 obteve-se os valores do coeficiente de adensamento vertical.

Tabela 38 em conjunto com as profundidades máximas alcançadas e o tempo de dissipação. Para a maioria das argilas, pode ser empregado um valor de índice de rigidez

(Ir) igual a 100 (Ortigão, 1995). Os valores do fator tempo (T) são dados em função da posição do elemento poroso no piezocone, sendo neste caso localizado na base do cone, o fator T igual 0,245.

Contudo, os valores de  $c_h$  obtidos por esse procedimento correspondem a propriedades de solo na faixa pré-adensada, uma vez que, durante a penetração, o material ao redor do cone é submetido a elevados níveis de deformações e comporta-se como um solo em recompressão (Baligh, 1986 *apud* Schnaid & Odebrecht, 2012). Uma estimativa da magnitude do coeficiente de adensamento horizontal  $c_h$  na faixa de comportamento normalmente adensada pode ser obtida por meio da abordagem semiempírica proposta de Jamiolkowski et al. (1985):

$$c_h(\text{NA}) = \frac{RR}{CR} c_h(\text{Piezocone}) \quad \text{Equação 19}$$

Valores experimentais medidos do coeficiente RR/CR variam na faixa entre 0,13 e 0,15 (Jamiolkowski et al., 1985). Finalmente, os valores medidos de  $c_h$  (NA) podem ser convertidos em  $c_v$  (NA), para fins de comparação com ensaios de adensamento, por meio da expressão:

$$c_v = \frac{k_v}{k_h} c_h \quad \text{Equação 20}$$

Para argilas homogêneas, sem macroestrutura definida Jamiolkowski et al (1985) sugerem que o valor da razão  $k_v/k_h$  é da ordem de 1,0 a 1,5. Considerando um valor médio de 1,25 obteve-se os valores do coeficiente de adensamento vertical.

Tabela 38. Profundidade CPTu e tempo de dissipação  $u_2$ .

Furo	Prof. (m)	Tempo para 50% de dissipação (s)	$c_h$ (m <sup>2</sup> /s)	$c_v$ (m <sup>2</sup> /s)
CPTU-01	1,94	486,20	$1,46 \times 10^{-6}$	$1,83 \times 10^{-6}$
CPTU-02	3,87	2438,60	$2,76 \times 10^{-7}$	$3,45 \times 10^{-7}$
CPTU-03	2,55	2066,00	$3,33 \times 10^{-7}$	$4,16 \times 10^{-7}$
CPTU-04	3,24	2442,20	$2,77 \times 10^{-7}$	$3,46 \times 10^{-7}$
CPTU-05	3,05	2769,20	$2,56 \times 10^{-7}$	$3,20 \times 10^{-7}$

Observa-se que o valor de  $c_h$  do ponto 01 é um pouco maior que os demais devido ao material, pois trata-se de uma areia argilosa. Os demais pontos obtiveram-se uma mesma ordem de grandeza para os valores. No geral estes valores de  $c_v$  são compatíveis com os obtidos em laboratório para as amostras mais profundas, evidenciando assim que as relações usadas são aplicáveis para obtenção dos mesmos.

## 7.8 Anisotropia de Permeabilidade

Para avaliar a anisotropia, os valores do coeficiente de permeabilidade vertical, foram obtidos indiretamente através dos ensaios de adensamento a partir dos valores coeficiente de adensamento ( $c_v$ ), variação volumétrica ( $m_v$ ) e do peso específico da água ( $\gamma_w$ ), conforme Equação 17. E também através do coeficiente de adensamento horizontal ( $c_h$ ) obtido no ensaio de dissipação do CPTU, utilizando os mesmos valores da variação volumétrica. As faixas de tensão estabelecidas foram as tensões efetivas de campo, como apresentado na Tabela 1 e Tabela 39, a partir deste foram calculadas as permeabilidades.

Tabela 39. Coeficiente de adensamento horizontal e vertical.

Amostra	Prof. (m)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$k_h$ ( $10^{-8}$ m/s)	$k_v$ ( $10^{-8}$ m/s)
SHB-01-01	1,9 a 2,5	35,85	1,898	0,173
SHB-01-02	2,5 a 3,1	39,30	0,584	0,028
SHB-02- 01	0,7 a 1,3	14,10	0,524	0,154
SHB-02- 02	3,7 a 4,3	26,14	0,359	0,104
SHB-03-01	1,4 a 2,0	15,79	0,666	0,160
SHB-03-02	2,7 a 3,3	18,59	0,433	0,117
SHB-04-01	0,7 a 1,3	13,28	0,499	0,090
SHB-04-02	2,7 a 3,3	18,23	0,360	0,325
SHB-05-01	0,7 a 1,3	14,72	0,640	0,200
SHB-05-02	2,7 a 3,3	20,17	0,461	0,351

Os valores da permeabilidade horizontal, forma maiores que os valores da permeabilidade vertical, isso pode-se ser explicado pelo alinhamento das partículas de argila. Nesta situação em que as permeabilidades foram obtidas com metodologias

diferentes, não faz sentido comparar a relação entre elas, porém serve para termos uma ideia da sua variação nas duas direções.

## 8

### Resistência não drenada

Neste capítulo são descritos e discutidos os resultados dos ensaios de campo e laboratório para obtenção da resistência não drenada da argila, ensaios triaxiais, CPTu e *Vane test*. Sendo o ensaio de Palheta (*Vane Test*) o mais indicado para obtenção da resistência ao cisalhamento não drenada (Lunne et al, 1997).

#### 8.1 Triaxial

Em todas as amostras foram realizados ensaios triaxiais do tipo UU, não adensado e não drenado. Os ensaios CIU, foram realizados nas amostras coletadas no ponto 4 e 5. Não foram realizados mais ensaios devido a indisponibilidade de amostras.

Dentre os ensaios triaxiais, o ensaio UU apresenta como vantagens a simplicidade e rapidez de execução, quando comparado com CU e CD. O ensaio é caracterizado por não permitir variações volumétricas, tanto na aplicação da tensão confinante como na fase de cisalhamento. Além de possibilitar a comparação dos resultados com ensaios de campo.

Para os ensaios UU, os corpos de prova foram cisalhados com tensões confinante isotrópica de 500 kPa, o ensaio foi realizado com deformação controlada, a uma taxa de 0,005 mm/min. A resistência não drenada nos ensaios UU corresponde à metade da tensão desviadora na ruptura. Neste caso foi considerada a maior tensão, pois a maioria das curvas apresentaram pico definido.

As curvas tensão versus deformação exibidas na Figura 72, apresentam comportamento semelhante, após alcançarem o pico as deformações são constantes. Nos anexos as curvas individuais são apresentadas, onde é possível observar melhor esse comportamento. Com relação às variações da poropressão versus deformações, pode-se verificar que as amostras apresentam uma tendência ao aumento de volume durante a ruptura, como não há variação de volume, há variação de poropressão.

Apenas as amostras do ponto 01 apresentam comportamento distinto das demais, como trata-se de areia argilosa é esperando um comportamento diferenciado. A curva tensão x deformação não apresenta um pico definido, sendo a deformação crescente com o aumento da tensão desviadora, entretanto com a variação da poropressão há um pico e posteriormente um decréscimo, nas duas amostras.

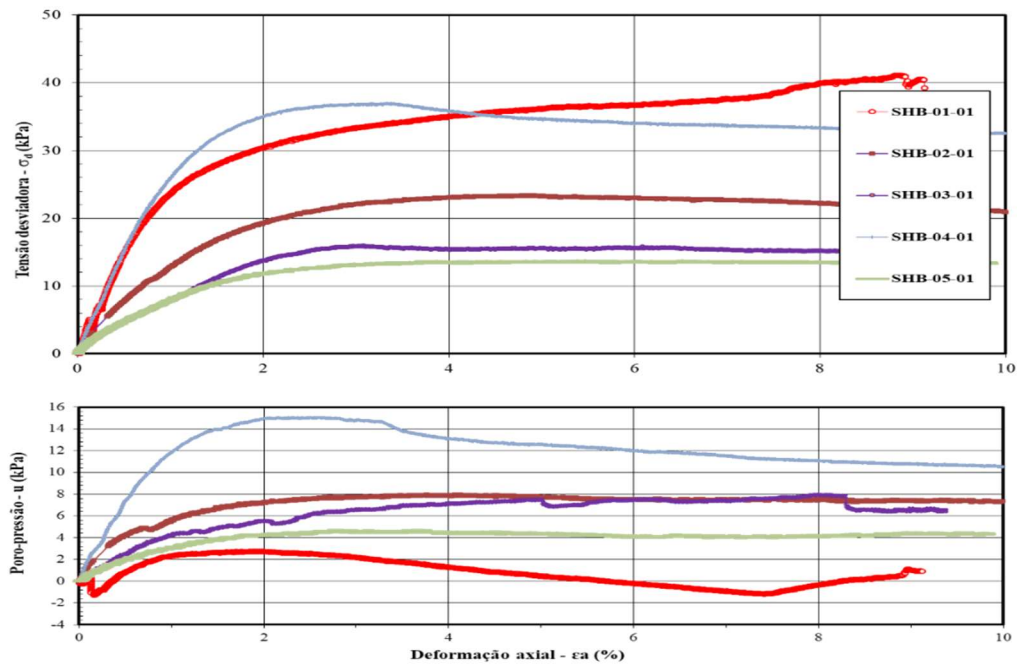


Figura 72. Curvas ensaio UU amostras mais superficiais.

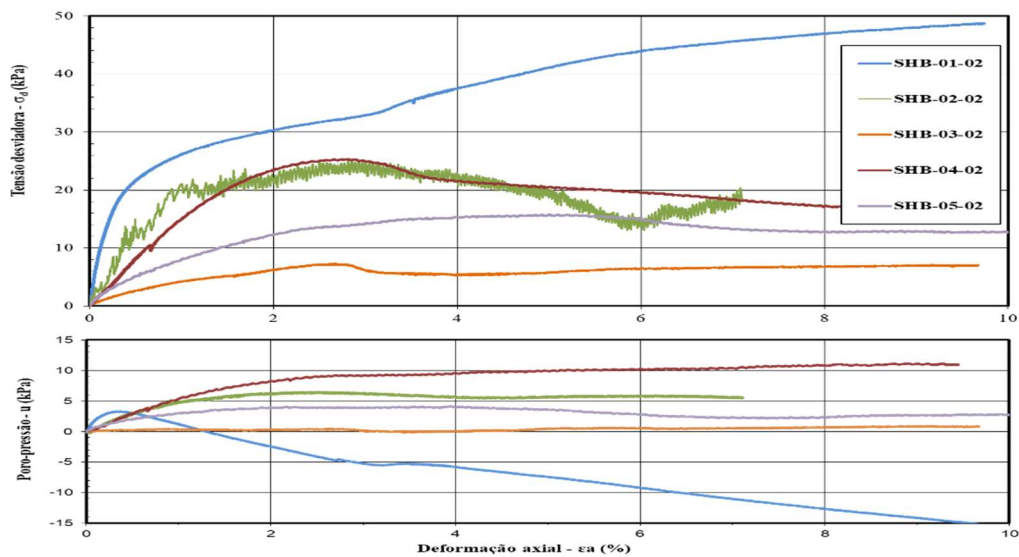


Figura 73. Curvas ensaio UU amostras mais profundas.

Os dados iniciais dos corpos de prova e a resistência não drenada são apresentados na Tabela 40. Observa-se que a resistência não drenada diminui com a profundidade, nas amostras 03 e 04, o que é coerente visto que também há um aumento na umidade e no percentual de argila, nas demais amostras os valores estão bem próximos, apesar de haver um aumento de mais de 50% da umidade do solo, nas amostras 02 e 05.

A resistência de uma argila depende do índice de vazios em que ela se encontra, que é fruto das tensões atuantes atuais e passadas, e da estrutura. Já o comportamento tensão-deformação no carregamento axial dependerá da tensão confinante perante a sua tensão de pré-adensamento. Além disso, outros aspectos influenciam os resultados, tais como o efeito da membrana e velocidade de cisalhamento. Os índices de vazios das amostras aumentam com a profundidade conseqüentemente a resistência diminui. As amostras superiores estão mais compactas devido a fatores que fazem com que essa camada seja ressecada, assim o OCR é maior para essas camadas.

Tabela 40. Resultados dos ensaios UU.

<b>Amostra</b>	<b><math>\gamma_{nat}</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\sigma'_{v0}</math> (kPa)</b>	<b><math>\sigma'_{vm}</math> (kPa)</b>	<b>OCR</b>	<b><math>e_0</math></b>	<b>w (%)</b>	<b><math>S_u</math> (kPa)</b>
SHB-01- 01	18,00	35,85	16,00	0,45	0,65	18,60	20,56
SHB-01- 02	17,39	39,30	79,00	2,01	0,91	29,49	24,36
SHB-02- 01	13,07	14,10	30,00	2,13	2,81	98,39	11,71
SHB-02- 01	12,53	26,14	37,00	1,42	3,73	137,10	12,58
SHB-03- 01	14,24	15,79	27,00	1,71	2,38	84,47	7,99
SHB-03- 02	13,10	18,59	30,00	1,61	3,62	125,86	3,65
SHB-04- 01	14,38	13,28	78,00	5,87	2,47	97,20	18,49
SHB-04- 02	12,87	18,23	37,00	2,03	3,64	137,96	12,66
SHB-05- 01	15,26	14,72	55,00	3,74	1,82	59,37	6,88
SHB-05-02	13,24	20,17	28,00	1,39	3,71	132,21	7,91

De acordo com Germaine e Ladd (1988) os ensaios do tipo UU não são indicados como única estimativa para obter a resistência não drenada, porque os valores podem ser muito altos ou muito baixos e isto é resultado dos efeitos incontroláveis da taxa de deformação, anisotropia e perturbação da amostra. Entretanto ao comparar os resultados com ensaios de campo os valores apresentam-se bem próximos, como será mostrado nos tópicos seguintes.

Para os ensaios CIU, o comportamento das curvas tensão versus deformação são apresentados na Figura 74 e , verifica-se que a tensão desviadora inicialmente cresce com

as deformações axiais até ser atingido um valor máximo e, então, há um oscilação dos valores.

De acordo com Leroueil & Vaughan (1990), para baixos níveis de tensão efetiva, abaixo da tensão de pré-adensamento, a curva tensão deformação apresenta um pico de resistência a pequenas deformações, já para tensões confinantes acima da tensão de pré-adensamento, o ponto de plastificação ocorre antes da ruptura. Isto faz com que a curva tensão-deformação apresente um comportamento dúctil, ou até de endurecimento, onde a ruptura será alcançada a grandes deformações, acompanhada por elevada contração. Muitas vezes, por não haver uma estabilização na deformação volumétrica, o estado crítico não é alcançado, mesmo para deformações superiores a 15% (processo se torna inviável de ser finalizado em ensaios triaxiais convencionais).

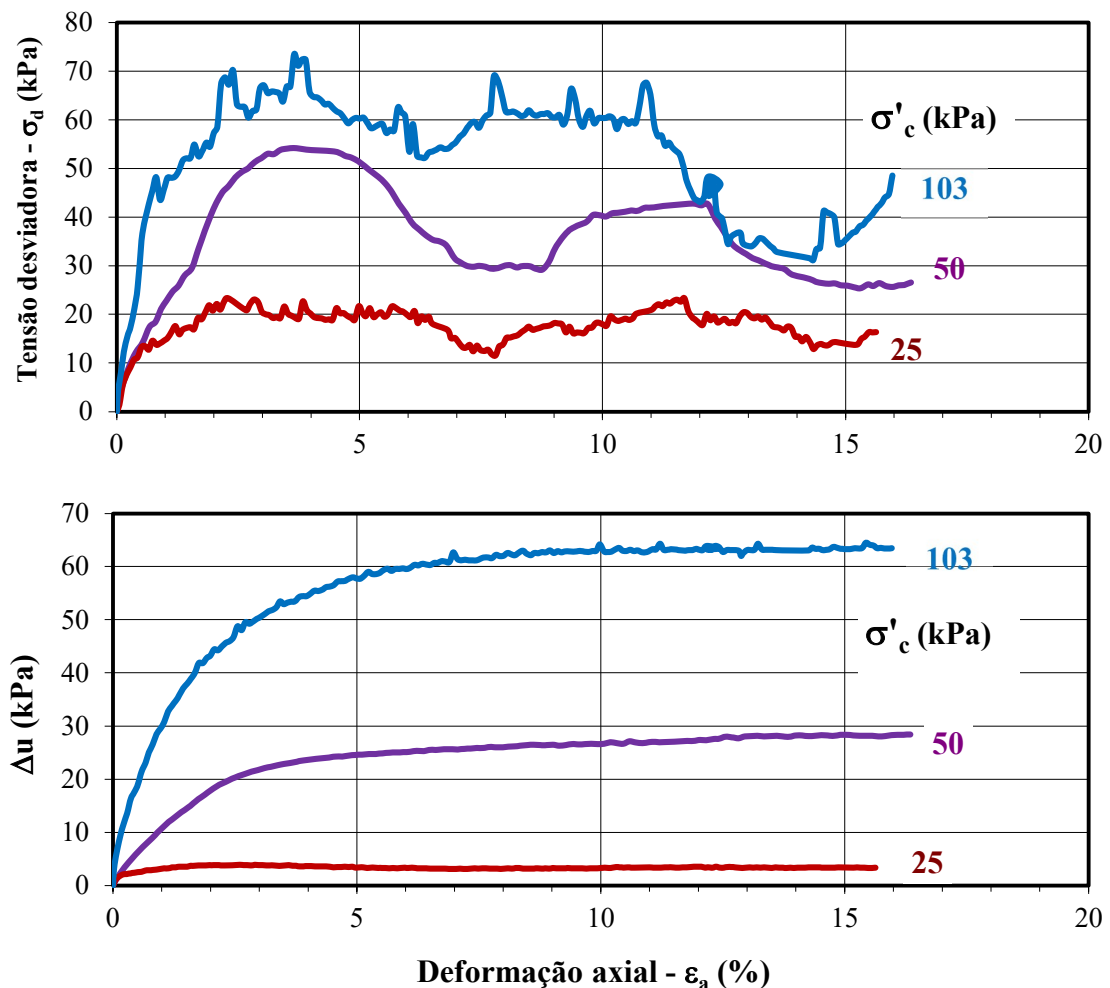


Figura 74. CIU SHB-05-01



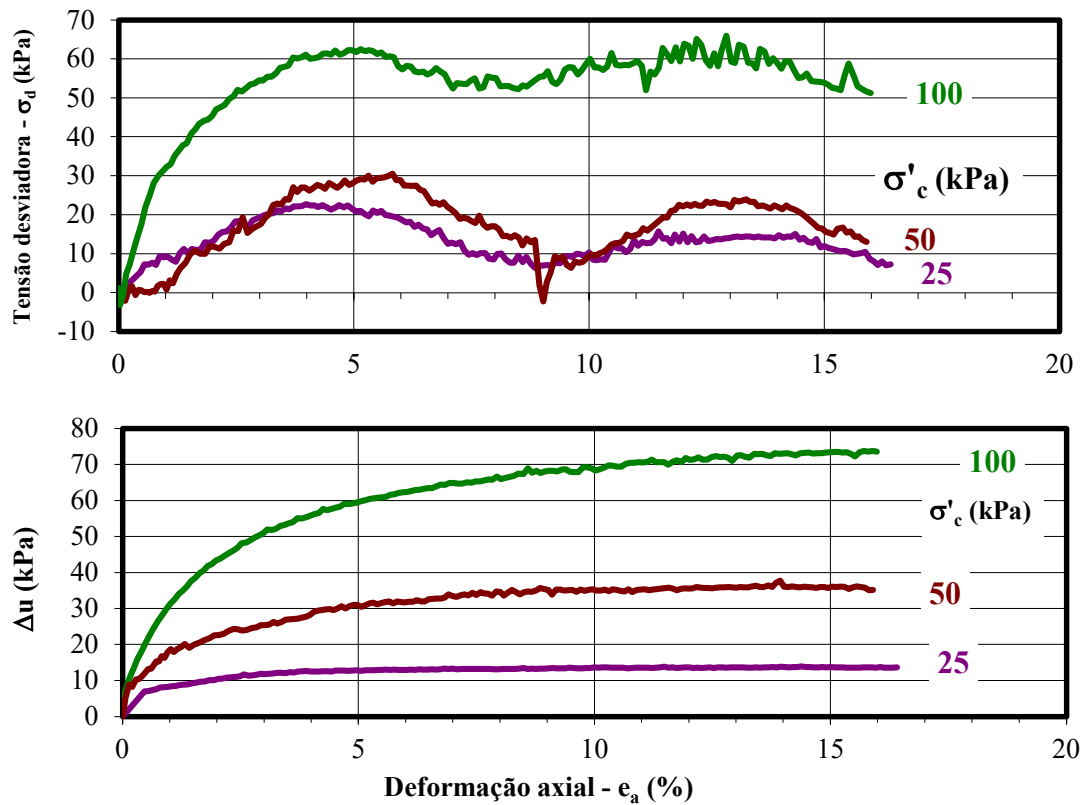


Figura 75. Ensaio CIU SHB-05-02.

Na Figura 76 são apresentadas as trajetórias de tensões dos ensaios CIU, em termos de  $p'$  versus  $q$ , definidos de acordo com Lambe and Whitman (1969). Os valores dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb  $c'$  e  $\phi'$  também são exibidos. Estes parâmetros correspondem aos valores de pico de resistência.

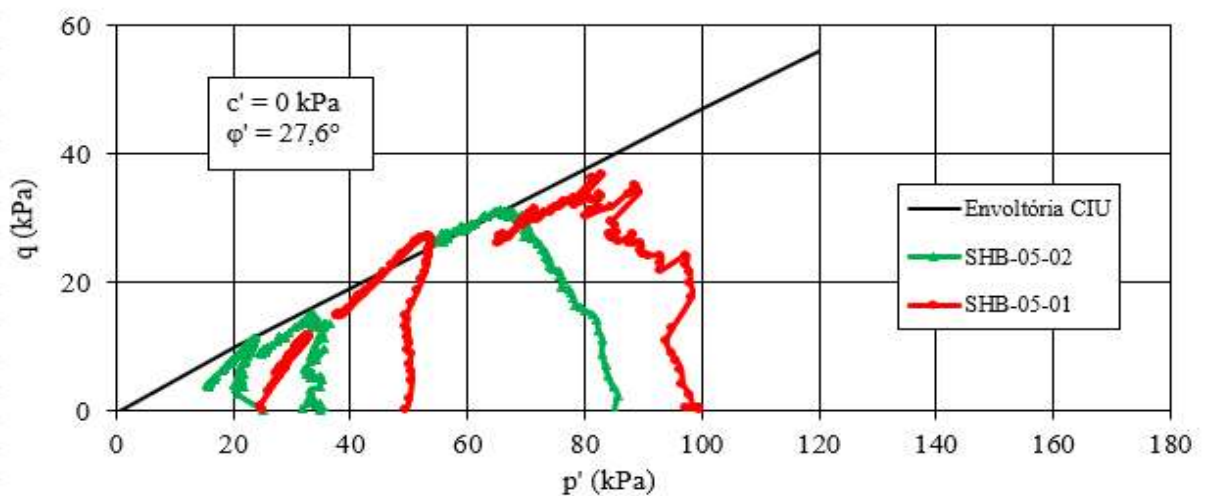


Figura 76. Trajetória de tensões ensaios CIU

Observa-se que de um modo geral esses resultados estão próximos aos resultados apresentados por outros autores que estudaram as argilas do Rio de Janeiro [Campos (2006), Hipólito (2010), Spannenberg (2003)].

Campos (2006) obteve valores de coesão e ângulo de atrito, da ordem de  $c=0$  e  $\phi'=26,3$ , para a argila mole de Santa Cruz. Hipólito (2010) obteve valores  $c'=3,5$  kPa e  $\phi'=31,3^\circ$  para ensaios CIU executados com velocidade de  $0,004$ mm/min e para os ensaios realizados a uma velocidade menor ( $0,0013$ mm/min) obteve-se  $c'=0$  kPa e  $\phi'=25,7^\circ$ .

## 8.2 Palheta

O ensaio de palheta (“Vane test”) é o ensaio mais empregado para obtenção da resistência não drenada em solos moles (Schnaid, 2000). Sendo este um parâmetro fundamental na análise de solos moles. No entanto, não existe um único valor de resistência não drenada de uma argila, seu valor depende do modo de ruptura e trajetória de tensões, da velocidade de deformação, da anisotropia, da temperatura, da história de tensões e da estruturação da argila, entre outros fatores (Bjerrum, 1973).

Devido à fatores que influenciam os resultados do ensaio, os valores de  $S_u$  devem ser corrigidos pelo fator  $\mu$ . Há uma tendência de o ensaio superestimar o valor da resistência. Esta correção baseou-se em análises de aterros rompidos, tendo sido associado a efeitos de velocidade de deformação, anisotropia e ruptura progressiva em argilas (Bjerrum, 1972).

Foram executados vinte ensaios de palheta em quatro verticais. Nas quatro verticais os ensaios foram executados a cada  $1,0$  m de profundidade. A Figura 77 apresenta o fator de correlação com o índice de plasticidade, e assim neste trabalho foi considerado um fator de correção  $\mu = 0,65$ .

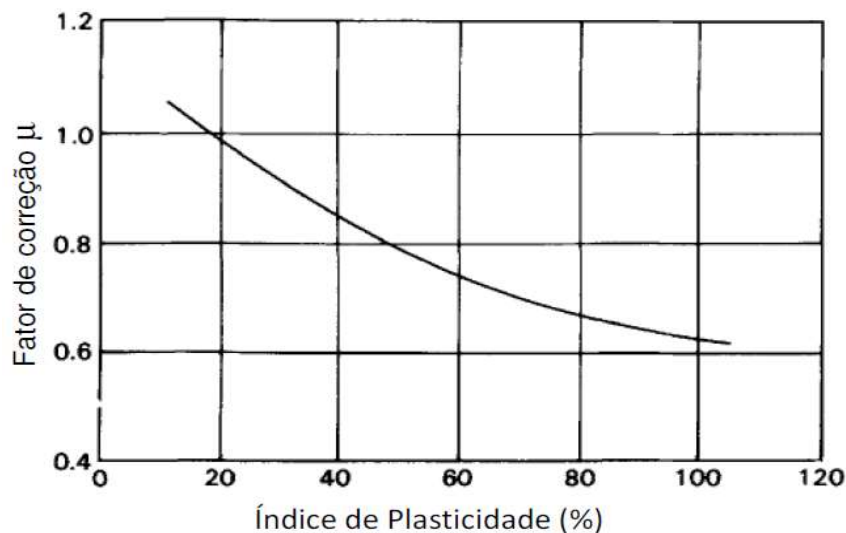


Figura 77. Fator de correção para resistência ao cisalhamento não drenada do ensaio de palheta (Bjerrum 1972).

Os valores corrigidos da resistência não drenada indeformada e amolgada são apresentados na Figura 78. A partir destes resultados, calcula-se a sensibilidade da argila também apresentada mais adiante.

Verifica-se que os valores de  $S_u$  indeformado nas cotas de -1 a -3 se mantêm próximos de 10 kPa, bem como os valores  $S_u$  amolgado ( $S_u = 2,5$  kPa). Os valores iniciais apresentam um ligeiro aumento, bem como os valores finais, apenas na vertical 03 os valores de  $S_u$  se mantiveram constante ao longo do perfil. Terzaghi & Peck (1967) definem como “argila muito mole” aquela que tem uma resistência não drenada inferior a 25 kPa e “argila mole” o solo que possui valores entre 25 e 50 kPa. Utilizando essa classificação temos todas as amostras como argila mole.

Já Sandroni (2010) considera a resistência de palheta menor do que 12 kPa para ser classificada como argila mole. De acordo com o mesmo autor, já foram ensaiados, na região costeira do Brasil, solos extremamente moles com resistências de palheta menores do que 3 kPa.

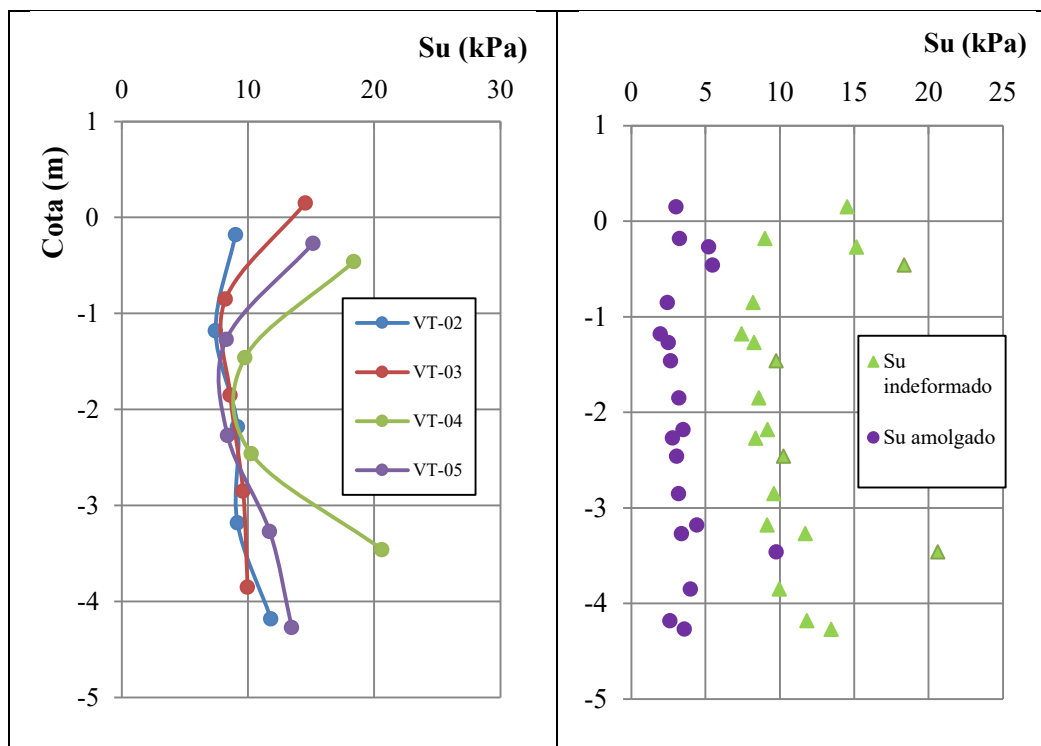


Figura 78. Resistência não drenada ( $S_u$ ) e Sensitividade ( $S_t$ ) da argila.

Os valores de sensibilidade estão compreendidos entre 2 e 4, sendo classificada de sensibilidade média, conforme proposta de Skempton & Northey (1952) se enquadrando dentro dos valores apresentados na Tabela 2 para argilas do Rio de Janeiro.

Robertson (2009) sugeriu que a sensibilidade ( $S_t$ ) fosse estimado usando a expressão simplificada,  $S_t = 7,1/F_r$ . Portanto, solos com  $F_r < 2\%$  tendem a ter uma sensibilidade  $S_t > 3-4$ . Este limite foi incluído como uma separação aproximada entre solos argilosos-contrativos (CC) com moderada a baixa sensibilidade ( $S_t < 3$ ) de solos argilosos-contrativos com maior sensibilidade,  $S_t > 3$  (CCS). Esse valor da sensibilidade é um tanto conservador, mas considerado apropriado para fins de classificação básica.

A partir desta sugestão de Robertson (2009) foram calculadas a sensibilidade para cada vertical, a Figura 80 apresenta os resultados, embora o autor considere conservadora, os resultados foram idênticos aos do Vane test, para os pontos 02 e 03. Para os pontos 04 e 05 os resultados foram menores que os do Vane test. Esses resultados indicam que estes solos estariam na faixa de transição entre solos argilosos-contrativos (CC) e solos sensíveis (CCS).

Para argila de Sarapuí, Francisco (2004), Alves (2004) e Jannuzzi (2009) obtiveram sensibilidade na faixa 4,5 – 6,5. Formigheri (2003) encontrou valores na faixa entre 3 e 6 para Duque de Caxias. Em Gramacho, Hipólito (2010) obteve sensibilidade na faixa de

1,6 a 4,6. De acordo com Schnaid (2000) a sensibilidade das argilas moles litorâneas no Brasil pode ser classificada como baixa a média.

### 8.3 CPTu

Os parâmetros geotécnicos obtidos através do ensaio CPTU são: resistência não drenada ( $S_u$ ), coeficiente de adensamento ( $cv$ ) e história de tensões (OCR). As correlações mais usuais são apresentadas nos parágrafos seguintes.

A resistência não drenada  $S_u$  pode ser estimada a partir do valor da resistência de ponta  $q_c$  ou  $q_t$ . Nesse caso, é necessário estabelecer um valor para o fator de cone  $N_{kt}$ , a partir de relações empíricas. Com os resultados de  $S_u$  obtidos através dos ensaios de palheta, determinou-se os valores de  $N_{kt}$ , Equação 21, obtendo-se um valor médio de 15. Nos depósitos brasileiros a média de  $N_{kt}$  varia entre 9 e 12 (Coutinho e Schnaid, 2010). Considerando outros resultados mundiais os valores de  $N_{kt}$  variam entre 10 e 20, sendo o valor médio 14 (Lunne et al., 1997; Schnaid, 2009; Robertson, 2009). A partir dos valores de  $N_{kt}$  foram calculados os valores de  $S_u$  de acordo com ensaio de CPTu, que se apresenta em conjunto com ensaio de palheta.

$$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{S_u} \quad \text{Equação 21}$$

Almeida (1998) apresenta para a região do Senac (Barra da Tijuca), Rio de Janeiro, valores de  $N_{kt}$  na faixa de 5 a 11, sendo o valor médio de 9. Outros autores apresentam para a região de Sarapuí, uma faixa de 10 a 14 (Bezerra, 1996; Danziger, 1990; Francisco, 2004).

Na Figura 79 são apresentados e comparados os valores de  $S_u$  de ensaios triaxiais UU, CPTu e Vane test. Verifica-se que há uma boa concordância entre os resultados, do Vane test e do CPTu, indicando que as correlações usadas podem ser empregadas para estimativa da resistência não drenada.

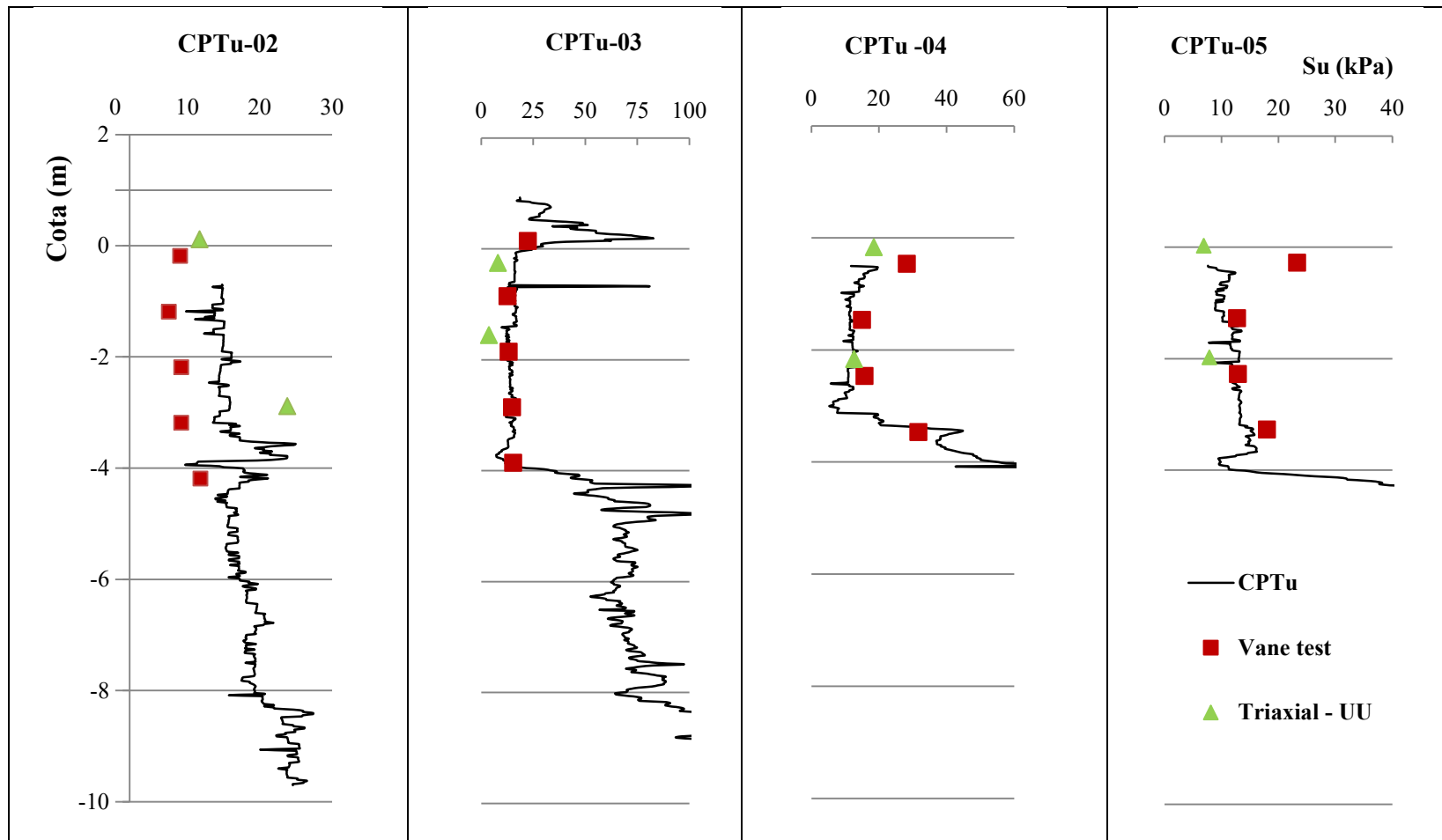


Figura 79. Resistência não drenada CPTu, Vane Test e Triaxial UU.

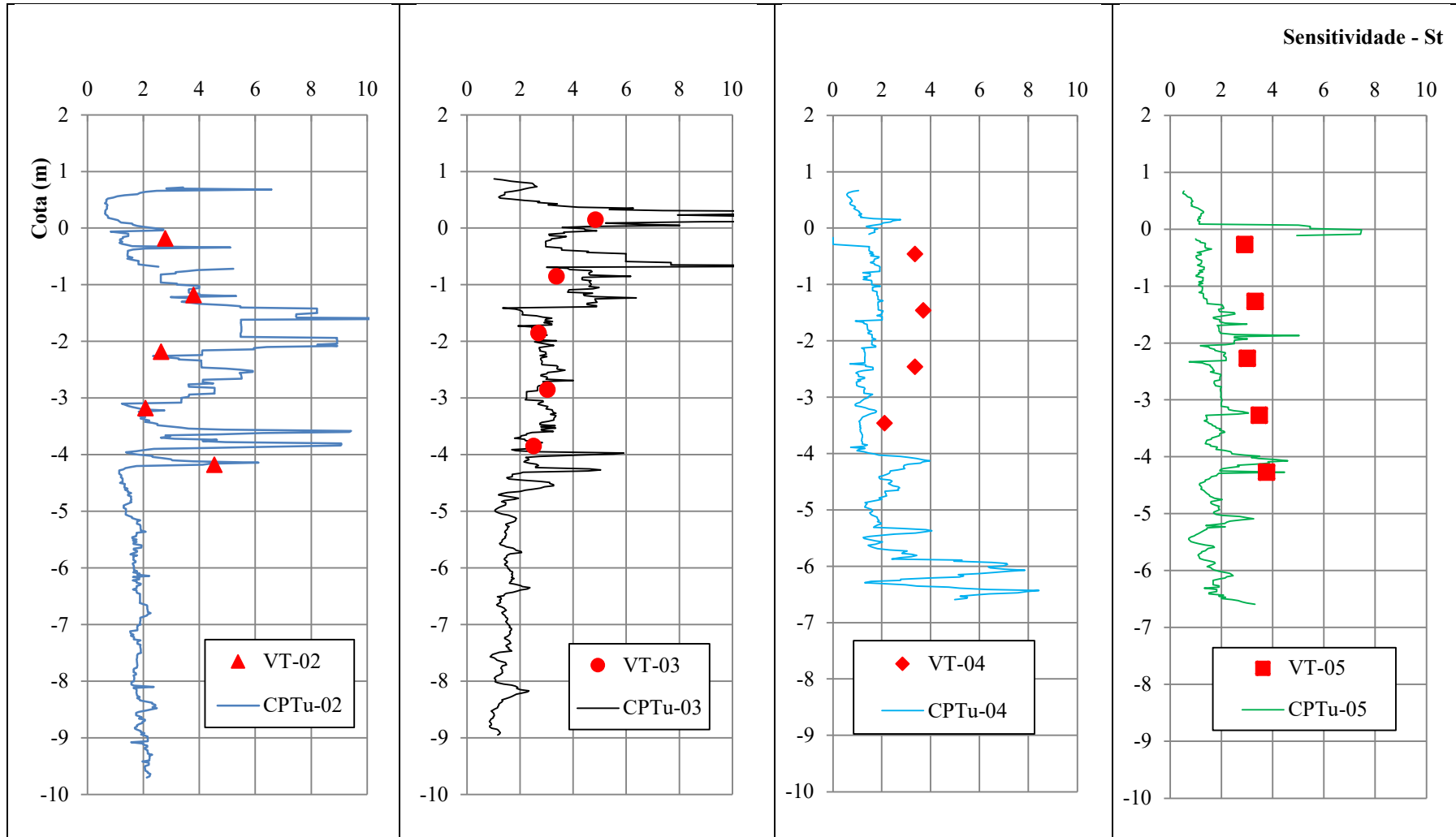


Figura 80. Sensitividade através Vane test e CPTu.

## Considerações finais

O presente trabalho teve como objetivo avaliar os resultados de investigações de campo e de laboratório visando à determinação das características de uma região de argila mole a muito mole presente em uma área com cerca de 5 milhões de metros quadrados. Contribuindo desta forma ao estudo de solos moles. As principais conclusões obtidas desta avaliação foram:

- ✓ Com relação à caracterização física, a maioria das amostras foi classificada como argila de alta plasticidade com baixos teores de matéria orgânica. O limite de liquidez variou de 26% a 148%, e o limite de plasticidade, de 13% a 47%, implicando assim em um índice de plasticidade variando de 13% a 101%.
- ✓ O índice de atividade de cinco das amostras foi menor que 1,25, indicando argilas de atividade normal. As demais apresentaram características de argilas ativas, uma vez que esse índice foi maior que 1,25;
- ✓ No que tange as análises mineralógicas, os principais minerais presentes nas amostras são caulinita e ilita, além da esmectita identificada nos ensaios de difração de raio-x.
- ✓ A caracterização química do solo, especialmente de argilas moles, se apresenta como uma ferramenta adicional para análise dos mesmos, visto que influenciam em propriedades importantes como limite de liquidez, a compressibilidade e a resistência ao cisalhamento.
- ✓ De acordo com Sistema Unificado Classificação dos Solos (SUCS), as amostras do ponto 01 foram classificadas como areias argilosas (SC), ao passo que e as demais amostras foram classificadas como argilas inorgânicas com alta plasticidade (CH). As classificações do tipo de comportamento de solo obtidas dos resultados dos ensaios de CPTu foram: ponto 01: até 0,80 m SC- areia-contrátil e depois uma alternância entre TD-transição-dilatante e TC-transição-contrátil; ponto 02: uma camada até 4,5m TC-transição-contrátil e após tem-se CD- argila-dilatante; o ponto 03: camada inicial até 2,5m TD- transição-dilatante,



após tem-se TC- transição-contrátil; ponto 04: tem-se até 1 metro TC- transição-contrátil e após passa para TD-transição-dilatante até aproximadamente 4,8 metros e após SC-areia-contrátil. Para CPTu-05 o índice  $I_c$  indica TC- transição-contrátil até 1 metro, CD-argila dilatante até 4,5 metros e TC-transição-contrátil até 5,5 metros e por fim SC-areia-contrátil no ultimo metro.

- ✓ Com relação à história de tensões, observa-se, através dos resultados dos ensaios de adensamento edométrico e confirmados pelos ensaios Vane teste e CPTu, um leve pré-adensamento das amostras. Salienta-se a importância de validar as correlações para o ensaio CPTu, em que para correlações com  $k_1$  e  $k_2$  internacionais os valores de OCR foram maiores que 3, divergindo dos valores obtidos nos ensaios edométricos;
- ✓ Os parâmetros de compressibilidade, adensamento e permeabilidade obtidos encontram-se semelhantes aos apresentados por Santos (2004) na região de Guaratiba e em concordância com outros autores para regiões de argilas moles da Baixada Fluminense. A compressibilidade das amostras mais profundas é maior, como já indicava os ensaios de caracterização, visto que quanto maior o teor de umidade e o percentual de finos, maior a compressibilidade;
- ✓ As amostras indeformadas coletadas no amostrador Shelby foram avaliadas quando à qualidade como excelente, de acordo com o critério de Lunne (1997). Observa-se a importância de seguir os cuidados recomendados por Ladd & DeGroot (2004) na obtenção dos corpos de prova para os ensaios;
- ✓ Com relação à resistência ao cisalhamento avaliada nos ensaios triaxiais realizados obteve-se os parâmetros  $c' = 0$  kPa e  $\phi' = 26,7^\circ$  para ensaios CIU, ao passo que resistência não drenada ( $S_u$ ) variou de 7,9 kPa a 20,0 kPa nos ensaios UU, sendo estas semelhantes com as obtidas pelo ensaios de campo, Vane test e CPTu que variaram na mesma escala. Deste modo, todas classificadas de acordo com  $S_u$ , de argila mole;
- ✓ Com relação à sensibilidade, as amostras apresentaram sensibilidade média, verificadas a partir do Vane Test e CPTu, a estes resultados concordam com os das argilas brasileiras litorâneas, segundo Schnaid (2000).

## 10 Referências Bibliográficas

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica** - NBR-6508, 1984d.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Análise granulométrica** – NBR-7181, 1984a.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Determinação do limite de liquidez** – NBR-6459, 1984b.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Determinação do limite de plasticidade** – NBR-7180, 1984c.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Amostra de Solos – Preparação para ensaios de compactação e caracterização**. NBR-6457, 1986.

ALMEIDA, M. S. S. (1998) **Ensaio Especiais de Adensamento**. *Simpósio Sobre Novos Conceitos em Ensaio de Campo e Laboratório em Geotecnia*, ABMS, Rio de Janeiro, vol. 1, pp. 01-28.

ALMEIDA, M.S.S. (1996). "Aterros Sobre Solos Moles – da Concepção à avaliação do desempenho.", Editora UFRJ, 216 p.

ALMEIDA, M.S.S. (1998), "Site Characterization of a lacustre e ver soft Rio de Janeiro organic Clay". Proc., ISC'98, Atlanta, Vol. 2, pp. 961-966.

ALMEIDA, M.S.S., FUTAI, M. M. LACERDA, W. A., Marques, M. E. S. (2008) **“Laboratory behaviour of Rio de Janeiro soft clays. Part 1: Index and compression properties”**. Soils and Rocks Journal. v. 31, p. 69-75.

ALMEIDA, M.S.S., MARQUES, M. E.S. (2002). **“The behaviour of Sarapuí soft clay”**. In: Proc. International Workshop, Vol. 1, pp. 447-504, Singapore.

ALMEIDA, M.S.S., MARQUES, M.E.S., LACERDA, W.A., FUTAI, M.M. (2005). **“Investigações de Campo e de Laboratório na Argila do Sarapuí”**. *Solos e Rochas*, Vol. 28, Nº 1, pp 3-20.

ALMEIDA, M.S.S.; FUTAI, M. M.; LACERDA, W, and MARQUES, M.E.S. (2008) **“Laboratory behaviour of Rio de Janeiro soft clays. Part 1: Index and compression properties”**. Soils & Rocks, v. 31, p. 69-75.

ANDRADE, M.E.S. (2009). **Contribuição ao estudo das argilas moles da cidade de Santos**. Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE.

ANTUNES, F. S. PORTOCARRERO, H. (2011). **Argilominerais – Propriedades e Aplicações: Apostila I**. Pós-graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio, Rio de Janeiro.

ANTUNES, F. S. (1978). **Ensaio Geológicos, Pedológicos e Mineralógicos nas Argilas Moles do Rio de Janeiro**, Relatório IPR/DNER, Rio de Janeiro.

ARAGÃO, C.J.C (1975). **Propriedades Geotécnicas de Alguns Depósitos de Argila Mole da Área do Grande Rio**, *Dissertação de Mestrado*, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro.

ARAGÃO, C.J.G. (1989). **Propriedades geotécnicas de alguns depósitos de argila mole na área do Grande Rio**. Rio de Janeiro. PUC/RJ.

ASTM D2573-08 - *Standard test method for field vane shear test in cohesive soil*

ASTM D-5778-07- *Standard test method for performing electric friction cone and piezocone testing of soils.*

AZEVEDO, F.D. (2015). **Recalques do Depósito de Solos Moles de Cambinhas, RJ.** Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 144 p.

BAPTISTA, H. M. (1998) **Ensaio de Campo e Laboratório na Argila Mole da Enseada do Cabrito, Salvador, Bahia.** Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 223p

BARONI, M. (2016). **Comportamento geotécnico de argilas extremamente moles da baixada de Jacarepaguá, RJ.** Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil.

BARRETO, E. C. G. (2015) **Caracterização física, química, mineralógica e micromorfológica do solo mole do no Amapá.** Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 207p

BARTH, O. M. COELHO, L. G. SANTOS, D. S. (2010) **Análise palinológicas inferindo variações ambientais em áreas de Mangue da Baía de Sepetiba, Estado do Rio de Janeiro.** Revista Gestão Costeira Integrada, número especial 2, Manguezais do Brasil.

BEZERRA, R.L. (1996). **Desenvolvimento do Piezocone COPPE de Terceira Geração e sua Utilização na Determinação dos Parâmetros “in Situ” de Resistência ao Cisalhamento e Compressibilidade de Argilas Moles.** Tese D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

BERBERT, L. A. (2016). **Avaliação dos Coeficientes de Adensamento Vertical e Horizontal de um Depósito de Solo Mole para a Previsão de Recalques em Obras**

**de Infraestrutura.** Dissertação de Mestrado, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro.

BISHOP, A. W. e HENKEL, D.J. (1962) **The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test.** 2. Nd ed. - London: E. Arnold, 227p.

BJERRUM, L. (1972), “**Embankments on soft ground**”. *Proc. ASCE Specialty Conference on Earth and Earth-Supported*, Purdue University, vol. II, pp. 1-54.

BJERRUM, L. (1973), “**Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally instable soils**”. *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 3: 111-159.

BJERRUM, L. (1954). **Geotechnical Properties of Norwegian Marine Clays.** *Geotechnique*, vol. 4 pp 49-69.

BJERRUM, L. (1973) **Problems of Soil Mechanics and Construction on Softy Clays**, State of the Art Report, 8th ICSMFE, Moscow, Vol.3, p.109-159.

BOGOSSIAN, F. & LIMA, S.A. (1974). **Sobre os Limites de Consistência das Argilas Orgânicas**, 5º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, São Paulo, Vol. II, p.293-299.

BOSZCZOWSKI, R. B. (2001). **Avaliação da tensão lateral de campo de argilas sobreadensadas: ensaios de laboratório com um solo da Formação Guabirotuba.** Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 286p

BRADY, N. C. WEIL, R. R. (2012). **Elementos da natureza e propriedades dos solos.** 3rd edition, Porto Alegre: Bookman. 716p.

BRAND, E. W. BRENNER, R. P. (1981). **Soft Clay Engineering** - Elsevier Scientific Publishing Company.

CAMARGO, F. A. O. SANTOS, G. A. ZONTA, E. (1999). **Alterações eletroquímicas em solos inundados**. *Ciência Rural*, Santa Maria, v. 29, n. 1, p. 171-180,

CAMPOS A. C. S. L. de. (2006). **Características de compressibilidade de uma argila mole da Zona Industrial de Santa Cruz**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio, Rio de Janeiro.172p.

CASTELLO, J. P. **Avaliação das características de compressibilidade e adensamento de um depósito de argila mole de Santa Cruz, Rio de Janeiro**. Dissertação de Mestrado – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2019.

CHANDLER, R.J.; CRILLY, M.S. e MONTGOMERY-SMITH, G. (1992). **A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings**. *Proc. of the Institute of Civil Engineering*, n°2, pp.82-89.

CHAVES, F. O. GOMES, J. R. SOARES , M. L. G. ESTRADA, G. C. D. ALMEIDA, P. M.M. OLIVEIRA, V. F. (2010) .**Contribuição ao conhecimento e à conservação da planície costeira de Guaratiba – Baía de Sepetiba , Rio de Janeiro – Brasil**. *Revista Gestão Costeira Integrada*, número especial 2, Manguezais do Brasil.

CHEN, B. S. Y.; MAYNE, P. W. (1996). **Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays**. *Canadian Geotech. Journal*, v. 33, n. 3, p. 488-498.

COLLET, H. B. (1978). **Ensaio de Palheta de Campo em Argilas da Baixada Fluminense**. 1978. 243 p. *Dissertação de Mestrado*, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro. Company, 2ª Edição.

CONTE, M. A. G. **Investigação da relação índice de vazios-tensão vertical efetiva na compressão edométrica de uma argila mole da Ilha do Fundão, RJ**. Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2019.

CORREIA, M. H. C. & LACERDA, W. A. (1982). **Contribuição ao Estudo do Coeficiente de Compressibilidade Volumétrica**. *Solos e Rochas*, v.5:1, p.17- 26.

COSTA FILHO, L.M., WERNECK, M.L.M. & COLLET, H.B. (1977). **The undrained Strength of a Very Soft Clay**. 9th ICSMFE, Tokyo.

COUTINHO, R. Q. & OLIVEIRA, A. T. J. (2000). **Utilização de um equipamento elétrico de palheta de campo em uma argila mole do Recife**. *Anais do Seminário Brasileiro de Investigações de Campo*, (pp. 186-198).

COUTINHO, R. Q. (2007) Characterization and engineering properties. **The Second International Workshop on Characterization e Engineering Properties of Natural Soils**. Editors Tan, Phoon, High & Leroueil. Singapore, pp. 2049-2100.

COUTINHO, R. Q., OLIVEIRA, J. T. R. e OLIVEIRA, A. T. J. (1998) – **Estudo Quantitativo da Qualidade de Amostras de Argilas Moles Brasileiras - Recife e Rio de Janeiro** – XI COBRAMSEG – Vol. 2, p. 927-936-Brasília – DF.

COUTINHO, R.Q. (2008). **“Investigação geotécnica de campo e avanços para a prática”**. *Anais XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Búzios/RJ.

COUTINHO, R.Q. OLIVEIRA, A.T.J., OLIVEIRA, J.T. (2000) Conferência: **“Palheta: Experiência, Tradição e Inovação”**. In: SEFE IV / BIC 2000. Vol. 3, pp. 53-80, São Paulo.

COUTINHO, R.Q. SCHNAID, F. (2010). **CPT Regional Report for South America**. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA.

COUTINHO, R.Q., (1976). **“Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense”**. *Dissertação de M.Sc.*, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

COUTINHO, R.Q., (1986). “**Aterro Experimental Instrumentado Levado à Ruptura Sobre Solos Orgânicos de Juturnaíba**”. *Tese de Doutorado*, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 632p.

COUTINHO, R.Q., OLIVEIRA J. T. R., OLIVEIRA A. T. J., (2001). “**Características Geotécnicas das Argilas Moles de Recife**”. Em: *Anais do Encontro Propriedades de Argilas Moles Brasileiras*, pp. 1-28, ABMS-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

COUTINHO, R.Q., OLIVEIRA, J.T.R., OLIVEIRA, A.T.J (1998). “**Estudo Quantitativo da Qualidade de Amostras de Argilas Moles Brasileiras – Recife e Rio de Janeiro – XI COBRAMSEG – Vol. 2, p. 927-936, Brasília - DF.**

DANZIGER, F.A.B. (1990). **Desenvolvimento de Equipamento para Realização de Ensaios de Piezocone: Aplicação a Argilas Moles**. Tese D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

DE CAMPOS T. M. P. (2009). Relatório NGA-AMG 90115 - Análise dos Estudos Executados e em Andamento na Área do Aterro Metropolitano de Gramacho, Rio de Janeiro, RJ.

DE CAMPOS, T. M. P. (2012). **Notas de Aula Disciplina Mecânica dos Solos 1**. Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio, Rio de Janeiro.

De OLIVEIRA, A. L. R. V. (2018) **Avaliação da segurança de um quebra-mar sobre argila mole**. Rio de Janeiro, 93p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

EMBRAPA, Centro Nacional de Pesquisa de solos. (1997). **Manual de Métodos de Análises de Solo**. 2. ed. rev. e atual. Rio de Janeiro: EMBRAPA. 212p.



FERNANDES, M.M. (2011). **Mecânica dos Solos: Conceitos e princípios fundamentais**. Vol 1. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

FERREIRA, S. R. M & COUTINHO, R. Q. (1988) **Quantificação do Efeito do Amolgamento nas Características de Compressibilidade de Argila Mole, Rio de Janeiro e Recife**, *Simpósio Sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras: Origem, Características Geotécnicas e Experiências de Obras*, 3.55-3.69.

FERREIRA, S.R.M., AMORIM, W.M. & COUTINHO, R.Q. (1986). **Argila Orgânica do Recife – contribuição ao Banco de Dados**. VIII COBRANSEF, vol. 1 pp 183-197, Porto Alegre.

FORMIGHERI E.L (2003). **Comportamento de um Aterro Sobre Argila Mole da Baixada Fluminense**. *Dissertação de Mestrado*, Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio, 153p.

FRANCISCO, G.M. (2004). **Estudo dos Efeitos do Tempo em Estacas de Fundação em Solos Argilosos**. Tese de D.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

GARCÉS, V. A. N. (1995). **Características de Deformabilidade e Adensamento de Alguns Depósitos de Argila Mole do Rio de Janeiro**, *Dissertação de Mestrado*, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 195p.

GERMAINE, J. and LADD, C. (1988). "State-of-the-Art Paper: Triaxial Testing of Saturated Cohesive Soils," in *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ed. R. Donaghe, R. Chaney, and M. Silver (West Conshohocken, PA: ASTM International, 421-459.

GERSCOVICH, D.M.S. (1983). **Propriedade da Camada Ressecada do Depósito de Sarapuí**. 246 f. *Dissertação de Mestrado*, PUC-Rio, Rio de Janeiro.

GRIM, R. E. (1968). **Clay Mineralogy**. New York, McGraw Hill Book

HEAD, K. H. (1986). **Manual of Soil laboratory Testing: Effective Stress Tests**. ELE International Limited, 1a ed., vol. 3, Londres, p. 495.

HEAD, K. H. (2006). **Manual of Soil laboratory Testing: Soil Classification and Compaction Tests** ELE International Limited, 1a ed., vol. 1, Londres, p. 548.

HENKEL, D.J. & GILBERT, C.D. (1954). **The Effects of the Rubber Membrane on the Measured Triaxial Compression Strength of Clays Samples**. *Geotechnique*, vol. 3 pp 20-29.

HIPÓLITO, I. J. B. (2010). **Avaliação de Condições de Estabilidade do Aterro Metropolitano de Jardim Gramacho**. *Dissertação de Mestrado* - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 242p.

HOULSBY G T & TEH C I (1988). *Analysis of the piezocone tests in clay*, In: De Ruiter J (ed.), Penetration Testing, Proc. 1st Isopt, Orlando, Balkema, Rotterdam, vol 2, (pp 777-783).

JAMIOLKWSKI, M. LADD, C.C. GERMAINE, J. T. LANCELLOTTA, R. (1985). **New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils**, state of the report, 11<sup>th</sup>. *Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng.*, vol. 1 p. 57-153, san Francisco, USA.

KOTTEK, M., J. GRIESER, C. BECK, B. RUDOLF, AND F. RUBEL, 2006: World Map of the Köppen-Geiger climate classification updated. *Meteorol. Z.*, 15, 259-263. DOI: 10.1127/0941-2948/2006/0130.

LADD, C. C. (1973). **Estimating Settlements of Structures Supported on Cohesive Soils**. Filecopy ASCE, Massachussets, USA.

LADD, C. C. (1967). **Strength and Compressibility of Saturated Clays**. *Pan American Soils Course*, Universidad Católica , Andrés Bello, Caracas, Venezuela, 156p.

LADD, C.C & DeGroot, D.J. (2003). **Recommended practice for soft ground site characterization: Arthur Casagrande Lecture**, *12th Panam. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*.

LADD, C.C., FOOTT, R. (1974). **New Design Procedure for Stability of Soft Clay**, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, Proceeding of ASCE, Vol. 100. No. GT7, July, 763-786p.

LADD, C.C.; FOOTT, R.; ISHIHARA, K.; SCHLOSSER, F.; POULOS, H.G.(1977). **Stress-deformation and strength characteristics: State-of-the-Art Report**. *International Conference. Soil Mechanics*. Found. Eng, 9, 2, pp. 421-494. Tóquio.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1969). **Soil Mechanics**. New York: J. Wile.

LEROUEIL, S. and VAUGHAN, P.R. (1990). **The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks**, *Géotechnique* 40, No. 3, 467-488.

LIMA, B. T. (2012). **Estudo do uso de colunas de brita em solos argilosos muito moles**. Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil.

LUMBRERAS, J. F GOMES, J.B. V. (2004). **Mapeamento pedológico e interpretações úteis ao planejamento ambiental do Município do Rio de Janeiro**. Sergipe: Embrapa Tabuleiros Costeiros; Rio de Janeiro: Embrapa Solos.

LUNNE, T., ROBERTSON, P.K. & POWELL, J.J.M. (1997). **Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice**, Blackie Academic & Professional, 312p.

LUNNE, T.; BERRE, T. & STRANDVIK, S. (1997). **Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay**. *Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, volume único, p.81-102.

LUNNE, T.; BERRE, T. E STRANDVIK, S. (1997). **Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay**, *Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Vol. único, p. 81-102;

LUNNE, T; BERRE, T. & STRANDVIK, S. (1997). **Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay**. *Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Almeida (ed). Balkema, Rotterdam, p. 81-102.

MACCARINI, M. TEIXEIRA, V. H. SANTOS G. T.& FERREIRA, R. S. (1988). “**Sedimentos quaternários do litoral de Santa Catarina**”, in: Proc. Simpósio Sobre Quaternários das baixadas Brasileiras, 1, 362-392. Rio de Janeiro.

MARINHO, F. A. M. (1994). **Shrinkage Behaviour of some Plastic Soils**. PhD Thesis – Imperial College, University of Lodon.

MARINHO, F. A. M.. (1994). **Suction measurement using filter paper**, *X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. de Fundações*, Vol. 2, pp. 515– 522.

MARTINS, I. S. M. & LACERDA, W. A. (1994). **Sobre a Relação Índice de Vazios – Tensão Vertical Efetiva na Compressão Unidimensional**, *Solos e Rochas*, Revista Brasileira de Geotecnia, 1994, Vol.17, nº3, p.157-166.

MARTINS, T. K. F. (2017). **Características Intrínsecas da Compressibilidade de duas Argilas Litorâneas Brasileiras**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 119p.

MARTINS, T. K. F. (2107). **Características Intrínsecas da Compressibilidade de duas Argilas Litorâneas Brasileiras**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 119p.

MASSAD, F. (1986). “**História geológica e propriedades dos solos das baixadas – comparação entre diferentes locais da costa brasileira**”. In: *Simpósio sobre*

*Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras: Origem, Caracterização Geotécnica e Experiências de Obras.* Rio de Janeiro. ABMS. p.3.1-3.34.

MASSAD, F. (1985). **As Argilas Quaternárias da Baixada Santista: Características e Propriedades Geotécnicas.** 1985. Tese de Livre docência, Escola politécnica da USP/SP.

MASSAD, F. (2010). **Obras de Terra: curso básico de Geotecnia.** Oficina de Textos, 2 ed. São Paulo.

MAYNE, P.W. MITCHELL, J.K. (1988). **Profiling of OCR in clays by field vane.** In: Canadian Geotechnical Journal, v.25, n.1, p.150–157.

MB-3336 Solo – **Ensaio de Adensamento Unidimensional**

MITCHELL, J. K. (1976). **Fundamentals of soil behaviour.** New York: Willey and Sons, Inc.

NBR- 10905/89 - *Solo* - **Ensaio de palheta in situ**

NBR 12069/91 – *Solo* – **Ensaio de penetração de cone in situ (CPT)**

NBR 7250/82 - **Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimentos de solos**

NBR-6484/01 - **Execução de sondagens de simples reconhecimento de solos.**

NETTO, Y. A. (2006). **Estudo Experimental das Características de Compressibilidade e Adensamento de uma Argila Mole.** Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 106p.

NEJAIM, P. F. ; JANNUZZI, G. M. F. ; DANZIGER, F. A. B.(2019) **Classificação do tipo de comportamento de solo através de ensaio de piezocone: análise das propostas recentes com base nos dados do depósito de Sarapuí II**. In: 9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 2019, São Paulo. SEFE 9.

OLIVEIRA, J.T.R. (2000) – **Qualidade da Amostra e Estimativa de Recalque** – Seminário de Qualificação ao Doutorado. COPPE/UFRJ.

OLIVEIRA, J.T.R. (2002). **A Influência da Qualidade da Amostra no Comportamento Tensão-Deformação-Resistência de Argilas Moles**, *Tese de Doutorado*, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

ORTIGÃO, J. A. R. (1988). “**Experiência com ensaios de palheta em terras em terra e no mar**”, in: Simp. Sobre Novos Conceitos em Ensaios de Campo e Laboratório, v.3, pp 157-180. Rio de Janeiro: UFRJ.

ORTIGÃO, J. A. R. COLLET, H. B. (1987). “**Erros caused by friction in field vane testing**”, in:ASTM Symp. on Laboratory and Field Vane Shear Strength Testing, SPT 1014, pp 14-116. Tampa.

ORTIGÃO, J. A. R. (1995). **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. Porte Alegre: Livros Técnicos e Científicos Editora.

ORTIGÃO, J. A. R. (1975). **Contribuição ao Estudo de Propriedades Geotécnicas de um Deposito de Argila Mole da Baixada Fluminense**. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

PACHECO SILVA, F. (1970). “**Uma nova construção gráfica para a determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo**”. In: *IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, Anais, Guanabara, v. II, tomo I, p.219-223.

PAES, I. T. (2017) **Características de resistência ao cisalhamento de uma argila mole de Santa Cruz no Rio de Janeiro**. Dissertação de Mestrado. Departamento de

Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 202 p.

ROBERTSON, P. K. (2009). **Interpretation of cone penetration tests — a unified approach**. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(11), 1337–1355.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G.(1983). **Interpretation of cone penetration tests**. *Canadian Geotech. Journal*, v. 20, n. 4, p. 734-745.

ROBERTSON, P.K. (1990). **Soil classification using the cone penetration test**. *Canadian Geot. Journal*, Vol. 27: 151-158.

ROBERTSON, P.K. (2012). **Cone Penetration Testing Interpretation Soil Type**, Disponível em: <https://www.cpt-robertson.com/publications/>. Data de acesso: 19 de janeiro de 2020.

ROBERTSON, P.K. (2016). **Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — an update**, *Canadian Geotechnical Journal*, v. 53, p. 1910-1927

ROBERTSON, P.K. AND CAMPANELLA, R.G. (1989). **Guidelines for Geotechnical Design using CPT and CPTU**, *Soil Mechanics Series N° 120*, Civil Eng. Dept., Univ. of British Columbia, Vancouver.

ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.G., GILLESPIE, D., GREIG, J. (1986). **Use of piezometer cone data**. *Proc., In-Situ 86*, Specialty Conf., ASCE, (pp. 1263-1280). Blacksburg.

SANDRONI, S. S. CONSOLI, N.C. (2010). **Sobre a Prática da Engenharia Geotécnica com dois Solos Difíceis: os Extremamente Moles e os Expansivos**. *COBRAMSEG*, Gramado, Vol 1, p.507-512.

SANDRONI, S. S. (2006) **Obtendo Boas Estimativas de Recalque em Solos Muito Moles: O Caso da Barra da Tijuca, Rio de Janeiro**, COBRAMSEG, Curitiba, Vol 1, p.507-512.

SANDRONI, S.S. (1981), “*Depósitos Moles: Formação, Tipos e Análise de Estabilidade de Aterros sob Condições Não Drenadas*”, Relatório AT 20/80, DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro.

SANDRONI, S.S. (2006). “**Sobre a Prática Brasileira de Projeto Geotécnico de Aterros Rodoviários em Terrenos com Solos Muito Moles**. XIII COBRAMSEG. Curitiba/PR.

SANDRONI, S.S., BRUGGER, P.J., ALMEIDA, M.S.S., LACERDA, W.A. (1997), **Geotechnical properties of Sergipe clay**. *Proc., Int. Symp. on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Rio de Janeiro, pp. 271-277.

SANTOS, H.M.C. (1999). **Diagnóstico geoambiental e caracterização dos principais impactos do uso-ocupação dos solos no RA Guaratiba – Zona Oeste do Município do Rio de Janeiro**, Departamento de Geologia, Dissertação de mestrado, UFRJ, 129p.

SANTOS, H.M.C. (2004) **Caracterização Física, Química, Mineralógica e Geotécnica dos Gleissolos das Baixadas de Jacarepaguá, Guaratiba e Santa Cruz – do Município do Rio de Janeiro**, Departamento de Geologia, Tese de doutorado, CCMN/UFR, 244p.

SANTOS, M. L. M. ANTUNES, F.S. CALDERANO, S. B. SANTOS, H. G. POLIVANOV, H. V. CAMPOS, T. M. P. ZARONI, M. J. DONAGEMMA, G. K. AMARAL, C. P. (2009) **Correlação Pedológico-Geotécnica do Município do Rio de Janeiro**. Rio de Janeiro: Embrapa Solos.

SAYÃO, A. S. F. J. (1980). **Ensaio de Laboratório na Argila Mole da Escavação Experimental de Sarapuí**. Tese de Mestrado, PUC-Rio.



SCHNAID, F. (2000). **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo; Oficina de Textos.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. (2012). **Ensaio de campo e sua aplicação à engenharia de fundações**. 2ª edição, Editora Oficina de Textos, São Paulo. 198 p., 2012.

SILVA, D. M. **Estimativa do Índice de Compressão de Argilas Moles da Costa Brasileira a partir de Ensaio de Caracterização**. Dissertação de mestrado – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2013.

SKEMPTON, A. W. (1953). **The Colloidal “Activity” of Clays**, Proceedings of the 3rd International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, 57-60p.

SKEMPTON, A.W. & NORTHEY, R.D. (1952). **“The Sensitivity of Clays”**. Geotechnique, vol. 3 pp 72-78.

SKEMPTON, A.W. (1970). **The Consolidation of Clays by Gravitational Compaction**. Q.J. Geo. Soc., London, 125, 373–412

SPANNENBERG, M. G. (2003). **Caracterização Geotécnica de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio.

SUGUIO K. & MARTIN, L.(1981). **Progress in Research on Quaternary Sea Level Changes and Coastal Evolution in Brazil**. Symposium on Variations in Sea Level in The Last 15,000 Years, Magnitude and causes. Univ. South Caroline, USA. Summer Program 1.34S "Soft Ground Construction", Cambridge.

TANAKA, A., NAVASERO, S.A.(1966). **Growth of the rice plant on acid sulfate soils**. Soil Science and Plant Nutrition, Tokyo, v. 12, p. 107-114.

TASSI, M. C. (2014). **Estudo sobre recalques em camada de solo mole submetida a 18 anos de compressão unidimensional – o caso Terra Encantada**. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 247p.

TEIXEIRA, C. F. (2012). **Análise dos Recalques de um Aterro Sobre Solos Muito Moles da Barra da Tijuca – RJ. Rio de Janeiro**. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 326p

TERZAGHI, K. and PECK, R.B. (1967). **Soil Mechanics in Engineering Practice**, 2nd edition. Wiley, New York, NY, USA.

TESSLER, M. G. Souza, L. A. P. (1998) **Dinâmica sedimentares e feições sedimentares identificadas na superfície de fundo do sistema Cananéia-Iguape, SP**. Revista Brasileira Oceanografia, 46 (1):69-83.

VILLALOBOS BRAVO, M. A. (2019) **Modelagem numérica da resposta sísmica de depósitos de solo mole**. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 143p.

## ANEXO I

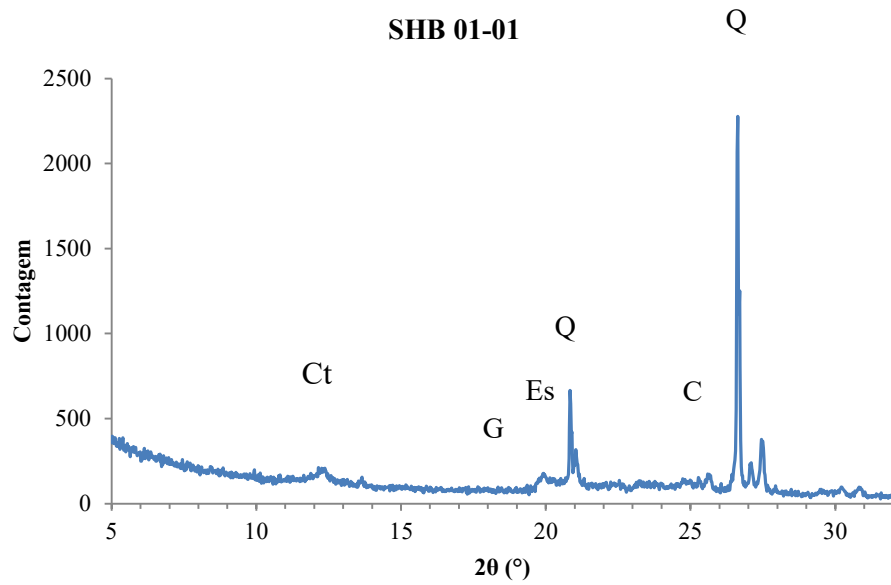


Figura 81. Difratoograma de Raio X da fração fina, passante #400 (Ct-Caulinita, Gb-Gibbsita, Es- Esmectita, Q-Quartzo)

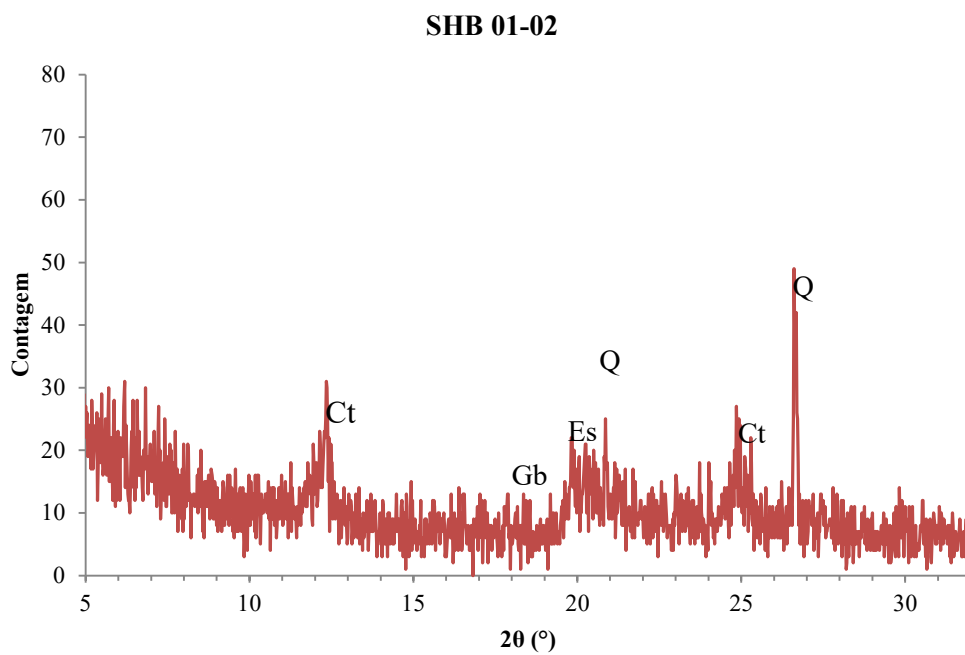


Figura 82. Difratoograma de Raio X da fração fina, passante #400 (Ct-Caulinita, Gb-Gibbsita, Es- Esmectita, Q-Quartzo)

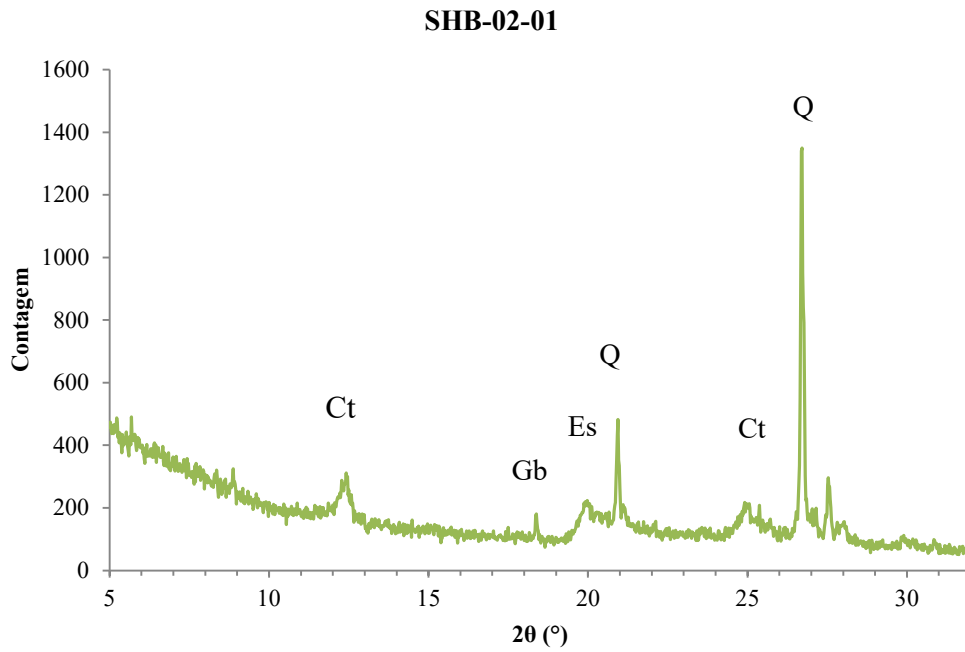


Figura 83. Difratoograma de Raio X da fração fina, passante #400 (Ct-Caulinita, Gb-Gibbsita, Es- Esmectita, Q-Quartzo)

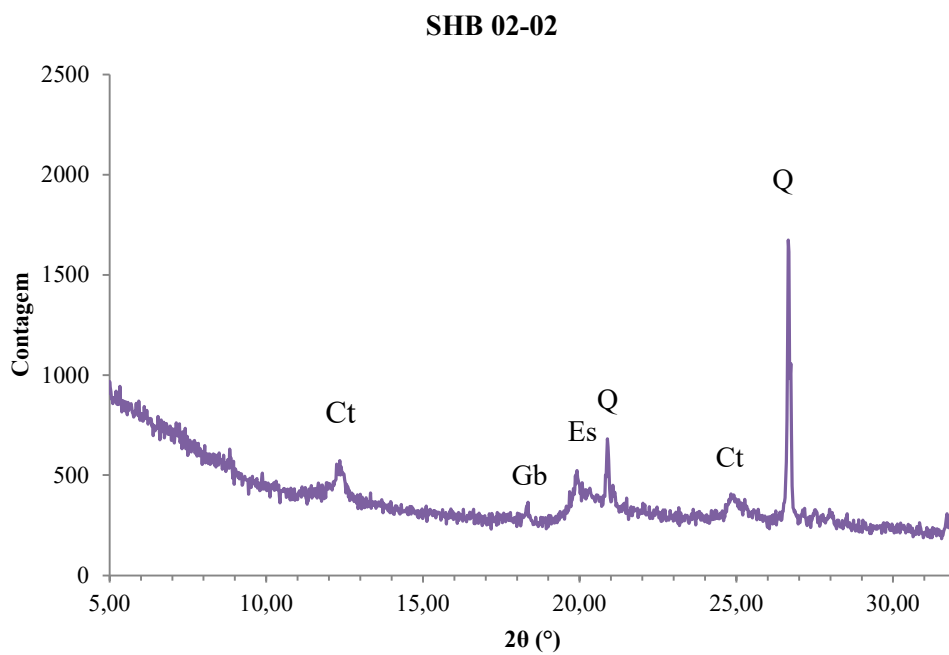


Figura 84. Difratoograma de Raio X da fração fina, passante #400 (Ct-Caulinita, Gb-Gibbsita, Es- Esmectita, Q-Quartzo)

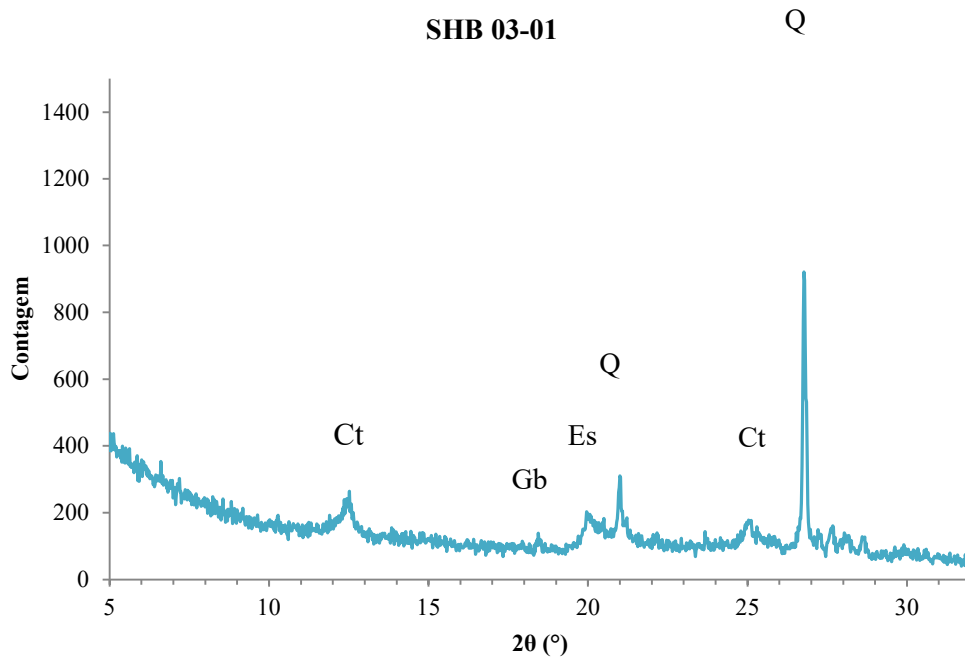


Figura 85. Difratoograma de Raio X da fração fina, passante #400 (Ct-Caulinita, Gb-Gibbsita, Es- Esmectita, Q-Quartzo)

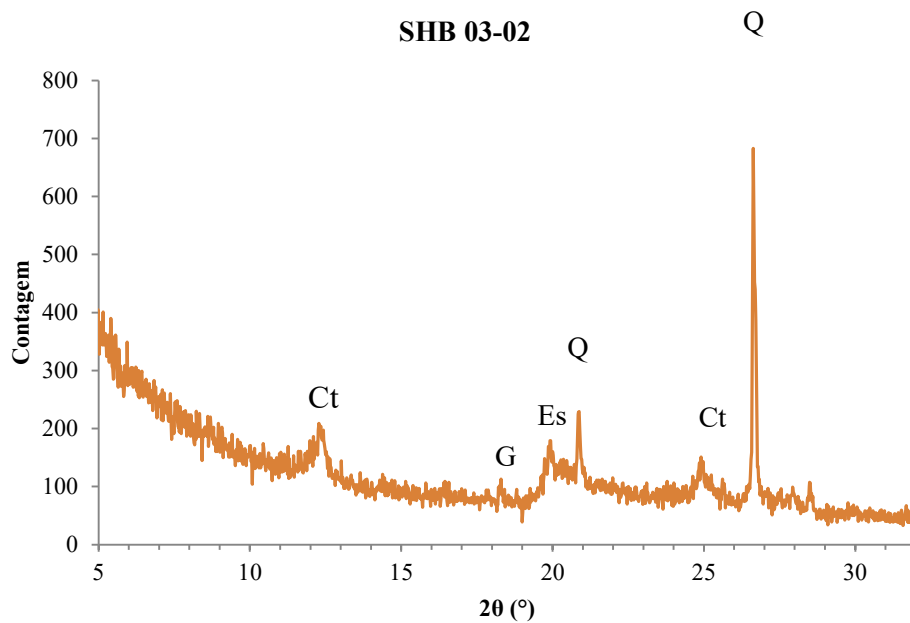


Figura 86. Difratoograma de Raio X da fração fina, passante #400 (Ct-Caulinita, Gb-Gibbsita, Es- Esmectita, Q-Quartzo)

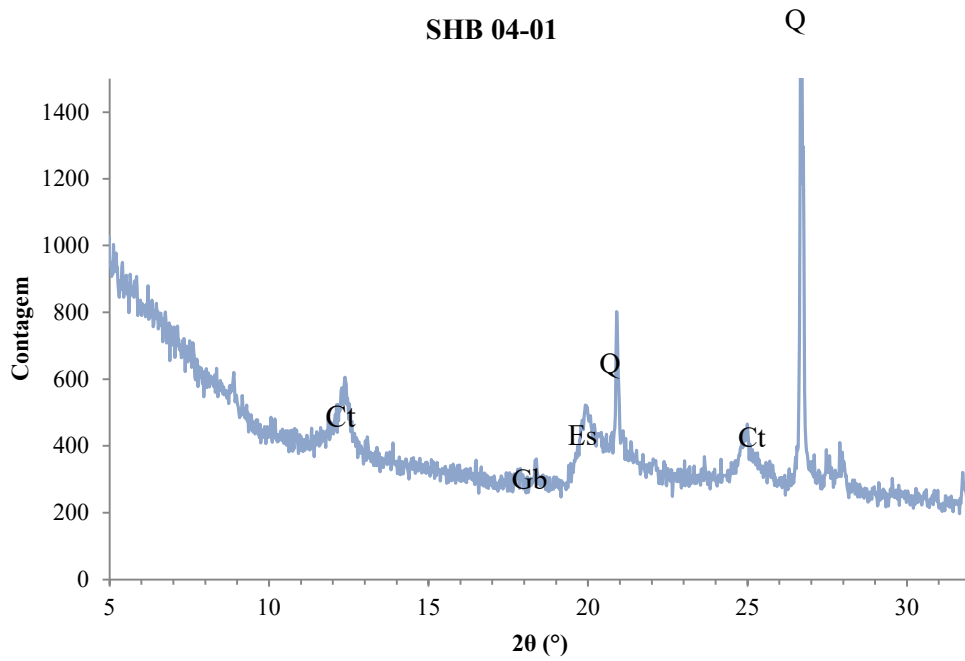


Figura 87. Difratoograma de Raio X da fração fina, passante #400 (Ct-Caulinita, Gb-Gibbsita, Es- Esmectita, Q-Quartzo)

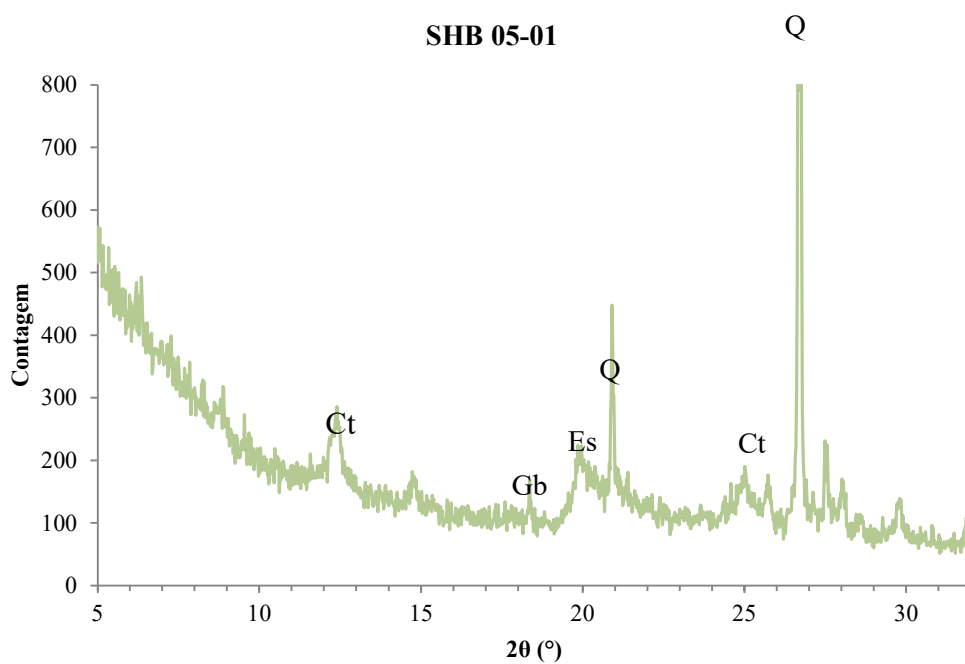


Figura 88. Difratoograma de Raio X da fração fina, passante #400 (Ct-Caulinita, Gb-Gibbsita, Es- Esmectita, Q-Quartzo)

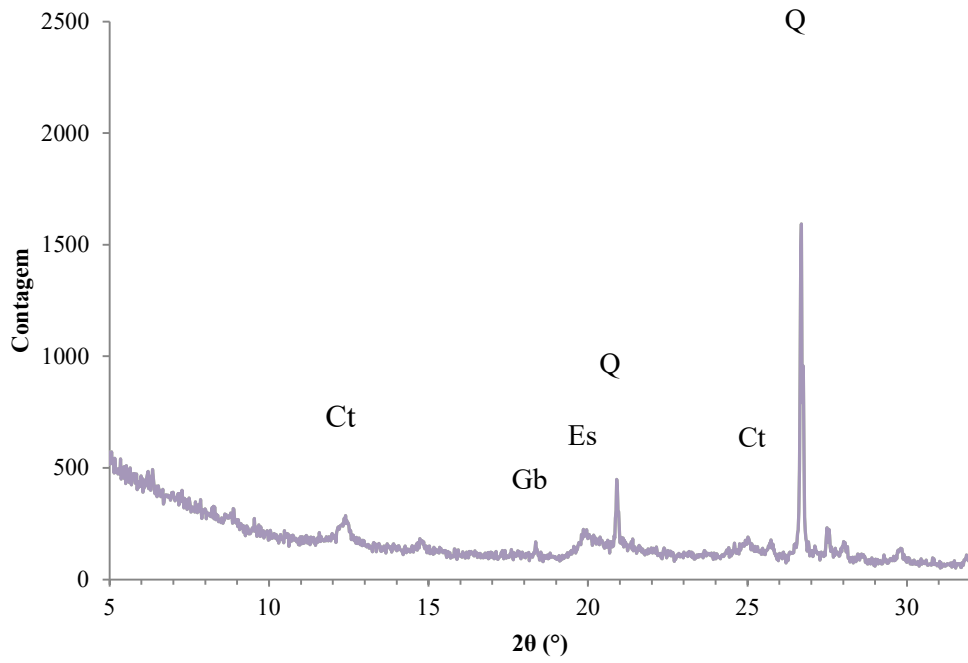


Figura 89. Difratoograma de Raio X da fração fina, passante #400 (Ct-Caulinita, Gb-Gibbsita, Es- Esmectita, Q-Quartzo)

PUC-Rio - Certificação Digital N° 1812562/CA

### SHB 01-01

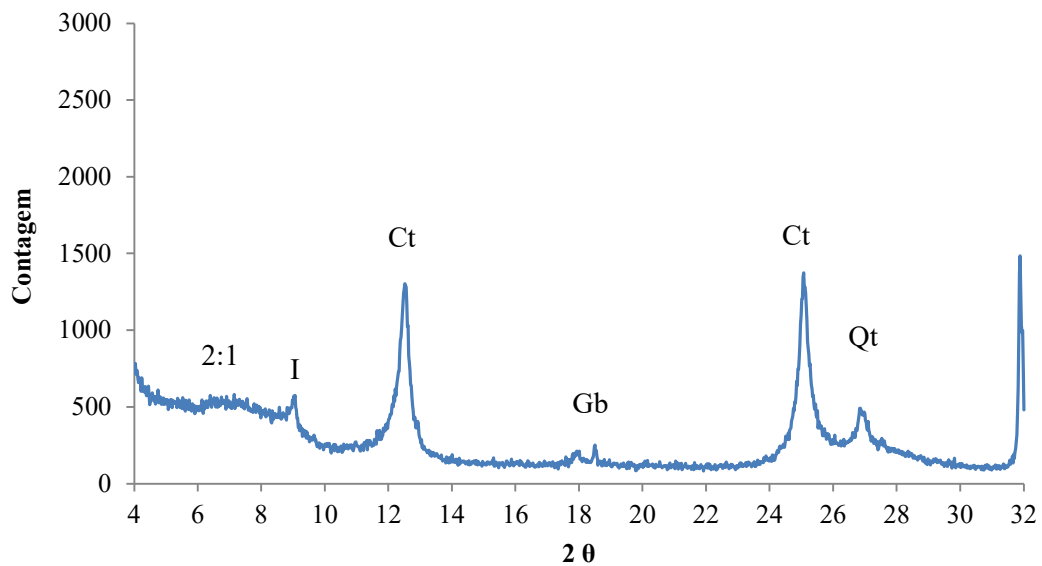


Figura 90. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Ilita, Ct-Caulinita, Gb-Gibbsita Q-Quartzo).



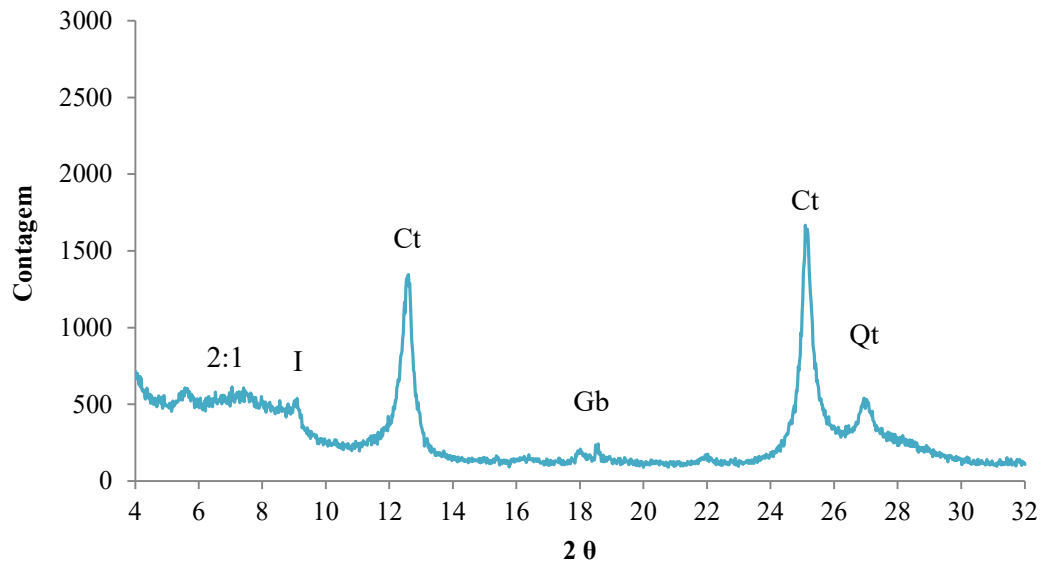
**SHB 03-01**

Figura 91. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Ilita, Ct-Caulinita, Gb-Gibbsita Q-Quartzo).

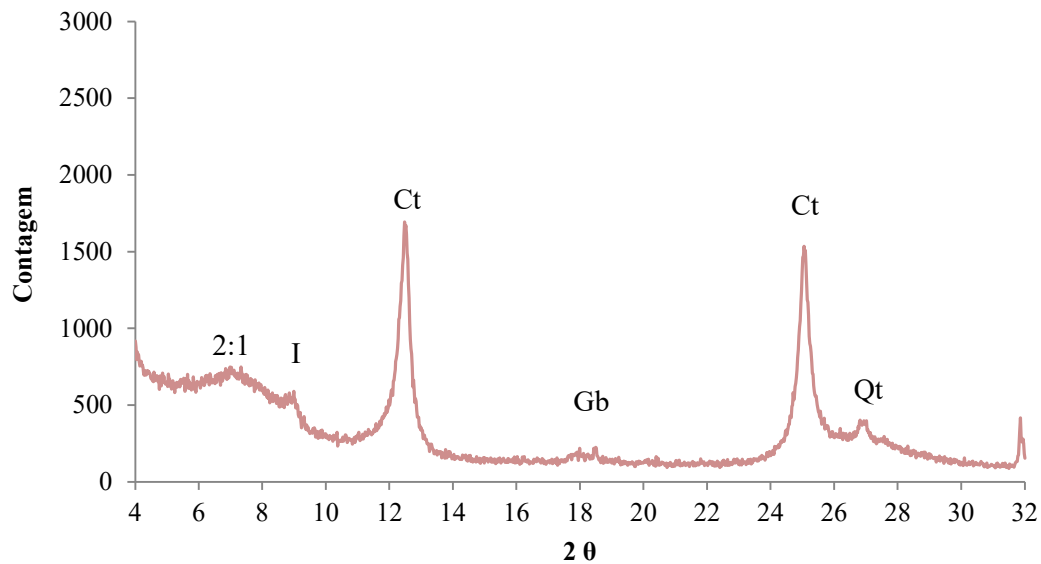
**SHB 04-02**

Figura 92. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Ilita, Ct-Caulinita, Gb-Gibbsita Q-Quartzo).

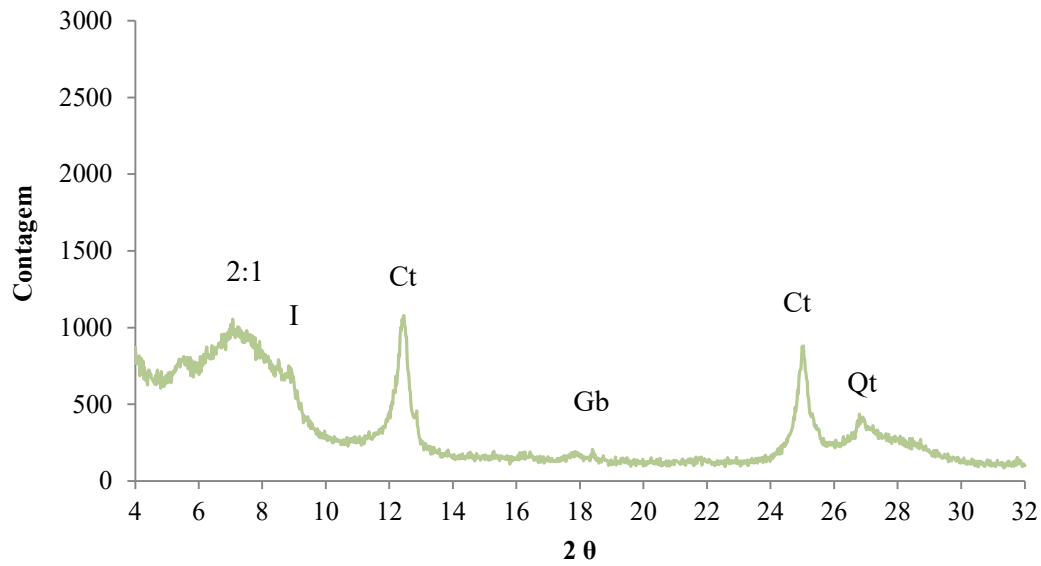
**SHB 05-01**

Figura 93. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Ilita, Ct-Caulinita, Gb-Gibbsita Q-Quartzo).

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 1812562/CA

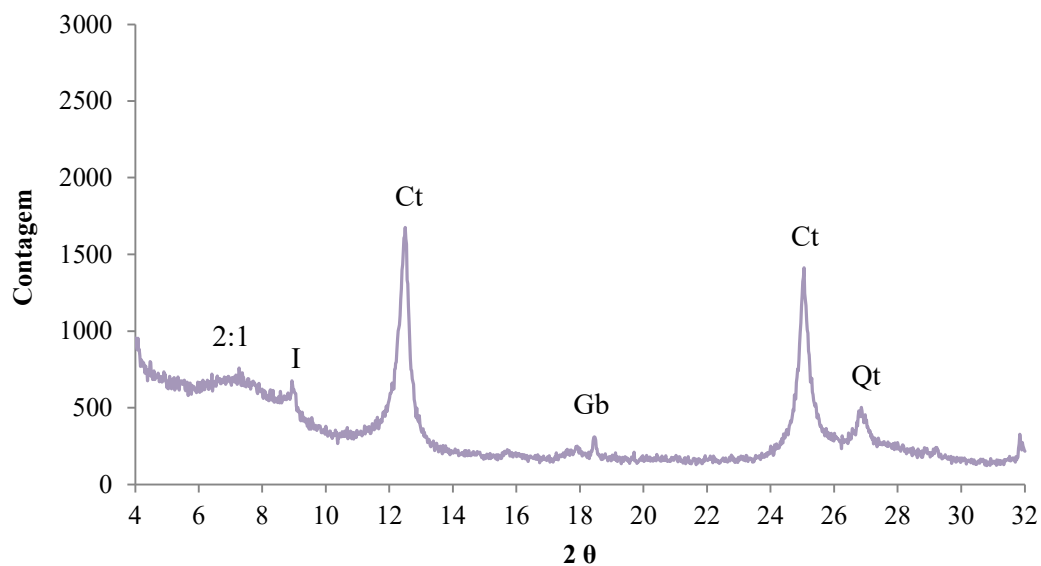
**SHB 05-02**

Figura 94. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Ilita, Ct-Caulinita, Gb-Gibbsita Q-Quartzo).

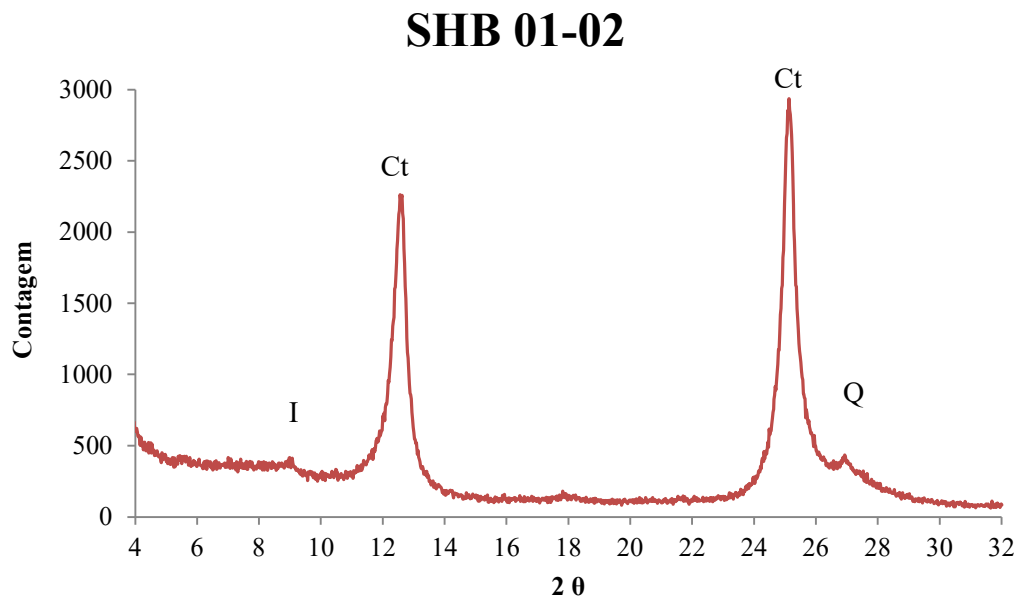


Figura 95. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Illita, Ct-Caulinita, Q-Quartzo).

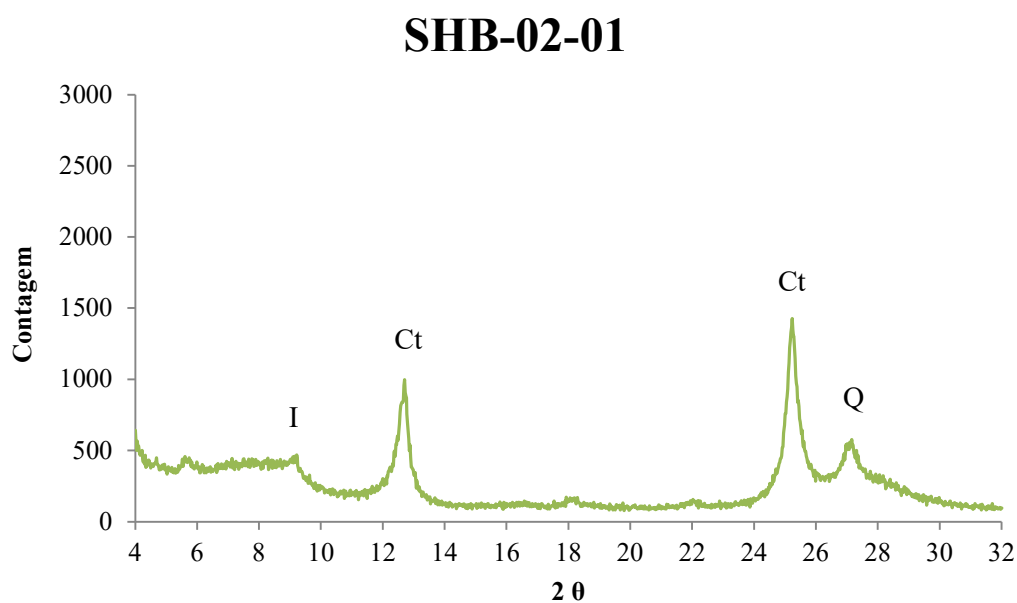


Figura 96. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Illita, Ct-Caulinita, Q-Quartzo).

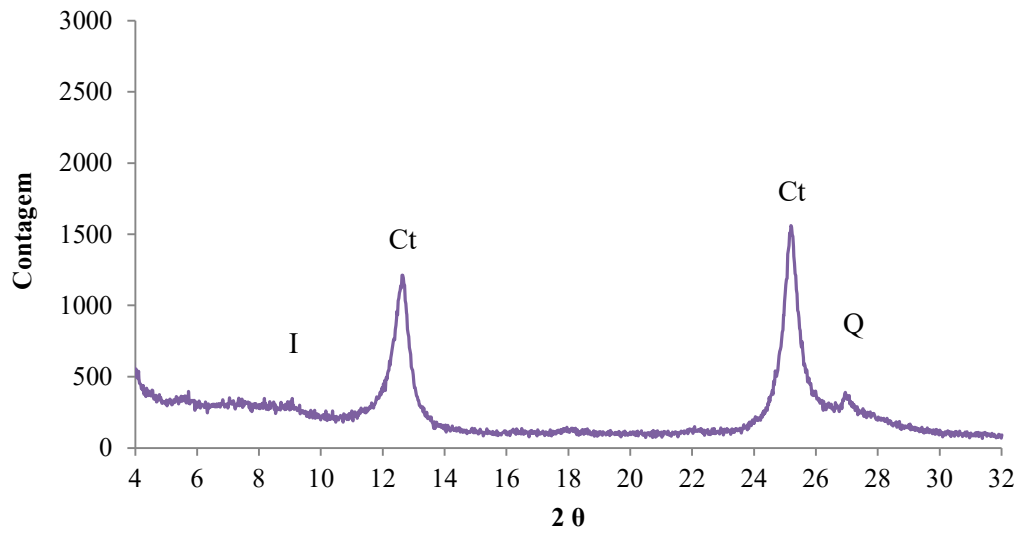
**SHB 02-02**

Figura 97. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Illita, Ct-Caulinita, Q-Quartzo).

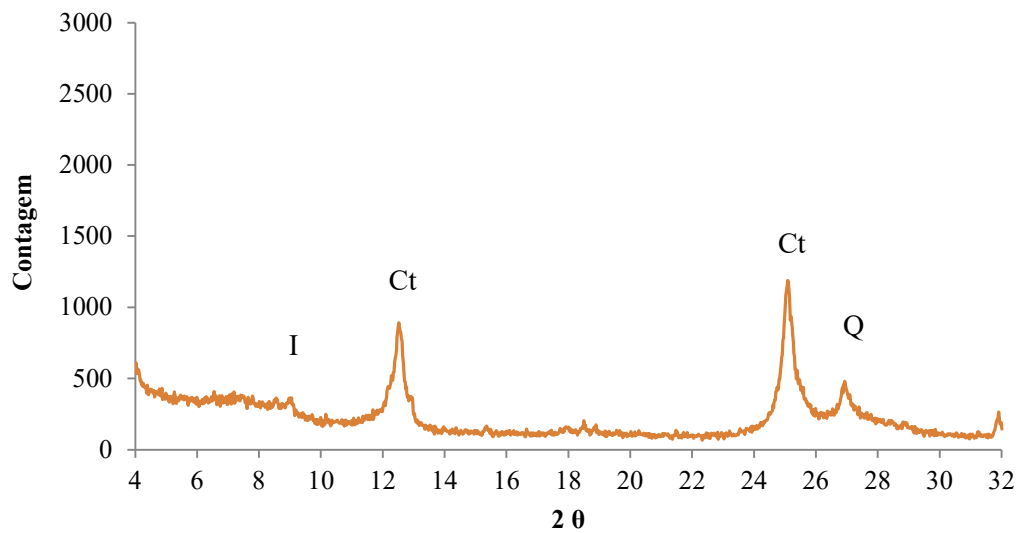
**SHB 03-02**

Figura 98. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Illita, Ct-Caulinita, Q-Quartzo).

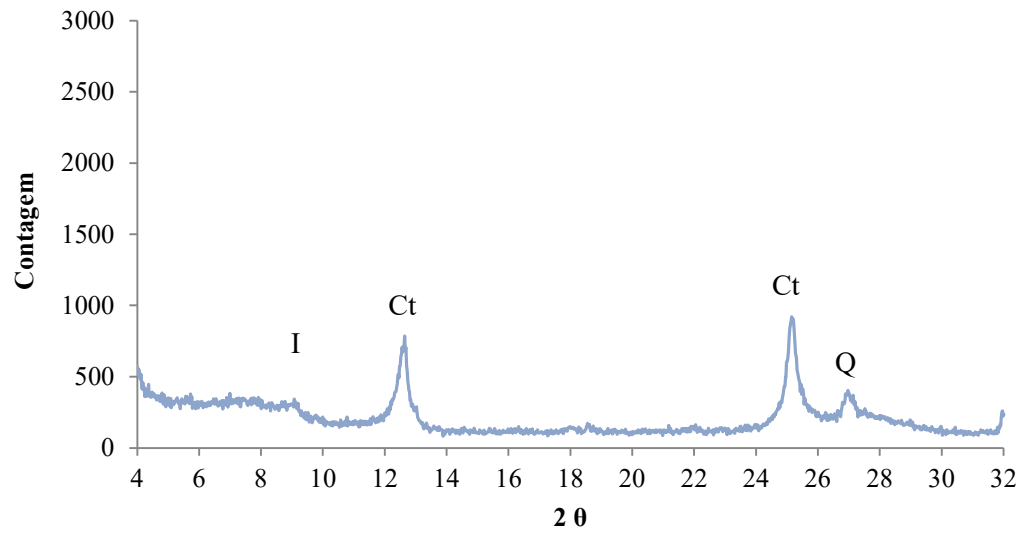
**SHB 04-01**

Figura 99. Difratoograma de Raio X das lâminas naturais (I-Ilita, Ct-Caulinita, Q-Quartzo).

**ANEXO II**

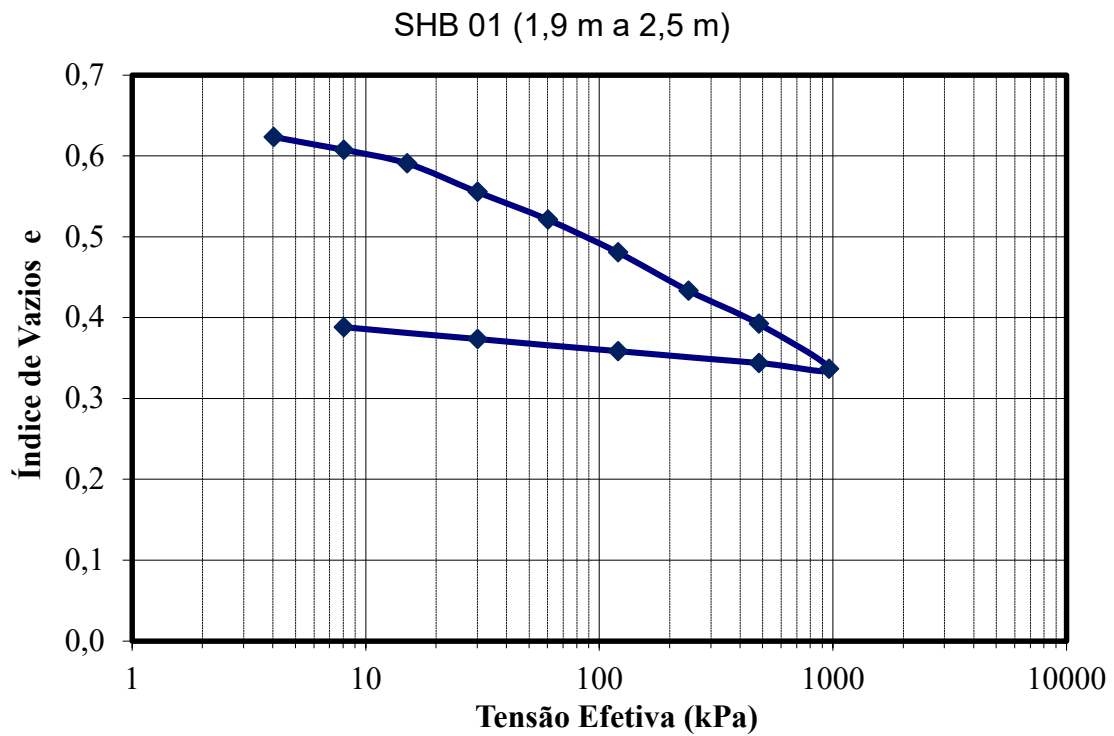


Figura 100. Ensaio de adensamento amostras mais superficiais.

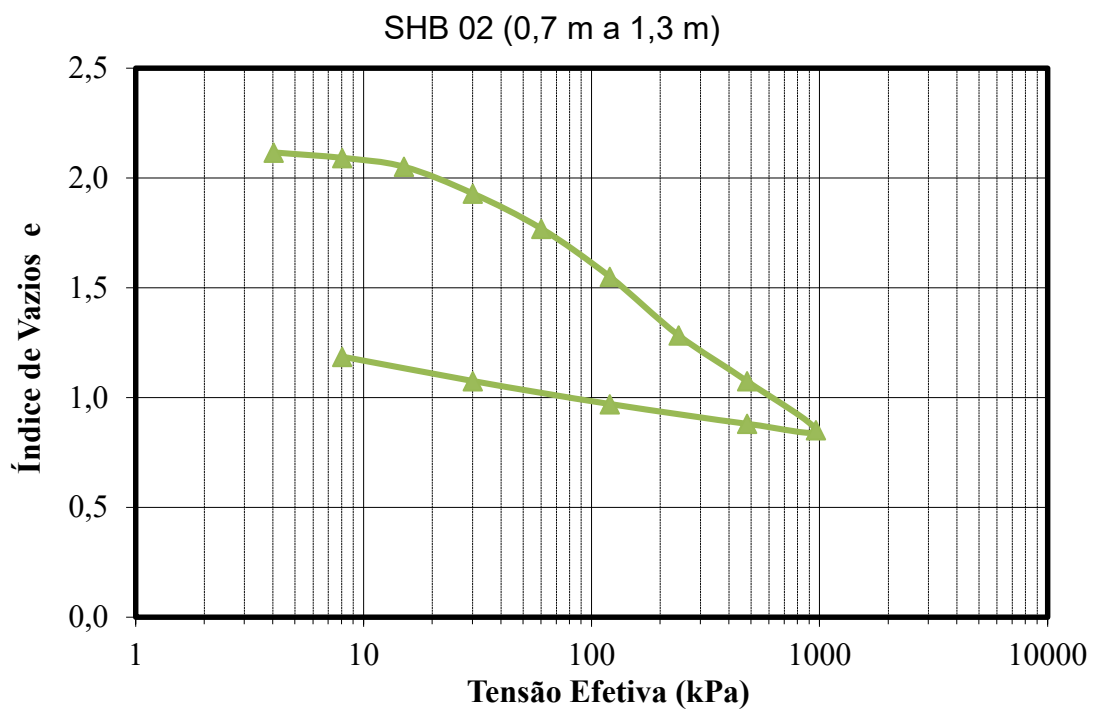


Figura 101. Ensaio de adensamento amostras mais superficiais.

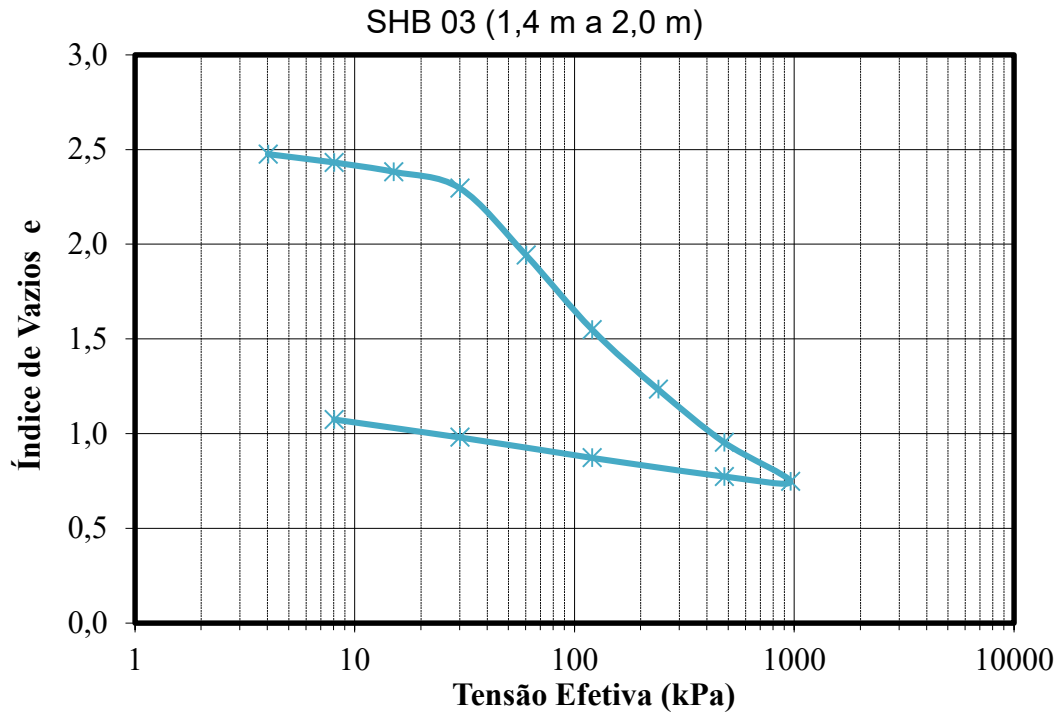


Figura 102. Ensaios de adensamento amostras mais superficiais.

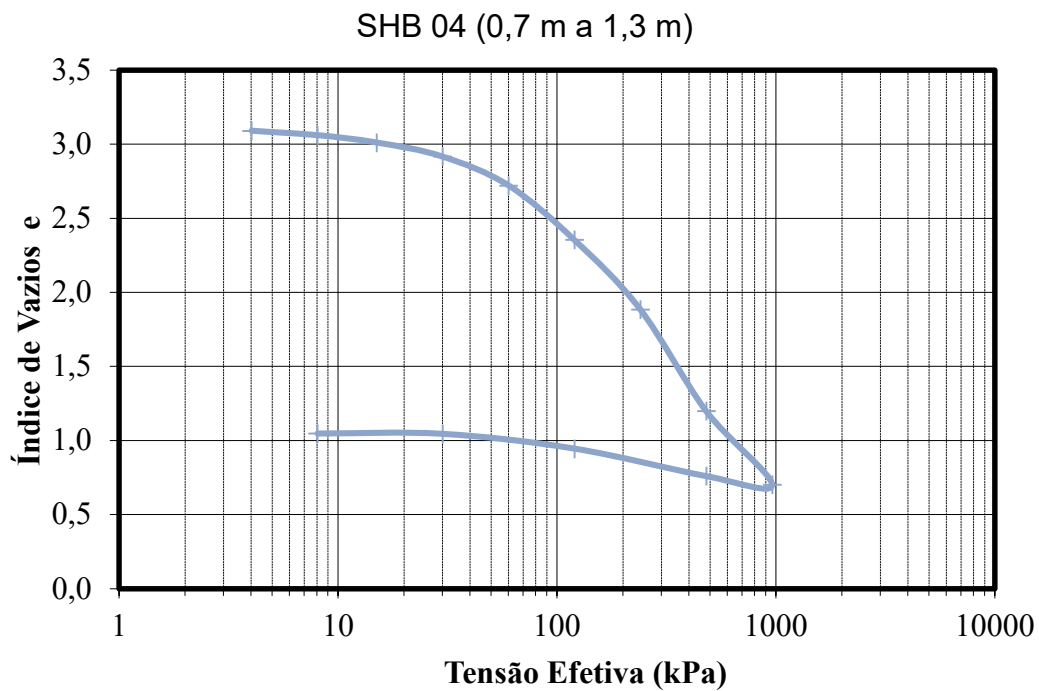


Figura 103. Ensaios de adensamento amostras mais superficiais.

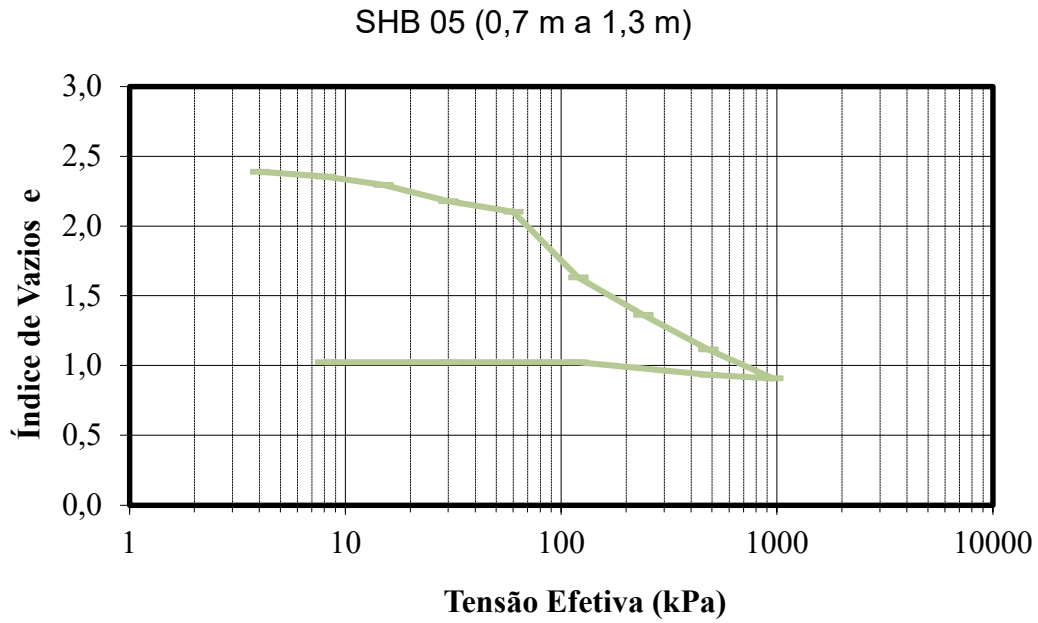


Figura 104. Ensaio de adensamento amostras mais superficiais.

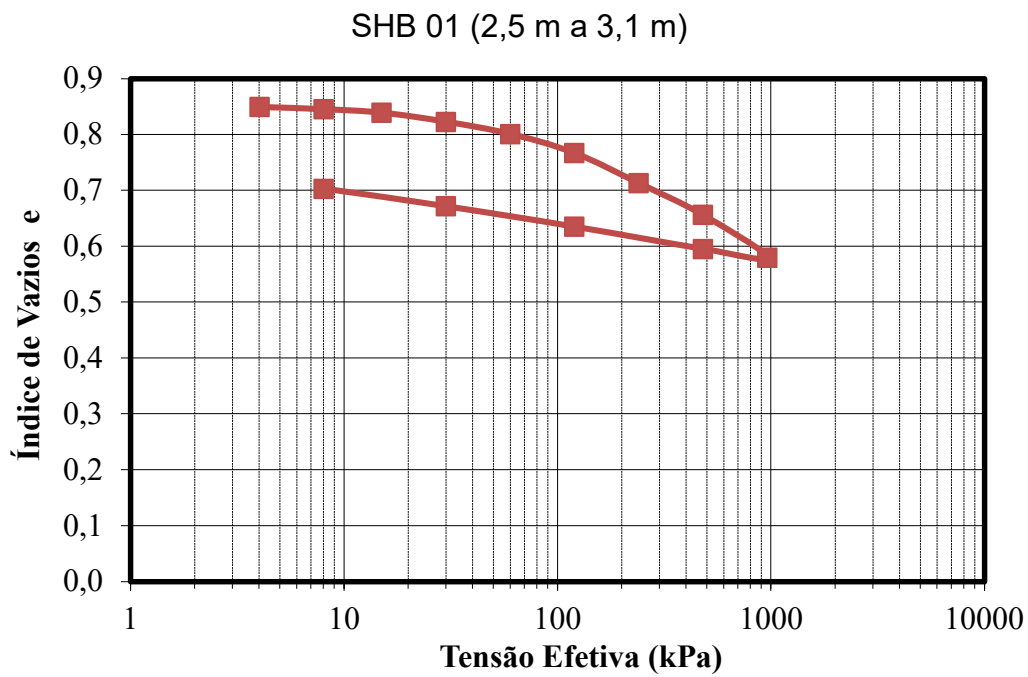




Figura 105. Ensaio de adensamento amostras mais profundas.

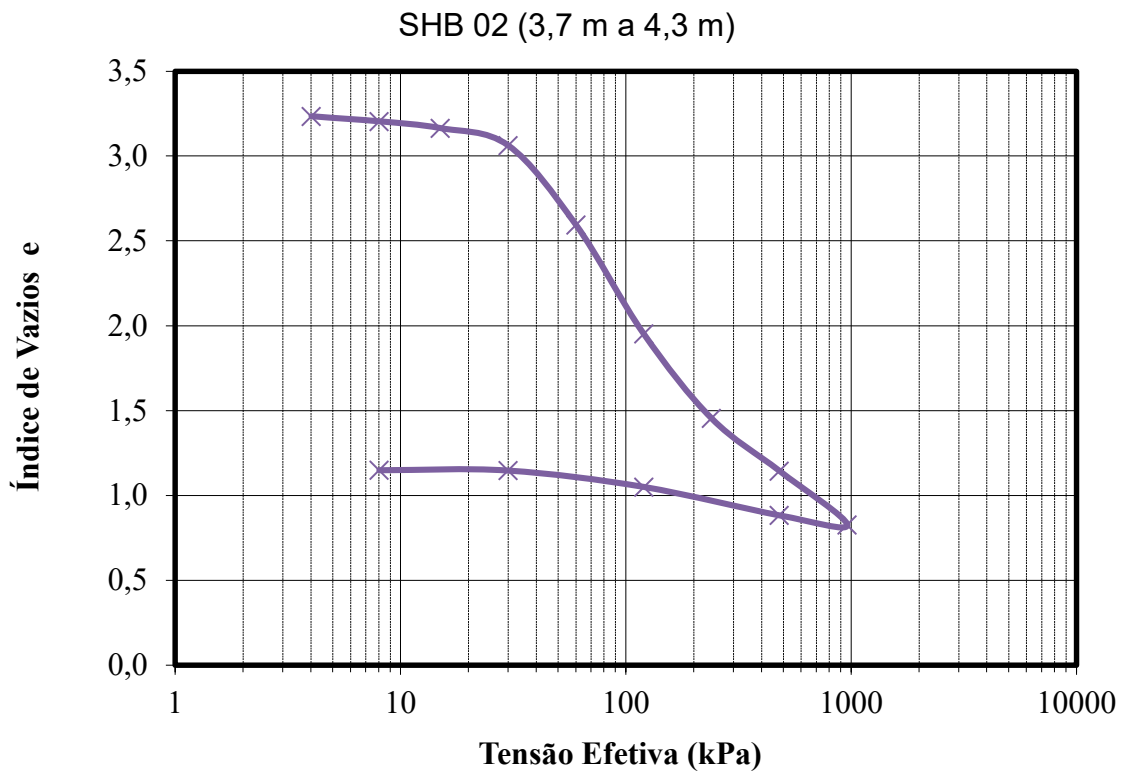


Figura 106. Ensaio de adensamento amostras mais profundas.

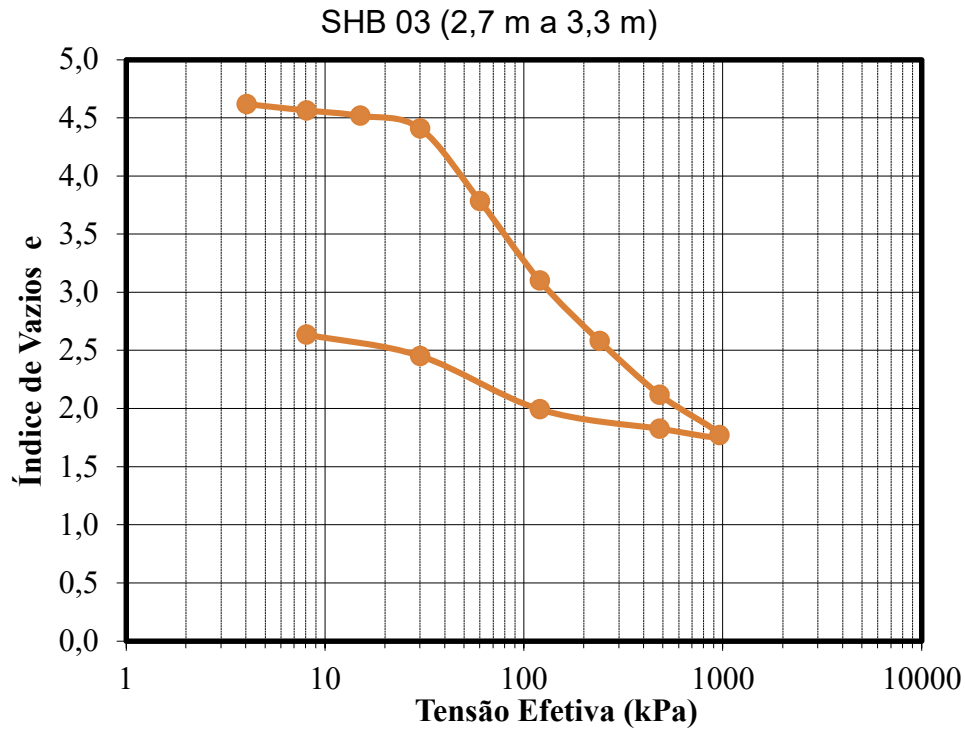


Figura 107. Ensaio de adensamento amostras mais profundas.

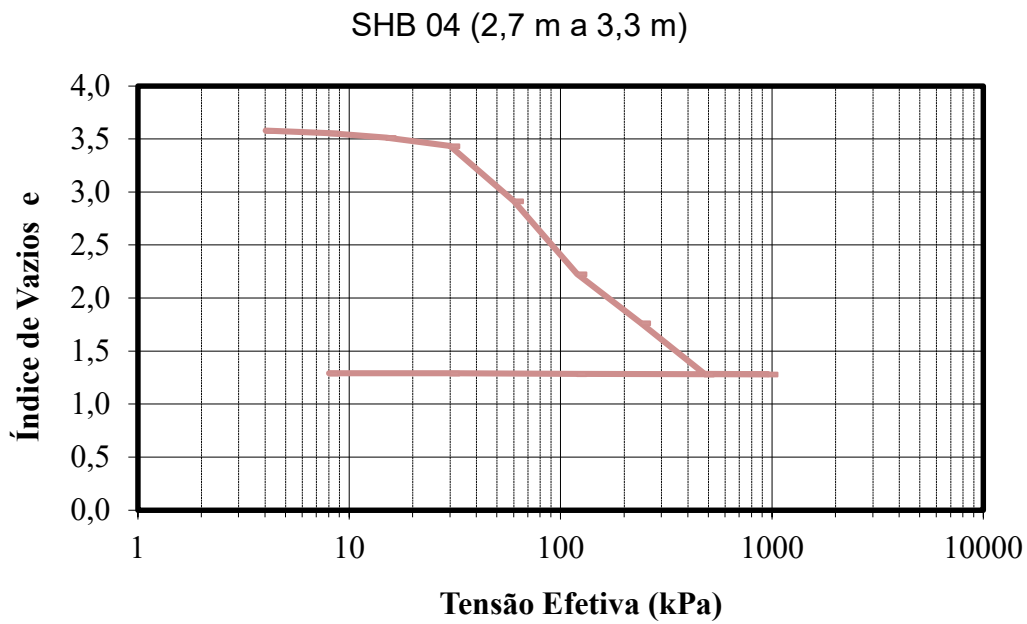


Figura 108. Ensaio de adensamento amostras mais profundas.

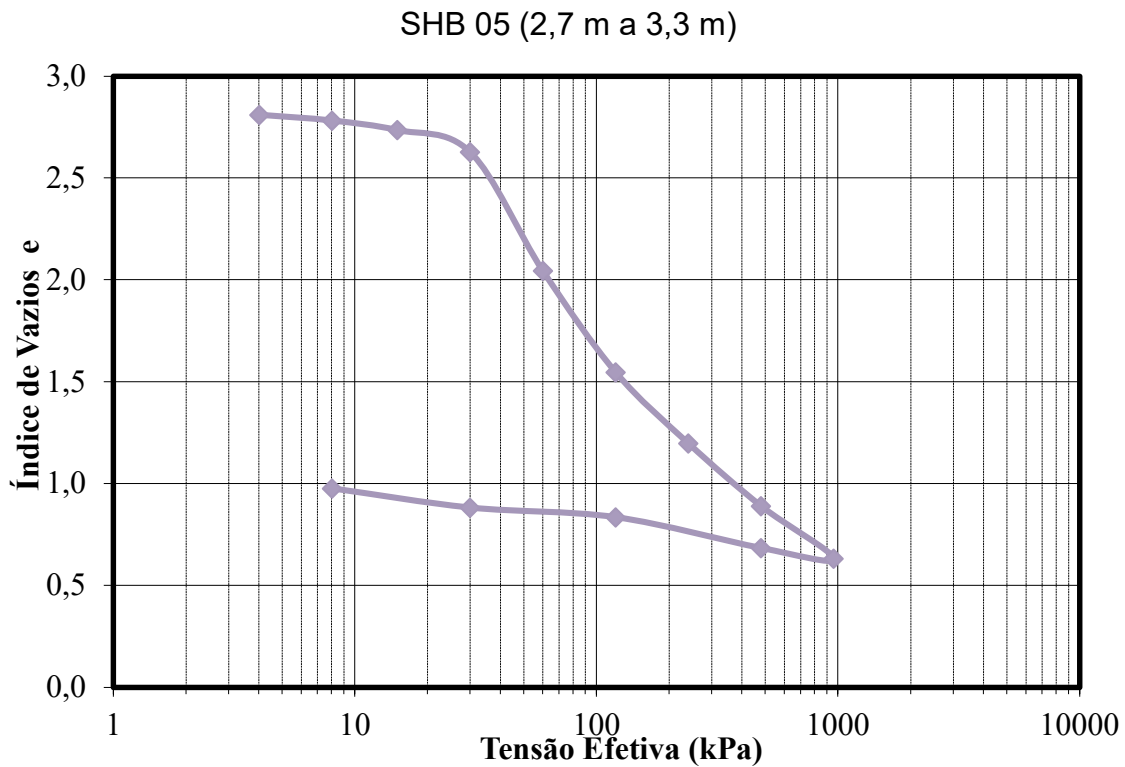


Figura 109. Ensaio de adensamento amostras mais profundas.

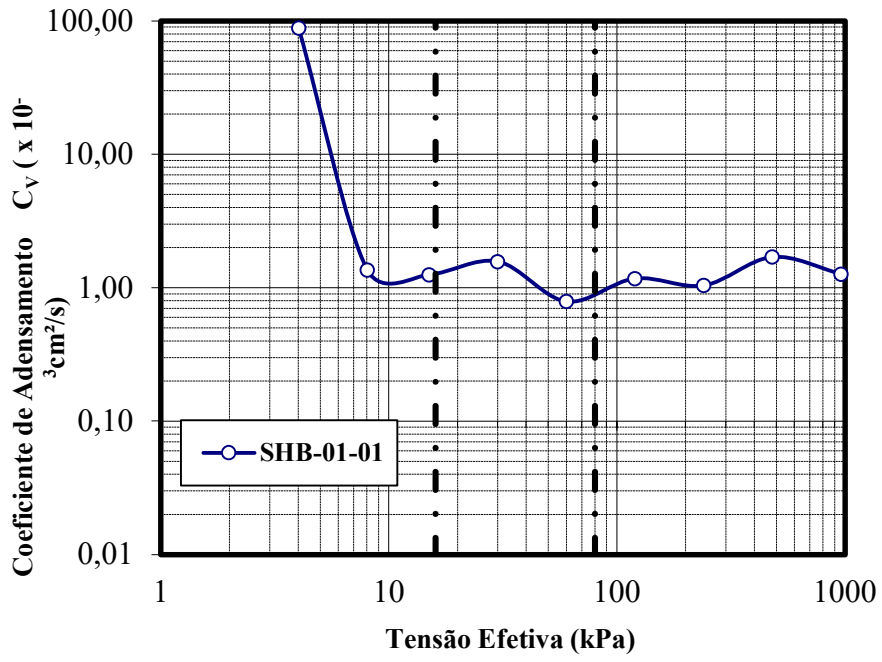


Figura 110. Coeficiente de adensamento.

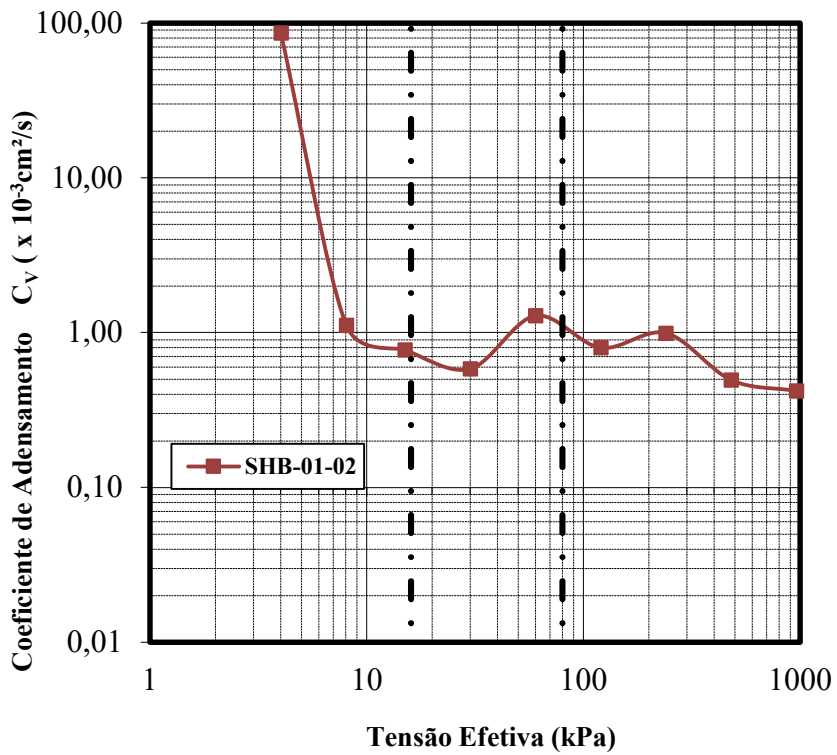


Figura 111. Coeficiente de adensamento.

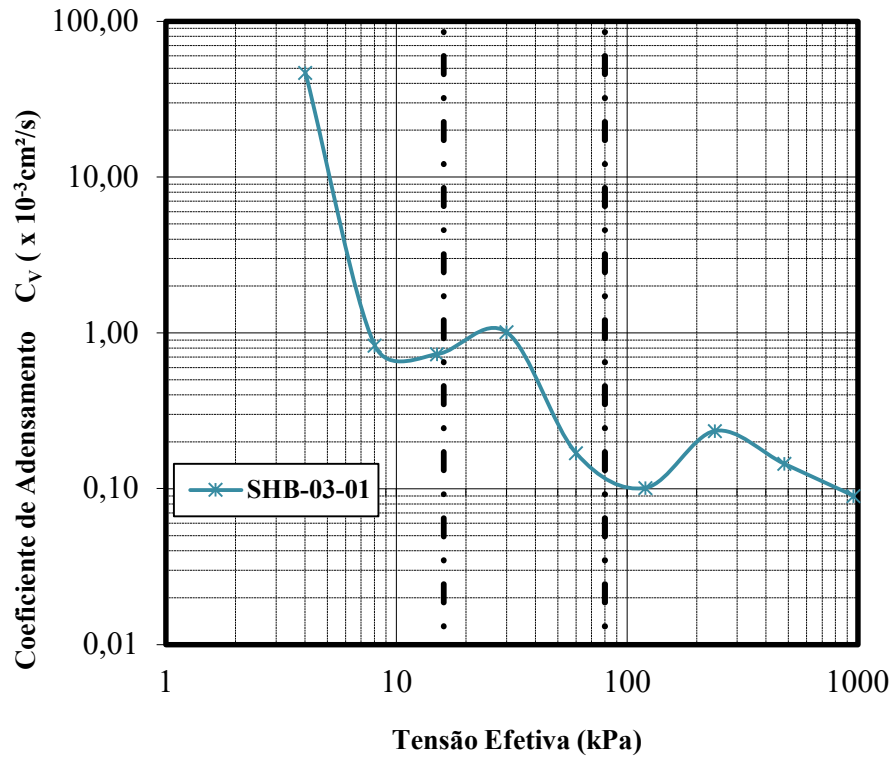


Figura 112. Coeficiente de adensamento.

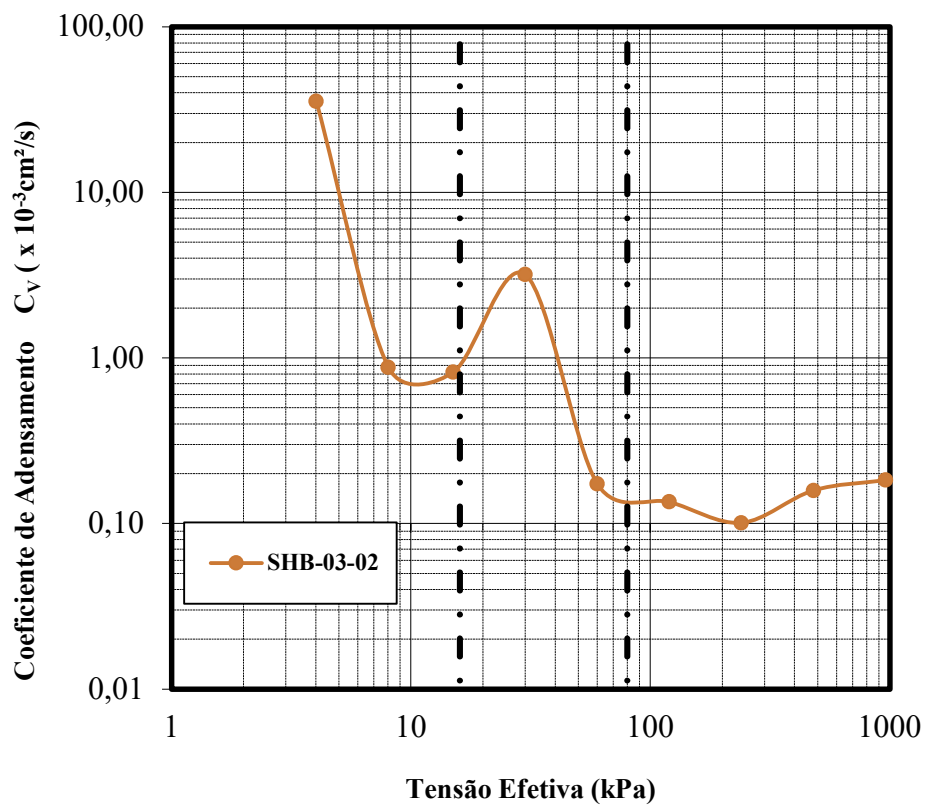


Figura 113. Coeficiente de adensamento.

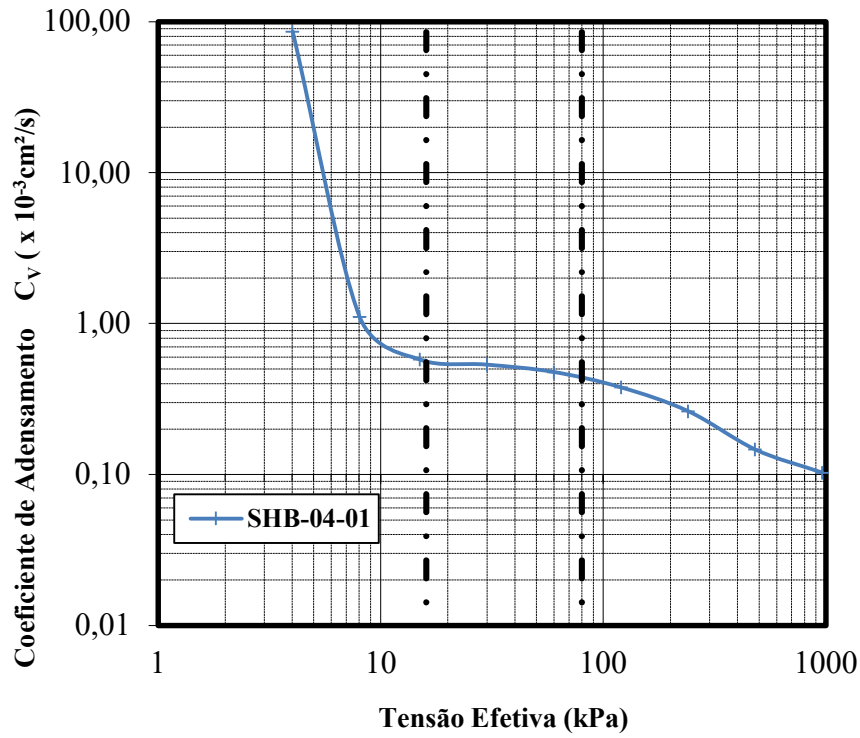


Figura 114. Coeficiente de adensamento.

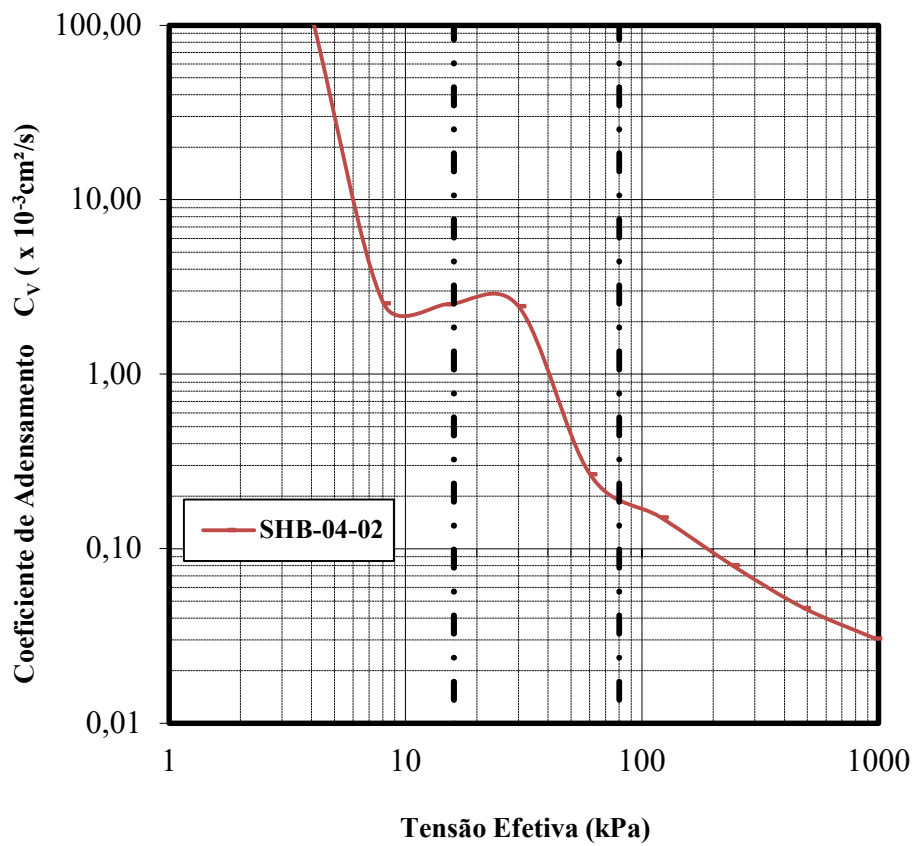


Figura 115. Coeficiente de adensamento.

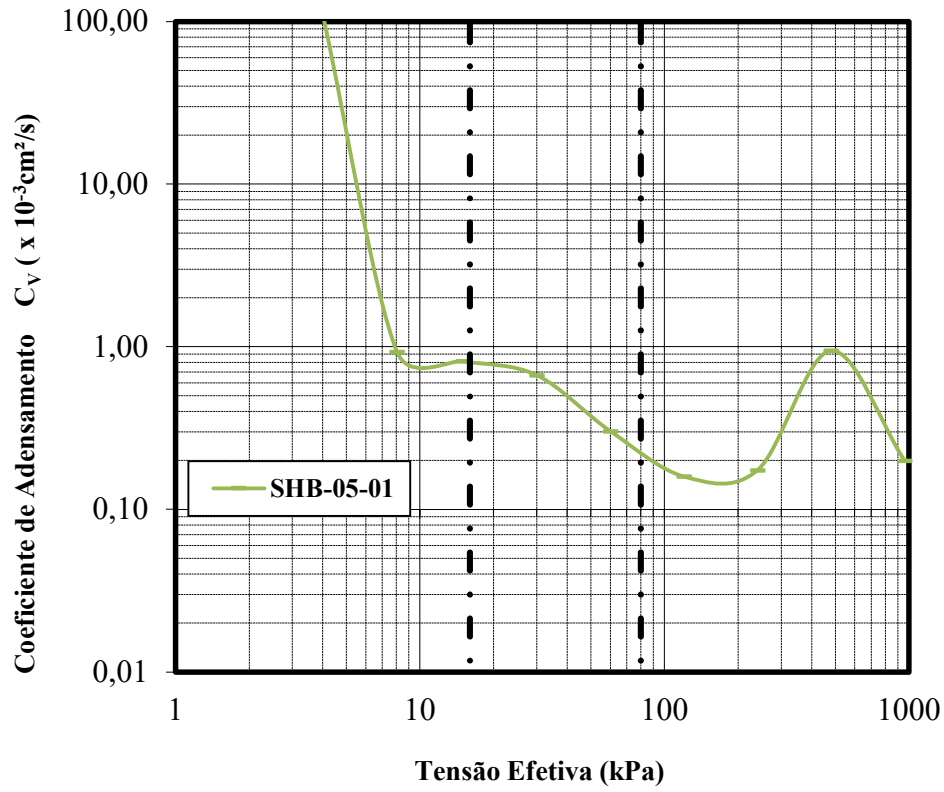


Figura 116. Coeficiente de adensamento.

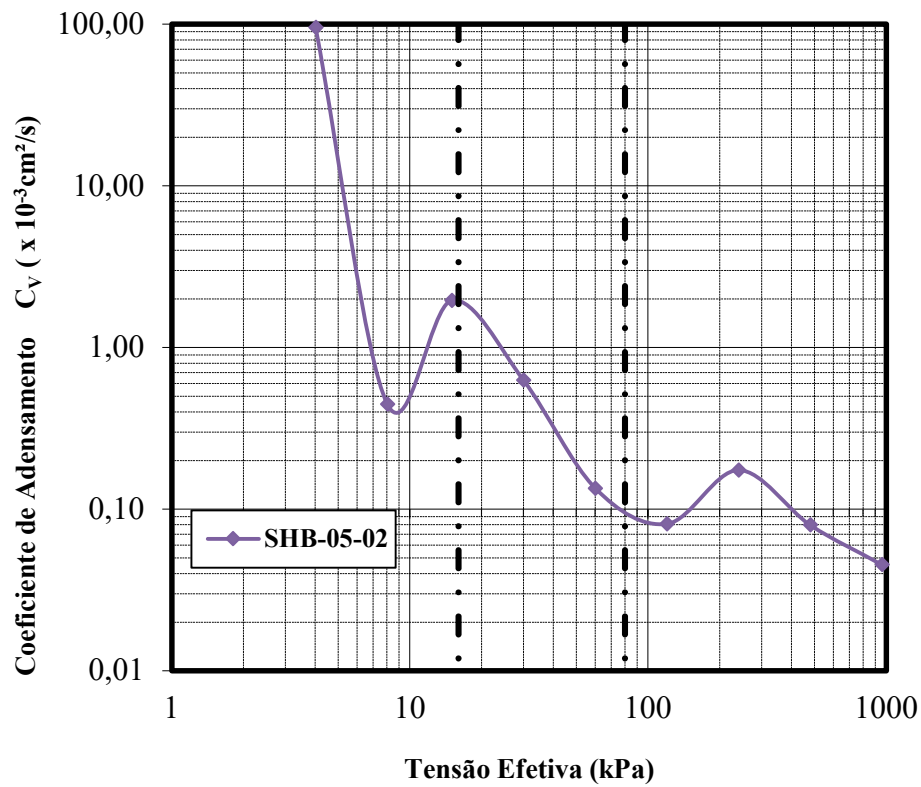


Figura 117. Coeficiente de adensamento.

ANEXO III – RESULTADOS ENSAIOS TRIAXIAIS

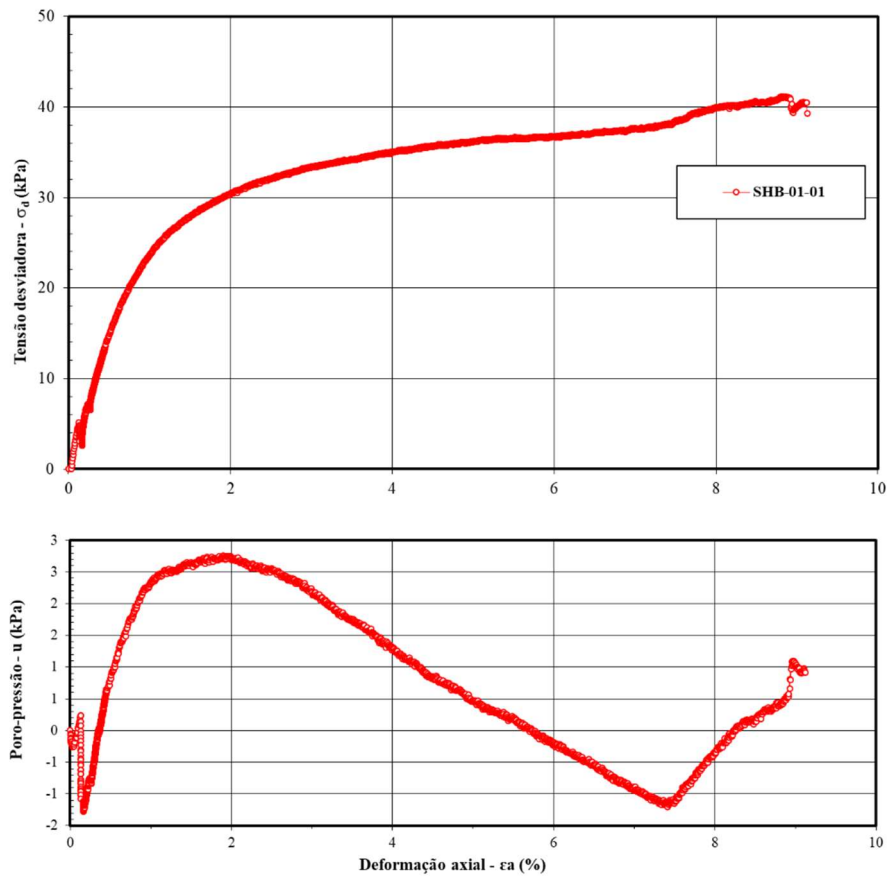


Figura 118. Resultado ensaio UU SHB-01-01.

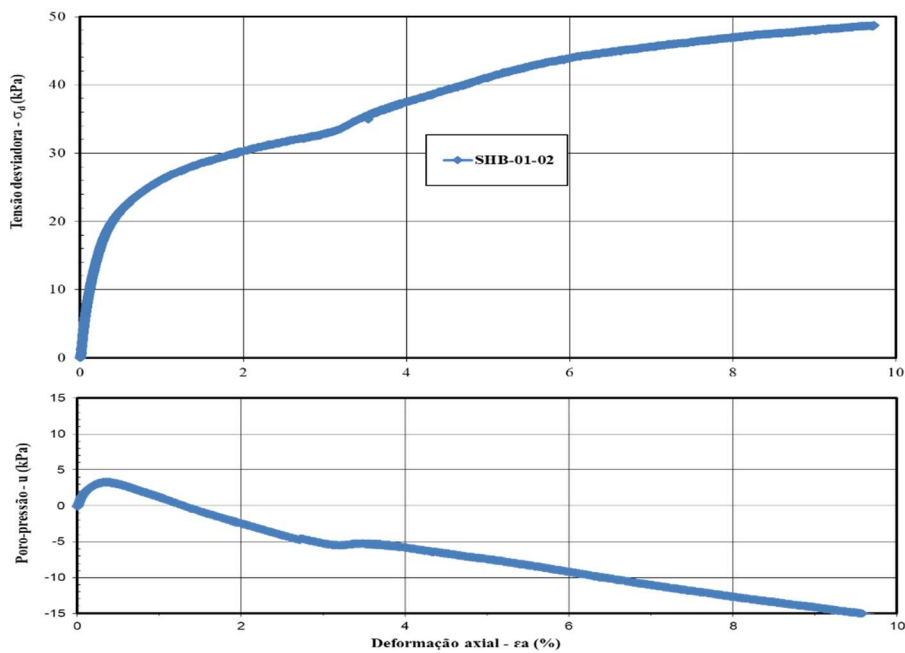


Figura 119. Resultado ensaio UU SHB-01-02.

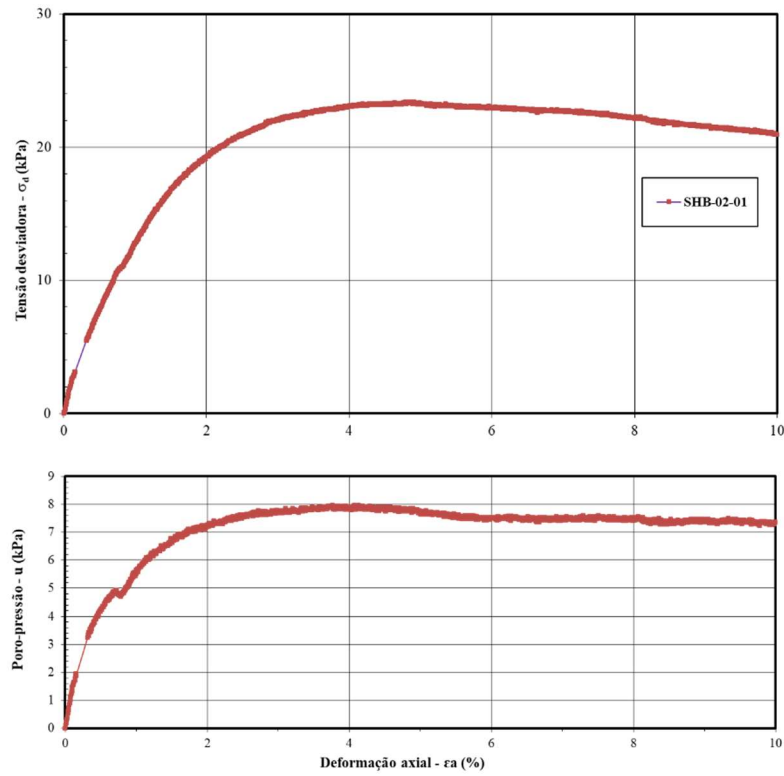


Figura 120. Resultado ensaio UU SHB-02-01.

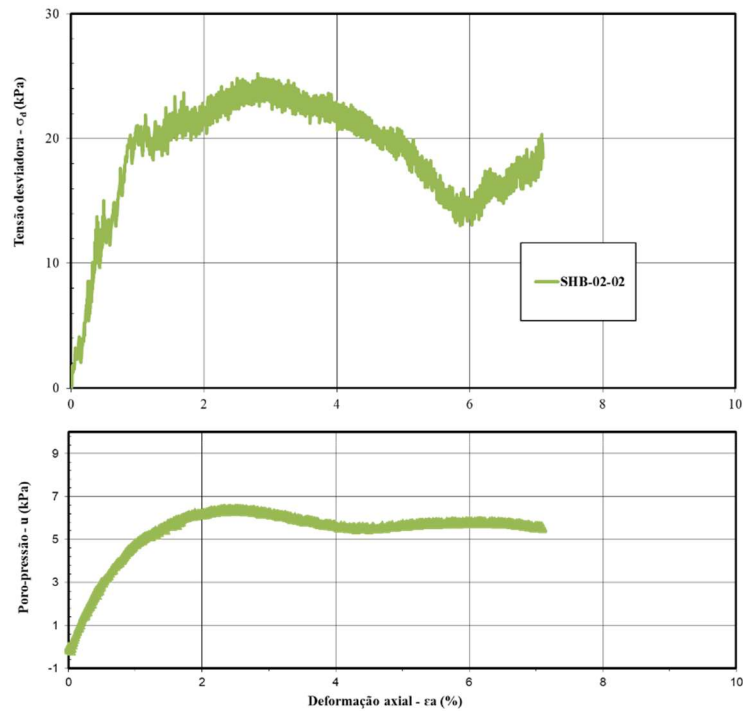


Figura 121. Resultado ensaio UU SHB-02-02.



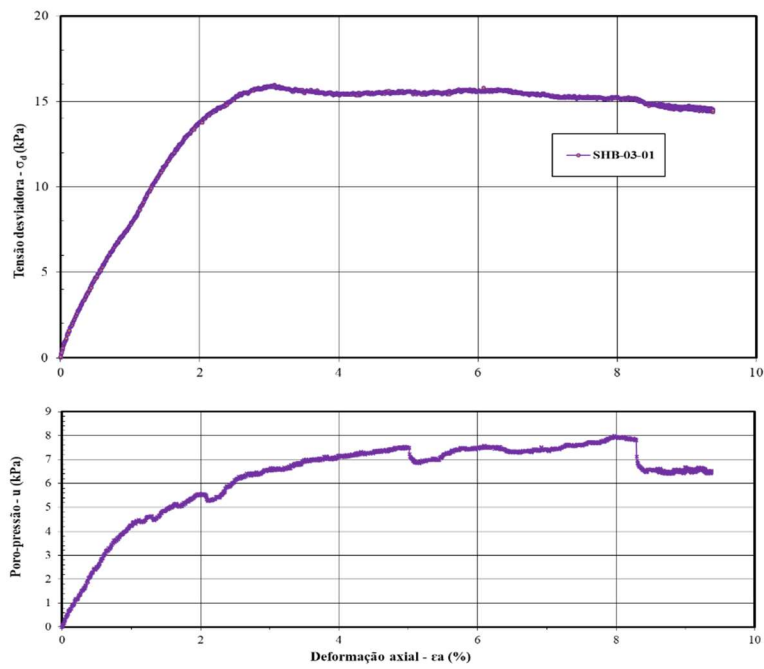


Figura 122. Resultado ensaio UU SHB-03-01.

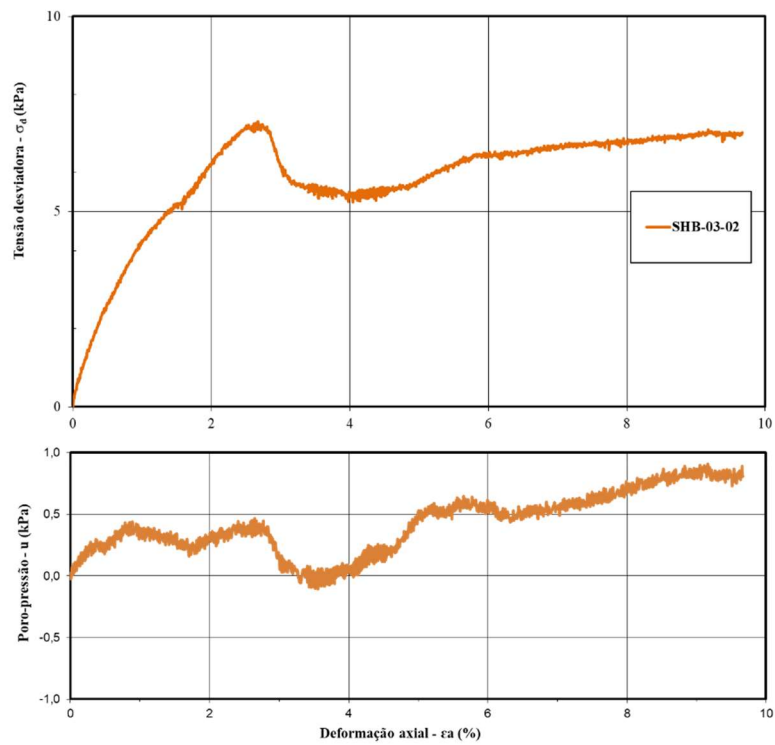


Figura 123. Resultado ensaio UU SHB-03-02.

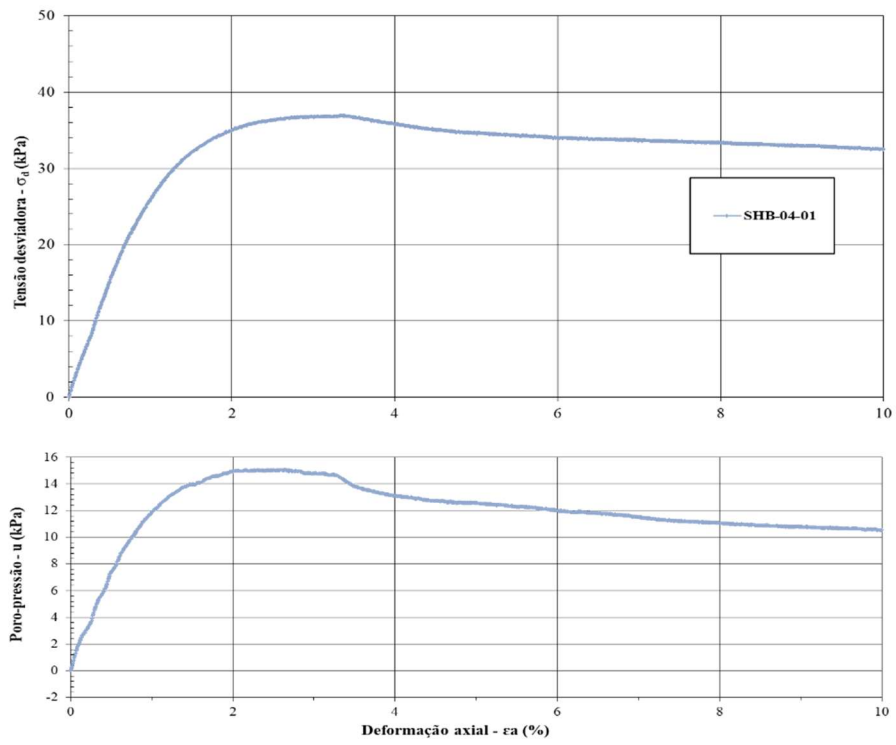


Figura 124. Resultado ensaio UU SHB-04-01.

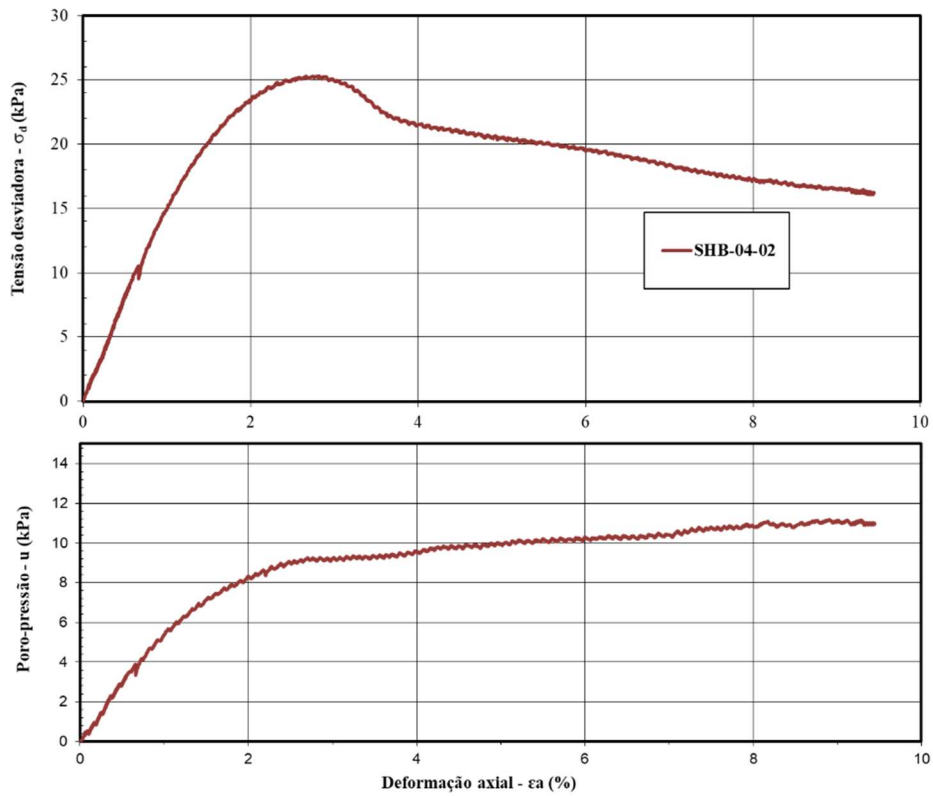


Figura 125. Resultado ensaio UU SHB-04-02.

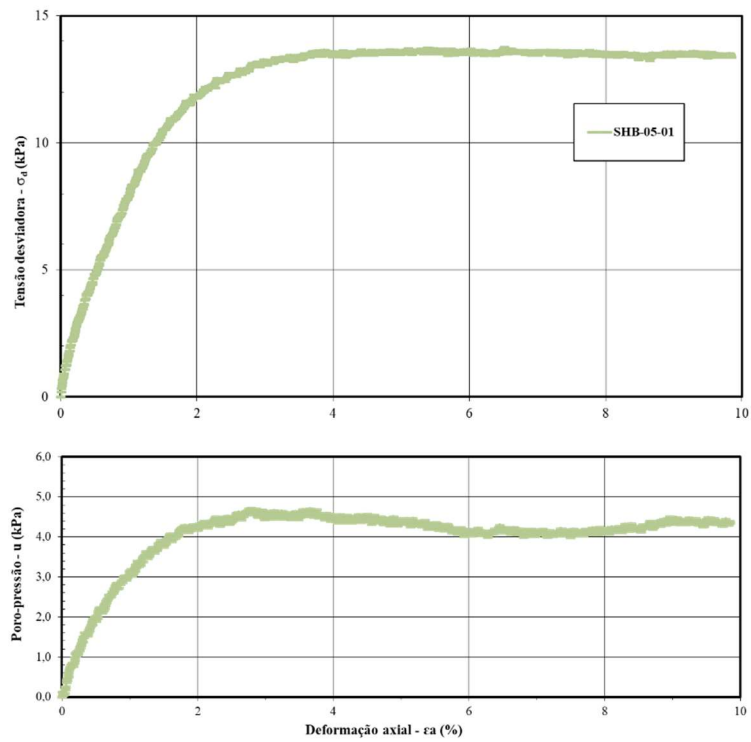


Figura 126. Resultado ensaio UU SHB-05-01.

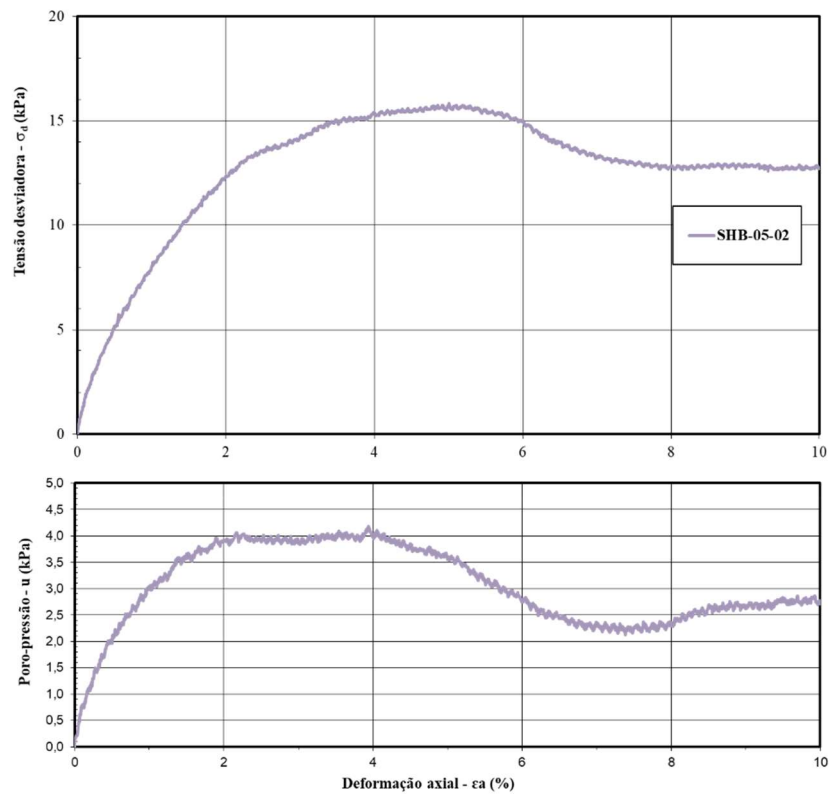


Figura 127. Resultado ensaio UU SHB-05-02.