



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

SANDRELY DE MORAIS SERAFIM

**ANÁLISE DAS PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE UM DEPÓSITO DE ARGILA
MOLE LOCALIZADO ÀS MARGENS DA BR-101 NO BAIRRO DO CURADO -
RECIFE/PE.**

Recife

2017

SANDRELY DE MORAIS SERAFIM

ANÁLISE DAS PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE UM DEPÓSITO DE ARGILA
MOLE LOCALIZADO ÀS MARGENS DA BR-101 NO BAIRRO DO CURADO -
RECIFE/PE.

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia e Geociência da Universidade Federal de Pernambuco, como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.

Recife

2017

Catálogo na fonte
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

- S481a Serafim, Sandrely de Moraes.
 Análise das propriedades geotécnicas de um depósito de argila mole localizado
 às margens da BR-101 no bairro do Curado - Recife/PE / Sandrely de Moraes
 Serafim. - 2017.
 239 folhas, il., gráfs., tabs.
- Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.
 Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
 Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2017.
 Inclui Referências e Apêndices.
1. Engenharia Civil. 2. Argila mole. 3. Parâmetros geotécnicos. 4.
 Qualidade da amostra. 5. CPTU. I. Coutinho, Roberto Quental. (Orientador).
 II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2018-290



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

**ANALISE DAS PROPRIEDADES GEOTÉCNICA DE UM DEPÓSITO
DE ARGILA MOLE LOCALIZADO AS MARGENS DA BR-101
NO BAIRRO DO CURADO - RECIFE/PE**

defendida por

Sandrely de Moraes Serafim

Considera a candidata APROVADA

Recife, 31 de julho de 2017

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho - UFPE
(orientador)

Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão – UPE
(examinador externo)

Prof. Dr. Ricardo Nascimento Flores Severo - IFRN
(examinador externo)

Dedico esta dissertação aos meus pais, Heleno Caetano Serafim e Maria Edileuza de Moraes, aos meus avós, Manuel Francisco de Moraes e Maria Vitória de Moraes, ao meu noivo, Manuel Diomedes de Albuquerque Silva e ao meu irmão Sandro de Moraes Serafim (*in memoriam*).

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus pelo dom da vida e por ter me guiado por todos os passos.

Aos meus pais Heleno Caetano Serafim e Maria Edileuza de Moraes por sempre me incentivar a estudar.

Aos meus avós Manuel Francisco e Maria Vitória por todo carinho.

Ao meu noivo Manuel Diomedes por toda ajuda, incentivo e compreensão.

À minha chefe e amiga Luana Gentil pelo incentivo e compreensão.

Aos meus amigos Alisson Albuquerque e Ana Emília Rabelo pela ajuda com a tradução do resumo desta dissertação.

Ao meu professor e Orientador Roberto Quental Coutinho pelos ensinamentos, paciência, compreensão e incentivo para a conclusão desse trabalho.

À todos os integrantes do GEGEP (Grupo de Engenharia Geotécnica de Encosta e Planícies/UFPE) pela ajuda com fornecimento de material de pesquisas e no tratamento dos dados.

Tudo vale a pena
Se a alma não é pequena.

Fernando Pessoa

RESUMO

Este trabalho tem como finalidade analisar as propriedades geotécnicas de um solo mole localizado às margens da BR-101 no bairro do Curado – Recife/PE e comparar os parâmetros encontrados com resultados publicados em estudos regionais. A campanha de investigação foi composta por sondagens SPT, ensaios CPTU, e coleta de amostras Shelby para realização de ensaios de adensamento com drenagem vertical e ensaios triaxial UU e CIU. De posse dos resultados das sondagens e ensaios foram elaborados perfis geotécnicos do solo para avaliar a variabilidade e definir as camadas de cada perfil. Foram avaliadas as qualidades das amostras indeformadas através das propostas de Lunne *et al.* (1997) e Coutinho (2007), sendo corrigidas as de qualidade insatisfatória pelos métodos de Schmertmann (1955), Oliveira (2002) e Coutinho (2007). A partir da análise dos resultados dos ensaios, foram construídos perfis com parâmetros: W_n , γ_n , IP (estimado), σ'_{v0} , σ'_{vm} , OCR, e_0 , C_c e S_u , em função da profundidade. Para os perfis que contemplam os parâmetros de compressibilidade, foram adotados os valores corrigidos de σ'_{vm} , OCR e C_c . Foram avaliados os resultados dos parâmetros C_c e e_0 em função de W_n e comparados com as correlações propostas por Coutinho *et al.* (1998) para as argilas do Recife. Foram analisados os parâmetros de resistência (c' e ϕ') e comparados com resultados obtidos por Amorim Jr. (1975), Coutinho *et al.* (1993) e Oliveira (2000). Os coeficientes de adensamento na faixa de recompressão e compressão virgem foram avaliados e comparados com outras pesquisas regionais. Por fim, foram comparados os resultados do coeficiente de adensamento vertical (C_v) e resistência não drenada (S_u) obtidos por ensaios de laboratório (oedométrico e triaxial UU) com os obtidos pelo ensaio CPTU. Os perfis geotécnicos do local de estudo apresentaram camada superior de aterro/areia, estratificação dos depósitos de solos moles e existência de argilas siltosas orgânicas. O nível d'água foi encontrado na profundidade de 1,80m na ilha 1 e 1,90m na ilha 2. A umidade natural apresentou-se entre 21 e 99%. O peso específico entre 15,2 e 19,5 kN/m³. LL e IP estimados variando entre 22 a 95% e 10 a 60 %, respectivamente. O índice de compressão apresentou-se entre 0,18 e 0,95. O depósito estudado apresentou-se como ligeiramente pré-adensado com OCR entre 1,4 e 2,1. O coeficiente de adensamento na faixa de recompressão apresentou valores entre 2,1 a $7,7 \times 10^{-8}$ m²/s e na faixa de compressão virgem entre 2,0 a $7,7 \times 10^{-8}$ m²/s sendo $C_{v \text{ recomp}} / C_{v \text{ virgem}} = 1,0$ a 1,50. A resistência não drenada obtida do ensaio triaxial UU variou entre 28 a 79 kPa. Já os parâmetros de resistência obtidos do ensaio triaxial CIU apresentaram c' entre 0 a 4 e ϕ' entre 26 a 28°. O depósito de argila mole estudado apresentou características geotécnicas dentro da faixa de valores encontrados em outras pesquisas como as de Coutinho *et al.* (1993, 2000) Coutinho e Oliveira (1994), Coutinho (1998, 2007), Oliveira (2000), Oliveira *et al.* (2016), entre outros que fazem parte do banco de dados do GEGEP/UFPE.

Palavras-chave: Argila mole. Parâmetros geotécnicos. Qualidade da amostra. CPTU.

ABSTRACT

This work aims to analyze the geotechnical properties of a soft soil located on the sides of BR-101 in the Curado neighborhood - Recife/PE. It also compares the founded parameters with results published in regional studies. The research was composed by SPT, CPTU tests, and Shelby sampling in order to perform consolidation tests with vertical drainage and triaxial UU and CIU tests. After obtaining the results of the SPT, field and laboratory tests, the soil geotechnical profiles were developed. Thus, it was possible to evaluate the variability and to define the layers of each profile. The qualities of undisturbed samples were evaluated through the criteria proposed by Lunne et al. (1997) and Coutinho (2007). Those considered of poor quality were corrected using the methods of Schmertmann (1955), Oliveira (2002) and Coutinho (2007). Through the analyses of the tests results, it was possible to build profiles with parameters: W_n , γ_n , IP (estimated), σ'_{v0} , σ'_{vm} , OCR, e_0 , Cc, and Su, as a function of depth. For the profiles that contemplate the compressibility parameters, the corrected values of σ'_{vm} , OCR and Cc were adopted. The results of the parameters Cc and e_0 as a function of W_n (%) were also evaluated and compared with the equations proposed by Coutinho et al. (1998) for clays in Recife. The parameters of resistance regarding effective stress (c' e ϕ') were analyzed and compared with results obtained by Amorim Jr. (1975), Coutinho *et al.* (1993) and Oliveira (2000). The consolidation coefficient in the recompression and virgin compression range were analyzed and compared with other regional surveys. Finally, results of the vertical consolidation coefficient (C_v) and undrained resistance (Su) obtained by laboratory tests (oedomometric and triaxial UU) were compared with results obtained by the piezocone test. The geotechnical profiles present an upper layer of embankment/sand, stratification of soft soils deposits and organic silty clays. The water level was found at a depth of 1.80m on island 1 and 1.90m on island 2. The natural moisture was between 21 and 99%. The specific weight was between 15.2 and 19.5 kN/m³. LL and PI estimated ranged from 22 to 95% and 10 to 60%, respectively. The compression index was between 0.18 and 0.95. The studied deposit was slightly pre-consolidated with an OCR between 1.4 and 2.1. The values for the consolidation coefficient in the recompression range varied among 2.1 and 7.7×10^{-8} m²/s and in the virgin compression range was between 2.0 and 7.7×10^{-8} m²/s, being $C_v \text{ recomp}/C_v \text{ virgin} = 1.0$ to 1.50. The undrained resistance obtained by the triaxial UU test varied from 28 to 79 kPa. However, the resistance parameters regarding effective stress obtained by the triaxial CIU test showed c' between 0 and 4 and ϕ' between 26 and 28°. The soft clay deposit studied presented geotechnical characteristics within the range of values founded by Coutinho et al. (1993, 2000) Coutinho and Oliveira (1994), Coutinho (1998, 2007), Oliveira (2000), Oliveira et al. (2016), among others that are part of the GEGEP/UFPE database.

Keywords: Soft clay. Geotechnical parameters. Samples Quality. CPTU.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Equipamento de sondagem SPT.	26
Figura 2 - Amostrador padrão “Raymond”.	27
Figura 3 – Equipamento de sondagem SPT.	28
Figura 4 – Sistemas de martelos recomendados pela ABNT.	28
Figura 5 - Desenho esquemático de uma ponteira de piezocone.....	34
Figura 6 - Componentes do equipamento do ensaio de piezocone.	35
Figura 7 - Posições do elemento filtrante no piezocone.....	35
Figura 8 - Tipos de redutores de atrito mais comuns.	39
Figura 9 – Correções impostas as medidas de ensaio de piezocone.....	41
Figura 10 - Ábaco de identificação do comportamento típico de solos.	43
Figura 11 - Classificação de solos por tipos de comportamento.	44
Figura 12 - Curva teórica e experimental de dissipação de poropressão medida na posição u_2 (Porto Alegre, RS).....	49
Figura 13 - Exemplo típico de um ensaio de dissipação utilizado para ilustrar o procedimento de cálculo de C_h	50
Figura 14 - Isócronas de Porcentagem de Adensamento.....	53
Figura 15 - Representação esquemática da célula de adensamento.	54
Figura 16 - Grau de adensamento médio de uma camada de solo saturado: ‘a’ incremento da poropressão inicial uniforme; ‘b’ U versus T.....	56
Figura 17 - Curva de altura do corpo de prova, em função do logaritmo do tempo, para cálculo do coeficiente de adensamento, pelo processo de Casagrande	56
Figura 18 - Curva de altura do corpo de prova, em função da raiz quadrada do tempo, para cálculo do coeficiente de adensamento, pelo processo de Taylor.....	58
Figura 19 - Curva $C_v \times \text{Log}(t)$ para amostras indeformadas de boa qualidade. OBS.: C_v Calculado pelo método $\log(t)$	60
Figura 20 - Curva $C_v \times \text{Log}(t)$ para amostras indeformadas de boa qualidade. OBS.: C_v Calculado pelo método $t^{-1/2}$	61
Figura 21 - $C_v \times \text{Log}(\sigma'_{vm})$	62
Figura 22 - $C_v \times \text{Log}(\sigma'_{vm})$	63
Figura 23 - $C_v \times \text{Log}(\sigma'_{vm})$	64
Figura 24 - Índice de vazios versus tensão vertical efetiva.	65
Figura 25 - Determinação da pressão de pré-adensamento, pelo processo de Casagrande.....	67

Figura 26 - Determinação da pressão de pré-adensamento, pelo processo de Pacheco Silva.	68
Figura 27 - Corpo de prova dentro de uma câmara de ensaio, submetido as tensões de confinamento e axial	70
Figura 28 - Exemplo de curvas “tensão desviadora x deformação axial”. Para os 3 corpos de prova ensaiados foram utilizadas as tensões de confinamento de 100, 200 e 600 kPa.....	71
Figura 29 - Traçado dos círculos de Mohr correspondentes a realização de 3 ensaios triaxiais. Na figura é mostrada a envoltória de Mohr (curva)	71
Figura 30 - Tipos de ruptura.....	72
Figura 31 - Envoltória de ruptura – Ensaio triaxial consolidado drenado – solo não coesivo	73
Figura 32 - Envoltória de ruptura da tensão efetiva e total – Ensaio triaxial consolidado isotropicamente e não drenado – solo coesivo	75
Figura 33 - Envoltória de ruptura – Ensaio triaxial não consolidado não drenado – UU.	76
Figura 34 - Curvas comparativas e vs. Log (p) para ‘a’ Ibura e Internacional e ‘b’ Sarapuí e Juturnaíba.	78
Figura 35 - Procedimento esquemático para correção de Schmertmann (1955).....	78
Figura 36 - Ábaco índice de vazio inicial (e_0) versus (e_t/e_0).	79
Figura 37 - Curvas de CR vs ε_{v0} para os depósitos do SESI-Ibura, Recife-PE.	81
Figura 38 - Curvas de OCR vs ε_{v0} para os depósitos do SESI-Ibura, Recife-PE	81
Figura 39 - Perfis típicos observados e suas faixas de espessuras das camadas na Planície do Recife/PE.....	84
Figura 40 - Perfis geotécnicos típicos da planície do Recife.....	85
Figura 41 - Carta de Plasticidade – Resultados de solos moles de Recife e de Juturnaíba.	86
Figura 42 - Resultados dos ensaios de caracterização – Clube Internacional e SESI Ibura....	87
Figura 43 - Resultados de σ'_{v0} e σ'_{vp} e OCR vs profundidade para o Clube Internacional e SESI Ibura.	89
Figura 44 - Resultados de σ'_{v0} e σ'_{vp} e OCR vs. profundidade para o depósito do bairro de Boa Viagem – Recife.....	90
Figura 45 - Resultados de σ'_{v0} e σ'_{vp} e OCR vs. profundidade para o depósito do bairro de Cajueiro – Recife.....	90
Figura 46 - Correlação estatística - índice de vazios inicial (e_0) em função da umidade (W%)	91

Figura 47 - Correlação estatística - índice de compressão (C_c) em função da umidade (W%)	92
Figura 48 - Parâmetros de compressibilidade e_0 , C_c , C_s vs profundidade – Clube Internacional e Sesi Ibura.	93
Figura 49 - Parâmetros de compressibilidade e_0 , C_c , C_s vs profundidade – Boa Viagem e Cajueiro.	94
Figura 50 - Perfil de S_u obtidos a partir de EPC, Ensaio UU-C, CIU-C, CPTU e DMT para as argilas moles de Recife/PE.	95
Figura 51 - Localização da área de estudo.	97
Figura 52 - Locação das sondagens SPT e suas respectivas coordenadas geográficas com destaque para as ilhas 1 e 2 onde foram concentradas as investigações.	99
Figura 53 - Resultado da sondagem SPT, SP-108.	101
Figura 54 - Resultado da sondagem SPT, SP-109.	104
Figura 55 - Locação ampliada da perfuração para coleta das amostras Shelby e do Ensaio de piezocone em relação aos furos das sondagens de referência, SP-108 e SP-109.	107
Figura 56 - Resultados do CPTU-108, ilha 1.	108
Figura 57 - Resultados do CPTU-109, ilha 2.	108
Figura 58 - Execução de sondagem a trado para retirada de amostra tipo Shelby	110
Figura 59 - Ensaio de adensamento com drenagem vertical.	111
Figura 60 - Ensaio triaxial UU.	112
Figura 61 - Ensaio triaxial CIU.	114
Figura 62 - Locação dos perfis geotécnicos.	116
Figura 63 - Perfil 02, ilha 1.	118
Figura 64 - Perfil 04, ilha 2.	119
Figura 65 - Resultados do CPTU-108, ilha 1.	120
Figura 66 - Resultados do CPTU-109, ilha 2	120
Figura 67 - Perfil geotécnico final da ilha 1 e síntese dos resultados dos ensaios de laboratório para caracterização da área.	123
Figura 68 - Perfil geotécnico final da ilha 2 e síntese dos resultados dos ensaios de laboratório para caracterização da área.	124
Figura 69 - (a) Perfil típico II B2 proposto Oliveira <i>et al.</i> (2016); (b) e (c) enquadramento dos perfis estudado.	125

Figura 70 - Determinação do IP através do W_L estimado, plotado na Carta de plasticidade das argilas do Recife.....	127
Figura 71 - Perfil de tensão vertical efetiva das ilha 1.	129
Figura 72 - Perfil de tensão vertical efetiva das ilha 2.	130
Figura 73 - Curva de compressibilidade e determinação dos parâmetros (C_r , C_c , C_s e σ'_{vm}) da amostra AM-1-1. (ILHA 1).....	131
Figura 74 - Correção da curva de compressibilidade (OLIVEIRA, 2002), amostra AM-1-5, Ilha 1.....	134
Figura 75 - Correção da curva de compressibilidade, Schmertmann (1955), amostra AM-2-4 - (Ilha 2).	135
Figura 76 - Curva OCR x $\varepsilon_{\sigma'v0}$ para a camada 2 do local de estudo, tomando como referência a equação proposta por Coutinho (1998) para o Sesi Ibura.	137
Figura 77 - Curva CR x $\varepsilon_{\sigma'v0}$ para a camada 2 do local de estudo, tomando como referência a equação proposta por Coutinho (1998) para o Sesi Ibura.	138
Figura 78 - Resultados do ensaio de adensamento da Ilha 1.....	142
Figura 79 - Resultados do ensaio de adensamento da Ilha 2.....	143
Figura 80 - Perfil de tensão de pré-adensamento e OCR obtidos através do ensaio CPTU para a ilha 2.	145
Figura 81 - Coeficiente de adensamento (C_v), amostra AM -2-2 - (Ilha 2).....	146
Figura 82 - Ensaios de dissipação. CPTU-109, Ilha 2.....	148
Figura 83 - Ensaio de dissipação na vertical do CPTU-109, Ilha 2, na profundidade de 15,0m.	149
Figura 84 - Estimativa de Eu_{25}/Su pela abordagem proposta por Duncan e Buchignani (1975).	150
Figura 85 - (a) C_v , C_h e C_h/C_v vs $\log \sigma'_{vm}$; (b) Coeficiente de adensamento vertical e horizontal – laboratório vs. ensaios de campo.Clube Internacional, Recife/PE.....	151
Figura 86 - Perfil de S_u - Triaxial UU - para as amostras da ilha 1.	152
Figura 87 - Perfil de S_u - Triaxial UU - para as amostras da ilha 2.	153
Figura 88 - Perfil de resistência não drenada para as amostras da ilha 2 com resultados obtidos em ensaio triaxial UU e CPTU.....	154

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação de solos baseada no N_{SPT}	30
Tabela 2 - Peso específico de solos arenosos.	31
Tabela 3 - Peso específico de solos argilosos.....	31
Tabela 4 - Potencialidades do CPT e do CPTU para investigações geotécnicas.....	33
Tabela 5 - verificação, manutenção e calibração do equipamento de ensaio	40
Tabela 6 - Classificação de solos por tipo de comportamento.	43
Tabela 7 - Classificação de solos em função do índice de classificação do material I_c	45
Tabela 8 - Fatores de cone de argilas brasileiras	46
Tabela 9 - Valores de K_1 das argilas brasileiras.	47
Tabela 10 - Valores de K_2 das argilas brasileiras.	47
Tabela 11 - Fator T^* segundo Houlsby e Teh (1988).....	49
Tabela 12 - Razão de permeabilidade em argilas. Ladd <i>et al.</i> (1977) e Jamiolkowski <i>et al.</i> (1985).....	51
Tabela 13 - Causas de Pré-adensamento	69
Tabela 14 - Critério de avaliação de amolgamento/qualidade de amostras.....	77
Tabela 15 - Critério de classificação da qualidade do corpo de prova– Argilas moles de Recife	77
Tabela 16 - Equações para estimar curva oedométrica a partir do índice de vazios inicial (e_0) - Modificado do ábaco de Oliveira (2002).....	80
Tabela 17 - Quantidade e porcentagem dos perfis típicos da Planície do Recife/PE.....	83
Tabela 18 - Faixa de variação de valores e índices físicos por local investigado	87
Tabela 19 - Correlações estatísticas – solos orgânicos e argilas moles/médias – Recife/PE. .	92
Tabela 20 - Valores de Supalheta, IP e umidade natural para argila/solos orgânicos brasileiros.	94
Tabela 21 - Parâmetros geotécnicos das argilas do Recife.....	96
Tabela 22 - Profundidade das amostras coletadas nas sondagens SP-108 e SP-109.....	100
Tabela 23 - Profundidade das amostras Shelby coletadas nas ilhas 1 e 2.	109
Tabela 24 - Resumo dos ensaios de campo	115
Tabela 25 - Resumo dos ensaios de laboratório	115
Tabela 26 - descrição das amostras das ilhas 1 e 2.....	121
Tabela 27 - Valores dos Limites de Liquidez e Plasticidade estimados.....	128
Tabela 28 - Tensão vertical efetiva das amostras da ilha 1.	130

Tabela 29 - Tensão vertical efetiva das amostras da ilha 2.	130
Tabela 30 - Resumo dos parâmetros de compressibilidade das ilhas 1 e 2.	131
Tabela 31 - Resumo da análise da qualidade das amostras das duas ilhas estudadas.	132
Tabela 32 - Comparação entre os parâmetros de compressibilidade com e sem correção....	134
Tabela 33 - Parâmetros corrigidos pela proposta de Schmertmann (1955).	135
Tabela 34 - Amostras que compõem as camadas 1 e 2.....	136
Tabela 35 - Parâmetros σ'_{vm} e OCR corrigidos por Coutinho (2007) para a Camada 2.	138
Tabela 36 - Parâmetros C_c e CR corrigidos por Coutinho (2007) para a Camada 2.....	139
Tabela 37 - Resumo dos parâmetros corrigidos pelos três diferentes métodos, Oliveira (2002), Coutinho (2007) e Schmertmann (1955).	140
Tabela 38 - C_c vs W_n e e_0 vs W_n obtidos a partir das equação propostas de Coutinho <i>et al.</i> (2007).	141
Tabela 39 - Resumo dos parâmetros de compressibilidade corrigidos, quando necessário, para as amostras das ilhas 1 e 2.	144
Tabela 40 -Resultados dos parâmetros de drenagem vertical obtido nos domínios de recompressão e compressão virgem.	147
Tabela 41 - Resumo dos resultados do ensaio triaxial UU para as amostras das ilhas 1 e 2..	153
Tabela 42 - Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais CIU para as amostras das duas ilhas de investigação.....	155
Tabela 43 - Ângulo de atrito e coesão em termos de tensão efetiva.....	155

LISTA DE SÍMBOLOS

$\bar{A}$	Parâmetro de Skempton para ensaio CIU
a_v	Coeficiente de compressibilidade
B	Parâmetro de poropressão de Skempton para ensaio CID
c	Coesão
C'	Coesão efetiva
C_c	Índice de compressão
CR	Razão de compressão
C_h	Coeficiente de adensamento horizontal
Cr	Índice de recompressão
C_s	Índice de expansão
C_v	Coeficiente de adensamento
$C\alpha$	Coeficiente de compressão secundária
D_{externo}	Diâmetro nominal externo
D_{interno}	Diâmetro nominal interno
e	Índice de vazios
e_0	Índice de vazios inicial da amostra de solo
$e_{\sigma'v0}$	Índice de vazios correspondentes a tensão efetiva de campo
ε_{v0}	Deformação volumétrica
f_s	Atrito lateral
f_t	Atrito lateral corrigido
I_c	Índice de classificação do material
I_{cRW}	Índice de classificação do material proposto por Robertson e Wride (1998).
IP	Índice de plasticidade
k_h	Permeabilidade horizontal
k_v	Permeabilidade vertical
m_v	Coeficiente de compressibilidade volumétrica
N_k	Fator de capacidade de carga (ou N_{kt})
N_{SPT}	Índice de resistência a penetração do solo
OCR	Razão de pré-adensamento
q_c	Resistência de ponta

q_t	Resistência de ponta corrigida
S_u	Resistência ao cisalhamento não drenada
u	Poropressão
u_2	Poropressão medida na base do piezocone.
u_0	Poropressão hidrostática
W_L	Limite de liquidez
W_n	Umidade natural
ε_{v0}	Deformação volumétrica
ϕ	Ângulo de atrito interno
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo
γ	Densidade do solo
γ_{nat}	Peso específico natural
γ_s	Densidade do sólido
γ_{sat}	Peso específico saturado
γ_w	Peso específico da água
σ'_v	Tensão vertical efetiva
σ'_{vm}	Tensão de pré-adensamento
σ'_{v0}	Tensão vertical efetiva inicial
σ_{v0}	Tensão vertical inicial

SUMÁRIO

1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	21
1.1	INTRODUÇÃO.....	21
1.2	OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO	21
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	22
2	ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO.....	25
2.1	ENSAIO A PERCUSSÃO COM SPT	25
2.1.1	Equipamentos e Procedimentos	26
2.1.2	Aplicações dos Resultados do ensaio SPT	30
2.2	ENSAIO DE PIEZOCONE	31
2.2.1	Histórico do Ensaio de Penetração de Cone (CPT/CPTU).....	31
2.2.2	Equipamentos e Procedimentos	33
2.2.2.1	<i>Localização do elemento filtrante</i>	<i>35</i>
2.2.2.2	<i>Saturação do elemento filtrante</i>	<i>37</i>
2.2.2.3	<i>Material do elemento filtrante.....</i>	<i>37</i>
2.2.2.4	<i>Equipamentos Acessórios.....</i>	<i>38</i>
2.2.2.5	<i>Calibração e Manutenção</i>	<i>39</i>
2.2.3	Correção da Resistência de Ponta e do Atrito Lateral.....	40
2.2.4	Aplicações do Ensaio de Piezocone	42
2.2.4.1	<i>Classificação do Solo</i>	<i>42</i>
2.2.4.2	<i>Estimativa da Resistência Não Drenada (Argilas)</i>	<i>45</i>
2.2.4.3	<i>História de Tensões (Argilas).....</i>	<i>46</i>
2.2.4.4	<i>Coeficiente de adensamento (Argilas)</i>	<i>48</i>
2.3	TEORIA DO ADENSAMENTO E ENSAIO DE ADENSAMENTO	51
2.3.1	Teoria do Adensamento	51
2.3.2	Ensaio de Adensamento	54
2.3.2.1	<i>Coeficiente de Adensamento (Cv)</i>	<i>55</i>
2.3.2.2	<i>Parâmetros de Compressibilidade</i>	<i>65</i>
2.3.2.3	<i>Compressão Secundária (Cα).....</i>	<i>66</i>
2.3.2.4	<i>Tensão de Pré-Adensamento</i>	<i>67</i>
2.4	ENSAIO TRIAXIAL.....	69
2.4.1.1	<i>Ensaio Adensado Isotropicamente e Drenado (CID).....</i>	<i>72</i>

2.4.1.2	<i>Ensaio Adensado Isotropicamente e Não Drenado (CIU)</i>	74
2.4.1.3	<i>Ensaio Triaxial Não Consolidado Não Drenado (UU)</i>	75
2.5	CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO DA QUALIDADE DA AMOSTRA	76
2.5.1	Correção da Curva de Compressibilidade	78
2.5.1.1	<i>Proposta de Schmertmann (1955)</i>	78
2.5.1.2	<i>Proposta de Oliveira (2002)</i>	79
2.5.1.3	<i>Coutinho (2007)</i>	80
3	DEPÓSITOS DE ARGILA MOLE NA CIDADE DO RECIFE	82
3.1	SÍNTESE DAS CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICA DOS DEPÓSITOS DE ARGILAS MOLES DO RECIFE	82
3.1.1	Perfis Típicos	83
3.1.2	Índices Físicos	85
3.1.3	Matéria Orgânica	88
3.1.4	História de tensões	89
3.1.5	Compressibilidade	91
3.1.6	Resistência Não Drenada	94
3.1.7	Resumo Geral	95
4	CASO EM ESTUDO: LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO E CAMPANHA DE INVESTIGAÇÃO	97
4.1	LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	97
4.2	CAMPANHA DE INVESTIGAÇÃO	98
4.2.1	Sondagem a percussão	98
4.2.2	Ensaio CPTU	107
4.2.3	Retirada de amostras indeformadas tipo Shelby	109
4.2.4	Ensaio de laboratório	110
4.2.4.1	<i>Ensaio de adensamento com drenagem vertical</i>	110
4.2.4.2	<i>Ensaio triaxial UU</i>	112
4.2.4.3	<i>Ensaio triaxial CIU</i>	113
4.2.5	Resumo dos ensaios	115
5	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	116
5.1	PERFIL GEOTÉCNICO DA ÁREA DE ESTUDO	116
5.2	ÍNDICES FÍSICOS	126

5.2.1	Estimativa dos valores do Limite de Liquidez e Índice de Plasticidade.....	126
5.3	RESULTADOS DO ENSAIO DE ADENSAMENTO.....	128
5.3.1	Tensão vertical efetiva.....	129
5.3.2	Tensão de Pré-Adensamento	131
5.3.3	Avaliação da qualidade da amostra.....	132
5.3.4	Correção da curva de Compressibilidade	133
5.3.4.1	<i>Proposta de correção de Oliveira (2002)</i>	<i>133</i>
5.3.4.2	<i>Proposta de correção Schmertmann (1955)</i>	<i>134</i>
5.3.4.3	<i>Proposta de Coutinho (2007)</i>	<i>136</i>
5.3.4.4	<i>Resumo das Correções</i>	<i>139</i>
5.3.5	Parâmetros Geotécnicos de Compressibilidade obtidos através de Correlações	141
5.3.6	Síntese dos Parâmetros de Compressibilidade	144
5.3.7	Coeficiente de Adensamento.....	145
5.4	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	152
5.4.1	Resistência não drenada	152
5.4.2	Resultado do ensaio Triaxial CIU	155
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	156
6.1	CONCLUSÕES.....	156
6.1.1	Programa de investigação.....	156
6.1.2	Qualidade das amostras.....	156
6.1.3	Caracterização geotécnica	157
6.1.3.1	<i>Parâmetros de caracterização</i>	<i>157</i>
6.1.3.2	<i>Compressibilidade e Adensamento</i>	<i>157</i>
6.1.3.3	<i>Resistência não Drenada (Su).....</i>	<i>158</i>
6.1.3.4	<i>Resistência ao Cisalhamento (CIU).....</i>	<i>159</i>
6.2	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	159
	REFERÊNCIAS	160
	APÊNDICE A – RESULTADO DAS SONDAGENS SPT	169
	APÊNDICE B – PERFIS GEOTÉCNICOS	201
	APÊNDICE C – CURVAS DE COMPRESSIBILIDADE SEM CORREÇÃO	208

APÊNDICE D – CURVAS DE COMPRESSIBILIDADE CORRIGIDAS POR OLIVEIRA (2002)	218
APÊNDICE E – CURVAS DE COMPRESSIBILIDADE CORRIGIDAS POR SCHMERTMANN (1955).....	223
APÊNDICE F – COEFICIENTE DE ADENSAMENTO	229

1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo apresentará os principais objetivos desta dissertação, além de sua estruturação, abordando um breve resumo do que será explanado em cada capítulo.

1.1 INTRODUÇÃO

Diante do crescimento populacional e o consequente avanço territorial nos grandes centros urbanos, a ocupação de terrenos situados sobre espessos depósitos de solo mole tem se tornado cada vez mais comum nas cidades situadas nas baixadas brasileiras.

Assim, as obras civis estão cada vez mais situadas em terrenos onde os subsolos apresentam baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade. Diante deste cenário, diversos autores nacionais e internacionais vêm abordando esta temática.

O entendimento do comportamento dos solos se dá através da análise de resultados de ensaios de campo e laboratório e estudo de características regionais. Para a determinação de parâmetros geotécnicos confiáveis os ensaios devem ser realizados segundo as normas regulamentadoras pertinentes. A obtenção de amostras indeformadas devem ser realizadas de forma cautelosa, uma vez que uma das problemáticas mais frequentes na determinação de critérios através de ensaios de laboratório é a falta de qualidade das amostras, o que gera inconfiabilidade nos padrões geotécnicos obtidos a partir dessas amostragens.

Estudos e esforços vêm sendo realizados no meio geotécnico brasileiro e internacional, no sentido de avaliar a qualidade de amostragens, assim como, quantificar e corrigir o efeito desta nos valores dos parâmetros geotécnicos. Estudos como o de Ladd (1973), Coutinho (1976, 1986, 2007); Hight (2000); Futai (2002), Hight e Leroueil (2003), Tanaka (2008), entre outros, abordaram essa temática.

Na costa Brasileira, a presença de argila mole é muito comum, nesta têm sido estudados vários depósitos ao longo dos anos em cidades como Recife, Rio de Janeiro, Santos, Porto alegre, Maceió, Aracaju, Salvador, entre outras.

1.2 OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho tem como objetivo o estudo das propriedades geotécnicas de um depósito de argila mole localizado às margens da BR-101 no bairro do Curado-Recife/PE, no local de construção do Hospital da Mulher do Recife, através da análise dos resultados de ensaios de campo e laboratório e comparação com resultados publicados em estudos regionais.

Os objetivos específicos são:

- Elaborar perfis geotécnicos, a partir dos resultados dos ensaios SPT, e analisar a estratigrafia dos depósitos de solos localizados na área onde foi construído o Hospital da Mulher do Recife.
- Verificar a qualidade das amostras de solo retiradas do local de estudo através das metodologias propostas por Lunne *et al.* (1997) e Coutinho, (2007).
- Corrigir a curva de compressibilidade e seus parâmetros pelos métodos de Schmertmann (1955), Oliveira (2002) e Coutinho (2007);
- Calcular e analisar os parâmetros de compressibilidade, adensamento e resistência das duas ilhas de investigação.
- Correlacionar e comparar os parâmetros obtidos com outros estudos realizados nos depósitos de argila mole da cidade do Recife;
- Utilizar dados do Banco de dados desenvolvido pelo GEGEP (Grupo de Engenharia Geotécnica de Encosta e Planícies/UFPE), sob a coordenação do prof. Roberto Quental Coutinho, para obtenção de informações geotécnica através de dados regionais, exemplificando seu potencial na complementação das investigações, e utilizar correlações estatísticas empíricas de parâmetros geotécnicos, permitindo desta forma, melhoramento das análises e discussões dos dados do trabalho;
- Comparar os parâmetros de compressibilidade e resistência obtidos a partir de ensaios de campo, CPTU, com os obtidos em laboratório; e,
- Analisar e obter resultados e experiências que venham a agregar aos demais estudos relacionados ao tema, contribuindo com a experiência local e regional.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em seis capítulos e seis apêndices. Os assuntos estão distribuídos da seguinte maneira:

No **Capítulo 1** está a **INTRODUÇÃO**, na qual se tem uma visualização geral do trabalho desenvolvido e seus objetivos.

Os **Capítulos 2 e 3** referem-se aos tópicos de **REVISÃO BIBLIOGRÁFICA** com a seguinte divisão:

Capítulo 2 – ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO: compreende uma revisão dos procedimentos, normas de referência e equipamentos utilizados na execução das sondagens SPT e ensaios CPTU, bem como a aplicabilidade de cada um dos referidos ensaios de campo.

No Capítulo 2 também será abordado a teoria do adensamento proposta por Terzaghi e Frohlich (1936), suas hipóteses simplificadora e a formulação proposta pelos referidos autores para a equação do adensamento, coeficiente de adensamento e grau de adensamento.

Dando continuidade a revisão bibliográfica, o referido capítulo segue exibindo a metodologia de execução dos ensaios de adensamento, métodos práticos utilizados na determinação do coeficiente de adensamento (C_v) a partir dos resultados de ensaios oedométricos, determinação dos parâmetros de compressibilidade e tensão de pré-adensamento. Também será exibido a metodologia e resultados obtidos nos ensaios Triaxiais de Compressão (CID, CIU e UU).

Por fim, o Capítulo 2 contempla os critérios de classificação de amostras de solo proposto por Lunne *et al.* (1997) e Coutinho (2007), bem como métodos de correção da curva de compressibilidade propostos por Schmertmann (1955), Oliveira (2002) e Coutinho (2007).

Capítulo 3 – DEPÓSITOS DE ARGILA MOLE NA CIDADE DO RECIFE: composto por uma revisão da literatura referente aos depósitos de solo mole da planície do Recife. Neste capítulo será exibido as principais características geotécnicas dos depósitos de solo mole do Recife baseados em dados de vários locais da cidade: identificação, caracterização, adensamento e resistência, além de correlações estatísticas entre $C_c \times e_0$, $C_c \times W_n$ e $e_0 \times W_n$ (Coutinho e Belo, 2005).

O **Capítulo 4** refere-se ao **CASO EM ESTUDO: LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO E CAMPANHA DE INVESTIGAÇÃO**, incluindo a localização e a descrição de todas as sondagens e ensaios realizados no local de estudo, a metodologia utilizada em cada um deles, bem como a apresentação dos resultados das sondagens e resumo dos ensaios de laboratórios.

O **Capítulo 5** trata da **ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS**, com a apresentação e discussão dos resultados dos ensaios de campo e laboratório, classificação das amostras coletadas quanto a qualidade pelos critérios de Lunne *et al.* (1997) e Coutinho *et al.* (1998) e correção da curva de compressibilidade das amostras que apresentaram qualidade insatisfatória pelo método de Schmertmann (1955), Oliveira (2002) e CR e OCR pela proposta de Coutinho (2007). Neste capítulo também será mostrado a utilização das correlações propostas por Coutinho *et al.* (2007) para estimativa de C_c e e_0 . Além disso serão comparados os parâmetros de compressibilidade e resistência obtidos em ensaios de laboratório com os obtidos no ensaio de piezocone e com os resultados de outros estudos que fazem parte do banco de dados do GEGEP/UFPE.

No **Capítulo 6** são apresentadas as **CONCLUSÕES E AS SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS**.

Nos Apêndices são apresentados:

APÊNDICE A: Resultados das sondagens SPT das duas ilhas de investigação;

APÊNDICE B: Perfis geotécnicos;

APÊNDICE C: Curva de compressibilidade sem correção;

APÊNDICE D: Curva de compressibilidade corrigida pela proposta de Oliveira (2002);

APÊNDICE E: Curva de compressibilidade corrigida pelo método de Schmertmann (1955); e,

APÊNDICE F: Obtenção do Coeficiente de Adensamento.

2 ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

Este capítulo dedica-se a revisão bibliográfica dos procedimentos e equipamentos utilizados na execução das sondagens SPT e ensaios CPTU e a aplicabilidade de cada um dos referidos ensaios de campo.

Nele também serão exibidas a metodologia de execução dos ensaios de adensamento, os métodos práticos utilizados na determinação do coeficiente de adensamento, determinação dos parâmetros de compressibilidade (a_v , m_v , k_v , C_c , C_r e C_α) e tensão de pré adensamento, bem como a metodologia e resultados obtidos nos ensaios triaxiais de compressão (CID, CIU e UU).

Por fim, serão mostrados os critérios de classificação da qualidade das amostras de solo proposto por Lunne *et al.* (1997) e Coutinho (2007), assim como métodos de correção da curva de compressibilidade propostos por Schmertmann (1955), Oliveira (2002) e Coutinho (2007).

2.1 ENSAIO A PERCUSSÃO COM SPT

O Standard Penetration Test (SPT) é, reconhecidamente, a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação geotécnica em praticamente todo o mundo. A sondagem tem como princípio a perfuração e cravação dinâmica de amostrador padrão, a cada metro, resultando na determinação do tipo de solo e de um índice de resistência a penetração (N_{SPT}), bem como da observação do nível do lençol freático (NBR 6484).

A normatização do ensaio SPT foi introduzida em 1958 pela American Society for Testing and Materials (ASTM), existindo atualmente diversas normas nacionais e um padrão internacional adotado como referência: *International Reference Test Procedure* (IRTP/ISSMFE, 1988).

No Brasil, o ensaio SPT possui normatização própria, na qual se incluem a NBR 6484/2001, NBR 8036/83 e NBR 7250/82. Na América do Sul é habitual o uso da normatização norte-americana ASTM D1586/1967. Entretanto, não é incomum o uso regional de procedimentos não padronizados e de equipamentos diferentes do padrão internacional.

As vantagens desse ensaio com relação aos demais são: simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado por meio de propostas não sofisticadas, mas diretas, com regras empíricas de projeto. Apesar das críticas pertinentes que são continuamente feitas a diversidade de procedimentos utilizados para a execução do ensaio e a pouca racionalidade de alguns dos métodos de uso e interpretação, este é o processo dominante ainda utilizado na prática de Engenharia de Fundações (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

2.1.1 Equipamentos e Procedimentos

Basicamente, os equipamentos necessários para a realização do ensaio SPT são compostos por: torre de sondagem completa ou tripé de sondagem; composição para perfuração e cravação; tubos de revestimento; trado helicoidal; trépano ou peça de lavagem; sistema de circulação de água; amostrador padrão; cabeça de bater e martelo padronizado. (BELINCANTA *et al.*, 2010):

- 1) Torre de sondagem completa ou tripé de sondagem: é formada por quatro tubos de aço, com 5m de comprimento cada, e possuindo dispositivos para montagem do martelo (Figura 1 'a').

Figura 1 - Equipamento de sondagem SPT.



(a) Torre de sondagem completa

(b) Composição para perfuração/cravação e trado helicoidal

Fonte: Lukiantchuki (2012).

- 2) Composição para perfuração e cravação: formada por uma composição de hastes de aço com diâmetro nominal interno de 25mm ($D_{\text{externo}} = 33,4 \text{ mm} \pm 2,5\text{mm}$ e $D_{\text{interno}} = 24,3 \text{ mm} \pm 5\text{mm}$) e peso teórico de 32 N/m, acopladas por roscas e luvas em bom estado, devidamente atarraxadas, formando um conjunto retilíneo, em segmentos de 1,00m e/ou 2,00m, (NBR 6484/2001), (Figura 1 'b').
- 3) Tubos de revestimento: formados por tubos de aço ($D_{\text{externo}} = 76,1 \text{ mm} \pm 5\text{mm}$ e $D_{\text{interno}} = 68,8 \text{ mm} \pm 5\text{mm}$) com comprimento de 1,00m ou 2,00m, que podem ser emendados por meio de luvas e roscas.
- 4) Trado helicoidal: utilizado para a abertura dos furos de sondagem. O diâmetro do trado deve ser ligeiramente inferior ao diâmetro interno do tubo de revestimento, para permitir uma folga de 5 a 7mm (Figura 1 'b').

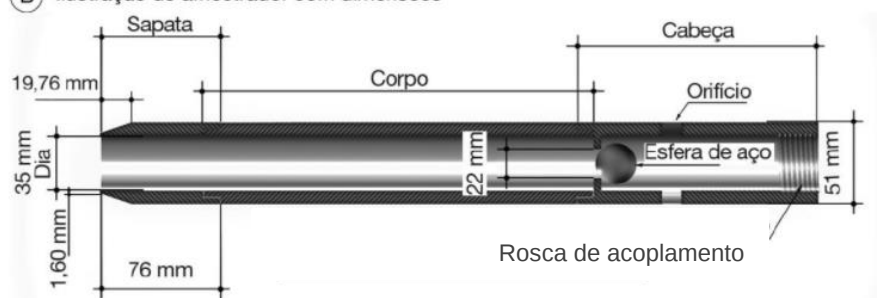
- 5) Trépano ou peça de lavagem: deve ser constituído por peça de aço, com diâmetro nominal de 25mm, terminada em bisel e dotada de duas saídas laterais para água. A largura da lâmina do trépano deve apresentar uma folga de 3mm a 5mm em relação ao diâmetro interno do tubo de revestimento utilizado. A distância entre o orifício de saída de água e a extremidade em forma de bisel deve ser no mínimo de 200mm e no máximo de 300mm (NBR 6484/2001).
- 6) Sistema de circulação de água: é constituído de uma bomba hidráulica, uma caixa para decantação de detritos e mangueiras de engate rápido.
- 7) Amostrador: o amostrador utilizado na execução da sondagem é constituído de três partes distintas: cabeça, corpo e sapata (Figura 2). A cabeça do amostrador possui uma válvula de esfera e um orifício de drenagem que permite a saída da água de dentro das hastes e a consequente retenção da amostra de solo dentro do amostrador. Esse conjunto de válvula e dreno deve ser frequentemente inspecionado e limpo, para garantir seu perfeito funcionamento. O corpo do amostrador é formado por um tubo bipartido (Figura 2), que permite a inspeção tátil e visual das amostras. O corpo e o bico devem ser periodicamente inspecionados e substituídos sempre que for detectado algum desgaste ou empenamento. Bicos amostradores defeituosos alteram substancialmente o resultado dos ensaios, pois dificultam a penetração do solo no amostrador.

Figura 2 - Amostrador padrão “Raymond”.

(A) Amostrador bipartido e fechado



(B) Ilustração do amostrador com dimensões



Fonte: NBR 6484/2001 *apud* Schnaid e Odebrecht (2012).

- 8) Cabeça de bater: construída de um tarugo de aço com diâmetro de 83 ± 5 mm, altura de 90 ± 5 mm e massa nominal entre 3,5 e 4,5 kg (Figura 3 'a').

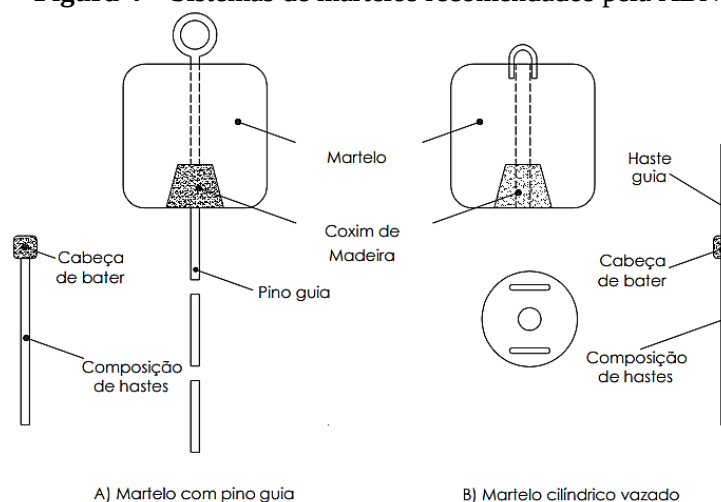
Figura 3 – Equipamento de sondagem SPT.



Fonte: Lukiantchuki (2012).

- 9) Martelo padronizado: constituído por uma massa de ferro de 65 kg, podendo ser maciço ou vazado e em formato cilíndrico ou prismático. Os martelos maciços possuem haste-guia ou pino-guia de 1,2m ao longo do eixo de simetria longitudinal do martelo, Figura 3 'b'. Os martelos devem possuir um coxim de madeira dura, embutida na sua face interior, com o objetivo de proteger o martelo e melhorar o contato entre as seções no instante do impacto. A Figura 4 apresenta os sistemas de martelo recomendados pela NBR 6484 (ABNT,2001).

Figura 4 – Sistemas de martelos recomendados pela ABNT.



Fonte: Belincanta e Cintra (1998).

A sondagem SPT é executada em três etapas distintas, que são sempre repetidas para cada metro de profundidade: perfuração, ensaio de penetração e amostragem (AOKI; CINTRA, 2008).

A perfuração consiste na abertura do furo onde posteriormente é inserido o amostrador. Segundo a norma brasileira NBR 6484 (ABNT, 2001), a abertura do furo é iniciada com um trado concha até o primeiro metro e com o trado helicoidal para as profundidades subsequentes. Belincanta *et al.* (2010), destaca que apesar da norma recomendar a utilização do trado concha para o primeiro metro, na prática, a perfuração é usualmente realizada somente com o trado helicoidal. A abertura do furo abaixo do nível de água é realizada com o auxílio de um trépano e com circulação de água. A partir desta fase, torna-se obrigatório o uso de tubos de revestimentos e o emprego de lamas de estabilização em situações mais particulares de instabilidade das paredes do furo.

O ensaio de penetração é a etapa na qual é determinado o índice de resistência a penetração do solo, N_{SPT} . Esta etapa consiste na aplicação de golpes sucessivos através do martelo padrão de massa de 65 kg caindo em queda livre de uma altura padrão de 0,75m e consequentemente causando a cravação do amostrador no solo. Os golpes são aplicados sucessivamente até que 0,45m do amostrador tenham penetrado no solo. O índice N_{SPT} corresponde ao número de golpes necessário para cravar os últimos 0,30m do amostrador no solo.

A amostragem é realizada após a penetração do amostrador no solo. Nesta etapa o amostrador é retirado do terreno e aberto. Em seguida, a amostra de solo contida no interior do amostrador é retirada e realizada a identificação do tipo de solo. Através da amostragem são determinadas as camadas de solo, constituição e espessura, contidas ao longo do perfil do terreno.

É prática recomendável a obtenção da umidade natural das amostras coletadas no amostrador padrão visto que existe literatura sobre correlações estatísticas como as propostas por Coutinho *et al.* (1998, 2000) que relacionam os parâmetros de compressibilidade (C_c , C_s e e_0) em função da umidade inicial ($W_n\%$), para o banco de dados das argilas moles do Recife. Os parâmetros adquiridos a partir dessas correlações podem ser utilizados em anteprojetos e até mesmo no processo de previsão dos resultados de laboratório, permitindo ao projetista uma melhor avaliação dos resultados. Vale ressaltar que os fatos aqui expostos não substituem uma investigação geotécnica detalhada. As correlações estatísticas propostas por Coutinho *et al.* (1998, 2000) para as argilas moles do Recife estão detalhadas no Capítulo 3 desta dissertação.

A profundidade atingida pelo ensaio SPT depende do porte da obra a ser edificada e consequentemente das cargas que serão transmitidas ao terreno. As normas de referência fornecem critérios mínimos para orientar a profundidade das sondagens. Porém, a resistência dos solos, o tipo da obra e as características do projeto podem exigir sondagens mais profundas

ou critérios mais rígidos de paralização. Para que não se perfure a mais ou a menos do que o necessário, é recomendável o acompanhamento do trabalho pelo profissional responsável pelo projeto de fundações. São comuns casos em que, por falta de informações, as sondagens são interrompidas de acordo com a norma, porém sendo insuficientes para determinar alguns tipos de fundação, ou para serem consideradas em um projeto após o corte do terreno.

2.1.2 Aplicações dos Resultados do ensaio SPT

O ensaio SPT tem sido usado para muitas aplicações, desde amostragem para identificação dos diferentes horizontes de solo e previsão da tensão admissível de fundações diretas em solos granulares, até correlações com outras propriedades geotécnicas.

A primeira aplicação atribuída ao SPT consiste na simples determinação do perfil do subsolo, por meio da comparação das amostras obtidas no amostrador padrão com as medidas de resistência a penetração. O sistema de classificação apresentado na Tabela 1, amplamente utilizado no Brasil e recomendado pela NBR 6484/2001, é baseado em medidas de resistência a penetração.

Tabela 1 – Classificação de solos baseada no N_{SPT} .

SOLO	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO	DESIGNAÇÃO
Areia e silte arenoso	≤ 4	Fofa
	5 - 8	Pouco compacta
	9 - 18	Medianamente compacta
	19 - 40	Compacta
	> 40	Muito Compacta
Argila e silte argiloso	≤ 2	Muito mole
	3 - 5	Mole
	6 - 10	Média
	11 - 19	Rija
	> 19	Dura

Fonte: NBR 6484/2001.

Em geral, as correlações de origem empíricas são obtidas em condições particulares e específicas, mas acabam sendo extrapoladas na prática e aplicadas muitas vezes de forma não apropriada. Apesar de existirem correlações para os mais diversos parâmetros e propriedades dos solos (peso específico, densidade relativa, módulo de Young, etc.), as correlações para determinar os parâmetros de resistência (ϕ' e S_u) são as mais conhecidas e utilizadas.

Propostas de correlações entre o N_{SPT} e a densidade relativa ou o ângulo de atrito interno para solos granulares podem ser vistas em Gibbs e Holtz (1957); Skempton (1986;), De Mello (1971); Bolton (1986); Peck, Hanson e Thornburn (1974) e Teixeira (1996).

Godoy (1972) *apud* Cintra *et al.* (2003) apresenta correlação entre a resistência dinâmica e o peso específico dos solos arenoso (Tabela 2) e argilosos (Tabela 3).

Tabela 2 - Peso específico de solos arenosos.

N_{SPT} (golpes)	Compacidade	Peso específico (kN/m ³)		
		Seca	Úmida	Saturada
≤ 5	Fofa	16	18	19
5 – 8	Pouco compacta	16	18	19
9 – 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta	18	20	21

Fonte: Godoy (1972) *apud* Cintra *et al.* (2003).

Tabela 3 - Peso específico de solos argilosos.

N_{SPT} (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1972) *apud* Cintra *et al.* (2003).

2.2 ENSAIO DE PIEZOCONE

2.2.1 Histórico do Ensaio de Penetração de Cone (CPT/CPTU)

Os ensaios de cone e piezocone, conhecidos pelas siglas CPT (cone penetration test) e CPTU (piezocone penetration test), caracterizam-se internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica. Resultados de ensaios podem ser utilizados para a determinação estratigráfica de perfis de solos, na determinação de propriedades dos materiais prospectados, particularmente em depósitos de argilas moles, e na previsão da capacidade de carga de fundações (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

As primeiras versões do ensaio de penetração de cone foram desenvolvidas pelas ferrovias estatais da Suécia, em 1917. Na forma como é conhecido hoje, o ensaio foi introduzido em 1934, no laboratório de mecânica dos solos de Delft na Holanda, para determinação da capacidade de carga de fundação em estacas (BARENTSEN; BOONSTRA, 1936; TERZAGHI, 1930). Esta é a razão pela qual o ensaio é também denominado ensaio de cone holandês (MEIGH, 1987). Os cones eram mecânico e em alguns casos a cravação era manual. Só a partir do final da década de 40 a cravação passou a ser mecânica em todos os casos (BEGEMANN, 1965; DANZIGER, 1990; DE BEER, 1963; FRANK; PLANTEMA; VERMEIDEN, 1948).

Em 1953, Begemann introduziu na Indonésia o cone com capacidade de medir o atrito lateral. O primeiro cone elétrico foi introduzido por Geuze em 1948, mas só começou a ser utilizado no final da década de 60. Essa evolução permitiu a incorporação de sensores elétricos ("strain-gauges") no penetrometro, aumentando assim a acurácia e a repetibilidade dos

resultados, tornando o ensaio contínuo (BEGEMANN, 1965; DE RUITER, 1971; HEIJNEN, 1974; SANGLERAT, 1972).

Em 1975, Wissa e Torstensson desenvolveram independentemente o ensaio com a capacidade de medir a poropressão gerada na ponta do cone durante a penetração. Entretanto, em ambos os casos somente a poropressão podia ser determinada. Cones com a capacidade de proporcionar simultaneamente a resistência a penetração e a poropressão gerada durante a penetração, denominados piezocones, foram introduzidos por De Ruiter no início da década de 80 (ESQUIVEL, 1995).

No Brasil, segundo Danziger (1990), o ensaio de cone chegou a meados da década de 1950, trazido pela companhia de estacas Franki (VELLOSO, 1988). Os primeiros trabalhos brasileiros sobre o assunto foram de Costa Nunes (1958), Fonseca (1958) e Velloso (1959).

Segundo Danziger (1990), a primeira experiência com um cone elétrico fabricado no Brasil foi feita por Borges Neto em 1981. Borges utilizou um cone padronizado, para realizar ensaios na argila de Sarapuí, utilizando um equipamento de cravação manual de 25 kN, sendo a velocidade de penetração de 0,8 cm/s.

A experiência brasileira limitava-se, porém, a um número relativamente restrito de casos para investigações offshore. Impulsionado por experiências de pesquisas desenvolvidas em universidades brasileiras, conforme descrito por Rocha Filho e Schnaid (1997), Quaresma *et al.* (1996) e Viana da Fonseca e Coutinho (2008), essa tendência foi revertida na década de 1990, em que se observou um crescente interesse comercial pelo ensaio de cone. Hoje o ensaio é executado comercialmente por diversas empresas estabelecidas no Brasil e na América Latina (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) as dificuldades inerentes a comparação de resultados obtidos com diferentes equipamentos levaram a padronização do ensaio pela IRTP/ISSMFE (1977, 1988), acompanhado de normas e códigos regionais e nacionais: no Brasil, NBR 12069/1991 (MB-3406) (ABNT, 1991); na Holanda, NEN5140/1996; na Europa, Eurocode 7, Parte 3, 1997; na França, NFP 94-113/1989; no Reino Unido, BS1377/1990; nos Estados Unidos D5778/1995. Recomendações com relação a fatores como terminologia, dimensões, procedimentos, precisão de medidas e apresentação de resultados são referenciadas nessas normas.

Atualmente o ensaio de piezocone é considerado um ensaio de penetração do cone padronizado (CPT) com medida de poropressão (CPTU). Battaglio *et al.* (1986) apresentam as potencialidades do CPT e CPTU, onde pode-se notar a predominância do CPTU sobre o CPT. A Tabela 4 apresenta estes dados.

Tabela 4 - Potencialidades do CPT e do CPTU para investigações geotécnicas.

INVESTIGAÇÃO	CPT	CPTU
Perfil do solo	Alta	Alta
Estrutura do solo	Baixa	Moderada a alta
História de tensões	Baixa	Moderada a alta
Variação espacial das propriedades mecânicas	Alta	Alta
Propriedades mecânicas	Moderada a alta	Moderada a alta
Características de adensamento	-	Alta
Condições do nível d'água	-	Alta
Potencial de liquefação	Moderada	Alta
Economia no custo das investigações	Alta	Alta

Fonte: Battaglio *et al.* (1986), segundo Danziger (1990).

O avanço da eletrônica juntamente com a rápida evolução da informática, têm proporcionado equipamentos mais apropriados, menores, mais robustos e mais econômicos, permitindo o projeto e a construção de novas ferramentas mais adequadas para obtenção de parâmetros dos solos. O piezocone é uma ferramenta consagrada para a descrição contínua do perfil geotécnico, incluindo a definição do nível d'água e a estimativa de parâmetros mecânicos dos solos.

Os principais atrativos do ensaio CPTU são o registro contínuo da resistência a penetração, fornecendo uma descrição detalhada da estratigrafia do subsolo, e a eliminação de qualquer influência do operador nas medidas de ensaio. Uma das maiores críticas ao ensaio de cone refere-se a ausência de coleta de amostras para identificação e classificação de forma direta, das distintas camadas que compõem o subsolo.

2.2.2 Equipamentos e Procedimentos

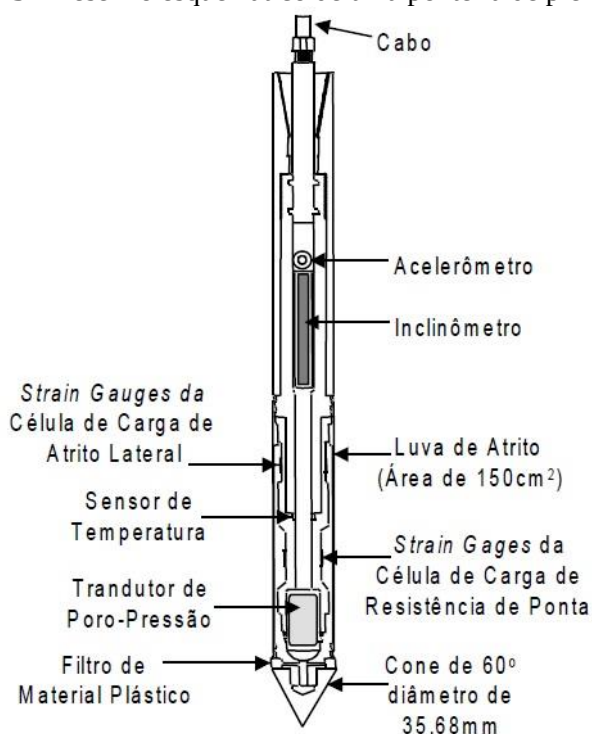
O procedimento do ensaio CPTU consiste na cravação de uma ponteira cônica (60° de ápice) no solo com o auxílio de hastes metálicas, as quais são impelidas por um sistema hidráulico/mecânico de aplicação de cargas a uma velocidade constante de $20\text{mm/s} \pm 5\text{mm/s}$. A seção transversal do cone é, em geral, de 10cm^2 , podendo atingir 15cm^2 ou mais para equipamentos mais robustos, de maior capacidade de carga, e 5cm^2 ou menos para condições especiais. Quanto maior a área da seção, mais robusto é o equipamento e consequentemente maior será sua capacidade de carga.

Os dados são apurados de forma contínua e automática por um sistema de aquisição que converte as informações analógicas em digitais, fornecendo imediatamente os resultados do ensaio ao operador.

Os procedimentos de ensaio são padronizados (NBR 12069, ISSMFE (1977,1998) e pela ASTM (1979)); os equipamentos, porém, podem ser classificados em três categorias (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012):

- Cone mecânico: o sistema de medição ocorre por transmissão de esforços pela haste de cravação até a superfície, transferência mecânica, que transmitem o valor da resistência de ponta, q_c , e do atrito lateral, f_s .
- Cone elétrico: adaptação de células de carga instrumentadas eletricamente permite a medida da resistência de ponta, q_c , e da resistência lateral, f_s , diretamente na ponteira.
- Piezocone: possui um transdutor de poropressão associado a uma pedra porosa que, além das medidas elétricas da resistência de ponta, q_c , e resistência lateral, f_s , permite a contínua monitoração da poropressão, u , gerada durante o processo de cravação, Figura 5. Segundo Danziger (1990) um equipamento para a realização de ensaios de piezocone pode ser dividido, de maneira geral, em três componentes: o sistema de cravação, o piezocone e o sistema de aquisição de dados.

Figura 5 - Desenho esquemático de uma ponteira de piezocone.



Fonte: Davies e Campanella (1995).

O equipamento de cravação é formado por uma estrutura de reação sobre a qual é montado um sistema de aplicação de cargas. Geralmente utilizam-se sistemas hidráulicos para essa finalidade, sendo o pistão acionado por uma bomba hidráulica acoplada a um motor a combustão ou elétrico. A penetração é feita por meio da cravação contínua de hastes de

comprimento de 1,0m, seguida da retração do pistão hidráulico para o posicionamento de nova haste (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012). Esses conjuntos podem ser tanto utilizados em terra (*onshore*) como em água (*nearshore* e *offshore*).

A Figura 6 exibe em ‘a’ e ‘b’ o equipamento de aquisição de dados, em ‘c’ o sistema de cravação em terra e em ‘d’ o sistema de cravação em água.

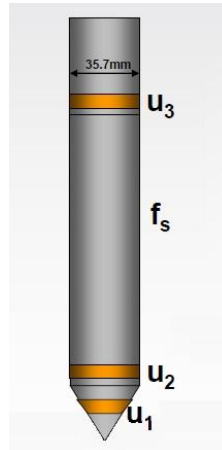
Figura 6 - Componentes do equipamento do ensaio de piezocone.



2.2.2.1 Localização do elemento filtrante

A posição do elemento filtrante do piezocone pode estar disposto segundo diversas posições. As três posições mais usuais (u_1 , u_2 e u_3) estão ilustradas na Figura 7.

Figura 7 - Posições do elemento filtrante no piezocone.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Não existe consenso quanto a localização do elemento filtrante para registro da poropressão durante a cravação (DANZIGER *et al.*, 1997; CHEN e MAYNE, 1994; LUNNE, ROBERTSON, POWELL, 1997; ROBERTSON *et al.*, 1992; SCHNAID *et al.*, 1997). A escolha de uma posição em particular – ponta (u_1), base (u_2) ou luva (u_3) do cone – dependerá da aplicação dada as poropressões registradas do ensaio.

Cada localização do elemento filtrante possui sua vantagem e desvantagem. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira, em sua dissertação de mestrado intitulada: Ensaio de Piezocone em um depósito de Argila Mole da Cidade do Recife - UFRJ/1991, analisa os resultados do ensaio realizado no depósito de argila mole localizado no Clube Interacional do Recife com o equipamento desenvolvido na COPPE/UFRJ e descreve as vantagens e desvantagens do elemento filtrante localizado na ponta cônica (u_1) e na base do cone (u_2):

Na ponta cônica:

É a melhor localização no que diz respeito a sensibilidade para mudanças na estratificação e nas propriedades do solo (DE RUITER, 1982).

A principal desvantagem desta localização, segundo Oliveira (1991) é não ser o local adequado para a correção da resistência de ponta e do atrito lateral. Outra desvantagem, segundo Campanella e Robertson (1988), seria o fato desta posição estar numa zona de altas tensões normais e cisalhantes, o que influencia a medida da poropressão.

Na base do cone:

A localização do elemento poroso na base do cone é a que fornece menores riscos de colmatação, abrasão e ruptura do mesmo (TAVENAS *et al.*, 1982).

Campanella *et al.* (1982) listam 7 vantagens para esta posição:

- Boa proteção e menor propensão a danos;
- Facilidade para saturação;
- Fornece respostas da poropressão razoavelmente estáveis;
- Fornece ampla faixa de poropressão, de negativas a muito positivas;
- É um bom local para uso de soluções que considerem a forma cilíndrica para determinação de parâmetros de adensamento;
- É o melhor local para aplicação da correção da resistência de ponta; e,
- É um bom local para aplicação da correção do atrito lateral.

Ainda segundo Campanella *et al.* (1982), a maior desvantagem de tal localização seria o fato de não registrar a poropressão que existe na zona de maiores tensões totais e cisalhantes que acontecem a frente ou na face do cone.

2.2.2.2 Saturação do elemento filtrante

A saturação do elemento filtrante é fundamental para a obtenção de valores corretos da poropressão gerada durante a cravação do piezocone. A saturação pode ser feita, na prática por dois procedimentos distintos, são eles (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012):

Saturação por meio de aplicação de vácuo em câmara de calibração/saturação no piezocone: É usualmente realizado em laboratório, antes da execução do ensaio, mantendo-se a pedra porosa em imersão até o momento da cravação. Tem como vantagem a confirmação da saturação pelas respostas imediatas ao incremento de tensões na câmara e como desvantagem a necessidade de uma câmara de saturação em campo e permitir a realização de apenas um ensaio por dia.

Saturação somente dos elementos porosos e do fluido em câmara de vácuo, com posterior montagem do piezocone em campo: Procedimento mais versátil e permite a realização de mais de um ensaio por dia. A saturação é obtida por meio de aplicação de vácuo em câmara de calibração/saturação, simultaneamente na pedra porosa e no fluido, por um período de 5 a 24 horas (CAMPANELLA, 2005) ou, no mínimo, por 24 horas quando utilizados fluidos de saturação com maior viscosidade (SANDVEN, 2010). Após a saturação, o elemento filtrante deve ser condicionado em recipiente totalmente preenchido com o fluido de saturação e, assim, transportado para o campo.

2.2.2.3 Material do elemento filtrante

Quanto ao material de que é feito o elemento filtrante, Campanella & Robertson (1988), citam os seguintes: aço inoxidável, bronze sintetizado, cerâmica, pedra porosa, polipropileno, etc. Segundo os autores, o fluido de saturação pode ser água deaerada, óleo de silicone ou óleo de glicerina. Há também experiência bem sucedida com o uso de óleo mineral (SOARES, 1995). Na prática, a glicerina tem sido utilizada com mais frequência como fluido de saturação em decorrência de suas propriedades:

- Manter a saturação em camadas de solo acima do nível freático;
- Misturar-se com a água;
- Ser menos compressível que a água;
- Ter baixo ponto de congelamento (-17°C); e,
- Não induzir riscos ao meio ambiente.

De acordo com Larsson e Mulabdic (1991), resultados idênticos de registro de poropressão foram obtidos para os distintos fluidos de saturação nas argilas da Suécia. Contam também que a utilização de fluidos com viscosidade maior que a água, como a glicerina, tem a

vantagem de conseguir manter a saturação, mesmo durante a penetração em solos parcialmente saturados.

2.2.2.4 Equipamentos Acessórios

Os equipamentos acessórios são constituídos pelas hastes e pelos redutores de atrito (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

- Hastes

São constituídas de aço mecânico de alta resistência, com 35,7mm de diâmetro externo, 16mm de diâmetro interno e 1m de comprimento. A massa por unidade de comprimento deve ser de 6,65 kg. O aço utilizado deve aceitar tratamento térmico para conferir maior resistência as peças, em especial as roscas. Para cones mais robustos, permite-se o uso de hastes mais rígidas, com maior seção de aço.

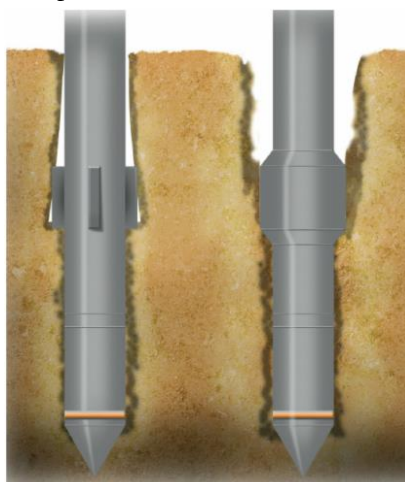
A linearidade dos elementos deve atender as recomendações da IRTP/ISSMFE, que limita a 2mm o desvio máximo do eixo. Para as primeiras cinco hastes, porém, esse desvio não pode ultrapassar 1mm. A posição das hastes na composição deve ser mudada periodicamente para evitar curvaturas permanentes.

- Redutores de Atrito

São dispositivos que têm o objetivo de reduzir o atrito da composição de hastes com o solo. São instalados imediatamente acima da ponteira, sempre com distância superior a 0,5m. Os redutores de atrito geralmente aumentam o diâmetro externo da haste em 25% no caso dos cones de 10 cm², e são dispensados em cones de 15 cm², quando do uso de hastes de 35,7 mm de diâmetro.

Existem várias geometrias para os redutores de atrito (LUNNE; ROBERTSON; POWELL, 1997); contudo, as duas mais utilizadas são as que possuem quatro aletas ou um anel, conforme indicado na Figura 8. Ambas as configurações devem ser cuidadosamente confeccionadas para evitar eventuais excentricidades.

Figura 8 - Tipos de redutores de atrito mais comuns.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

2.2.2.5 Calibração e Manutenção

Para a obtenção de parâmetros de boa qualidade, que representem bem as condições reais de campo, é imprescindível que os equipamentos utilizados no ensaio estejam dentro dos padrões exigidos pelas normas técnicas pertinentes. Dessa forma, a calibração, manutenção e inspeção dos equipamentos e acessórios devem fazer parte da prática corrente de execução do ensaio.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) o sistema de cravação deve ser inspecionado periodicamente para verificação de eventuais vazamentos de óleo, perda de pressão, constância na velocidade de cravação, linearidade e concentricidade do equipamento. As hastes devem ser inspecionadas regularmente para aferir sua linearidade e integridade. As roscas também devem ser verificadas para evitar o uso de equipamentos com alguma avaria.

Com relação as ponteiros, deve-se inspecionar desgastes e avarias na ponta cônica e na luva, visando a manutenção das medidas e tolerâncias especificadas em normas e procedimentos de referência. Os pontos de vedação e conexão devem ser limpos e sua integridade garantida. Antes de cada ensaio, recomenda-se remover e limpar todas as vedações.

A calibração da ponteira deve ser realizada periodicamente, de acordo com o uso, sendo necessárias verificações durante campanhas extensas (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

A Tabela 5 apresenta um resumo de verificação, manutenção e calibração do equipamento de ensaio.

Tabela 5 - verificação, manutenção e calibração do equipamento de ensaio

Item	Frequência			
	No início de um programa de sondagem	No início de cada sondagem	Ao final de cada sondagem	Em intervalos trimestrais
Verticalidade do sistema de cravação		X		
Inspeção do sistema de cravação:				
• Velocidade de cravação	X			X
• Vazamento	X			X
• Linearidade	X			X
Linearidade das hastes		X		X
Leitura Zero		X	X	
Desgaste da Ponteira:				
• Dimensões	X			X
• Rugosidade	X			X
Vedações:				
• Presença de solo	X	X		
• Integridade	X	X		
Calibração:				
• Célula de carga				X
• Parâmetro 'a'				X
• Temperatura				X

. Fonte: Adaptado de Campanella (2005).

2.2.3 Correção da Resistência de Ponta e do Atrito Lateral

Baligh *et al.* (1981), verificaram que, ao calibrarem a ponta do piezocone por eles desenvolvidos em uma câmara de água, o valor da resistência de ponta q_c era 67% da pressão aplicada na câmara. Por outro lado a resposta do transdutor de pressão do piezocone era 100%. A diferença na medida da resistência de ponta q_c era devida a entrada de água na região entre a ponta e a luva de atrito (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Dessa forma Baligh *et al.* (1981), sugerem que a resistência de ponta seja corrigida, através da Equação 1:

$$q_t = q_c + 0,33u_2 \quad (1)$$

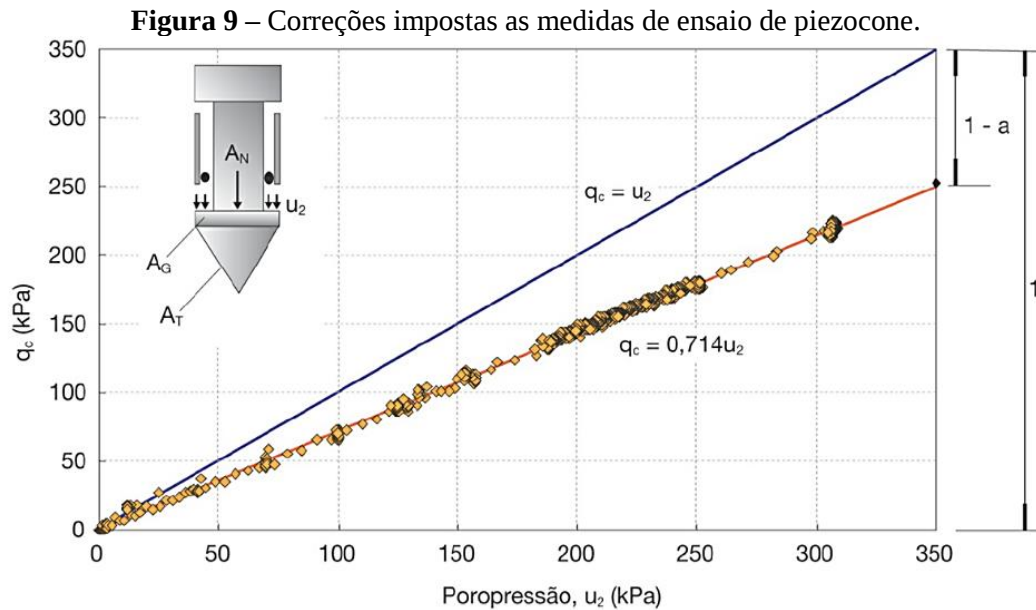
Onde, q_t é a resistência de ponta corrigida; q_c é a resistência de ponta medida e u_2 é a poropressão medida na base do piezocone.

Campanella *et al.* (1982), sugerem, para a correção de q_c a seguinte expressão, que é a generalização da expressão proposta por Baligh *et al.* (1981), Equação 2.

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (2)$$

Onde, $a = A_N/A_T$, relação de áreas de ponta.

O coeficiente $(1 - a)$ é facilmente determinado por meio de calibração, conforme ilustra a Figura 9.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

O atrito lateral pode ser corrigido segundo a Equação 3 (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012):

$$f_t = f_s - \frac{u_2 A_{sb}}{A_l} + \frac{u_3 A_{st}}{A_l} \quad (3)$$

Onde f_t é o atrito lateral corrigido; A_{sb} e A_{st} são as áreas de base e topo da luva de atrito, respectivamente; e A_l é a área da luva de atrito.

A correção da resistência de ponta dos ensaios onde há monitoramento das pressões durante a cravação, especialmente para determinação de propriedades de argila mole, deve ser feita em todos os ensaios (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012). Segundo a experiência do meio técnico e científico, a correção do atrito lateral não é utilizada na prática da engenharia, até porque u_3 , raramente é medido (CAMPANELLA *et al.*; JAMIOLKOWSKI *et al.*, 1985; ROBERTSON, 1982).

2.2.4 Aplicações do Ensaio de Piezocone

2.2.4.1 Classificação do Solo

A determinação do tipo de solo a partir dos resultados de ensaios CPTU é feita por meio de procedimentos indiretos de classificação, estabelecidos com base em padrões de comportamento e definidos pela sigla SBT (*Soil Behaviour Type Classification Chart*). Existem diversas propostas de classificação, pode-se citar: Olson e Mitchell, (1995), Robertson e Campanella (1983), Robertson *et al.* (1986), Schneider *et al.* (2008), Schmertmann (1978). Esses métodos utilizam as grandezas fundamentais medidas nos ensaios de cone ou piezocone (q_c ou q_t , f_s e u_2) e permitem definir o tipo de solo pelas medidas obtidas durante a cravação da sonda.

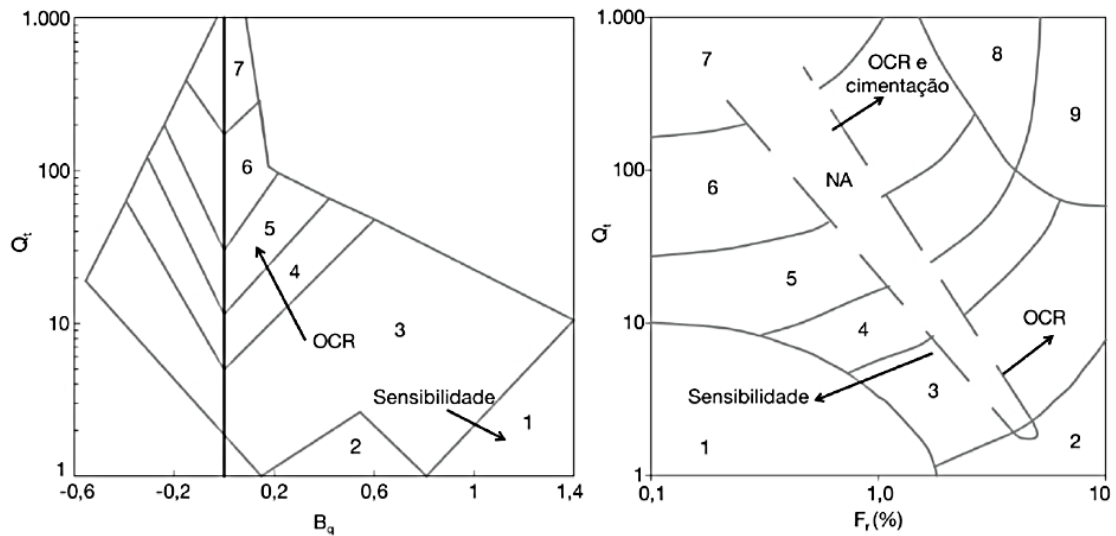
As propostas de classificação foram evoluindo com o passar do tempo. Inicialmente Robertson e Campanella (1983) apresentam um ábaco no qual os valores de q_c e R_f são usados para delimitar cinco regiões distintas de comportamentos do solo. Robertson *et al.* (1986), expandiu esse método com a inclusão do parâmetro de poropressão normalizado, B_q , sendo os resultados plotados em dois ábacos, $Q_t \times F_r$ (%) e $Q_t \times B_q$ para identificação de 12 zonas de comportamento. Em 1990, Robertson apresentou uma evolução dos métodos anteriores, considerando o nível de tensões. A proposta de Robertson (1990) é estruturada na normalização de três grandezas fundamentais do ensaio, Equações 4, 5 e 6, com os resultados também plotados em dois ábacos ($Q_t \times F_r$ e $Q_t \times B_q$), identificando-se nove zonas destinadas a agregar materiais de diferentes tipos de comportamento (Figura 10 e Tabela 6).

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0} - u_0} \quad (4)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (5)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100\% \quad (6)$$

Figura 10 - Ábaco de identificação do comportamento típico de solos.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Tabela 6 - Classificação de solos por tipo de comportamento.

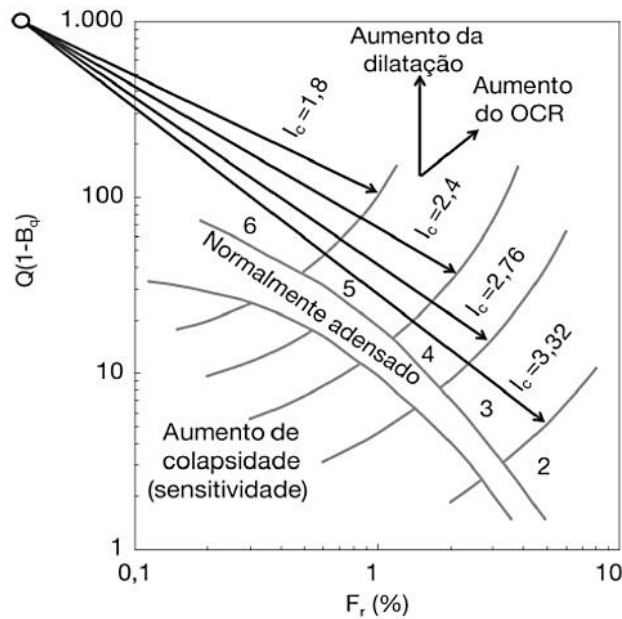
ZONA	TIPO DE SOLO
1	Solo fina sensível
2	Solo orgânico e turfas
3	Argilas – argilas siltosas
4	Argila siltosa – silte argiloso
5	Siltes arenosos – areias siltosas
6	Areias limpas – areias siltosas
7	Areias com pedregulho - areias
8	Areias – areias limpas
9	Areias finas rígidas

Fonte: Robertson (1990).

A evolução das propostas de classificação dos solos continuou com Jefferies e Davies (1993) que modificaram a proposta de classificação de Robertson (1990) introduzindo uma nova variável, baseada nos valores de q_t e u_2 ($Q_t \cdot (1 - B_q)$). Essa nova variável proposta por Jefferies e Davies (1993) é plotada em um ábaco, válido para $B_q < 1$, que caracteriza regiões definidas por arcos concêntricos de círculos cujo centro é dado por $\log(Q_t) = 3$ e $\log(F_r) = -1,5$ (Figura 11). Jefferies e Davies (1993) definiram o índice de classificação do material (I_c = *material classification index*), Equação 7:

$$I_c = \sqrt{\{3 - \log(Q_t) \cdot [1 - B_q]\}^2 + \{1,5 + 1,3 \cdot \log(F_r)\}^2} \quad (7)$$

Figura 11 - Classificação de solos por tipos de comportamento.



Fonte: Jefferies e Davies (1993).

A metodologia baseada no valor de I_c permite também a identificação rápida das condições de drenagem para solicitações corrente 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 $I_c > 2,76$.

Robertson e Wride (1998) proporam uma versão simplificada da proposta de Jefferies e Davies (1993), na qual o índice de classificação do material (I_{cRW}) é determinado conforme a Equação 8.

$$I_{cRW} = \sqrt{\{3,47 - \log(Q_{tn})\}^2 + \{1,22 + \log(F_r)\}^2} \quad (8)$$

As zonas referentes aos tipos de solos são definidas na Tabela 7, segundo suas faixas de comportamento. Nessa proposta, o valor da resistência normalizada da ponta do cone é redefinido pela Equação 9 (ROBERTSON, 2004):

$$Q_{tn} = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma_{atm}} \cdot \left(\frac{\sigma_{atm}}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (9)$$

Onde $\sigma_{atm} = 1$ atmosfera (≈ 1 bar = 100kPa) e o expoente $n = 1$ para argilas ($I_{cRW} > 2,95$); $n = 0,75$ para solos siltsos; e $n = 0,5$ para areias ($I_{cRW} < 2,05$). Pode-se utilizar um procedimento iterativo para a determinação de n para solos intermediários, definido pelo próprio valor de I_{cRW} e para o nível de tensão efetiva normalizada, Equação 10:

$$n = 0,381 \cdot I_{cRW} + 0,15 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}} \right) - 0,15 \leq 1,0 \quad (10)$$

Tabela 7 - Classificação de solos em função do índice de classificação do material I_c

Classificação do Solo	Nº da Zona	Índice I_c	Índice I_{cRW}
Argilas orgânicas	2	$I_c = 3,22$	$I_{cRW} > 3,60$
Argilas	3	$2,82 < I_c < 3,22$	$2,95 < I_{cRW} < 3,60$
Misturas de siltes	4	$2,54 < I_c < 2,82$	$2,60 < I_{cRW} < 2,95$
Misturas de areia	5	$1,90 < I_c < 2,82$	$2,05 < I_{cRW} < 2,60$
Areias	6	$1,25 < I_c < 1,90$	$1,31 < I_{cRW} < 2,05$
Areias com pedregulho	7	$I_c < 1,25$	$I_{cRW} < 1,31$
Solos sensitivos	1	NA	Ver nota

Notas: 1. Fator I_c – Jefferies e Been (2006).

2. Índice I_{cRW} – Robertson e Wride (1998).

3. Solos sensitivos para a zona 1 caracterizado quando $Q_{t1} < 12 e^{(-1,4 Fr)}$.

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) existem ainda abordagens baseadas em métodos probabilísticos, processo *fuzzy* e redes neurais que procuram classificar os solos em faixas de ocorrência, bem como inferir as porcentagens de areia, silte e argila contidas em determinada camada.

2.2.4.2 Estimativa da Resistência Não Drenada (Argilas)

A resistência ao cisalhamento do solo pode ser estimada pelo resultado dos ensaios de cone/piezcone. Em argilas, a resistência medida em condições não drenada, S_u , pode ser determinada de forma indireta por meio das Equações 11 e 12:

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (11)$$

Ou

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (12)$$

Para depósitos argilosos, a estimativa do fator de capacidade de carga N_k (ou N_{kt}) pode ser obtida por meio da aplicação da teoria de equilíbrio limite ou método de trajetória de deformações. No caso mais simples, relaciona-se a medida da resistência de ponta do cone q_c (ou q_t) com a resistência não drenada S_u , medida por meio de ensaio palheta, possibilitando a determinação direta dos fatores de cone, Equações 13 e 14, (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012):

$$N_k = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{S_u} \quad (13)$$

$$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{S_u} \quad (14)$$

Resultados de uma revisão de valores de N_{kt} obtidos na prática nacional são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 - Fatores de cone de argilas brasileiras

Autor	Local/Solo	N_{kt}	Ensaio
Rocha Filho e Alencar (1985)	Sarapuí/RJ	10-15	Palheta
Danziger (1990)	Sarapuí/RJ	8-12	Palheta
Coutinho, Oliveira e Danziger (1993)	Recife/PE	10-15	UU e CIU
Árabe (1995)	Vale Quilombo/SP	12-15	Palheta e CIU
Soares <i>et al.</i> (1997)	Porto Alegre/RS	8-16	Palheta
Sandroni <i>et al.</i> (1997)	Sergipe	14-18	Palheta e CIU
Baptista e Sayão (1998)	Salvador/BA	12-18	Palheta

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Propostas não empíricas para determinação do N_{kt} podem ser consultadas em Baligh (1986), Houlsby e Teh (1988).

2.2.4.3 História de Tensões (Argilas)

Entre muitas abordagens existentes na literatura para a estimativa da história de tensões, destacam-se as abordagens em que a tensão de pré-adensamento é diretamente correlacionada a resistência de ponta do piezocone ($q_t - \sigma_{v0}$) ou ao excesso de poropressão gerado durante a cravação ($q_t - u_2$), expressas pelas Equações 15 e 16, (CHEN e MAYNE, 1996; DEMERS e LEROUEIL, 2002; LARSSON e MULABDIC, 1991; KONRAD e LAW, 1987; LEE *et al.*, 2003):

$$\sigma'_{vm} = K_1 (q_t - \sigma_{v0}) \quad (15)$$

$$\sigma'_{vm} = K_2 (q_t - u_2) \quad (16)$$

Valores de K_1 apresentados na literatura internacional apontam para um valor médio da ordem de 0,30 (CHEN e MAYNE, 1996); contudo, outros autores indicam variação na faixa entre 0,1 e 0,5, que podem estar associados ao limite de liquidez e a presença de matéria orgânica. A Tabela 9 apresenta valores de K_1 relatados na literatura brasileira (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Tabela 9 - Valores de K_1 das argilas brasileiras.

Local	γ_n (kN/m ³)	K_1	Referência
Santo Amaro (SP)	15,5	0,333	Massad (2009)
Unisanta (SP)	15,0	0,333	Massad (2009)
Barnabé (SP)	14,9	0,256	Massad (2009)
Sarapuí (RJ)	12,9	0,290	Almeida et al. (2005 apud Massad, 2009)
Duque de Caxias (RJ)	12,8	0,143	Futai, Almeida e Lacerda (2001 apud Massad, 2009)
Recife (PN) (RRS1) Camada 1	15,6	0,222	Coutinho, Oliveira e Oliveira (2000 apud Massad, 2009)
Recife (PN) (RRS1) Camada 2 (4 ≤ z ≤ 11m)	16,6	0,244	Coutinho, Oliveira e Oliveira (2000 apud Massad, 2009)
Sergipe (SE) TPS (14 ≤ z ≤ 21m)	16,0	0,313	Brugger et al. (1997 apud Massad, 2009)
Santa Catarina (SC) (16 ≤ z ≤ 8m)	13,6	0,263	Oliveira et al. (2001 apud Massad, 2009)
Santos (SP)	15,0	0,180	Odebrecht, Schnaid e Mantaras (2012)
Sarapuí (RJ)	12,5	0,150	Jannuzzi (2009)
Barra da Tijuca (RJ)	12,0	0,150	Baroni (2010)
Porto Alegre (RS)	14,0	0,301	Soares (1997)
Barra da Tijuca (RS)	12,5	0,200	Teixeira, Sayão e Sandroni (2012)

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Em geral, os valores de K_2 situam-se na faixa entre 0,5 e 0,6, podendo reduzir-se na presença de matéria orgânica, de teores de umidade muito elevados ($w > 100\%$) e/ou argilas moles. Valores característicos de K_2 , referentes a praticas brasileiras, estão resumidos na Tabela 10 (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Tabela 10 - Valores de K_2 das argilas brasileiras.

Referência	Valor médio de K_2	Faixa de variação de K_2	Dados da análise estatística	Observação
Baroni (2010)	0,265	-	-	Argilas orgânicas muito moles da Barra da Tijuca – Rio de Janeiro
Jannuzzi (2009)	0,265	-	-	Argilas orgânicas muito moles de Sarapuí – Rio de Janeiro
Soares (1997)	0,53	-	-	Argilas – Porto Alegre

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Alternativamente, pode-se estimar a razão de pré-adensamento OCR ($\sigma'_{vm}/\sigma'_{v0}$), conforme postulado por Mayne (1991), Senneset *et al.* (1988), Konrad e Law; Tavenas e Leroueil (1987), e Wroth (1984).

Kulhawy e Mayne (1990) propõem a Equação 17 para determinação do OCR:

$$OCR = 0,32 \cdot \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (17)$$

Coutinho (2007, 2008) adaptou a proposta de Kulhawy e Mayne (1990), para as argilas do Recife, tendo como resultado a Equação 18.

$$OCR = 0,23 \cdot \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (18)$$

2.2.4.4 Coeficiente de adensamento (Argilas)

Ensaio de dissipação do excesso de poropressão gerada durante a cravação do piezocone no solo podem ser interpretados para a estimativa do coeficiente de adensamento horizontal (C_h). O ensaio consiste, basicamente, em interromper a cravação do piezocone em profundidades preestabelecidas, por um período de aproximadamente uma hora, até atingir 50% de dissipação do excesso de poropressões, e monitorar a dissipação das pressões geradas nesse período (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012). Essa técnica possui um grande interesse prático na engenharia, visto que oferece uma alternativa confiável aos ensaios de laboratório o que pode implicar na redução de custos da campanha de investigação geotécnica.

O campo de tensões e poropressões mobilizados ao redor do cone pode ser avaliado com base nos métodos de expansão de cavidade e trajetória de deformações (*strain path method*), segundo abordagens propostas por Baligh e Levadoux (1986) Houlsby e Teh (1988), e Teh e Houlsby (1991). 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. O processo de dissipação assim definido pode ser convenientemente expresso por meio de um fator de tempo adimensional, Equação 19, (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012):

$$T^* = \frac{C_h t}{R^2 \sqrt{I_r}}; \quad C_h = \frac{T^* R^2 \sqrt{I_r}}{t} \quad (19)$$

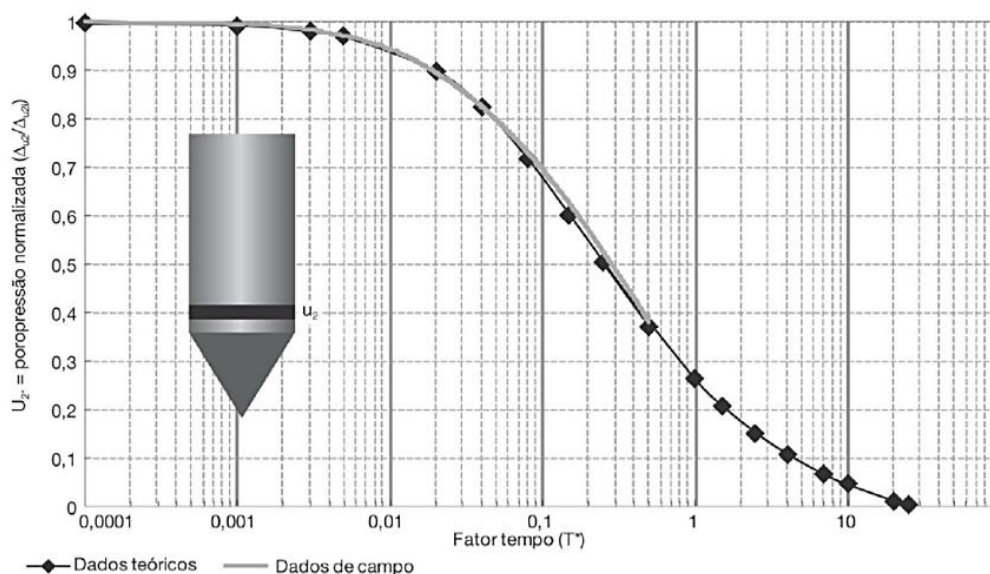
Onde R é o raio do piezocone; t é o tempo de dissipação (normalmente adotado como $t_{50\%}$); I_r , o índice de rigidez ($=G/S_u$); e G , o módulo de cisalhamento do solo.

Na Tabela 11 são listados os valores do fator tempo T^* em função da porcentagem de dissipação ($1-u$), para a proposição de Houlsby e Teh (1988). Pode-se notar que a solução é função da posição do elemento filtrante na face, na base ou no fuste do cone. Uma comparação entre o resultado experimental e a solução analítica obtida para um ensaio de dissipação típico é apresentado na Figura 12, na qual é possível observar que a teoria reproduz de forma adequada o comportamento medido, demonstrando a aplicabilidade da formulação proposta (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Tabela 11 - Fator T^* segundo Housby e Teh (1988).

(1-u) (%)	Posição do filtro				
	Vértice do cone	Face do cone	Base do cone	5 raios acima da base	10 raios acima da base
20	0,001	0,014	0,038	0,294	0,378
30	0,006	0,032	0,078	0,503	0,662
40	0,027	0,063	0,142	0,756	0,995
50	0,069	0,118	0,245	1,110	1,460
60	0,154	0,226	0,439	1,650	2,140
70	0,345	0,463	0,804	2,430	3,240
80	0,829	1,040	1,600	4,100	5,240

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

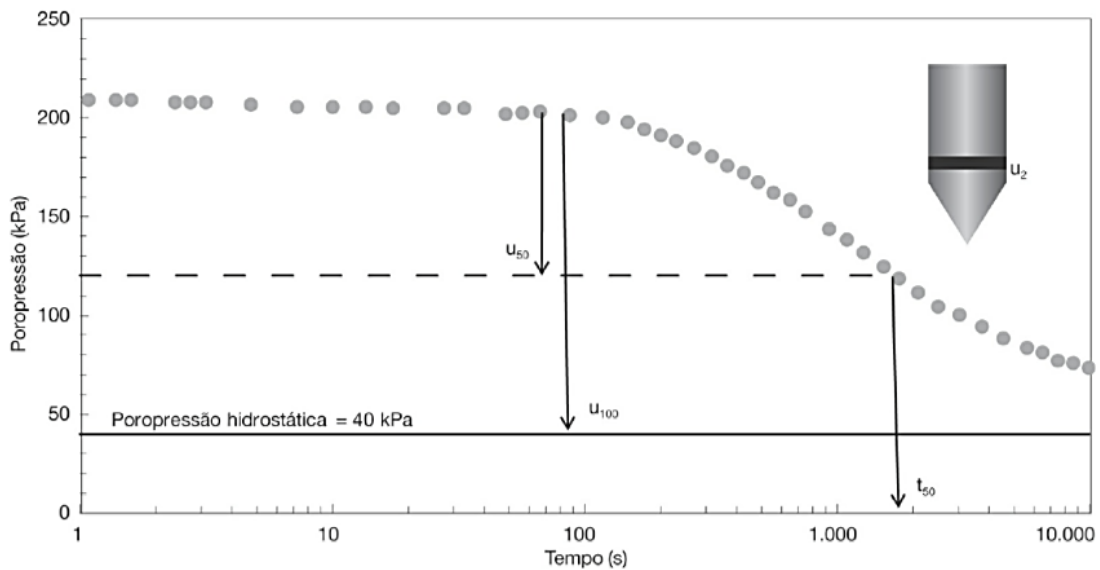
Figura 12 - Curva teórica e experimental de dissipação de poropressão medida na posição u_2 (Porto Alegre, RS).

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Segundo Schnaid *et al.* (1997) a determinação de C_h a partir dessa formulação envolve um processo simples e direto, que consiste na comparação entre a variação do excesso de poropressões e a pressão hidrostática. A Figura 13 é utilizada para ilustrar o procedimento de cálculo:

- 1) Calcular a distância entre a poropressão no início da dissipação (u_i) e a poropressão hidrostática (u_0);
- 2) Calcular a porcentagem de dissipação $u_{50\%} = (u_i - u_0)/2$ e, a partir da curva experimental, determinar o tempo real para ocorrer 50% da dissipação (t_{50});
- 3) Obter o valor de T^* na Tabela 11 e calcular C_h por meio da Equação 19.

Figura 13 - Exemplo típico de um ensaio de dissipação utilizado para ilustrar o procedimento de cálculo de C_h .



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

A determinação precisa de u_i é fundamental para a correta determinação de C_h . Soares (1986) e Thomas (1986) sugerem procedimentos específicos para o cálculo de u_i por meio de extrapolação do trecho linear medido na curva de dissipação (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Os valores de C_h obtidos por esse procedimento correspondem a propriedades de solos 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 e LEVADOUX, 1986). Uma estimativa da magnitude do coeficiente de adensamento horizontal C_h na faixa de comportamento normalmente adensada pode ser obtida por meio da abordagem semi-empírica de Jamiolkowski *et al.* (1985), Equação 20:

$$C_h(NA) = \frac{RR}{CR} C_h(\text{Piezocone}) \quad (20)$$

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 Equação 21, (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012):

$$C_h(NA) = \frac{k_h}{k_v} C_v(NA) \quad (21)$$

Sendo a anisotropia de permeabilidade vertical e horizontal (k_v/k_h) apresentada na Tabela 12.

Tabela 12 - Razão de permeabilidade em argilas. Ladd *et al.* (1977) e Jamiolkowski *et al.* (1985)

Natureza da argila	K_h/K_v
Argilas homogêneas, sem macroestrutura definida	1,0 a 1,5
Macroestrutura definida, presença de descontinuidade e lentes permeáveis	2,0 a 4,0
Depósitos com ocorrência de várias camadas de material permeável	3,0 a 15

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

2.3 TEORIA DO ADENSAMENTO E ENSAIO DE ADENSAMENTO

2.3.1 Teoria do Adensamento

A teoria do adensamento desenvolvida por Terzaghi e Frohlich (1936) foi um marco na análise do comportamento de solos compressíveis submetidos a carregamentos verticais. A teoria propõe uma relação entre os valores de tensão efetiva e índice de vazios, de forma que estas grandezas físicas, além da deformação e poropressão, possam ser conhecidas em qualquer momento do processo de adensamento em qualquer posição da camada.

Entende-se por adensamento do solo a diminuição dos seus vazios com o tempo, devido a saída da água do seu interior. Na prática este processo pode ocorrer devido a um acréscimo de solicitação sobre o solo, seja pela edificação de uma estrutura, construção de um aterro, rebaixamento do nível de água do lençol freático ou drenagem do solo, entre outros.

Terzaghi e Frohlich (1936) admitiram as seguintes hipóteses simplificadoras para a dedução da equação do adensamento:

- 1) O solo é totalmente saturado;
- 2) A compressão é unidimensional;
- 3) O fluxo da água é unidimensional;
- 4) O solo é homogêneo;
- 5) As partículas sólidas e a água são tidas como incompressíveis;
- 6) O solo pode ser estudado como elementos infinitesimais;
- 7) O fluxo é governado pela Lei de Darcy;
- 8) As propriedades do solo não variam no processo de adensamento; e,
- 9) O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o adensamento.

As três primeiras hipóteses indicam que a teoria se restringi ao caso de compressão edométrica, com fluxo unidimensional, e a solos saturados. As hipóteses ‘4’ a ‘7’, são perfeitamente aceitáveis. A hipótese ‘8’, a rigor não se verifica, pois a medida que o solo adensa, muitas de suas propriedades variam. A hipótese ‘9’ também é uma aproximação da realidade, visto que, o índice de vazios varia não linearmente com as tensões efetivas. Ocorre uma

variação linear, para tensões acima da tensão de pré-adensamento, mas com o logaritmo da tensão efetiva (PINTO, 2002).

Baseando nas hipóteses descritas acima, a equação fundamental do adensamento desenvolvida por Terzaghi e Frohlich (1936) está apresentada na Equação 22:

$$\frac{K_v(1+e)}{a_v \cdot \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t} \quad (22)$$

Onde: u_e = excesso de poropressão no tempo t ; t = tempo; k_v = coeficiente de permeabilidade vertical; e = índice de vazios; a_v = coeficiente de compressibilidade; γ_w = peso específico da água; z = distância vertical entre um ponto e a superfície de aplicação do carregamento.

O coeficiente do primeiro membro da Equação 22 reflete características do solo (permeabilidade, porosidade e compressibilidade) e é denominado coeficiente de adensamento, C_v . A adoção deste coeficiente como uma constante do solo constitui a hipótese '8', previamente referida. Tem-se, pois, por definição, Equação 23:

$$C_v = \frac{K_v(1+e)}{a_v \cdot \gamma_w} = \frac{K_v}{\gamma_w m_v} \quad (23)$$

A equação diferencial do adensamento assume a expressão apresentada na Equação 24:

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t} \quad (24)$$

Onde: k_v = coeficiente de permeabilidade vertical; γ_w = peso específico da água; e = índice de vazios; m_v = coeficiente de compressibilidade volumétrica; a_v = coeficiente de compressibilidade ($a_v = -\Delta e / \Delta \sigma'_v$); Δe = variação de índice de vazios.

A equação do adensamento unidimensional é uma equação diferencial linear parcial de segunda ordem, de coeficientes constantes, cujas variáveis independentes são z (variável espacial - profundidade) e t (tempo). Trata-se de um problema de valor inicial e de valores de contorno.

Considera-se o valor inicial e os valores de contorno do problema como:

- 1) $t = 0$; $u = u_0$, para $0 \leq z \leq H$
- 2) $z = 0$; $u = 0$, para qualquer $t > 0$
- 3) para $z = H$; $\partial u / \partial z = 0$, para qualquer $t > 0$

Estabelecidos os valores de contorno e o valor inicial, chega-se a seguinte solução para o problema, Equação 25:

$$u(z, t) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{M} \left(\text{Sen} \frac{M_z}{H} \right) e^{(-M^2 T_v)} \quad (25)$$

Onde:

$$M = \frac{1}{2}\pi(2m + 1) \quad (26)$$

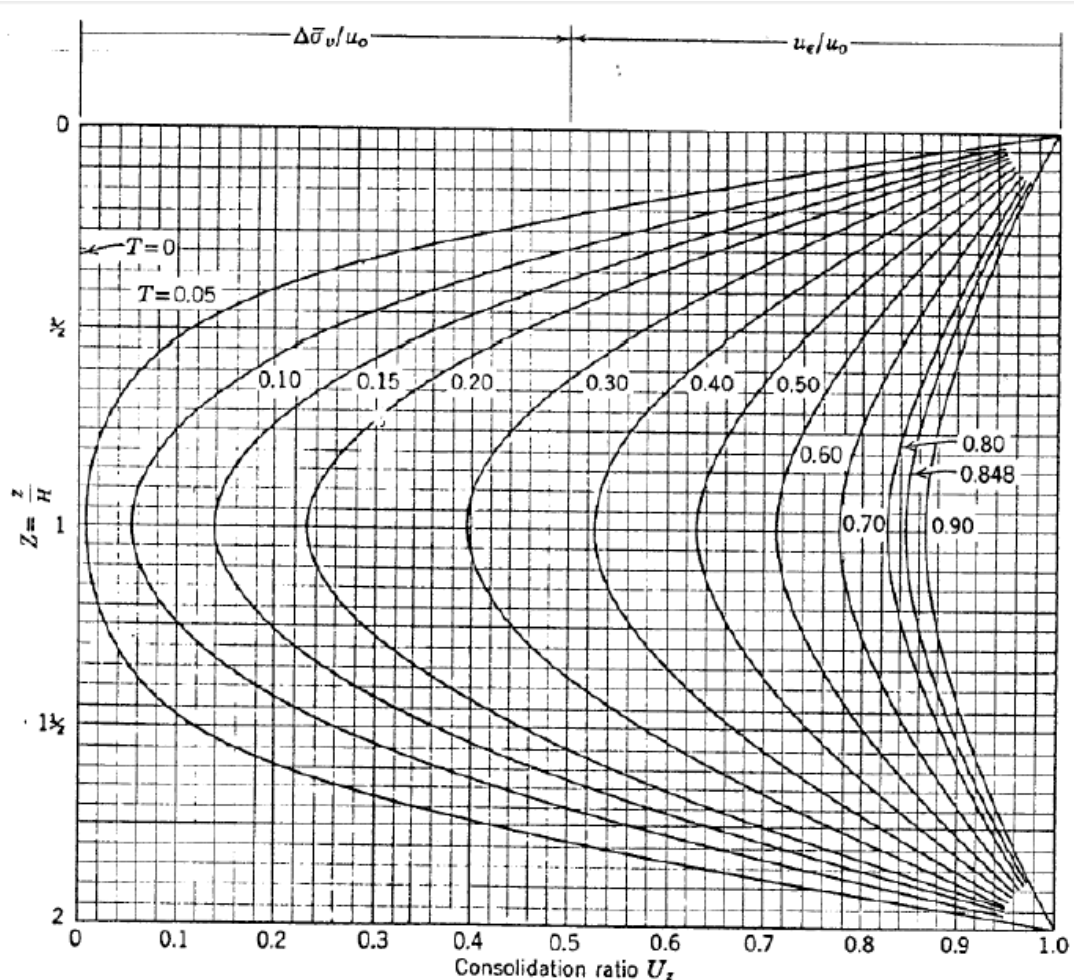
$$T = \frac{C_v \cdot t}{Hd^2} \quad (27)$$

Em termos de grau de adensamento (U_z), tem-se que, Equação 28:

$$U(z, t) = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \left(\text{Sen} \frac{M_z}{H} \right) e^{(-M^2 T_v)} \quad (28)$$

Que permite, através da substituição de diversos pares de valores (z, t) a construção das isócronas de porcentagem de adensamento, conforme mostrado na Figura 14. Estas isócronas fornecem uma visualização de como se desenvolve o processo do adensamento ao longo de toda a camada compressível.

Figura 14 - Isócronas de Porcentagem de Adensamento.



Fonte: Lambe; Whitman, Soil Mechanics, Massachusetts Institute of Technology, p.408, 1969.

Admite-se que a Equação 28 possa ser representada, aproximadamente, pelas seguintes Equações 29 e 30:

Quando $U < 60\%$

$$T = \frac{\pi}{4} U^2 \quad (29)$$

Quando $U > 60\%$

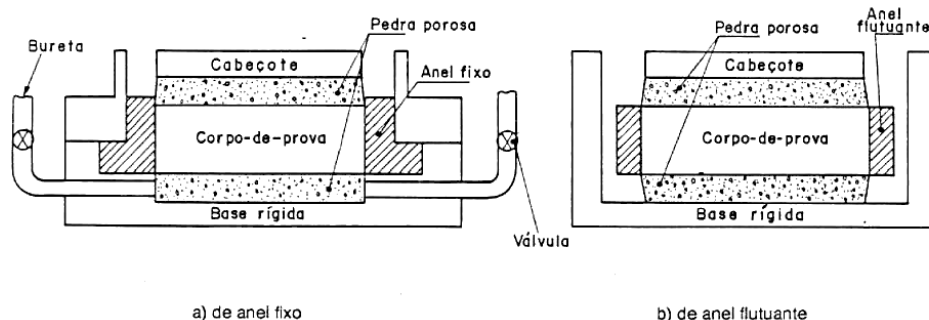
$$T = -0,9332 \log_{10}(1 - U) - 0,0851 \quad (30)$$

2.3.2 Ensaio de Adensamento

O ensaio de adensamento edométrico, ou ensaio de adensamento unidimensional com carregamento incremental, tradicionalmente conhecido por SIC (“Standard Incremental Consolidation”), foi proposto por Terzaghi na década de 20, com a finalidade de reproduzir em laboratório as condições da teoria do adensamento unidimensional. De modo a prever não somente a grandeza e a velocidade das deformações que ocorrem em obras sobre depósitos de solos moles, como também a velocidade de dissipação da poropressão através de parâmetros obtidos no ensaio.

De um modo geral, o ensaio de adensamento unidimensional consiste na aplicação de incrementos de carga em um corpo de prova cilíndrico, de altura pequena em relação ao diâmetro, cuja amostra é confinada por um anel rígido de aço, limitando qualquer deformação lateral. No topo e na base são colocadas pedras porosas, permitindo a drenagem em ambas as extremidades, Figura 15. Com o auxílio de um extensômetro são registradas as deformações verticais em diversos intervalos de tempo e para cada estágio de carga.

Figura 15 - Representação esquemática da célula de adensamento.



Fonte: ABNT NBR 12007/1990.

Realiza-se o ensaio aplicando-se cargas verticais que vão sendo gradualmente aumentadas, geralmente segundo uma progressão geométrica de razão igual a 2. Cada estágio de carga deverá permanecer o tempo suficiente para permitir a deformação total da amostra, registrando-se, durante o mesmo, e a intervalos apropriados (15 s; 30 s; 1 min; 2 min; 4 min; 8 min; 16 min; 32 min e daí por diante em intervalos arbitrários) as deformações no extensômetro. No final de cada estágio, quase sempre 24 horas, as pressões são praticamente efetivas.

O anel rígido procura reproduzir no laboratório o que ocorre na natureza, onde a deformação lateral da massa de solo solicitada pelas cargas de construções é impedida pelo restante do maciço terroso que a envolve. Apesar da pequena altura das amostras, o atrito que se desenvolve entre o solo e a parede do anel, durante o ensaio, constitui uma causa de erro, embora não muito importante. Segundo tem sido observado, a força de atrito lateral atinge valores da ordem de 10 a 20% da pressão vertical aplicada.

Os ensaios devem ser executados em ambiente com temperatura aproximadamente constante, admitindo-se flutuação de, no máximo, $\pm 4^{\circ}\text{C}$ e no qual não haja incidência direta de raios solares.

Os resultados do ensaio, normalmente, são apresentados em um gráfico em que nas ordenadas é representada a variação do índice de vazios final de cada estágio, representando a redução da altura da amostra, e nas abcissas, em escala logarítmica, as tensões aplicadas.

A partir do ensaio de adensamento, são obtidos os parâmetros de adensamento para estimativa dos recalques (parâmetros de compressibilidade) e de velocidade de recalque. Esses parâmetros são: o índice de compressão (C_c), o índice de recompressão (C_r), o coeficiente de compressão secundária (C_{α}), o coeficiente de adensamento (C_v), o coeficiente de permeabilidade (k_v), o coeficiente de compressibilidade (a_v) e o coeficiente de variação volumétrica (m_v).

Além dos parâmetros de adensamento mencionados, com o ensaio de adensamento, a partir do gráfico variação do índice de vazios vs. logaritmo da tensão efetiva aplicada, é possível determinar a tensão de pré-adensamento do solo, σ'_{vm} .

A tensão de pré-adensamento corresponde a máxima tensão efetiva que o solo foi submetido em toda sua história. O conhecimento do valor de σ'_{vm} é extremamente importante para o estudo do comportamento dos solos, pois representa a fronteira entre deformações relativamente pequenas e muito grandes.

Nos subitens a seguir serão mostrados os procedimentos necessários para a obtenção dos parâmetros de compressibilidade, adensamento e da tensão de pré-adensamento a partir dos resultados de ensaios edométricos.

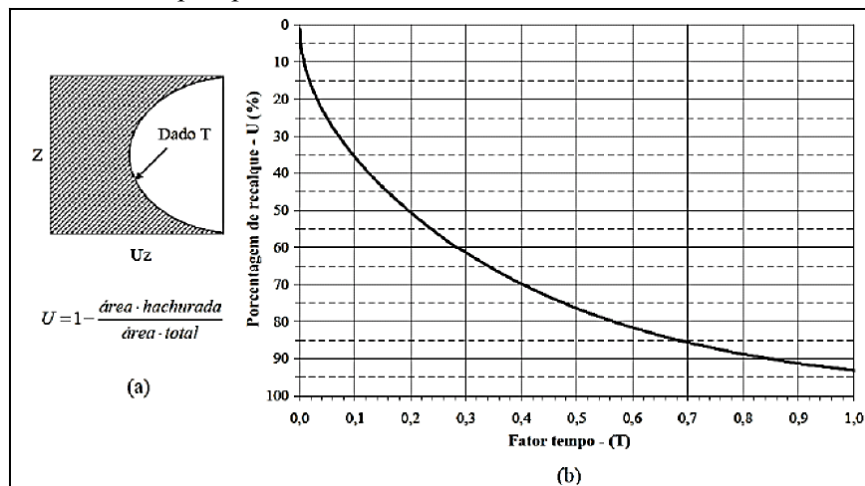
2.3.2.1 Coeficiente de Adensamento (C_v)

O valor do coeficiente de adensamento está relacionado a permeabilidade do solo e, portanto, ao tempo de recalque. Quando, em cada estágio de carregamento, registra-se as deformações do corpo de prova, ao longo do tempo, busca-se determinar, por meio da analogia com as curvas teóricas $U = f(T_v)$, apresentada na Figura 16, o coeficiente de adensamento, C_v .

Dois métodos são utilizados na prática para a determinação de C_v através do ensaio de adensamento. São eles:

- Método de Casagrande - Método do logaritmo do tempo.
- Método de Taylor - Método da raiz quadrada do tempo

Figura 16 - Grau de adensamento médio de uma camada de solo saturado: 'a' incremento da poropressão inicial uniforme; 'b' U versus T.

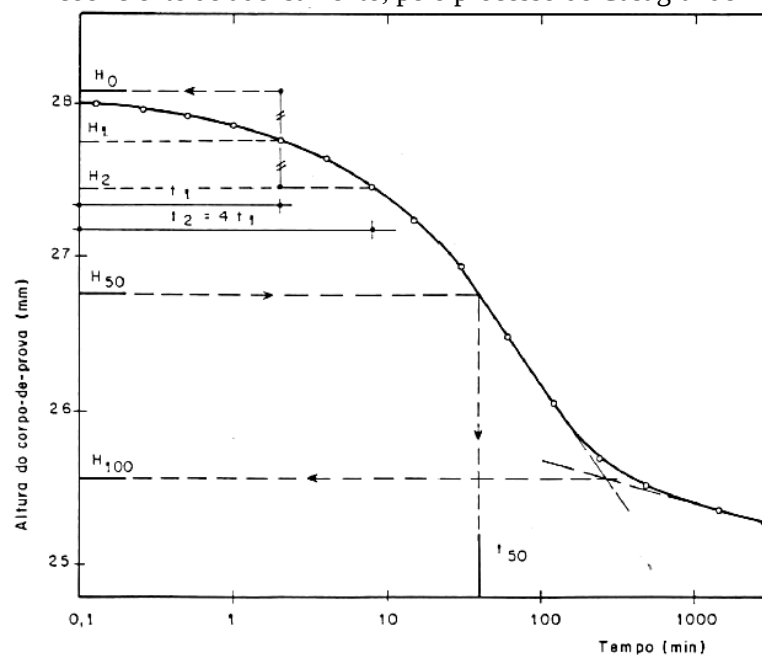


Fonte: Lambe e Whitman (1969).

- Método de Casagrande

O método do logaritmo do tempo, proposto por Casagrande, determina que a altura do corpo de prova seja plotada em função do tempo de carregamento, em escala logarítmica, Figura 17.

Figura 17 - Curva de altura do corpo de prova, em função do logaritmo do tempo, para cálculo do coeficiente de adensamento, pelo processo de Casagrande



Fonte: ABNT NBR 12007/1990.

A NBR 12007/1990 descreve os procedimentos para obtenção do coeficiente de adensamento pelo processo de Casagrande:

- 1) Para cada incremento de carga escolhido, desenhar a curva de adensamento, marcando-se no eixo das ordenadas a altura do corpo de prova e no eixo das abscissas o logaritmo do tempo.
- 2) Determinar o ponto correspondente a 100% do adensamento primário pela intersecção das retas tangentes aos ramos da curva que definem as compressões primária e secundária. Transportar o ponto encontrado para o eixo das ordenadas, obtendo-se a altura H_{100} .
- 3) Para determinar o ponto correspondente a 0% do adensamento primário, seleccionar duas alturas do corpo de prova, H_1 e H_2 , correspondentes respectivamente aos tempos t_1 e t_2 , cuja relação t_2/t_1 seja igual a 4. A altura do corpo de prova, correspondente a 0% de adensamento primário, é calculado pela Equação 31:

$$H_0 = H_1 + (H_1 - H_2) \quad (31)$$

Nota: Para que este processo seja válido, a variação de altura, correspondente ao tempo t_2 , deve ser maior do que $\frac{1}{4}$, mas menor do que $\frac{1}{2}$, da variação total de altura no estágio de pressão considerado.

- 4) A altura do corpo de prova, correspondente a 50% do adensamento primário, é obtida pela Equação 32:

$$H_{50} = \frac{H_0 + H_{100}}{2} \quad (32)$$

- 5) O tempo t_{50} , correspondente a ocorrência de 50% do adensamento primário, é obtido tomando-se a abscissa do ponto da curva correspondente H_{50} .
- 6) Calcular o coeficiente de adensamento pela Equação 33:

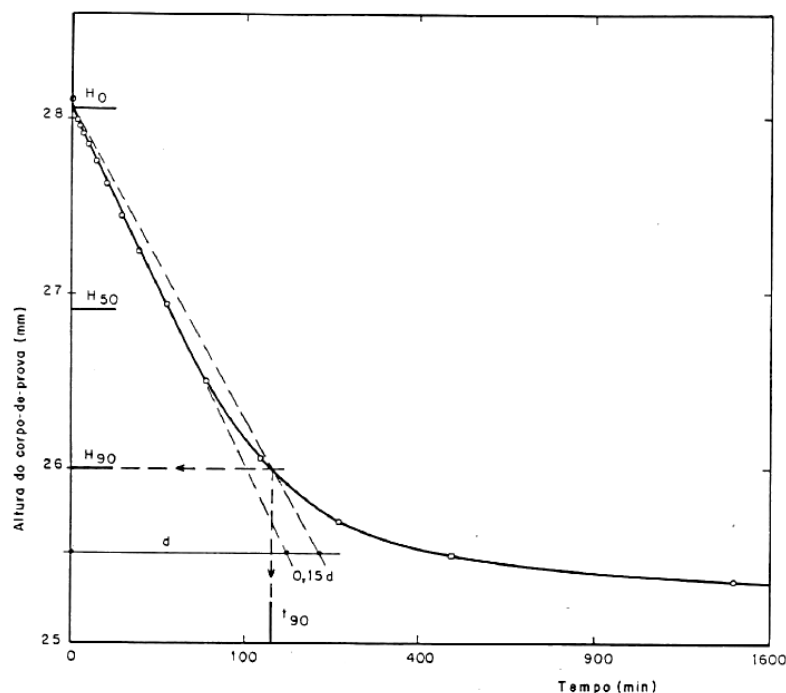
$$C_v = \frac{0,197(0,5 H_{50})^2}{t_{50}} \quad (33)$$

Onde C_v é o coeficiente de adensamento, em cm^2/s ; H_{50} é a altura do corpo de prova correspondente a 50% do adensamento primário, obtida conforme item 4, em cm; t_{50} é o tempo correspondente a ocorrência de 50% do adensamento primário, obtido conforme item 5, em s.

▪ Método de Taylor

O método de Taylor baseia-se em uma curva cuja altura do corpo de prova seja plotada em função da raiz quadrada do tempo de carregamento, Figura 18.

Figura 18 - Curva de altura do corpo de prova, em função da raiz quadrada do tempo, para cálculo do coeficiente de adensamento, pelo processo de Taylor.



Fonte: ABNT NBR 12007/1990.

A NBR 12007/1990 descreve os procedimentos para obtenção do coeficiente de adensamento pelo método de Taylor.

- 1) Para cada incremento de carga escolhido, desenha-se a curva de adensamento, marcando-se no eixo das ordenadas a altura do corpo de prova e no eixo das abscissas a raiz quadrada do tempo.
- 2) Determinar o ponto correspondente a 0% do adensamento primário, prolongando a reta definida pelos pontos iniciais da curva de adensamento até o eixo das ordenadas.
- 3) Traçar por esse ponto uma linha reta com coeficiente angular igual a 1,15 vez o coeficiente angular da reta obtida em 2. A intersecção desta reta com a curva de adensamento define o ponto correspondente a 90% do adensamento primário, obtendo-se, dessa forma, os valores de t_{90} e H_{90} .
- 4) A altura do corpo de prova, correspondente a 50% do adensamento primário, é obtida pela Equação 34:

$$H_{50} = H_0 - \frac{5}{9}(H_0 - H_{90}) \quad (34)$$

5) Calcular o coeficiente de adensamento, pela Equação 35:

$$C_v = \frac{0,848(0,5H_{50})^2}{t_{90}} \quad (35)$$

Onde C_v é o coeficiente de adensamento, em cm^2/s ; H_{50} é a altura do corpo de prova correspondente a 50% do adensamento primário, obtida conforme item 4, em cm; t_{90} é o tempo correspondente a ocorrência de 90% do adensamento primário, obtido conforme item 3, em s.

- Efeito do Amolgamento do Corpo de Prova no Valor Calculado de C_v

Roberto Quental Coutinho em sua dissertação de mestrado intitulada: “Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense” defendida em 1976 na Universidade Federal do Rio de Janeiro, descreve os efeitos do amolgamento do corpo de prova nos resultados do coeficiente de adensamento calculado a partir de ensaios oedométricos.

Segundo o referido autor o valor do coeficiente de adensamento nas amostras indeformadas de boa qualidade, é substancialmente maior na região de recompressão que na região de compressão virgem, Figuras 19 e 20. O amolgamento no corpo de prova provoca uma grande queda no valor de C_v na faixa de recompressão e um menor efeito na faixa de compressão virgem, apresentando em geral um leve crescimento contínuo com a pressão, Figuras 19 a 23.

Figura 19 - Curva $C_v \times \text{Log}(t)$ para amostras indeformadas de boa qualidade. OBS.: C_v Calculado pelo método $\log(t)$

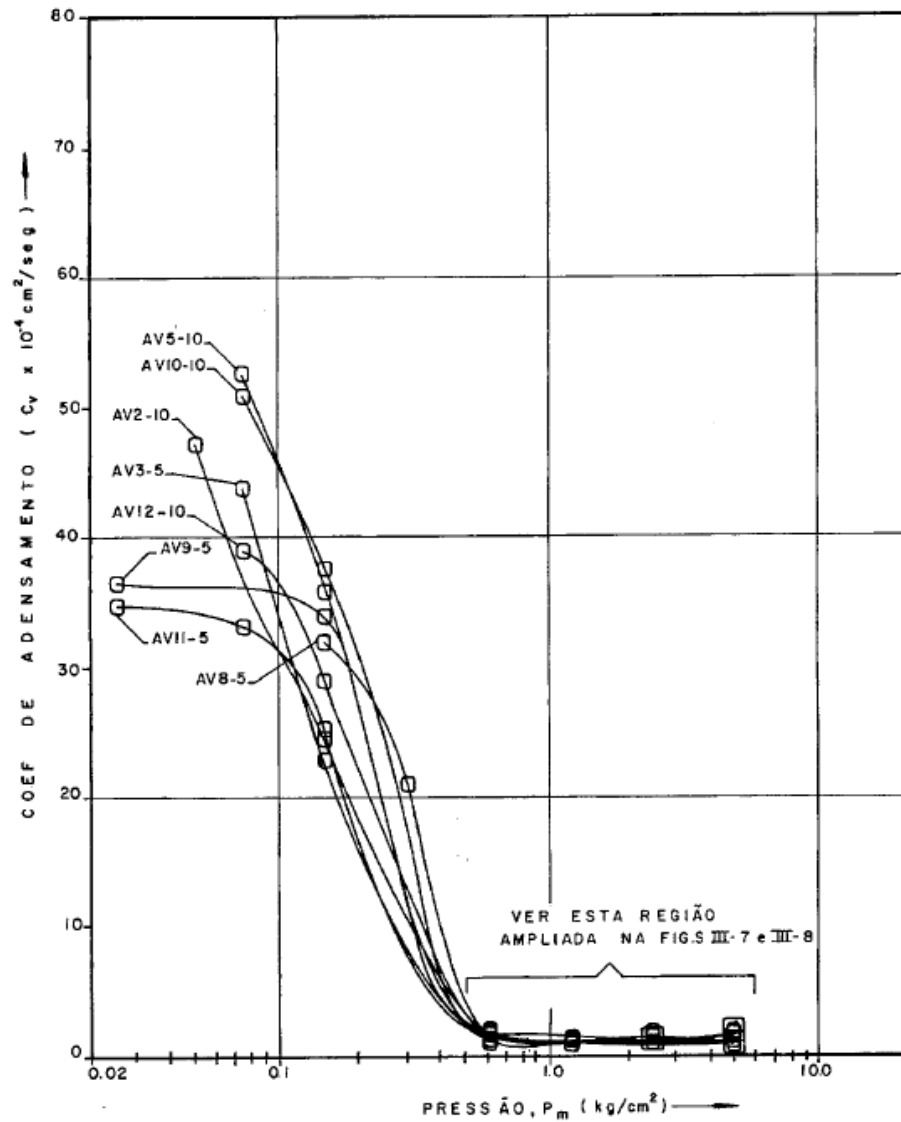


FIG. III-5 - CURVAS $C_v \times \text{Log } P_m$

OBS: C_v CALCULADO PELO MÉTODO $\log t$

Fonte: Coutinho (1976).

Figura 20 - Curva $C_v \times \text{Log}(t)$ para amostras indeformadas de boa qualidade. OBS.: C_v Calculado pelo método $t^{-1/2}$.

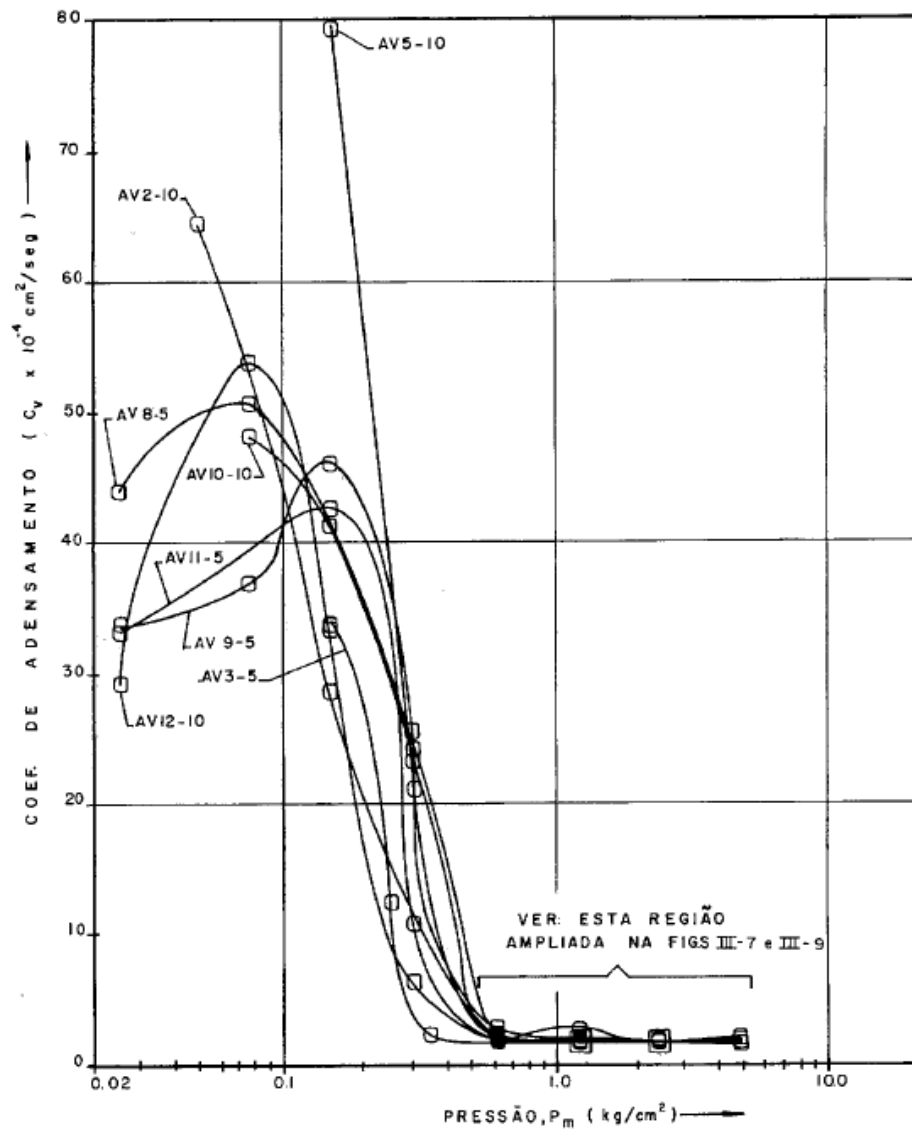


FIG. III - 6 - CURVAS $C_v \times \text{Log } P_m$

OBS: C_v CALCULADO PELO MÉTODO $\sqrt{t}$

Fonte: Coutinho (1976).

Figura 21 - $C_v \times \text{Log}(\sigma'_{vm})$.

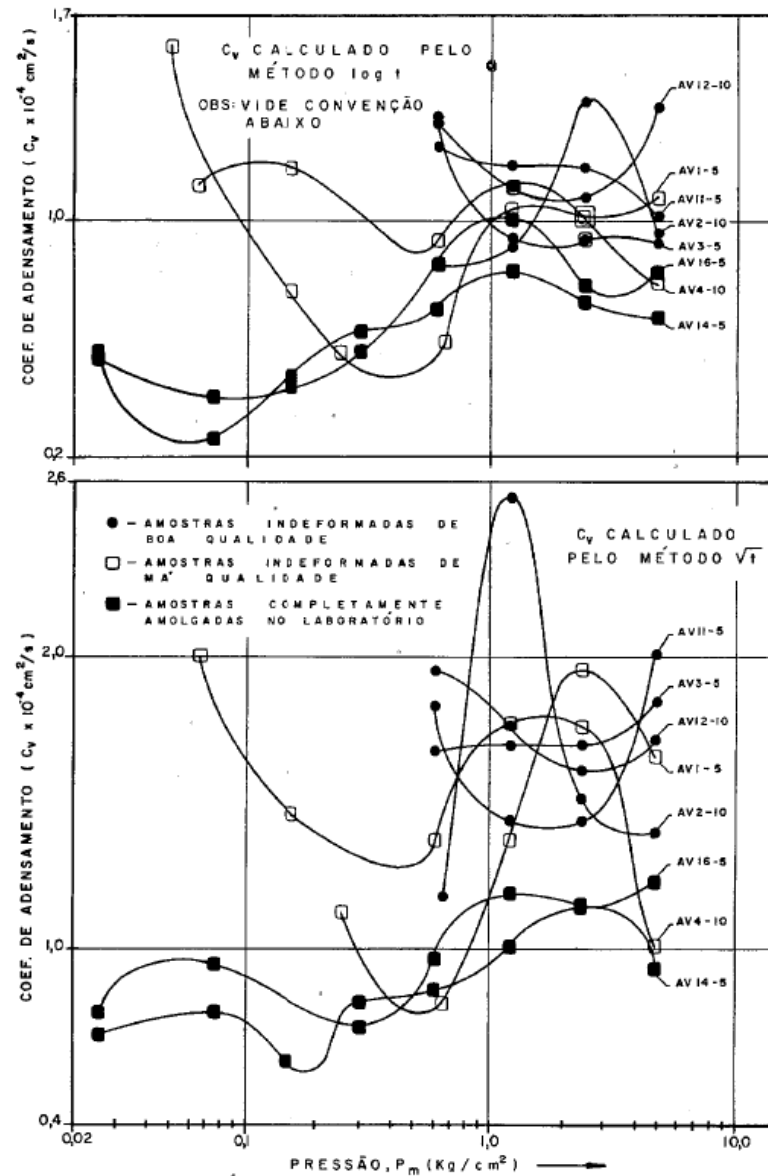
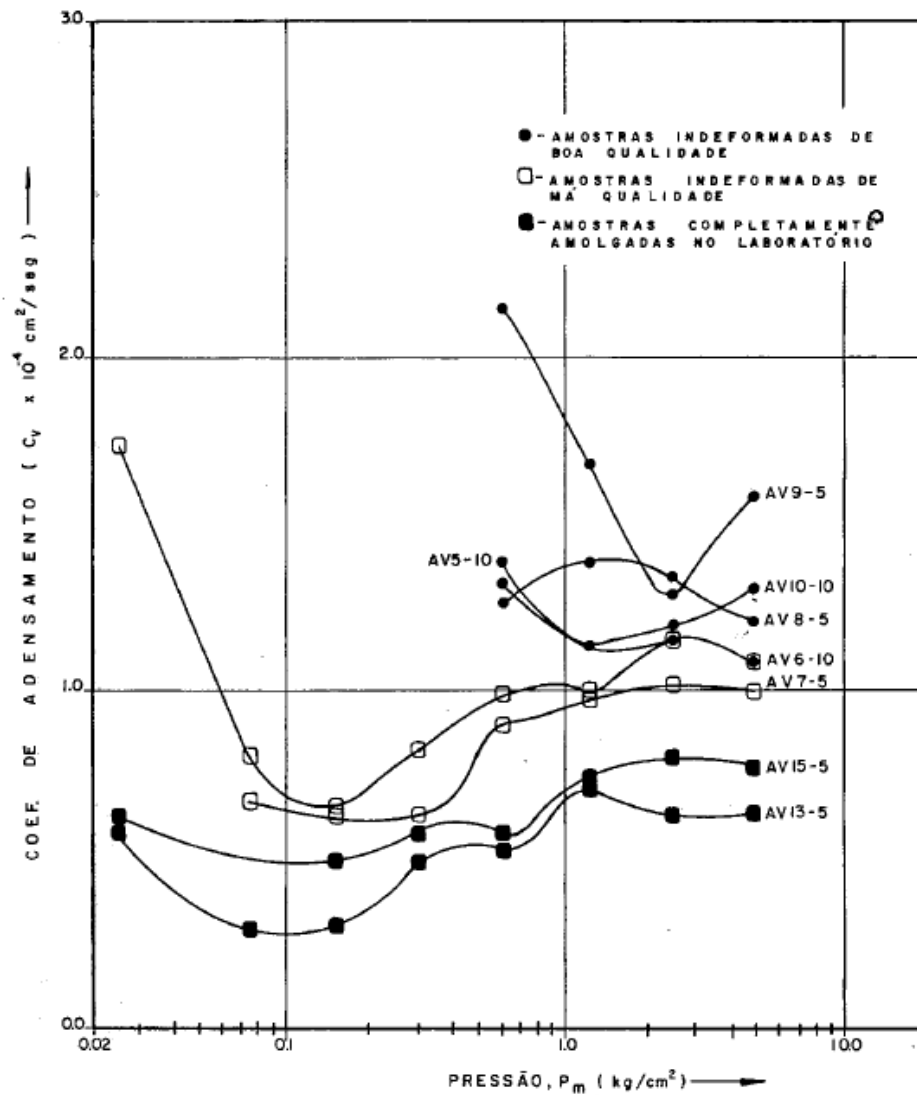
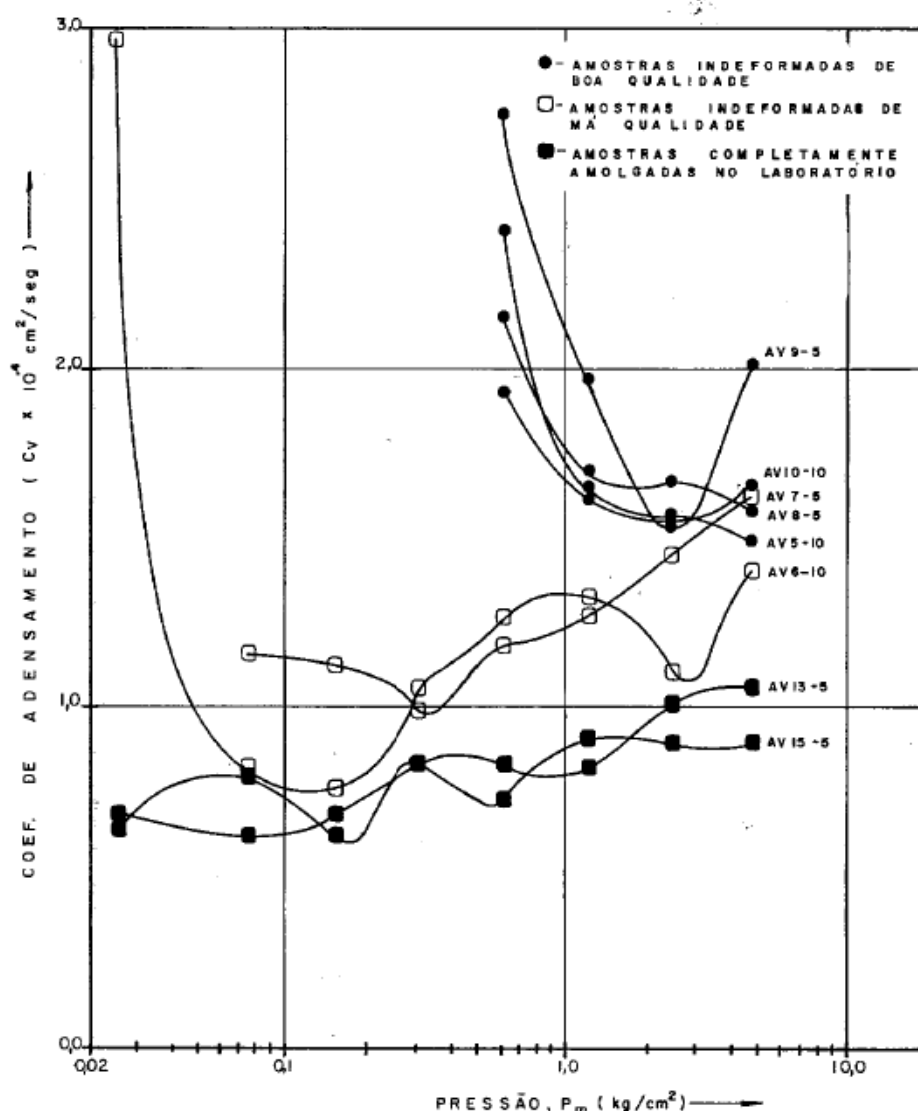


FIG. III- 7 - CURVAS $C_v \times \log P_m$ - $\text{PROF}_{qm} = 5,5 \text{ a } 6,0 \text{ m}$

Fonte: Coutinho (1976).

Figura 22 - $C_v \times \text{Log}(\sigma'_{vm})$.FIG. III-8 - CURVAS $C_v \times \text{Log } P_m$ - PROF._{am} = 6,5 e 7,0 mOBS: C_v CALCULADO PELO MÉTODO $\log t$

Fonte: Coutinho (1976).

Figura 23 - $C_v \times \text{Log}(\sigma'_{vm})$.FIG. III - 9 - CURVAS $C_v \times \text{Log } P_m$ - PROF._{qm} = 6,5 a 7,0 mOBS: C_v CALCULADO PELO MÉTODO $\sqrt{t}$

Fonte: Coutinho (1976).

Moran *et al.* (1958) *apud* Coutinho (1976) sugere a relação 3:2:1 para indicar razões entre os valores de C_v obtidos na região de compressão virgem, em corpos de prova indeformados de boa qualidade, indeformados de má qualidade e completamente amolgado. Ladd (1973) acha que estas razões geralmente representam o limite superior, enquanto que Johnson (1970) *apud* Coutinho (1976) baseado em dados não publicados, sugere que a razão acima entre corpos de prova indeformados de boa qualidade e completamente amolgados varia entre 6 a 1, com um valor médio de cerca de 3,5.

As relações encontradas em Coutinho (1976) entre os valores médios de C_v calculado pelo método $\log(t)$ foram:

- Profundidade 5,70 a 6,0m – 1,44/1,24/1
- Profundidade 6,70 a 7,0m – 2/1,5/1

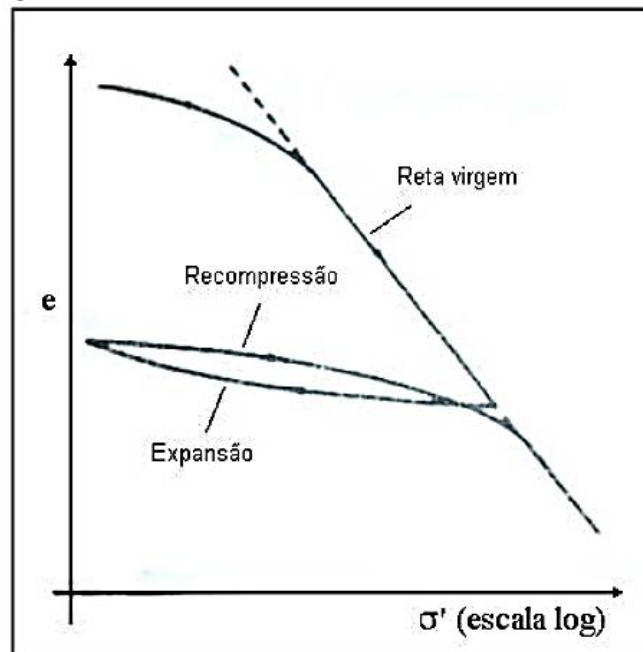
Existindo uma diferença razoável entre as duas profundidades como pode ser visto nas Figuras 19 a 23.

Infelizmente os detalhes do ensaio de adensamento, tais como dimensões da amostra, razão do incremento de carga e perturbação da amostra, podem afetar seriamente os valores obtidos para C_v , e esses efeitos podem obscurecer o real comportamento do solo em muitos casos (COUTINHO, 1976).

2.3.2.2 Parâmetros de Compressibilidade

O resultado típico de um ensaio de adensamento unidimensional, com o índice de vazios (e) nas ordenadas vs. a tensão vertical efetiva (σ'_v) como abcissa, em escala logarítmica, é mostrado na Figura 24. A partir dessa curva, obtêm-se os coeficientes de compressibilidade, a_v , de variação volumétrica, m_v ; e índices de compressão, C_c , e recompressão, C_r , bem como o coeficiente de permeabilidade k_v .

Figura 24 - Índice de vazios versus tensão vertical efetiva.



Fonte: Craig (2004) *apud* Romanel (2011).

O coeficiente de variação volumétrica, m_v , é uma característica do esqueleto sólido do material, obtido pela Equação 36.

$$m_v = -\frac{a_v}{1 + e} \quad (36)$$

Onde o coeficiente de compressibilidade, a_v , é obtido através da curva índice de vazios ' e ', versus tensão vertical efetiva, σ'_v , Equação 37.

$$a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad (37)$$

Na Figura 24 o primeiro trecho mostra uma recompressão inicial, que representa a recompressão do solo, até um valor característico de tensão, correspondente a máxima tensão que o solo já sofreu na natureza. Tal reta apresenta um coeficiente angular denominado índice de recompressão (C_r). Em geral, recomenda-se a determinação de C_s , no ciclo de expansão e recompressão, pois no trecho inicial a amostra pode apresentar efeitos do amolgamento, ocorridos durante a etapa de extração e moldagem da amostra. Equação 38.

$$C_r = \frac{e_2 - e_1}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (38)$$

Após o valor característico de tensão, o corpo de prova começa a ser comprimido, sob tensões superiores as máximas tensões por ele já suportadas na natureza. Definidas pelo trecho da reta virgem, tal reta apresenta um coeficiente angular denominado índice de compressão (C_c), Equação 39.

$$C_c = \frac{e_2 - e_1}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (39)$$

A dedução da equação de adensamento define o coeficiente de adensamento a partir do conjunto de parâmetros presentes na equação diferencial, Equação 40:

$$C_v = \frac{k_v(1 + e)}{a_v \cdot \gamma_w} \quad (40)$$

Dessa forma, uma vez conhecidos os parâmetros de compressibilidade e coeficiente de adensamento, é possível estimar indiretamente o valor do coeficiente de permeabilidade do solo, utilizando-se a Equação 41:

$$k_v = m_v \cdot c_v \cdot \gamma_w \quad (41)$$

2.3.2.3 Compressão Secundária (C_α)

A compressão secundária é considerada por alguns autores como aquela que ocorre após o término do adensamento primário, de modo que a curva recalque da amostra *versus* $\log(t)$ passa a representar um trecho aproximadamente constante. A deformação continua se processar, muito embora os excessos de poropressões já tenham sido quase totalmente dissipados. É representado pela Equação 42:

$$C_\alpha = -\frac{\Delta e}{\Delta \log(t)} \quad (42)$$

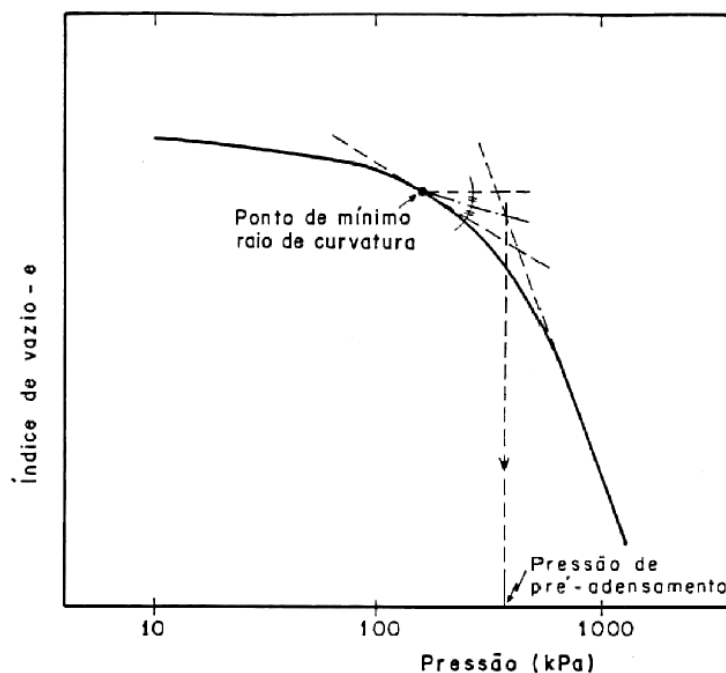
2.3.2.4 Tensão de Pré-Adensamento

A NBR 12007/1990 especifica dois processos para determinação da tensão de pré-adensamento: Processo de Casagrande e Processo Pacheco Silva.

▪ Processo de Casagrande

- 1) De posse da curva índice de vazios x logaritmo da tensão vertical efetiva, obter, nessa curva, o ponto de mínimo raio de curvatura e, por ele traçar uma paralela ao eixo das abscissas e uma tangente a curva.
- 2) Traçar a bissetriz do ângulo formado por essas retas.
- 3) A abscissa do ponto de intersecção da bissetriz com o prolongamento do trecho virgem corresponde a pressão de pré-adensamento. Figura 25.

Figura 25 - Determinação da pressão de pré-adensamento, pelo processo de Casagrande



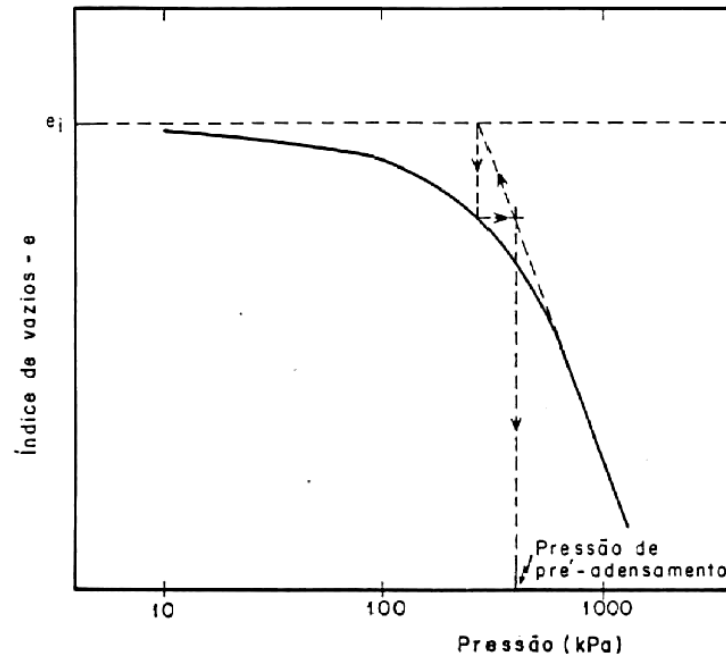
Fonte: ABNT NBR 12007/1990.

▪ Processo de Pacheco Silva

- 1) Traçar uma reta horizontal, passando pela ordenada correspondente ao índice de vazios inicial e_i .
- 2) Prolongar o trecho da reta virgem e determinar o seu ponto de intersecção com a reta definida no item 1.
- 3) Pelo ponto de intersecção, traçar uma reta vertical até interceptar a curva. Por este ponto, traçar uma reta horizontal, determinando-se a sua intersecção com o

prolongamento do trecho virgem. A abscissa deste ponto define a tensão de pré-adensamento, Figura 26.

Figura 26 - Determinação da pressão de pré-adensamento, pelo processo de Pacheco Silva



Fonte: ABNT NBR 12007/1990.

A relação entre a tensão efetiva de pré-adensamento (σ'_{vm}) e a tensão efetiva vertical de campo (σ'_{v0}) pode se dar de duas maneiras:

Solo Normalmente Adensado ($\sigma'_{vm} = \sigma'_{v0}$)

Neste caso, o solo nunca foi submetido a uma tensão efetiva vertical maior que a atual. Para esta condição diz-se que o solo é normalmente adensado e sua Razão de Pré-adensamento (RPA) ou OCR (“Over Consolidation Ratio”), definida pela Equação 43:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \quad (43)$$

Solo Pré-adensado ($\sigma'_{vm} > \sigma'_{v0}$)

Se a tensão efetiva de pré-adensamento (σ'_{vm}) é maior que a tensão efetiva vertical de campo (σ'_{v0}), conclui-se que, no passado, o depósito já foi submetido a um estado de tensões superior ao atual. A razão de pré-Adensamento (OCR) será sempre maior do que 1 e a este material dá-se o nome de solo pré-adensado.

Vários fatores podem causar pré-adensamento (LADD, 1973). A Tabela 13 resume os fatores mais usuais.

Tabela 13 - Causas de Pré-adensamento

Variação	Ação
Tensão total	• Remoção de sobrecarga superficial (processo erosão, ação do homem, recuo das águas do mar, por exemplo); • Demolição de estruturas antigas; e, • Glaciação.
Poropressão	• Variação da cota do lençol freático; • Pressões artesianas; • Bombeamento profundo; • Ressecamento e evaporação; e, • Ressecamento devido à vegetação
Estrutura do Solo	• Compressão secundária; • Mudanças ambientais tais como: temperatura, concentração de sais, pH, etc.; e, • Precipitação de agentes cimentantes, troca catiônica, etc.

Fonte: Ladd, 1973.

▪ Casos especiais ($\sigma'_{vm} < \sigma'_{vo}$)

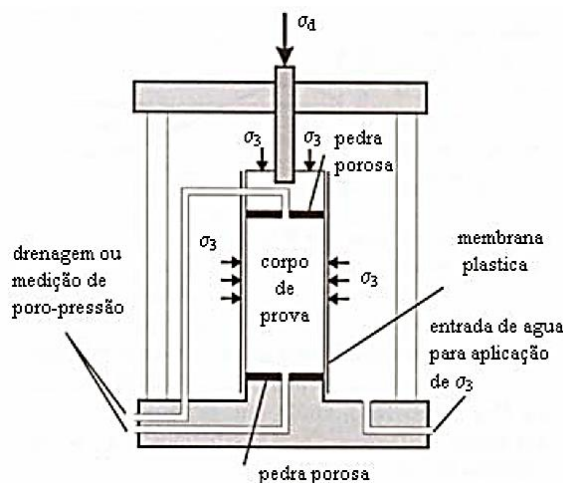
É possível que a determinação da pré-adensamento, em laboratório, forneça um valor inferior a tensão efetiva de campo, calculada com base no perfil de solo. Este resultado pode estar associado a duas situações:

- O solo se encontra em processo de adensamento devido a carregamentos recentes. Na realidade, o valor de σ'_{vo} não seria aquele calculado pelos dados do perfil, mas sim levando-se em consideração o desenvolvimento das tensões efetivas no processo de adensamento.
- Erro na estimativa de σ'_{vm} , como resultado da má qualidade do corpo de prova. Sempre que ocorrem problemas de amolgamento da amostra nas fases de extração e preparação do corpo de prova, a curva de compressibilidade tende a ficar mais achatada, não sendo possível identificar corretamente a mudança dos trechos de recompressão e compressão virgem.

2.4 ENSAIO TRIAXIAL

Segundo Pinto (2002) o ensaio de compressão triaxial convencional consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico de solo. O corpo de prova é colocado dentro de uma câmara de ensaio, cujo esquema é mostrado na Figura 27, e envolto por uma membrana impermeável de borracha. A câmara é cheia de água, a qual se aplica uma pressão, denominada pressão confinante ou pressão de confinamento do ensaio, σ_3 .

Figura 27 - Corpo de prova dentro de uma câmara de ensaio, submetido às tensões de confinamento e axial



Fonte: Souza Pinto (2006).

A tensão axial é aplicada por meio de uma haste de carregamento vertical (chamada de tensão desviadora). Essa tensão pode ser aplicada de duas formas (DAS, 2007):

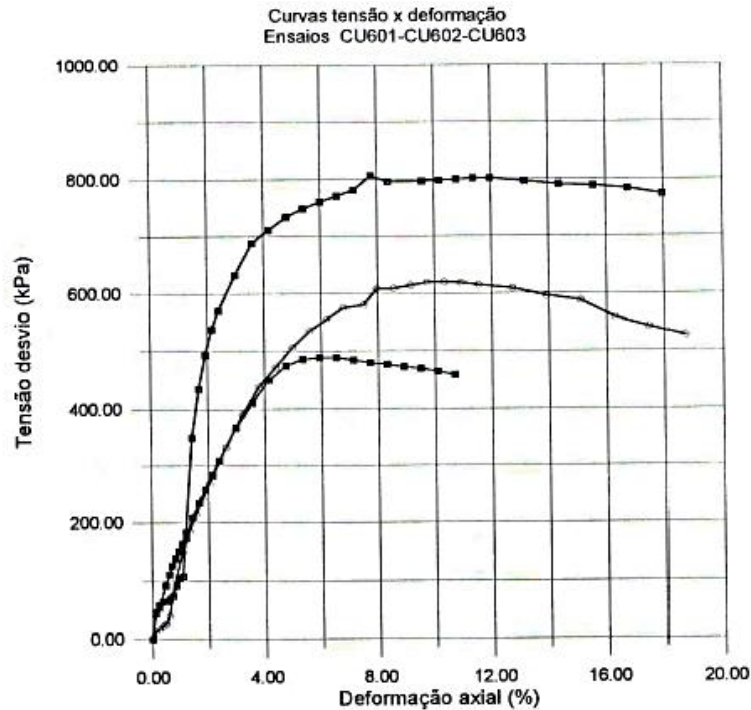
- Aplicação de pesos ou pressão hidráulica em incrementos iguais até que o corpo de prova rompa.
- Aplicação da deformação axial a uma taxa constante por meio de uma prensa de carregamento mecânica ou hidráulica. Chamado ensaio de deformação controlada.

Como não existem tensões de cisalhamento nas bases e nas geratrizes do corpo de prova, os planos horizontais e verticais são os planos principais. Se o ensaio é de carregamento, o plano horizontal é o plano principal maior. No plano vertical, plano principal menor, atua a pressão confinante. A tensão devida ao carregamento axial é denominada acréscimo de tensão axial ($\sigma_1 - \sigma_3$) ou tensão desviadora.

A carga axial aplicada pela haste de carregamento correspondente a uma dada deformação axial é medida por uma célula de carga fixada a haste. As conexões para se medir a drenagem interna ou externa ao corpo de prova ou para se medir a poropressão (de acordo com as condições do ensaio) também são fornecidas.

O princípio básico do ensaio consiste em fazer crescer a tensão desviadora ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$) até que ocorra a ruptura do corpo de prova, mantendo-se constante a pressão hidrostática (σ_3). A aplicação do acréscimo de tensão axial ($\sigma_1 - \sigma_3$) se faz a uma velocidade de deformação constante. Ao final do ensaio traça-se a curva tensão desviadora versus deformação específica, onde se pode identificar um valor máximo de σ_d . Esse valor somado a σ_3 fornece a tensão principal σ_1 aplicada ao corpo de prova no momento da ruptura, Figura 28.

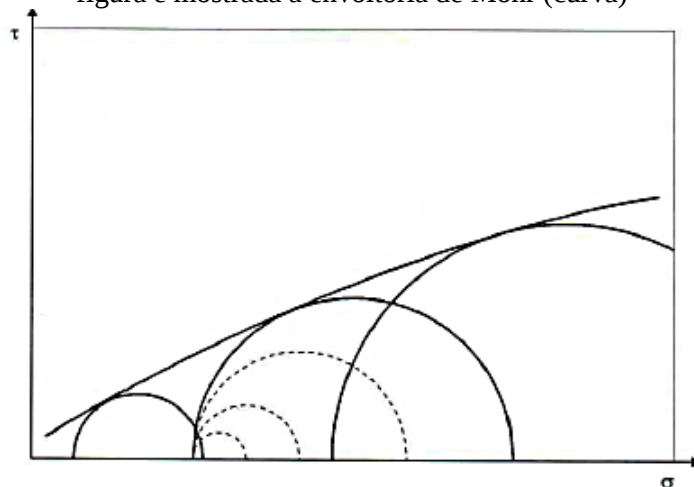
Figura 28 - Exemplo de curvas “tensão desviadora x deformação axial”. Para os 3 corpos de prova ensaiados foram utilizadas as tensões de confinamento de 100, 200 e 600 kPa.



Fonte: Marangon (2009).

São realizados de três a quatro ensaios em corpos de prova idênticos com pressões hidrostáticas diferentes, determinando as tensões principais na ruptura. Com os pares de tensões principais, traça-se os círculos de Mohr correspondentes a cada um dos estados de tensões dos corpos de prova na ruptura, Figura 29. A literatura mostra que é possível traçar uma envoltória a estes círculos, que pode ser considerada, em primeira aproximação, como uma reta. Esta reta é chamada de envoltória de ruptura e é caracterizada pelos parâmetros c e ϕ .

Figura 29 - Traçado dos círculos de Mohr correspondentes a realização de 3 ensaios triaxiais. Na figura é mostrada a envoltória de Mohr (curva)



Fonte: Marangon (2009).

As amostras possuem relação altura: diâmetro de 2:1, na prática inglesa, enquanto que a relação 3:1 é permitida na ASTM. Se a relação é muito menor que 2:1, os resultados podem ser influenciados pela restrição das extremidades, a menos que sejam utilizadas “extremidades livres”. Se a relação for maior que 3:1, instabilidade na direção da deformação pode ocorrer e a amostra não rompe na compressão verdadeira (HEAD, 1982).

A ruptura normalmente implica na condição em que a amostra não pode sustentar qualquer acréscimo de tensão, por exemplo, o ponto que oferece a máxima resistência para a deformação em termos de tensão axial. Segundo Head (1982) três principais tipos de ruptura são identificados:

- Ruptura plástica: onde a amostra sofre abaulamento lateralmente como num molde cilíndrico, sem intensidade (Figura 30 ‘a’);
- Ruptura frágil: onde a amostra cisalha ao longo de uma ou mais superfícies bem definidas (Figura 30 ‘b’); e,
- Ruptura de modo intermediário: entre a ruptura plástica e a ruptura frágil (Figura 30 ‘c’).

O modo de ruptura é um aspecto significativo na descrição das propriedades do solo.

Figura 30 - Tipos de ruptura.



Fonte: Head (1982).

São três os tipos padrão de ensaios triaxiais geralmente realizados. São eles:

- Ensaio Adensado Isotropicamente e Drenado (CID)
- Ensaio Adensado Isotropicamente e Não Drenado (CIU)
- Ensaio Não Adensado e Não Drenado (UU)

2.4.1.1 Ensaio Adensado Isotropicamente e Drenado (CID)

No ensaio CID, o corpo de prova saturado é submetido primeiro a uma pressão de confinamento isotrópica em toda sua volta (σ_3), por compressão do fluido da câmara. Na medida em que a pressão de confinamento é aplicada, a poropressão do corpo de prova aumenta.

Esse aumento na poropressão pode ser expresso como um parâmetro adimensional pela Equação 44:

$$B = \frac{u_c}{\sigma_3} \quad (44)$$

Onde B é o parâmetro de poropressão de Skempton para ensaio CID; u_c é a poropressão do corpo de prova devido σ_3 ; e σ_3 é a tensão confinante.

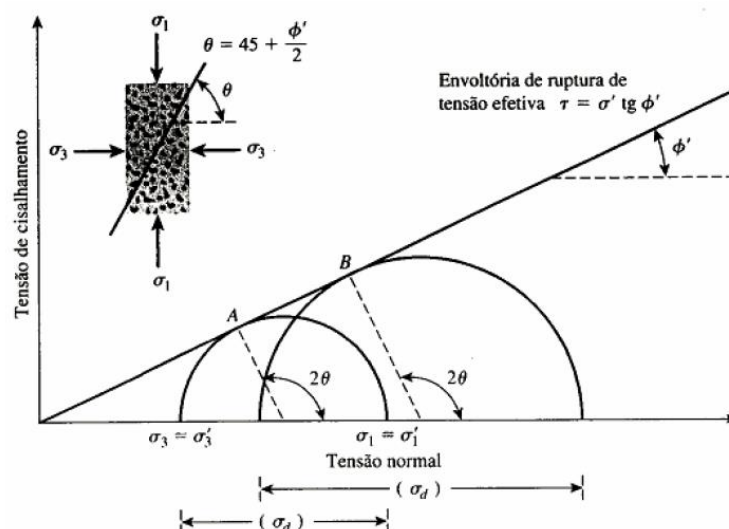
Segundo Das (2007), para os solos moles saturados, B é aproximadamente igual a 1, entretanto, para solos rígidos saturados, a magnitude de B pode ser inferior a 1.

Se a conexão para a drenagem estiver aberta, ocorre a dissipação do excesso de poropressão e, portanto, o adensamento ocorrerá. Com o tempo, u_c será igual a 0. Em solo saturado, a variação no volume do corpo de prova que ocorre durante o adensamento pode ser obtida do volume da água drenada dos poros. Depois a tensão desviadora no corpo de prova é aumentada muito lentamente. A conexão de drenagem é mantida aberta e a taxa lenta de aplicação da tensão desviadora permite a completa dissipação de qualquer poropressão que tenha se desenvolvido.

Como a poropressão desenvolvida durante o ensaio é completamente dissipada, tem-se a tensão total efetiva de confinamento (σ'_3) igual a σ_3 . Logo, no momento da ruptura, a tensão total efetiva axial (σ'_1) será igual a σ_1 , que serão iguais a σ'_3 mais a tensão desviadora.

Vários ensaios em corpos de prova similares podem ser realizados por variações de pressão de confinamento. Com as tensões principais maior e menor na ruptura para cada ensaio, os círculos de Mohr podem ser desenhados e as envoltórias de ruptura (Mohr-Coulomb) podem ser obtidas (Figura 31).

Figura 31 - Envoltória de ruptura – Ensaio triaxial consolidado drenado – solo não coesivo



Fonte: DAS, 2007 – Modificado.

Segundo Das (2007), um ensaio triaxial consolidado drenado em um solo argiloso pode demorar vários dias para terminar. Essa duração é necessária porque a tensão desviadora deve ser aplicada muito lentamente para assegurar a drenagem plena do corpo de prova.

2.4.1.2 Ensaio Adensado Isotropicamente e Não Drenado (CIU)

O ensaio adensado isotropicamente e não drenado é o tipo mais comum de ensaio triaxial. Nesse ensaio, o corpo de prova saturado é primeiramente adensado por uma pressão isotrópica de fluido na câmara da mesma forma do ensaio CID. Após a poropressão gerada pela aplicação da pressão de confinamento ser dissipada, a tensão desviadora no corpo de prova é aumentada para provocar a ruptura por cisalhamento. Durante essa fase do ensaio, a linha de drenagem do corpo de prova é mantida fechada. Como a drenagem não é permitida, a poropressão aumentará. Durante o ensaio, medições simultâneas de tensão desviadora e poropressão são realizadas. O aumento da poropressão pode ser expresso de forma adimensional pela Equação 45:

$$\bar{A} = \frac{u_d}{\sigma_d} \quad (45)$$

Onde $\bar{A}$ é o parâmetro de Skempton para ensaio CIU; u_d é a poropressão do corpo de prova devido σ_d ; e σ_d é a tensão desviadora.

Diferentemente do ensaio CID, no ensaio CIU as tensões principais, efetiva e total, não são as mesmas. Como a poropressão no momento da ruptura é medida nesse ensaio, as tensões principais podem ser analisadas das seguintes maneiras:

- Tensão principal maior total no momento da ruptura (σ_1) expressa pela Equação 46:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + u \quad (46)$$

- Tensão principal maior efetiva no momento da ruptura (σ'_1) obtida pela Equação 47:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u \quad (47)$$

- Tensão Principal menor efetiva no momento da ruptura (σ'_3) expressa pela Equação 48:

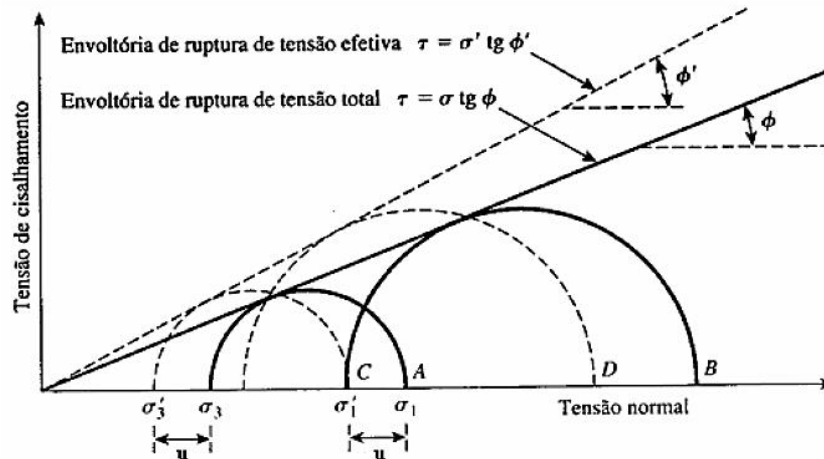
$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u \quad (48)$$

Onde u em todas as equações é a poropressão medida do momento da ruptura.

Ensaio em vários corpos de prova similares com pressões de confinamento variando podem ser realizados para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. A

Figura 32 mostra os círculos de Mohr da tensão efetiva e total no momento da ruptura, obtidos dos ensaios triaxiais consolidados isotropicamente e não drenados.

Figura 32 - Envoltória de ruptura da tensão efetiva e total – Ensaio triaxial consolidado isotropicamente e não drenado – solo coesivo



Fonte: DAS, 2007 - modificado.

Verifica-se na Figura 32 que A e B são dois círculos de Mohr da tensão total obtidos a partir de dois ensaios, C e D são círculos de Mohr da tensão efetiva correspondentes aos círculos da tensão total A e B, respectivamente.

É importante destacar que os diâmetros dos círculos A e C são os mesmos; de maneira similar, os diâmetros dos círculos B e D são os mesmos. Desse princípio pode-se escrever que (Equação 49):

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (49)$$

2.4.1.3 Ensaio Triaxial Não Consolidado Não Drenado (UU)

Em ensaios não consolidados não drenados, a drenagem do corpo de prova não é permitida durante a aplicação da pressão confinante (σ_3). O corpo de prova do ensaio é cisalhado até a ruptura pela aplicação da tensão desviadora (σ_d), e a drenagem é impedida. Como a drenagem não é permitida em nenhum estágio, o ensaio pode ser realizado rapidamente sem variação volumétrica e com geração de poropressão no interior do corpo de prova. Por causa da aplicação da pressão confinante na câmara, a poro pressão do corpo de prova devido a esta confinante (u_c), aumentará. Também ocorrerá um aumento adicional da poropressão devido a aplicação da tensão desviadora (u_d). Portanto a poropressão total (u) em um ensaio UU em qualquer estágio da aplicação da tensão desviadora pode ser obtida pela Equação 50.

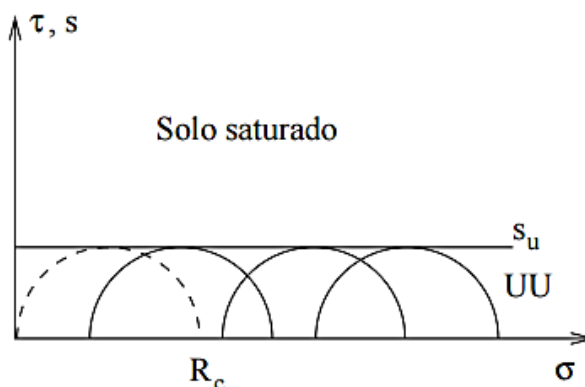
$$u = u_c + u_d \quad (50)$$

Nos ensaios UU a aplicação dos esforços com a válvula de drenagem fechada provoca uma recuperação do índice de vazios que a amostra tinha em seu estado natural. Portanto a

amostra apresenta a resistência ao cisalhamento que teria em campo, sem incorporar qualquer acréscimo das tensões efetivas. Assim a resistência ao cisalhamento pode ser expressa em termos de tensões totais.

A Figura 33 mostra a envoltória de ruptura em termos de tensões totais para um ensaio triaxial, não adensado, não drenado – UU.

Figura 33 - Envoltória de ruptura – Ensaio triaxial não consolidado não drenado – UU.



2.5 CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO DA QUALIDADE DA AMOSTRA

A qualidade de amostras é de fundamental importância na confiabilidade dos valores dos parâmetros geotécnicos obtidos a partir de ensaios de laboratório, e que serão utilizados em projetos de obras de engenharia.

Esforços estão sendo feitos através de pesquisas para entender, quantificar e se possível corrigir o efeito da perturbação nas argilas (COUTINHO, 1976; COUTINHO *et al.*, 1998; FERREIRA, 1982 e FERREIRA e COUTINHO 1988).

Para uma avaliação quantitativa da qualidade da amostra Lunne *et al.* (1997), baseados nos estudos do Instituto Norueguês de Geotecnia (NGI) que utiliza a deformação volumétrica (ϵ_{v0}) correspondente as tensões geostática no campo (σ'_{v0}) como indicador de amolgamento e consequente qualidade da amostra; sugerem a utilização de $\Delta e/e_0$ para classificar amostras de argila.

Lunne *et al.* (1997) consideram e_0 o índice de vazios inicial da amostra, $e_{\sigma'_{v0}}$ o índice de vazios correspondentes a tensão efetiva de campo e $\Delta e = e_0 - e_{\sigma'_{v0}}$. Os autores justificam que uma variação no volume de vazios inicial (Δe) é mais prejudicial a estrutura do solo quanto menor for o índice de vazios inicial (e_0) sendo então sugerido usar $\Delta e/e_0$ como parâmetro de classificação de qualidade da amostra. A Tabela 14 apresenta a referida proposta de classificação.

Tabela 14 - Critério de avaliação de amolgamento/qualidade de amostras.

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Vary good to excellent	Good to Fair	Poor	Vary poor
1 – 2	<0,04	0,04 – 0,07	0,07 – 0,14	>0,14
2 – 4	<0,03	0,03 – 0,05	0,05 – 0,10	>0,10

Fonte: Lunne *et al.* (1997)

Coutinho *et al.* (1998), Coutinho (2007) e Oliveira (2002) considerando a proposta de Lunne *et al.*, (1997) muito rigorosa para as argilas plásticas brasileiras, propôs uma adaptação do critério, conforme apresentado na Tabela 15.

Tabela 15 - Critério de classificação da qualidade do corpo de prova– Argilas moles de Recife

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Vary good to excellent	Good to Fair	Poor	Vary poor
1 – 2,5	<0,05	0,05 – 0,08	0,08 – 0,14	>0,14

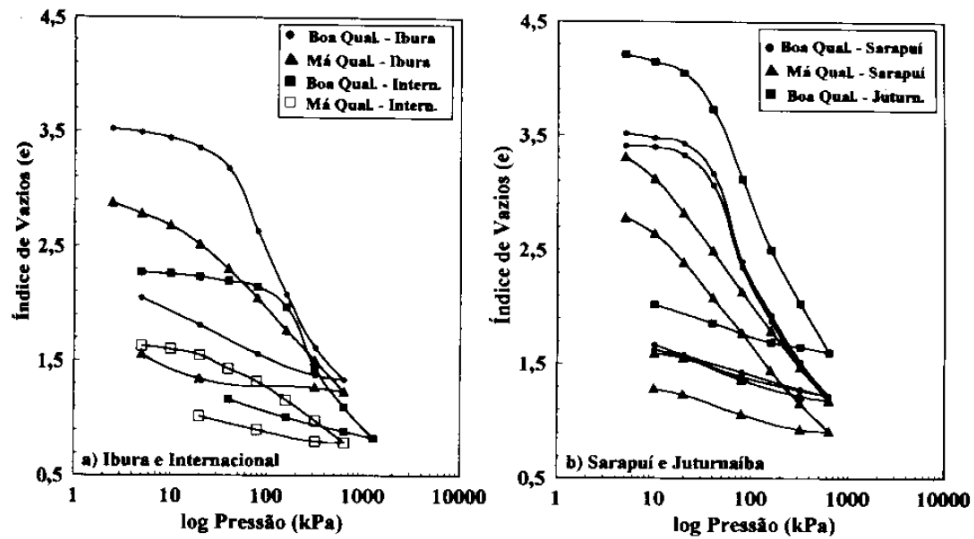
Fonte: Coutinho *et al.* (1998), Oliveira (2002) e Coutinho (2007).

Os parâmetros de compressibilidade são fortemente influenciados pela qualidade da amostragem. O amolgamento afeta a curva de compressão de ensaios oedométricos em argilas pré-adensadas da seguinte forma (LADD, 1973):

- Diminui o índice de vazios (ou aumenta a deformação) para um valor de tensão de consolidação;
- Torna de difícil definição o ponto de menor raio de curvatura e conseqüentemente a determinação da tensão de pré-adensamento;
- Diminui o valor estimado da tensão de pré-adensamento para o método de Casagrande; e,
- Aumenta a compressibilidade na região de recompressão e diminui na região de compressão virgem.

A Figura 34 mostra curvas de adensamento de boa e má qualidade para os depósitos argilosos estudados por Coutinho (1986); Coutinho *et al.* (1998) e Ferreira e Coutinho (1988).

Figura 34 - Curvas comparativas e vs. Log (p) para ‘a’ Ibura e Internacional e ‘b’ Sarapuí e Juturnaíba.



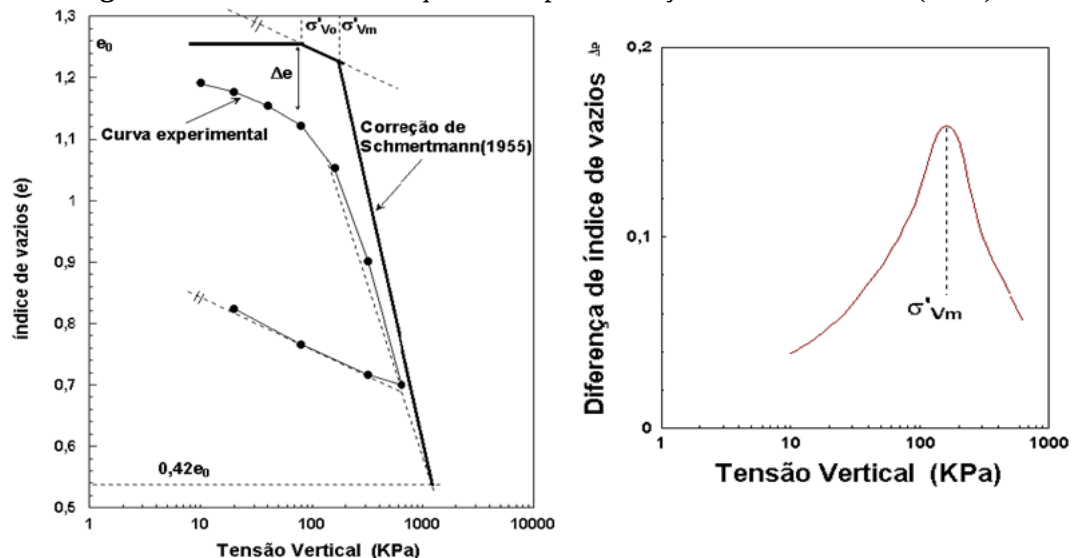
Fonte: Ferreira e Coutinho (1988); Coutinho (1986) e Coutinho *et al.* (1998).

2.5.1 Correção da Curva de Compressibilidade

2.5.1.1 Proposta de Schmertmann (1955)

Diante da dificuldade de obter parâmetros geotécnicos confiáveis nas amostragens de má qualidade, Schmertmann propôs em 1955 um procedimento para correção da curva de compressibilidade, Figura 35, tornando-se mais próxima de uma amostra indeformada.

Figura 35 - Procedimento esquemático para correção de Schmertmann (1955)



Fonte: Oliveira (2002)

O procedimento para correção da curva de compressibilidade proposto por Schmertmann segue as seguintes etapas:

1. A partir do índice de vazios inicial (e_0) traçar uma reta horizontal até atingir a tensão vertical efetiva de campo (σ'_{v0});

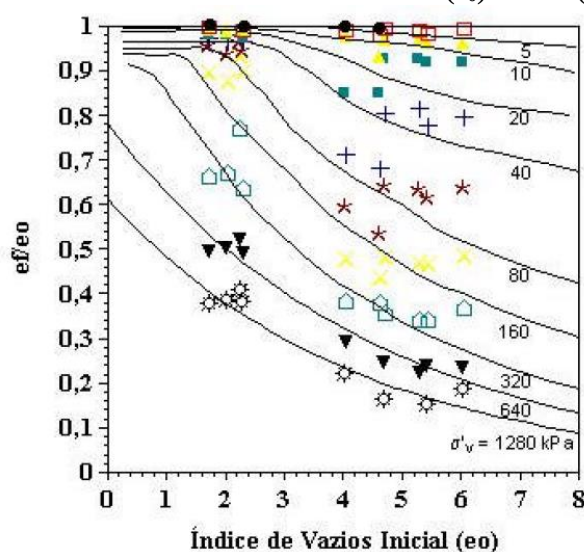
2. Traçar uma paralela ao trecho de descarregamento do ensaio passando pelo ponto (e_0 , σ'_{v0});
3. Adotar um valor da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) igual ou superior ao obtido no ensaio e marcar este valor na reta paralela da etapa 2;
4. Traçar uma linha reta a partir do ponto marcado na etapa 3 até o ponto da curva ou seu prolongamento correspondente ao índice de vazios igual a $0,42 e_0$; e,
5. Calcular as diferenças entre os índices de vazios da curva experimental e corrigida, plotando os valores em função do $\log \sigma'_v$. Se o valor da tensão de pré-adensamento estiver correto o gráfico da diferença será simétrico em relação a σ'_{vm} . Caso contrário adotar outro valor para σ'_{vm} e repetir as etapas 3 a 5.

2.5.1.2 Proposta de Oliveira (2002)

Oliveira (2002) desenvolveu uma metodologia para correção da curva de compressibilidade e tensão de pré-adensamento em parceria com o GEGEP/UFPE e com a COPPE/UFRJ. O referido autor propõe a utilização de procedimento operacionalmente mais simples, quando comparado com o de Schmertmann, além de ser baseado na utilização de banco de dados regionais.

Oliveira (2002) desenvolveu o ábaco, apresentado na Figura 36, no qual são apresentadas curvas correlacionadas à razão entre o índice de vazios final e índice de vazios inicial (e_f/e_0) versus o índice de vazios inicial (e_0), para cada uma das tensões normalmente utilizadas em laboratório (5, 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640 e 1280 kPa). A Tabela 16 exhibe as equações para o ábaco de Oliveira (2002).

Figura 36 - Ábaco índice de vazio inicial (e_0) versus (e_f/e_0).



Fonte: Oliveira (2002)

Tabela 16 - Equações para estimar curva oedométrica a partir do índice de vazios inicial (e_0) - Modificado do ábaco de Oliveira (2002)

Tensão aplicada (kPa)	Equação para relação e_f/e_0
2,5	$(-0,0014 e_0) + 1$
5	$(-0,0012 e_0) + 0,99$
10	$(0,002 e_0^2) - (0,0228 e_0) + 1,02$
20	$(-0,066 \ln(e_0)) + 1,01$
40	$(-0,166 \ln(e_0)) + 1,05$
80	$(-0,283 \ln(e_0)) + 1,09$
160	$(-0,372 \ln(e_0)) + 1,09$
320	$(-0,343 \ln(e_0)) + 0,92$
640	$(-0,320 \ln(e_0)) + 0,76$
1280	$(-0,272 \ln(e_0)) + 0,61$

Fonte: Melo (2016).

A metodologia de construção da curva estimada consiste em:

- 1) Identificar o índice de vazios inicial (e_0) da amostra cuja curva será construída;
- 2) Entrar no ábaco com o índice de vazios inicial e determinar a relação e_f/e_0 para cada uma das tensões normalmente utilizadas no ensaio;
- 3) Calcular o índice de vazios final (e_f) para cada estágio de carga; e,
- 4) Construir a curva oedométrica estimada.

Oliveira (2002) ressalta que a correção de Schmertmann (1955) tem o objetivo de obter a curva de campo, enquanto o ábaco proposto por ele tem o objetivo de construir curvas equivalentes as de boa qualidade experimentais, que não estão livres de amolgamento ainda que pequeno. Por este motivo as curvas corrigidas pela metodologia de Schmertmann (1955) situam-se sempre acima das curvas de boa qualidade e consequentemente das curvas construídas a partir do ábaco proposto.

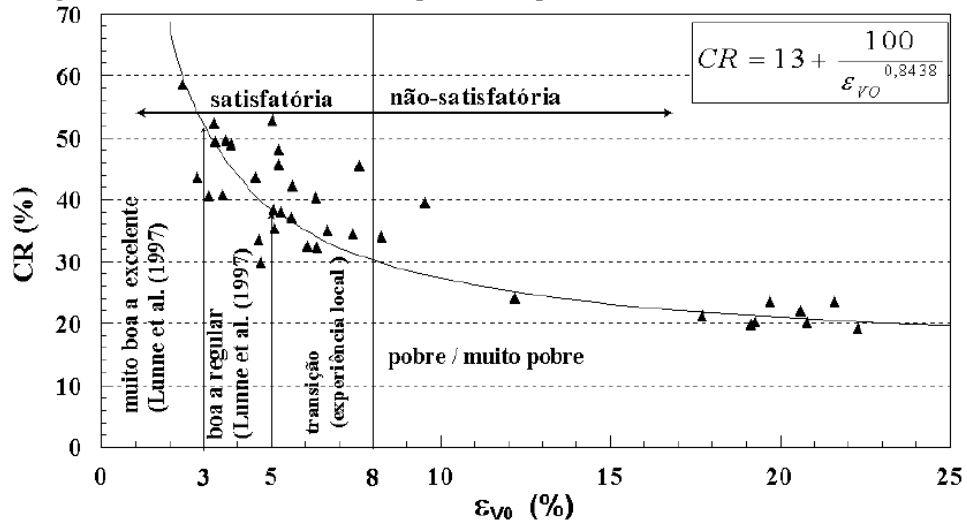
2.5.1.3 Coutinho (2007)

Coutinho (2007) apresentou em sua proposta correlações entre a razão de compressão (CR) e a razão de pré-adensamento (OCR) em função da deformação volumétrica (ε_{vo}) para o depósito do SESI-Ibura. Verificou-se que os valores de CR e OCR diminuem fortemente quando ε_{vo} aumenta e que existe um limite mínimo para valores de CR (20%) e para os valores de OCR (0,25), nos quais as amostras estão quase totalmente amolgadas. Este tipo de correlação pode ser útil para uma correção aproximada dos valores de CR e OCR (ou σ'_{vm}), quando for considerada a qualidade de amostras em projetos práticos, ou seja, estas de má qualidade, podem ser corrigidas segundo a equiparação proposta e utilizada para os cálculos de projetos.

O autor ressalta ainda que a interpretação dos parâmetros deve ser feita por camada, sendo elaborada para cada camada estudada uma correspondência.

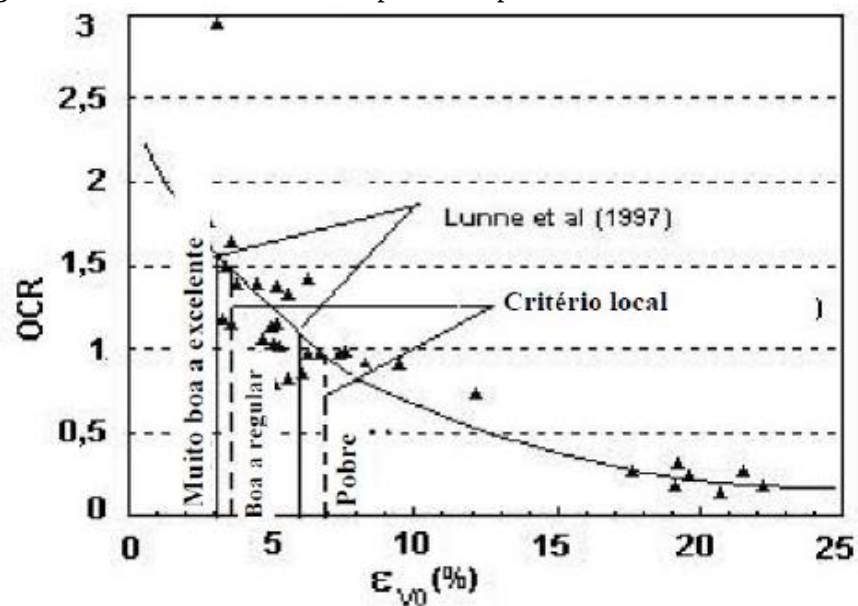
As Figuras 37 e 38 apresenta as curvas de CR e OCR vs ε_{v0} propostas por Coutinho *et al.* (1998) para o SESI-Ibura, Recife –PE.

Figura 37 - Curvas de CR vs ε_{v0} para os depósitos do SESI-Ibura, Recife-PE.



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

Figura 38 - Curvas de OCR vs ε_{v0} para os depósitos do SESI-Ibura, Recife-PE



Fonte: Coutinho *et al.* (1998)

3 DEPÓSITOS DE ARGILA MOLE NA CIDADE DO RECIFE

Neste capítulo será mostrada uma revisão da literatura referente aos depósitos de solo mole do Recife. Serão exibidas as principais características geotécnicas dos depósitos de solo mole baseados em dados de cinquenta locais da cidade: identificação, caracterização, adensamento e resistência, além de correlações estatísticas entre $C_c \times e_0$, $C_c \times W_n$ e $e_0 \times W_n$.

3.1 SÍNTESE DAS CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICA DOS DEPÓSITOS DE ARGILAS MOLES DO RECIFE

Os depósitos de argila/solos orgânicos de consistência mole a média encontrados em cerca de 50% da área da planície do Recife, muitas vezes em subsuperfície, são depósitos flúvio-lagunares ou de mangues, argilo-siltosos com presença de matéria orgânica, formados durante a penúltima transgressão (Pleistoceno) e última transgressão marinha (Holoceno), apresentado idade máxima de 10.000 anos. A planície é limitada pelo mar e pela formação Barreiras, cuja deposição ocorreu no período pré-quadernário (LIMA FILHO e ALHEIROS, 1990).

A planície do Recife é predominantemente composta por solos argilosos orgânicos moles que, devido a reduzida altitude da planície em relação ao nível do mar, encontram-se geralmente saturadas. Entretanto, em consequência dos mecanismos de formação do solo, é frequente a presença de turfas, siltes, conchas e outros tipos de materiais.

As argilas orgânicas moles do Recife têm sido objeto de investigações de vários autores. Os perfis dos solos dos bairros do Derby foram analisados por Carvalho (1975), Soares (1975) e Teixeira (1972), do bairro do Bongi por Teixeira (1972); da Madalena por Amorim Júnior (1975), Coutinho (1980), Ferreira (1982), Ferreira *et al.* (1986), Ferreira e Coutinho (1988), Oliveira (1991, 2000, 2002) Teixeira (1972) no bairro da Caxangá, Ferreira e Coutinho (1988), do bairro de Dois Irmãos por Bello (2004) e no bairro Chão de Estrelas por Cadete (2016) e Rocha (2016).

O grupo de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, vem desenvolvendo, desde 1978, sob a coordenação do Prof. Roberto Quental Coutinho, um programa de pesquisa dos depósitos de argilas moles da cidade do Recife, coletando e analisando dados de ensaios de campo e laboratório de várias áreas da planície, (SESI Ibura, Clube Internacional, Madalena, Boa Viagem, entre outros) e formando um extenso banco de dados com informações geotécnicas de identificação, caracterização, adensamento, resistência e correlações estatísticas gerais dos parâmetros geotécnicos dos solos do Recife.

O universo do Banco de Dados dos solos do Recife estão sendo constantemente ampliados através do cadastramento, locação e análise de casos de problemas práticos da região.

Nos tópicos subsequentes serão exibidos a síntese das características geotécnica dos depósitos de argilas moles do Recife.

3.1.1 Perfis Típicos

No artigo intitulado “Identificação e Classificação de Perfis Típicos de Solos na Planície do Recife”, apresentado no COBRAMSEG 2016 pelos autores: Manoely Oliveira, Felipe Rocha, Silvio Romero Ferreira e Joaquim Teodoro Oliveira, foram elaborados perfis típicos de solos da Cidade do Recife e agrupados de acordo com a granulometria e espessura das camadas. Este artigo é uma atualização e complementação de estudos anteriores como Coutinho (1980), Ferreira e Coutinho (1988) e Coutinho e Oliveira (2000).

No referido artigo, foram compilados 188 perfis de sondagem localizados em 21 da planície do Recife. Destes, 160 encontram-se sobre a rodovia BR-101/Recife, e foram fornecidos pelo Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes. 21 foram obtidos de Azevedo Filho (2015), 06 de Ferreira e Coutinho (1988) e 01 de Cadete (2016).

O resumo dos perfis e suas faixas de espessuras das camadas são mostrados na Figura 39. A quantidade e a porcentagem de cada perfil pode ser observada na Tabela 17. Foram catalogados: 25% de perfil típico I, 68% do tipo II, 3% do tipo III e 4% do tipo IV.

Tabela 17 - Quantidade e porcentagem dos perfis típicos da Planície do Recife/PE.

PERFIL TÍPICO	IA	IB-1	IB-2	IIA	IIB-1	IIB-2	III	IVA	IVB
Quantidade	30	6	12	62	7	58	6	3	4
Porcentagem	16“%	3“%	6“%	33“%	4“%	31“%	3“%	2“%	2%

Fonte: Oliveira *et al.* (2016).

Figura 39 - Perfis típicos observados e suas faixas de espessuras das camadas na Planície do Recife/PE.

PERFIL I A	ESPESSURA (m)	PERFIL II A	ESPESSURA (m)	PERFIL III	ESPESSURA (m)
ATERRO	0,00 - 2,00	ATERRO	0,00 - 2,30	ATERRO	0,00 - 1,00
AREIA	0,95 - 22,25	SILTE	0,00 - 5,85	AREIA	17,68 - 44,62
TURFA	0,00 - 2,96	ARGILA	0,50 - 8,35	SILTE	0,00 - 3,90
ARGILA	0,40 - 9,00	TURFA	0,00 - 10,30	AREIA	0,00 - 6,50
AREIA	0,30 - 20,50	AREIA	0,15 - 33,10		
SILTE	0,00 - 4,50	ARGILA	0,00 - 9,95		
ARGILA	0,00 - 8,81	AREIA	0,00 - 28,75		
				PERFIL IV A	ESPESSURA (m)
PERFIL I B 1	ESPESSURA (m)	PERFIL II B 1	ESPESSURA (m)	AREIA	0,00 - 3,30
ATERRO	0,00 - 2,00	ATERRO	0,00 - 2,70	ARGILA	1,90 - 6,20
AREIA	4,73 - 15,80	ARGILA	11,60 - 20,60	AREIA	3,40 - 7,90
ARGILA	11,00 - 28,00	AREIA	0,00 - 10,55	TURFA	11,85 - 24,40
AREIA	0,00 - 15,00	ARGILA	0,00 - 9,95	AREIA	0,90 - 9,18
		AREIA	0,00 - 11,44	TURFA	0,00 - 10,10
PERFIL I B 2	ESPESSURA (m)	PERFIL II B 2	ESPESSURA (m)		
ATERRO	0,00 - 2,30	ATERRO	0,00 - 2,78	PERFIL IV B	ESPESSURA (m)
AREIA	1,10 - 7,90	ARGILA	0,75 - 7,93	ATERRO	0,00 - 2,70
ARGILA	1,03 - 9,48	TURFA	0,00 - 8,00	ARGILA	2,00 - 6,13
AREIA	1,70 - 7,88	AREIA	1,60 - 13,20	TURFA	2,17 - 4,30
ARGILA	11,00 - 28,88	ARGILA	10,03 - 31,12	ARGILA	1,90 - 8,33
		AREIA	0,00 - 16,67	TURFA	0,00 - 3,10

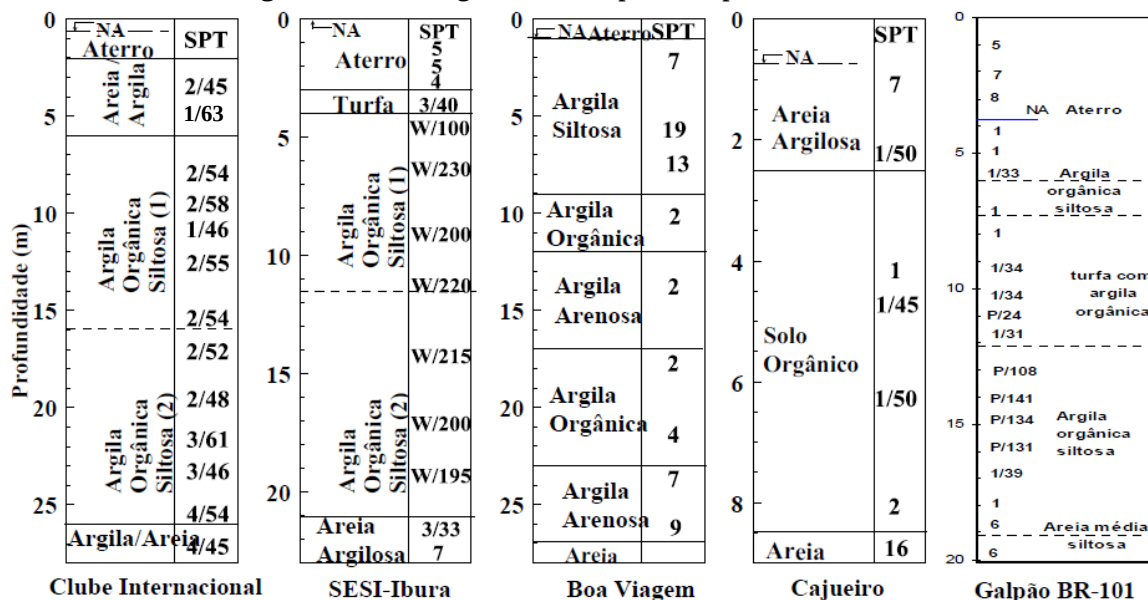
Fonte: Oliveira *et al.* (2016).

Oliveira *et al.* (2016) ainda explicam que no subsolo recifense as turfas podem ser encontradas em diferentes localidades e se apresentarem misturadas a outras camadas mais grosseiras como argila e areia ou em camadas bem definidas de espessuras diversas. Também foi possível observar a presença de conchas misturadas à camadas de argila e areia nos perfis analisados. Gusmão Filho e Amorim Jr (1998) afirmam que a presença de conchas de origem marinha é comum no subsolo recifense, aparecendo concentradas no perfil abaixo dos terraços marinhos, originados no Quaternário pela flutuação do nível do mar. Este material foi encontrado nos bairros do Curado (5 furos de sondagens), Cidade Universitária (10 furos de sondagens), Iputinga (1 furo de sondagem), Boa Viagem (1 furo de sondagem), e na Ilha do Retiro (1 furo de sondagem). Foram encontrados nos perfis típicos IA (2), IB-2 (3), IIA (12), IIB-2 (1).

Na Figura 40 apresentada por Coutinho *et al.* (2000) e Bello (2004) são exibidos quatro perfis geotécnicos típicos de solos moles da planície do Recife. Pode-se observar uma camada superior de aterro/areia, a estratificação dos depósitos de solos moles, e a existência de areias argilosas e/ou solos orgânicos. Estas características dos depósitos moles, em princípio, aumenta

o número de amostras/ensaios necessários a um projeto adequado. Em geral a consistência da argila é mole, mas camadas com consistência média também ocorrem. O nível d'água é normalmente localizado entre 0 e 2m de profundidade.

Figura 40 - Perfis geotécnicos típicos da planície do Recife.



Fonte: Coutinho *et al.* (2000) e Bello (2004).

Variação significativa no perfil obtido tem sido observada na planície do Recife em pequenas distâncias. Entretanto, parece existir tendência de que, à medida que se desloca do litoral para o interior a espessura da camada de argila tende a crescer. Os valores do ensaio de N_{SPT} obtidos nas sondagens catalogadas apresentam um máximo de 4 e em geral entre 0 e 2 golpes independentemente do tipo de perfil (COUTINHO *et al.*, 2000).

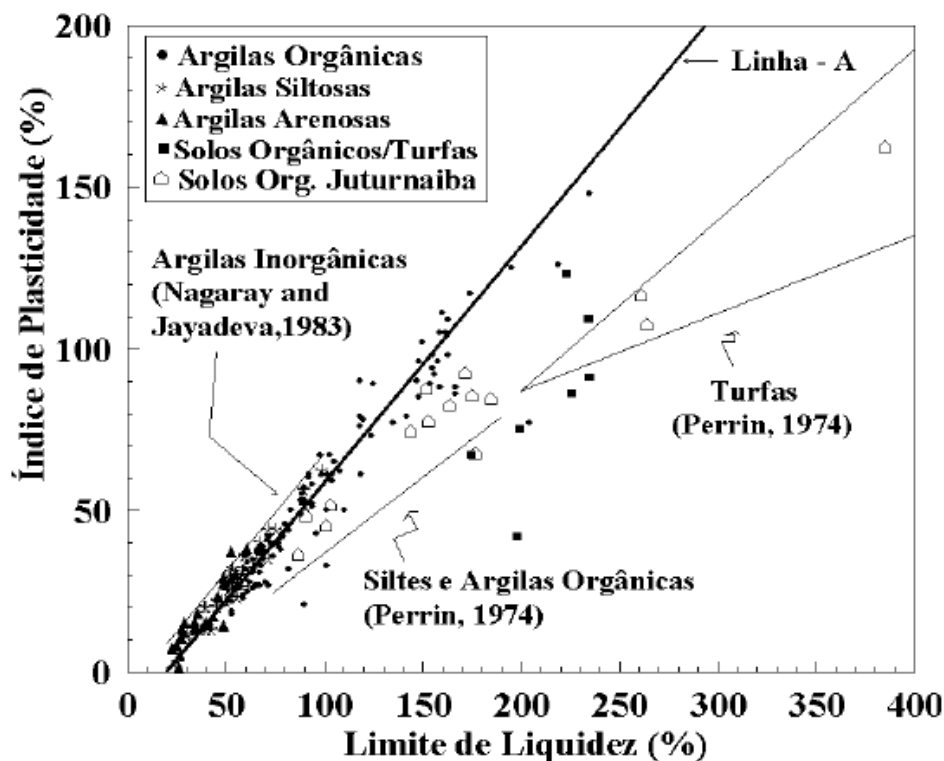
3.1.2 Índices Físicos

A Figura 41 apresenta a carta de plasticidade com os resultados de ensaios de laboratório para as argilas moles/média e solos orgânicos/turfas do Recife. Resultados do depósito de solos moles de Juturnaíba – RJ são também mostrados. Os solos foram divididos em quatro grupos: areia, silte, argilas orgânicas, e turfadas/solos orgânicos, usando a ferramenta de criação de subgrupo (COUTINHO e LACERDA, 1987). Na carta foram incluídas proposta de intervalos para argilas orgânicas e inorgânicas e turfadas.

Pode-se observar nesta carta que os resultados das argilas moles/médias de Recife estão em torno da linha A, com limite de liquidez (W_L) variando entre 23% a 235% e o índice de plasticidade (IP) variando entre 5 e 148%. Os resultados dos solos orgânicos de Recife e Juturnaíba estão abaixo da linha A e em torno dos intervalos propostos na literatura. O W_L está entre 175 e 235% e IP entre 40 e 120% (Recife). Os valores de umidade natural (W_N)

encontram-se entre 18 e 215% (argilas moles/médias) e entre 180 e 800% (solos /orgânicos/turfas) (COUTINHO *et al.*, 1998).

Figura 41 - Carta de Plasticidade – Resultados de solos moles de Recife e de Juturnaíba.



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

Segundo Ferreira e Coutinho (1988) a umidade natural das argilas do Recife apresentam-se na faixa de 30 a 110%. Os depósitos de solos orgânicos/turfas apresentam maiores umidades naturais (valor máximo da ordem de 500%). O limite de liquidez em geral próximo da umidade natural, sendo em algumas profundidades pouco inferior a umidade natural. O índice de plasticidade, em geral, mostra-se na faixa de 20 a 60%. A massa específica dos sólidos e dos grãos se situam na faixa de 14 a 19 kN/m³ e 25,1 a 26,8 kN/m³ respectivamente para solos argilosos e entre 10 a 15 kN/m³ e 17 a 22 kN/m³ para solos orgânicos/turfas. Tabela 18.

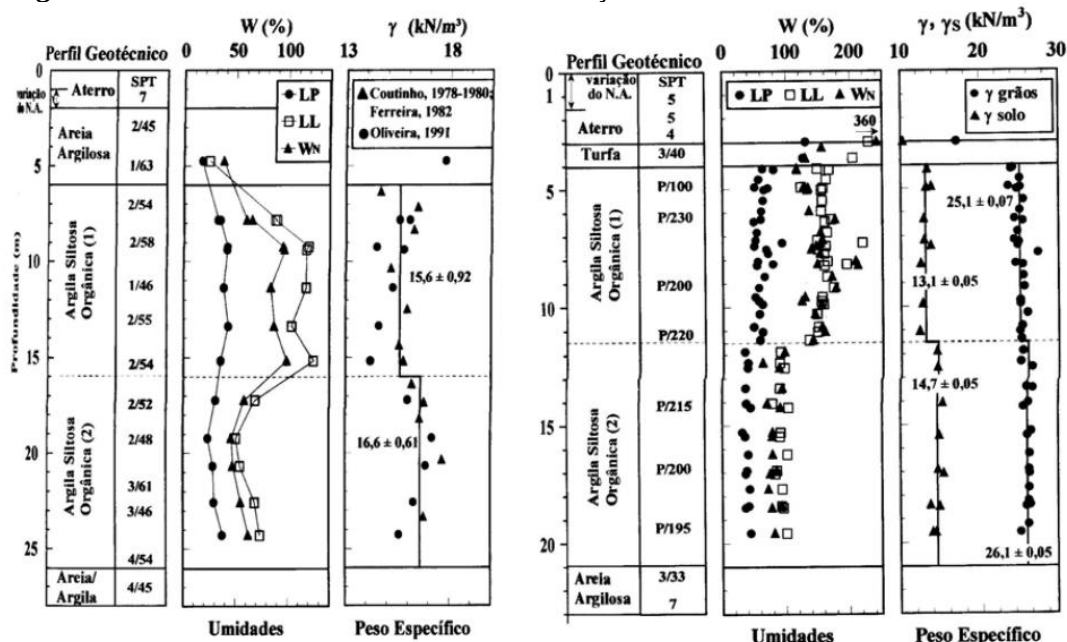
Ressalta-se que esses locais foram investigados na época em que se utilizavam secagem prévia das amostras que ocasiona o aumento dos valores encontrados para o limite de liquidez. Atualmente, este procedimento não é recomendado.

Tabela 18 - Faixa de variação de valores e índices físicos por local investigado

Local	Profundidade ensaiada (m)	Análise granulométrica (%)			Limites de consistência (%)		Índices físicos			
		areia	silte	argila	WL	IP	W (%)	e ₀	ρ (kN/m ³)	ρ _s (kN/m ³)
Madalena I-16C	6-24	1-24	18-26	50-81	17-62	23-53	43-99	1,06-2,42	14,7-17,7	25,7-26,5
Bongi II-16G	4,5-20	3-31	13-31	39-69	63-71	18-44	27-73	0,71-1,93	16,2-19,5	25,9-26,7
Boa Viagem III-28A	10-18,6	7-49	24-44	12-67	25-60	23-36	32-90	0,86-2,33	14,3-19,1	25,0-26,7
Caxangá IV-9A	4-10	16-69	15-43	16-50	34-107	8-29	28-212	0,72-3,38	13,1-19,8	18,9-26,1
Estância V-21A	3,5-13	16-79	11-23	10-61	96-124	43	77-518	2,22-14,39	11,0-14,7	24,6-26,5
Cajueiro VI-37A	4-10,5	-	-	-	-	-	145-512	2,65-9,33	11,0-12,0	18,0-19,6

Fonte: Coutinho e Ferreira (1998)

A Figura 42 apresenta o perfil geotécnico de duas áreas de pesquisa da planície do Recife, Clube Internacional e SESI Ibura (COUTINHO e OLIVEIRA, 1997). No depósito do SESI Ibura a umidade natural é bem próxima do limite de liquidez. No Clube Internacional verifica-se maiores diferenças, entre 6 e 16m de profundidade. Uma explicação para essa diferença seria a realização de ensaios de caracterização com secagem prévia, visto que se trata de uma investigação mais antiga e esta era a prática da época.

Figura 42 - Resultados dos ensaios de caracterização – Clube Internacional e SESI Ibura.

(Clube Internacional)

SESI - Ibura

Fonte: Coutinho e Oliveira (1997).

3.1.3 Matéria Orgânica

A quantidade (teor) e a qualidade (tipo e grau de decomposição) da matéria orgânica condicionam fortemente o comportamento dos solos orgânicos (BELLO, 2004).

Bello (2004) explica que a umidade natural dos solos cresce com a presença da matéria orgânica, devido à grande capacidade de absorção de água da matéria orgânica. Esta, quando pouco decomposta (textura fibrosa) apresenta os maiores valores. Os solos denominados normalmente de turfas (solos altamente orgânicos de origem vegetal), quando puras e “saturadas” geralmente apresentam umidade entre 500 e 1.500%, podendo ocorrer valores maiores e grande variedade erraticamente dentro de pequenos comprimentos.

Teixeira (1972) obteve teores de matéria orgânica em depósitos de argila mole do Recife para profundidades 20 a 30 metros da ordem de 0 – 5%, enquanto nas profundidades de 0 a 20 metros encontrou teores de 5 – 10%.

Analisando seus resultados, Teixeira (1972) apresentou três estágios distintos que passa a matéria orgânica nos solos. O primeiro, num nível mais superficial, a matéria orgânica é composta por restos de vegetal e animal, incluindo microrganismos e produtos em fase de decomposição. Numa faixa intermediária a matéria orgânica apresenta-se em plena decomposição orgânica, onde ácidos, álcoois, aldeídos e bases orgânicas serão absorvidos ou incorporados às partículas de argila. Por fim, na faixa mais profunda a matéria orgânica está praticamente mineralizada, não por outro motivo, quanto maior a profundidade menor o percentual de TMO – Teor de Matéria Orgânica.

Coutinho (1986) em seus estudos no aterro experimental de Juturnaíba, indica que o índice de vazios dos solos orgânicos podem ser extremamente elevados (3 a 20) tendo a turfa fibrosa os maiores valores.

Os solos orgânicos podem ser classificados segundo a classificação geral do LPC (MAGNAN, 1968; PERRIN, 1974) em três grupos:

- 1) Solos pouco orgânicos, $3 < \text{TMO} < 10\%$, incluído na classe de solos finos;
- 2) Solos medianamente orgânicos, $10 < \text{TMO} < 30\%$ e;
- 3) Solos muito orgânicos, $\text{TMO} \geq 30\%$.

Os dois últimos formando a classe dos solos orgânicos. Os solos denominados de turfa estariam nesse grupo.

Massad (1994) comenta que ao longo de toda a costa brasileira tem sido reportados, em argilas moles, baixos teores de TMO, entre 3 a 10%, como ocorre no Rio de Janeiro, no Recife e em Vitória-ES.

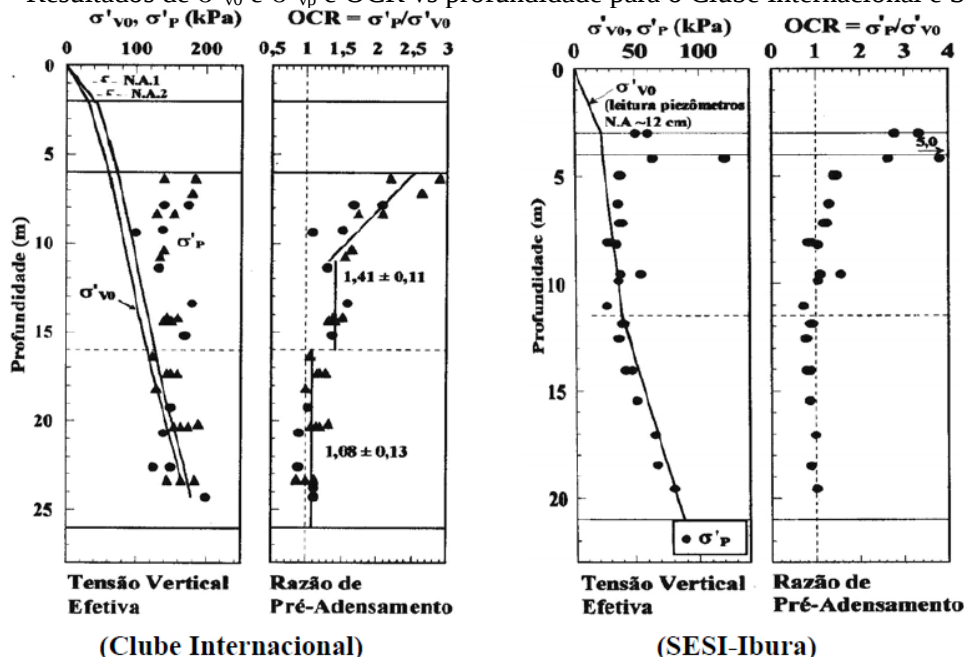
3.1.4 História de tensões

Segundo Coutinho e Oliveira (1994) e Coutinho *et al.* (1998), as argilas moles/médias e as turfas/solos orgânicos do Recife são ligeiramente pré-adensadas ($OCR \leq 3,0$) ou levemente normalmente adensadas ($OCR < 1,3$) ao longo da profundidade. Sendo mais comum valores de OCR na faixa de 1 a 2,5.

Oliveira (2000) destaca que em alguns casos especiais, é possível que a determinação da tensão de pré-adensamento forneça um valor inferior a tensão efetiva de campo ($OCR < 1$). As possíveis causas deste subadensamento podem ser a dificuldade da amostragem (má qualidade dos corpos de prova) e/ou a colocação de um aterro recente (últimos 22 – 25 anos), o qual gerou um excesso de poropressão, que devido à baixa permeabilidade das camadas argilosas, pode ainda não ter sido totalmente dissipada.

A Figura 43 apresenta resultados de pressão vertical efetiva inicial (σ'_{v0}), pressão de pré-adensamento (σ'_{vp}) e OCR vs. profundidade dos depósitos representativos de argila do Recife - Clube Internacional e Sesi Ibura.

Figura 43 - Resultados de σ'_{v0} e σ'_{vp} e OCR vs profundidade para o Clube Internacional e Sesi Ibura.



Fonte: Coutinho e Oliveira (1997).

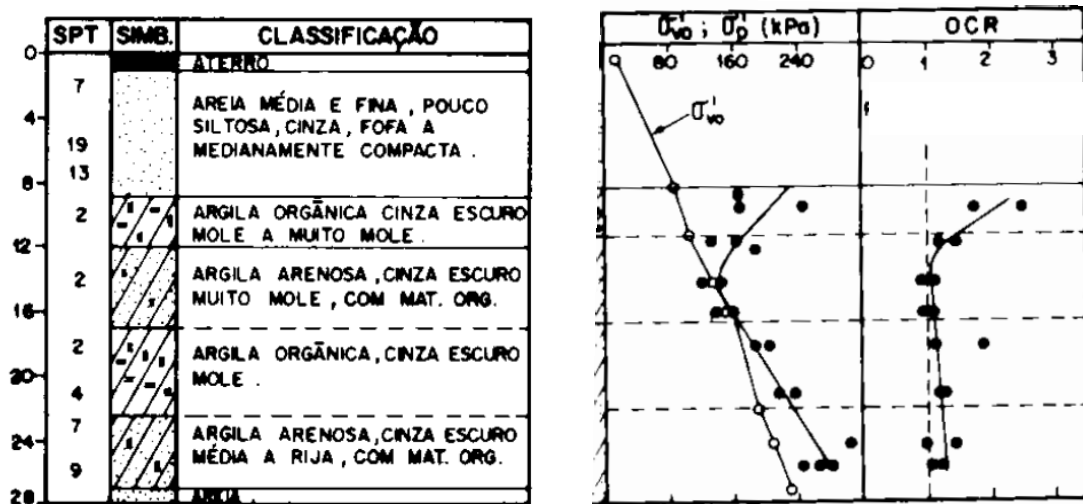
Pode-se observar que o depósito do Clube Internacional apresenta uma crosta pré-adensada (OCR de 1,3 a 2,9) e é geralmente subdividida em duas ou mais camadas, com tendência de diminuição do OCR com a profundidade até os 11m onde torna-se basicamente normalmente adensada com $OCR = 1$. Coutinho e Oliveira (1994) comentam que o ressecamento da parte superior do depósito, o efeito do tempo (adensamento secundário) devido ao peso próprio do material e possivelmente a variação do nível d'água freático podem ser

causas de pré-adensamento no depósito. A presença eventual de uma camada de aterro bastante antiga entretanto, pode interferir nos resultados anteriores.

O depósito do Sesi Ibura apresenta a camada 1 como normalmente adensada e levemente pré-adensada, apresentando valores de OCR, em geral, menores que 3,0. Já a camada 2 apresenta valores de OCR menores que 1. Possíveis causas deste subadensamento observado podem ser a dificuldade na amostragem e/ou a colocação de um aterro recente (últimos 22 – 25 anos), o qual gerou um excesso de poropressão, que devido à baixa permeabilidade das camadas argilosas, pode ainda não ter sido totalmente dissipada (OLIVEIRA, 2000).

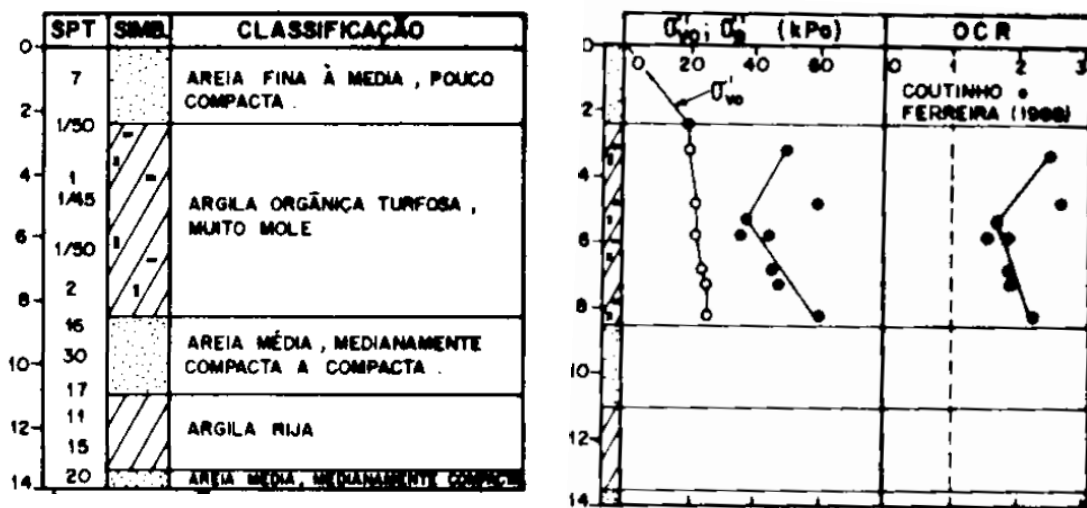
As Figuras 44 e 45 mostram os resultados de (σ'_{v0}) , (σ'_{vp}) e OCR vs. profundidade dos depósitos de Boa Viagem e Cajueiro, respectivamente.

Figura 44 - Resultados de σ'_{v0} e σ'_{vp} e OCR vs. profundidade para o depósito do bairro de Boa Viagem – Recife.



Fonte: Coutinho e Oliveira (1994).

Figura 45 - Resultados de σ'_{v0} e σ'_{vp} e OCR vs. profundidade para o depósito do bairro de Cajueiro – Recife.



[Fonte: Coutinho e Oliveira (1994).

Os perfis dos depósitos de Boa Viagem e Cajueiro são, em geral, normalmente adensados, conforme tendência geral das argilas do Recife, com o depósito do bairro de Cajueiro apresentando valores de OCR maiores (1,5 a 3).

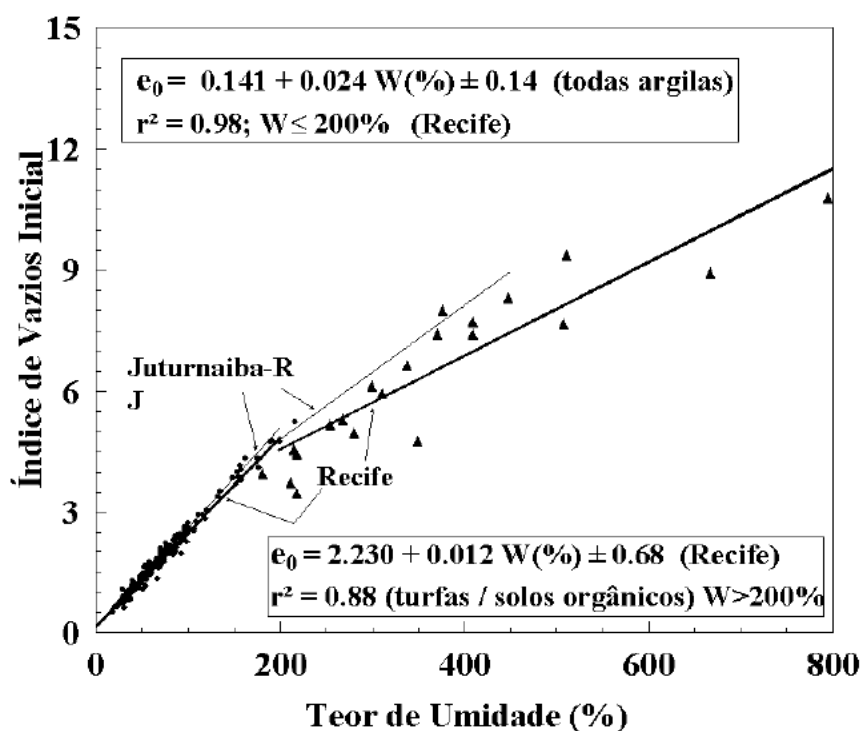
3.1.5 Compressibilidade

Segundo Coutinho e Oliveira (1994) e Coutinho *et al.* (1998) o índice de compressão (C_c) dos depósitos argiloso do Recife está entre 0,1 e 2,8 para as argilas moles/médias e de 1,4 a 6,8 para turfas e solos orgânicos. É observado um crescimento dos valores de C_c com o aumento do índice de vazios inicial (e_0) e da umidade (W_n), com uma razoável correlação entre os parâmetros.

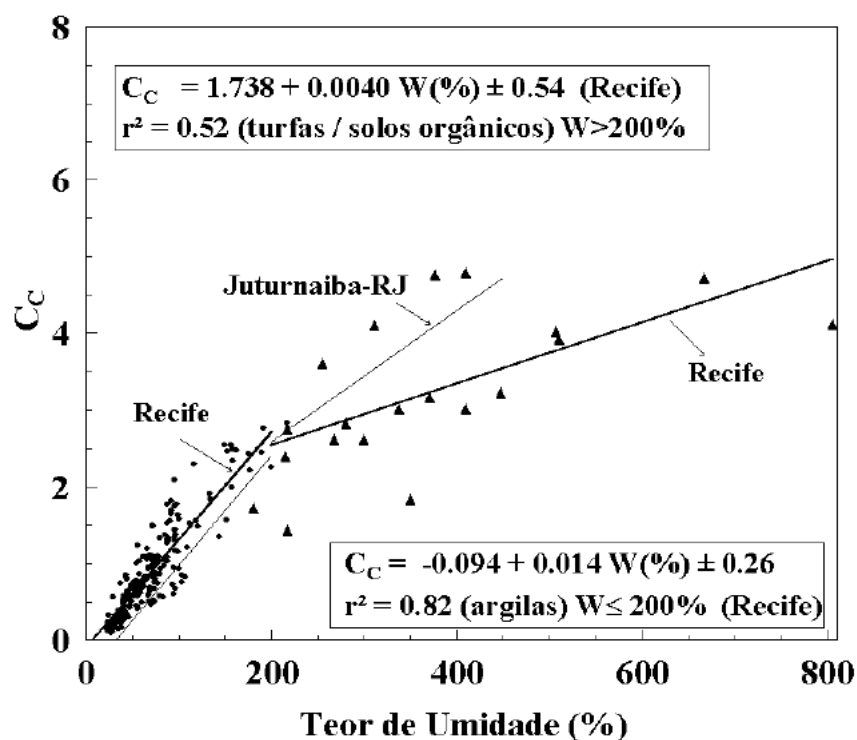
Coutinho *et al.* (1998) apresentam correlações estatísticas obtidas para as argilas moles de Recife-PE, através das quais podem-se estimar os parâmetros de compressibilidade C_c , C_s e e_0 a partir da umidade natural do solo W_n (%).

As correlações estão apresentadas graficamente nas Figuras 46 e 47 onde estão incluídos os resultados do depósito de Juturnaíba/ Rio de Janeiro (COUTINHO, 1986; COUTINHO e LACERDA, 1987) e das argilas do Recife.

Figura 46 - Correlação estatística - índice de vazios inicial (e_0) em função da umidade ($W\%$)



Fonte: Coutinho *et al.* (2000)

Figura 47 - Correlação estatística - índice de compressão (C_c) em função da umidade ($W\%$)Fonte: Coutinho *et al.* (2000)

A Tabela 19 resume as equações das correlações entre W_n , C_c e e_0 para as argilas do Recife.

Tabela 19 - Correlações estatísticas – solos orgânicos e argilas moles/médias – Recife/PE.

Solo	Correlação	Equação	r^2	Desvio Padrão
Argilas / Argilas Orgânicas	e_0 vs. $W(\%)$	$e_0 = 0,024 W + 0,1410$	0,98	0,14
	C_c vs. $W(\%)$	$C_c = 0,014 W - 0,0940$	0,82	0,26
	C_c vs. e_0	$C_c = 0,586 e_0 - 0,165$	0,84	0,25
	C_s vs. $W(\%)$	$C_s = 0,0019 W + 0,0043$	0,80	0,04
	C_s vs. e_0	$C_s = 0,084 e_0 - 0,0086$	0,81	0,04
Solos Orgânicos / Turfas	e_0 vs. $W(\%)$	$e_0 = 0,012 W + 2,230$	0,88	0,68
	C_c vs. $W(\%)$	$C_c = 0,0040 W + 1,738$	0,52	0,54
	C_c vs. e_0	$C_c = 0,411 e_0 + 0,550$	0,79	0,45
	C_s vs. $W(\%)$	$C_s = 0,0009 W + 0,1590$	0,53	0,12
	C_s vs. e_0	$C_s = 0,055 e_0 - 0,0900$	0,62	0,10

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

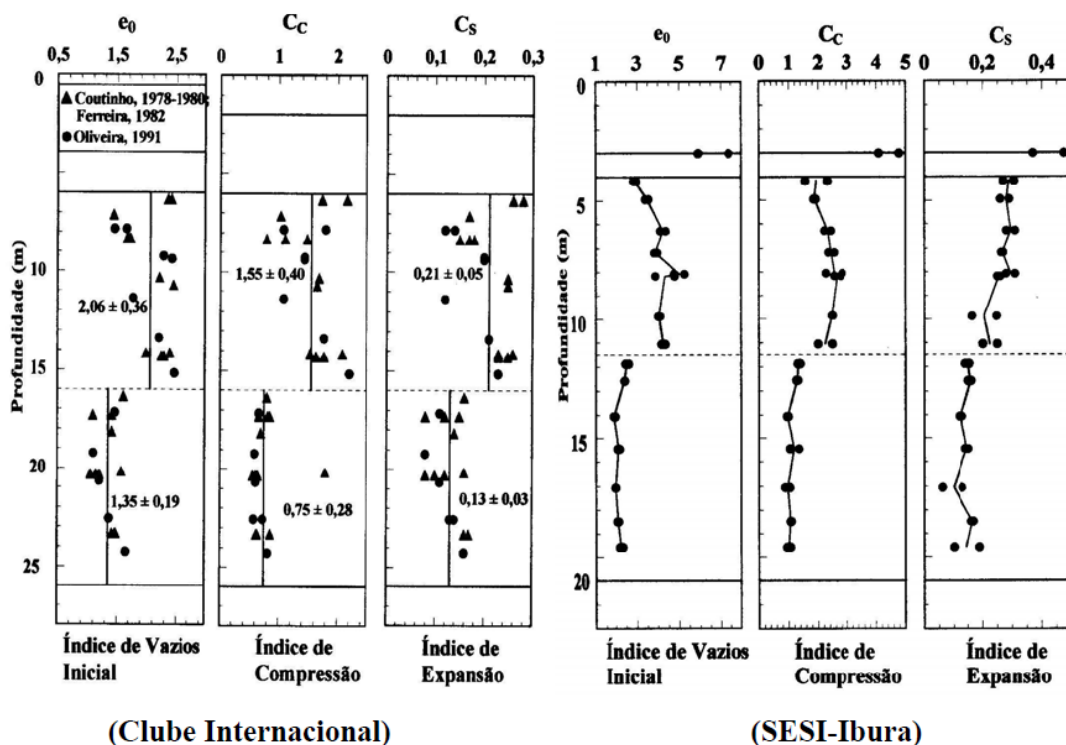
Segundo Coutinho e Bello (2005), as correlações estatísticas apresentadas na Tabela 19 foram desenvolvidas utilizando todos os resultados do banco de dados levantados pelo GEGEP/UFPE. Observa-se que as argilas apresentam coeficientes de correlação muito altos e menores desvios padrão (dispersão mais baixa) que as correlações para turfas e solos orgânicos. Este

fato decorre da maior dificuldade de obtenção de amostras de boa qualidade, junto com uma maior variabilidade desses solos.

Coutinho e Ferreira (1988) apresentam e comentam os valores de e_0 , C_c e C_s obtidos nos ensaios oedométricos para quatro depósitos estudados. Os valores de índice de vazios inicial (e_0) estão entre 0,5 e 5,25 (argilas moles/médias) e entre 3,45 e 14,4 (turfas/solos orgânicos). O índice de compressão (C_c) está no intervalo entre 0,1 e 2,8 (argilas moles/médias), e entre 1,4 e 6,8 (turfas/solos orgânicos) que são valores muito altos. Os valores do índice de expansão (C_s) estão entre 0,02 e 0,46 (argilas moles/médias) e entre 0,11 e 0,85 (turfas/solos orgânicos). O coeficiente de adensamento vertical (C_v) está entre 20 e $70 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ no trecho pré-adensado e entre 0,5 e $10 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ no trecho normalmente adensado.

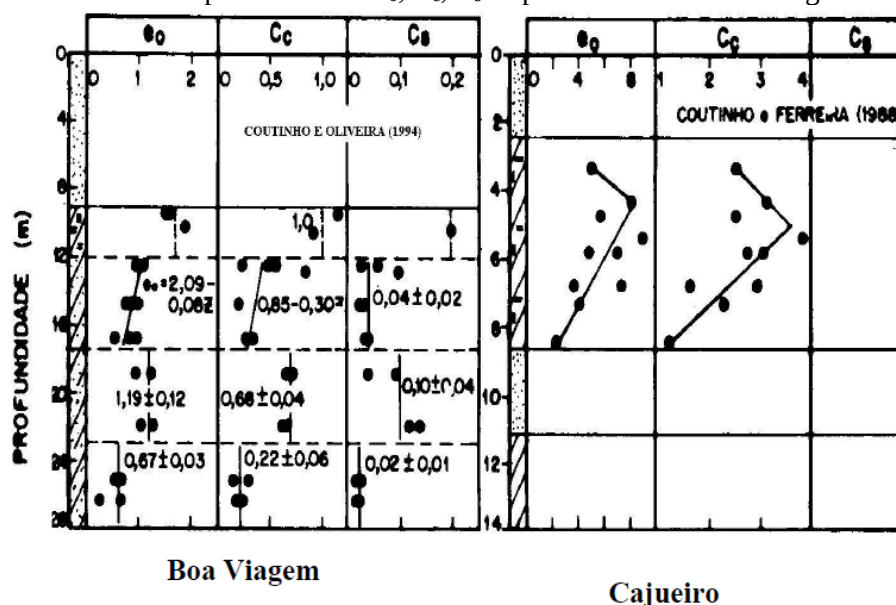
As Figuras 48 e 49 apresentam os parâmetros de compressibilidade e_0 , C_c , C_s vs. profundidade para os quatro depósitos estudados. Pode-se verificar que tanto no depósito do Clube Internacional como no Sesi Ibura, o índice de vazios inicial (e_0), o índice de compressão (C_c) e o índice de expansão (C_s) apresentam valores maiores na primeira camada. O índice de compressão, por exemplo, da camada 1, é em média cerca de 2 vezes o da camada 2.

Figura 48 - Parâmetros de compressibilidade e_0 , C_c , C_s vs profundidade – Clube Internacional e Sesi Ibura.



Fonte: Coutinho e Oliveira (1997).

Figura 49 - Parâmetros de compressibilidade e_0 , C_c , C_s vs profundidade – Boa Viagem e Cajueiro.



Fonte: Coutinho e Oliveira (1997).

3.1.6 Resistência Não Drenada

Em geral as argilas moles brasileiras apresentam resistência não drenada (S_u) variando entre 5 a 60 kPa (faixa típica: 5 a 30 kPa). O depósito de argila mole do Recife situada no Clube Internacional apresenta um dos maiores resultados de S_u (de 34 a 56 kPa) sendo classificado como de consistência média, em relação ao S_u , apesar de ser classificado como mole pelo SPT ($N_{SPT} = 2$ a 4).

A Tabela 20 apresenta os resultados de S_u obtidos através do ensaio palheta de campo para argilas do Recife, juntamente com os resultados de outras argilas brasileiras. A referida tabela também resume características de umidade natural e índice de plasticidade destes solos.

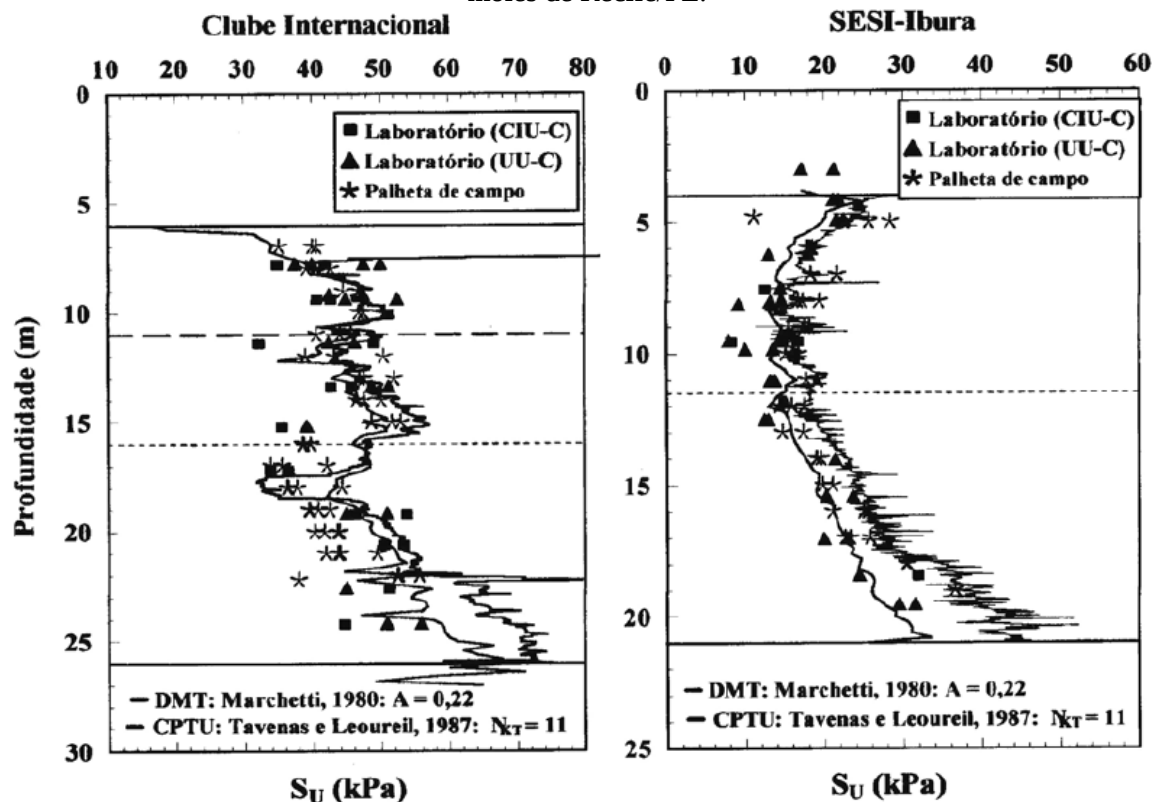
Tabela 20 - Valores de $S_{u\text{palheta}}$, IP e umidade natural para argila/solos orgânicos brasileiros.

Local	Faixa S_u (kPa)	IP (%)	W_n (%)	Referência
Recife/PE (Clube Intern.)	34-56	33-70	45-100	Oliveira (2000)
Recife/PE (SESI Ibura)	14-37	53-96	80-150	Oliveira e Coutinho (2000)
Juturnaíba/RJ (aterro experimental)	6-36	27-100	46-153	Coutinho (1986)
Juturnaíba/RJ (barragem – trechos II e V)	10-30	27-100	46-153	Coutinho <i>et al.</i> (1988)
Juturnaíba/RJ (barragem – trecho III-2)	5-25	27-100	46-153	Coutinho <i>et al.</i> (1988)
Sarapuí/RJ	7-22	30-110	100-170	Ortigão e Collet (1988)
Porto Alegre/RS	10-32	40-80	50-130	Soares (1997)
Barra da Tijuca/RJ	6-30	120-250	100-500	Lacerda e Almeida (1995)
Itaipu/RJ	8-26	60-200	100-475	Sandroni <i>et al.</i> (1984)
Santos/SP	10-60	15-90	90-140	Massad (1999)
Sergipe	12-25	20-70	40-60	Sandroni <i>et al.</i> (1997)
Enseada Cabritos/BA	9-17	50	65-110	Baptista e Sayão (1998)
João Pessoa/PB	13-40	-	35-150	Conceição (1997) a partir de Soares (1997)

Fonte: Coutinho *et al.* (2000a) e Oliveira (2000).

A Figura 50 mostra o perfil de S_u obtidos com diferentes ensaios dos dois locais de pesquisa do GEPEP/UFPE. É possível observar uma boa concordância entre os ensaios, podendo-se assim, obter um perfil médio a ser utilizado na prática de projeto com as considerações técnicas adequadas, (OLIVEIRA, 2000).

Figura 50 - Perfil de S_u obtidos a partir de EPC, Ensaios UU-C, CIU-C, CPTU e DMT para as argilas moles de Recife/PE.



Fonte: Oliveira (2000).

3.1.7 Resumo Geral

Coutinho e Bello (2005) apresentam uma síntese geral das propriedades geotécnicas dos depósitos de solos moles do Recife subsidiadas pelo banco de dados desenvolvido pelo GEPEP/UFPE, contendo informações geotécnicas de 50 locais na cidade do Recife, com apresentação de resultados de identificação, caracterização, adensamento e resistência desses solos. A Tabela 21 simplifica a leitura dessas experiências ao longo da planície do Recife/PE.

Tabela 21 - Parâmetros geotécnicos das argilas do Recife

Parâmetros	Argilas moles/médias	Solos Orgânicos
Limite de Liquidez (W_L)	23 - 235%	175 – 235%
Índice de Plasticidade (IP)	5 – 148%	40 – 120%
Umidade Natural (W_n)	18 – 215%	180 – 800%
Índice de Vazios iniciais (e_0)	0,5 – 5,25	3,45 – 14,4
Índice de Compressão (C_c)	0,1 – 2,8	1,4 – 6,8
Índice de Expansão (C_s)	0,02 – 0,46	0,11 – 0,85
Coeficiente de Consolidação Vertical (C_v) – trecho pré-adensado	20 – 70 x 10^{-8} m ² /s	-
Coeficiente de Consolidação Vertical (C_v) – trecho normalmente adensado	0,5 – 10 x 10^{-8} m ² /s	-
Resistência não-drenada (S_u)	10 – 55 kPa	-
Densidade do solo (γ)	10 – 20 kN/m ³	-
Densidade do sólido (γ_s)	20 – 30 kN/m ³	-
Taxa de Matéria Orgânica (TMO)	0 – 15%	-

Fonte: Coutinho e Bello (2005)

4 CASO EM ESTUDO: LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO E CAMPANHA DE INVESTIGAÇÃO

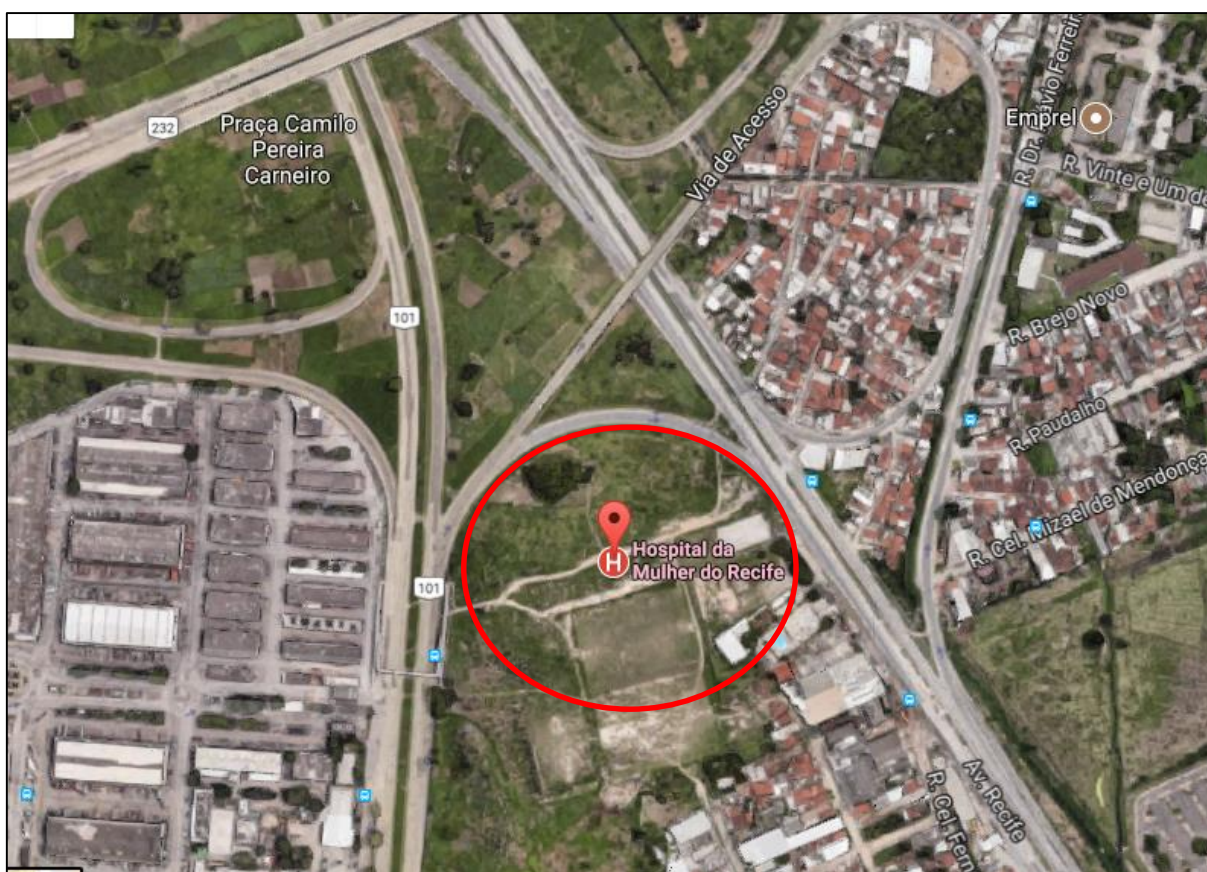
Neste capítulo será mostrada a localização da área de estudo, a locação dos ensaios de campo e coleta de amostra indeformada. Também será exibida a metodologia de execução das sondagens/ensaios e um resumo da campanha de investigação e seus resultados.

4.1 LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

O depósito de solo mole objeto do presente estudo está localizado na cidade do Recife no bairro do Curado entre a BR-101 e a Avenida Recife, no local de construção do Hospital da Mulher do Recife, Figura 51.

Os resultados dos ensaio de campo e laboratório foram fornecidos por empresas privadas, que foram contratadas para execução e fiscalização da referida obra.

Figura 51- Localização da área de estudo.



Fonte: Google maps.

4.2 CAMPANHA DE INVESTIGAÇÃO

4.2.1 Sondagem a percussão

Com o objetivo de determinar a extensão, profundidade, espessura, descrição, compactidade, entre outras características das camadas do subsolo, foi realizada uma campanha de investigação por sondagens a percussão.

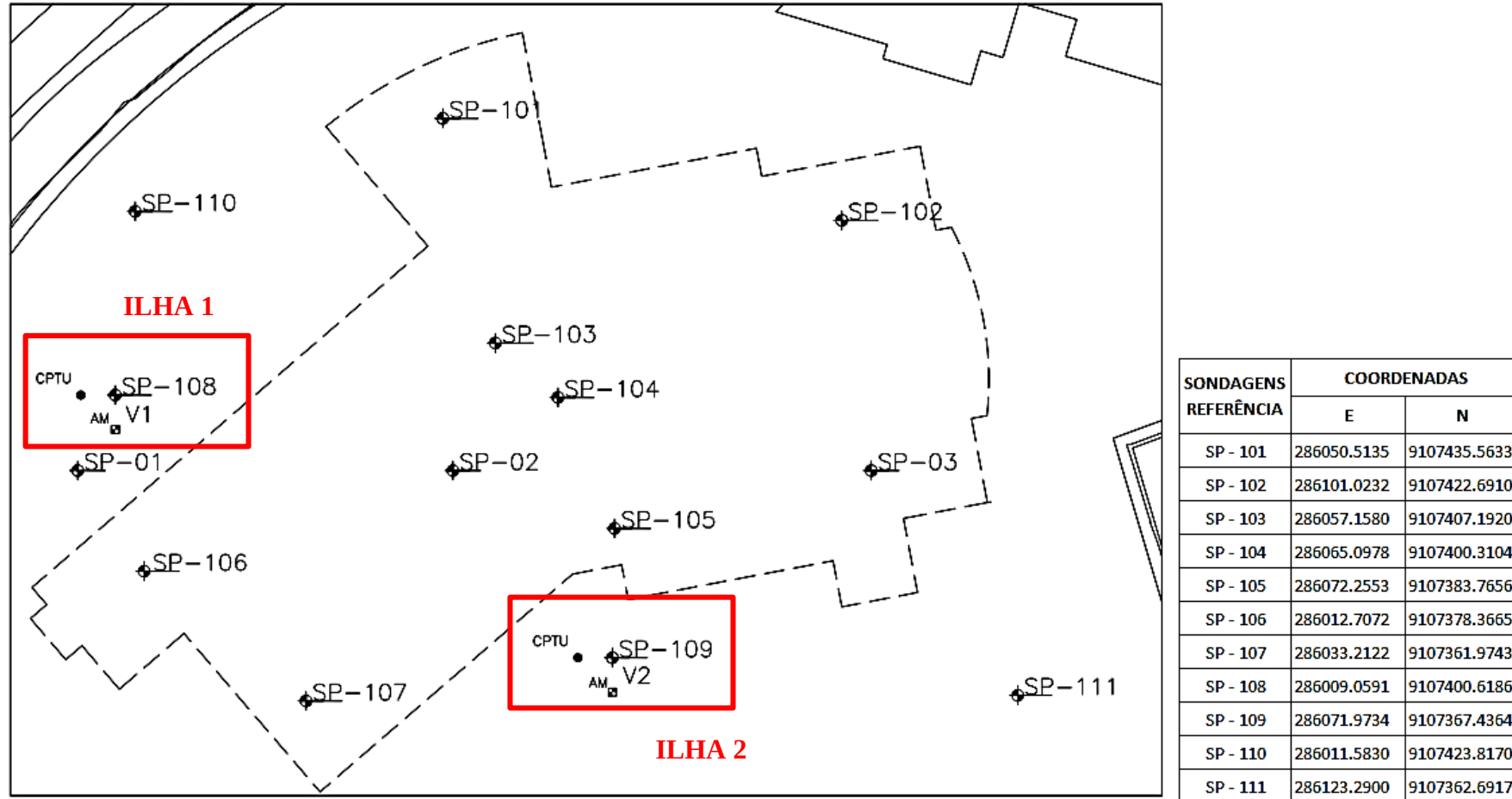
A campanha de sondagem SPT foi composta por 11 (onze) furos de sondagem, todos a percussão, com realização de ensaios SPT a cada 1,0m. A profundidade de realização das sondagens foi da ordem de 40 metros. As sondagens foram realizadas entre os meses de maio e agosto de 2013.

O perfil geotécnico e a resistência a penetração do amostrador padrão (N_{SPT}), foi caracterizado de acordo com a norma NBR-6484 – Método de Execução de Sondagem da ABNT.

O critério de parada das sondagens foi obter 5,00m consecutivos em material com índice $N_{SPT} > 30$. As sondagens executadas atingiram a profundidade mínima de 37,66 metros e máxima de 45,85 metros, tendo apenas uma das onze sondagens, profundidade inferior a 40,0m.

Na Figura 52 pode ser observada a locação dos furos de sondagem com suas respectivas coordenadas geográficas, além da exibição das duas áreas de concentração das investigações, Ilha 1 e Ilha 2.

Figura 52- Locação das sondagens SPT e suas respectivas coordenadas geográficas com destaque para as ilhas 1 e 2 onde foram concentradas as investigações.



Fonte: Planta de locação de sondagens e ensaios da empresa Gusmão Engenheiros Associados LTDA.

Nos furos de sondagens SP-108 e SP-109 foram determinadas a umidade natural das amostras coletadas no bico do amostrador padrão. No furo SP-108 foram determinadas as umidades de 6 amostras e no furo SP-109 de 32 amostras. A Tabela 22 mostra as profundidades das amostras retiradas dos furos SP-108 e SP-109.

Tabela 22 - Profundidade das amostras coletadas nas sondagens SP-108 e SP-109

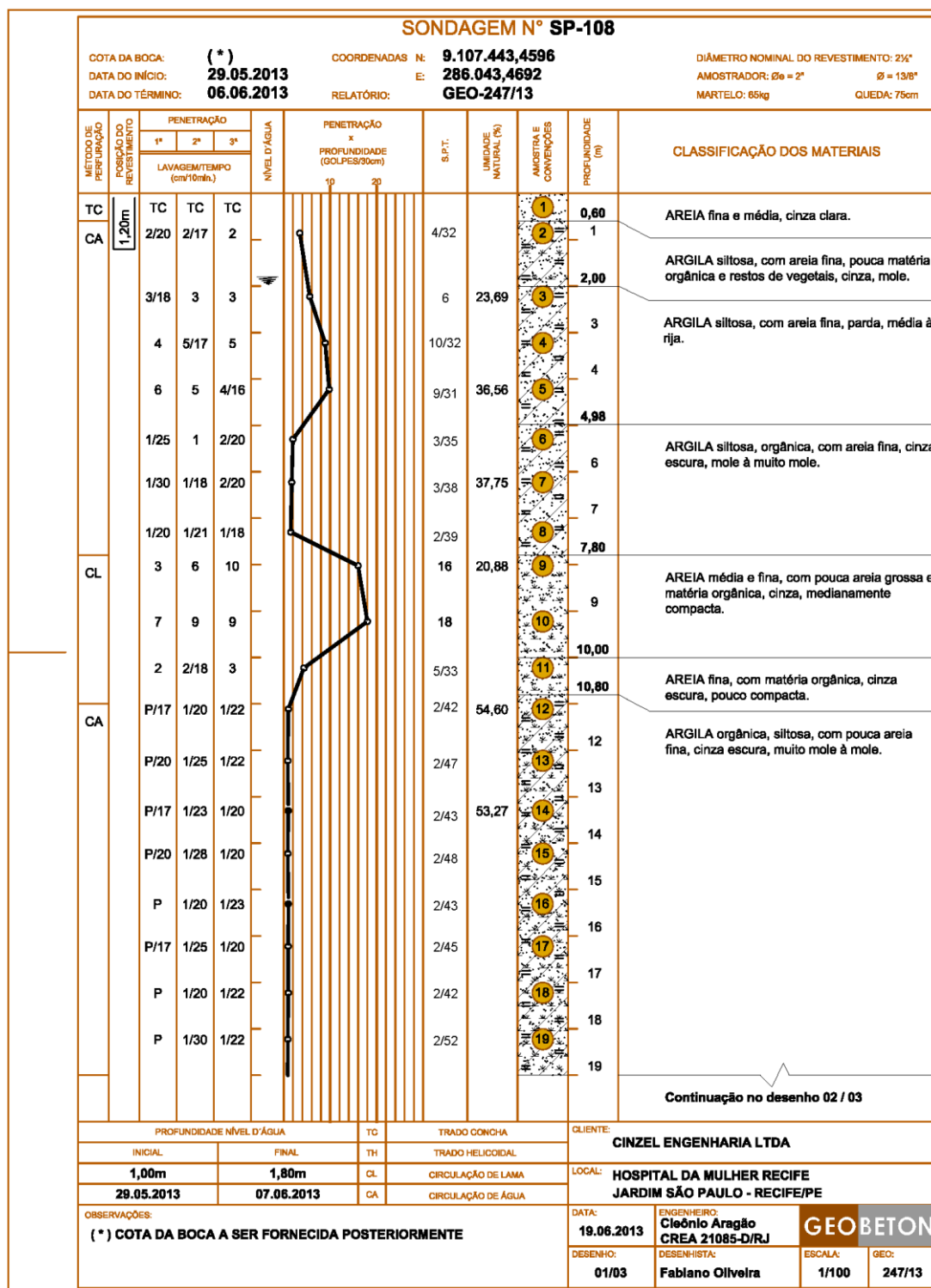
Furo SP-108		Furo SP-109			
Amostra	Profundidade (m)	Amostra	Profundidade (m)	Amostra	Profundidade (m)
03	2,00 – 2,48	03	1,00 – 1,45	19	17,00 – 17,55
05	4,00 – 4,46	04	1,93 – 2,38	20	18,00 – 18,58
07	6,00 – 6,48	05	3,00 – 3,48	21	19,00 – 19,66
09	7,80 – 8,25	06	4,00 – 4,45	22	20,00 – 20,58
12	10,80 – 11,39	07	4,91 – 5,36	23	21,00 – 21,57
14	13,00 – 13,60	08	6,00 – 6,45	24	22,00 – 22,52
		09	7,00 – 7,50	25	23,00 – 23,53
		10	7,95 – 8,40	26	24,00 – 24,57
		11	9,00 – 9,45	27	25,00 – 25,56
		12	9,86 – 10,42	28	26,00 – 26,56
		13	11,00 – 11,55	29	27,00 – 27,51
		14	12,00 – 12,50	30	28,00 – 28,61
		15	13,00 – 13,51	31	29,00 – 29,58
		16	14,00 – 14,54	32	30,00 – 30,57
		17	15,00 – 15,72	33	31,00 – 31,45
		18	16,00 – 16,58	34	32,00 – 32,51

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

As Figuras 53 e 54 mostram os resultados das sondagens a percussão para os furos SP-108 e SP-109, respectivamente.

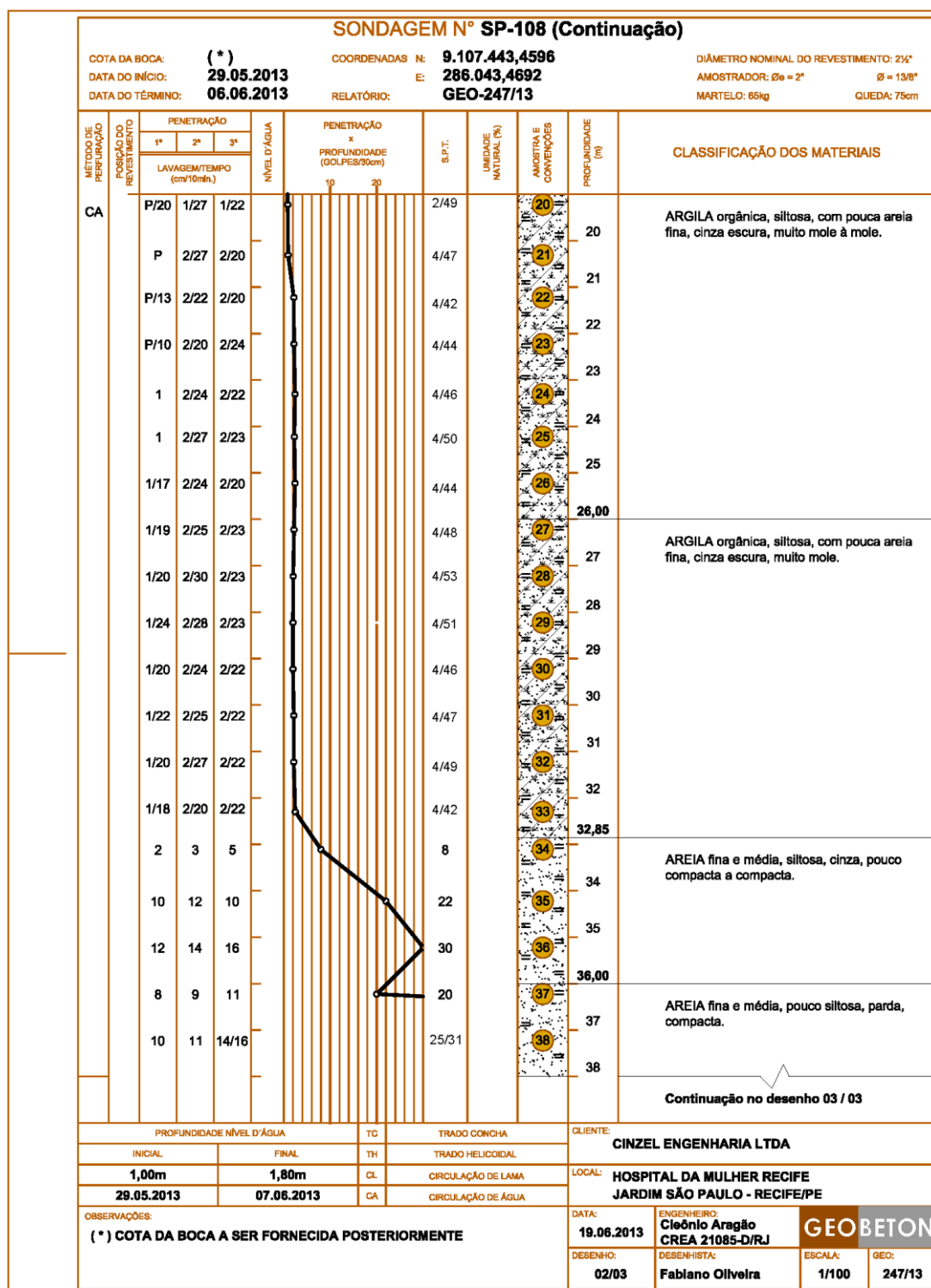
Os demais boletins de sondagens estão apresentados no Apêndice A desta dissertação.

Figura 53 - Resultado da sondagem SPT, SP-108



Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

Figura 53 - Resultado da sondagem SPT, SP-108 (continuação)



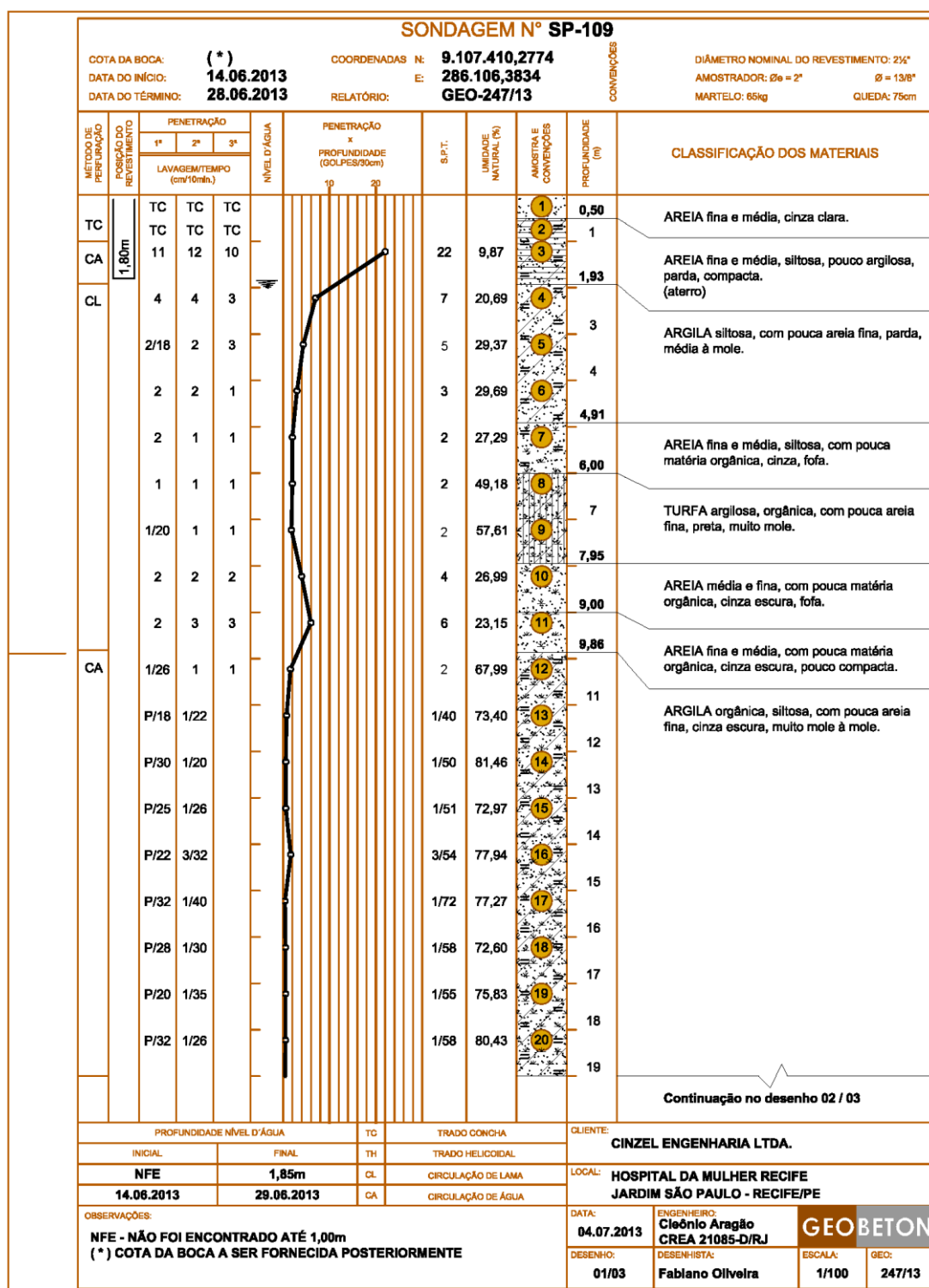
Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

Figura 53 - Resultado da sondagem SPT, SP-108 (continuação)

SONDAGEM N° SP-108 (Continuação)													
COTA DA BOCA: (*)				COORDENADAS N: 9.107.443,4596				DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"					
DATA DO INÍCIO: 29.05.2013				E: 286.043,4692				AMOSTRADOR: Øe = 2"				Ø = 13/8"	
DATA DO TÉRMINO: 06.06.2013				RELATÓRIO: GEO-247/13				MARTELO: 65kg				QUEDA: 75cm	
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSIÇÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		S.P.T.	UMIDADE NATURAL (%)	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
		1ª	2ª	3ª		10	20						
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)											
CA		14	16	17					33		39	AREIA fina e média, pouco silteosa, parda, compacta. Obs.: Amostra "47" consistência muito compacta.	
		8	9	13					22		40		
		10	12	14					26		41		
		13	14	16					30		42		
		14	16	17					33		43		
		13	14	17					31		44		
		18	17	19					36		45		
		18	16	18					34		46		
		15/3	15/1	15/0					30/1		47		
		1	0	0									Impenetrável ao trépano
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA			CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA				
INICIAL					TH	TRADO HELICOIDAL			LOCAL: HOSPITAL DA MULHER RECIFE				
1,00m					CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA			JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE				
29.05.2013					CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA							
OBSERVAÇÕES:													
(*) COTA DA BOCA A SER FORNECIDA POSTERIORMENTE													
DATA: 19.06.2013				ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ				GEOBETON					
DESENHO: 03/03				DESENHISTA: Fabiano Oliveira				ESCALA: 1/100		GEO: 247/13			

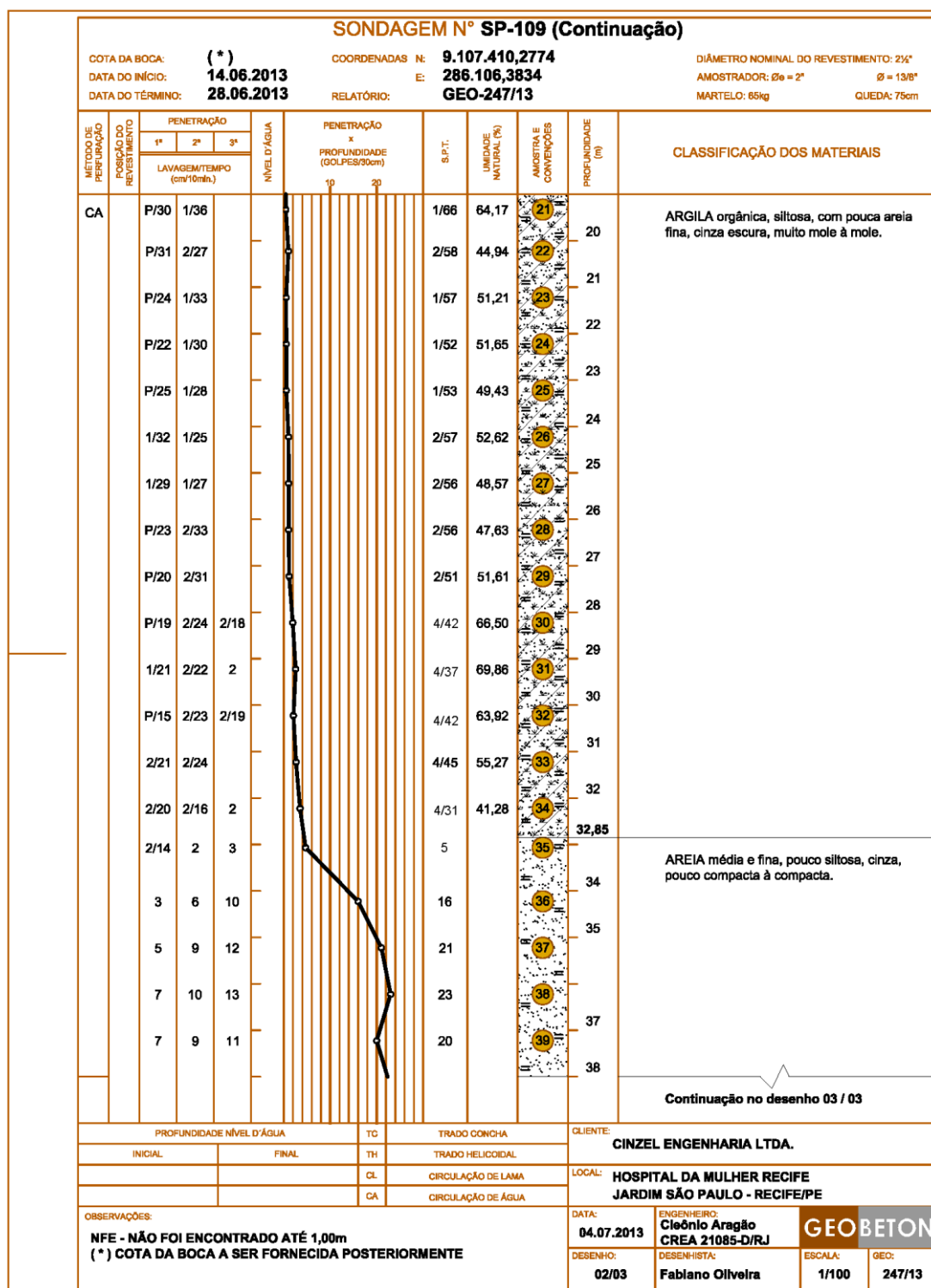
Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

Figura 54 - Resultado da sondagem SPT, SP-109



Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

Figura 54 - Resultado da sondagem SPT, SP-108 (continuação)



Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

Figura 54 - Resultado da sondagem SPT, SP-108 (continuação)

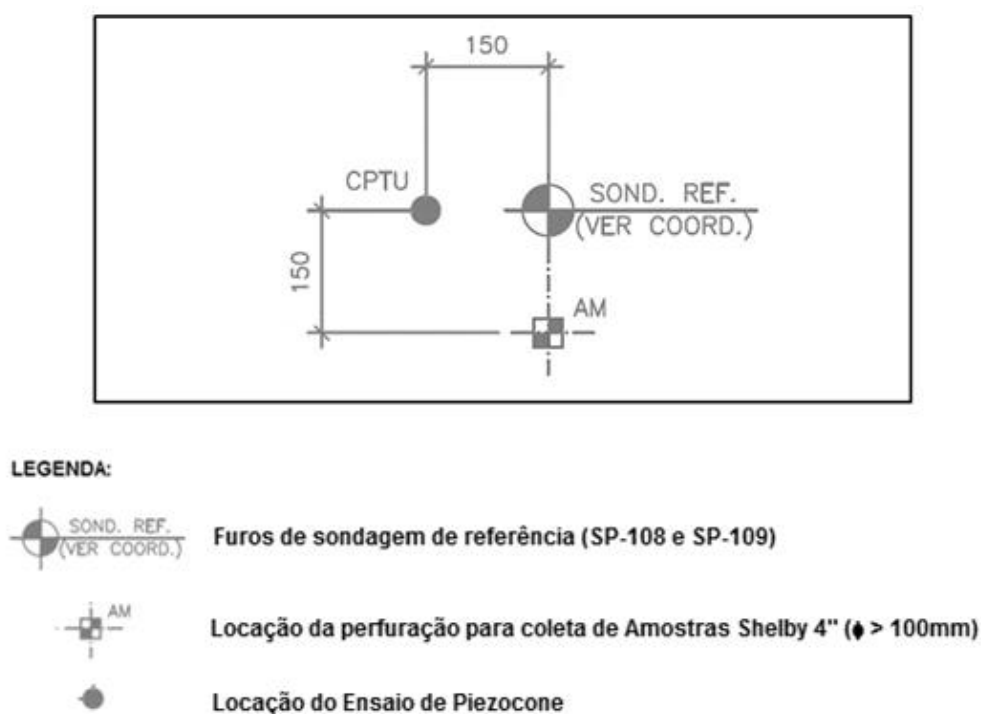
SONDAGEM N° SP-109 (Continuação)													
COTA DA BOCA: (*)			COORDENADAS N: 9.107.410,2774			DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"							
DATA DO INÍCIO: 14.06.2013			E: 286.106,3834			AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"							
DATA DO TÉRMINO: 28.06.2013			RELATÓRIO: GEO-247/13			MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm							
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		S.P.T.	UMIDADE NATURAL (%)	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
		1ª	2ª	3ª		10	20						
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)											
CA		8	11	12				23		40	39	AREIA média e fina, pouco silteosa, cinza, pouco compacta à compacta. Obs.: Amostra "44" consistência muito compacta.	
		7	10	11				21		41	40		
		6	8	8				16		42	41		
		8	10	13				23		43	42		
		14	18	15/7				33/22		44	42,42		
		2	2	1								Impenetrável ao trépano	
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA			CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA.				
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL			LOCAL: HOSPITAL DA MULHER RECIFE JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE					
				CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA								
				CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA								
OBSERVAÇÕES:										DATA: 04.07.2013		ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ	
NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,00m (*) COTA DA BOCA A SER FORNECIDA POSTERIORMENTE										DESENHO: 03/03		DESENHISTA: Fabiano Oliveira	
										ESCALA: 1/100		GEO: 247/13	

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

4.2.2 Ensaios CPTU

A campanha de ensaio de piezocone foi realizada conforme os padrões da norma NBR 12069/1991 (MB-3406) (ABNT, 1991) e foi composta por dois ensaios, CPTU-108 e CPTU-109. O ensaio CPTU-108 foi realizado na ilha 1 e o CPTU-109 na ilha 2 (ver Figura 52). A Figura 55 mostra a locação ampliada dos ensaios CPTU em relação as sondagens a percussão de referência.

Figura 55 - Locação ampliada da perfuração para coleta das amostras Shelby e do Ensaio de piezocone em relação aos furos das sondagens de referência, SP-108 e SP-109.

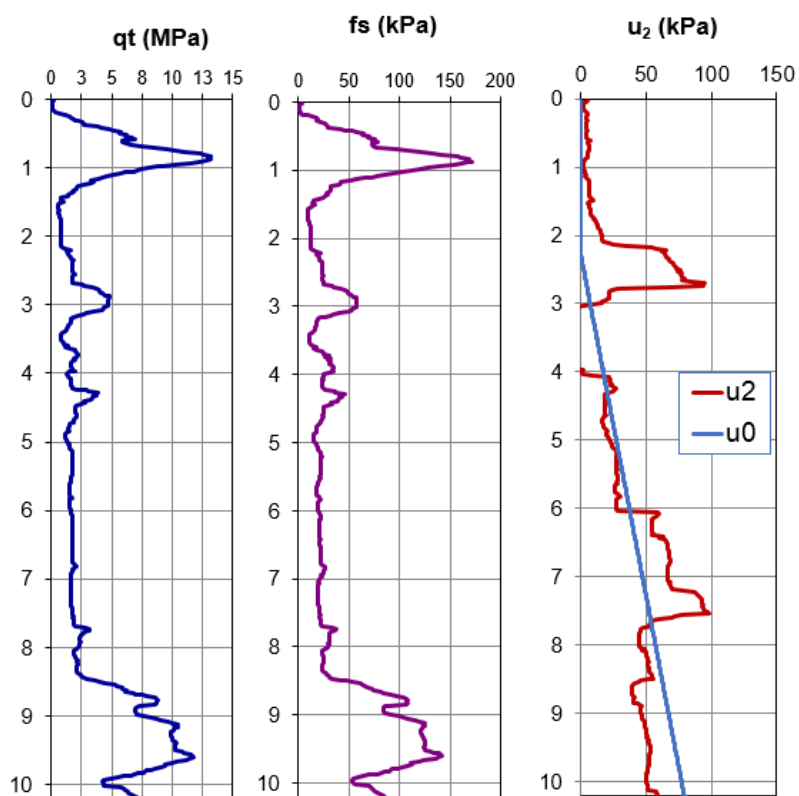


Fonte: Planta de locação de sondagens e ensaios da empresa Gusmão Engenheiros Associados LTDA.

Os ensaios de piezocone foram realizados até a profundidade de 10,38m na vertical do CPTU-108 e 17,89m na vertical do CPTU-109. O ensaio da vertical CPTU-108 foi encerrado na profundidade de 10,38m por falta de reação do equipamento de cravação.

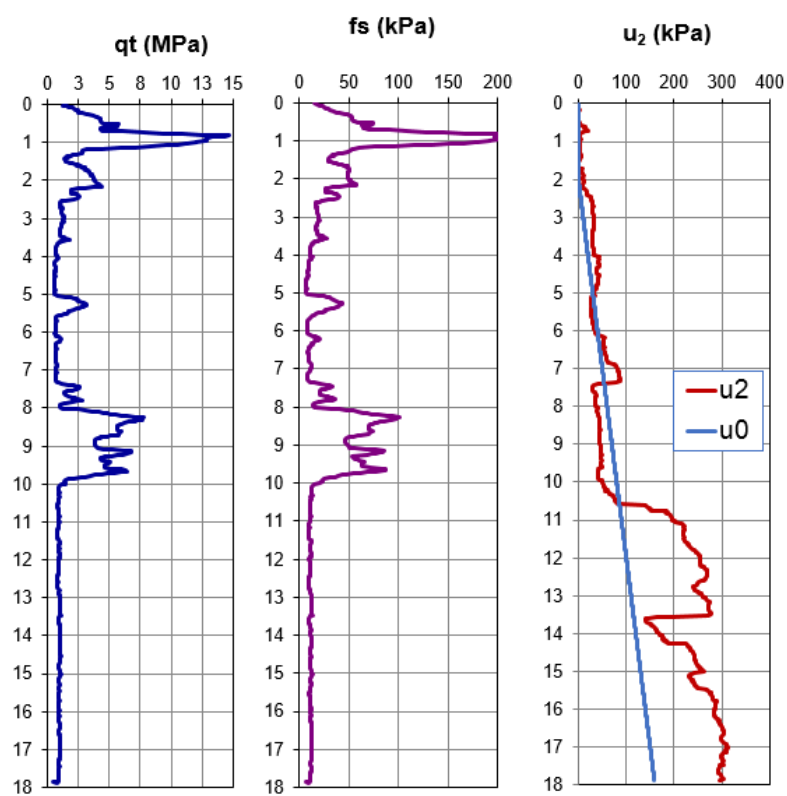
As Figuras 56 e 57 mostram os resultados dos ensaios CPTU-108 e CPTU-109.

Figura 56 - Resultados do CPTU-108, ilha 1.



Fonte: Relatório do ensaio CPTU – GEOBETON.

Figura 57 - Resultados do CPTU-109, ilha 2.



Fonte: Relatório do ensaio CPTU – GEOBETON.

4.2.3 Retirada de amostras indeformadas tipo Shelby

A campanha de amostragem tipo “Shelby” foi executada de acordo com os padrões estabelecidos na norma NBR 9820 – ABNT e se concentraram nas ilhas de investigação, ilha 1 e 2. As Figuras 52 e 55 exibem a locação da amostragem.

A técnica utilizada compreendeu a perfuração mecanizada por meio de trados vazados e posterior cravação do amostrador Shelby de 4’’ por meio de penetrômetro hidráulico. Após a retirada do amostrador da perfuração, selou-se suas extremidades com parafina. Este procedimento é feito para que a umidade do material coletado seja mantida inalterada.

As amostras foram armazenadas em caixas com serragem, mantidas sempre na posição vertical, de forma que a parte inferior seja a correspondente a parte inferior da amostra antes de ser retirada da escavação, e transportadas para o laboratório.

O transporte desse tipo de material deve ser feito de forma cuidadosa, evitando qualquer perturbação externa visto que o material é sensível e essas perturbações podem alterar ou danificar as amostras.

A campanha de amostragem do local de estudo, contemplou a coleta de 10 (dez) amostras indeformadas do tipo Shelby, 5 (cinco) amostras provenientes do material da ilha 1, e 5 (cinco) amostras provenientes do material da ilha 2.

As profundidades das amostras coletadas podem ser observadas na Tabela 23.

Tabela 23 - Profundidade das amostras Shelby coletadas nas ilhas 1 e 2.

Ilha 1			Ilha 2		
Amostra	Profundidade (m)	Prof. Média (m)	Amostra	Profundidade (m)	Prof. Média (m)
AM-1-1	2,00 a 2,32	2,2	AM-2-1	2,00 a 2,49	2,3
AM-1-2	4,00 a 4,47	4,2	AM-2-2	4,00 a 4,25	4,1
AM-1-3	6,00 a 6,83	6,4	AM-2-3	6,00 a 6,62	6,3
AM-1-4	11,00 a 11,57	11,3	AM-2-4	11,00 a 11,62	11,3
AM-1-5	13,00 a 13,57	13,3	AM-2-5	13,00 a 13,53	13,3

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

A Figura 58 exibe a execução da sondagem a trado para obtenção das amostras indeformadas tipo Shelby.

Figura 58 - Execução de sondagem a trado para retirada de amostra tipo Shelby



4.2.4 Ensaios de laboratório

Os ensaios de laboratório foram executados pelo GEGEP/UFPE, sob coordenação do professor Roberto Quental Coutinho, obedecendo rigorosamente as normas NBR/ABNT, Bibliografias de referência e sob temperatura controlada por ar-condicionado (em torno de 21° C).

Para as amostras indeformadas extraídas das duas áreas de investigação, ilha 1 e 2, foram realizados:

Ilha 1:

- Ensaio triaxial tipo UU: 5 ensaios com 3 corpos de prova cada.
- Ensaio triaxial do tipo CIU: 2 ensaios com 3 corpos de prova cada.
- Ensaio de adensamento com drenagem vertical: 5 ensaios.

Ilha 2:

- Ensaio triaxial tipo UU: 5 ensaios com 3 corpos de prova cada.
- Ensaio triaxial do tipo CIU: 2 ensaios com 3 corpos de prova cada.
- Ensaio de adensamento com drenagem vertical: 5 ensaios.

4.2.4.1 Ensaio de adensamento com drenagem vertical

Os ensaios de adensamento com drenagem vertical foram realizados em corpos de prova com diâmetro de 8,71cm, área de 60 cm² e altura de 2cm com relação diâmetro altura superior a 2,5, conforme recomendação de Lambe (1951) e Bowles (1978). A moldagem dos corpos de prova seguiram as recomendações elaboradas com base no trabalho de Ladd e Degroot (2003).

Foram utilizadas prensas do tipo Bishop, de fabricação nacional, com relação de braço de alavanca de 10:1. O sistema empregado foi o de anel fixo.

Na medidas de variação da altura dos corpos de prova foram utilizados extensômetros mecânicos com sensibilidade de 0,01mm.

A drenagem vertical foi realizada no topo e na base dos corpos de prova, utilizando-se papel filtro saturado entre o corpo de prova e as pedras porosas, sendo estas previamente fervidas até a saturação e, em seguida, esfriadas com jato de água.

Foram aplicados estágios $\Delta p/p = 1$. As pressões aplicadas durante os ensaios foram: 2,5; 5,0; 10; 20; 40; 80; 160; 320 e 640kPa.

O tempo de atuação de cada estágio de carregamento foi o necessário para ocorrer o adensamento primário, tendo sido adotado como igual a 24 horas.

A Figura 59 exibe algumas etapas da execução do ensaio de adensamento.

Figura 59 - Ensaio de adensamento com drenagem vertical.



(a) Moldagem dos corpos de prova em anéis de aço



(b) Ensaios de adensamentos com drenagem vertical em execução nas prensas oedométricas.

Fonte: Relatório dos ensaios de laboratórios – GEGEP.

4.2.4.2 Ensaio triaxial UU

Os corpos de prova foram moldados com diâmetro de 1,4 polegadas (35,6 mm) e altura de 89,0 mm, talhados no torno de moldagem, a partir de amostras indeformadas tipo Shelby.

Após a moldagem os corpos de prova foram montados em células triaxiais em seguida, aplicava-se a tensão confinante.

Após aplicar a tensão confinante os corpos de prova foram rompidos em prensa com velocidade constante igual a 0,480 mm/min, conforme recomendação de Lambe (1951), Bishop e Henkel (1962) e Bowles (1978). Foram aplicados nos diversos ensaios pressões confinantes iguais a 50, 100 e 200 kPa.

A força vertical aplicada e a deformação dos corpos de provas foram medida através de células de cargas elétricas com capacidade para 100 kgf e extensômetro elétricos tipo LVDT com sensibilidade 0,01mm.

A Figura 60 exibe algumas etapas da execução do ensaio triaxial não consolidado, não drenado.

Figura 60 - Ensaio triaxial UU.



(a) Moldagem dos corpos de prova no torno



(b) Montagem dos corpos de prova em células triaxiais

Fonte: Relatório dos ensaios de laboratórios – GEGEP/UFPE.

4.2.4.3 Ensaio triaxial CIU

Os corpos de prova foram moldados com diâmetro de 1,4 polegadas (35,6mm) e altura de 89 mm, talhados no torno de moldagem, a partir de amostras indeformadas tipo Shelby.

Após a moldagem os corpos de prova foram montados em células triaxiais para serem saturados por contra pressão; aplicava-se a tensão confinante e a contrapressão a cada 4 horas, verificando a sua saturação através do parâmetro $B=1$.

Em seguida os corpos de prova eram colocados para serem adensados com pressões de 50, 100 e 200 kPa até a sua estabilização, com o controle da estabilização da poropressão, e também pela compressão primária através do gráfico de adensamento pelo método de Robert Taylor (deformação x Raiz do tempo).

O cisalhamento dos corpos de prova foi realizado em prensa com velocidade constante igual a 0,0603 mm/min, conforme recomendação de Lambe (1951), Bishop e Henkel (1962) e Bowles (1978). Foram aplicados nos diversos ensaios pressões confinantes iguais a 50, 100 e 200 kPa.

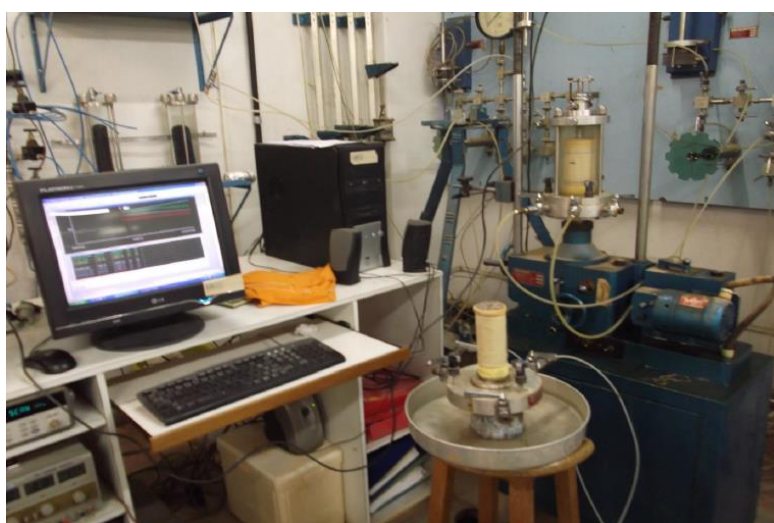
A força vertical aplicada e a deformação dos corpos de provas foram medida através de células de cargas elétricas com capacidade para 100 kgf e extensômetro elétricos tipo LVDT com sensibilidade 0,01 mm. A variação do volume durante o adensamento foi medida através do medidor de volume elétrico, marca ELE com capacidade para 90ml e sensibilidade de 0,01ml.

A Figura 61 exibe algumas etapas da execução do ensaio triaxial consolidado não drenado.

Figura 61 - Ensaio triaxial CIU.



(a) Moldagem dos corpos de prova em torno de moldagem



(b) Montagem e saturação dos corpos de prova em células triaxiais



(c) Adensamento dos corpos de prova

Fonte: Relatório dos ensaios de laboratórios – GEGEP/UFPE.

4.2.5 Resumo dos ensaios

A seguir as Tabelas 24 e 25 apresentam uma síntese dos ensaios de campo e laboratório realizado na campanha de investigação que faz parte deste trabalho.

Tabela 24 - Resumo dos ensaios de campo

Ensaio	Ilha 1	Ilha 2	Total
Sondagem a percussão	-	-	11
Ensaio CPTU	1	1	2
Coleta de amostras tipo Shelby	5	5	10

Tabela 25 - Resumo dos ensaios de laboratório

Ensaio	Ilha 1	Ilha 2	Total
Descrição tátil-visual das amostras	5	5	10
Densidade dos grãos	5	5	10
Umidade natural	5	5	10
Teor de matéria orgânica	5	5	10
Ensaio de adensamento	5	5	10
Ensaio triaxial UU	5	5	10
Ensaio triaxial CIU	2	2	4

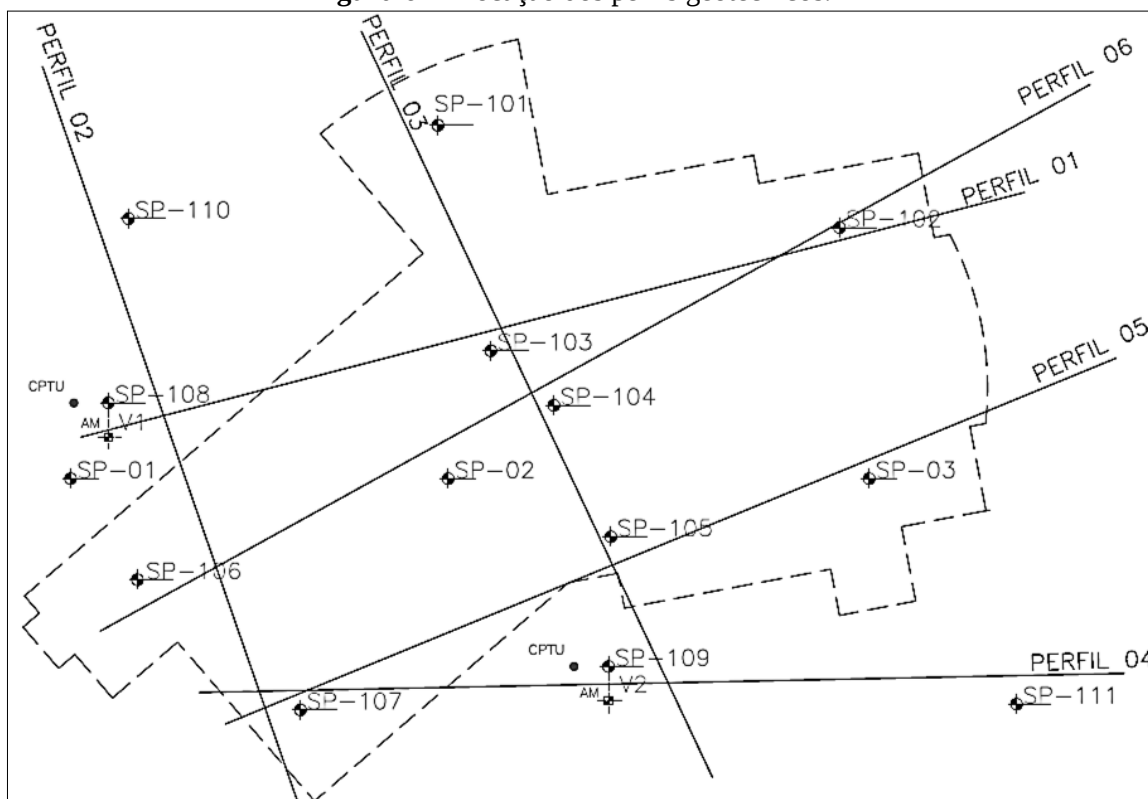
5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Este capítulo dedica-se apresentação e discussão dos resultados dos ensaios de campo e laboratório, classificação das amostras coletadas quanto a qualidade pelos critérios de Lunne *et al.* (1997) e Coutinho *et al.* (1998) e correção da curva de compressibilidade das amostras que apresentaram qualidade insatisfatória pelo método de Schmertmann (1955), Oliveira (2002) e CR e OCR pela proposta de Coutinho (2007). Neste capítulo também será mostrado a utilização das correlações propostas por Coutinho *et al.* (2007) para estimativa de C_c e e_0 . Além disso serão comparados os parâmetros de compressibilidade e resistência obtidos em ensaios de laboratório com os obtidos no ensaio de piezocone e com os resultados de outros estudos que fazem parte do banco de dados do GEGEP/UFPE.

5.1 PERFIL GEOTÉCNICO DA ÁREA DE ESTUDO

Baseado nos resultado das onze sondagens SPT, foram elaborados 06 perfis geotécnicos de forma a abranger a maior área possível e fornecer uma visão geral dos tipos de solos presentes no local de estudo. A Figura 62 mostra a locação dos perfis geotécnicos elaborados a partir das sondagens SPT.

Figura 62 - Locação dos perfis geotécnicos.



Os perfis geotécnicos tipo, perfil 02 e 04, são exibidos nas Figuras 63 e 64. Foram escolhidos perfis que contemplam as sondagens SP-108 e SP-109 visto que em suas proximidades foram realizados outros ensaios bem como a coleta de amostras indeformadas do solo (Ilha 1 e 2).

Figura 63 - Perfil 02, ilha 1.

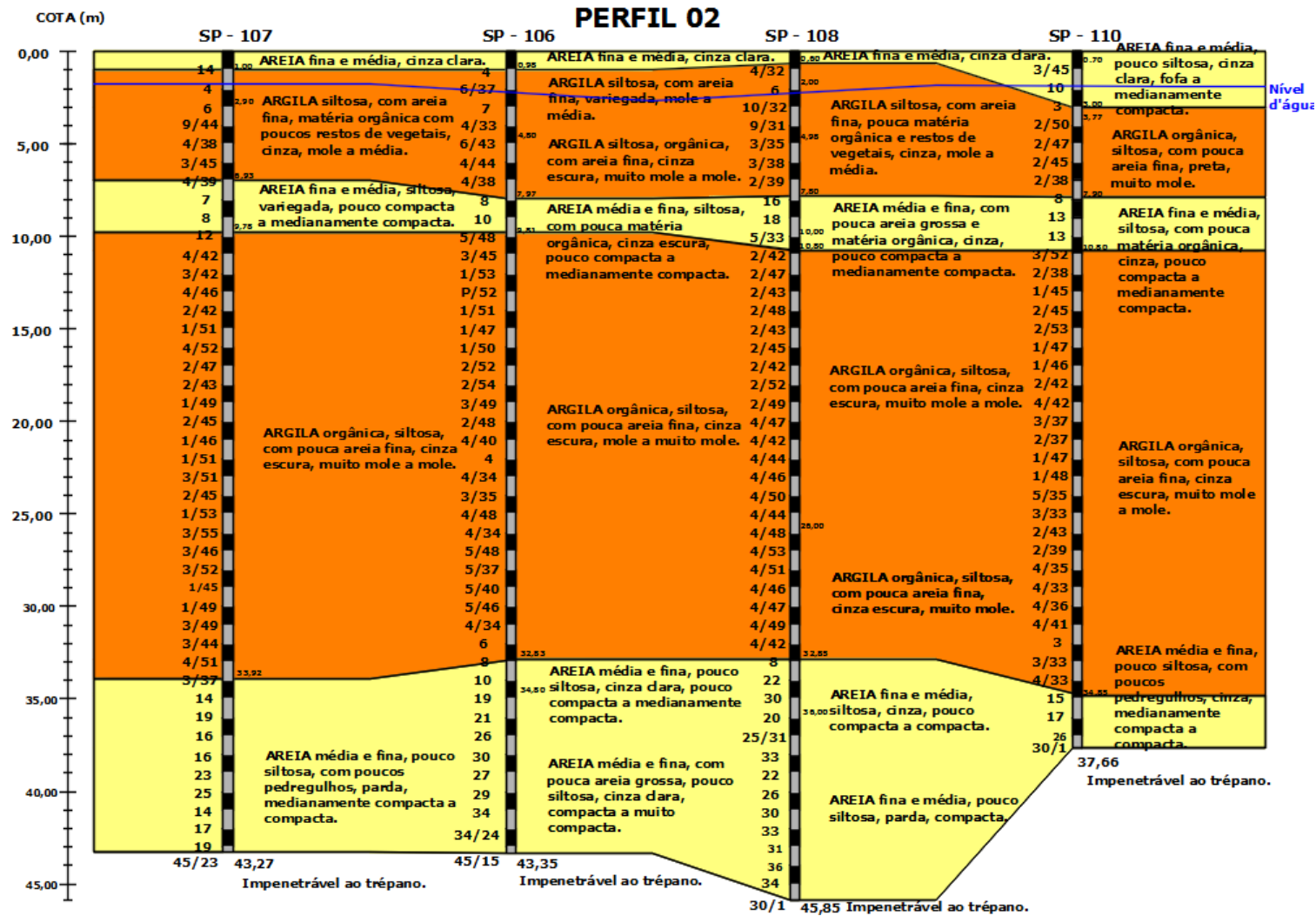
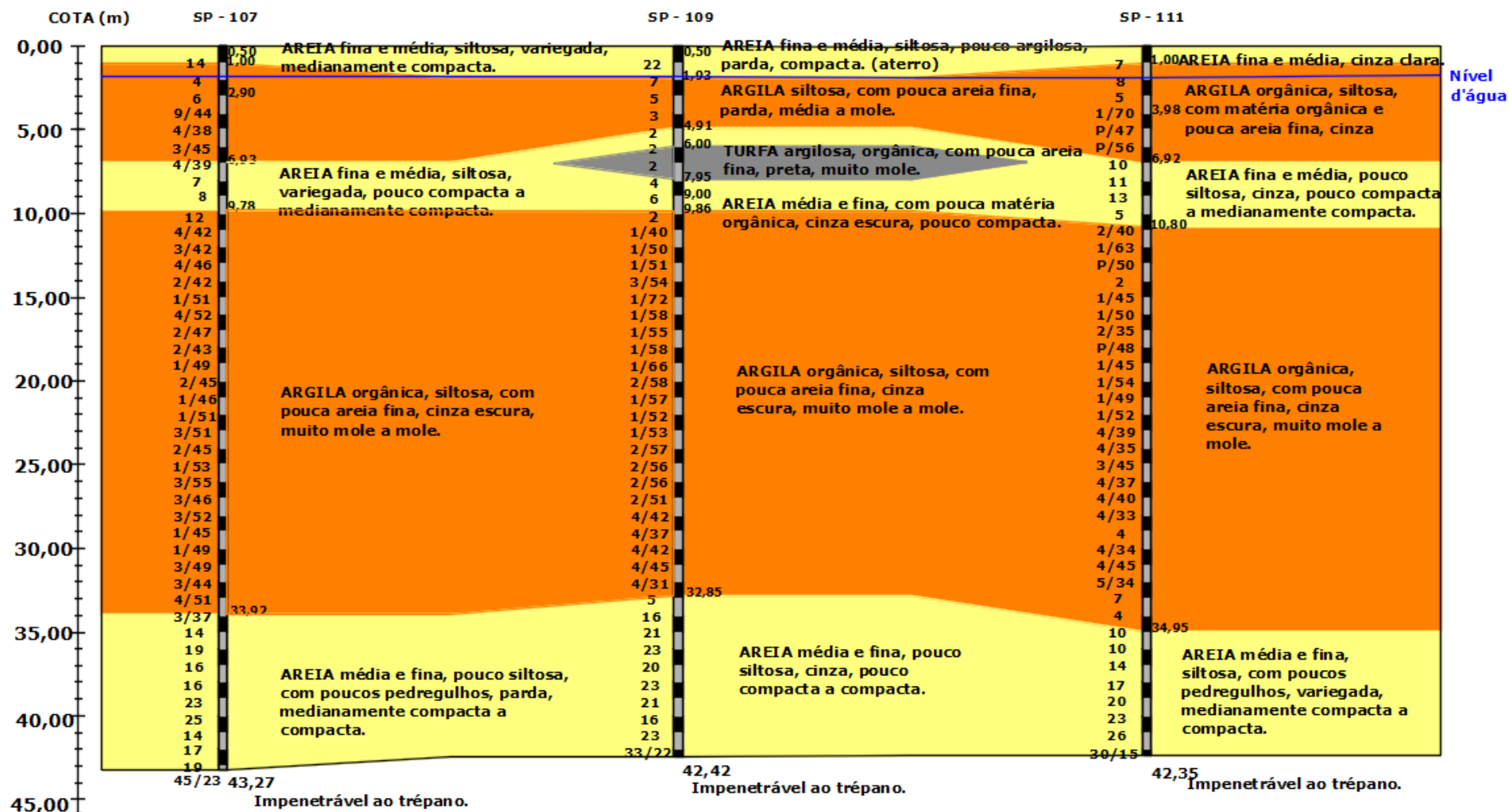
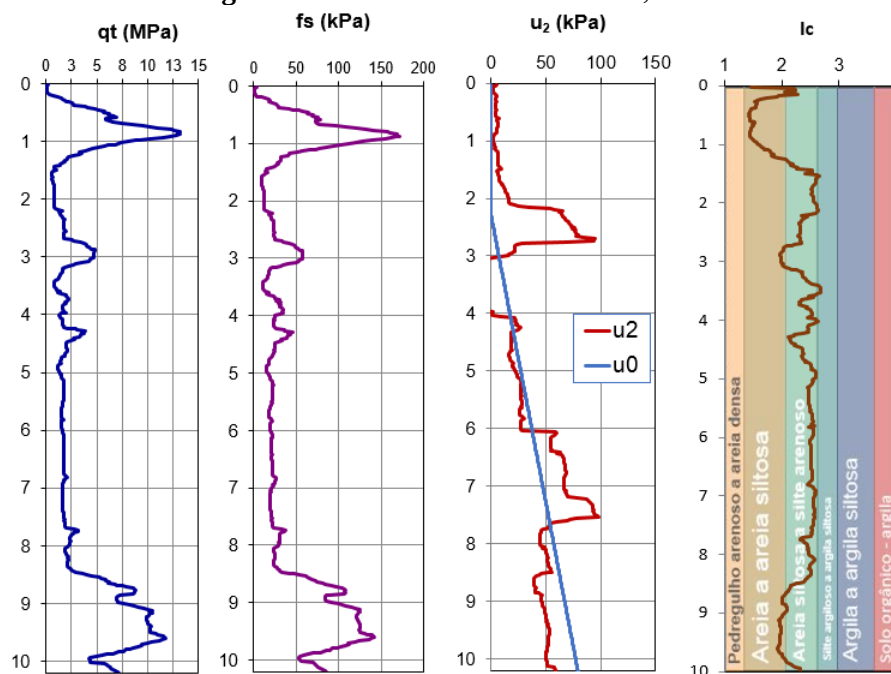


Figura 64 - Perfil 04, ilha 2.

PERFIL 04

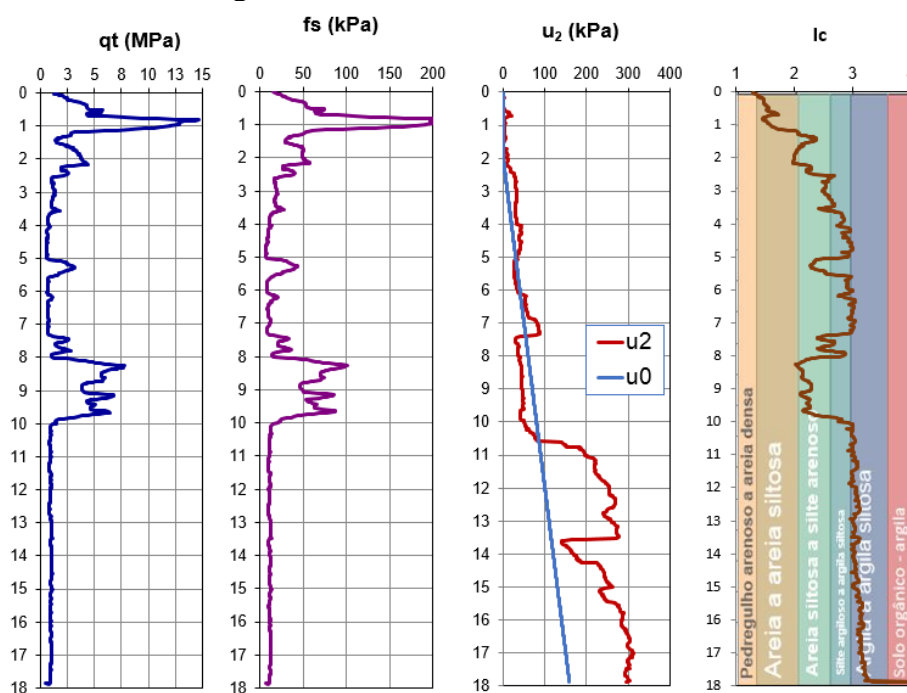
As Figura 65 e 66 exibem os resultados dos ensaios CPTU para as duas ilhas de investigação. A classificação do solo foi feita pela proposta de Jefferies e Davies (1993) através do índice de classificação do material, I_c . Esta proposta de classificação foi discutida no Capítulo 2 desta dissertação.

Figura 65 - Resultados do CPTU-108, ilha 1.



Fonte: Relatório do ensaio CPTU – GEOBETON.

Figura 66 - Resultados do CPTU-109, ilha 2



Fonte: Relatório do ensaio CPTU – GEOBETON.

O resultado do ensaio CPTU-109 apresenta características condizentes com os demais ensaios realizados no depósito estudado. O mesmo não pode ser dito sobre o

CPTU-108 que apresenta resultado bastante discrepante dos demais. O perfil apresentado na Figura 65 mostra como resultado um solo arenoso: areia a areia siltosa até 1,5m de profundidade e areia siltosa a silte arenoso nas demais profundidades até o final do ensaio a pouco mais de 10 metros.

O ensaio CPTU-108 possui uma profundidade de apenas 10,38m. Como dito anteriormente no Capítulo 4, o equipamento utilizado para a execução do ensaio não possuiu reação suficiente para a continuidade à profundidades maiores. Analisando a sondagem a percussão realizada nas proximidades do CPTU-108 (SPT-108) observa-se a existência de uma camada de mais de 20 metros de argila siltosa a partir da profundidade de 10,80m. Como a camada de solo de maior relevância da ilha 1 não foi ensaiada, as análises relativas ao ensaio CPTU serão concentradas nos resultados do CPTU-109 (ilha 2).

Além das sondagens SPT e ensaios CPTU foram coletadas 10 amostras indeformadas tipo Shelby, cinco na ilha 1 e cinco na ilha 2. As cotas de amostragem foram apresentadas no Capítulo 4, Tabela 23.

A Tabela 26 apresenta um resumo da descrição das amostras coletadas nas duas áreas em questão.

Tabela 26 - descrição das amostras das ilhas 1 e 2.

Área	Amostra	Prof. Média (m)	Cor	Classificação	Observações
Ilha 1	AM-1-1	2,2	Verde escura	Argila arenosa siltosa esverdeada	-
	AM-1-2	4,2	Escura	Argila orgânica escura	Apresentou cheiro de matéria orgânica e pequenas conchas
	AM-1-3	6,4	Escura	Argila orgânica preta	Apresentou cheiro de matéria orgânica e pequenas conchas
	AM-1-4	11,3	Escura	Argila orgânica preta	Apresentou cheiro de matéria orgânica e pequenas conchas
	AM-1-5	13,3	Escura	Argila orgânica preta	Apresentou cheiro de matéria orgânica e pequenas conchas
Ilha 2	AM-2-1	2,2	Verde escura	Argila siltosa dura	-
	AM-2-2	4,1	Escura	Argila orgânica plástica escura	Apresentou pequenos pedaços de matéria orgânica e pequenas conchas
	AM-2-3	6,3	Escura	Argila orgânica plástica escura	Apresentou forte cheiro de matéria orgânica, vegetais em decomposição e pequenas conchas
	AM-2-4	11,3	Preta	Argila orgânica preta	Apresentou bastante pedaços de conchas e traços de vegetais em decomposição
	AM-2-5	13,3	Muito escura	Argila orgânica muito escura e plástica	Apresentou pequenas conchas e vegetais

Fonte: Relatório dos ensaios de laboratórios – GEGEP/UFPE.

Para a caracterização geotécnica do solo com relação ao teor de matéria orgânica foi utilizada a classificação geral do LPC (MAGNAN 1980; PERRIN 1974) conforme descrito no Capítulo 3.

Considerando esse critério de classificação: 70% das amostras obtidas neste trabalho, foram classificadas como pouco orgânicas, 20% medianamente orgânica e os 10% restante com TMO < 3% (não orgânica).

As Figuras 67 e 68 apresentam um resumo das características obtidas a partir dos resultados dos ensaios de laboratório das áreas estudada.

Figura 67 - Perfil geotécnico final da ilha 1 e síntese dos resultados dos ensaios de laboratório para caracterização da área.

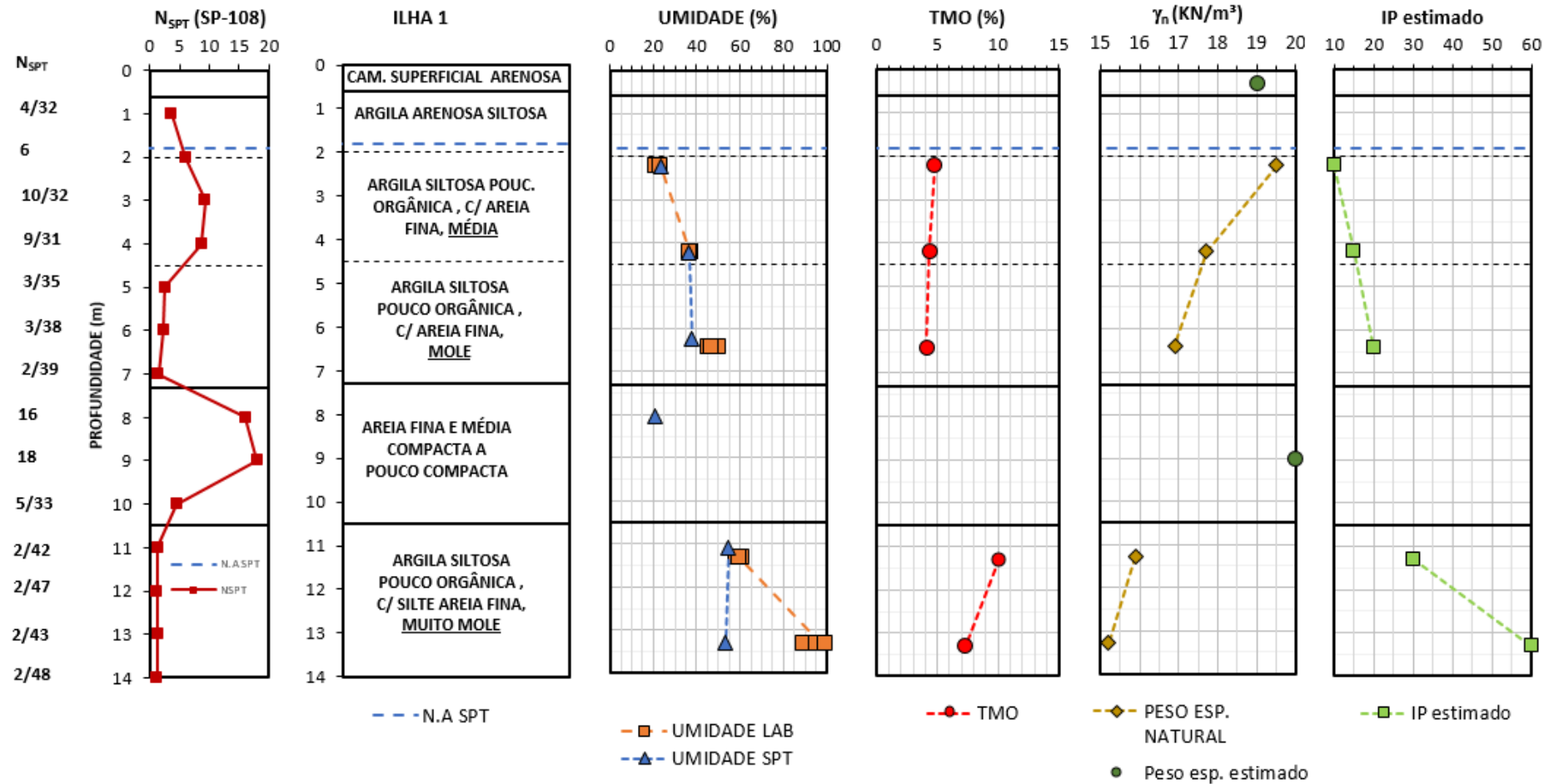
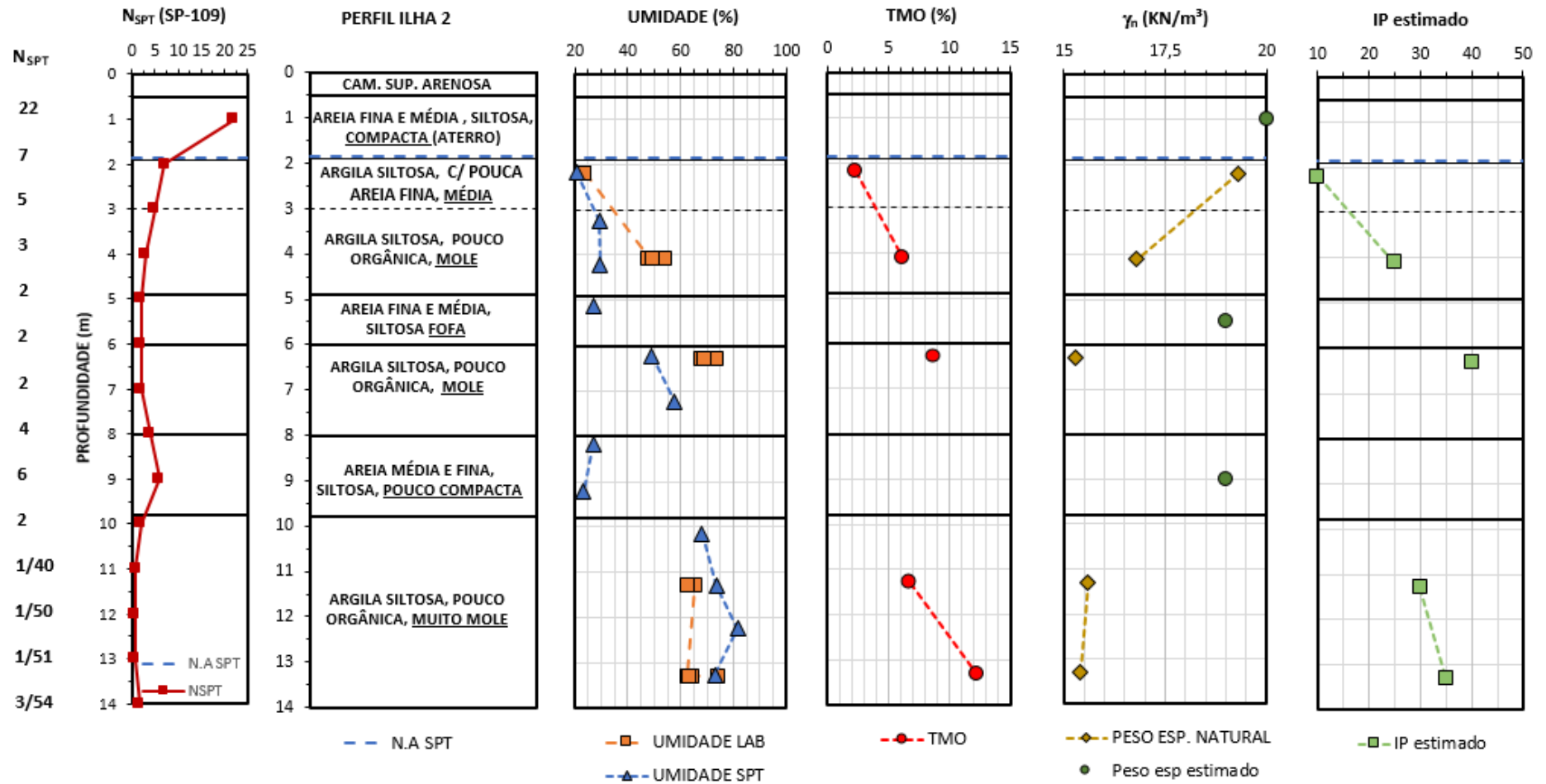


Figura 68 - Perfil geotécnico final da ilha 2 e síntese dos resultados dos ensaios de laboratório para caracterização da área.



Analisando-se os referidos perfis, observa-se que ambos apresentam uma camada superior de aterro/areia, estratificação dos depósitos de solos moles e existência de argilas siltosas orgânicas. O nível d'água foi encontrado na profundidade de 1,80m na ilha 1 e 1,90m na ilha 2. Todas essas características são condizentes com os dados regionais apresentado no Capítulo 3 desta dissertação.

Levando em consideração a proposta de classificação dos perfis típicos de Recife de Oliveira *et al.* (2016), apresentado no Capítulo 3, o perfil da ilha 1 pode ser enquadrada no perfil II B2, figura 69 (b).

O perfil da ilha 2 possui uma pequena diferença em relação ao perfil II B2 proposto por Oliveira *et al.* (2016) nas camadas superficiais. O perfil da ilha 2 possui uma pequena camada de areia e uma pequena camada de argila a mais que o perfil II B2 original, mas mesmo assim foi enquadrado neste tipo de perfil pois suas camadas de maior relevância são compatíveis com o perfil tipo II B2 proposto por Oliveira *et al.* (2016), figura 69 (c).

Figura 69 - (a) Perfil típico II B2 proposto Oliveira *et al.* (2016); (b) e (c) enquadramento dos perfis estudado. *Camada que não está prevista no perfil II B2 originalmente.

PERFIL II B 2	ESPESSURA (m)	PERFIL ILHA 1	ESPESSURA (m)	PERFIL ILHA 2	ESPESSURA (m)
ATERRO	0,00 - 2,78	ATERRO	0,6	ATERRO	1,9
ARGILA	0,75 - 7,93	ARGILA	6,7	ARGILA	3,0
TURFA	0,00 - 8,00	AREIA	3,2	AREIA	1,1 *
AREIA	1,60 - 13,20	ARGILA	22	ARGILA	2,0 *
ARGILA	10,03 - 31,12	AREIA	10	AREIA	1,8
AREIA	0,00 - 16,67			ARGILA	32,0
				AREIA	10,0

(a) (b) (c)

Em oito das dez amostras coletadas nas duas ilhas de investigação foi verificado a presença de concha (Amostras coletadas nas profundidades de 4,0 a 13,0m). Gusmão Filho e Amorim Jr. (1998) afirmam que a presença de conchas de origem marinha é comum no subsolo recifense. De acordo com Oliveira *et al.* (2016) foi encontrado conchas nos bairros do Curado (5 furos de sondagens), Cidade Universitária (10 furos de sondagens), Iputinga (1 furo de sondagem), Boa Viagem (1 furo de sondagem), e na Ilha do Retiro (1 furo de sondagem). Foram encontrados nos perfis típicos IA (2), IB-2 (3), IIA (12), IIB-2 (1).

Ainda com relação aos perfis, merece ser dada atenção ao material encontrado na profundidade de 6,0m na ilha 1 (Figura 63) e classificado inicialmente pela sondagem SPT como turfa argilosa orgânica. No decorrer deste capítulo será mostrado que esse material foi classificado como turfa orgânica erroneamente, uma vez que apresenta umidade natural de 57,61% e conforme Coutinho *et al.* (1998) os solos orgânicos/turfas da planície do Recife

possuem umidade natural na faixa de 180 a 800%. Seguindo essa linha de raciocínio e os outros resultados de ensaios de campo e laboratório, o referido material passou a ser classificado como argila siltosa pouco orgânica, mole.

5.2 ÍNDICES FÍSICOS

As 10 amostras indeformadas coletadas nas duas ilhas de investigação bem como as amostras coletadas no amostrador SPT apresentaram umidade natural entre 21 e 99%, estando compatível com a faixa de umidade das argilas moles/médias do Recife, 18 a 215% (COUTINHO *et al.*, 1998).

A massa específica dos depósitos de argila estudados variaram de 15,2 a 19,5 kN/m³, com os valores decrescendo com a profundidade em ambos os perfis (Figuras 67 e 68). Estes valores estão dentro da faixa de valores presente na literatura, como em Coutinho e Bello (2005) que mostram valores de massa específica entre 10 a 20 kN/m³ para solos argilosos do Recife.

Como não foram realizados ensaios de caracterização das amostras Shelby coletadas no locais de estudo, estimou-se o índice de plasticidade utilizando-se a carta de plasticidade com os resultados de ensaios de laboratório para as argilas moles/média e solos orgânicos/turfas do Recife (COUTINHO e LACERDA, 1987).

Segundo Ferreira e Coutinho (1988) o limite de liquidez dos depósitos de argila da planície do Recife são, em geral, próximo da umidade natural, sendo em algumas profundidades pouco inferior a umidade.

Levando em consideração as duas proposições anteriores - o limite de liquidez dos depósitos de argilas do Recife apresenta valores próximos da umidade natural e utilizando a carta de plasticidade com resultados regionais - estimou-se o limite de liquidez e o índice de plasticidade para o depósito estudado. O item seguinte explica como foi realizada essa estimativa.

5.2.1 Estimativa dos valores do Limite de Liquidez e Índice de Plasticidade

De posse do perfil de umidade natural obtida nos ensaios de laboratório, Figuras 67 e 68, e considerando que a umidade natural das argilas do Recife, em geral, apresenta-se próxima ao limite de liquidez (COUTINHO E OLIVEIRA, 1994). Nesse trabalho, considerou-se o limite de liquidez com valor igual a umidade natural para estimativa do IP.

Através da carta de plasticidade apresentada por Coutinho *et al.* (1988) com os resultados de ensaios de laboratório para as argilas moles/média do Recife e de depósitos orgânicos brasileiros (Juturnaíba/RJ), e com os valores de W_L estimados a partir da umidade natural obtida do local de estudo através dos ensaios de laboratório, foi possível plotar os

valores do limite de liquidez estimado vs. índice de plasticidade, conforme classificação do solo que constitui cada camada.

Os valores de W_L foram posicionados em torno de cada linha correspondente ao tipo de solo, podendo então, ser estimado o valor do IP para cada amostra, conforme verificado na Figura 70. A Tabela 27 mostra os limites de liquidez e índice de plasticidade estimados para cada amostra.

Figura 70 - Determinação do IP através do W_L estimado, plotado na Carta de plasticidade das argilas do Recife

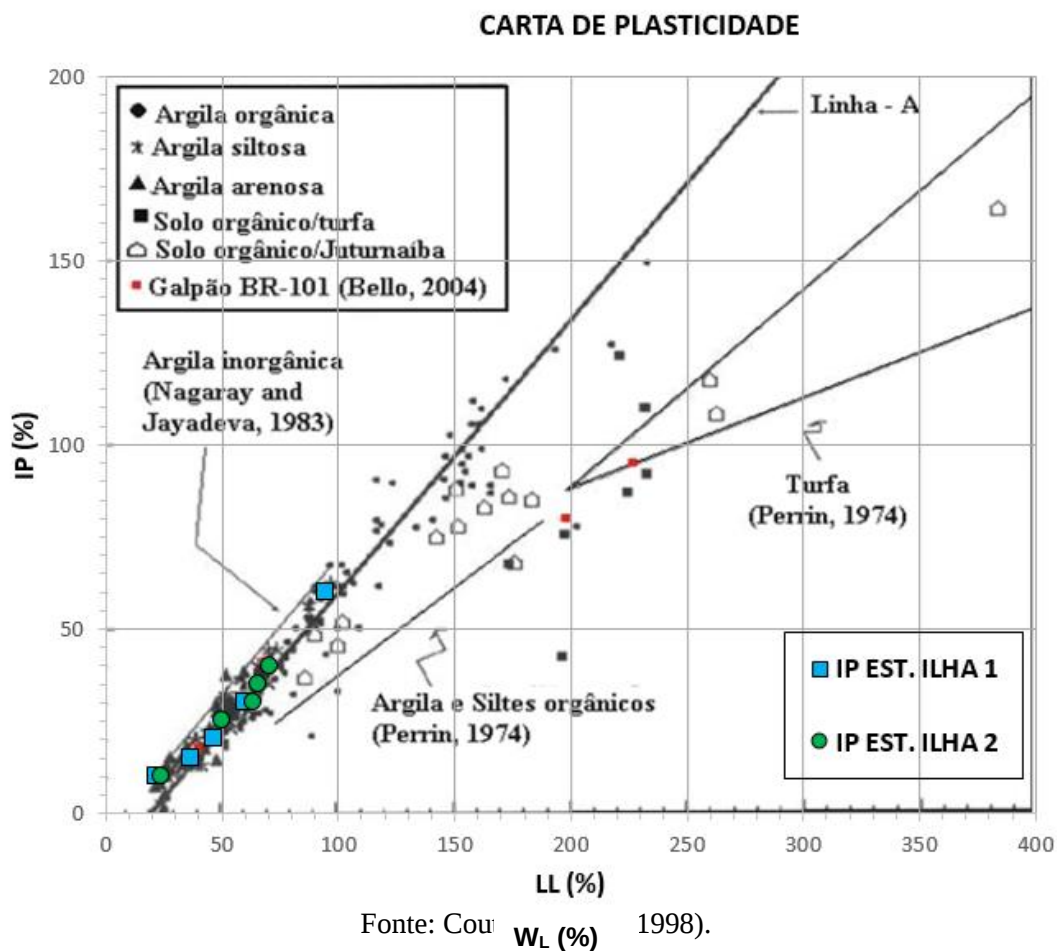


Tabela 27 - Valores dos Limites de Liquidez e Plasticidade estimados

Área	Amostra	Prof. (m)	Descrição da camada	W _n (%) = W _L (%)	IP (%) Estimado
Ilha 1	AM-1-1	2,2	Argila siltosa pouco orgânica, c/ areia fina, média	22	10
	AM-1-2	4,2	Argila siltosa pouco orgânica, c/ areia fina, média	37	15
	AM-1-3	6,4	Argila siltosa pouco orgânica, c/ areia fina, mole	47	20
	AM-1-4	11,3	Argila siltosa pouco orgânica, c/ silte e areia, muito mole	60	30
	AM-1-5	13,3	Argila siltosa pouco orgânica, c/ silte e areia, muito mole	95	60
Ilha 2	AM-2-1	2,2	Argila siltosa c/ pouca areia fina, média	24	10
	AM-2-2	4,1	Argila siltosa, pouco orgânica, mole	50	25
	AM-2-3	6,3	Argila siltosa, pouco orgânica, mole	71	40
	AM-2-4	11,3	Argila siltosa, pouco orgânica, muito mole	64	30
	AM-2-5	13,3	Argila siltosa, pouco orgânica, muito mole	66	35

A extrapolação dos estudos realizados para outros depósitos de solos moles similares, principalmente alguns depósitos da cidade do Recife-PE, mostrou ser de vital importância nesta dissertação, visto que não se dispunha de alguns dados necessários para o desenvolvimento do trabalho.

5.3 RESULTADOS DO ENSAIO DE ADENSAMENTO

A partir dos resultados dos ensaios de adensamento foram determinados os parâmetros de compressibilidade e adensamento: índices de compressibilidade (C_r , C_c , e C_s), tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) e coeficiente de adensamento C_v .

Foi determinada a curva de compressibilidade em termos de índice de vazio (e) versus tensão vertical efetiva (σ'_v), este último, em escala log.

Além das curvas de compressibilidade, foram apresentadas as curvas de coeficiente de adensamento com drenagem vertical (C_v) versus tensão vertical efetiva σ'_v média do estágio, com σ'_v em escala log.

Para a determinação da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) foi utilizado o método de Pacheco e Silva (1970). O índice de recompressão (C_r) foi calculado no trecho de recompressão a partir da tensão vertical efetiva in situ (σ'_{v0}), já o índice de compressão (C_c) foi determinado no trecho retilíneo da curva de compressão virgem logo após a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}). Por fim, o índice de expansão (C_s) foi calculado sobre a reta secante a curva de expansão que une os pontos de início e fim do descarregamento.

A metodologia dos ensaios de adensamento e obtenção dos parâmetros de compressibilidade foram descritas no Capítulo 4 desta dissertação.

5.3.1 Tensão vertical efetiva

Para a determinação do perfil de tensão vertical efetiva, considerou-se os parâmetros de caracterização e índices físicos obtidos nas duas ilhas de investigação, com base nos valores obtidos de peso específico natural (γ_{nat}). Foi dividido o perfil em 7 camadas para ilha 1 e 9 camadas para ilha 2. Admitiu-se que o peso específico saturado (γ_{sat}) é igual ao peso específico natural (γ_{nat}). O peso específico das camadas arenosas (γ^*) foram estimados a partir da proposta de Godoy (1972) *apud* Cintra *et al.* (2003), conforme discutido no Capítulo 2. As Figuras 71 e 72 apresentam os perfis da tensão vertical obtido para as duas ilhas em questão.

Através do perfil descrito, foi determinada a tensão efetiva vertical (σ'_{v0}) nas profundidades das amostras coletadas das duas ilhas, conforme apresentado nas Tabelas 28 e 29.

Figura 71 - Perfil de tensão vertical efetiva das ilha 1.

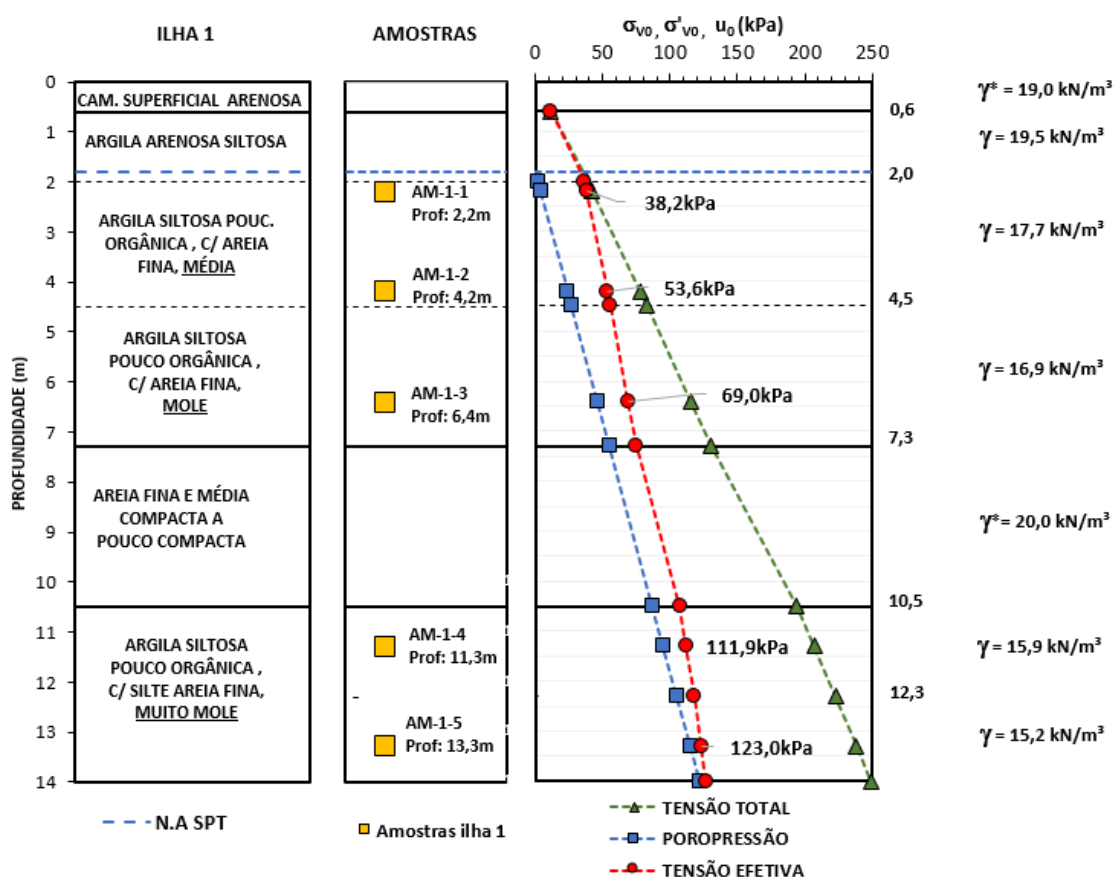


Figura 72 - Perfil de tensão vertical efetiva das ilha 2.

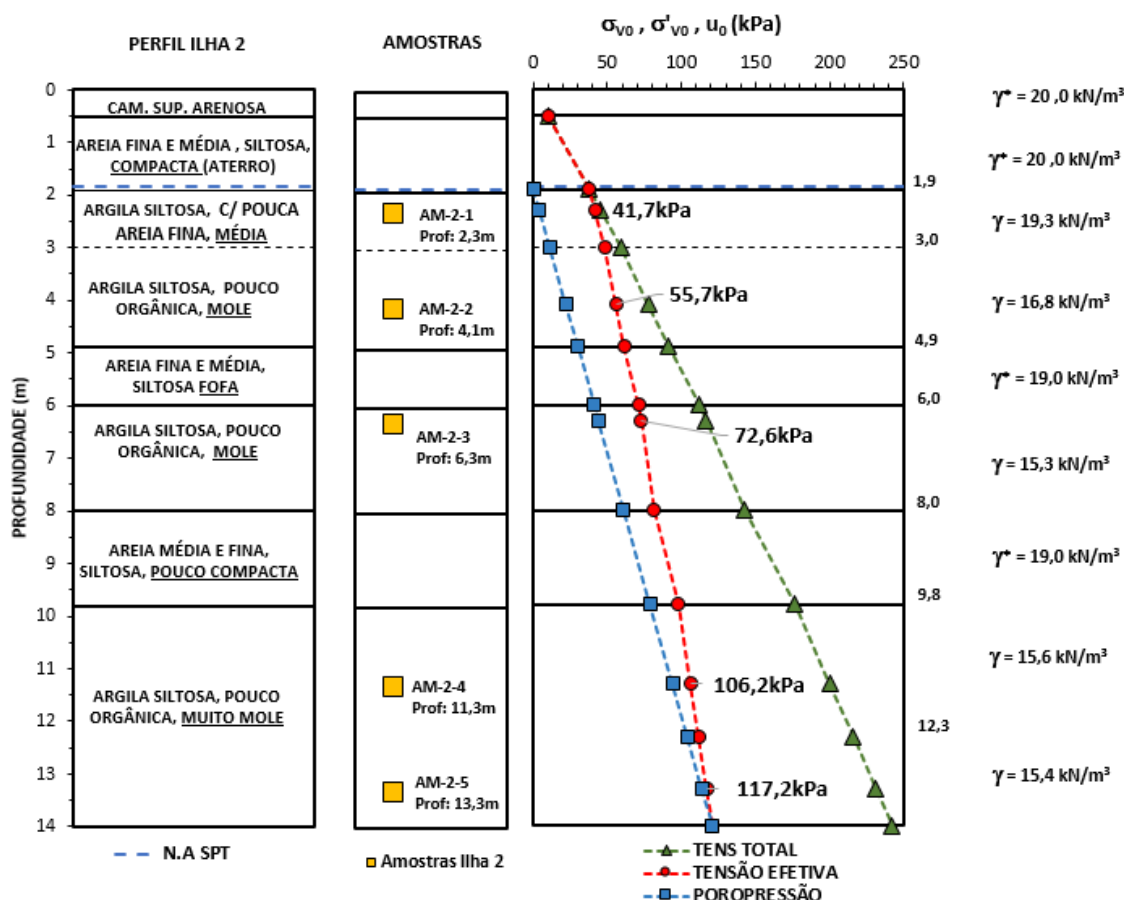


Tabela 28 - Tensão vertical efetiva das amostras da ilha 1.

Corpo de prova	Profundidade (m)	Profundidade média (m)	Tensão Vertical Efetiva - σ'_{v0} (kPa)
AM-1-1	2,0 a 2,32	2,2	38,2
AM-1-2	4,0 a 4,47	4,2	53,6
AM-1-3	6,0 a 6,83	6,4	69,0
AM-1-4	11,0 a 11,57	11,3	111,9
AM-1-5	13,0 a 13,62	13,3	123,0

Tabela 29 - Tensão vertical efetiva das amostras da ilha 2.

Corpo de prova	Profundidade (m)	Profundidade média (m)	Tensão Vertical Efetiva - σ'_{v0} (kPa)
AM-2-1	2,0 a 2,49	2,3	41,7
AM-2-2	4,0 a 4,25	4,1	55,7
AM-2-3	6,0 a 6,62	6,3	72,6
AM-2-4	11,0 a 11,72	11,3	106,2
AM-2-5	13,0 a 13,53	13,3	117,2

Ressalta-se que os valores encontrados para a tensão efetiva das camadas de solo das duas ilhas de investigação carregam uma certa incerteza em seus resultados atrelada a estimativa do peso específico das camadas arenosas por correlação com o N_{SPT} a partir da proposta de Godoy (1972) *apud* Cintra *et al.* (2003), como informado anteriormente.

5.3.2 Tensão de Pré-Adensamento

Como dito no início deste capítulo, a determinação da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) foi realizada pelo método de Pacheco e Silva (1970).

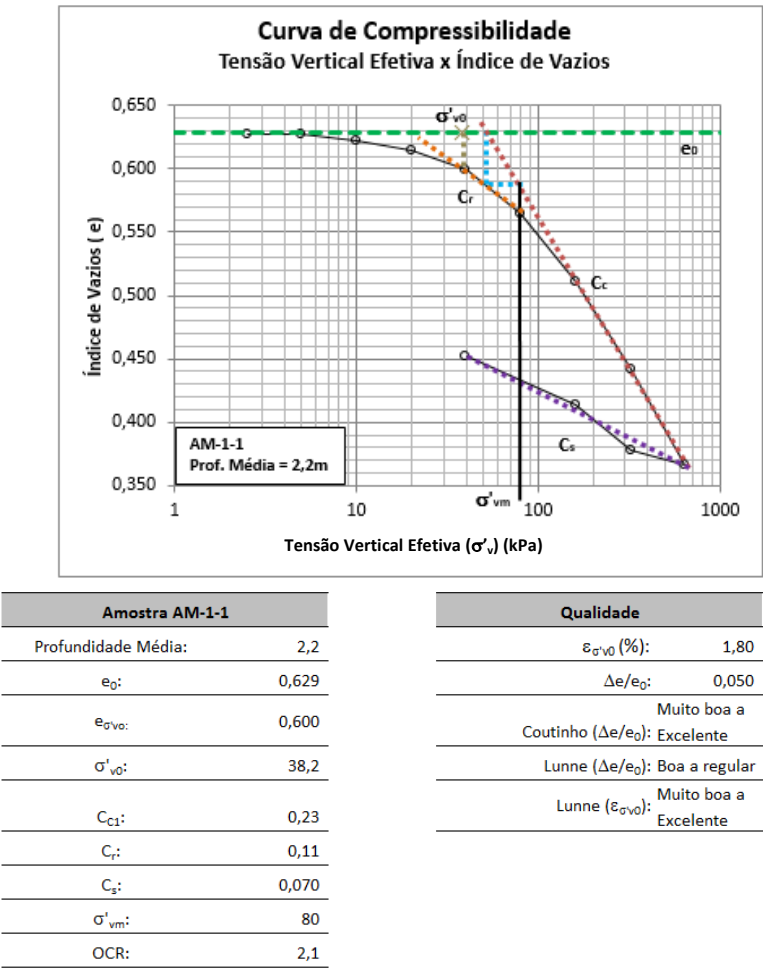
A Tabela 30 apresenta um resumo dos parâmetros obtidos nas ilhas de investigação.

Tabela 30 - Resumo dos parâmetros de compressibilidade das ilhas 1 e 2.

Local	Amostra	Prof. (m)	C_r	C_c	C_s	e_0	$CR = C_c/(1+e_0)$	σ'_{vm} (kPa)	OCR
ILHA 1	AM-1-1	2,2	0,11	0,23	0,07	0,629	0,14	80	2,1
	AM-1-2	4,2	0,06	0,27	0,05	0,910	0,14	114	2,1
	AM-1-3	6,4	-	0,59	0,10	1,142	0,28	60	0,9
	AM-1-4	11,3	-	0,52	0,14	1,488	0,21	75	0,7
	AM-1-5	13,3	-	0,73	0,17	1,825	0,26	70	0,6
ILHA 2	AM-2-1	2,3	0,07	0,18	0,04	0,632	0,11	90	2,2
	AM-2-2	4,1	0,24	0,37	0,07	1,216	0,17	60	1,1
	AM-2-3	6,2	-	0,83	0,16	1,819	0,29	70	1,0
	AM-2-4	11,3	-	0,68	0,18	1,621	0,26	80	0,8
	AM-2-5	13,3	-	0,81	0,18	1,823	0,29	65	0,6

A Figura 73 exemplifica a obtenção dos parâmetros de compressibilidade para uma amostra da ilha 1. A metodologia de obtenção dos parâmetros foi exibida no Capítulo 2. As curvas das demais amostras estão contempladas no Apêndice C desta dissertação.

Figura 73 - Curva de compressibilidade e determinação dos parâmetros (C_r , C_c , C_s e σ'_{vm}) da amostra AM-1-1. (ILHA 1)



5.3.3 Avaliação da qualidade da amostra

Para a classificação da qualidade das amostras extraídas no local de estudo, foi utilizado a metodologia proposta por Lunne *et al.* (1997) e Coutinho (2007), este último desenvolveu sua proposta com base nas argilas brasileiras.

Conforme descrito no Capítulo 2, a metodologia consiste na determinação do OCR e do índice $\Delta e/e_0$, onde Δe é a variação do índice de vazios desde o início do ensaio até a tensão vertical efetiva in situ σ'_{v0} . A classificação também pode ser feita em termos da deformação volumétrica (ε_{v0}) para uma argila particular, multiplicando-se $\Delta e/e_0$ por $e_0/(1+e_0)$ correspondente.

A Tabela 31 apresenta as classificações obtidas nas amostras extraídas nas duas ilhas de investigação estudadas, segundo critérios de Coutinho (2007) e Lunne *et al.* (1997).

Tabela 31 - Resumo da análise da qualidade das amostras das duas ilhas estudadas.

Local	Amostra	Prof. (m)	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{vm} (kPa)	OCR	e_0	$e_{\sigma'_{v0}}$	$\Delta e/e_0$	$\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$ (%)	Coutinho ($\Delta e/e_0$)	Lunne ($\Delta e/e_0$)	Lunne ($\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$)
ILHA 1	AM-1-1	2,2	38,2	80	2,1	0,629	0,600	0,050	1,8	Muito boa a excelente	Boa a regular	Muito boa a excelente
	AM-1-2	4,2	53,6	114	2,1	0,910	0,882	0,031	1,5	Muito boa a excelente	Muito boa a excelente	Muito boa a excelente
	AM-1-3	6,4	69	60	0,87	1,142	0,940	0,18	9,4	Muito pobre	Muito pobre	Podre / Muito pobre
	AM-1-4	11,3	111,9	75	0,67	1,488	1,148	0,23	13,7	Muito pobre	Muito pobre	Podre / Muito pobre
	AM-1-5	13,3	117,2	70	0,57	1,825	1,294	0,29	18,8	Muito pobre	Muito pobre	Podre / Muito pobre
ILHA 2	AM-2-1	2,3	41,7	90	2,2	0,632	0,590	0,070	2,5	Boa a regular	Pobre	Muito boa a excelente
	AM-2-2	4,1	55,7	60	1,1	1,216	1,083	0,11	6,3	Pobre	Pobre	Boa a regular
	AM-2-3	6,2	72,6	70	1,0	1,819	1,649	0,090	5,9	Pobre	Pobre	Boa a regular
	AM-2-4	11,3	106,2	80	0,75	1,621	1,253	0,23	14,0	Muito pobre	Muito pobre	Podre / Muito pobre
	AM-2-5	13,3	117,2	65	0,55	1,823	1,132	0,38	24,5	Muito pobre	Muito pobre	Podre / Muito pobre

Os resultados da análise da qualidade das amostras realizadas nas ilhas de investigação mostram que apenas 3 das 10 amostras ensaiadas apresentaram resultados satisfatórios, variando entre uma classificação regular a excelente pelo critério de classificação de Coutinho (2007). As demais amostras apresentaram resultado pobre a muito pobre.

Ressalta-se que a amostra AM-2-3 classificada como pobre pela classificação de Coutinho (2007) apresenta $\Delta e/e_0 = 0,093$ que é um valor muito próximo do limite entre as classificações boa a regular e pobre. Sendo assim, como sugestão e autorização do próprio autor da classificação, Coutinho (2007), a referida amostra pode ser considerada como de qualidade regular.

5.3.4 Correção da curva de Compressibilidade

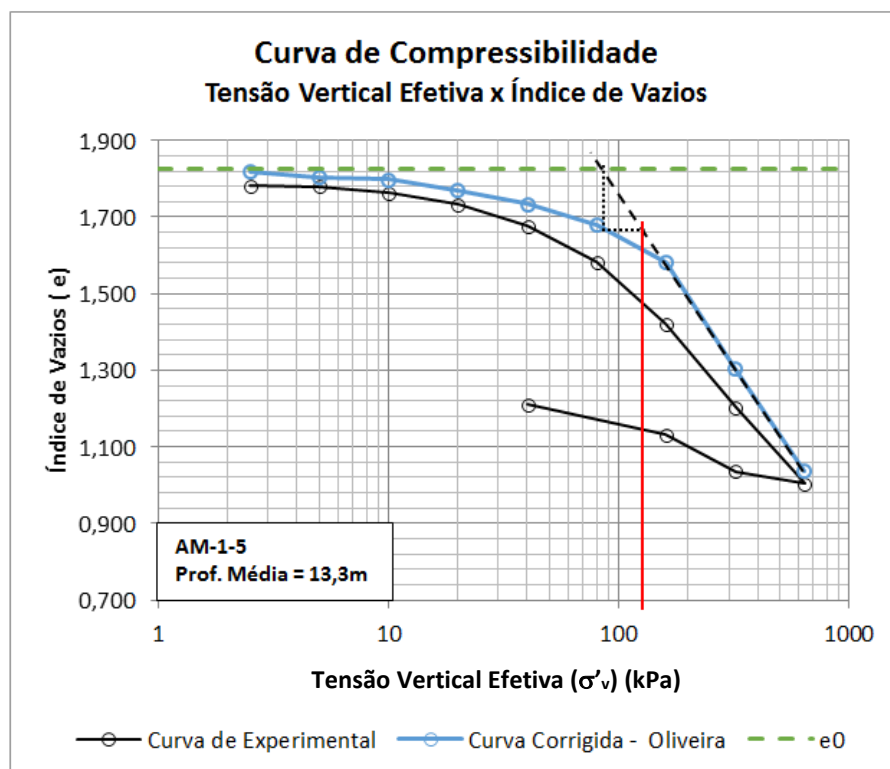
Para a interpretação correta dos parâmetros nas amostras classificadas como pobre ou muito pobre, as curvas de compressibilidades foram corrigidas utilizando os métodos de Schmertmann (1955), Oliveira (2002) e Coutinho (2007), conforme descrito no Capítulo 2.

5.3.4.1 Proposta de correção de Oliveira (2002)

A proposta de Oliveira (2002) foi aplicada nas amostras que apresentaram $e_0 > 1,4$ uma vez que quando o método foi aplicado nas amostras com índice de vazios iniciais menores os resultados obtidos foram inconsistentes.

Para análise do comportamento do método de correção, recomenda-se aplicá-lo em amostras que apresentaram qualidade satisfatória para verificar se a curva obtida por ele mantém a mesma tendência de comportamento da amostra de boa qualidade. Como nenhuma das amostras onde foi possível aplicar o método de correção de Oliveira (2002) apresentaram qualidade satisfatória com relação a classificação de qualidade da amostra, não foi possível analisar o comportamento da correção proposta.

A Figura 74, exemplifica a correção pelo método de Oliveira (2002), sendo apresentados as demais correções, no Apêndice D.

Figura 74 - Correção da curva de compressibilidade (OLIVEIRA, 2002), amostra AM-1-5, Ilha 1

A Tabela 32 apresenta a comparação entre os parâmetros obtidos com e sem correção, para as amostras onde foi possível a aplicação do método de Oliveira (2002). Percebe-se que a tensão de pré-adensamento foi mais influenciada pela correção que o índice de compressão.

Tabela 32 - Comparação entre os parâmetros de compressibilidade com e sem correção.

Local	Amostra	Prof (m)	σ'_{v0} (kPa)	OEDOMÉTRICO			CORREÇÃO (OLIVEIRA, 2002)			CORREÇÃO/OEDO MÉTRICO	
				σ'_{vm} (kPa)	OC R	C_c	σ'_{vm} (kPa)	OCR	C_c	σ'_{vm} (kPa)	C_c
Ilha 1	AM-1-4	11,3	111,9	75	0,7	0,52	158	1,4	0,76	2,11	1,46
	AM-1-5	13,3	117,2	70	0,6	0,73	134	1,1	0,91	1,91	1,25
Ilha 2	AM-2-3	6,3	72,6	70	1,0	0,83	147	2,0	0,90	2,10	1,08
	AM-2-4	11,3	106,2	80	0,8	0,68	151	1,4	0,81	1,89	1,19
	AM-2-5	13,3	117,2	65	0,6	0,81	137	1,2	0,90	2,11	1,11

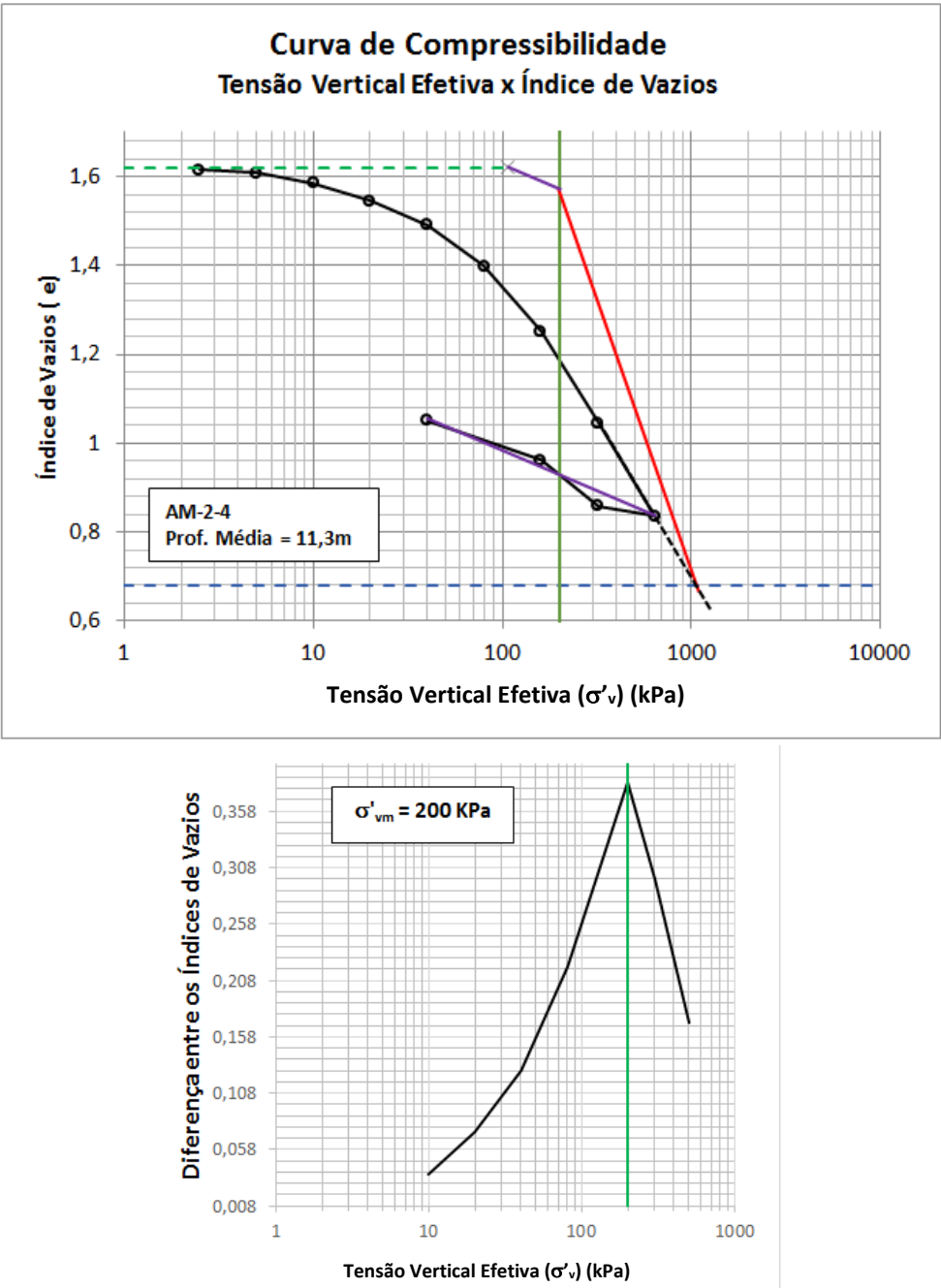
5.3.4.2 Proposta de correção Schmertmann (1955)

A correção da curva de compressibilidade utilizando o método de Schmertmann (1955) seguiu a metodologia descrita no Capítulo 2. A Tabela 33 apresenta os parâmetros corrigidos pela proposta de Schmertmann (1955). A Figura 75 apresenta uma das amostras corrigidas. No Apêndice E, encontram-se todas as demais amostras corrigidas.

Tabela 33 - Parâmetros corrigidos pela proposta de Schmertmann (1955).

Local	Amostra	Prof. (m)	σ'_{v0} (kPa)	OEDOMÉTRICO			CORREÇÃO (SCHMERTMANN, 1955)		
				σ'_{vm} (kPa)	OCR	C_c	σ'_{vm} (kPa)	OCR	C_c
Ilha 1	AM-1-3	6,4	69	60	0,9	0,59	80	1,1	0,63
	AM-1-4	11,3	111,9	75	0,7	0,52	200	1,8	1,05
	AM-1-5	13,3	117,2	70	0,6	0,73	200	1,7	1,2
Ilha 2	AM-2-2	4,1	55,7	60	1,1	0,37	80	1,4	0,44
	AM-2-3	6,3	72,6	70	1	0,83	200	2,8	1,63
	AM-2-4	11,3	106,2	80	0,8	0,68	200	1,9	0,73
	AM-2-5	13,3	117,2	65	0,6	0,81	200	1,7	0,99

Figura 75 - Correção da curva de compressibilidade, Schmertmann (1955), amostra AM-2-4 - (Ilha 2).



5.3.4.3 Proposta de Coutinho (2007)

A partir das curvas de compressibilidade obtidas em função da deformação específica (ε_{vo}), foi determinada a deformação específica correspondente as tensões geostáticas no campo (σ'_{v0}) que segundo Lunne *et al.* (1997) é um indicador de amolgamento e consequentemente da qualidade de amostras.

Coutinho *et al.* (1998) e Coutinho *et al.* (2000) comentam que como esperado, os valores de CR e OCR diminuem fortemente quando ε_{vo} aumenta, propondo correlações entre parâmetros como o CR e OCR versus deformação específica (ε_{vo}) para depósitos do SESI-Ibura em diferentes camadas.

Conforme proposto pelo referido autor, as análises da razão de compressão (CR) e razão de pré-adensamento (OCR) *versus* a deformação específica foram realizadas dividindo em camadas, sendo nomeada a camada 1 os depósitos argilosos com profundidade entre 1,9 e 5,0m e camada 2 os depósitos encontrados a profundidades superiores a 6 metros.

Como foram coletadas apenas 10 amostras indeformadas para todo o local de investigação, optou-se por juntar as amostras que fossem semelhantes nas duas ilhas de investigação em camadas iguais.

A Tabela 34 mostra o resumo das amostras que compõem cada camada.

Tabela 34 - Amostras que compõem as camadas 1 e 2.

Camada 1						
Local	Amostra	Classificação (COUTINHO, 2007)	Prof. Média (m)	W _n (%)	γ _n (kN/m ³)	e ₀
Ilha 1	AM-1-1	Muito boa a excelente	2,2	22	19,5	0,629
	AM-1-2	Muito boa a excelente	4,2	37	17,7	0,910
Ilha 2	AM-2-1	Boa a regular	2,3	24	19,3	0,632
	AM-2-2	Pobre	4,1	50	16,8	1,216
Camada 2						
Local	Amostra	Classificação (COUTINHO, 2007)	Prof. Média (m)	W _n (%)	γ _n (kN/m ³)	e ₀
Ilha 1	AM-1-3	Muito pobre	6,4	47	16,9	1,142
	AM-1-4	Muito pobre	11,3	55	15,9	1,488
	AM-1-5	Muito pobre	13,3	95	15,2	1,825
Ilha 2	AM-2-3	Pobre	6,2	71	15,3	1,819
	AM-2-4	Muito pobre	11,3	64	15,6	1,621
	AM-2-5	Muito pobre	13,3	66	15,4	1,823

O valor do OCR corresponde a relação entre a tensão efetiva de pré-adensamento (σ'_{vm}) e a tensão efetiva de campo (σ'_{v0}). Após a correção do OCR, será obtido matematicamente os valores de σ'_{vm} através da relação, pois a tensão efetiva de campo não sofre influência com o amolgamento da amostra, sendo possível a correlação.

Também serão obtidos matematicamente os valores de C_c , através dos valores de CR corrigido.

- Correção do OCR e σ'_{vm}

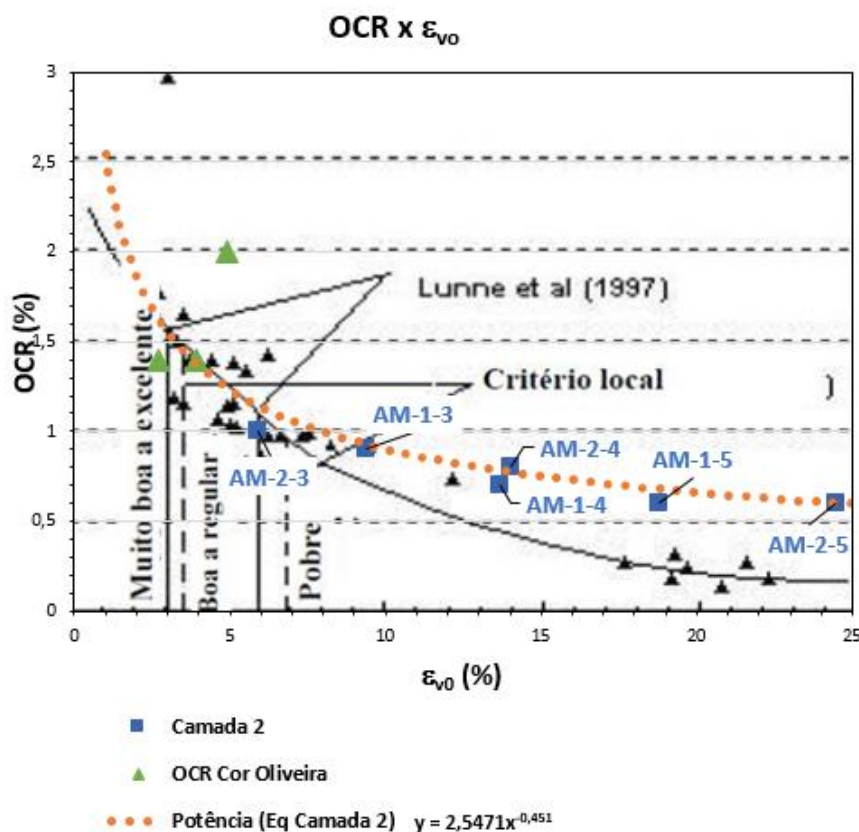
Para aplicabilidade do método de correção proposto por Coutinho (2007) é necessário que existam amostras com qualidade satisfatória e insatisfatória na mesma camada para que seja possível a obtenção da equação de correção dos parâmetros.

Como pode ser visto na Tabela 34, todas as amostras que apresentaram qualidade satisfatória estão localizadas na camada 1.

Como alternativa para utilização do método optou-se por fazer um ajuste na proposta de correção, que consistiu em utilizar as equações propostas por Coutinho (1998) para o Sesi Ibura (Capítulo 2) como uma referência para a tendência do gráfico da equação de correção.

A Figura 76 exibe a equação para correção do OCR das amostras pela proposta de Coutinho (2007). Os pontos corrigidos pelo método proposto por Oliveira (2002) também foi plotado no mesmo gráfico. Observa-se que as duas propostas de correção são coerentes entre si.

Figura 76 - Curva OCR x $\epsilon_{\sigma'_{v0}}$ para a camada 2 do local de estudo, tomando como referência a equação proposta por Coutinho (1998) para o Sesi Ibura.



A Tabela 35 exibe o resumo das correções da razão de pré-adensamento pelo método de Coutinho (2007). O valor de $\varepsilon_{\sigma'v0}$ adotado na equação foi de 4%.

Tabela 35 - Parâmetros σ'_{vm} e OCR corrigidos por Coutinho (2007) para a Camada 2.

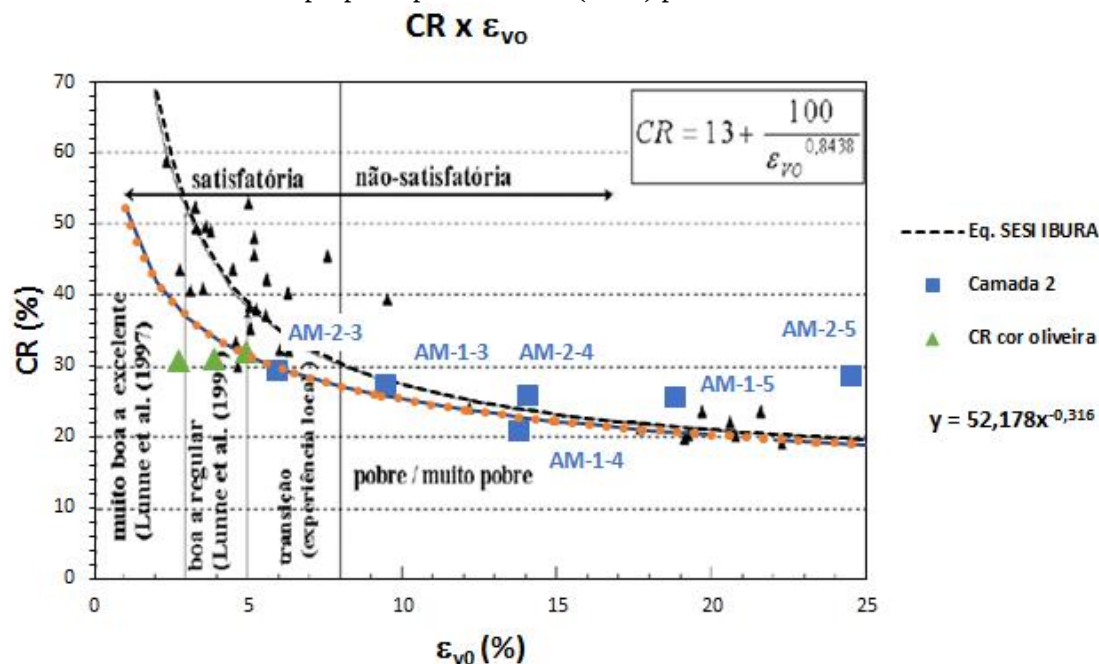
Ilha	Amostras	Prof. Média (m)	Equação	Parâmetros sem correção		Correção – Coutinho (2007)		CORREÇÃO/OE DOMÉTRICO
				σ'_{vm} (kPa)	OCR	σ'_{vm} (kPa)	OCR	
1	AM-1-3	6,4	$OCR = 2,5471 \cdot \varepsilon_{\sigma'v0}^{-0,451}$	60	0,9	94	1,36	1,50
	AM-1-4	11,3	$OCR = 2,5471 \cdot \varepsilon_{\sigma'v0}^{-0,451}$	75	0,7	152	1,36	2,03
	AM-1-5	13,3	$OCR = 2,5471 \cdot \varepsilon_{\sigma'v0}^{-0,451}$	70	0,6	159	1,36	2,27
2	AM-2-3	6,2	$OCR = 2,5471 \cdot \varepsilon_{\sigma'v0}^{-0,451}$	70	1,0	99	1,36	1,41
	AM-2-4	11,3	$OCR = 2,5471 \cdot \varepsilon_{\sigma'v0}^{-0,451}$	80	0,8	144	1,36	1,80
	AM-2-5	13,3	$OCR = 2,5471 \cdot \varepsilon_{\sigma'v0}^{-0,451}$	65	0,6	159	1,36	2,45

- Correção de CR e C_c

A mesma metodologia adotada na proposta de correção da razão de pré-adensamento (OCR) foi aplicada para o índice de compressão (CR).

A Figura 77 exibe a equação para correção do CR pela proposta de Coutinho (2007). Os pontos corrigidos pelo método proposto por Oliveira (2002) também foi plotado no mesmo gráfico. Mais uma vez, observa-se que as duas propostas de correção, de Oliveira (2002) e de Coutinho (2007), são coerentes entre si.

Figura 77 - Curva CR x $\varepsilon_{\sigma'v0}$ para a camada 2 do local de estudo, tomando como referência a equação proposta por Coutinho (1998) para o Sesi Ibura.



A Tabela 36 exibe o resumo das correções do índice de compressão pelo método de Coutinho (2007). O valor de $\varepsilon_{\sigma'v0}$ adotado na equação foi de 4%.

Tabela 36 - Parâmetros C_c e CR corrigidos por Coutinho (2007) para a Camada 2.

Ilha	Amostras	Prof. Média (m)	Equação	Parâmetros sem correção		Correção – Coutinho (2007)		CORREÇÃO / OEDOMÉTRICO
				CR	C_c	CR	C_c	C_c
1	AM-1-3	6,4	$CR = 52,178 \cdot \varepsilon_{\sigma'v0}^{-0,316}$	27,5	0,59	33,67	0,72	1,22
	AM-1-4	11,3	$CR = 52,178 \cdot \varepsilon_{\sigma'v0}^{-0,316}$	20,9	0,52	33,67	0,84	1,62
	AM-1-5	13,3	$CR = 52,178 \cdot \varepsilon_{\sigma'v0}^{-0,316}$	25,8	0,73	33,67	0,95	1,30
2	AM-2-3	6,2	$CR = 52,178 \cdot \varepsilon_{\sigma'v0}^{-0,316}$	29,4	0,83	33,67	0,95	1,44
	AM-2-4	11,3	$CR = 52,178 \cdot \varepsilon_{\sigma'v0}^{-0,316}$	25,9	0,68	33,67	0,88	1,29
	AM-2-5	13,3	$CR = 52,178 \cdot \varepsilon_{\sigma'v0}^{-0,316}$	28,7	0,81	33,67	0,95	1,17

5.3.4.4 Resumo das Correções

As correções foram discutidas por três métodos diferentes, o proposto por Oliveira (2002), desenvolvido com base na experiência de dados locais, propõe, de forma prática, a construção de uma curva teórica baseada nos valores de e_0 . Na utilização do método, observou-se que o mesmo não apresentou bom comportamento para amostras com e_0 pequenos, menores que 1,4, por este motivo as amostras AM-1-3 e AM-2-2 não puderam ser corrigidas por esta proposta.

A proposta de Schmertmann (1955) é um procedimento trabalhoso que corrige a tensão de pré-adensamento de uma maneira interativa, através do método de tentativas e erro, tendo como base a diferença de índice de vazios na curva edométrica, entre a curva corrigida e a curva de laboratório para diversos valores de tensão de pré-adensamento arbitradas. O ponto de simetria da curva de diferença de índice de vazios é a tensão de pré-adensamento supostamente real.

Para a utilização do método proposto por Coutinho (2007), primeiramente, foram avaliadas as características do depósito, procurando entender sua variabilidade. Só após as definições das camadas em diferentes regiões, é que foram propostas equações de CR e OCR em função do coeficiente de deformação volumétrica (ε_{v0}). Nesta proposta é essencial que uma mesma camada possua amostras com qualidade satisfatória e insatisfatória para elaboração da equação de correção. Como isso não aconteceu com as amostras estudadas, todas as amostras da camada 2 apresentaram qualidade insatisfatória e as amostras da camada 1 não dispunham de um número de pontos suficientes para aplicação do método, foi utilizada a equação proposta por Coutinho (1998) para o depósito de argila do Sesi Ibura como tendência da equação da camada 2 do local de estudo.

A seguir será apresentada na Tabela 37 um resumo com os valores obtidos nos três métodos descritos.

Tabela 37 - Resumo dos parâmetros corrigidos pelos três diferentes métodos, Oliveira(2002), Coutinho (2007) e Schmertmann (1955).

LOCAL	AMOSTRA	QUALIDADE Coutinho (2007)	OEDOMÉTRICO			OLIVEIRA (2002)			COUTINHO (2007)			SCHMERTMANN (1955)			METODOLOGIA ADOTADA
			σ'_{vm}	OCR	C_c	σ'_{vm}	OCR	C_c	σ'_{vm}	OCR	C_c	σ'_{vm}	OCR	C_c	
			(kPa)			(kPa)			(kPa)			(kPa)			
Ilha 1	AM-1-3	Muito pobre	60	0,9	0,59	-	-	-	94	1,4	0,72	80	1,1	0,63	COUTINHO (2007)
	AM-1-4	Muito pobre	75	0,7	0,52	158	1,4	0,76	152	1,4	0,84	200	1,8	1,05	OLIVEIRA (2002)
	AM-1-5	Muito pobre	70	0,6	0,73	134	1,1	0,91	159	1,4	0,95	200	1,7	1,20	COUTINHO (2007)
Ilha 2	AM-2-2	Pobre	60	1,1	0,37	-	-	-	-	-	-	80	1,4	0,44	SCHMERTMANN (1955)
	AM-2-3	Regular a pobre*	70	1,0	0,83	147	2,0	0,90	99	1,4	0,95	200	2,8	1,63	OLIVEIRA (2002)
	AM-2-4	Muito pobre	80	0,8	0,68	151	1,4	0,81	144	1,4	0,88	200	1,9	0,73	COUTINHO (2007)
	AM-2-5	Muito pobre	65	0,6	0,81	137	1,2	0,90	159	1,4	0,95	200	1,7	0,99	COUTINHO (2007)

5.3.5 Parâmetros Geotécnicos de Compressibilidade obtidos através de Correlações

Conforme discutido no Capítulo 3, Coutinho *et al.* (2007), desenvolveram correlações estatísticas entre parâmetros de adensamento (C_c , C_s e e_0) em função da umidade inicial ($W_n\%$), para o banco de dados das argilas moles do Recife.

Aplicando-se a equação proposta por Coutinho *et al.* (2007), para o depósito de argila mole estudado, obteve-se os resultados exibidos na Tabela 38.

Tabela 38 - C_c vs W_n e e_0 vs W_n obtidos a partir das equação propostas de Coutinho *et al.* (2007).

Local	Amostra	Profundidade (m)	W_n (Laboratório) (%)	$C_c = 0,014W_n - 0,094$	$e_0 = 0,024W_n + 0,141$
Ilha 1	AM-1-1	2,2	22	0,21	0,669
	AM-1-2	4,2	37	0,42	1,018
	AM-1-3	6,4	47	0,56	1,269
	AM-1-4	11,3	59	0,73	1,557
	AM-1-5	13,1	95	1,24	2,421
Ilha 2	AM-2-1	2,3	24	0,24	0,717
	AM-2-2	4,1	50	0,61	1,341
	AM-2-3	6,2	71	0,90	1,845
	AM-2-4	11,3	64	0,80	1,677
	AM-2-5	13,3	66	0,83	1,725

As Figuras 78 e 79 mostram o perfil de C_c e e_0 obtidos a partir das referidas equações e dos resultados dos ensaios de laboratório já corrigidas, nos casos necessários.

Figura 78 - Resultados do ensaio de adensamento da Ilha 1.

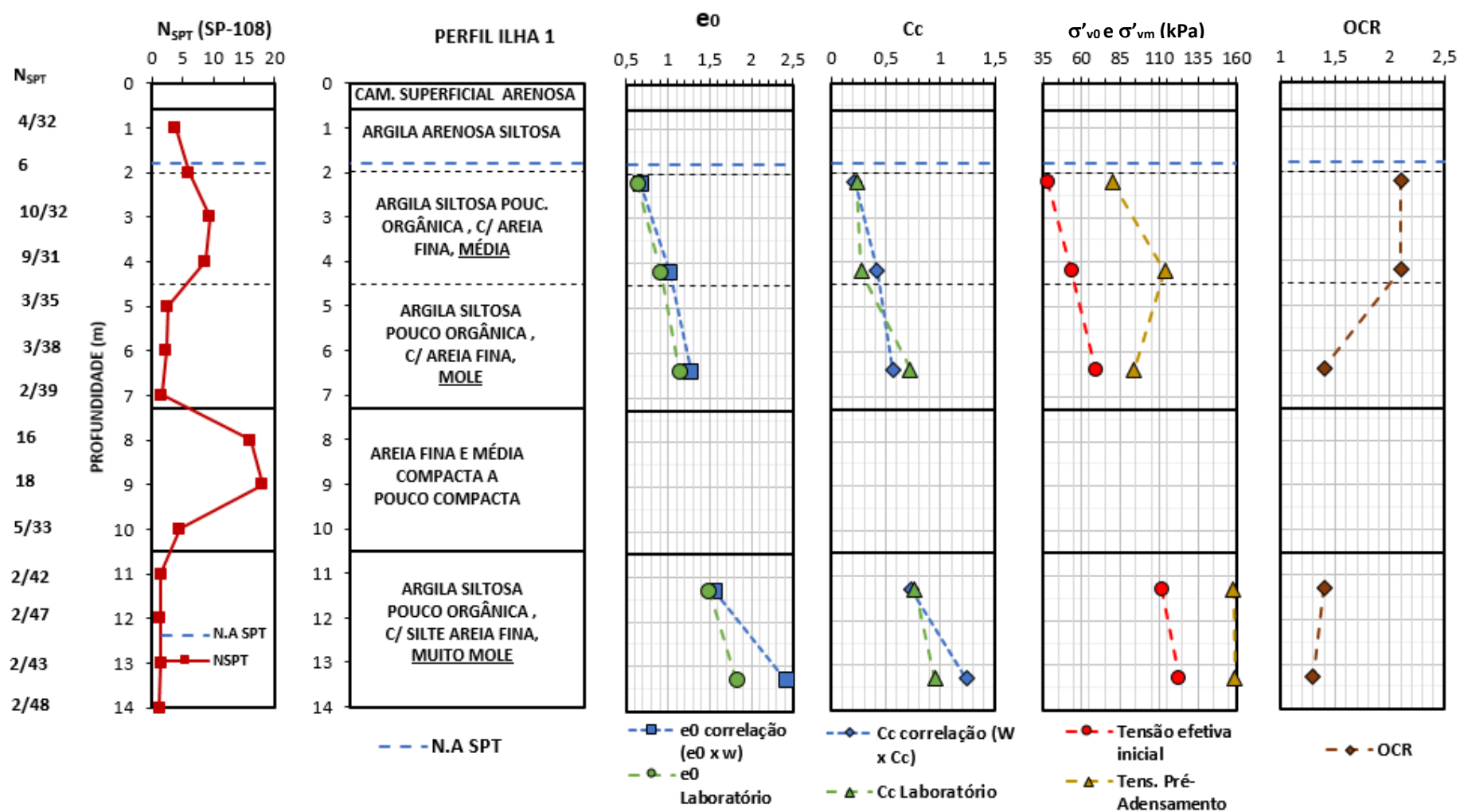
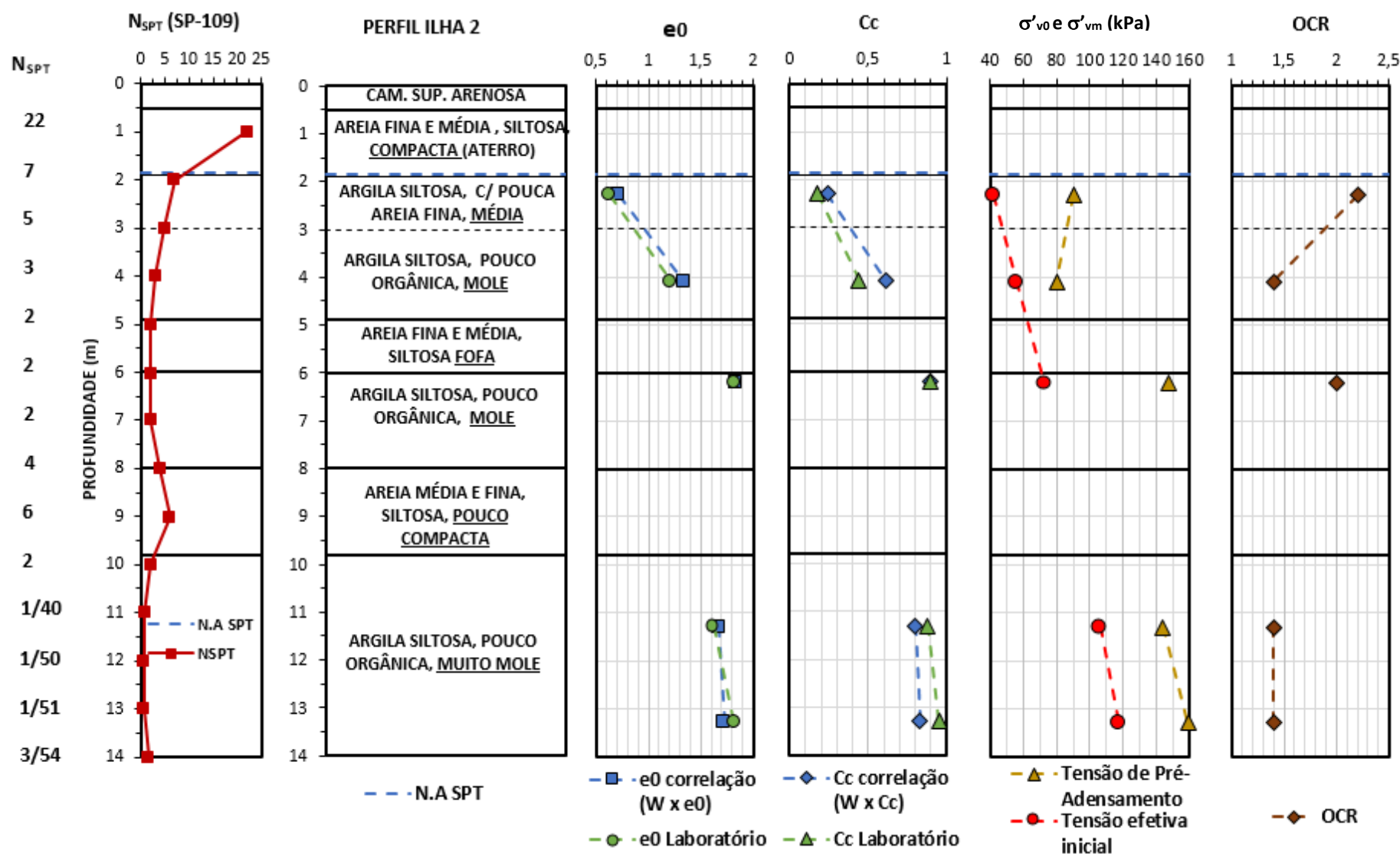


Figura 79 - Resultados do ensaio de adensamento da Ilha 2.



5.3.6 Síntese dos Parâmetros de Compressibilidade

A Tabela 39 mostra o resumo dos parâmetros de compressibilidade corrigidos, nos casos onde as amostras apresentaram qualidade insatisfatória, para as amostras das ilhas 1 e 2. As amostras que não necessitaram de correção foram as amostras AM-1-1 e AM-1-2 da ilha 1 e a amostra AM-2-1 da ilha 2.

Tabela 39 - Resumo dos parâmetros de compressibilidade corrigidos, quando necessário, para as amostras das ilhas 1 e 2.

Local	Amostra	Profundidade (m)	e_0	σ'_{vm} (kPa)	OCR	C_c	Metodologia adotada
Ilha 1	AM-1-1	2,2	0,629	80	2,1	0,23	OEDOMÉTRICO
	AM-1-2	4,2	0,910	114	2,1	0,27	OEDOMÉTRICO
	AM-1-3	6,4	1,142	94	1,4	0,72	COUTINHO (2007)
	AM-1-4	11,3	1,488	158	1,4	0,76	OLIVEIRA (2002)
	AM-1-5	13,1	1,825	159	1,4	0,95	COUTINHO (2007)
Ilha 2	AM-2-1	2,3	0,632	90	2,2	0,18	OEDOMÉTRICO
	AM-2-2	4,1	1,216	80	1,4	0,44	SCHMERTMANN (1955)
	AM-2-3	6,2	1,819	147	2,0	0,90	OLIVEIRA (2002)
	AM-2-4	11,3	1,621	144	1,4	0,88	COUTINHO (2007)
	AM-2-5	13,3	1,823	159	1,4	0,95	COUTINHO (2007)

As Figuras 78 e 79 mostram os perfis de índice de vazios inicial, índice de compressão, tensão efetiva inicial, tensão de pré-adensamento e OCR para as amostras das duas ilhas de investigação, ilha 1 e 2.

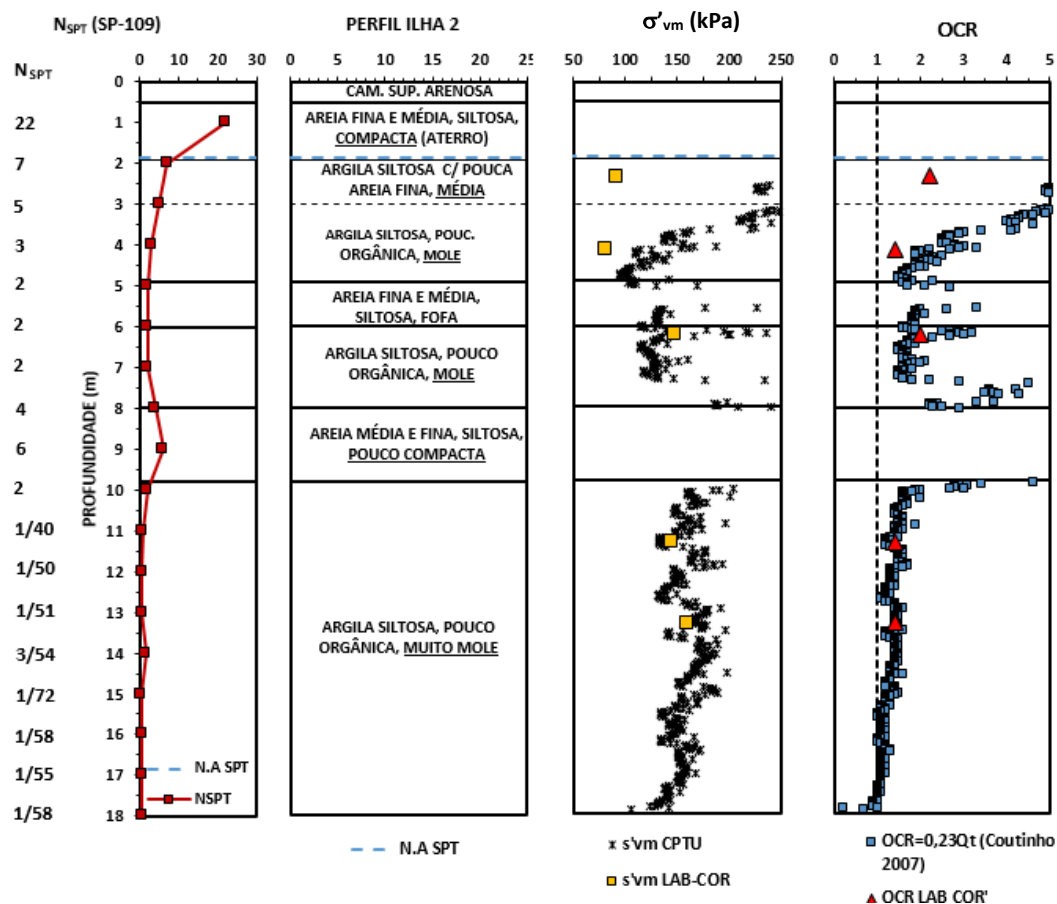
Observando-se as duas ilhas de investigação, percebe-se que tanto o índice de vazios inicial como o índice de compressão crescem com a profundidade nas duas ilhas de investigação. O índice de vazios inicial, e_0 , apresenta valores entre 0,629 e 1,825. Essa faixa de valores está dentro dos valores registrados em Coutinho e Bello (2005) que apresentaram índice de vazios entre 0,5 e 5,25 para as argilas moles/médias do Recife.

O índice de compressão C_c apresentou valores entre 0,18 e 0,95 que também está dentro da faixa de valores propostos por Coutinho e Bello (2005): $0,1 < C_c < 2,8$.

A razão de pré-adensamento apresentou-se com valores entre 1,4 a 2,1. A faixa de OCR para as argilas moles/médias da planície do Recife apresentam valores entre 1 a 2,5 (COUTINHO e OLIVEIRA, 1994).

A Figura 80 exibe os resultados dos ensaios de laboratório referentes a tensão de pré-adensamento e OCR juntamente com os resultados dos mesmos parâmetros obtidos a partir do ensaio CPTU, ambos na ilha 2. Verifica-se uma concordância dos resultados, principalmente para as camadas mais profundas, a partir de 6m de profundidade (camada 2).

Figura 80 - Perfil de tensão de pré-adensamento e OCR obtidos através do ensaio CPTU para a ilha 2.



A metodologia adotada para a obtenção da tensão de pré-adensamento e OCR estão contempladas no Capítulo 2. Para a obtenção do OCR foi utilizado a proposta de Kulhawy e Mayne (1990) com a adaptação proposta por Coutinho (2007, 2008) para as argilas do Recife, sendo a formulação descrita pela Equação 51 juntamente com a Equação 52 utilizada para obtenção da tensão de pré-adensamento.

$$OCR = 0,23 \cdot \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (51)$$

$$\sigma'_{vm} = 0,23 \cdot (q_t - \sigma_{v0}) \quad (52)$$

5.3.7 Coeficiente de Adensamento

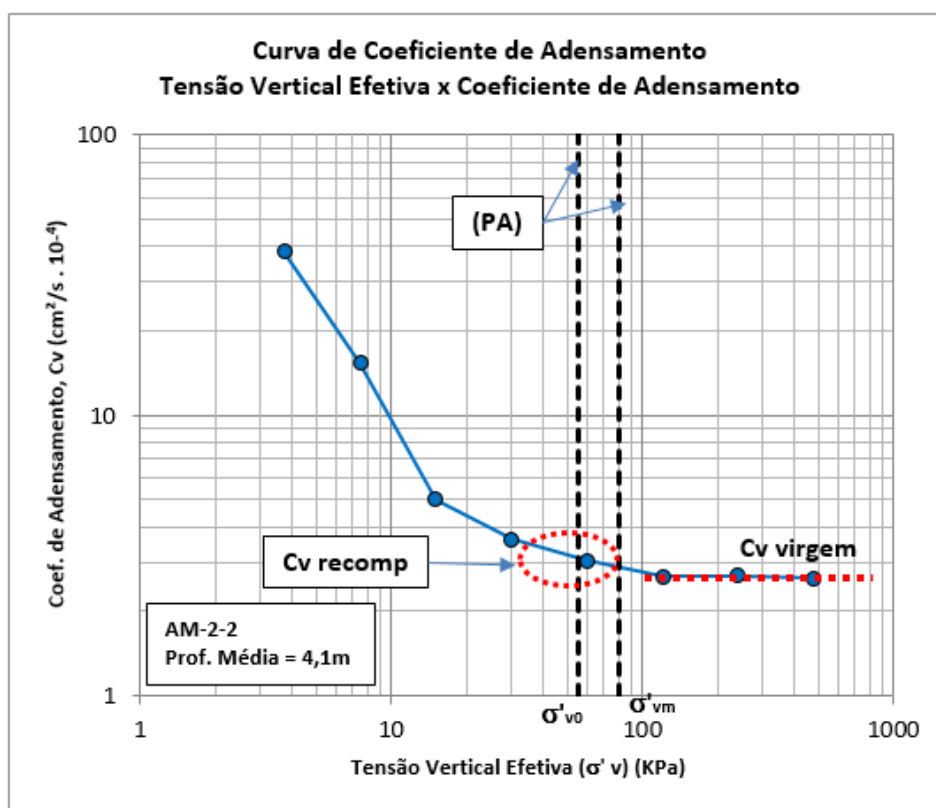
O coeficiente de adensamento primário por drenagem vertical (C_v) é o parâmetro que regula a velocidade de dissipação dos excessos de poropressões, sendo que, quanto maior, mais rápido ocorrerá o adensamento.

A Equação 23 apresentada no Capítulo 2, traz a teoria clássica do adensamento unidimensional. Nela, fica claro que a velocidade do adensamento é inversamente proporcional ao coeficiente de compressibilidade (a_v), o que significa que para solos menos compressíveis o coeficiente de adensamento apresenta valores superiores aqueles mais compressíveis.

Diante disso, foi calculado o coeficiente de adensamento, considerando dois diferentes domínios, na fase de recompressão ($C_{v \text{ recomp}}$) e no trecho de compressão virgem ($C_{v \text{ virgem}}$).

Para a determinação do ($C_{v \text{ recomp}}$) foi considerado o intervalo pouco anterior ao trecho pré-adensado, destacado em vermelho na Figura 81. Esta consideração foi feita devido as incertezas atreladas a estimativa do peso específico das camadas arenosas a partir de correlações com o N_{SPT} que podem influenciar nos valores encontrados para a tensão efetiva de campo (σ'_{v0}), que apresentou valores um pouco superior aos resultados típicos de outros depósitos argilosos do Recife.

Figura 81 - Coeficiente de adensamento (C_v), amostra AM -2-2 - (Ilha 2).



Já para a obtenção do ($C_{v \text{ virgem}}$), foi analisado o comportamento da curva $C_v \times \sigma'_v$ (log) obtida do ensaio oedométrico. Nesta análise, o valor de C_v foi determinado no trecho onde a curva apresentou um comportamento constante.

A literatura apresenta duas proposições para o cálculo deste coeficiente, um através do método da raiz do tempo (Taylor), e o outro o método do logaritmo do tempo (Casagrande). Neste trabalho foi utilizado o método proposto por Taylor.

A Figura 81 apresenta a curva do coeficiente de adensamento da amostra AM-2-2, já a Tabela 40, traz os resultados do coeficiente de adensamento C_v , obtido nas duas ilhas de investigação. As demais curvas estão apresentadas no Apêndice F.

Tabela 40 - Resultados dos parâmetros de drenagem vertical obtido nos domínios de recompressão e compressão virgem.

Amostra	Profundidade (m)	Qualidade da Amostra (Coutinho, 2007)	σ'_{vm} (kPa)	$C_{v,comp}$ ($\times 10^{-8}$ m ² /s)	$C_{v,irgem}$ ($\times 10^{-8}$ m ² /s)	$C_{v,comp} / C_{v,irgem}$
AM-1-1	2,2	Muito Boa a Excelente	80	2,8	2,3	1,22
AM-1-2	4,2	Muito Boa a Excelente	114	7,7	7,7	1,00
AM-1-3	6,4	Muito Pobre	94	2,6	2,3	1,13
AM-1-4	11,3	Muito Pobre	158	2,4	2,4	1,00
AM-1-5	13,3	Muito Pobre	159	2,3	2,1	1,10
AM-2-1	2,3	Boa a Regular	90	5,4	4,3	1,26
AM-2-2	4,1	Pobre*	80	3,4	2,7	1,26
AM-2-3	6,2	Pobre	147	3,0	2,0	1,50
AM-2-4	11,3	Muito Pobre	144	3,0	2,8	1,07
AM-2-5	13,3	Muito Pobre	159	2,1	2,0	1,05

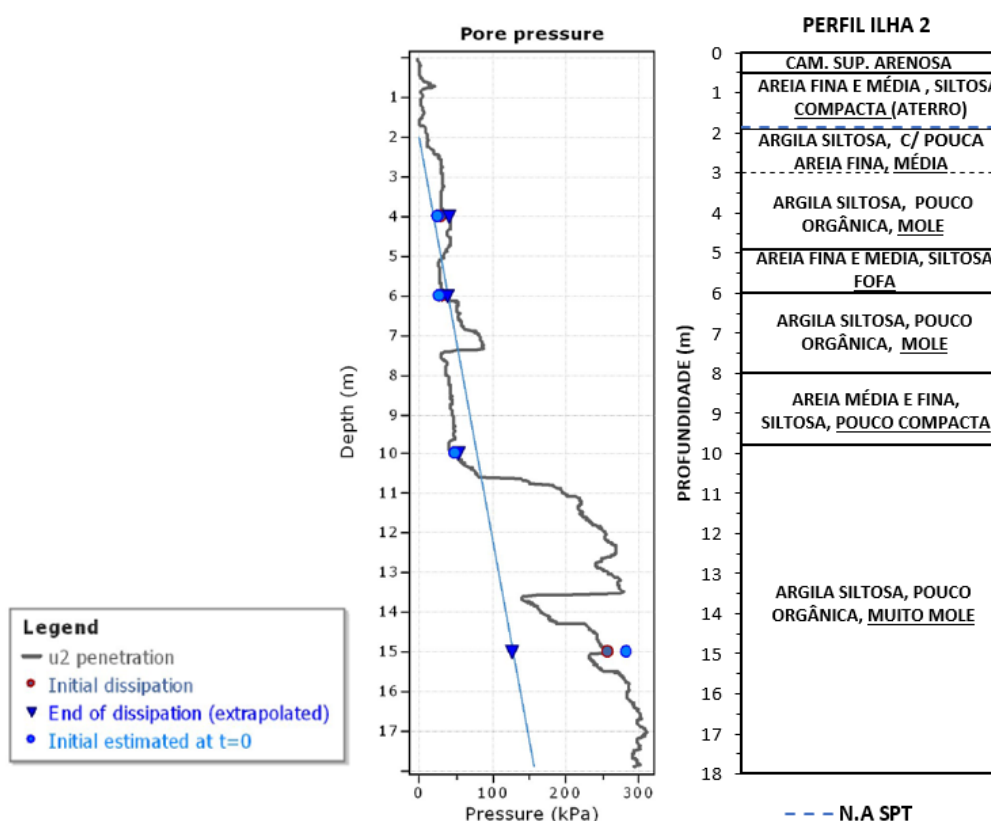
Como no trecho de recompressão são encontrados os menores valores de compressibilidade, é esperado que o coeficiente de adensamento no trecho de recompressão seja relativamente maior que o coeficiente de adensamento no trecho de compressão virgem (COUTINHO, 1976). No depósito de argila estudado isto não aconteceu. Os valores de coeficiente de adensamento no trecho de recompressão e no trecho de compressão virgem apresentaram valores praticamente iguais ($C_{v,comp} / C_{v,irgem} = 1,0$ a $1,50$).

A pequena diferença nos valores do coeficiente de adensamento na faixa de recompressão e de compressão virgem pode ser uma característica da argila estudada, mas também pode ter sido influenciada pelo amolgamento das amostras. Conforme mostrado no Capítulo 2, o amolgamento no corpo de prova provoca uma grande queda no valor de C_v na faixa de recompressão e um menor efeito na faixa de compressão virgem, apresentando em geral um leve crescimento contínuo com a pressão (COUTINHO, 1976).

Em síntese, o coeficiente de consolidação vertical (C_v) apresentou valores entre 2,1 e $7,7 \times 10^{-8}$ m²/s no trecho de recompressão e entre 2,0 e $7,7 \times 10^{-8}$ m²/s no trecho de compressão virgem. A faixa de valores de C_v para as argilas do Recife descrita em Coutinho e Bello (2005) é de 20 a 70×10^{-8} m²/s na fase de recompressão e entre 0,5 e 10×10^{-8} m²/s na fase de compressão virgem. Levando em consideração os referidos autores, o valor do coeficiente de adensamento no trecho de recompressão apresentaram valores inferiores aos encontrados em outros depósitos de argila do Recife. Já na faixa de compressão virgem, os coeficientes de adensamento encontrados estão dentro da faixa de valores de Recife.

A Figura 82 mostra em quais profundidades foram realizados ensaio de dissipação de poropressões, na vertical do CPTU-109, ilha 2. Percebesse que dos quatro ensaios realizados, apenas um, na profundidade de 15,0m, apresenta resultado consistente. Os demais ensaios foram realizados em cotas que apresentaram pequena variação entre a poropressão de início da dissipação (u_i) e a poropressão hidrostática (u_0). Além disso as profundidades de execução dos ensaios estão em faixas de transição entre camadas de solos arenosos e argilosos. Outra inconsistência é que em algumas cotas o valor da poropressão de início da dissipação apresenta valor inferior a poropressão hidrostática.

Figura 82 - Ensaios de dissipação. CPTU-109, Ilha 2

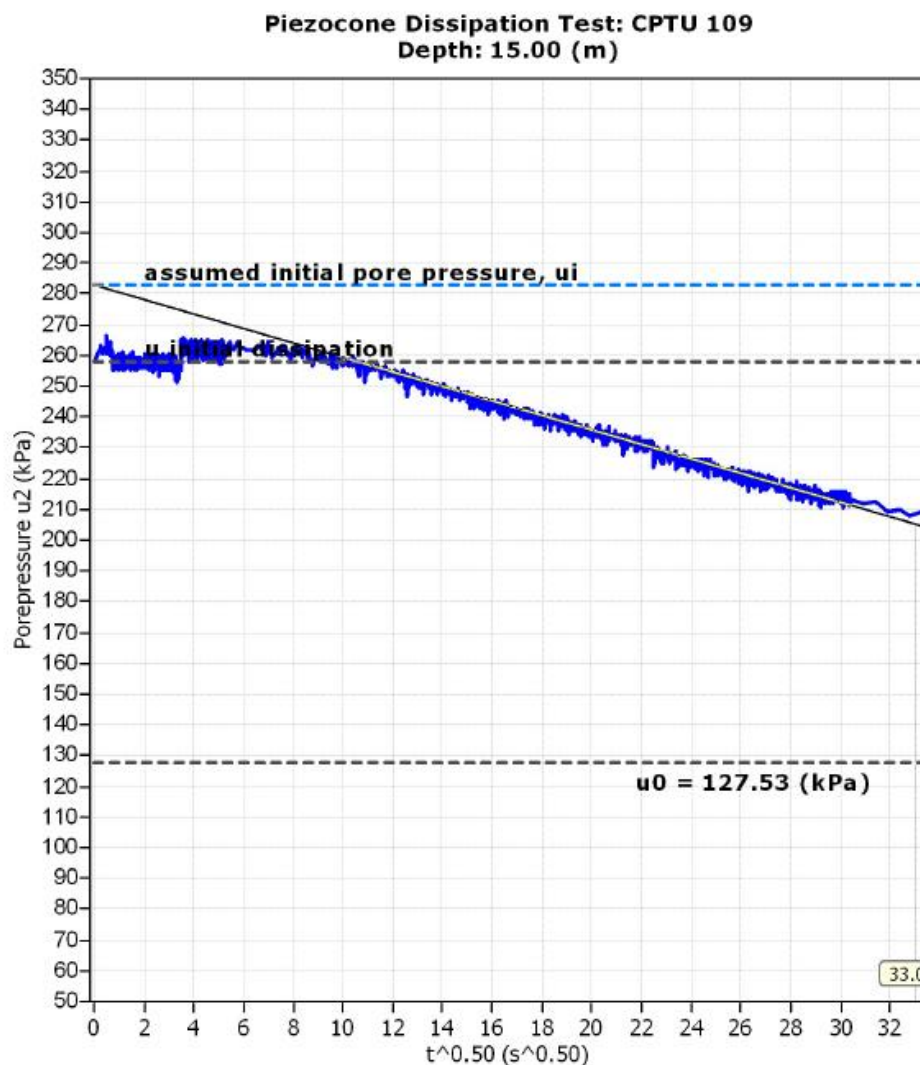


Fonte: Relatório do ensaio CPTU – GEOBETON.

A Figura 83 mostra o ensaio de dissipação realizado na profundidade de 15,0m, na vertical do CPTU-109, ilha 2.

A metodologia de obtenção do coeficiente de adensamento horizontal a partir de ensaios CPTU foi mostrada no Capítulo 2 desta dissertação.

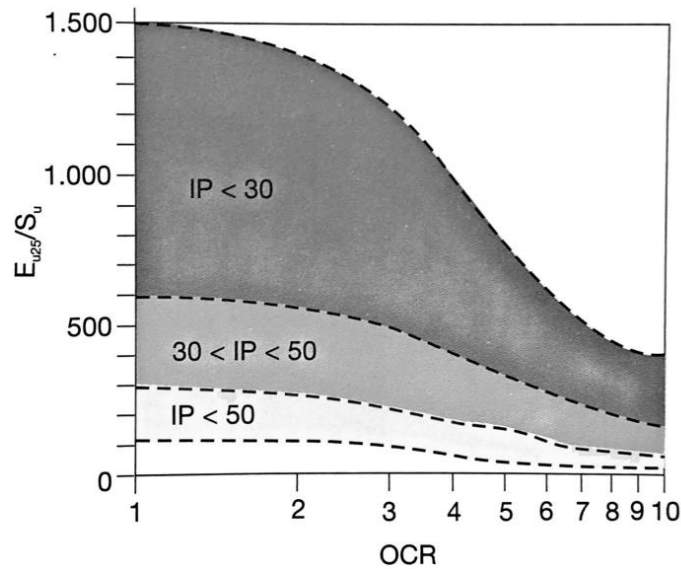
Figura 83 - Ensaio de dissipação na vertical do CPTU-109, Ilha 2, na profundidade de 15,0m.



Fonte: Relatório do ensaio CPTU – GEOBETON.

A formulação adotada para a obtenção do coeficiente de adensamento horizontal $C_{hpiezcone}$ foi mostrada no Capítulo 2 juntamente com a tabela proposta por Houlsby e Teh (1988) para obtenção do fator tempo. O raio do piezocone foi admitido como sendo igual a 1,785 cm. O índice de rigidez foi estimado a partir do gráfico proposto por Duncan e Buchignani (1975) como sendo igual 300 (Figura 84) utilizando o valor de IP estimado igual a 35 e utilizando as formulações expressas pelas Equações 53 e 54, baseadas na teoria da elasticidade para relação entre G e E_{u25} .

Figura 84 -Estimativa de E_{u25}/S_u pela abordagem proposta por Duncan e Buchignani (1975).



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

$$E = 2G(1+\mu) \quad (53)$$

Sendo $\mu = 0,5$ (condição não drenada).

Dessa forma temos:

$$C_{h.piezocone} = \frac{TR^2 \sqrt{I_r}}{t} = \frac{0,245 \times (1,785 \times 10^{-2})^2 \times \sqrt{300}}{1090} = 1,24 \times 10^{-6} m^2/s \quad (54)$$

O valor de $C_{h.piezocone}$ obtido do ensaio de dissipação para a profundidade de 15,0 m foi $1,24 \times 10^{-6} m^2/s$. Como explicado no Capítulo 2, os valores de C_h obtidos por ensaios de dissipação de poropressões correspondem a propriedades de solo na faixa pré-adensada. Utilizando a abordagem semiempírica proposta por Jamiolkowski *et al.* (1985), apresentada também no Capítulo 2, para estimativa da magnitude do coeficiente de adensamento horizontal C_h na faixa de comportamento normalmente adensada, temos a Equação 55:

$$C_h(NA) = \frac{RR}{CR} \times 1,24 \times 10^{-6} \quad (55)$$

Valores experimentais medidos do coeficiente RR/CR variam na faixa entre 0,13 e 0,15 (JAMIOLKOWSKI *et al.*, 1985). Desta forma, utilizando-se o valor médio para RR/CR obteve-se a Equação 56:

$$C_{h.piezocone}(NA) = 0,14 \times 1,24 \times 10^{-6} = 1,74 \times 10^{-7} m^2/s \quad (56)$$

Finalmente, os valores medidos de $C_{h.piezocone}(NA)$ podem ser convertidos em $C_{v.piezocone}(NA)$, para fins de comparações com ensaios de adensamento, por meio da Equação 57:

$$C_{h.piezocone}(NA) = \frac{k_h}{k_v} \times C_{v.piezocone}(NA) \quad (57)$$

Os valores de k_h/k_v para argilas homogêneas, sem macroestrutura definida, variam de 1,0 a 1,5 (LADD *et al.*, 1977 e JAMIOLKOWSKI *et al.*, 1985). Mais uma vez, utilizando o valor médio, temos a Equação 58:

$$1,74 \times 10^{-7} = 1,25 \times C_{v, \text{piezocone}}(NA) \quad (58)$$

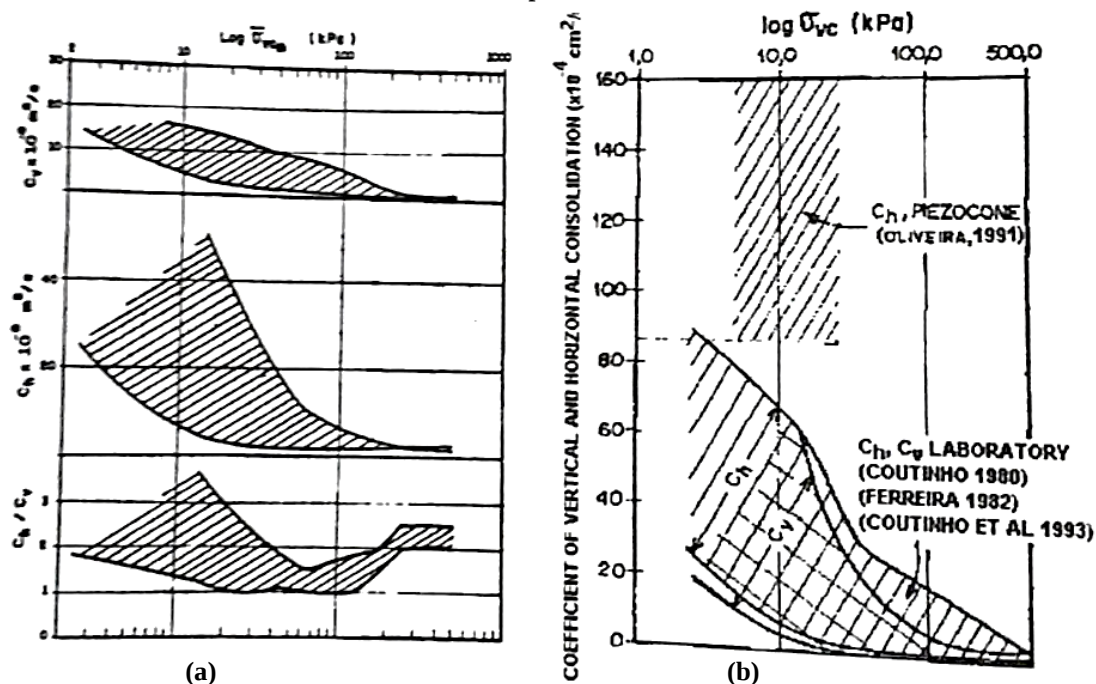
Resultando na Equação 59:

$$C_{v, \text{piezocone}}(NA) = 1,4 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s} \quad (59)$$

Não foi retirado amostra na profundidade de 15,0m para comparação dos resultados obtidos pelo ensaio de dissipação e ensaio oedométrico. O valor do coeficiente de adensamento vertical encontrado para a amostra AM-2-5, com profundidade média de 13,3m, foi de $2,0 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$. Comparando os dois resultados, percebe-se que o valor de C_v encontrado pelo ensaio de dissipação é cerca de 10 vezes maior que o valor encontrado pelo ensaio oedométrico.

Esta diferença entre os valores encontrados para o coeficiente de adensamento a partir de ensaio de campo e laboratório ($C_{v, \text{campo}} \cong 10 \times C_{v, \text{laboratório}}$) é completamente aceitável, como exemplo, Coutinho (2007) mostra valores de coeficiente de adensamento horizontal obtidos por ensaio de dissipação, e coeficiente de adensamento horizontal e vertical obtidos a partir de ensaios de laboratório para o Clube Internacional do Recife (Figura 85) onde observa-se que os valores de coeficiente de adensamento horizontal obtidos a partir de ensaios de campo são sempre superiores aos obtidos em ensaios de laboratório.

Figura 85 - (a) C_v , C_h e C_h/C_v vs $\log \sigma'_{vm}$; (b) Coeficiente de adensamento vertical e horizontal – laboratório vs. ensaios de campo. Clube Internacional, Recife/PE.



Fonte: Coutinho e Oliveira (1997)

Figura 87 - Perfil de Su - Triaxial UU - para as amostras da ilha 2.

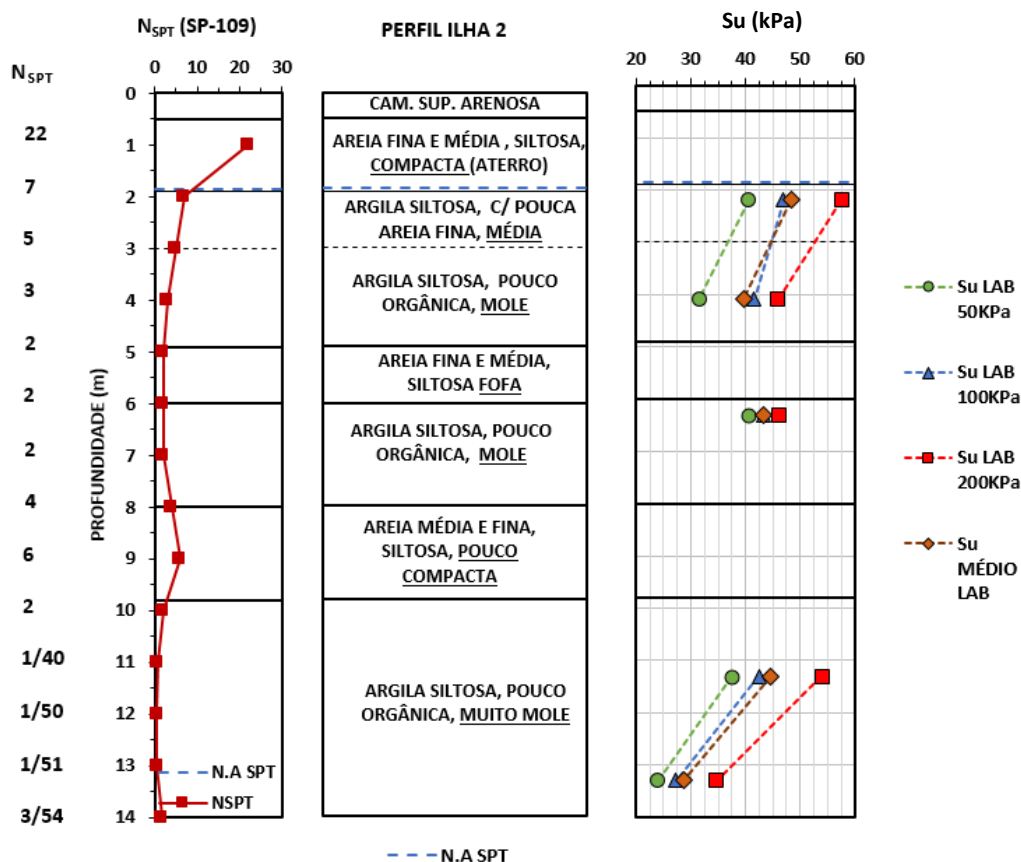


Tabela 41- Resumo dos resultados do ensaio triaxial UU para as amostras das ilhas 1 e 2.

Local	Amostra	Prof. (m)	Su _{50kPa} (kPa)	Su _{100kPa} (kPa)	Su _{200kPa} (kPa)	Su _{Médio} (kPa)
Ilha 1	AM-1-1	2,2	62,86	83,71	92,50	79,69
	AM-1-2	4,2	54,03	64,74	75,25	64,67
	AM-1-3	6,4	35,39	36,53	38,64	36,85
	AM-1-4	11,3	34,88	37,58	42,77	38,41
	AM-1-5	13,3	30,98	33,41	46,80	37,06
Ilha 2	AM-2-1	2,2	40,50	47,00	57,50	48,33
	AM-2-2	4,1	31,50	41,56	45,89	39,65
	AM-2-3	6,3	40,55	43,20	46,00	43,25
	AM-2-4	11,3	37,51	42,50	54,00	44,67
	AM-2-5	13,3	24,00	27,22	34,73	28,65

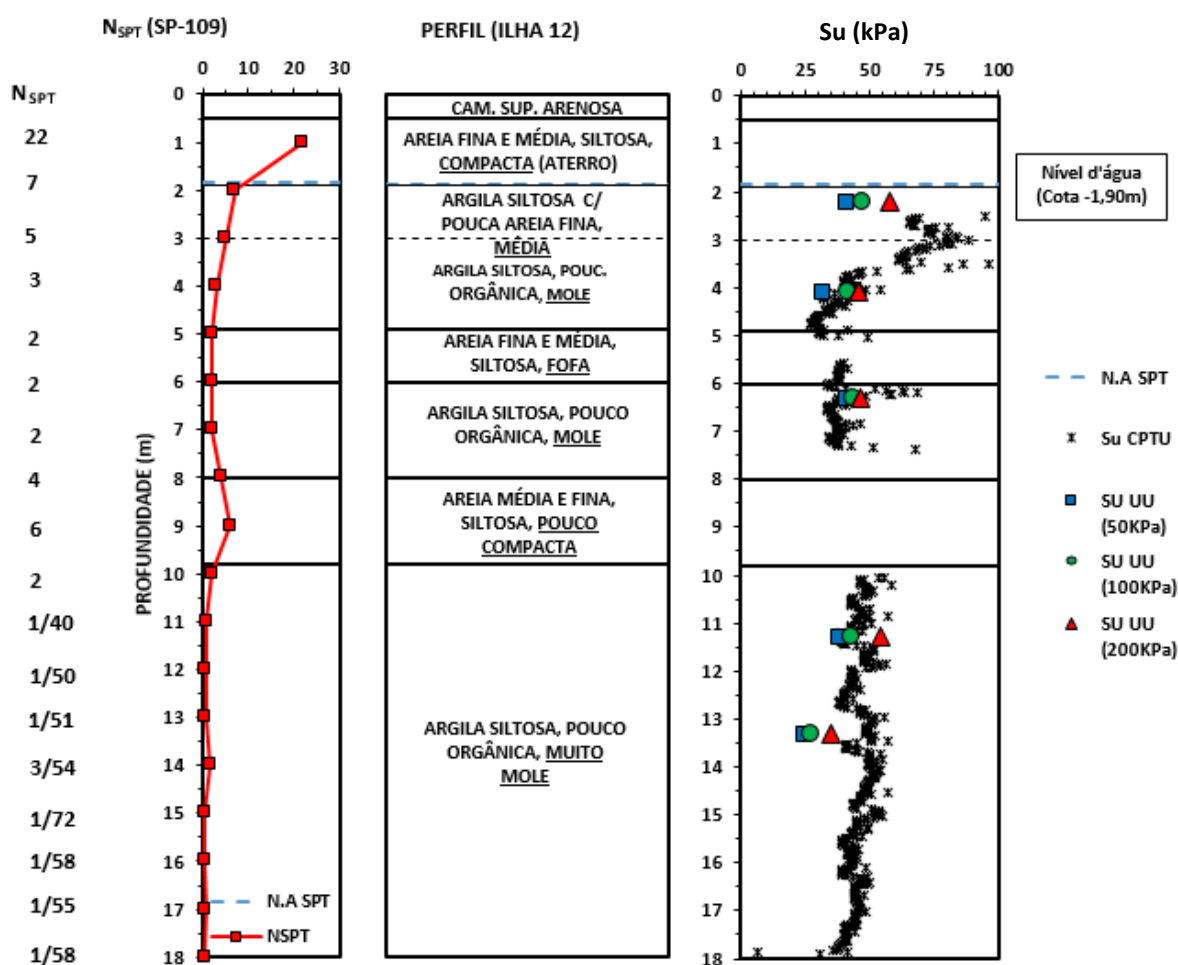
Percebe-se que as amostras AM-1-1 e AM-1-2 retiradas a 2,2 e 4,2 metros de profundidade, respectivamente, na ilha 1, apresentaram valores de resistência não drenada um pouco superior a faixa encontrada para as argilas do Recife, 5 a 60 kPa (COUTINHO *et al.*; OLIVEIRA, 2000).

As demais amostras apresentaram valores de resistência não drenada entre 28 e 48 KPa, valores estes que estão dentro dos resultados esperados para os depósitos de argila da planície

do Recife (5 a 60 kPa) estando um pouco acima da faixa típica (5 a 30 kPa) de acordo com (COUTINHO *et al.*; OLIVEIRA, 2000).

A Figura 88 exibe o perfil de resistência não drenada obtida através do ensaio CPTU para a ilha 2. Nela também estão plotados os resultados obtidos nos ensaios triaxiais UU para o mesmo local de investigação.

Figura 88 - Perfil de resistência não drenada para as amostras da ilha 2 com resultados obtidos em ensaio triaxial UU e CPTU



A metodologia adotada para obtenção da resistência não drenada a partir de ensaio CPTU foi exibida detalhadamente no Capítulo 2.

A resistência não drenada foi obtida a partir da Equação 60:

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (60)$$

Os valores de N_{kt} para as argilas de Recife segundo Coutinho *et al.* (1993) estão na faixa entre 10 e 15 (média de 12,7) para S_u obtidos a partir de ensaios triaxial. No presente trabalho

considerando os resultados de resistência não drenada obtidos por ensaio triaxial UU, o valor de $N_{kt} = 15$ foi o que melhor ajustou os resultados, conforme demonstrado na Figura 88.

Ao analisar os resultados plotados, percebe-se coerência entre os valores de resistência não drenada obtidos pelo ensaio triaxial UU e pelo CPTU.

5.4.2 Resultado do ensaio Triaxial CIU

Em duas amostras de cada uma das ilhas de investigação, foram realizados os ensaios de compressão triaxial do tipo CIU (adensado hidrostáticamente, não-drenado, com medição de poropressão) sob tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa.

Foram obtidos nesses ensaios os parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas (c' e Φ'). Na Tabela 42 estão apresentados os parâmetros obtidos nas amostras ensaiadas das duas ilhas de investigação.

Tabela 42 - Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais CIU para as amostras das duas ilhas de investigação.

Local	Amostra	Prof. (m)	c'	Φ'
Ilha 1	AM-1-1	2,2	0	26
	AM-1-3	6,4	0	26
Ilha 2	AM-2-1	2,2	4	26
	AM-2-3	6,3	3	28

Estes valores estão condizente com os valores mostrados em Coutinho *et al.* (1993), contemplados na Tabela 43.

Tabela 43 - Ângulo de atrito e coesão em termos de tensão efetiva.

Local	Camada	Prof. (m)	Φ' (°) Piezocone		Φ' (°) Triaxial CIU-C		
			Senneset & Janbu (1984)	Lunne <i>et al.</i> (1985)	Coutinho <i>et al.</i> (1993)	Amorim Jr. (1975)	Oliveira (2000)
Clube Internacional	I	7-16	25-33	18-23	26	25	-
	II	16-26	31-33	24-27	23	28	-
SESI Ibura	I	-	-	-	-	-	25
	II	-	-	-	-	-	27

Fonte: Coutinho *et al.* (1993).

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 CONCLUSÕES

O trabalho teve como objetivo estudar as propriedades geotécnicas do subsolo do local de construção do Hospital da Mulher do Recife, localizado no bairro do Curado, às margens da BR-101, Recife/PE. Para isso foi realizada uma campanha de investigação, com ensaios de campo e laboratório e foram comparados os resultados dos referidos ensaios com dados de estudos regionais.

Para a correta interpretação dos resultados obtidos nos ensaios de compressibilidade, foram avaliadas as qualidades das amostras através dos critérios propostos por Coutinho (2007) e Lunne *et al.* (1997). Nas amostras consideradas de má qualidade, os parâmetros foram corrigidos através dos métodos propostos por Schmertmann (1955), Oliveira (2002) e Coutinho (2007).

Também foram estimados o índice de plasticidade a partir da carta de plasticidade para os solos moles do Recife (COUTINHO *et al.*, 1998) e o índice de vazios inicial e índice de compressão a partir de correlações estatísticas propostas por Coutinho *et al.* (1998) baseada no banco de dados dos solos moles do Recife.

6.1.1 Programa de investigação

O trabalho contemplou duas ilhas de investigação contendo em cada uma, vertical de ensaio de piezocone, sondagem a percussão e coleta de amostras indeformadas do tipo Shelby para a realização dos ensaios de laboratório (teor de matéria orgânica, umidade natural, adensamento oedométrico e triaxial CIU e UU).

6.1.2 Qualidade das amostras

As avaliações da qualidade das amostras apontaram que apenas 3 das dez amostras apresentaram resultados satisfatórios segundo critério de Coutinho (2007), variando entre regular a excelente.

As amostragens que apresentaram qualidade insatisfatórias foram corrigidas através dos métodos propostos por Oliveira (2002), Schmertmann (1955) e Coutinho (2007). Os parâmetros analisados neste trabalho foram os corrigidos.

6.1.3 Caracterização geotécnica

6.1.3.1 Parâmetros de caracterização

Analisando-se os perfis geotécnicos das duas ilhas de investigação, observa-se que ambos apresentam uma camada superior de aterro/areia, estratificação dos depósitos de solos moles e existência de argilas siltosas orgânicas. O nível d'água foi encontrado na profundidade de 1,80m na ilha 1 e 1,90m na ilha 2. Características que estão em conformidade com estudos regionais, Coutinho *et al.* (1998), Ferreira e Coutinho (1988), Coutinho e Oliveira (1997), entre outros.

Levando em consideração a proposta de classificação dos perfis típicos de Recife contemplado em Oliveira (2016), os perfis das duas ilhas de investigação foram enquadrados no perfil II B2.

As amostras ensaiadas apresentaram umidade natural entre 21 e 99%, estando compatível com a faixa de umidade das argilas moles/médias do Recife, 18 a 215% (COUTINHO *et al.*, 1998). Apresentaram massa específica variando de 15,2 a 19,5 kN/m³, com os valores decrescendo com a profundidade em ambos os perfis. Estes valores estão dentro da faixa de valores presente na literatura, como em Coutinho e Bello (2005) que mostram valores de massa específica entre 10,0 a 20,0 kN/m³ para solos argilosos do Recife.

O limite de liquidez e índice de plasticidade foram estimados com base em estudos regionais (FERREIRA e COUTINHO, 1988) que mostram que o limite de liquidez se apresenta com valores bem próximos a umidade natural e pela carta de plasticidade para argilas moles/média e solos orgânicos/turfas do Recife (COUTINHO e LACERDA, 1987).

A extrapolação dos estudos realizados para outros depósitos de solos moles similares, principalmente alguns depósitos da cidade do Recife-PE, mostrou ser de vital importância nessa dissertação, visto que não se dispunha de alguns dados necessários para o desenvolvimento do trabalho. Isto ressalta a importância do Banco de Dados desenvolvido pelo GEGEP, para obtenção e complementação de informações geotécnica através de dados regionais.

6.1.3.2 Compressibilidade e Adensamento

Tanto o índice de vazios inicial como o índice de compressão crescem com a profundidade nas duas ilhas de investigação. O índice de vazios inicial, e_0 , apresenta valores entre 0,629 e 1,825. Essa faixa de valores está dentro dos valores registrados em Coutinho e Bello (2005) que apresentaram índice de vazios entre 0,5 e 5,25 para as argilas moles/médias do Recife.

O índice de compressão C_c apresentou valores entre 0,18 e 0,95 que também estão dentro da faixa de valores propostos por Coutinho e Bello (2005) – faixa de C_c entre 0,1 e 2,8.

A razão de pré-adensamento apresentou-se com valores entre 1,4 a 2,1. A faixa de OCR para as argilas moles/médias da planície do Recife apresentam valores entre 1 a 2,5 (COUTINHO e OLIVEIRA, 1994), estando os valores encontrados no presente estudo dentro da faixa de valores esperado.

O coeficiente de consolidação vertical (C_v) apresentou valores entre 2,1 e $7,7 \times 10^{-8}$ no trecho de recompressão e entre 2,0 e $7,7 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ no trecho de compressão virgem. A faixa de valores de C_v para as argilas do Recife descrita em Coutinho e Bello (2005) é de 20 a $70 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ na fase de recompressão e entre 0,5 e $10 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ na fase de compressão virgem. Levando em consideração os referidos autores, o valor do coeficiente de adensamento no trecho de recompressão apresentaram valores inferiores aos encontrados em outros depósitos de argila do Recife. Na faixa de compressão virgem, os coeficientes de adensamento encontrados estão dentro da faixa de valores de Recife.

O coeficiente de adensamento vertical, normalmente adensado, obtido a partir do ensaio de piezocone ($1,4 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$) apresentou valor cerca de dez vezes maior que o coeficiente de adensamento, normalmente adensado, obtido a partir de ensaio oedométrico ($2,0 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$). Essa diferença é aceitável, conforme apresentado por Coutinho e Oliveira (1997), onde, os referidos autores, mostram em um gráfico que os valores do coeficiente de adensamento horizontal obtidos por ensaio de laboratório (aproximadamente $30 \text{ a } 70 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$) apresenta valores sempre inferiores aos obtidos por ensaio de campo (aproximadamente $90 \text{ a } 160 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$).

6.1.3.3 Resistência não Drenada (S_u)

O depósito de argila estudado apresentou resultados de resistência não drenada ($S_{u\text{médio}}$), obtida de ensaios triaxial UU, variando entre 28 e 79 kPa tendo apenas duas (AM-1-1 e AM-1-2) das dez amostras ensaiadas apresentando valores de S_u maiores que 60kPa.

Em geral as argilas moles brasileiras apresentam resistência não drenada (S_u) variando entre 5 a 60 kPa (faixa típica: 5 a 30 kPa). O depósito de argila mole do Recife situada no Clube internacional apresenta um dos maiores resultados de S_u (de 34 a 56 kPa), (COUTINHO *et al.*; OLIVEIRA, 2000), tendo o local objeto de estudo dessa dissertação apresentando S_u com valores próximos aos encontrados no Clube Internacional.

Os resultados de resistência não drenada obtidos por meio de ensaio de campo (piezocone) foram ajustados utilizando $N_{kt} = 15$. Este valor de N_{kt} está no limite superior da

faixa de valores (10 a 15, com média de 12,7) para S_u obtidos a partir de ensaio triaxial para as argilas do Recife, conforme Coutinho *et al.* (1993).

6.1.3.4 Resistência ao Cisalhamento (CIU)

Os parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas (c' e ϕ') encontrados para o local de estudo, a partir de ensaios triaxial CIU, estão dentro da faixa de valores obtidos por Amorim Jr. (1975), Coutinho *et al.* (1993) e Oliveira (2000) para as argilas de Recife.

Os valores de ϕ' encontrado nas quatro amostras retiradas do local de construção do Hospital da Mulher do Recife, apresentaram valores entre 26 e 28°. Os valores de ϕ' encontrados pelos autores mencionados (AMORIM JR., 1975; COUTINHO *et al.*, 1993 e OLIVEIRA, 2000) variaram entre 23 e 28°. Desta forma, os valores encontrados para o local de estudo estão dentro da faixa valores encontrados em outros depósitos de argila mole do Recife.

6.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Tendo em vista o desenvolvimento do assunto aqui abordado, com base nas análises e observações realizadas no presente trabalho e em face da importância do conhecimento das propriedades geotécnicas dos depósitos de argila mole da cidade do Recife, tem-se como sugestões:

1. Dar continuidade aos estudos das propriedades geotécnicas dos depósitos de argila mole da cidade do Recife para a contínua alimentação do banco de dados do GEGEP/UFPE que se mostrou uma ótima ferramenta para obtenção e complementação de informações geotécnica através de dados regionais.
2. Ampliar o estudo das amostras amolgadas para compreender melhor os efeitos causados pelo fenômeno e assim evitá-lo.

REFERÊNCIAS

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12007/1990: Solo – Ensaio de adensamento unidimensional.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. MB 3406/1991: Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT).
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484/2001: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7250/1982: Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8036/1983: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundação de edifícios.
- AMORIM JUNIOR, W.M. Contribuição ao estudo das argilas orgânicas de Pernambuco. Dissertação de mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1975.
- ÁRABE, L. C. G. Comportamento das propriedades de engenharia de solos de uma área experimental na Baixada Santista. Cong. Bras. Mec. Solos e Eng. Fund., v. 7, n. 5, p. 25-47, 1995.
- AZEVEDO FILHO, F.P. Comparação do tempo e produtividade no estaqueamento de obras com fundação em estacas hélice contínua, metálicas e pré-moldadas de concreto. 54 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2015.
- BALIGH, M. M. Undrained deep penetration I: shear stresses. *Géotechnique*, v.36, n.4, p. 471-485, 1986.
- BALIGH, M. M.; LEVADOUX, J. N. Consolidation after undrained piezocone penetration II: interpretation. *J. Soil Mech. Found. Eng. Div., ASCE*, v. 11, n.7, p. 727-745, 1986.
- BALIGH, M. M.; AZZOUZ, A. S.; WISSA, A. Z. E.; MARTIN, R. T.; MORRISSON, M. J. The Piezocone Penetrometer. *Proc. of the Symposium on Cone Testing and Experience, ASCE*. pp. 247-263. St. Louis, 1981.
- BARENTSEN, P.: Short description of a field testing method with cone-shaped sounding apparatus.” *Proceedings of the 1st Int. Soil Mech. and Found. Eng., Cambridge*, v.1, n. B/3, p. 6-10, 1936.
- BARONI, M. Investigação geotécnica em argilas orgânicas muito compressíveis em depósitos da Barra da Tijuca. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2010.
- BATTAGLIO, M.; BRUZZI, D.; JAMIOLKOWSKI, M.; LANCELLOTTA, R. Interpretation of CPTs and CPTUs. *Proceedings of the 4th Int. Geotech. Seminar, Singapore*, p. 129-143, 1986.
- BAPTISTA, H. M.; SAYÃO, A. S. F. J. Características geotécnicas do depósito de argila mole da Enseada do Cabrito, Salvador, Bahia. *Proceedings XI Cong. Bras. Mec. Solos Eng. Geotéc., Brasília*, v. 2, p. 911-916, 1998.

BEGEMANN, H. K. S. The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile. Proceedings of the 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Montreal, v.1, p. 17-20, 1965.

BELINCANTA, A.; PEIXOTO, A. S. P.; MIGUEL, M. G. Sondagem de simples reconhecimento com SPT e torque. Editora da Universidade Estadual de Maringá (Eduem), Coleção Fundamentum, n.63, 64. 2010.

BELINCANTA, A.; CINTRA, J. C. A. Fatores intervenientes em variantes do método ABNT para a execução do SPT. Solos e Rochas, v.21, n.3, Dezembro, 1998.

BELLO, M. I. M. C. Estudo de Ruptura em Aterros Sobre Solos Moles - Aterro do Galpão localizado na BR-101-PE. Dissertação de M.Sc., UFPE, Recife, PE, Brasil, 2004.

BISHOP, A.W., HENKEL, D.J. The measurement of soil properties in the triaxial test. 2nd ed., 1962, Edward Arnold, London.

BOONSTRA, G. C. Pile loading tests at Zwijndrecht, Holland. Proceedings of the Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Cambridge, p. 185-194, 1936.

BOWLES, J. E. Engineering properties of soil and their measurement – Mc Graw – Hill, 1978.

CADETE, A. N. M. Avaliação da Resistência Não Drenada de uma Argila Orgânica Mole no Bairro de Chão de Estrelas em Recife-PE. Dissertação de M.Sc., UFPE, Recife, PE, Brasil, 2016.

CAMPANELLA, R. G. A manual on interpretation of seismic piezocone test data for geotechnical design. Geotech. Research Group, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, 2005.

CAMPANELLA, R. G.; GILLESPIE, D.; ROBERTSON, P. K. Pore pressure during cone penetration testing. In: EUROPEAN SYMP. ON PENETRATION TESTING, ESOPT, 2., Amsterdam. Proceedings... Rotterdam: Balkema Publ., 1982. v.1, p. 507-512.

CAMPANELLA, R. G.; ROBERTSON, P. K.; GILLESPIE, D. G.; GREIG, J. Recent Developments in In-Situ Testing of Soils. Proc. of IX Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. - San Francisco, 1985.

CARVALHO, J.B.Q. Algumas propriedades física- químicas e de engenharia de uma argila orgânica do Recife. Dissertação de Mestrado, Campina Grande / UFPB, 1975.

CHEN, B. S. Y.; MAYNE, P. W. Profiling the overconsolidation ratio of clays by piezocone tests. Report GIT-CEE/GEO-94-1. Nacional Science Found., Georgia Institute of Technology, 1994.

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

COUTINHO, R.Q. Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1976.

COUTINHO, R.Q. Estudo da Caracterização Geotécnica da Argila Orgânica do Recife. Pesquisa CNPq, Relatório de Atividades. Período 1978 – 1980.

COUTINHO, R. Q. Aterro experimental instrumentado levado à ruptura sobre solos orgânicos – Argilas moles da Barragem de Juturnaíba. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1986.

COUTINHO, R. Q., SANTOS, J. L. T., FRANÇA, A. E. Obtenção da Su para Utilização na Análise da Estabilidade da Barragem de Juturnaíba. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília (1988), Vol.2, pp. 947 – 956.

COUTINHO, R. Q. Characterization and Engineering Properties of Recife Soft Clays - Brazil. Livro: Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, 2007, V.3. p. 2049-2100. Artigo especial – Convidado.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R. Geotechnical characterization of a Recife soft clay – laboratory and in situ tests. Proceedings of the 14th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. V. 1. P. 69-72, 1997.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R. & OLIVEIRA, A. T. J. Estudo Quantitativo da Qualidade de Amostras de Argilas Moles Brasileiras - Recife e Rio de Janeiro. In: XI COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS. Brasília, 1998, v. 02. p.927-936.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R.; OLIVEIRA, A. T.J. Geotechnical properties of Recife soft clays. Solos e Rochas, São Paulo, v.23, n.3, p. 177-204, 2000.

COUTINHO, R. Q., OLIVEIRA, A. T. J., OLIVEIRA, J. T. R. Palheta: Experiência, Tradição e Inovação. SEFE IV – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, (2000a), pp. 53 a 79.

COUTINHO, R. Q., OLIVEIRA, J. T. R., DANZIGER, F. A. B. Caracterização geotécnica de uma argila mole de Recife – Solos e Rochas, São Paulo, 1993, p. 255- 266.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R. Propriedades Geotécnicas das Argilas do Recife – Banco de Dados. In: X Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1994, V.02. p. 563-572.

COUTINHO, R. Q. & Bello, M. I. M. C. V. Geotecnia do Nordeste. Capítulo: Aterros sobre solos Moles, Livro ABMS – Núcleo Nordeste. Ed. Universitária – UFPE, cap. 3, pp. 111 – 153, 2005.

COUTINHO, R. Q. e LACERDA, W. A. “Characterization – Consolidation of Juturnaíba Organic Clay”. Proc. of the Intern. Symp. On geot. Eng. of Soft Soils, 1: 17-24, México (published also in Soils and Rocks 1994, 17 (2): 145-154, ABMS, ABGE, São Paulo, 1987.

DANZIGER, F. A. B. Desenvolvimento de equipamento para realização de ensaio de piezocone: aplicação a argilas moles. 593 f. Tese (Doutorado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1990.

DANZIGER, F. A. B.; ALMEIDA, M. S. S.; SILLS, G. C. The significance of the strain path analysis in the interpretation of piezocone dissipation data. Géotechnique, v. 47, n. 5, p. 901-914, 1997.

DAS, B.M. Fundamentos de Engenharia Geotécnica - tradução da 6a edição norte americana, 2007, 561 p.

DE BEER, E. E. The Scale Effect in the Transposition of the Results of Deep-Sounding Tests on the Ultimate Bearing Capacity of Piles and Caisson Foundations - Géotechnique - Vol. 13. Nº.1, pp. 39-75, 1963.

DEMERS, D.; LEROUÉIL, S. Evaluation of preconsolidation pressure and the overconsolidation ratio from piezocone tests of clay deposits in Quebec. Canadian Geotech. Journal, v.39, n.1, p. 174-194, 2002.

DE RUITER, J. The Static Cone Penetration Test State-of-the-Art- Report. Proc. II European Symposium on Penetration Testing - Amsterdam. Vol. 2. pp. 399-405, 1992.

FERREIRA, S. R. M. Compressibilidade de uma Argila Orgânica do Recife. Tese MSc, COPPE/UFRJ, 1982.

FERREIRA, S. R. M., AMORIM JÚNIOR, W. M.; COUTINHO, R. Q. (1986). Argila Orgânica Mole do Recife – Banco de Dados. VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - ABMS, Porto Alegre. v. 1. p. 183-197.

FERREIRA, S. R. M. & COUTINHO, R. Q. Quantificação do Efeito do Amolgamento nas Características de Compressibilidade de Argila Mole - Rio de Janeiro e Recife. In: Simp. Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras - SIDEQUA, 1998. v. 01. p. 3.55-3.69.

FRANK, C. The Bearing Capacity of Piles as Derived from Deepsounding, Loading Tests and Formulae" Proc. 2nd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.- Rotterdam, 1948. Vol. IV, pp. 118-121.

FREIRE, F. C. Análise das Propriedades Geotécnicas do solo mole do Cluster/Suape-PE. Dissertação de M.Sc., UFPE, Recife, PE, Brasil, 2016.

GIBBS, H. J.; HOLTZ, W. G. Research on determining the density of sands by spoon penetration testing. Proceedings of the 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., London, 1957. v.1, p. 35-39.

GEGEP-UFPE– Relatório Técnico – GEOBETON Engenharia Ltda. – Resultados de ensaios de laboratório. Recife, 2013.

HOULSBY, G. T.; TEH, C. I. Analysis of the piezocone in clay. In: INT. SYMP. ON PENETRATION TESTING, ISOPT, 1. Orlando. Proceedings... Rotterdam: Balkema, 1988. v.2, p. 777-783.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C; GERMAINE, J. T.; LANCELOTTA, R. New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils - State-of-the-Art Paper at the XI Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. - San Francisco, 1985.

JANNUZZI, G. M. F. Caracterização do depósito de solos moles de Sarapuá através de ensaios de campo. Dissertação (Mestrado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2009.

JEFFERIES, M. G.; DAVIES, M. P. Use of the CPTu to estimate equivalent SPT N_{60} . Geotech. Testing J., v.16, n.4, p. 458-468, 1993.

KONRAD, J. M.; LAW, K. Preconsolidation pressure from piezocone tests in marine clays. *Geotechnique*, v.37, n.2, p. 177-190, 1987.

KULHAWY, F. H.; MAYNE, P. W. Manual on estimating soil properties for fundatiom design. Ithaca: Geotech. Eng. Group, Cornell Univ., 1990.

LADD, C. C. Estimating Settlements os Structures Supported on Cohesive Soils. Massachusetts, 1973, ASCE, Foundations and Soils Mechanics.

LADD, C. C.; FOOTT, R.; ISHIHARA, K.; SCHLOSSER, F.; POULOS, H. G. Stress-deformation and strength characteristics. State-of-the-art report. Preceedings of the 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, v.2, p. 421-494, 1977.

LAAD, C. C.; DEGROOT, D. J. Recommended Practice for soft Ground site characterization. Arthur Casa Grande Lecture 12th Panamerican Conference on Soil mechanics and Geotechnical Engineering, 2003.

LAMB, T. W. (1951). Soil testing for engineers – John Wiley.

LARSSON, R.; MULABDIC, M. Piezocone test in clays. Report 42. Linköping: Swedish Geotechnical Institute, 1991.

LEE, J.; SALGADO, R.; PAIK, K. Estimation of load capacity of pipe piles in sand based on cone penetration tests results. *J. Geotech. Geoenv. Eng.*, v. 129, n.6, p. 391-403, 2003.

LIMA FILHO, M. F.; ALHEIROS, M. M. Planície do Recife: Origem e Características Geotécnicas. *CIVIL 90-NE*, 2, 502-517, ITEP, ABMS-NE, 1990.

LUKIENTCHUKI, J. A. Interpretação de Resultados do Ensaio SPT com Base em Instrumentação Dinâmica. Dissertação de D.Sc., EESC/USP, São Paulo, 2012. Brasil.

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

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. Cone penetration testing in geotechnical practice. Blackie Academic & Professional, 1997.

MARANGON, M. Resistência ao Cisalhamento dos Solos. Apostilas de aulas de Mecânica dos Solos II, UFJF, Minas Gerais, MG, 2009. Brasil.

MASSAD, F. Baixada Santista: Implicações da História Geológica no Projeto de Fundações. Conferência Pacheco Silva, Revista Solos e Rochas, São Paulo, vol. 22 (1), pp. 3-49. 1999.

MASSAD, F. Argilas marinhas da Baixada Santista: características e propriedades geotécnicas. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

MAYNE, P. W. Determination of OCR in clays by piezocone tests using cavity expansion and critical state concepts. *Soil Found.* v.31, n.1, p. 65-76, 1991.

MEIGH, A. C. Cone Penetration Testing: methods and interpretation. Londres: Butterworths, 1987.

MELO, M. P. B. Caracterização Geotécnica e Análise do Comportamento de Aterros Sobre Solos Moles para a Construção do Novo Acesso ao Complexo de Suape. Dissertação de M.Sc., UNICAPE, Recife, PE, Brasil, 2016.

OLIVEIRA, J. T. R. Ensaio de Piezocone em um Depósito de Argila Mole da Cidade do Recife. Dissertação de M.Sc., UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1991.

OLIVEIRA, A.T.J. Uso de um equipamento eletrônico de palheta em argilas do Recife. Dissertação de mestrado. UFPE, 2000.

OLIVEIRA, J. T. R. Influência da Qualidade da Amostragem no Comportamento Tensão-Deformação-Tempo das Argilas Moles. Tese (Doutorado), COPPE/UFRJ – DEC-UFPE, Recife, PE, Brasil, 2002.

OLIVEIRA, M.S. Solos da planície do Recife - uma visão panorâmica. 91 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2015.

OLIVEIRA, M. S.; ROCHA, F. M. A.; FERREIRA, S.R.; OLIVEIRA J, T. R. Identificação e Classificação de Perfis Típicos de Solos na Planície do Recife. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 2016.

OLSON, R.; MITCHELL, J. K. CPT stress normalization and prediction of soil classification. In: INT. SYMP. ON CONE PENETRATION TESTING. Proceedings. Linköping: Swedish Geotech. Society, 1995. v.2, p. 257-262.

ORTIGÃO, J. A. R., COLLET, H. B. Errors Caused by Friction on the Field Vane Tests. Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies, ASTM STP 1014, Ed. A. F. Richards, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 104-116. 1988.

PINTO C. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas. Oficina de Textos, SP, Brasil, 2002. 2ª Edição.

PLANTEMA, G. Construction and Method of Operating of a New Deep sounding Apparatus - Proc. II Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. - Rotterdam, 1949. Vol. I, pp. 277-27.

QUARESMA, A. R.; DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A. R.; ALMEIDA, M. S. S.; DANZIGER, F. A. B. Investigações geotécnicas. Cap.3. In: HACHICH, W. *et al.* Fundações: Teoria e Prática. Editora Pine, 1996. p. 119-162.

ROBERTSON, P. K. Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotech. Journal, v. 27, n. 1, p. 151-158, 1990.

ROBERTSON, P. K. Evaluating soil liquefaction and post-earthquake deformations using the CPT. In: INT. CONF. ON SITE CHARACTERIZATION, 2. Porto, Portugal. Proceedings... Rotterdam: Millpress, 2004. v.1, p. 233-249.

ROBERTSON, P. K.; SULLY, J. P.; WOELLER, D. J.; LUNNE, T.; POWELL, J. J. M.; GILLESPIE, D. G. Estimating coefficient of consolidation from piezocone tests. *Canadian Geotech. Journal*, v. 29, n. 4, p. 539-550, Aug. 1992.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. Guidelines for geotechnical design using CPT and CPTU. Soil mech. series 120. Vancouver: Department of Civil Engineering, University of British Columbia, 1988.

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

ROBERTSON, P. K.; HUGHES, J. M. O. Determination of properties of sands from self-boring pressuremeter tests. 2nd Symp. Pressuremeter and its Marine Applications, ASTM, STP 950, p. 283-302, 1986.

ROBERTSON, P. K.; WRIDE, C. E. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotech. Journal*, Ottawa, v.35, n.3, p. 442-459, 1998.

ROCHA, F.M.A. (2016). Compressibilidade de uma Argila Orgânica Mole do Bairro de Chão de Estrelas em Recife-PE. Dissertação de Mestrado- UNICAP. 2016

ROCHA FILHO, P.; SCHNAID, F. Cone penetration testing in Brazil. In: SWEDISH GEOTECHNICAL SOCIETY (Org.). Cone penetration testing. 1. Ed. Stockholm: Swedish Geotechnical Society, 1997. v.1, p. 29-42.

ROCHA FILHO, P.; ALENCAR, J. A. Piezocone tests in the Rio de Janeiro soft clay deposit. *Proceedings of the 12th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, San Francisco, v. 2, p. 859-862, 1985.

SANDRONI, S. S.; SILVA, J. M. J, PINHEIRO, J. C. N. Site Investigations for Undrained Excavations in a Soft Peaty Deposit. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 21, N^o, pp. 36-59. 1984.

SANDRONI, S. S.; BRUGGER, P. J.; ALMEIDA, M. S. S.; LACERDA, W. A. Geotechnical properties of Sergipe clay. *Proceedings of the Int. Symp. Recent Develop. Soil Pav. Mech.*, Rio de Janeiro, p. 271-277, 1997.

SANGLERAD, G. The penetrometer and soil exploration. Amsterdam: Elsevier, 1972.

SCHMERTMANN, J. H. The Undisturbed Consolidation Behaviour of Clay. – *Transactions ASCE* – Vol. 120: 1201 – 1227. 1955.

SCHMERTMANN, J. H. Guidelines for cone penetration test, performance and design. Report FHWS-78-209. Washington, D. C.: US Federal Highway Administration, 1978.

SCHNAID, F., e ODEBRECHT, E. Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações. Oficina de Textos, SP, Brasil, 2012. 2^a Edição.

SCHNAID, F; SILLS, G. C.; SOARES, J. M.; NYIRENDA, Z. Predictions of the coefficient of consolidation from piezocone tests. *Canadian Geotech. Journal*, v. 34, n. 2, p. 143-159, 1997.

SCHNEIDER, J. A.; LEHANE, B. M.; SCHNAID, F. Evaluation of piezocone pore pressure response in normally consolidated and overconsolidated clay. *Int. J. of Physical Modeling in Geotech.*, 2008.

SKEMPTON, A. W. Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. *Géotechnique*, v.3, n.1, p. 72-78. 1986.

SENNESET, K.; SANDVEN, R.; LUNNE, T.; BY, T.; AMUNDSEN, T. Piezocone testing in silty soil. *Penetration testing 88*. Balkema Pub., 1988. p. 955-966.

SOARES, J. M. D. Caracterização do depósito de argilas moles da região metropolitana de Porto Alegre. 330 f. Tese de Doutorado (Ph. D) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 1997.

SOARES, V. B. Propriedades de Resistência de uma argila orgânica do Recife, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba, 64 p., 1975.

SOARES, M. M. Interpretation of dissipation tests in Oslo clay. Report 40015-5. Oslo: Norwegian Geotech. Institute, 1986.

SOARES, J. M. D.; SCHNAID, F.; BICA, A. V. Determination of the characteristics of a soft clay deposit in Southern Brazil. In: *INT. SYMP. RECENT DEVELOP. SOIL PAV. MECH. Proceedings...* Amsterdam. Rotterdam: Balkema Publ., 1997. p. 297-302, 1997.

TAVENAS, F.; LEROUEIL, S. State-of-the-art on Laboratory and in situ stress-strain-time behavior of soft clays. *Proceedingd of the Int. Symp. on Geotech. Eng. of Soft Soils*, Mexico City, v.2, p. 1-46, 1987.

TEIXEIRA, D.C.L. Características Geotécnicas dos Depósitos de Argila Mole do Recife à Influência da Matéria Orgânica. Dissertação de Mestrado – COPPE/UFRJ, 1972.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. *Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia*, SEFE, São Paulo, v.1, p. 33-55, 1996.

TEIXEIRA, C. F.; SAYÃO, A. S. F. J.; SANDRONI, S. S. Avaliação da qualidade de corpos de prova de solos muito moles da Barra da Tijuca, Rio de Janeiro. *XVI Cong. Bras. Mec. Solos Eng. Fund.*, Porto de Galinhas, Pernambuco, 2012.

TERZAGHI, K. Die Tragfähigkeit von Pfahlgründungen - in "Die Boustechnik". Citado por Danziger (1990).

TERZAGHI, K. The Shearing Resistance of Saturated Soils and the Angle between the Planes of Shear. In: *Proceedings of 1st ICSMFE*, Cambridge, 1936.

THOMAS, S. D. Various techniques for the evaluation in the coefficient of consolidation from a piezocone dissipation test. Report SM064/86. Oxford University, 1986.

THE, C. I.; HOULSBY, G. T. An analytical study of the cone penetration test in clay. *Géotechnique*, v.41, n.1, p. 17-34, 1991.

VELLOSO, D.A. O Ensaio de Diepsondering e a Determinação da Capacidade de Carga do Solo - Rodovia, No. 29, pp. 3-7, Rio de Janeiro, 1959.

VERMEIDEN, J. Improved Soundings Apparatus, as Developed in Holland since 1936 - Proc. II In'l. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. - Rotterdam, Vol. 7, pp. 280-287, 1948.

VIANA DA FONSECA, A.; COUTINHO, R. Q. Characterization of residual soils. Keynote Lecture. In: HUANG, A. B.; MAYNE, P. (Eds.). Geotechnical and geophysical characterization. Taylor & Francis, 2008. p. 195-248.

WROTH, C. P. The interpretation of in situ soil tests. 24th Rankine Lecture. Géotechnique, v.41, n.4, p 449-489, 1984.

APÊNDICE A – RESULTADOS DAS SONDAGENS SPT

SP-101

SONDAGEM Nº SP-101												
COTA DA BOCA: (*)		COORDENADAS N: 9.107.478,4043		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"								
DATA DO INÍCIO: 18.06.2013		E: 286.084,9235		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"								
DATA DO TÉRMINO: 28.06.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm								
MÉTODO DE PENETRAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
		1ª	2ª	3ª		10	20					
TC	CA	TC	TC	TC								
		TC	TC	TC								
	1,80m	1/18	2	2						0,70	AREIA fina e média, cinza clara.	
		2	3/19	2						1,68	ARGILA siltosa, com areia fina, parda, mole.	
		3	2	3						2,68	AREIA fina, siltosa, cinza, pouco compacta.	
		2/25	1/24							3,90	ARGILA siltosa, com pouca areia fina, parda, mole.	
		P/25	1	1						5,00	AREIA fina e média, com pouca matéria orgânica, cinza, fofa.	
		P/13	1/20	1/17						6	ARGILA turfosa, orgânica, com pouca areia fina, preta, muito mole à mole.	
		1	2	2/18						7		
		2	3/17	2/18						7,78		
		4	5	5						9,00	AREIA fina e média, com matéria orgânica, cinza escura, pouco compacta.	
		3	2	4						9,95	AREIA média e fina, com matéria orgânica, cinza escura, medianamente compacta.	
		1/25	2/22							10,90	AREIA fina e média, com matéria orgânica, cinza escura, pouco compacta.	
		1/24	1/19	1/20						12	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, mole à muito mole.	
		1/19	1/17	1/17						13		
		P/10	1/29	1/19						14		
		P/18	1/27							15		
		P/15	1/17	1						16		
		P/17	1/20	1/17						17		
		P/15	1/27	1/18						18		
										19		
Continuação no desenho 02 / 03												
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA						
INICIAL		FINAL			TH	TRADO HELICOIDAL						
NFE		2,05m			CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA						
18.06.2013		29.06.2013			CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA						
OBSERVAÇÕES:												
NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,00m												
(*) COTA DA BOCA A SER FORNECIDA POSTERIORMENTE												
DATA:		04.07.2013		ENGENHEIRO:		Cleônio Aragão		GEOBETON				
						CREA 21085-D/RJ						
DESENHO:		01/03		DESENHISTA:		Fabiano Oliveira		ESCALA:		1/100		
								GEO:		247/13		

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-101 (Continuação)

SONDAGEM N° SP-101 (Continuação)														
COTA DA BOCA: (*)			COORDENADAS N: 9.107.478,4043			DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"								
DATA DO INÍCIO: 18.06.2013			E: 286.084,9235			AMOSTRADOR: Øe = 2"			Ø = 13/8"					
DATA DO TÉRMINO: 28.06.2013			RELATÓRIO: GEO-247/13			MARTELO: 65kg			QUEDA: 75cm					
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO X PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS			
		1ª	2ª	3ª		10	20							
		LAVAGEM/TEMPO (cm³/10min.)												
CA	P/15	1/20	1/24					2/44	20	20	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, mole à muito mole.			
	1/20	1/18	1/17					2/35	21	21				
	P/10	1/24	1/20					2/44	22	22				
	P/17	1/30						1/47	23	23				
	P/15	1/24	1/20					2/44	24	24				
	P/11	1/23	1/19					2/22	25	25				
	P/13	1/20	1/23					2/43	26	26				
	1/22	1/27						2/49	27	27				
	P/15	1	1					2	28	28				
	P/10	1/20	1					2/35	29	29				
	1/17	2/20	2/19					4/39	30	30				
	2/20	2/20	2/14					4/34	31	31				
	2/25	2/21						4/46	32	32				
	2/19	2/27	2/18					4/45	33	33				
	2	2/18	2/17					4/35	34	34				
	2/17	2	2					4	35	34,90				
	7	7	8					15	36	36		AREIA fina e média, siltosa, cinza clara, medianamente compacta à compacta.		
	9	11	13					24	37	37,00		AREIA média, grossa e fina, com pedregulhos, cinza clara, compacta.		
10	13	13					26	38	38					
Continuação no desenho 03 / 03														
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA						TC	TRADO CONCHA		CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA.					
INICIAL		FINAL				TH	TRADO HELICOIDAL							
NFE		2,05m				CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA		LOCAL: HOSPITAL DA MULHER RECIFE					
18.06.2013		29.06.2013				CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA		JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE					
OBSERVAÇÕES:											DATA: 04.07.2013	ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ	GEOBETON	
NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,00m (*) COTA DA BOCA A SER FORNECIDA POSTERIORMENTE											DESENHO: 02/03	DESENHISTA: Fabiano Oliveira		ESCALA: 1/100

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-101 (Continuação)

SONDAGEM N° SP-101 (Continuação)														
COTA DA BOCA: (*)			COORDENADAS N: 9.107.478,4043			DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"								
DATA DO INÍCIO: 18.06.2013			E: 286.084,9235			AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"								
DATA DO TÉRMINO: 28.06.2013			RELATÓRIO: GEO-247/13			MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm								
MÉTODO DE PENETRAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS			
		1°	2°	3°		10	20							
		LAVAGEM/TEMPO (cm³/10min.)												
CA		14	13	15				28	39	39	AREIA média, grossa e fina, com pedregulhos, cinza clara, compacta. Obs.: Amostra "46" consistência muito compacta.			
		10	11	12				23	40	40				
		9	9	11				20	41	41				
		13	12	14				26	42	42				
		11	14	15				29	43	43				
		9	10	11				21	44	44				
		10	13	16				29	45	45				
		15/3	15/2	15/1				30/3	46	44,80				
		2	1	1										
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA					CLIENTE:			
INICIAL					FINAL	TH	TRADO HELICOIDAL							
NFE					2,05m	CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA					LOCAL:		
18.06.2013					29.06.2013	CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA					HOSPITAL DA MULHER RECIFE JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE		
OBSERVAÇÕES:											DATA:	ENGENHEIRO:	GEOBETON	
NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,00m (*) COTA DA BOCA A SER FORNECIDA POSTERIORMENTE											04.07.2013	Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ		
											DESENHO:	DESENHISTA:	ESCALA:	GEO:
											03/03	Fabiano Oliveira	1/100	247/13

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-102

SONDAGEM Nº SP-102											
COTA DA BOCA: 4,600m		COORDENADAS N: 9.107.465,5320		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"							
DATA DO INÍCIO: 23.07.2013		E: 286.135,4332		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"							
DATA DO TÉRMINO: 02.08.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm							
MÉTODO DE PERFORAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
		1"	2"	3"		10					
		LAVAGEM/TEMPO (cm³/10min.)				20					
TC	1,50m	TC	TC	TC				1	0,98	AREIA fina e média, cinza clara.	
CA		1	2/18	2			4/33	2	2	ARGILA siltosa, com areia fina, variegada, mole à média.	
		2/17	3	3			6	3	3		
		2/18	3	3/17			6/32	4	4		
	2	3/18	4			7/33	5	4,85			
		P/17	1/35				1/52	6	6	ARGILA siltosa, orgânica, com areia fina, cinza escura, muito mole.	
		P/15	1/32				1/47	7	7		
		P/15	1	1			2	8	7,77		
CA	1	2/18	2/17			4/35	9	9	AREIA fina e média, siltosa, com pouca matéria orgânica, cinza escura, fofa à medianamente compacta.		
		3	4	5			9	10		10,87	
		7	6	8		14	11	10,87			
		P/10	1/17	1/17		2/34	12	12		ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, muito mole à mole.	
CL		P/13	1/21	1/18		2/39	13	13			
		P/17	1/24	1/17		2/41	14	14			
		P/12	1/20	1/19		2/39	15	15			
		P/16	1/19	1/17		2/36	16	16			
		P/20	1/18	1/16		2/34	17	17			
		P/13	1/20	1/17		2/37	18	18			
		P/12	1/17	1/18		2/35	19	19			
Continuação no desenho 02 / 03											
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA						TC	TRADO CONCHA		CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA.		
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL						
NFE		2,65m		CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA		LOCAL: HOSPITAL DA MULHER RECIFE				
23.07.2013		03.08.2013		CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA		JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE				
OBSERVAÇÕES:						DATA: 06.08.2013		ENGENHEIRO: Cleônio Aragão		GEOBETON	
						DESENHO: 01/03		DESENHISTA: Fabiano Oliveira			
						ESCALA: 1/100		GEO: 247/13			

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-102 (Continuação)

SONDAGEM Nº SP-102 (Continuação)											
COTA DA BOCA: 4,600m		COORDENADAS N: 9.107.465,5320		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"							
DATA DO INÍCIO: 23.07.2013		E: 286.135,4332		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"							
DATA DO TÉRMINO: 02.08.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm							
MÉTODO DE PENETRAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
		1ª	2ª	3ª							
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)									
CL	P/17	1/20	1/17			2/37	20	20	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, muito mole à mole.		
	1/25	1/18	1/17			2/35	21	21			
	1/27	1/17	1			2/32	22	22			
	1/24	1	1			2	23	23			
	1/18	1/17	2/18			3/35	24	23			
	1/20	1/19	2/17			3/36	25	24			
	1/17	1	2/18			3/33	26	25			
	1	2/19	2			4/34	27	26			
	2/20	2/17	2			4/32	28	27			
	2/18	2	2			4	29	28			
	1	2/17	2/18			4/35	30	29			
	2/18	2	2/17			4/32	31	30			
	2/19	2	2			4	32	31			
	1	2/17	2/18			4/35	33	32			
	2/20	2	2			4	34	33			
	3	3	4			7	35	33,87			
	3	4	4			8	36	35,65			
	8	7	9			16	37	37		AREIA média, fina e grossa, pouco siltosa, cinza clara, medianamente compacta à muito compacta.	
10	12	14			26	38	38				
Continuação no desenho 03 / 03											
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA		CLIENTE:			
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL		CINZEL ENGENHARIA LTDA.				
NFE		2,65m		CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA		LOCAL:				
23.07.2013		03.08.2013		CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA		HOSPITAL DA MULHER RECIFE JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE				
OBSERVAÇÕES:					DATA:		ENGENHEIRO:		GEOBETON		
					06.08.2013		Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ				
					DESENHO:		DESENHISTA:		ESCALA:		
					02/03		Fabiano Oliveira		1/100		
									GEO:		
									247/13		

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-102 (Continuação)

SONDAGEM Nº SP-102 (Continuação)														
COTA DA BOCA: 4,600m		COORDENADAS N: 9.107.465,5320		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"										
DATA DO INÍCIO: 23.07.2013		E: 286.135,4332		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"										
DATA DO TÉRMINO: 02.08.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm										
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS			
		1"	2"	3"		10	20							
		LAVAGEM/TEMPO (cm³/10min.)												
CL		9	11	13				24	39	39	AREIA média, fina e grossa, pouco siltosa, cinza clara, medianamente compacta à muito compacta.			
		11	14	15				29	40	40				
		12	14	13				27	41	41				
		11	13	16				29	42	42				
		14	15/5	15/5				30/10	43	42,30				
		2	2	1							Impenetrável ao trépano			
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA					CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA.			
INICIAL					FINAL	TH	TRADO HELICOIDAL					LOCAL: HOSPITAL DA MULHER RECIFE JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE		
NFE					2,65m	CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA							
23.07.2013					03.08.2013	CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA							
OBSERVAÇÕES:										DATA: 06.08.2013	ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ	GEOBETON		
										DESENHO: 03/03	DESENHISTA: Fabiano Oliveira		ESCALA: 1/100	GEO: 247/13

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-103

SONDAGEM N° SP-103													
COTA DA BOCA: 4,600m		COORDENADAS N: 9.107.457,7439		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"									
DATA DO INÍCIO: 01.07.2013		E: 286.087,0286		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"									
DATA DO TÉRMINO: 10.07.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm									
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO X PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS			
		1"	2"	3"									
		LAVAGEM/TEMPO (cm³/10min.)											
TC	1,20m	TC	TC	TC									
CA		1/17	2	2/16			4/31	1	1,00	AREIA fina e média, cinza clara.			
		1	2	3			5	2	2	ARGILA siltosa, com pouca areia fina, cinza, mole à média.			
		2/22	2	3			5	3	3				
		2	3	3			6	4	4				
		P/28	1/22				1/50	4,65	4,65				
		P/17	1/20	2/24			3/44	6	6	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, muito mole.			
		1	1/21	2/24			3/45	7	7				
		1/35	1/19				2/54	8	8				
		3	5	4			9	8,80	8,80				
		5	4	6			10	10	10,65	AREIA fina e média, com pouca matéria orgânica, cinza, medianamente compacta.			
		1/30	1/18				2/48	11	10,65	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza, muito escura, muito mole à mole.			
		1/27	1/20				2/47	12	12				
		P/10	1/20	1/18			2/38	13	13				
		P/17	1/25	1/18			2/43	14	14				
		P/13	1/23	1/20			2/43	15	15				
		1/25	1/20				2/45	16	16				
		1/28	1/18				2/46	17	17				
		P/10	1/27	1/20			2/47	18	18				
								19	19				
Continuação no desenho 02 / 03													
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA							
INICIAL		FINAL			TH	TRADO HELICOIDAL							
NFE		1,75m			CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA							
01.07.2013		11.07.2013			CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA							
OBSERVAÇÕES:										CLIENTE:			
NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,20m.										CINZEL ENGENHARIA LTDA			
LOCAL:										DATA:			
HOSPITAL DA MULHER RECIFE										18.07.2013			
JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE										ENGENHEIRO:			
										Cleônio Aragão			
										CREA 21085-D/RJ			
										DESENHO:			
										01/03			
										DESENHISTA:			
										Fabiano Oliveira			
										ESCALA:			
										1/100			
										GEO:			
										247/13			

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-103 (Continuação)

SONDAGEM Nº SP-103 (Continuação)													
COTA DA BOCA: 4,600m		COORDENADAS N: 9.107.457,7439		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"									
DATA DO INÍCIO: 01.07.2013		E: 286.087,0286		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"									
DATA DO TÉRMINO: 10.07.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm									
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		S.P.T.	AMOSTRA E CONVENIÊNCIAS	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS		
		1ª	2ª	3ª		10	20						
		LAVAGEM/TEMPO (cm³/10min.)											
CA	P/17	1/25	1/20					2/45	20	20	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza, muito escura, muito mole à mole.		
	1/28	1/20					2/48	21	21				
	1/20	1/21	1/18				2/39	22	22				
	P/24	1/26					1/50	23	23				
	P/25	1/28					1/53	24	24				
	1/30	2/27					3/57	25	25				
	1/27	1/19					2/46	26	26				
	1/30	2/29					3/59	27	27				
	1/27	1/22					2/49	28	28				
	1/20	1/18	1/20				2/38	29	29				
	1/17	1/17	1				2/32	30	30				
	2/27	2/25					4/52	31	31				
	2/28	2/24					4/52	32	32				
	2/25	2/27					4/52	33	33				
	2/30	2/23					4/53	34	33,70				
	CL	4	4	8				12	35	35		AREIA média e fina, com pouca areia grossa, matéria orgânica e pedregulhos, cinza, rija.	
9		8	10				18	36	36,00				
6		7	8				15	37	37	AREIA média e fina, com pouca areia grossa, poucos pedregulhos, cinza clara, medianamente compacta à compacta.			
5		9	9				18	38	38				
Continuação no desenho 03 / 03													
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA					CLIENTE:		
INICIAL		FINAL			TH	TRADO HELICOIDAL							
NFE		1,75m			CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA					LOCAL:		
01.07.2013		11.07.2013			CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA							
OBSERVAÇÕES: NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,20m.										DATA: 18.07.2013	ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ	GEOBETON	
										DESENHO: 02/03	DESENHISTA: Fabiano Oliveira		ESCALA: 1/100

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-103 (Continuação)

SONDAGEM N° SP-103 (Continuação)														
COTA DA BOCA: 4,600m		COORDENADAS N: 9.107.457,7439		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"										
DATA DO INÍCIO: 01.07.2013		E: 286.087,0286		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"										
DATA DO TÉRMINO: 10.07.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm										
MÉTODO DE PERFORAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS				
		1"	2"	3"										
		LAVAGEM/TEMPO (cm³/10min.)												
CL		7	8	10						AREIA média e fina, com pouca areia grossa, poucos pedregulhos, cinza clara, medianamente compacta à compacta.				
		9	9	11										
		8	9	10										
		7	10	11										
		9	11	13										
		10	12	15/8										
		3	1	1										
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA						TC	TRADO CONCHA		CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA					
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL		LOCAL: HOSPITAL DA MULHER RECIFE JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE							
NFE				CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA									
01.07.2013				CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA									
OBSERVAÇÕES: NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,20m.								DATA: 18.07.2013 DESENHO: 03/03		ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ DESENHISTA: Fabiano Oliveira				
								ESCALA: 1/100 GEO: 247/13		GEOBETON				

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-104

SONDAGEM N° SP-104													
COTA DA BOCA: 4,600m		COORDENADAS N: 9.107.443,1514		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"									
DATA DO INÍCIO: 12.07.2013		E: 286.099,5079		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"									
DATA DO TÉRMINO: 23.07.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm									
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS			
		1ª	2ª	3ª		10	20						
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)											
TC	1,20m	TC	TC	TC									
CA		2/18	2/20	3/18				5/38	0,90	AREIA fina e média, cinza clara.			
		2/20	3	4				7	2	ARGILA siltosa, com areia fina, parda, mole à média.			
		2	3	3				6	3				
		2/28	2/27					4/55	3,85	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, muito mole.			
		8/17	1/17	1				2/32	5				
		P/17	1	1				2	6				
		1/20	1/19	1/18				2/37	7				
CL		4	7	9				16	7,90	AREIA fina e média, pouco siltosa, parda, medianamente compacta.			
		3	4	4				8	9	Obs.: Amostra "10" consistência pouco compacta.			
		5	7	8				15	10				
CA		1/30	1					2/45	10,85	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, muito mole à mole.			
		1/27	1/18					2/45	12				
		P/19	1/28					1/47	13				
		P/22	1/26					1/48	14				
		1/21	1/20	1/18				2/38	15				
		1/20	1/17	1				2/32	16				
		1/22	1/20	1/18				2/38	17				
		P/20	1/17	1/18				2/35	18				
									19				
Continuação no desenho 02 / 03													
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA							
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL								
1,60m		1,58m		CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA								
12.07.2013		24.07.2013		CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA								
OBSERVAÇÕES:					DATA: 25.07.2013		ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ		GEOBETON				
					DESENHO: 01/03		DESENHISTA: Fabiano Oliveira		ESCALA: 1/100				
									GEO: 247/13				

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-104 (Continuação)

SONDAGEM Nº SP-104 (Continuação)													
COTA DA BOCA: 4,600m		COORDENADAS N: 9.107.443,1514		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"									
DATA DO INÍCIO: 12.07.2013		E: 286.099,5079		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"									
DATA DO TÉRMINO: 23.07.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm									
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO X PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS			
		1ª	2ª	3ª									
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)											
CA	P	1/19	1/17				2/36	20	20	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, muito mole à mole.			
	P/17	1/20	1/19				2/39	21	20				
	P/13	1/18	1				2/33	22	21				
	P/17	1/22	1/18				2/40	23	22				
	P/18	1/20	1/17				2/37	24	23				
	P/12	1/25	1/20				2/45	25	24				
	P/17	1/17	1				2/32	26	25				
	1/20	1/18	2/19				3/37	27	26				
	1/22	2/18	2/16				4/34	28	27				
	1/20	2/20	2/17				4/37	29	28				
	1/18	2/19	2/17				4/36	30	29				
	2/20	2/17	2				4/32	31	30				
	2/18	2	2				4	32	31				
	2	2/17	2				4/32	33	32				
	1	2/17	2/18				4/35	34	33				
	2	2	3				5	35	33,80				
	6	8	7				15	36	35				
	11	10	12				22	37	36				
	7	10	9				19	38	37				
									38				
Continuação no desenho 03 / 03													
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA						TC	TRADO CONCHA		CLIENTE:				
INICIAL		FINAL				TH	TRADO HELICOIDAL		CINZEL ENGENHARIA LTDA				
1,60m		1,58m				CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA		LOCAL:				
12.07.2013		24.07.2013				CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA		HOSPITAL DA MULHER RECIFE JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE				
OBSERVAÇÕES:						DATA:		ENGENHEIRO:		GEOBETON			
						25.07.2013		Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ					
						DESENHO:		DESENHISTA:					
						02/03		Fabiano Oliveira					
						ESCALA:		GEO:					
						1/100		247/13					

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-104 (Continuação)

SONDAGEM N° SP-104 (Continuação)														
COTA DA BOCA: 4,600m		COORDENADAS N: 9.107.443,1514		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"										
DATA DO INÍCIO: 12.07.2013		E: 286.099,5079		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"										
DATA DO TÉRMINO: 23.07.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm										
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS				
		1ª	2ª	3ª										
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)												
CA		8	7	8			15	39	39	AREIA média e fina, com pouca areia grossa, cinza, pouco compacta à compacta.				
		9	8	10			18	40	40					
		8	10	12			22	41	41,00					
		7	9	13			22	42	42					
		10	12	14			26	43	AREIA média e fina, com pouca areia grossa, cinza, compacta.					
		13	15	15/3			30/18	44		43,38				
		3	1	1						Impenetrável ao trépano				
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA					CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA			
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL					LOCAL: HOSPITAL DA MULHER RECIFE JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE				
1,60m		1,58m		CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA									
12.07.2013		24.07.2013		CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA									
OBSERVAÇÕES:								DATA: 25.07.2013	ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ	GEOBETON				
								DESENHO: 03/03	DESENHISTA: Fabiano Oliveira		ESCALA: 1/100	GEO: 247/13		

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-105

SONDAGEM N° SP-105											
COTA DA BOCA: 4,600m		COORDENADAS N: 9.107.426,6066		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"							
DATA DO INÍCIO: 03.07.2013		E: 286.106,6653		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"							
DATA DO TÉRMINO: 10.07.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm							
METODO DE PERCUSSÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
		1ª	2ª	3ª							
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)									
TC	1,20m	TC	TC	TC							
CA		1	2	2					0,58	AREIA fina e média, cinza clara.	
		2	3	3					1	ARGILA siltosa, com pouca areia fina, cinza, mole à média.	
		1/25	1	1/20					2		
		1/23	1/26						3,00		
		P/21	1/25						4	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, muito mole.	
		P/30	1/22						5		
									6		
CL		3	4	3					6,80		
		3	4	4					7	AREIA média e fina, com pouca areia grossa e matéria orgânica, cinza, pouco compacta à medianamente compacta.	
		5	4	5					8		
		1/38	1						9		
CA		P/33	1/25						10,00		
		P/28	1/24						11	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, muito mole à mole.	
		P/25	1/25						12		
		P/29	1/27						13		
		P/30	1/20						14		
		P/32	1/22						15		
		P/47							16		
		P/56							17		
									18		
									19		
Continuação no desenho 02 / 03											
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA					CLIENTE:
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL					CINZEL ENGENHARIA LTDA	
NFE		1,68m		CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA					LOCAL:	
03.07.2013		11.07.2013		CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA					HOSPITAL DA MULHER RECIFE JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE	
OBSERVAÇÕES:										DATA:	
NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,20m.										19.07.2013	
										ENGENHEIRO:	
										Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ	
										DESENHO:	
										01/03	
										DESENHISTA:	
										Fabiano Oliveira	
										ESCALA:	
										1/100	
										GEO:	
										247/13	

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-105 (Continuação)

SONDAGEM N° SP-105 (Continuação)											
COTA DA BOCA: 4,600m		COORDENADAS N: 9.107.426,6066		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"							
DATA DO INÍCIO: 03.07.2013		E: 286.106,6653		AMOSTRADOR: Øs = 2" Ø = 13/8"							
DATA DO TÉRMINO: 10.07.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm							
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICIONAMENTO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
		1ª	2ª	3ª							
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)									
CA	P/35	1/26					1/61	20	20	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, muito mole à mole.	
	P/31	1/28					1/59	21	21		
	P/51						P/51	22	22		
	P/24	1/22					1/46	23	23		
	P/21	2/31					2/52	24	24		
	P/18	2/30					2/48	25	25		
	P/20	2/26					2/46	26	26		
	P/18	2/24	2/18				4/42	27	27		
	1/21	2/22	2/20				4/42	28	28		
	P/17	2/23	2/22				4/45	29	29		
	2/22	2/24					4/46	30	30		
	2/20	2/22	2				4/37	31	31		
	2/21	2/25	2/21				4/46	32	32		
	2/17	2	2				4	33	31,98		
	7	8	9				17	34	32,81		
	7	7	10				17	35	34		
	6	8	11				19	36	35		
	9	9	13				22	37	36		
6	8	8				16	38	37			
								38,00			
Continuação no desenho 03 / 03											
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA		CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA			
INICIAL		FINAL			TH	TRADO HELICOIDAL		LOCAL: HOSPITAL DA MULHER RECIFE JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE			
NFE		1,68m			CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA					
03.07.2013		11.07.2013			CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA					
OBSERVAÇÕES: NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,20m.								DATA: 19.07.2013		ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ	
								DESENHO: 02/03		DESENHISTA: Fabiano Oliveira	
								ESCALA: 1/100		GEO: 247/13	

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-105 (Continuação)

SONDAGEM Nº SP-105 (Continuação)													
COTA DA BOCA: 4,600m		COORDENADAS N: 9.107.426,6066		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"									
DATA DO INÍCIO: 03.07.2013		E: 286.106,6653		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"									
DATA DO TÉRMINO: 10.07.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm									
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS			
		1ª	2ª	3ª									
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)											
CA		6	8	10						AREIA média e fina, com pouca areia grossa, pouco siltsosa, com poucos pedregulhos, cinza, medianamente compacta à compacta. Obs.: Amostra "43" consistência muito compacta.			
		7	9	11									
		8	10	12									
		8	9	12									
		20	15/8	15/6									
		2	1	1						Impenetrável ao trépano			
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA				CLIENTE:			
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL				CINZEL ENGENHARIA LTDA				
NFE		1,68m		CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA				LOCAL:				
03.07.2013		11.07.2013		CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA				HOSPITAL DA MULHER RECIFE JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE				
OBSERVAÇÕES:					DATA:		ENGENHEIRO:		GEOBETON				
NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,20m.					19.07.2013		Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ						
					DESENHO:		DESENHISTA:		ESCALA:				
					03/03		Fabiano Oliveira		247/13				

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-106

SONDAGEM N° SP-106													
COTA DA BOCA: 4,600m		COORDENADAS N: 9.107.378,3665		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"									
DATA DO INÍCIO: 25.07.2013		E: 286.012,7072		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"									
DATA DO TÉRMINO: 31.07.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 85kg QUEDA: 75cm									
MÉTODO DE PENETRAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS			
		1"	2"	3"									
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)											
TC	1,50m	TC	TC	TC				1	0,98	AREIA fina e média, cinza clara.			
CA		2/25	2	2			4	2		ARGILA siltosa, com areia fina, variegada, mole. Obs.: Amostra "4" consistência média.			
		2/22	3/22	3			6/37	3					
		2	3	4			7	4					
		2/20	2/18	2			4/33	5	4,80				
		P/15	3/24	3/19			6/43	6					
		P/19	2/23	2/21			4/44	7		ARGILA siltosa, orgânica, com areia fina, cinza escura, mole à muito mole.			
		P/16	2/20	2/18			4/38	8	7,97				
CL		2	4	4			8	9					
			3	5	5			10	9,81	AREIA média e fina, siltosa, com pouca matéria orgânica, cinza escura, pouco compacta à medianamente compacta.			
CA		3/22	2/26				5/48	11		ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, mole à muito mole. Obs.: Amostra "33" consistência média.			
	P/20	3/25				3/45	12						
	P/30	1/23				1/53	13						
	P/52					P/52	14						
	P/27	1/24				1/51	15						
	P/25	1/22				1/47	16						
	P/30	1/20				1/50	17						
	P/27	2/25				2/52	18						
	P/31	2/23				2/54	19						
Continuação no desenho 02 / 03													
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA					CLIENTE:		
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL					CINZEL ENGENHARIA LTDA			
NFE		2,68m		CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA					LOCAL:			
25.07.2013		01.08.2013		CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA					HOSPITAL DA MULHER RECIFE JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE			
OBSERVAÇÕES:					DATA:		ENGENHEIRO:		GEOBETON				
					05.08.2013		Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ						
					DESENHO:		DESENHISTA:						
					01/03		Fabiano Oliveira						
					ESCALA:		GEO:						
					1/100		247/13						

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-106 (Continuação)

SONDAGEM N° SP-106 (Continuação)													
COTA DA BOCA: 4,600m		COORDENADAS N: 9.107.378,3665		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"									
DATA DO INÍCIO: 25.07.2013		E: 286.012,7072		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"									
DATA DO TÉRMINO: 31.07.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm									
METODO DE PENETRAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS			
		1ª	2ª	3ª									
		LAVAGEM/TEMPO (cm³/10min.)											
CA	P/28	3/21					3/49	20	20	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, mole à muito mole. Obs.: Amostra "33" consistência média.			
	P/25	2/23					2/48	21	21				
	P/19	2/21	2/19				4/40	22	22				
	1/22	2	2				4	23	23				
	2/21	2/19	2				4/34	24	24				
	2/19	1	2/20				3/35	25	25				
	2/23	2/25					4/48	26	26				
	2/21	2/19	2				4/34	27	27				
	2/23	3/25					5/48	28	28				
	2	3/22	2				5/37	29	29				
	2/19	2/19	3/21				5/40	30	30				
	2/21	3/25					5/46	31	31				
	2/20	2/19	2				4/34	32	32				
	2	3	3				6	33	32,83				
CL	3	4	4				8	34	34		AREIA média e fina, pouco siltosa, cinza clara, pouco compacta à medianamente compacta.		
	4	5	6				10	35	34,80				
	8	8	11				19	36	36	AREIA média e fina, com pouca areia grossa, pouco siltosa, cinza clara, compacta à muito compacta.			
	7	9	12				21	37	37				
	10	12	14				26	38	38				
										Continuação no desenho 03 / 03			
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA						TC	TRADO CONCHA		CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA				
INICIAL		FINAL		TH		TRADO HELICOIDAL		LOCAL: HOSPITAL DA MULHER RECIFE					
NFE		2,68m		CL		CIRCULAÇÃO DE LAMA		JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE					
25.07.2013		01.08.2013		CA		CIRCULAÇÃO DE ÁGUA							
OBSERVAÇÕES:						DATA: 05.08.2013		ENGENHEIRO: Cleônio Aragão					
						DESENHO: 02/03		DESENHISTA: Fabiano Oliveira					
						ESCALA: 1/100		GEO: 247/13					
								GEOBETON					

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-106 (Continuação)

SONDAGEM Nº SP-106 (Continuação)														
COTA DA BOCA: 4,600m		COORDENADAS N: 9.107.378,3665		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"										
DATA DO INÍCIO: 25.07.2013		E: 286.012,7072		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"										
DATA DO TÉRMINO: 31.07.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm										
MÉTODO DE PERFORAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO X PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS			
		1"	2"	3"		10	20							
		LAVAGEM/TEMPO (cm³/10min.)												
CL	11	14	16					30	39	39	AREIA média e fina, com pouca areia grossa, pouco siltsosa, cinza clara, compacta à muito compacta.			
	10	12	15					27	40	40				
	12	13	16					29	41	41				
	13	16	18					34	42	42				
	17	19	15/9					34/24	43	43				
	20	25/10	20/5					45/15	44	43,35				
	3	1	1									Impenetrável ao trépano		
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA					CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA			
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL									
NFE		2,68m		CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA					LOCAL: HOSPITAL DA MULHER RECIFE JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE				
25.07.2013		01.08.2013		CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA									
OBSERVAÇÕES:								DATA: 05.08.2013	ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ	GEOBETON				
								DESENHO: 03/03	DESENHISTA: Fabiano Oliveira			ESCALA: 1/100	GEO: 247/13	

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-107

SONDAGEM N° SP-107												
COTA DA BOCA: (*)			COORDENADAS N: 9.107.404,8153			DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"						
DATA DO INÍCIO: 29.05.2013			E: 286.067,6222			AMOSTRADOR: Øe = 2"			Ø = 13/8"			
DATA DO TÉRMINO: 13.06.2013			RELATÓRIO: GEO-247/13			MARTELO: 65kg			QUEDA: 75cm			
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICIONAMENTO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
		1ª	2ª	3ª		10	20					
TC	1,20m	TC	TC	TC					1	0,50	AREIA fina e média, cinza clara.	
		6	8	6					2	1,00		
		CL	2	2	2					3	2	AREIA fina e média, siltsosa, variegada, medianamente compacta.
			2	3	3					4	2,90	
			3/21	1/20	8/24					5	4	ARGILA siltsosa, com areia fina, matéria orgânica, com poucos restos de vegetais, cinza, mole à média.
			P/15	2/23	2					6	4	
			1/20	2/25						7	5	ARGILA orgânica, siltsosa, com areia fina, cinza escura, mole.
			3	2/20	2/19					8	6	
			1/25	3	4					9	6,93	Obs.: Amostras "6" e "7" consistência muito mole.
			3	4	4					10	8	
5	7	5					11	9	AREIA fina e média, siltsosa, variegada, pouco compacta à medianamente compacta.			
1/18	2/21	2/21					12	9,78				
CA	P/17	1/19	2/23					13	11	ARGILA orgânica, siltsosa, com pouca areia fina, cinza escura, mole à muito mole.		
	2/25	2/21						14	12			
	P/18	1/22	1/20					15	13			
	P/30	1/21						16	14			
	3/27	1/25						17	15			
	1/23	1/24						18	16			
	P/26	1/22	1/21					19	17			
	P/21	1/28						20	18			
									19			
	Continuação no desenho 02 / 03											
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO GONCHA		CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA.				
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL		LOCAL: HOSPITAL DA MULHER RECIFE					
NFE		1,78m		CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA		JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE					
29.05.2013		14.06.2013		CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA							
OBSERVAÇÕES:								DATA: 19.06.2013		ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ		
NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,00m (*) COTA DA BOCA A SER FORNECIDA POSTERIORMENTE								DESENHO: 01/03		FABIANO OLIVEIRA		
								ESCALA: 1/100		GEOBETON		
								GEO: 247/13				

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-107 (Continuação)

SONDAGEM Nº SP-107 (Continuação)											
COTA DA BOCA: (*)		COORDENADAS N: 9.107.404,8153		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"							
DATA DO INÍCIO: 29.05.2013		E: 286.067,6222		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"							
DATA DO TÉRMINO: 13.06.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm							
MÉTODO DE PERFORAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
		1ª	2ª	3ª							
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)									
CA	P/18	1/25	1/20				2/45	21	20	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, mole à muito mole.	
	P/25	1/21					1/46	22	21		
	P/21	1/30					1/51	23	22		
	1/28	2/23					3/51	24	23		
	1/25	1/20					2/45	25	24		
	P/22	1/31					1/53	26	25		
	1/26	2/29					3/55	27	26		
	2/23	1/23					3/46	28	27		
	1/25	2/27					3/52	29	28		
	P/15	1/30					1/45	30	29		
	P/21	1/28					1/49	31	30		
	1/23	2/26					3/49	32	31		
	1/20	2/24					3/44	33	32		
	2/26	2/25					4/51	34	33		
	2/23	1	2/22				3/37	35	33,92		
	5	6	8				14	36	35		
	8	8	11				19	37	36		
	7	8	8				16	38	37		
	7	7	9				16	39	38		
Continuação no desenho 03 / 03											
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA						TC	TRADO CONCHA		CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA.		
INICIAL		FINAL		TH		TRADO HELICOIDAL		LOCAL: HOSPITAL DA MULHER RECIFE JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE			
NFE		1,78m		CL		CIRCULAÇÃO DE LAMA					
29.05.2013		14.06.2013		CA		CIRCULAÇÃO DE ÁGUA					
OBSERVAÇÕES: NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,00m (*) COTA DA BOCA A SER FORNECIDA POSTERIORMENTE										DATA: 19.06.2013	ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ
										DESENHO: 02/03	DESENHISTA: Fabiano Oliveira
										ESCALA: 1/100	GEO: 247/13

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-107 (Continuação)

SONDAGEM Nº SP-107 (Continuação)													
COTA DA BOCA: (*)			COORDENADAS N: 9.107.404,8153			DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"							
DATA DO INÍCIO: 29.05.2013			E: 286.067,6222			AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"							
DATA DO TÉRMINO: 13.06.2013			RELATÓRIO: GEO-247/13			MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm							
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS		
		1ª	2ª	3ª		10	20						
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)											
		8	9	14				23	40	39	AREIA média e fina, pouco siltsosa, com poucos pedregulhos, parda, medianamente compacta à compacta. Obs.: Amostra "45" consistência muito compacta.		
		10	12	13				25	41	40			
		6	7	7				14	42	41			
		7	8	9				17	43	42			
		8	9	10				19	44				
		17	28/8					45/23	45	43,27			
		2	1	1							Impenetrável ao trépano		
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA						TC	TRADO CONCHA		CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA.				
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL		LOCAL: HOSPITAL DA MULHER RECIFE JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE						
NFE		1,78m		CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA								
29.05.2013		14.06.2013		CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA								
OBSERVAÇÕES:								DATA: 19.06.2013		ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ			
NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,00m (*) COTA DA BOCA A SER FORNECIDA POSTERIORMENTE								DESENHO: 03/03		DESENHISTA: Fabiano Oliveira			
								ESCALA: 1/100		GEO: 247/13			
								GEOBETON					

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-108

SONDAGEM N° SP-108													
COTA DA BOCA: (*)		COORDENADAS N: 9.107.443,4596		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"									
DATA DO INÍCIO: 29.05.2013		E: 286.043,4692		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"									
DATA DO TÉRMINO: 06.06.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm									
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	UMIDADE NATURAL (%)	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS		
		1ª	2ª	3ª									
TC	1,20m	TC	TC	TC					1	0,60	AREIA fina e média, cinza clara.		
		2/20	2/17	2			4/32		2	1	ARGILA siltosa, com areia fina, pouca matéria orgânica e restos de vegetais, cinza, mole.		
		3/18	3	3			6	23,69	3	2,00	ARGILA siltosa, com areia fina, parda, média à rija.		
		4	5/17	5			10/32		4	3			
		6	5	4/16			9/31	36,56	5	4			
		1/25	1	2/20			3/35		6	4,98			
		CL		1/30	1/18	2/20			3/38	37,75	7	6	ARGILA siltosa, orgânica, com areia fina, cinza escura, mole à muito mole.
				1/20	1/21	1/18			2/39		8	7	
				3	6	10			16	20,88	9	7,80	AREIA média e fina, com pouca areia grossa e matéria orgânica, cinza, medianamente compacta.
				7	9	9			18		10	9	
2	2/18			3			5/33		11	10,00	AREIA fina, com matéria orgânica, cinza escura, pouco compacta.		
P/17	1/20			1/22			2/42	54,60	12	10,80			
CA				P/20	1/25	1/22			2/47		13	12	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, muito mole à mole.
				P/17	1/23	1/20			2/43	53,27	14	13	
				P/20	1/28	1/20			2/48		15	14	
				P	1/20	1/23			2/43		16	15	
		P/17	1/25	1/20			2/45		17	16			
		P	1/20	1/22			2/42		18	17			
		P	1/30	1/22			2/52		19	18			
										19			
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA		CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA					
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL		LOCAL: HOSPITAL DA MULHER RECIFE JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE						
1,00m		1,80m		CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA								
29.05.2013		07.06.2013		CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA								
OBSERVAÇÕES: (*) COTA DA BOCA A SER FORNECIDA POSTERIORMENTE								DATA: 19.06.2013		ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ			
								DESENHO: 01/03		DESENHISTA: Fabiano Oliveira			
								ESCALA: 1/100		GEO: 247/13			
										GEOBETON			

Continuação no desenho 02 / 03

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-108 (Continuação)

SONDAGEM Nº SP-108 (Continuação)													
COTA DA BOCA: (*)		COORDENADAS N: 9.107.443,4596		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"									
DATA DO INÍCIO: 29.05.2013		E: 286.043,4692		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"									
DATA DO TÉRMINO: 06.06.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm									
MÉTODO DE PERFORAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		S.P.T.	UNIDADE NATURAL (%)	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
		1ª	2ª	3ª		10	20						
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)											
CA	P/20	1/27	1/22					2/49		20	20	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, muito mole à mole.	
	P	2/27	2/20					4/47		21	21		
	P/13	2/22	2/20					4/42		22	22		
	P/10	2/20	2/24					4/44		23	23		
	1	2/24	2/22					4/46		24	24		
	1	2/27	2/23					4/50		25	25		
	1/17	2/24	2/20					4/44		26	26,00		
	1/19	2/25	2/23					4/48		27	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, muito mole.		
	1/20	2/30	2/23					4/53		28			28
	1/24	2/28	2/23					4/51		29			29
	1/20	2/24	2/22					4/46		30		30	
	1/22	2/25	2/22					4/47		31		31	
	1/20	2/27	2/22					4/49		32		32	
	1/18	2/20	2/22					4/42		33		32,85	
	2	3	5					8		34		AREIA fina e média, siltosa, cinza, pouco compacta a compacta.	
	10	12	10					22		35	35		
	12	14	16					30		36	36,00		
	8	9	11					20		37	AREIA fina e média, pouco siltosa, parda, compacta.		
10	11	14/16					25/31		38	38			
Continuação no desenho 03 / 03													
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA						TC	TRADO CONCHA		CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA				
INICIAL		FINAL		TH		TRADO HELICOIDAL		LOCAL: HOSPITAL DA MULHER RECIFE JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE					
1,00m		1,80m		CL		CIRCULAÇÃO DE LAMA							
29.05.2013		07.06.2013		CA		CIRCULAÇÃO DE ÁGUA							
OBSERVAÇÕES: (*) COTA DA BOCA A SER FORNECIDA POSTERIORMENTE													
DATA: 19.06.2013		ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ		GEOBETON		DESENHO: 02/03		DESENHISTA: Fabiano Oliveira		ESCALA: 1/100		GEO: 247/13	

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-108 (Continuação)

SONDAGEM N° SP-108 (Continuação)																			
COTA DA BOCA: (*)			COORDENADAS N: 9.107.443,4596			DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"													
DATA DO INÍCIO: 29.05.2013			E: 286.043,4692			AMOSTRADOR: Øe = 2"			Ø = 13/8"										
DATA DO TÉRMINO: 06.06.2013			RELATÓRIO: GEO-247/13			MARTELO: 65kg			QUEDA: 75cm										
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		S.P.T.	UNIDADE NATURAL (%)	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS							
		1"	2"	3"		10	20												
CA	14	16	17					33		39	39	AREIA fina e média, pouco silteosa, parda, compacta. Obs.: Amostra "47" consistência muito compacta.							
	8	9	13					22		40	40								
	10	12	14					26		41	41								
	13	14	16					30		42	42								
	14	16	17					33		43	43								
	13	14	17					31		44	44								
	18	17	19					36		45	45								
	18	16	18					34		46	45								
	15/3	15/1	15/0					30/1		47	45,85								
	1	0	0																
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA					CLIENTE:	CINZEL ENGENHARIA LTDA							
INICIAL					FINAL	TH	TRADO HELICOIDAL					LOCAL:	HOSPITAL DA MULHER RECIFE JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE						
1,00m					1,80m	CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA												
29.05.2013					07.06.2013	CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA												
OBSERVAÇÕES:												DATA:	19.06.2013	ENGENHEIRO:	Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ	GEOBETON			
(*) COTA DA BOCA A SER FORNECIDA POSTERIORMENTE												DESENHO:	03/03	DESENHISTA:	Fabiano Oliveira		ESCALA:	1/100	GEO:

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-109

SONDAGEM N° SP-109														
COTA DA BOCA: (*)			COORDENADAS N: 9.107.410,2774			DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"			CONVENÇÕES					
DATA DO INÍCIO: 14.06.2013			E: 286.106,3834			AMOSTRADOR: Ø6 = 2"			Ø = 13/8"					
DATA DO TÉRMINO: 28.06.2013			RELATÓRIO: GEO-247/13			MARTELO: 65kg			QUEDA: 75cm					
MÉTODO DE PERCUSSÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO X PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		S.P.T.	UMIDADE NATURAL (%)	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS		
		1"	2"	3"		10	20							
TC	1,80m	TC	TC	TC				22	9,87	1	0,50	AREIA fina e média, cinza clara.		
CA		11	12	10				7	20,69	2	1,93	AREIA fina e média, siltosa, pouco argilosa, parda, compacta. (aterro)		
CL		4	4	3				5	29,37	3		ARGILA siltosa, com pouca areia fina, parda, média à mole.		
		2/18	2	3				3	29,69	4				
		2	2	1				2	27,29	5	4,91			
		2	1	1				2	49,18	6	6,00	AREIA fina e média, siltosa, com pouca matéria orgânica, cinza, fofa.		
		1	1	1				2	57,61	7	7,95	TURFA argilosa, orgânica, com pouca areia fina, preta, muito mole.		
		1/20	1	1				4	26,99	8	9,00	AREIA média e fina, com pouca matéria orgânica, cinza escura, fofa.		
		2	2	2				6	23,15	9	9,86	AREIA fina e média, com pouca matéria orgânica, cinza escura, pouco compacta.		
		2	3	3				2	67,99	10		ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, muito mole à mole.		
CA	1/26	1	1			1/40	73,40	11						
	P/18	1/22				1/50	81,46	12						
	P/30	1/20				1/51	72,97	13						
	P/25	1/26				3/54	77,94	14						
	P/22	3/32				1/72	77,27	15						
	P/32	1/40				1/58	72,60	16						
	P/28	1/30				1/55	75,83	17						
	P/20	1/35				1/58	80,43	18						
	P/32	1/26						19						
Continuação no desenho 02 / 03														
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA						TC	TRADO CONCHA			CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA.				
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL			LOCAL: HOSPITAL DA MULHER RECIFE JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE						
NFE		1,85m		CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA			GEOBETON						
14.06.2013		29.06.2013		CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA			DATA: 04.07.2013						
OBSERVAÇÕES:								ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ		DESENHO: 01/03		FABIANO OLIVEIRA		
NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,00m (*) COTA DA BOCA A SER FORNECIDA POSTERIORMENTE								ESCALA: 1/100		GEO: 247/13				

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-109 (Continuação)

SONDAGEM Nº SP-109 (Continuação)														
COTA DA BOCA: (*)		COORDENADAS N: 9.107.410,2774		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"										
DATA DO INÍCIO: 14.06.2013		E: 286.106,3834		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"										
DATA DO TÉRMINO: 28.06.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm										
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	UMIDADE NATURAL (%)	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS			
		1ª	2ª	3ª										
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)												
CA	P/30	1/36					1/66	64,17	21	20	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, muito mole à mole.			
	P/31	2/27					2/58	44,94	22	21				
	P/24	1/33					1/57	51,21	23	22				
	P/22	1/30					1/52	51,65	24	23				
	P/25	1/28					1/53	49,43	25	24				
	1/32	1/25					2/57	52,62	26	25				
	1/29	1/27					2/56	48,57	27	26				
	P/23	2/33					2/56	47,63	28	27				
	P/20	2/31					2/51	51,61	29	28				
	P/19	2/24	2/18				4/42	66,50	30	29				
	1/21	2/22	2				4/37	69,86	31	30				
	P/15	2/23	2/19				4/42	63,92	32	31				
	2/21	2/24					4/45	55,27	33	32				
	2/20	2/16	2				4/31	41,28	34	32,85				
	2/14	2	3				5		35					
	3	6	10				16		36					
	5	9	12				21		37					
	7	10	13				23		38					
	7	9	11				20		39					
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA						TC	TRADO CONCHA		CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA.					
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL		LOCAL: HOSPITAL DA MULHER RECIFE JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE							
				CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA									
				CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA									
OBSERVAÇÕES:											DATA: 04.07.2013	ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ	GEOBETON	
NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,00m (*) COTA DA BOCA A SER FORNECIDA POSTERIORMENTE											DESENHO: 02/03	DESENHISTA: Fabiano Oliveira		ESCALA: 1/100

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-109 (Continuação)

SONDAGEM N° SP-109 (Continuação)													
COTA DA BOCA: (*)			COORDENADAS N: 9.107.410,2774			DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"							
DATA DO INÍCIO: 14.06.2013			E: 286.106,3834			AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"							
DATA DO TÉRMINO: 28.06.2013			RELATÓRIO: GEO-247/13			MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm							
MÉTODO DE PERCUSSÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		S.P.T.	UNIDADE NATURAL (N)	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
		1ª	2ª	3ª		10	20						
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)											
CA		8	11	12				23		40	39	AREIA média e fina, pouco silteosa, cinza, pouco compacta à compacta. Obs.: Amostra "44" consistência muito compacta.	
		7	10	11				21		41	40		
		6	8	8				16		42	41		
		8	10	13				23		43	42		
		14	18	15/7				33/22		44	42,42		
		2	2	1								Impenetrável ao trépano	
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA		CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA.					
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL		LOCAL: HOSPITAL DA MULHER RECIFE						
				CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA		JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE						
				CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA								
OBSERVAÇÕES:								DATA: 04.07.2013		ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ		GEOBETON	
NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,00m (*) COTA DA BOCA A SER FORNECIDA POSTERIORMENTE								DESENHO: 03/03		DESENHISTA: Fabiano Oliveira			ESCALA: 1/100

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-110

SONDAGEM N° SP-110													
COTA DA BOCA: (*)		COORDENADAS N: 9.107.459,9422		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"									
DATA DO INÍCIO: 10.06.2013		E: 286.055,5303		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"									
DATA DO TÉRMINO: 17.06.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm									
METODO DE PERCUSSÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	UNIDADE NATURAL (%)	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS		
		1"	2"	3"									
TC	1,20m	TC	TC	TC						0,70	AREIA fina e média, cinza clara.		
CL		1/20	2/25				3/45	18,76					
		3/18	4	6			10	25,24		2	AREIA fina, pouco siltosa, cinza clara, fofa à medianamente compacta.		
		2/25	1	2			3	28,17		3,00			
		1	1/35				2/50	41,48		3,77	ARGILA siltosa, com areia fina, parda, fofa.		
		1/23	1/24				2/47	45,88		5	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, preta, muito mole.		
		P/15	1/26	1/19			2/45	48,33		6			
CA		P/10	1/20	1/18			2/38	39,52		7			
		2	3	5			8	36,16		7,90			
		4	6	7			13	24,17		9	AREIA fina e média, siltosa, com pouca matéria orgânica, cinza, pouco compacta à medianamente compacta.		
		5	5	8			13	21,09		10			
		1/22	2/30				3/52	53,85		10,80			
		1/20	1/18	1/20			2/38	49,55		12	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, muito mole.		
		P/18	1/27				1/45	44,32		13			
		P/15	1/25	1/20			2/45	79,99		14			
		P/15	1/28	1/25			2/53	83,91		15			
		P/17	1/30				1/47	82,95		16			
		P/18	1/28				1/46	77,17		17			
		P/10	1/22	1/20			2/42	75,95		18			
										19			
											Continuação no desenho 02 / 02		
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA		CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA					
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL		LOCAL: HOSPITAL DA MULHER RECIFE JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE						
NFE		1,87m		CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA								
10.06.2013		18.06.2013		CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA								
OBSERVAÇÕES:													
NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,00m (*) COTA DA BOCA A SER FORNECIDA POSTERIORMENTE													
DATA: 04.07.2013		ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ		GEOBETON		DESENHO: 01/02		DESENHISTA: Fabiano Oliveira		ESCALA: 1/100			
										GEO: 247/13			

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-110 (Continuação)

SONDAGEM Nº SP-110 (Continuação)														
COTA DA BOCA: (*)			COORDENADAS N: 9.107.459,9422			DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"								
DATA DO INÍCIO: 10.06.2013			E: 286.055,5303			AMOSTRADOR: Øe = 2"			Ø = 13/8"					
DATA DO TÉRMINO: 17.06.2013			RELATÓRIO: GEO-247/13			MARTELO: 65kg			QUEDA: 75cm					
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO X PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)		S.P.T.	UMIDADE NATURAL (%)	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS		
		1ª	2ª	3ª		10	20							
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)												
CA	1/20	2/23	2/19					4/42	77,19	20	20	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, mole à muito mole.		
	1/18	1/17	2/20					3/37	55,41	21	21			
	1/17	1/20	1/17					2/37	47,40	22	22			
	P/20	1/27						1/47	50,23	23	23			
	P/23	1/25						1/48	48,05	24	24			
	P/10	2	3/20					5/35	45,49	25	25			
	1	1/18	2					3/33	51,43	26	26			
	P/8	1/25	1/18					2/43	45,02	27	27			
	P/10	1/22	1/17					2/39	51,16	28	28			
	2	2/20	2					4/35	61,09	29	29			
	1	2/18	2					4/33	57,80	30	30			
	2/18	2/17	2/19					4/36	55,90	31	31			
	1	2/20	2/21					4/41	50,58	32	32			
	1	1	2					3	60,84	33	33			
	2/17	1	2/18					3/33	53,00	34	34			
	1	2/18	2					4/33	51,06	35	35			
	7	7	8					15	15,11	36	36			
	7	8	9					17	17,41	37	37			
	10 15/4	12 15/1	14 15/0					26 30/1	14,00	38 39	38 39			
	3	2	1								37,66			
Impenetrável ao trépano														
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA						TC	TRADO CONCHA		CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA					
INICIAL		FINAL		TH		TRADO HELICOIDAL		LOCAL: HOSPITAL DA MULHER RECIFE						
NFE		1,87m		CL		CIRCULAÇÃO DE LAMA		JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE						
10.06.2013		18.06.2013		CA		CIRCULAÇÃO DE ÁGUA								
OBSERVAÇÕES:														
NFE - NÃO FOI ENCONTRADO ATÉ 1,00m (*) COTA DA BOCA A SER FORNECIDA POSTERIORMENTE														
DATA: 04.07.2013		ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ		GEOBETON										
DESENHO: 02/02		DESENHISTA: Fabiano Oliveira		ESCALA: 1/100		GEO: 247/13								

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-111

SONDAGEM N° SP-111													
COTA DA BOCA: 5,000m		COORDENADAS N: 9.107.362,6917		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"									
DATA DO INÍCIO: 12.07.2013		E: 286.123,2900		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"									
DATA DO TÉRMINO: 23.07.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm									
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS			
		1ª	2ª	3ª		10	20						
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)											
TC	1,80m	TC	TC	TC					1,00	AREIA fina e média, cinza clara.			
CA		3	3	4				7	2	ARGILA siltosa, com areia fina, parda, média à mole.			
		3	4	4				8	3				
		3	3	2				5	4				
		P/42	1/28					1/70	5		ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, muito mole.		
	P/47						P/47	6					
	P/56						P/56	7					
								6,92					
CL		3	5	5				10	8	AREIA fina e média, pouco siltosa, cinza, medianamente compacta à fofa.			
		4	5	6				11	9				
		4	6	7				13	10				
		3	3	2			5	11	10,80				
		2/23	1	1/25				2/40	12	ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, muito mole à mole.			
CA	P/35	1/28					1/63	13					
	P/50						P/50	14					
	P/19	1	1				2	15					
	P/24	1/21					1/45	16					
	P/30	1/20					1/50	17					
	P/23	1/20	1				2/35	18					
	P/48						P/48	19					
Continuação no desenho 02 / 03													
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA		TC		TRADO CONCHA		CLIENTE:		CINZEL ENGENHARIA LTDA.					
INICIAL		FINAL		TH		TRADO HELICOIDAL		LOCAL:					
1,70m		1,72m		CL		CIRCULAÇÃO DE LAMA		IMPLANTAÇÃO DO HOSPITAL DA MULHER					
12.07.2013		24.07.2013		CA		CIRCULAÇÃO DE ÁGUA		JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE					
OBSERVAÇÕES:								DATA:		ENGENHEIRO:			
								25.07.2013		Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ			
								DESENHO:		GEOBETON			
								01/03		FABIANO OLIVEIRA			
								ESCALA:		1/100			
								GEO:		247/13			

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

SP-111 (Continuação)

SONDAGEM Nº SP-111 (Continuação)											
COTA DA BOCA: 5,000m		COORDENADAS N: 9.107.362,6917		DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"							
DATA DO INÍCIO: 12.07.2013		E: 286.123,2900		AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"							
DATA DO TÉRMINO: 23.07.2013		RELATÓRIO: GEO-247/13		MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm							
MÉTODO DE PERFORAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)	S.P.T.	AMOSTRA E CONDIÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	
		1ª	2ª	3ª		10	20				
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)									
CA	P/25	1/20						1/45	20	20	
	P/31	1/23						1/54	21	21	
	P/24	1/25						1/49	22	22	
	P/30	1/22						1/52	23	23	
	P/19	2/21	2/18					4/39	24	24	
	P/17	2/20	2					4/35	25	25	
	1/23	2/22						3/45	26	26	
	P/17	2/20	2/17					4/37	27	27	
	1/18	2/21	2/19					4/40	28	28	
	2/20	2	2/18					4/33	29	29	
	2/21	2	2					4	30	30	
	2/18	2/19	2					4/34	31	31	
	2/22	2/23						4/45	32	32	
	2/17	3/19	2					5/34	33	33	
	4	3	4					7	34	34	
	2/18	2	2					4	35	35	
	4	5	5					10	36	36	
	CL	5	5	5					10	37	37
6		7	7					14	38	38	
										ARGILA orgânica, siltosa, com pouca areia fina, cinza escura, muito mole à mole.	
										AREIA média e fina, siltosa, com poucos pedregulhos, variegada, medianamente compacta à compacta.	
										Continuação no desenho 03 / 03	
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA						TC	TRADO CONCHA		CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA.		
INICIAL		FINAL		TH		TRADO HELICOIDAL		LOCAL: IMPLANTAÇÃO DO HOSPITAL DA MULHER JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE			
1,70m		1,72m		CL		CIRCULAÇÃO DE LAMA					
12.07.2013		24.07.2013		CA		CIRCULAÇÃO DE ÁGUA					
OBSERVAÇÕES:						DATA: 25.07.2013		ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ			
						DESENHO: 02/03		DESENHISTA: Fabiano Oliveira			
						ESCALA: 1/100		GEOBETON			
								GEO: 247/13			

Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

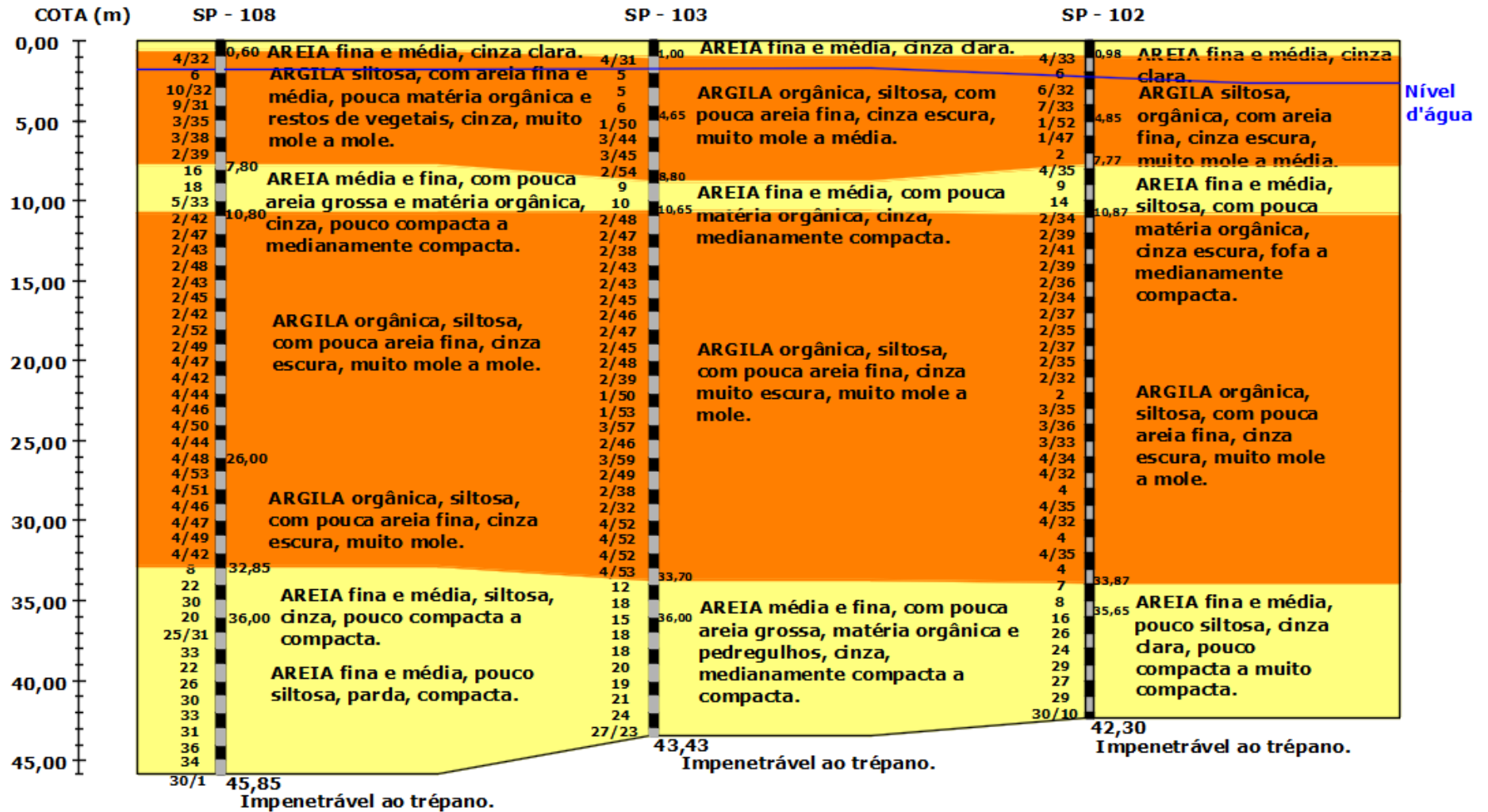
SP-111 (Continuação)

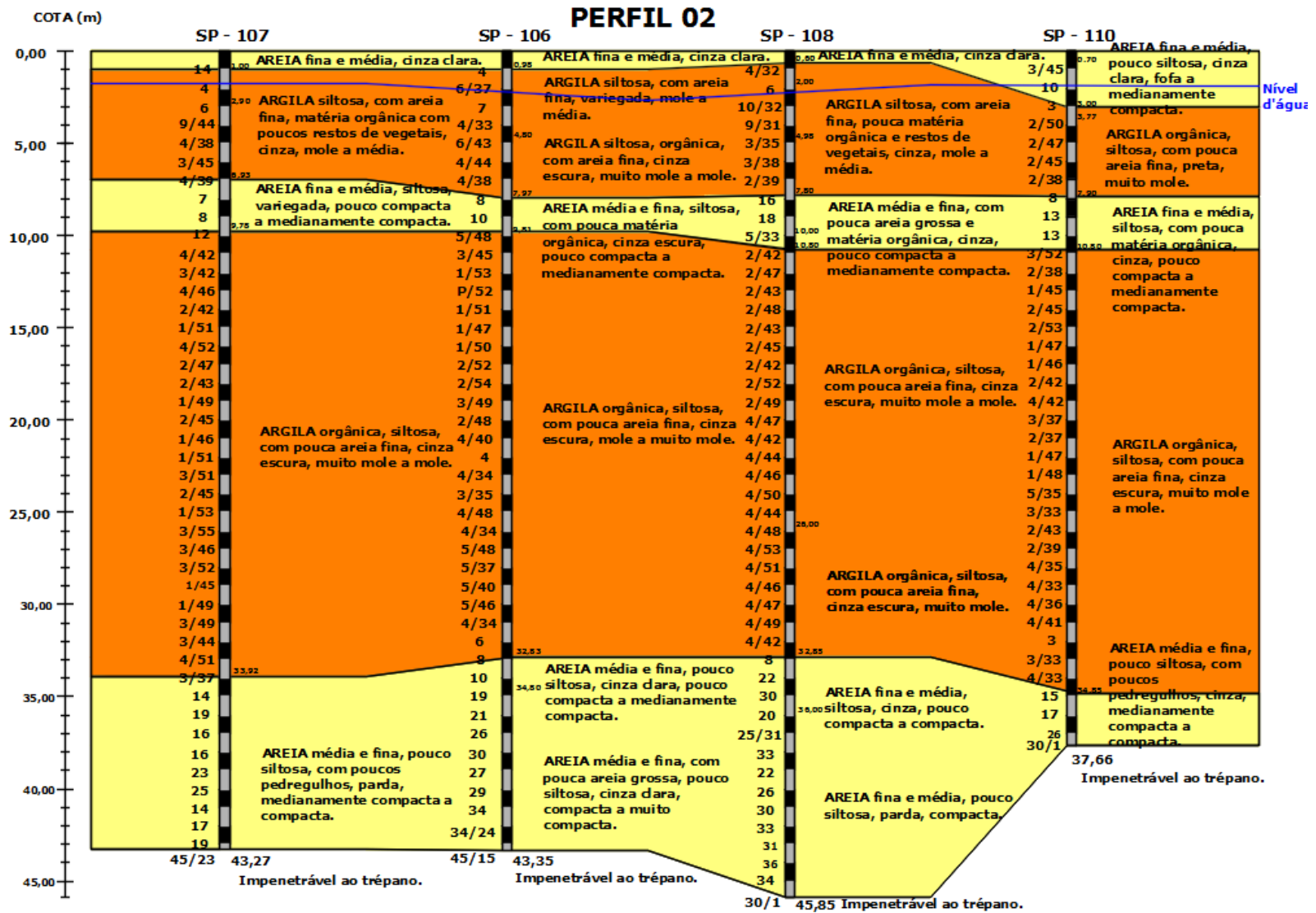
SONDAGEM Nº SP-111 (Continuação)																						
COTA DA BOCA:		5,000m			COORDENADAS N:		9.107.362,6917			DIÂMETRO NOMINAL DO REVESTIMENTO: 2½"												
DATA DO INÍCIO:		12.07.2013			E:		286.123,2900			AMOSTRADOR: Øe = 2" Ø = 13/8"												
DATA DO TÉRMINO:		23.07.2013			RELATÓRIO:		GEO-247/13			MARTELO: 65kg QUEDA: 75cm												
MÉTODO DE PERFURAÇÃO	POSICÃO DO REVESTIMENTO	PENETRAÇÃO			NÍVEL D'ÁGUA	PENETRAÇÃO x PROFUNDIDADE (GOLPES/30cm)										S.P.T.	AMOSTRA E CONVENÇÕES	PROFUNDIDADE (m)	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS			
		1ª	2ª	3ª																		
		LAVAGEM/TEMPO (cm/10min.)																				
CL		6	8	9											17	39	AREIA média e fina, siltosa, com poucos pedregulhos, variegada, medianamente compacta à compacta.					
		7	10	10											20	40						
		8	11	12											23	41						
		8	12	14											26	42						
		18	15/10	15/5											30/15	43						
		2	2	1													Impenetrável ao trépano					
PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA					TC	TRADO CONCHA										CLIENTE: CINZEL ENGENHARIA LTDA.						
INICIAL		FINAL		TH	TRADO HELICOIDAL										LOCAL: IMPLANTAÇÃO DO HOSPITAL DA MULHER JARDIM SÃO PAULO - RECIFE/PE							
1,70m		1,72m		CL	CIRCULAÇÃO DE LAMA																	
12.07.2013		24.07.2013		CA	CIRCULAÇÃO DE ÁGUA																	
OBSERVAÇÕES:															DATA: 25.07.2013		ENGENHEIRO: Cleônio Aragão CREA 21085-D/RJ		ESCALA: 1/100		GEOBETON	
															DESENHO: 03/03		DESENHISTA: Fabiano Oliveira		GEO: 247/13			

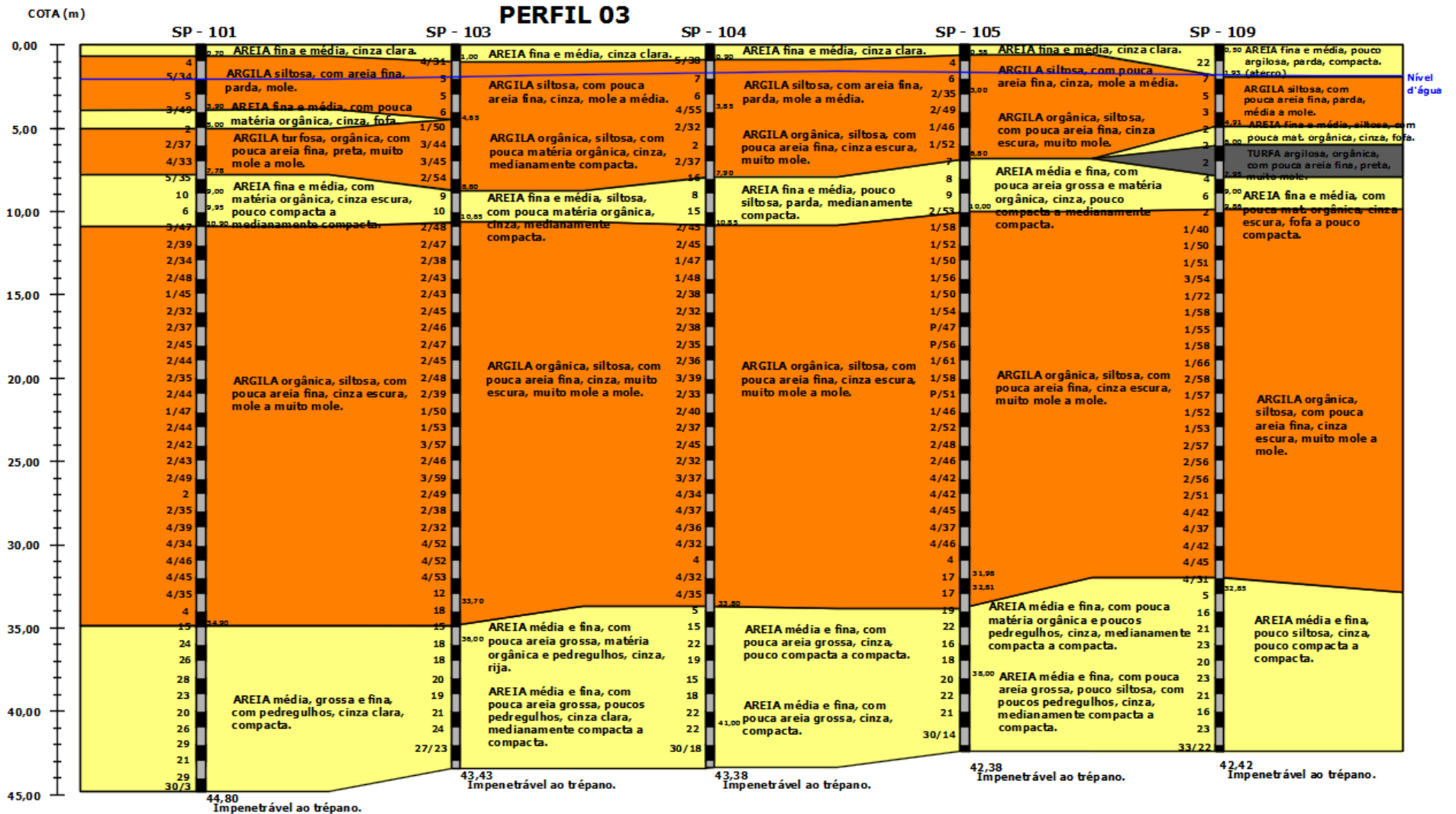
Fonte: Boletim de sondagem da empresa GEOBETON.

APÊNDICE B – PERFIS GROTÉCNICOS

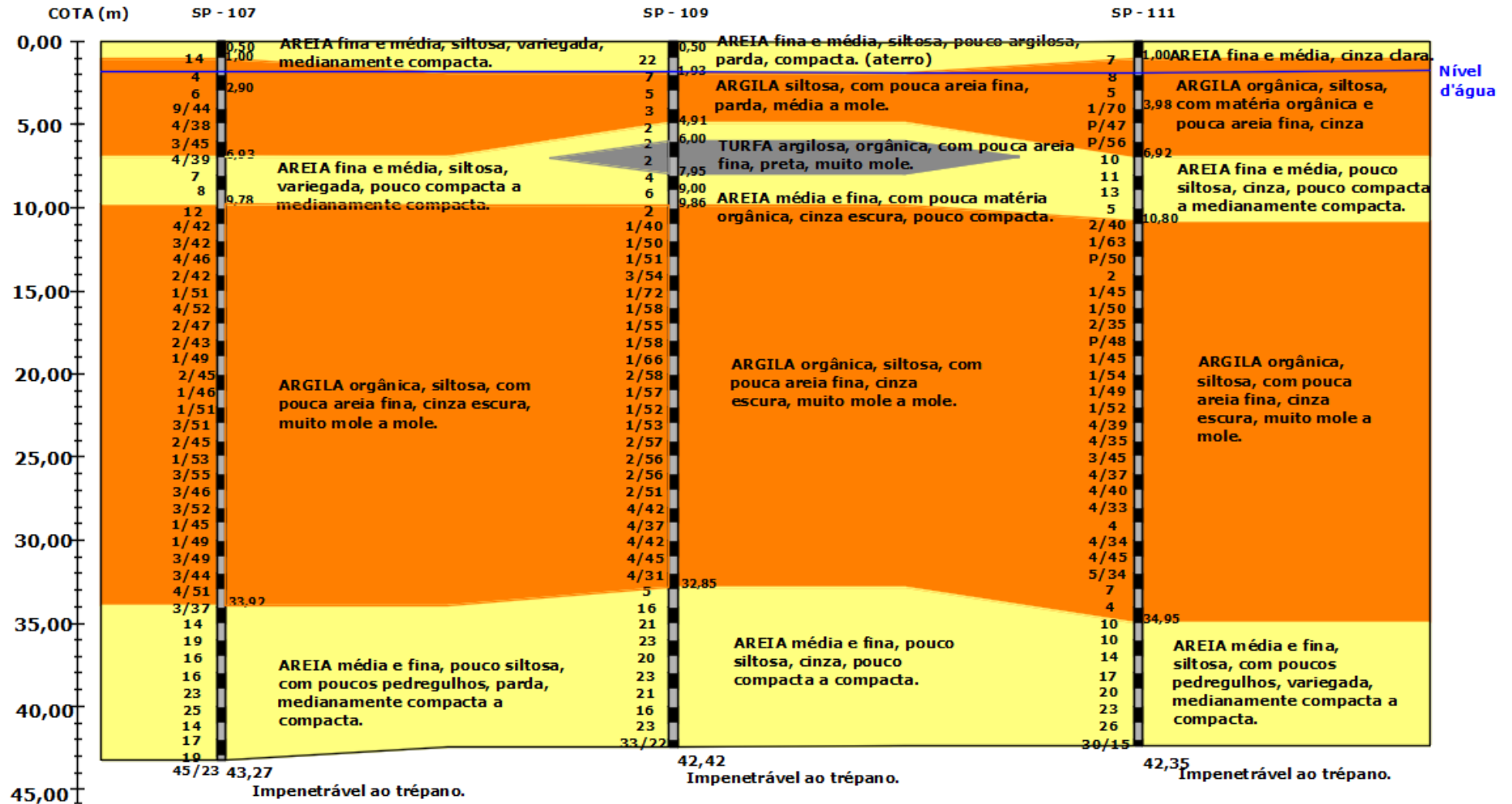
PERFIL 01

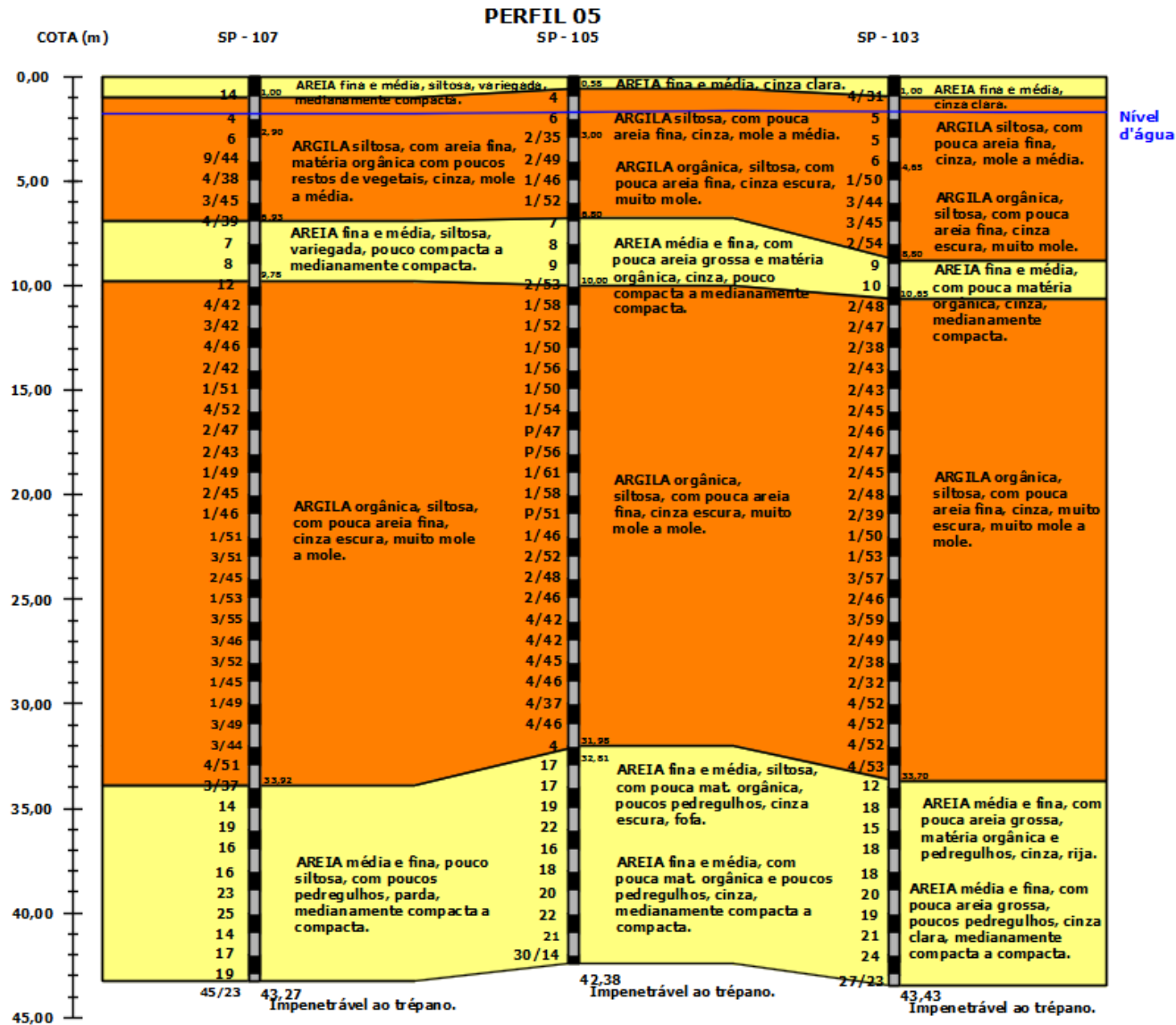


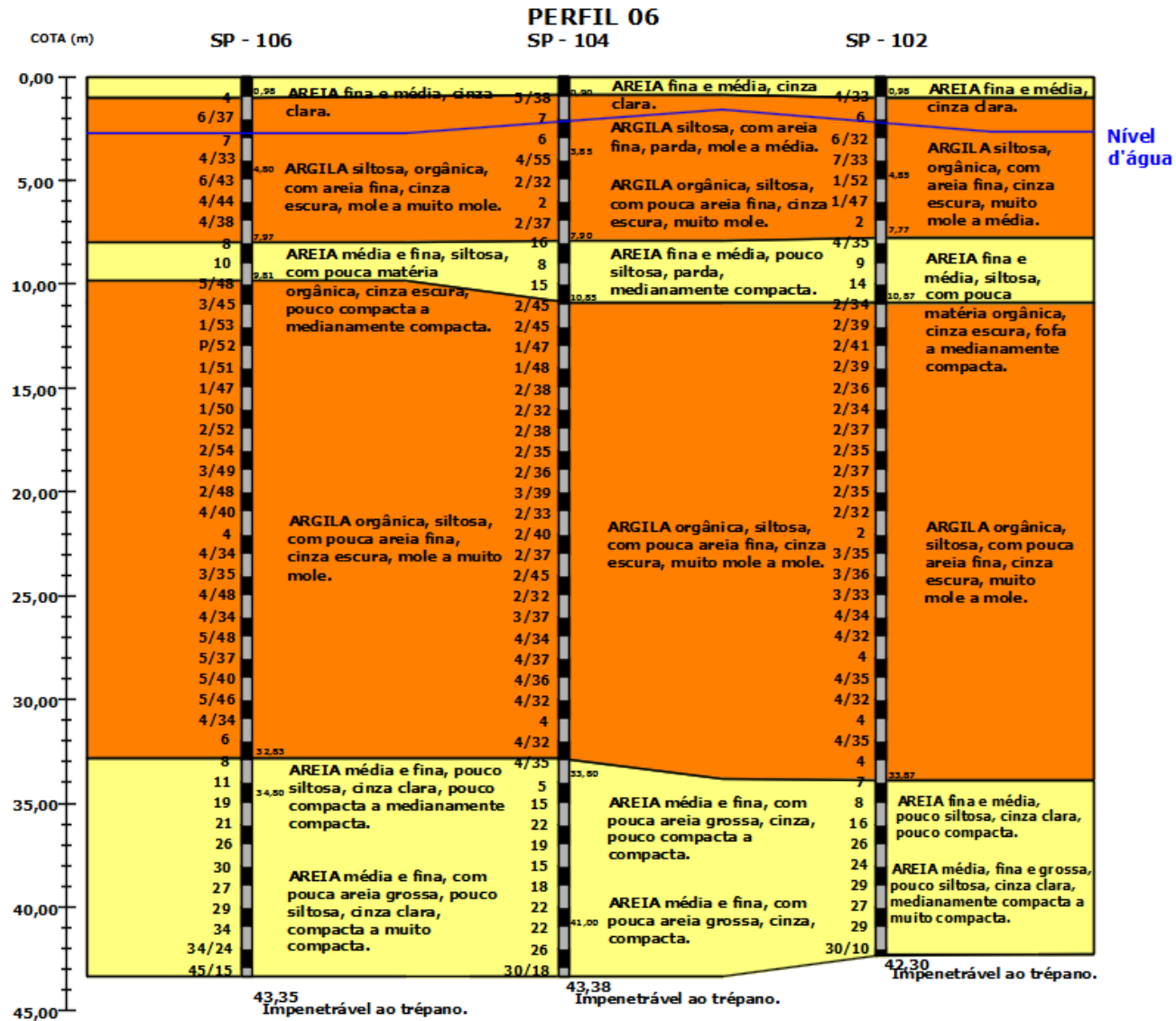




PERFIL 04

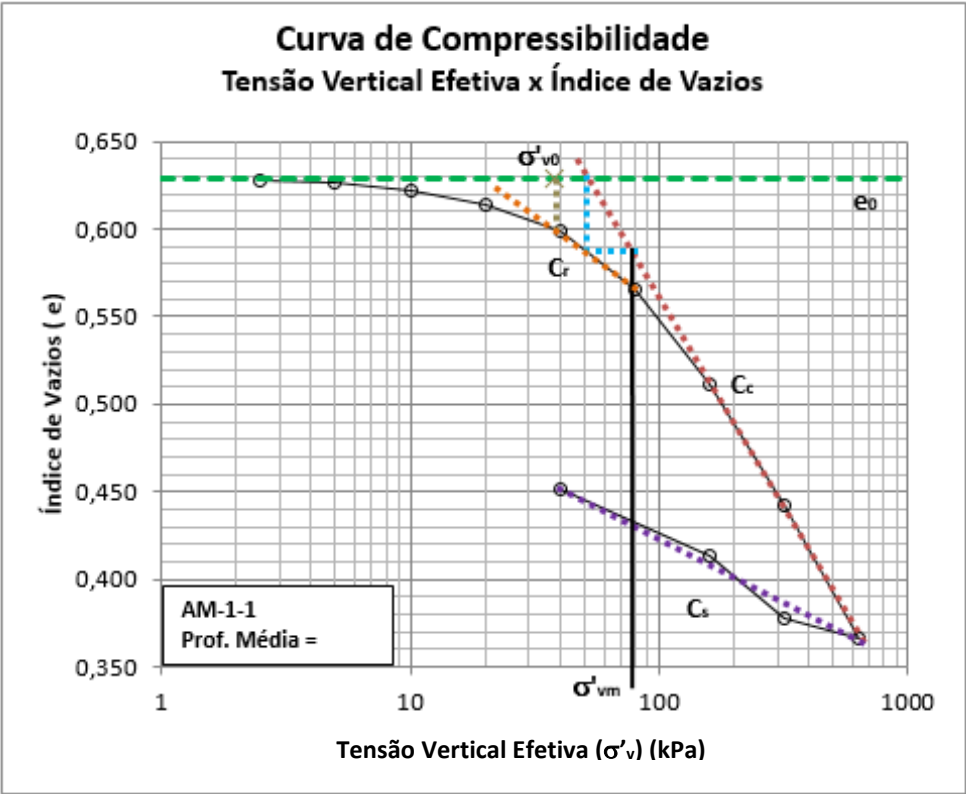






APÊNDICE C – CURVAS DE COMPRESSIBILIDADE SEM CORREÇÃO

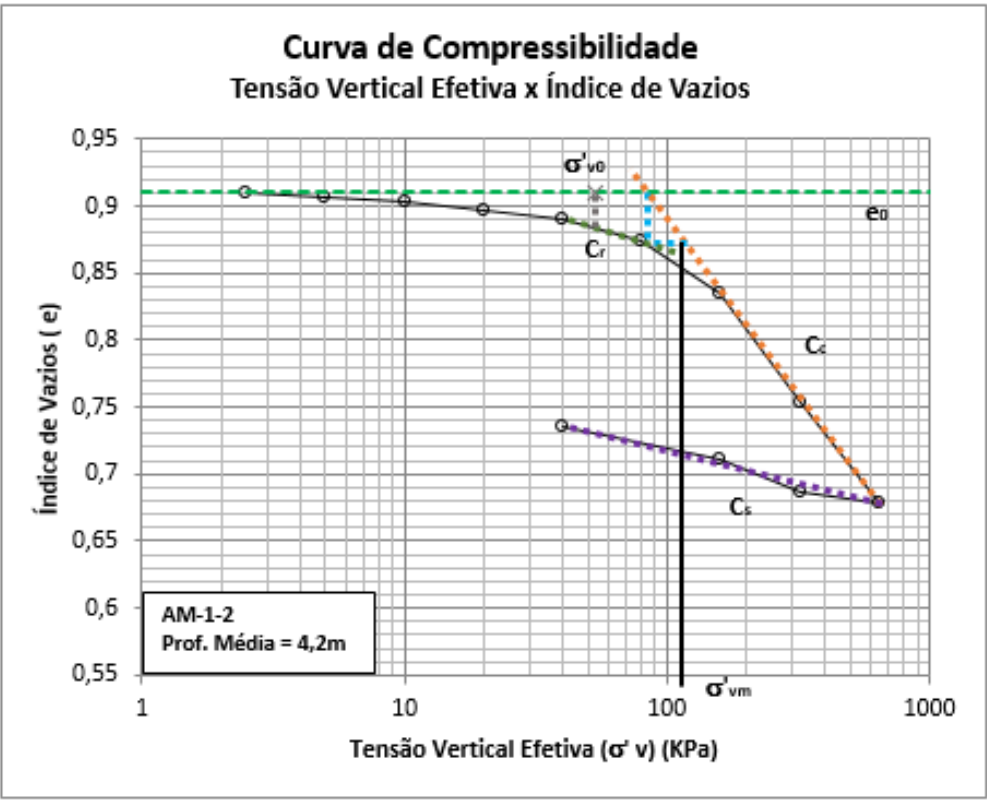
Curva de compressibilidade e determinação dos parâmetros (C_r , C_c , C_s e σ'_{vm}) da amostra AM-1-1.
(ILHA 1)



Amostra AM-1-1	
Profundidade Média:	2,2
e_0 :	0,629
$e_{\sigma'_{v0}}$:	0,600
σ'_{v0} :	38,2
C_{c1} :	0,23
C_r :	0,11
C_s :	0,070
σ'_{vm} :	80
OCR:	2,1

Qualidade	
$\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$ (%):	1,80
$\Delta e/e_0$:	0,050
Muito boa a	
Coutinho ($\Delta e/e_0$): Excelente	
Lunne ($\Delta e/e_0$): Boa a regular	
Muito boa a	
Lunne ($\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$): Excelente	

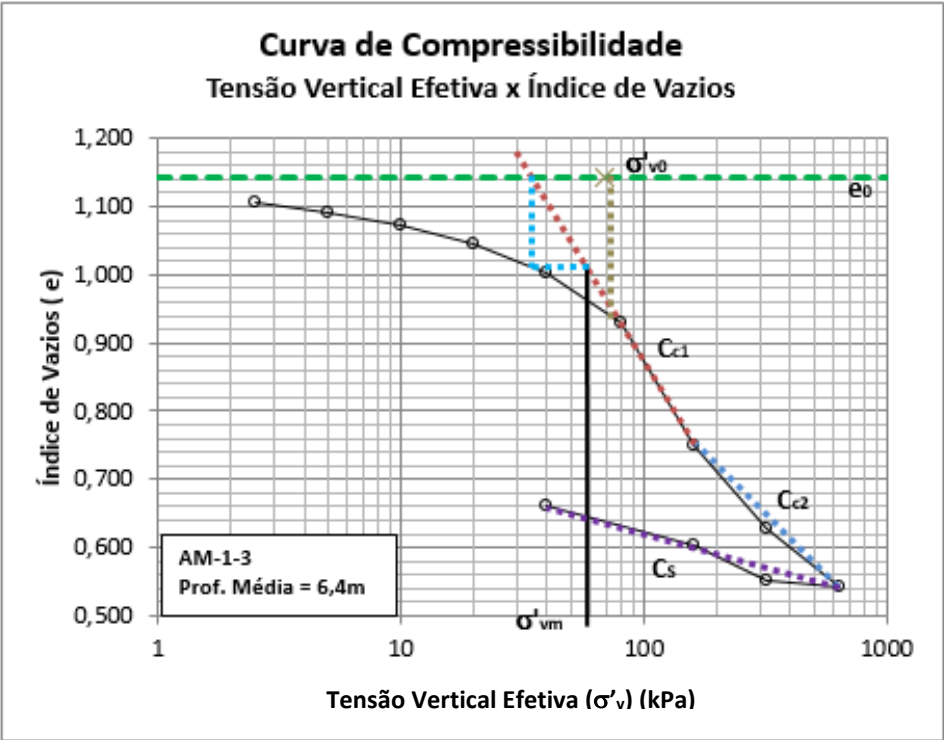
Curva de compressibilidade e determinação dos parâmetros (C_r , C_c , C_s e σ'_{vm}) da amostra AM-1-2.
(ILHA 1)



Amostra AM-1-2	
Profundidade Média :	4,2
e_0 :	0,910
$e_{\sigma'_{v0}}$:	0,882
σ'_{v0} :	53,6
C_{C1} :	0,27
C_r :	0,060
C_s :	0,050
σ'_{vm} :	114
OCR:	2,1

Qualidade	
$\epsilon_{\sigma'_{v0}} (\%)$:	1,5
$\Delta e/e_0$:	0,031
Muito boa a	
Coutinho ($\Delta e/e_0$): Excelente	
Muito boa a	
Lunne ($\Delta e/e_0$): Excelente	
Muito boa a	
Lunne ($\epsilon_{\sigma'_{v0}}$): Excelente	

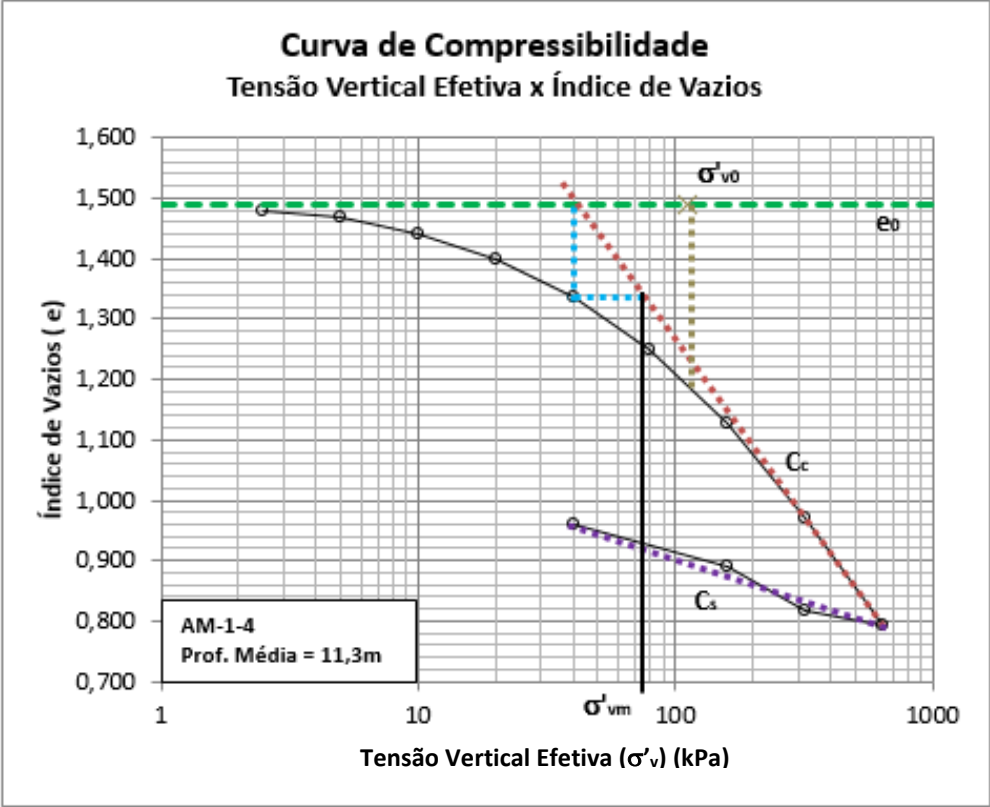
Curva de compressibilidade e determinação dos parâmetros (C_r , C_c , C_s e σ'_{vm}) da amostra AM-1-3.
(ILHA 1)



Amostra AM-1-3	
Profundidade Média:	6,4
e_0 :	1,142
$e_{\sigma'_{v0}}$:	0,940
σ'_{v0} :	69,0
C_{c1} :	0,59
C_{c2} :	0,34
C_s :	0,10
σ'_{vm} :	60
OCR:	0,87

Qualidade	
$\varepsilon_{\sigma'_{v0}} (\%)$:	9,4
$\Delta e/e_0$:	0,18
Coutinho ($\Delta e/e_0$): Muito pobre	
Lunne ($\Delta e/e_0$): Muito pobre	
Lunne ($\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$): Pobre/Muito pobre	

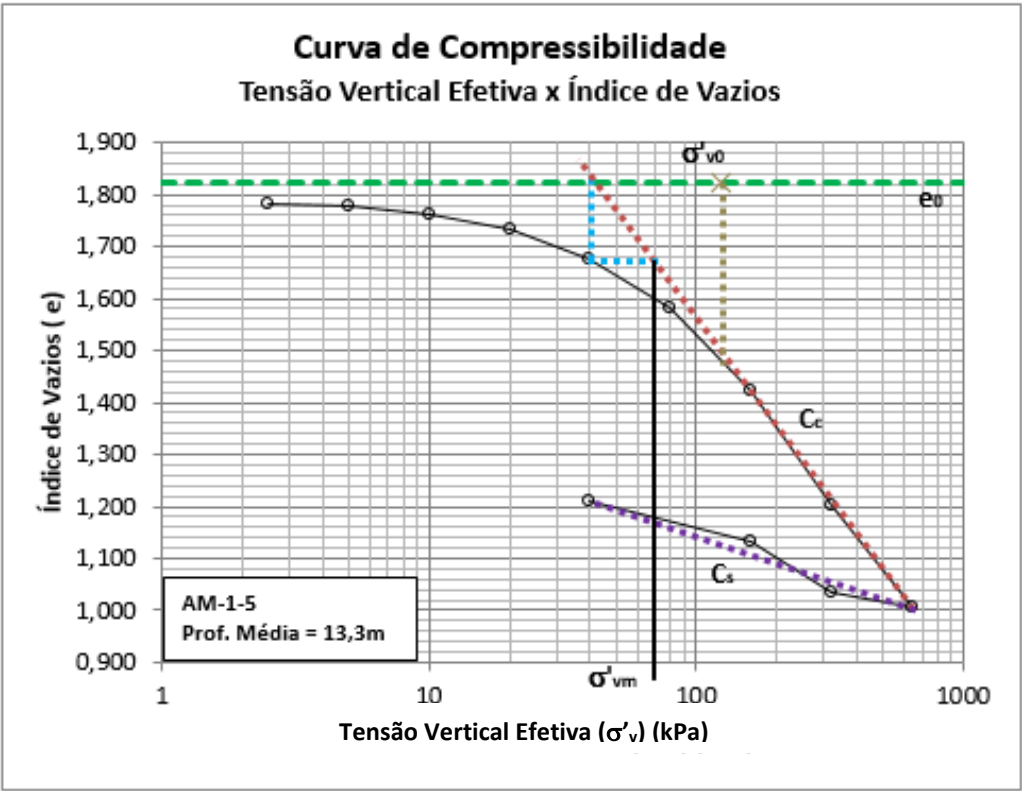
Curva de compressibilidade e determinação dos parâmetros (C_r , C_c , C_s e σ'_{vm}) da amostra AM-1-4.
(ILHA 1)



Amostra AM-1-4	
Profundidade:	11,3
e_0 :	1,488
$e_{\sigma'_{v0}}$:	1,148
σ'_{v0} :	111,9
C_{c1} :	0,52
C_s :	0,14
σ'_{vm} :	75
OCR:	0,67

Qualidade	
$\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$ (%):	13,7
$\Delta e/e_0$:	0,23
Coutinho ($\Delta e/e_0$):	Muito pobre
Lunne ($\Delta e/e_0$):	Muito pobre
Lunne ($\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$):	Pobre/Muito pobre

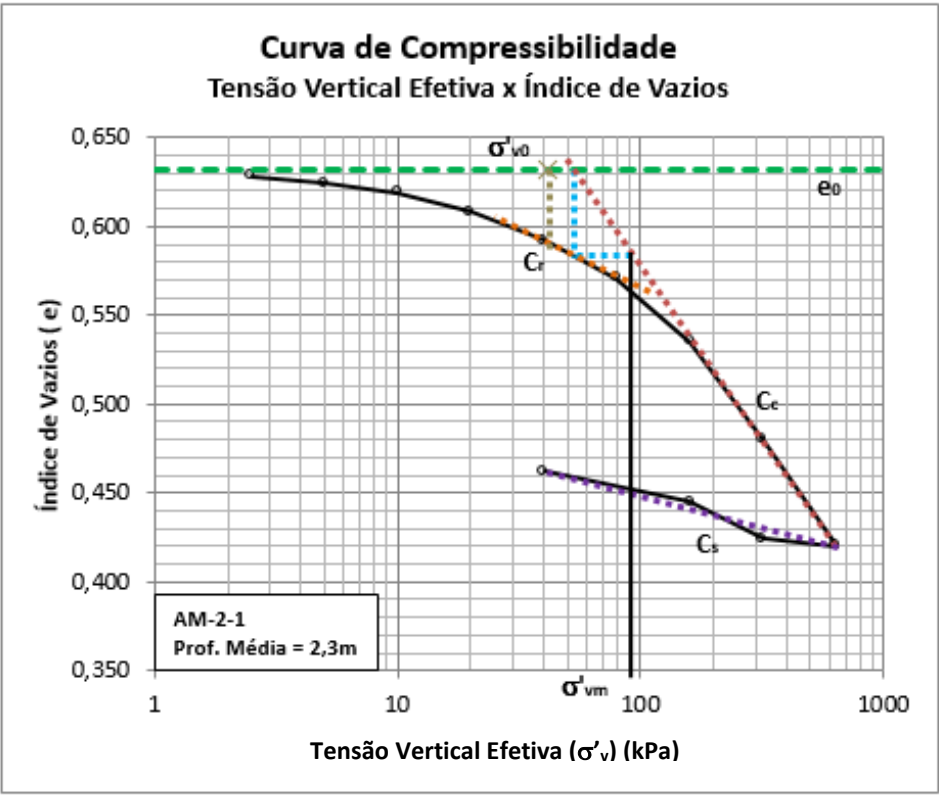
Curva de compressibilidade e determinação dos parâmetros (C_r , C_c , C_s e σ'_{vm}) da amostra AM-1-5.
(ILHA 1)



Amostra AM-1-5	
Profundidade:	13,3
e_0 :	1,825
$e_{\sigma'_{v0}}$:	1,294
σ'_{v0} :	123,00
C_{c1} :	0,73
C_s :	0,17
σ'_{vm} :	70
OCR:	0,57

Qualidade	
$\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$ (%):	18,8
$\Delta e/e_0$:	0,29
Coutinho ($\Delta e/e_0$):	Muito pobre
Lunne ($\Delta e/e_0$):	Muito pobre
Lunne ($\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$):	Pobre/Muito pobre

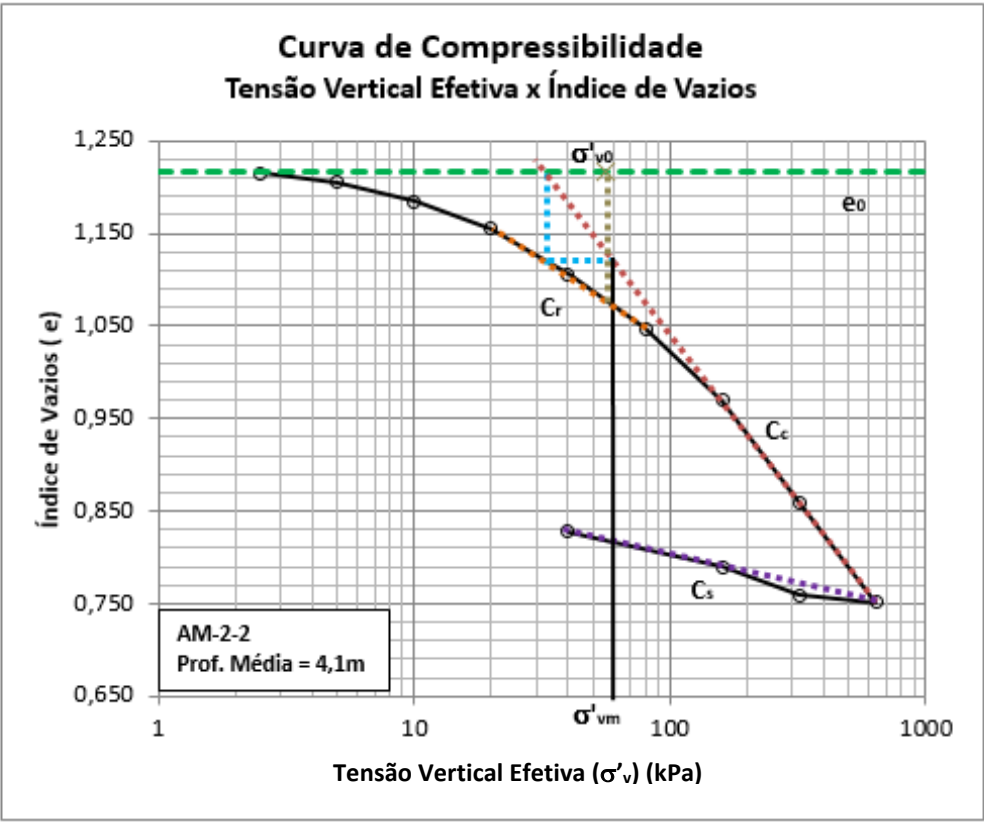
Curva de compressibilidade e determinação dos parâmetros (C_r , C_c , C_s e σ'_{vm}) da amostra AM-2-1.
(ILHA 1)



Amostra AM-2-1	
Profundidade Média:	2,3
e_0 :	0,632
$e_{\sigma'_{v0}}$:	0,590
σ'_{v0} :	41,7
C_{c1} :	0,18
C_r :	0,070
C_s :	0,040
σ'_{vm} :	90
OCR:	2,2

Qualidade	
$\varepsilon_{\sigma'_{v0}}(\%)$:	2,50
$\Delta e/e_0$:	0,070
Coutinho ($\Delta e/e_0$):	Boa a regular
Lunne ($\Delta e/e_0$):	Pobre
Lunne ($\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$):	Muito boa a excelente

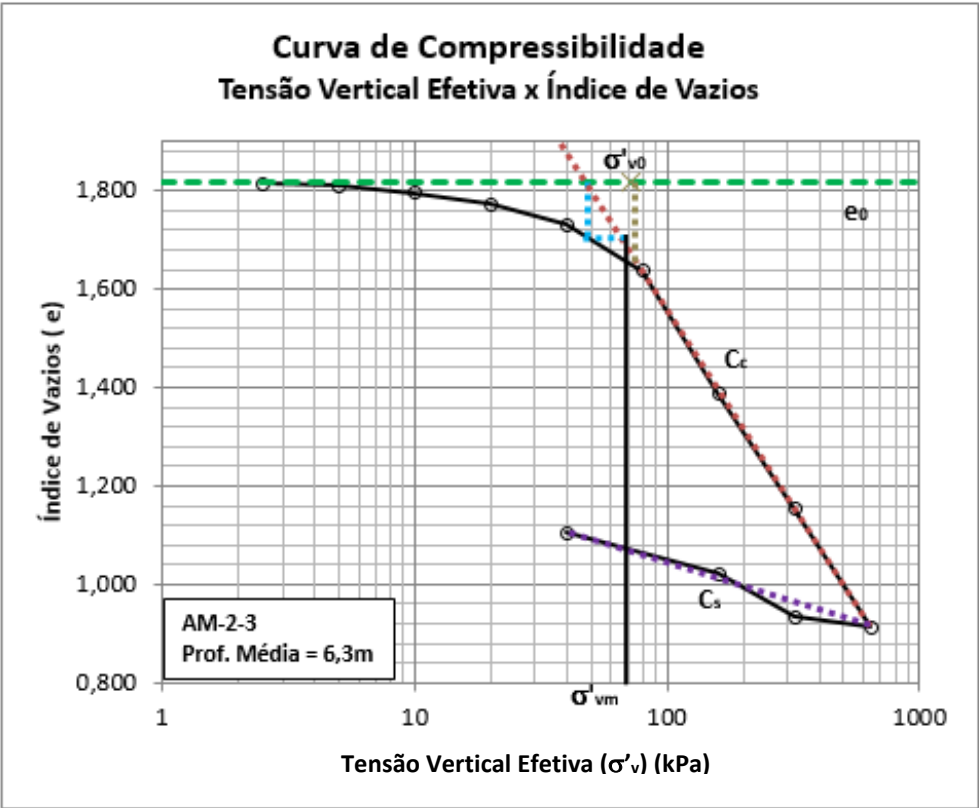
Curva de compressibilidade e determinação dos parâmetros (C_r , C_c , C_s e σ'_{vm}) da amostra AM-2-2.
(ILHA 2)



Amostra AM-2-2	
Profundidade Média:	4,1
e_0 :	1,216
$e_{\sigma'_{v0}}$:	1,083
σ'_{v0} :	55,7
C_{c1} :	0,37
C_r :	0,24
C_s :	0,070
σ'_{vm} :	60
OCR:	1,1

Qualidade	
$\varepsilon_{\sigma'_{v0}} (\%)$:	6,30
$\Delta e / e_0$:	0,11
Coutinho ($\Delta e / e_0$): Pobre	
Lunne ($\Delta e / e_0$): Pobre	
Lunne ($\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$): Boa a regular	

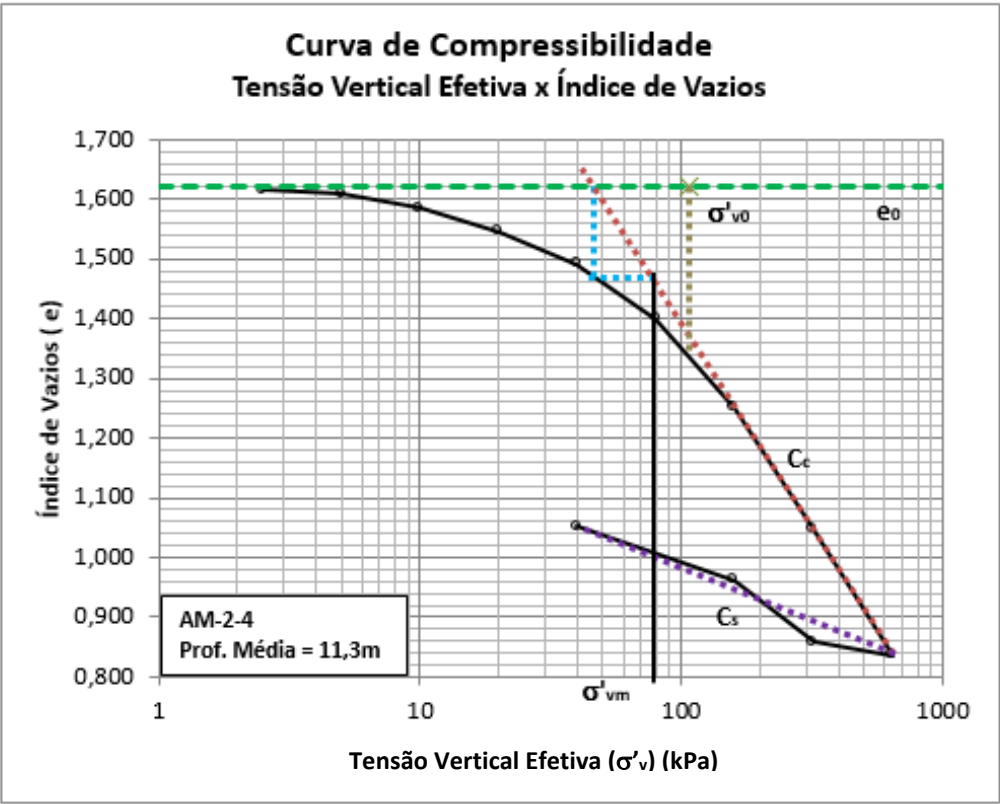
Curva de compressibilidade e determinação dos parâmetros (C_r , C_c , C_s e σ'_{vm}) da amostra AM-2-3.
(ILHA 2)



Amostra AM-2-3	
Profundidade:	6,3
e_0 :	1,819
$e_{\sigma'_{v0}}$:	1,649
σ'_{v0} :	72,6
C_{c1} :	0,83
C_s :	0,16
σ'_{vm} :	70,00
OCR:	1,0

Qualidade	
$\varepsilon_{\sigma'_{v0}}(\%)$:	5,90
$\Delta e/e_0$:	0,090
Coutinho ($\Delta e/e_0$): Pobre	
Lunne ($\Delta e/e_0$): Pobre	
Lunne ($\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$): Boa a regular	

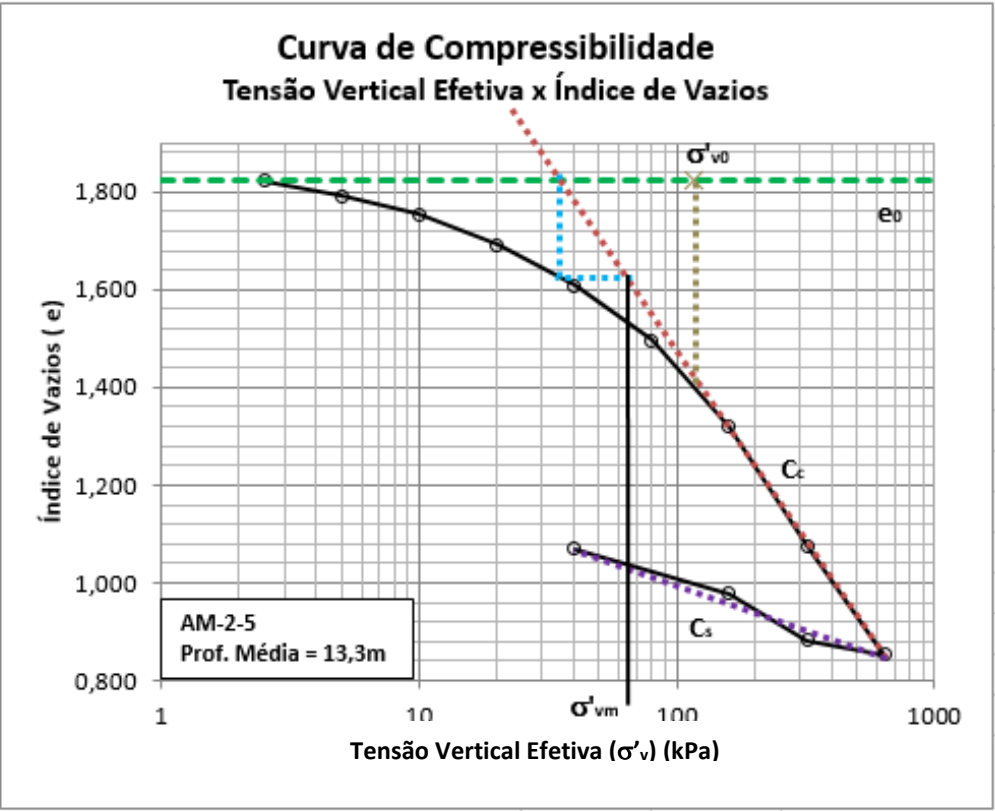
Curva de compressibilidade e determinação dos parâmetros (C_r , C_c , C_s e σ'_{vm}) da amostra AM-2-4.
(ILHA 2)



Amostra AM-2-4	
Profundidade Média:	11,3
e_0 :	1,621
$e_{\sigma'_{v0}}$:	1,253
σ'_{v0} :	106,2
C_c :	0,68
C_s :	0,18
σ'_{vm} :	80
OCR:	0,75

Qualidade	
$\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$ (%):	14,0
$\Delta e/e_0$:	0,23
Coutinho ($\Delta e/e_0$): Muito pobre	
Lunne ($\Delta e/e_0$): Muito pobre	
Lunne ($\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$): Pobre/Muito pobre	

Curva de compressibilidade e determinação dos parâmetros (C_r , C_c , C_s e σ'_{vm}) da amostra AM-2-5.
(ILHA 2)

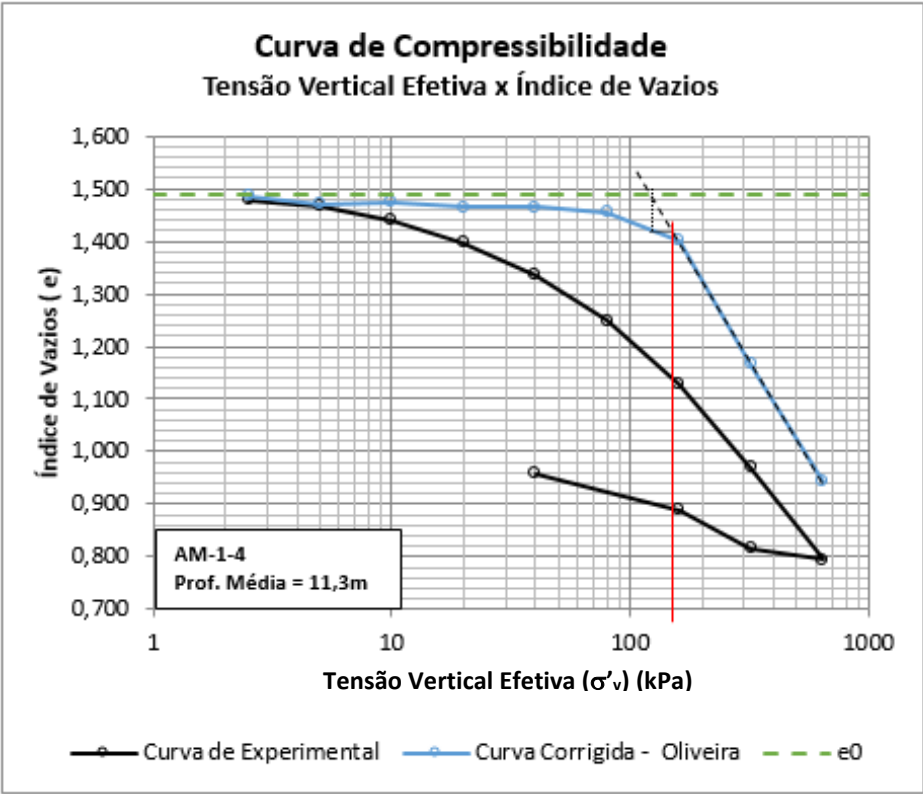


Amostra AM-2-5	
Profundidade Média:	13,3
e_0 :	1,823
$e_{\sigma'_{v0}}$:	1,132
σ'_{v0} :	117,2
C_{c1} :	0,81
C_s :	0,18
σ'_{vm} :	65,00
OCR:	0,55

Qualidade	
$\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$ (%):	24,5
$\Delta e/e_0$:	0,38
Coutinho ($\Delta e/e_0$): Muito pobre	
Lunne ($\Delta e/e_0$): Muito pobre	
Lunne ($\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$): Pobre/Muito pobre	

APÊNDICE D – CURVAS DE COMPRESSIBILIDADE CORRIGIDAS POR OLIVEIRA (2002)

Correção da curva de compressibilidade (OLIVEIRA, 2002), amostra AM-1-4, Ilha 1

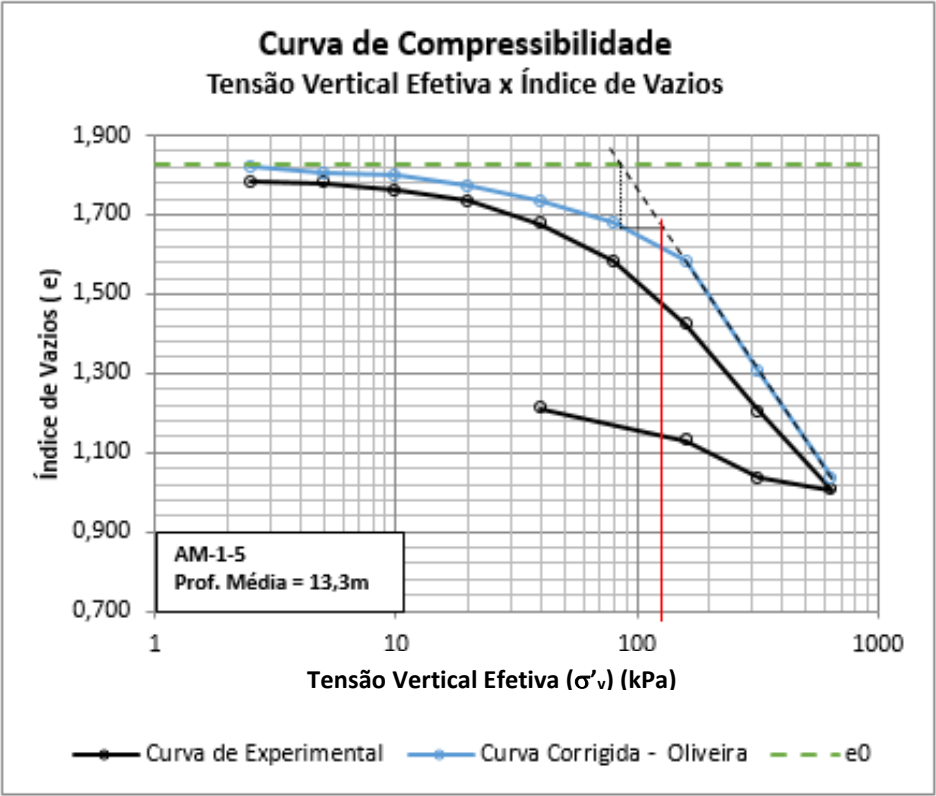


CORREÇÃO OLIVEIRA AM-1-4	
Profundidade:	11,3
e_0 :	1,488
σ'_{v0} :	111,9
C_{ct} :	0,76
σ'_{vm} OLIVEIRA:	158
OCR:	1,4

Dados da Curva Experimental	
C_{ct} :	0,52
σ'_{vm} EXPERIMENTAL:	75
OCR:	0,7

Qualidade	
$\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$ (%):	13,70
$\Delta e/e_0$:	0,23
Coutinho ($\Delta e/e_0$):	Muito pobre
Lunne ($\Delta e/e_0$):	Muito pobre
Lunne ($\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$):	Pobre/Muito pobre

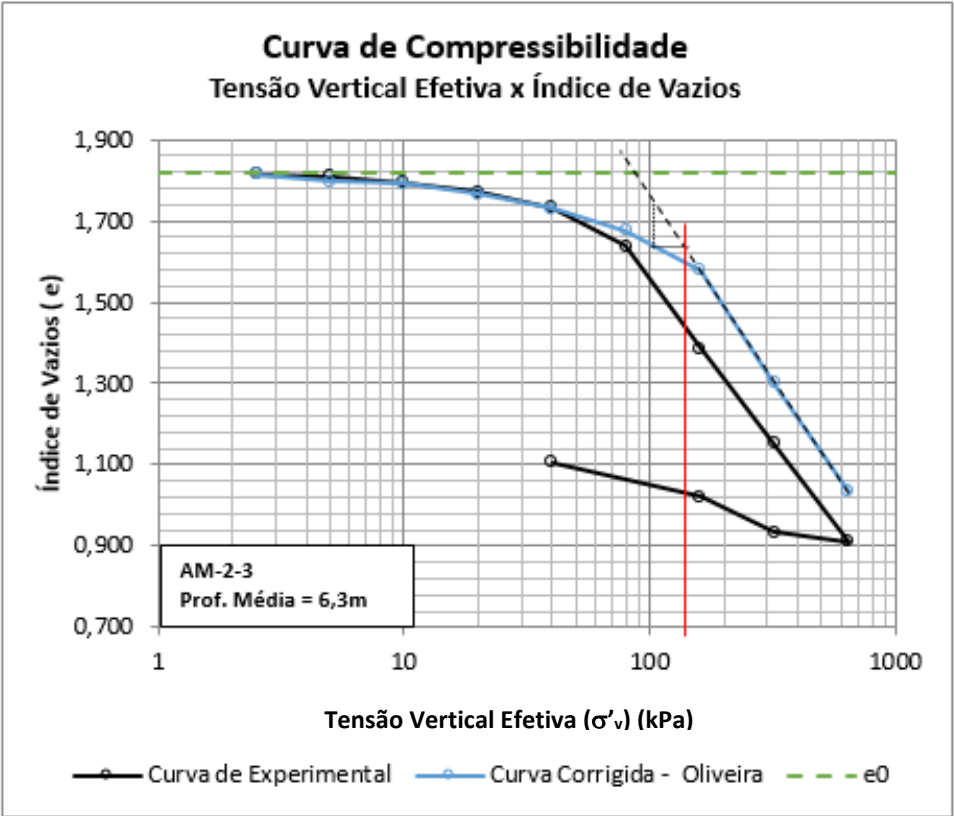
Correção da curva de compressibilidade (OLIVEIRA, 2002), amostra AM-1-5, Ilha 1.



CORREÇÃO OLIVEIRA AM-1-5	
Profundidade Média:	13,3
e_0 :	1,825
σ'_{v0} :	117,2
C_{ci} :	0,91
$\sigma'_{vm OLIVEIRA}$:	134
OCR:	1,1

Dados da Curva Experimental	
C_{ci} :	0,73
$\sigma'_{vm EXPERIMENTAL}$:	70
OCR:	0,6
Qualidade	
$\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$ (%):	18,80
$\Delta e/e_0$:	0,29
Coutinho ($\Delta e/e_0$):	Muito pobre
Lunne ($\Delta e/e_0$):	Muito pobre
Lunne ($\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$):	Pobre/Muito pobre

Correção da curva de compressibilidade (OLIVEIRA, 2002), amostra AM-2-3, Ilha 2.

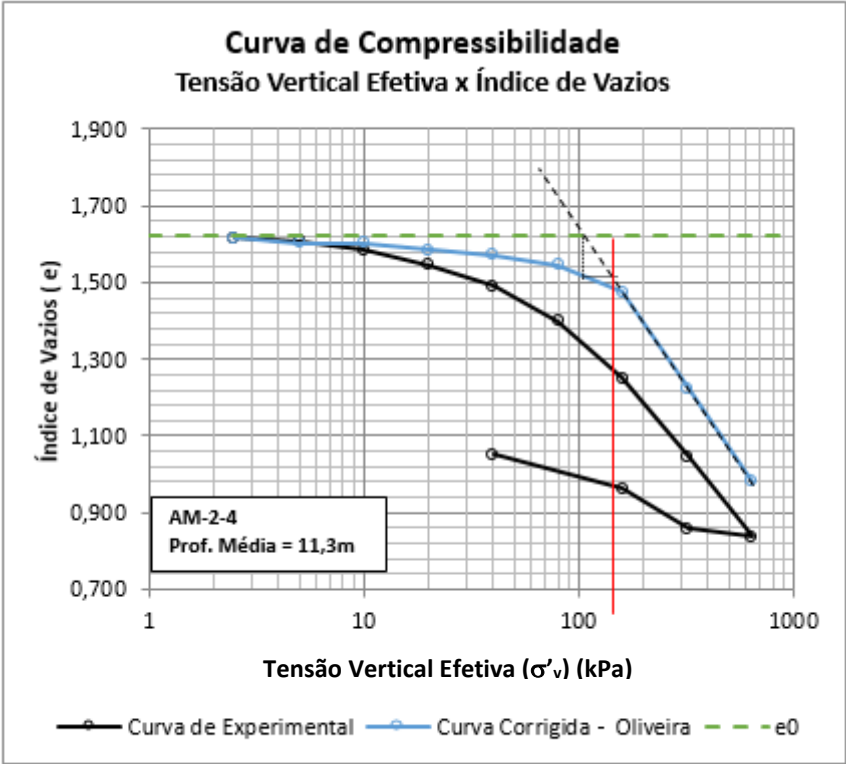


CORREÇÃO OLIVEIRA AM-2-3	
Profundidade Média:	6,3
e_0 :	1,819
σ'_{v0} :	72,6
C_{ct} :	0,90
$\sigma'_{vm, OLIVEIRA}$:	147
OCR:	2,0

Dados da Curva Experimental	
C_{ct} :	0,83
$\sigma'_{vm, EXPERIMENTAL}$:	70
OCR:	1,0

Qualidade	
$\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$ (%):	
$\Delta e/e_0$:	0,09
Coutinho ($\Delta e/e_0$):	Pobre
Lunne ($\Delta e/e_0$):	Boa a Regular
Lunne ($\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$):	Boa a Regular

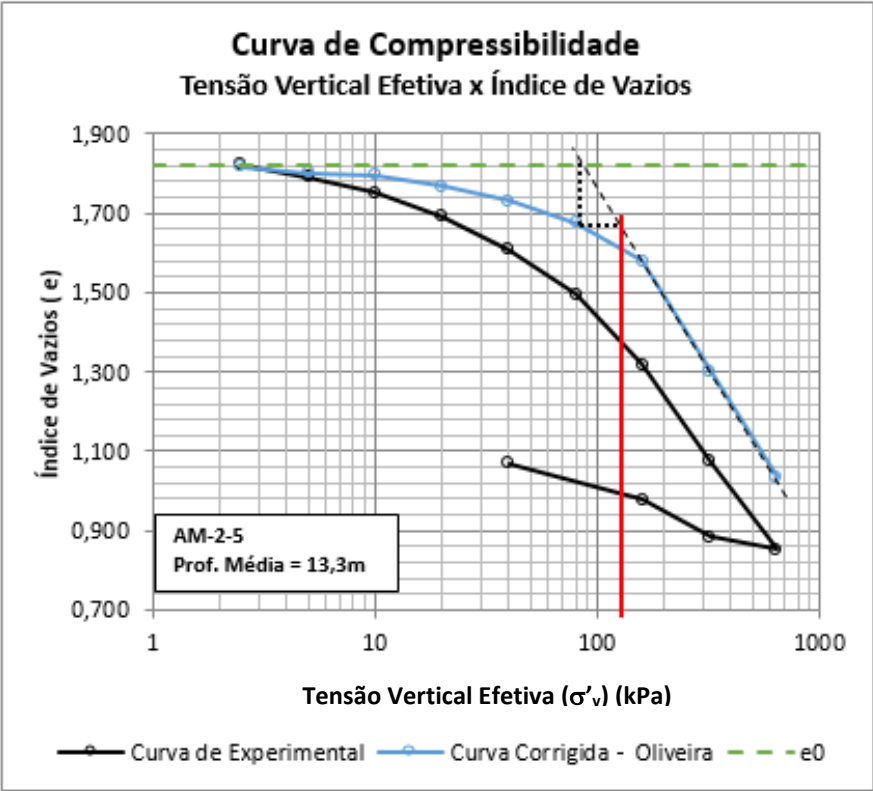
Correção da curva de compressibilidade (OLIVEIRA, 2002), amostra AM-2-4, Ilha 2.



CORREÇÃO OLIVEIRA AM-2-4	
Profundidade:	11,3
e_0 :	1,621
σ'_{v0} :	106,2
C_{ct} :	0,81
σ'_{vm} OLIVEIRA:	151
OCR:	1,4

Dados da Curva Experimental	
C_{ct} :	0,68
σ'_{vm} EXPERIMENTAL:	80
OCR:	0,8
Qualidade	
$\epsilon_{c,v0}$ (%):	
$\Delta e/e_0$:	0,23
Coutinho ($\Delta e/e_0$):	Muito pobre
Lunne ($\Delta e/e_0$):	Muito pobre
Lunne ($\epsilon_{c,v0}$):	Pobre/Muito pobre

Correção da curva de compressibilidade (OLIVEIRA, 2002), amostra AM-2-5, Ilha 2.



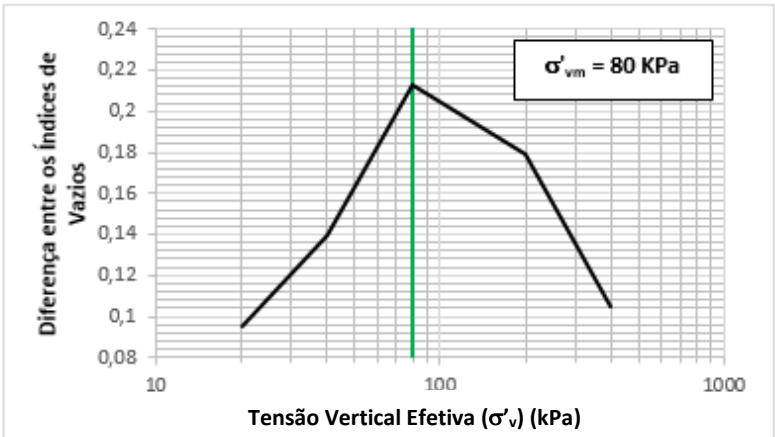
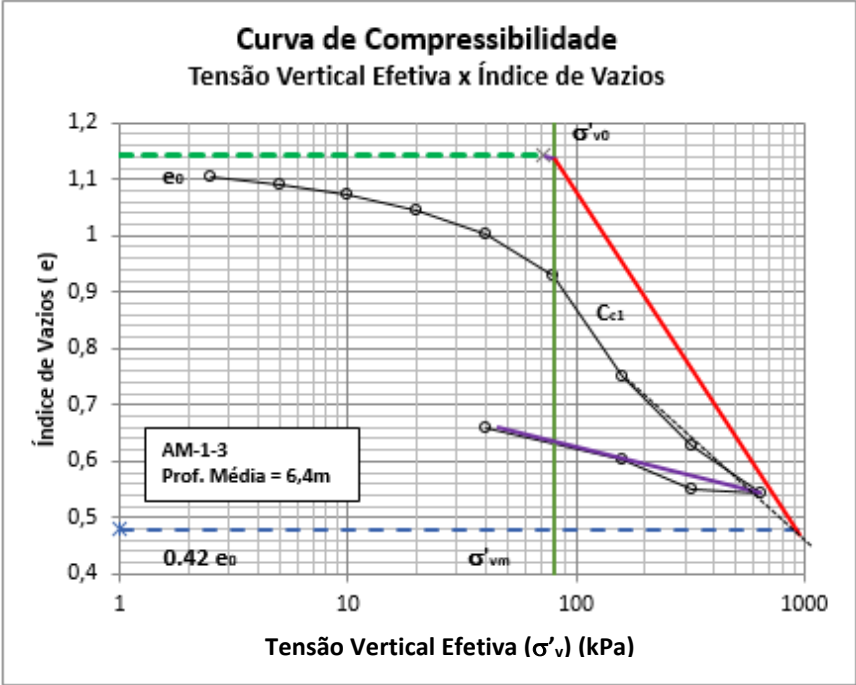
CORREÇÃO OLIVEIRA AM-2-5	
Profundidade Média:	13,3
e_0 :	1,823
σ'_{vm} :	117,2
C_{cf} :	0,90
$\sigma'_{vm, OLIVEIRA}$:	137
OCR:	1,2

Dados da Curva Experimental	
C_{cf} :	0,81
$\sigma'_{vm, EXPERIMENTAL}$:	65
OCR:	0,6

Qualidade	
$\epsilon_{c, vm}$ (%):	24,50
$\Delta e/e_0$:	0,38
Coutinho ($\Delta e/e_0$):	Muito pobre
Lunne ($\Delta e/e_0$):	Muito pobre
Lunne ($\epsilon_{c, vm}$):	Pobre/Muito pobre

APÊNDICE E - CURVAS DE COMPRESSIBILIDADE CORRIGIDA POR SCHMERTMANN (1955)

Correção da curva de compressibilidade (SCHMERTMANN, 1955), amostra AM-1-3, Ilha 1.

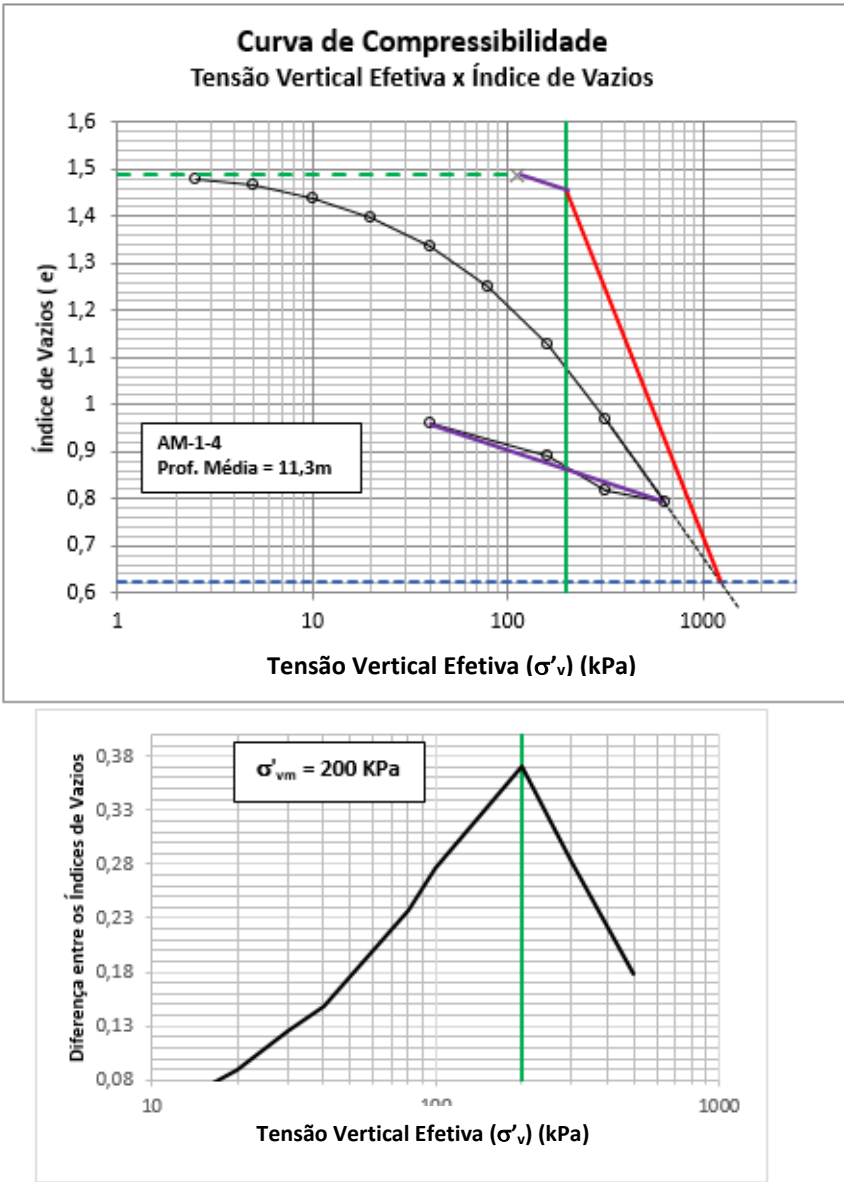


CORREÇÃO SCHMERTMANN AM-1-3	
Profundidade:	6,4
e ₀ :	1,142
σ' _{v0} :	71,9
C _{ci} :	0,63
σ' _{vm} SCHMERTMANN:	80
OCR:	1,1

Dados da Curva Experimental	
C _{ci} :	0,59
σ' _{vm} EXPERIMENTAL:	60
OCR:	0,87

Qualidade	
ε _{σ'v0} (%):	9,40
Δe/e ₀ :	0,18
Coutinho (Δe/e ₀):	Muito pobre
Lunne (Δe/e ₀):	Muito pobre
Lunne (ε _{σ'v0}):	Pobre/Muito pobre

Correção da curva de compressibilidade (SCHMERTMANN, 1955), amostra AM-1-4, Ilha 1

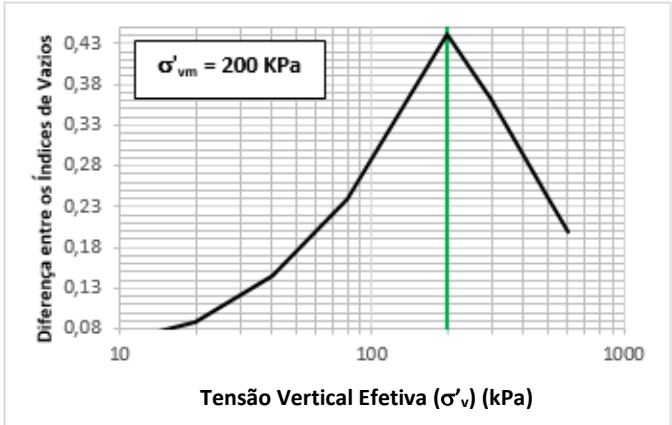
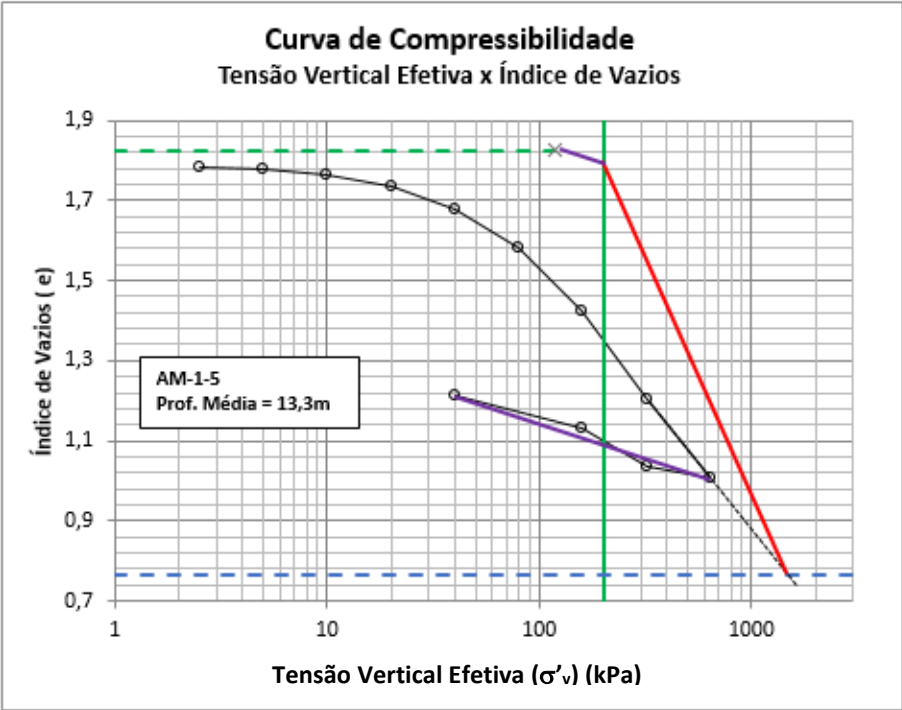


CORREÇÃO SCHMERTMANN AM-1-4	
Profundidade Média:	11,3
e_0 :	1,488
σ'_{v0} :	111,9
C_{c1} :	1,05
σ'_{vm} SCHMERTMANN:	200
OCR:	1,8

Dados da Curva Experimental	
C_{c1} :	0,52
σ'_{vm} EXPERIMENTAL:	75
OCR:	0,67

Qualidade	
$\epsilon_{\sigma'v0}$ (%):	13,70
$\Delta e/e_0$:	0,23
Coutinho ($\Delta e/e_0$):	Muito pobre
Lunne ($\Delta e/e_0$):	Muito pobre
Lunne ($\epsilon_{\sigma'v0}$):	Pobre/Muito pobre

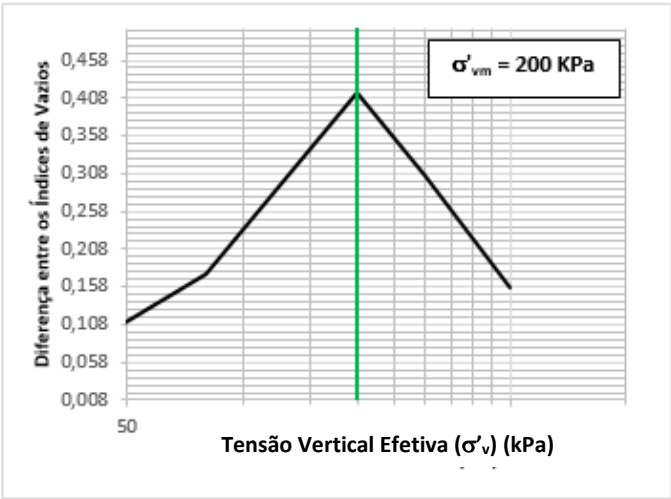
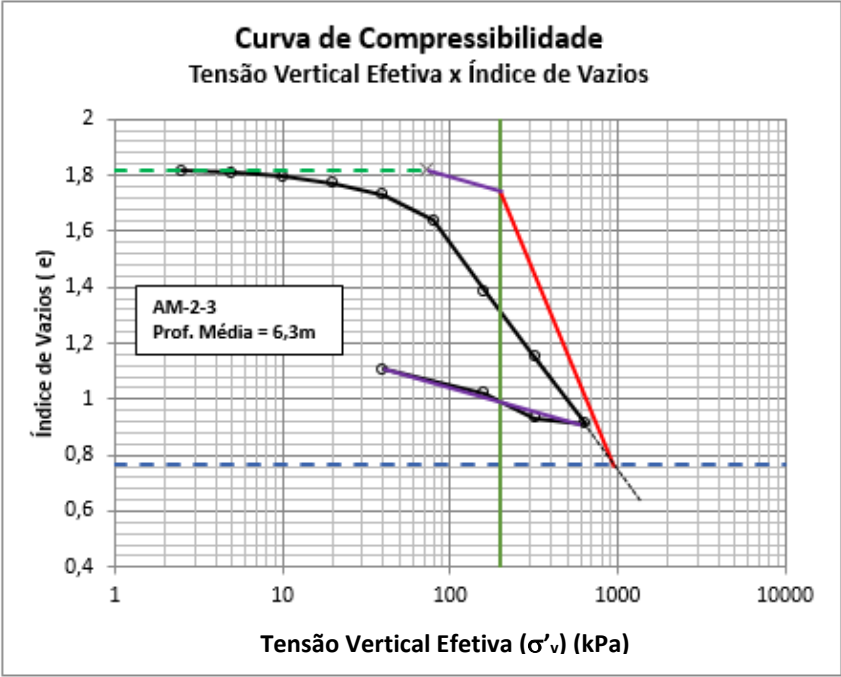
Correção da curva de compressibilidade (SCHMERTMANN, 1955), amostra AM-1-5, Ilha 1.



CORREÇÃO SCHMERTMANN AM-1-5	
Profundidade Média:	13,3
e_0 :	1,825
σ'_{v0} :	117,2
C_{cl} :	1,20
σ'_{vm} SCHMERTMANN:	200
OCR:	1,7

Dados da Curva Experimental	
C_{cl} :	0,73
σ'_{vm} EXPERIMENTAL:	70
OCR:	0,60
Qualidade	
$\epsilon_{\sigma'v0}$ (%):	18,80
$\Delta e/e_0$:	0,29
Coutinho ($\Delta e/e_0$): Muito pobre	
Lunne ($\Delta e/e_0$): Muito pobre	
Lunne ($\epsilon_{\sigma'v0}$): Pobre/Muito pobre	

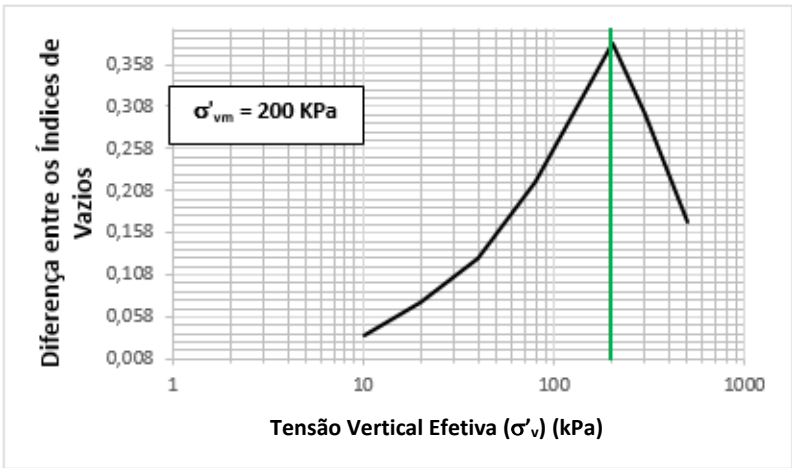
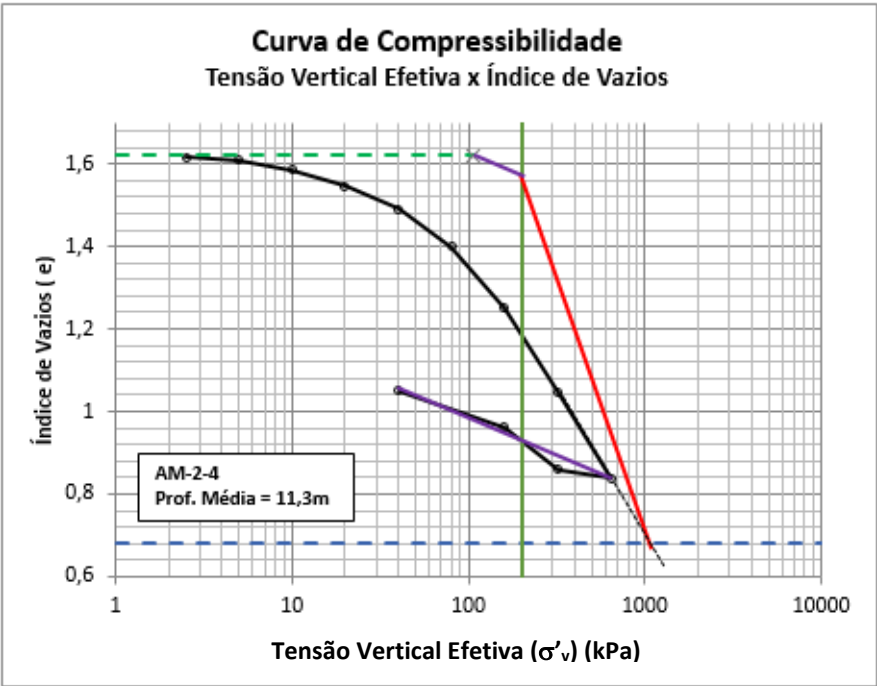
Correção da curva de compressibilidade (SCHMERTMANN, 1955), amostra AM-2-3, Ilha 2,



CORREÇÃO SCHMERTMANN AM-2-3	
Profundidade Média:	6,3
e_0 :	1,819
σ'_{v0} :	72,6
C_{c1} :	1,63
σ'_{vm} SCHMERTMANN:	200
OCR:	2,8

Dados da Curva Experimental	
C_{c1} :	0,83
σ'_{vm} EXPERIMENTAL:	70
OCR:	0,96
Qualidade	
$\varepsilon_{\sigma'v0}$ (%):	5,9
$\Delta e/e_0$:	0,09
Coutinho ($\Delta e/e_0$):	Pobre
Lunne ($\Delta e/e_0$):	Pobre
Lunne ($\varepsilon_{\sigma'v0}$):	Boa a Regular

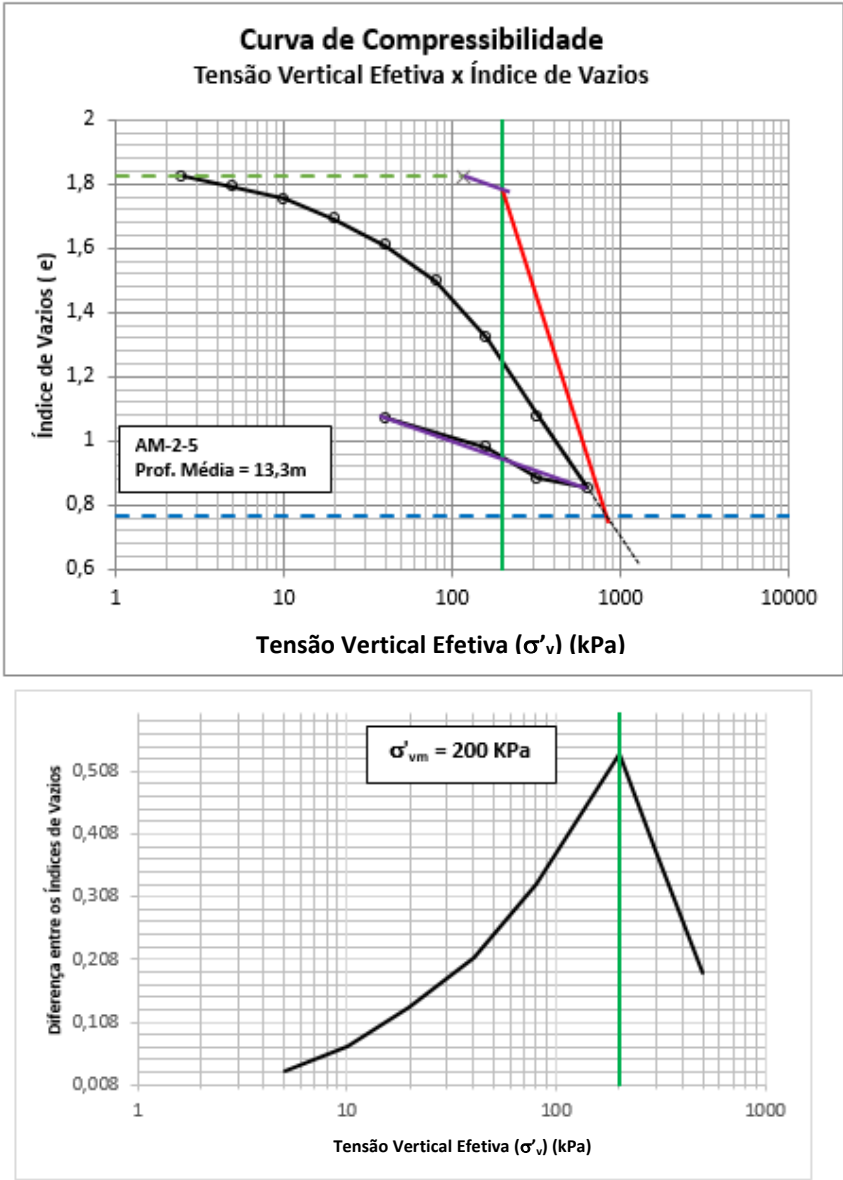
Correção da curva de compressibilidade (SCHMERTMANN, 1955), amostra AM-2-4, Ilha 2.



CORREÇÃO SCHMERTMANN AM-2-4	
Profundidade Média:	11,3
e_0 :	1,621
σ'_{v0} :	106,2
C_{c1} :	0,73
σ'_{vm} SCHMERTMANN:	200
OCR:	1,9

Dados da Curva Experimental	
C_{c1} :	0,68
σ'_{vm} EXPERIMENTAL:	80
OCR:	0,75
Qualidade	
$\varepsilon_{\sigma'v0}$ (%):	14,00
$\Delta e/e_0$:	0,23
Coutinho ($\Delta e/e_0$):	Muito pobre
Lunne ($\Delta e/e_0$):	Muito pobre
Lunne ($\varepsilon_{\sigma'v0}$):	Pobre/Muito pobre

Correção da curva de compressibilidade (SCHMERTMANN, 1955), amostra AM-2-5, Ilha 2.

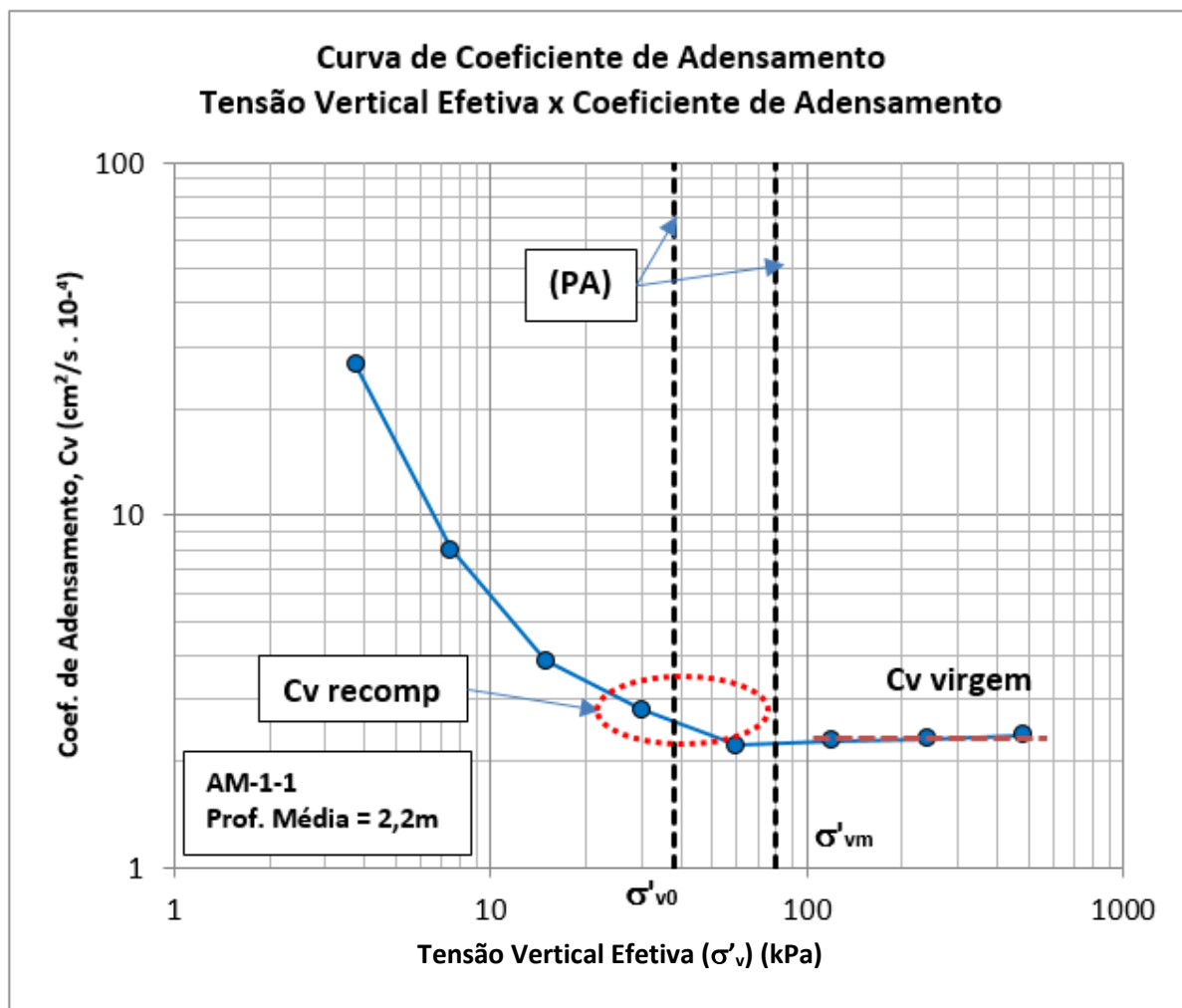


CORREÇÃO SCHMERTMANN AM-2-5	
Profundidade Média:	13,3
e_0 :	1,823
σ'_{v0} :	117,2
C_{c1} :	0,99
σ'_{vm} SCHMERTMANN:	200
OCR:	1,7

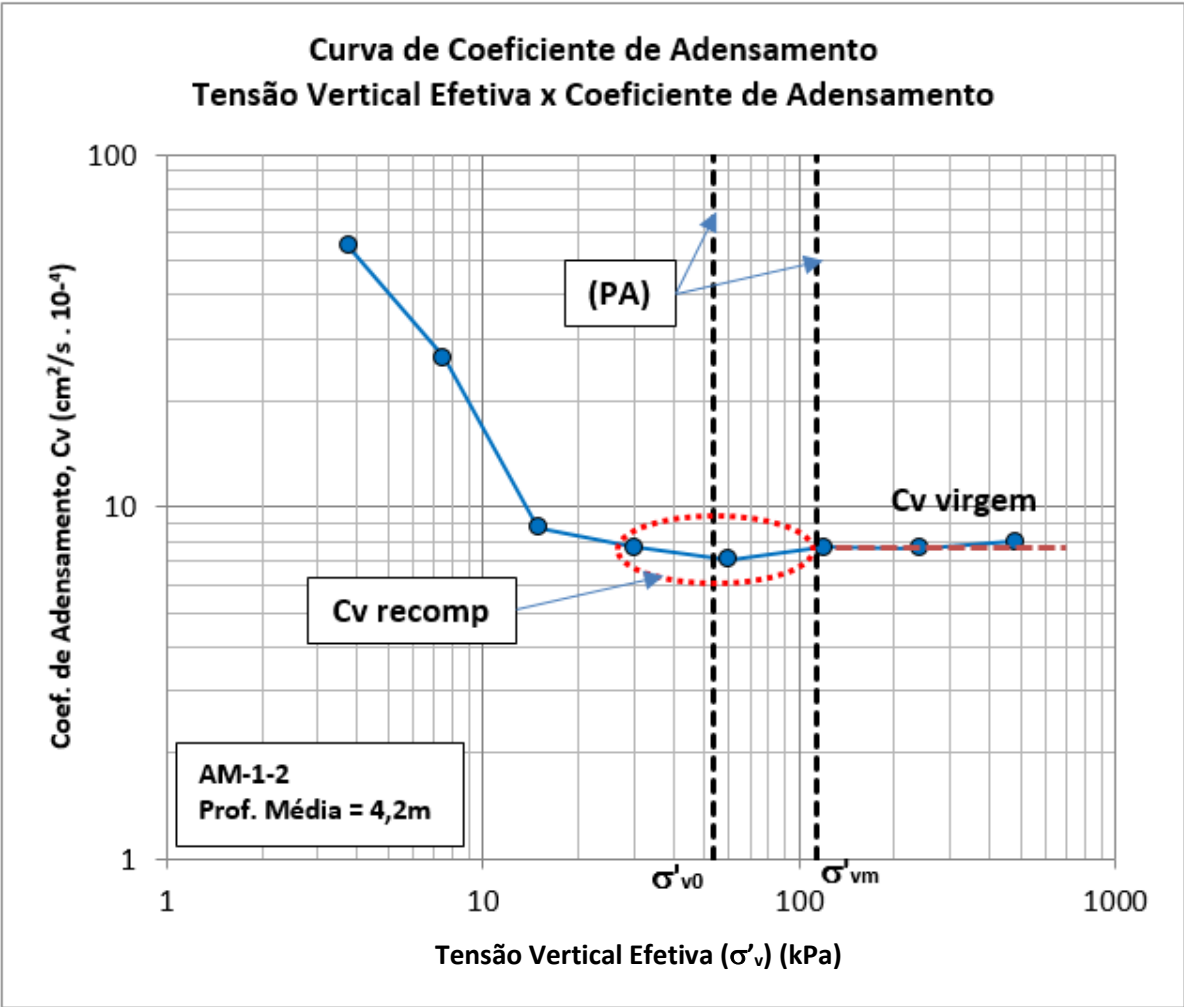
Dados da Curva Experimental	
C_{c1} :	0,81
σ'_{vm} EXPERIMENTAL:	65
OCR:	0,55
Qualidade	
$\varepsilon_{\sigma'v0}$ (%):	24,50
$\Delta e/e_0$:	0,38
Coutinho ($\Delta e/e_0$):	Muito pobre
Lunne ($\Delta e/e_0$):	Muito pobre
Lunne ($\varepsilon_{\sigma'v0}$):	Pobre/Muito pobre

APÊNDICE F – COEFICIENTE DE ADENSAMENTO

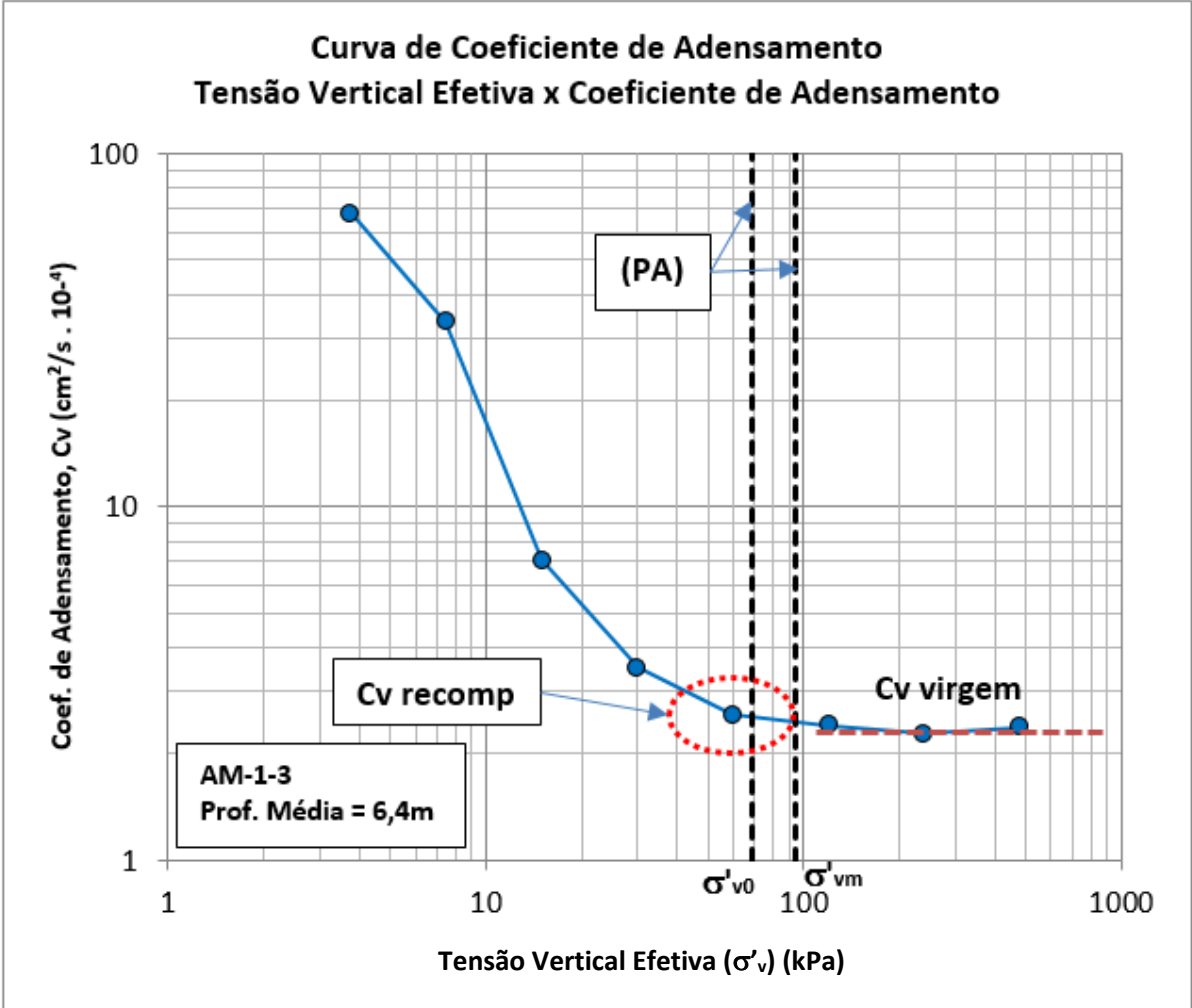
Curva de coeficiente de adensamento – C_v (Método de Taylor), amostra AM-1-1, Ilha 1.



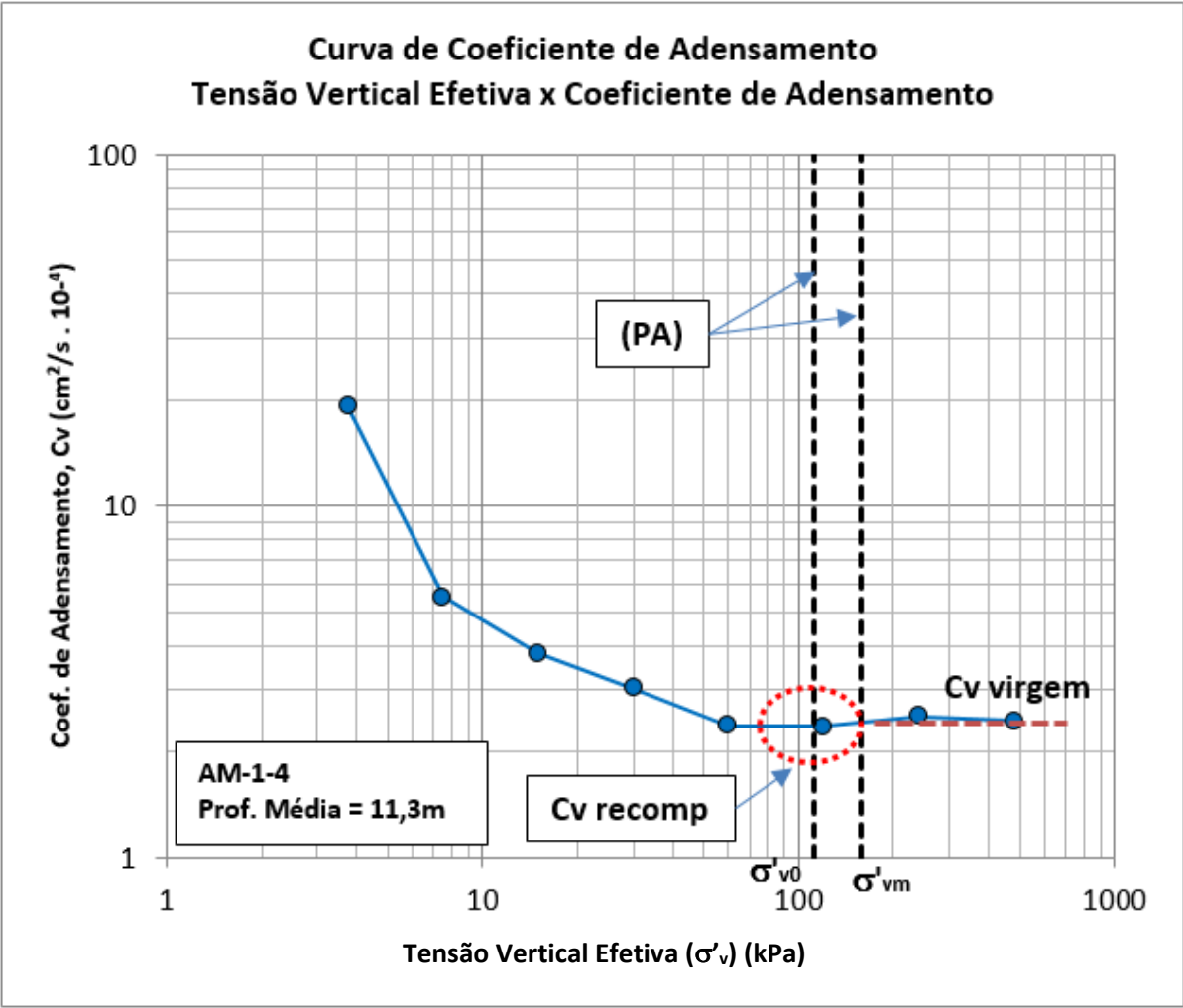
Curva de coeficiente de adensamento – C_v (Método de Taylor), amostra AM-1-2, Ilha 1.



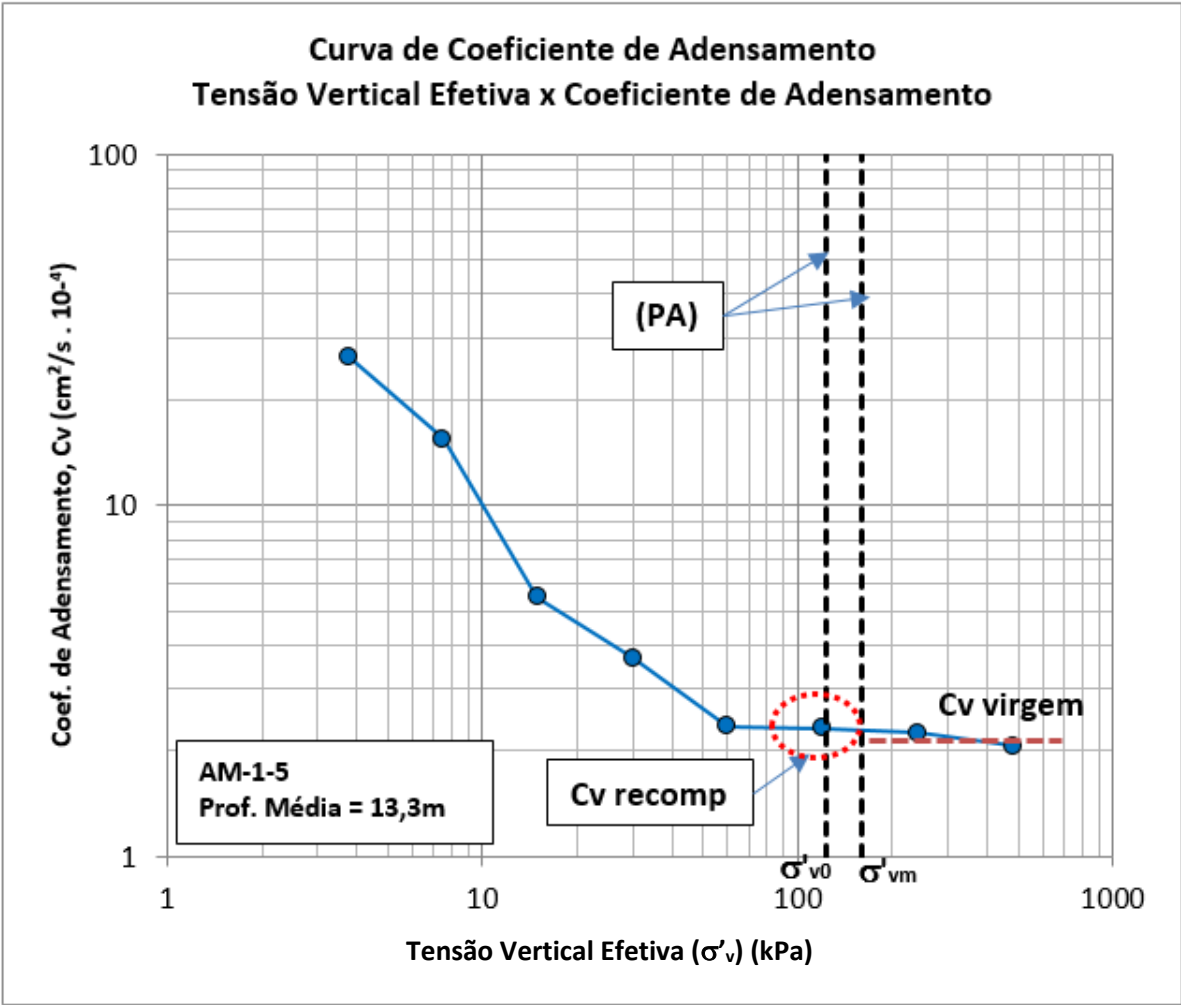
Curva de coeficiente de adensamento – C_v (Método de Taylor), amostra AM-1-3, Ilha 1.



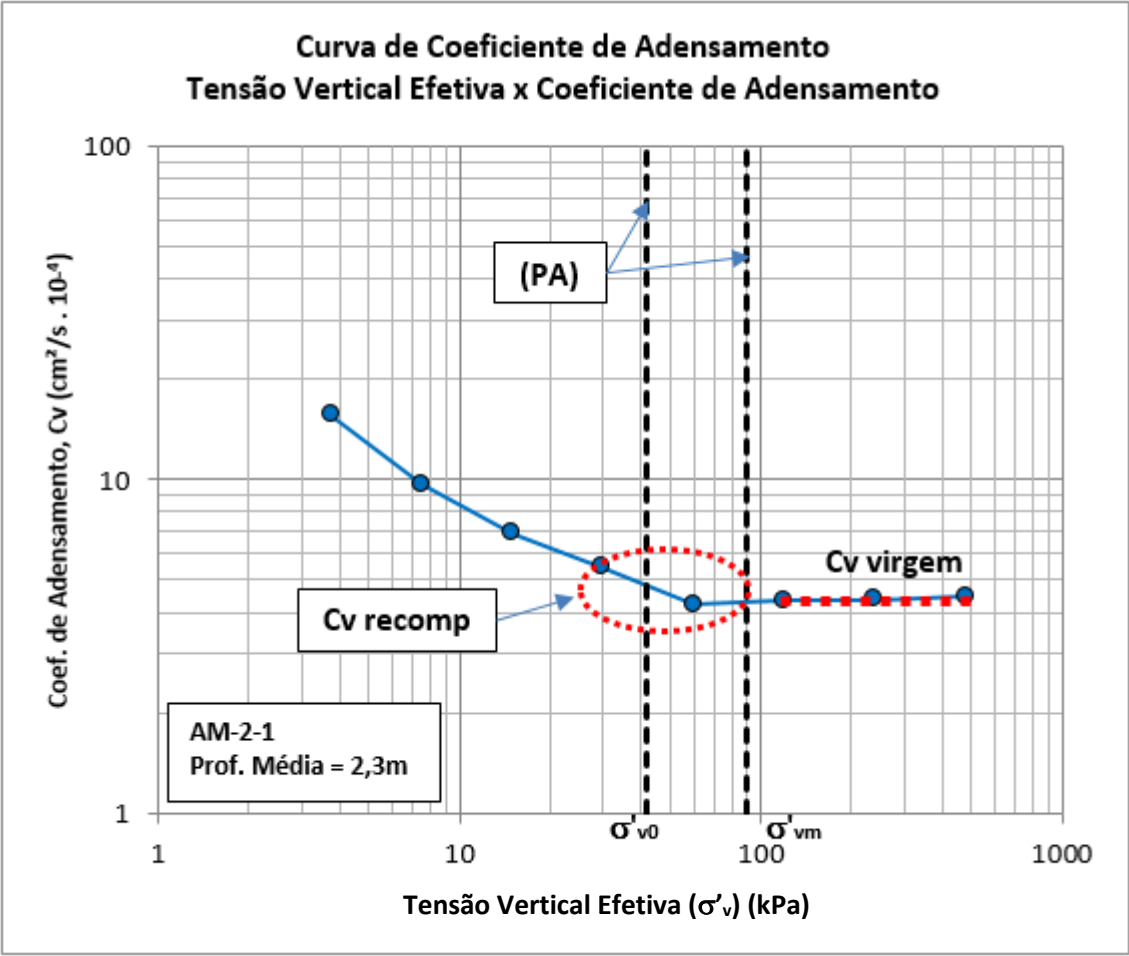
Curva de coeficiente de adensamento – C_v (Método de Taylor), amostra AM-1-4, Ilha 1.



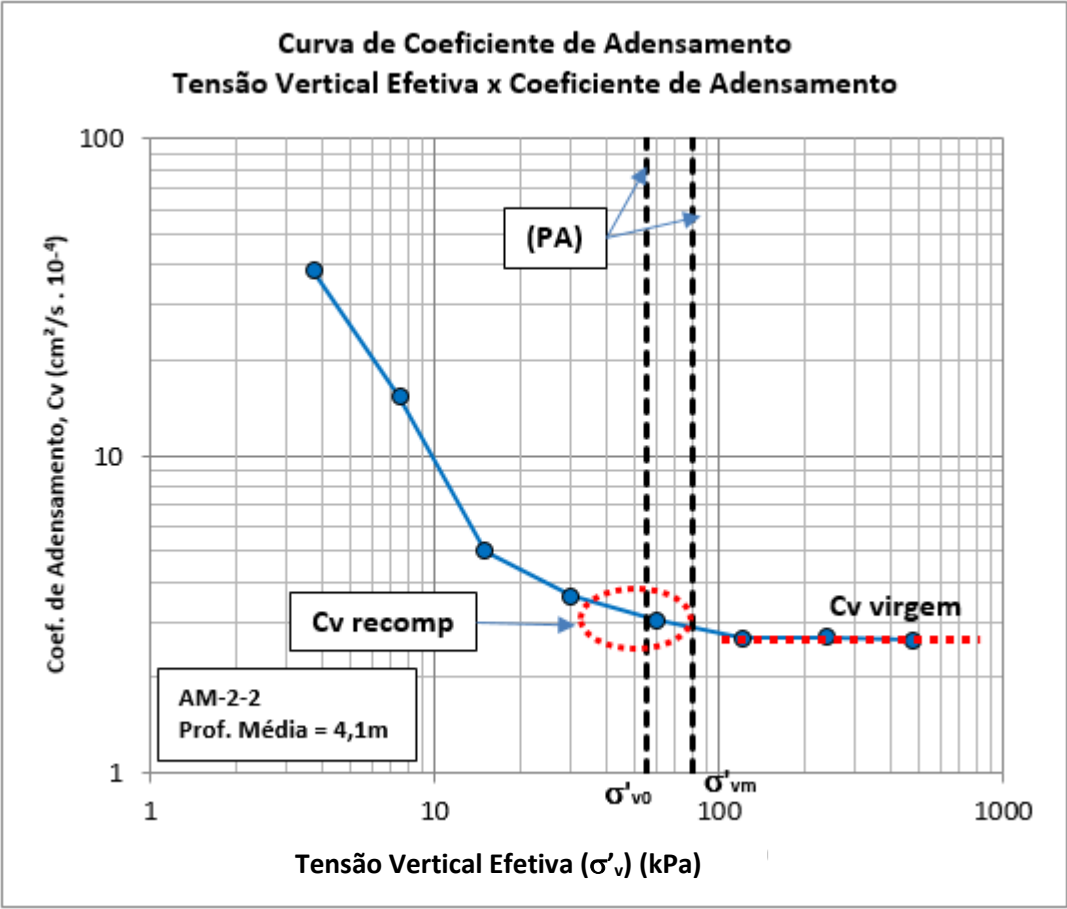
Curva de coeficiente de adensamento – C_v (Método de Taylor), amostra AM-1-5, Ilha 1.



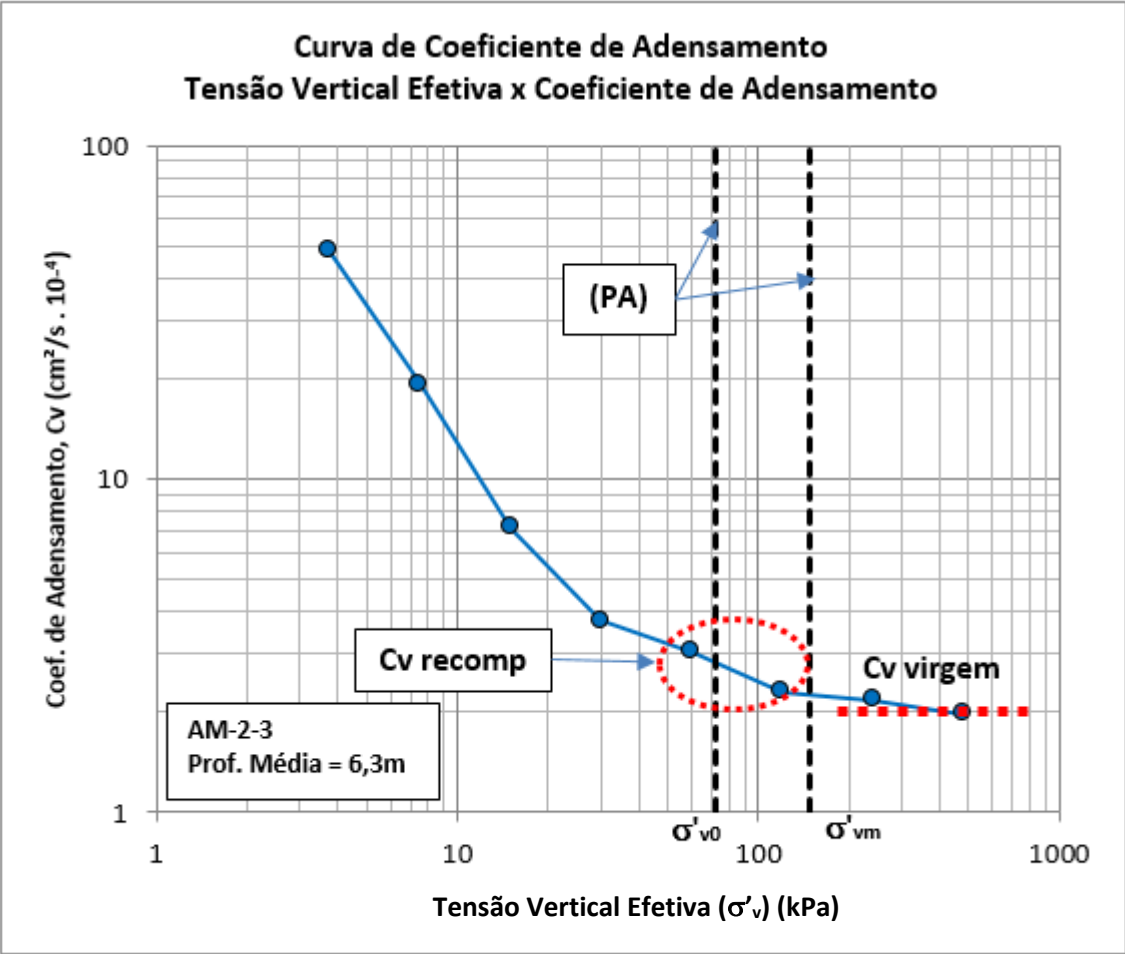
Curva de coeficiente de adensamento – C_v (Método de Taylor), amostra AM-2-1, Ilha 2.



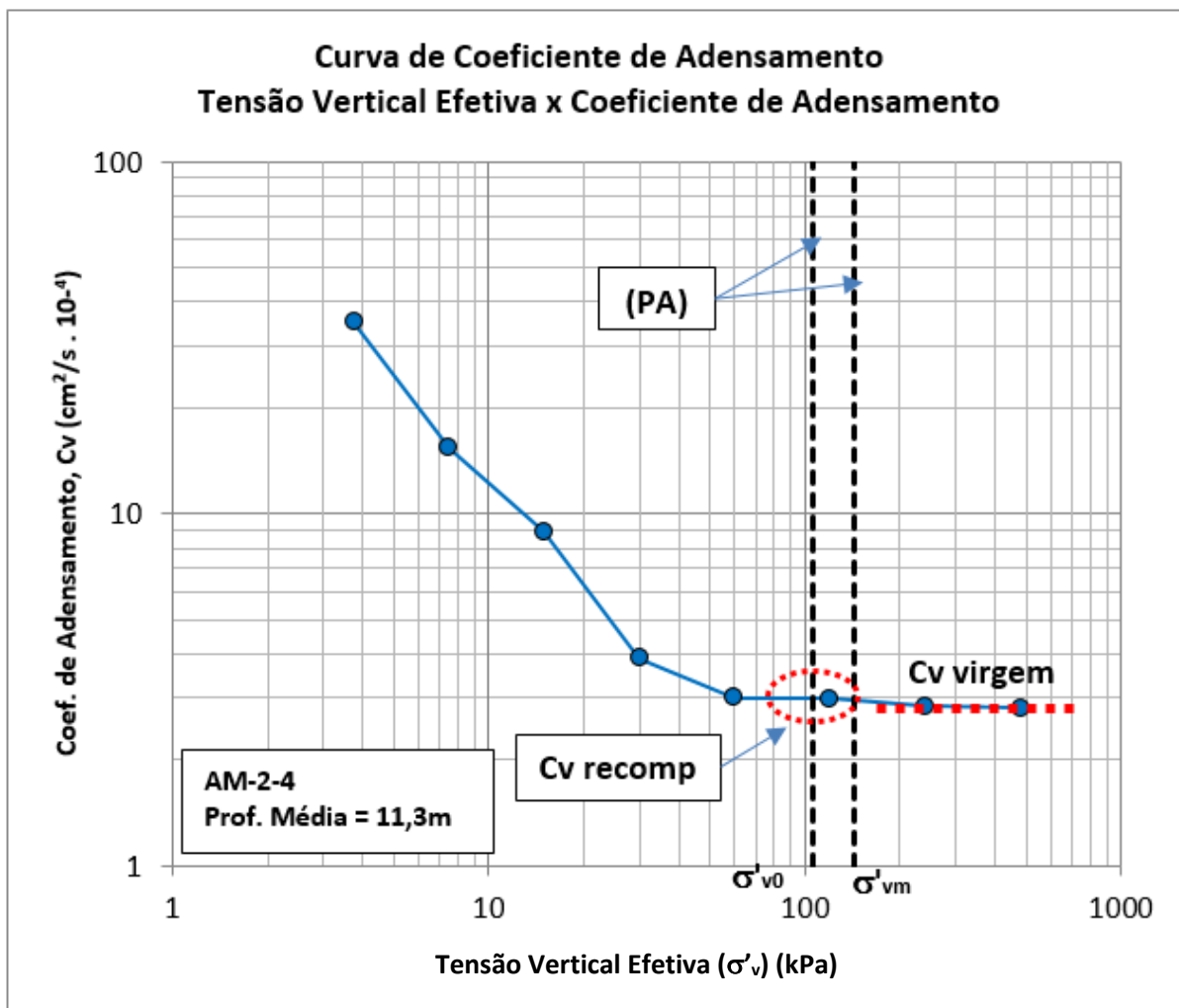
Curva de coeficiente de adensamento – Cv (Método de Taylor), amostra AM-2-2, Ilha 2.



Curva de coeficiente de adensamento – C_v (Método de Taylor), amostra AM-2-3, Ilha 2.



Curva de coeficiente de adensamento – C_v (Método de Taylor), AM-2-4, Ilha 2.



Curva de coeficiente de adensamento – C_v (Método de Taylor), amostra AM-2-5, Ilha 2.

