UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE

PRÓ-REITORIA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E GEORREFERENCIAMENTO DE ALGUNS DEPÓSITOS DE SOLOS MOLES DA REGIÃO METROPOLITANA DE ARACAJU

Letícia Menezes Santos Sá

São Cristóvão

2019

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE

PRÓ-REITORIA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E GEORREFERENCIAMENTO DE ALGUNS DEPÓSITOS DE SOLOS MOLES DA REGIÃO METROPOLITANA DE ARACAJU

Letícia Menezes Santos Sá

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil como requisito parcial à obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL

Orientador: D.Sc. Erinaldo Hilário Cavalcante
Co-orientador: D.Sc.Guilherme Bravo de Oliveira Almeida

São Cristóvão

2019

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E GEORREFERENCIAMENTO DE ALGUNS DEPÓSITOS DE SOLOS MOLES DA REGIÃO METROPOLITANA DE ARACAJU

LETÍCIA MENEZES SANTOS SÁ

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil como requisito parcial à obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL

Aprovada em 27 de Fevereiro de 2019

BANCA EXAMINADORA:

Doutor Erinaldo Hilario Cavalcante - (PROEC/UFS)
Orientador (Presidente)

Doutor Guilherme Bravo de Oliveira Almeida - (PROEC/UFS)
Co-orientador (Interno)

Doutor Christian Matos de Santana - (DNIT/SRSE)
1° Examinador (Externo)

Doutora Giselia Cardoso - (PROEC/UFS)
2° Examinadora (Interna)

Aos meus pais, por acreditarem no meu potencial e apoiarem as minhas decisões.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por ser minha fortaleza nos momentos de dificuldade e por guiar meus passos quando me senti insegura, e à Nossa Senhora do Carmo, por ser minha protetora e por interceder junto ao seu Filho pela minha felicidade.

Aos meus pais, por sempre apoiarem meus projetos e por confiarem no meu potencial, em especial, à minha mãezinha, por ser, acima de tudo, minha grande amiga e incentivadora.

À minha irmã Karla Victória, pela companhia diária, pelo apoio incondicional e por me descontrair com suas brincadeiras sobre os prazos finais se aproximando (“Segunda!”).

Ao meu namorado Yuri, por ser meu melhor amigo, revisor de textos, banca das simulações de apresentação e um grande incentivador das minhas conquistas.

Ao meu orientador, professor Erinaldo, por transmitir seus conhecimentos com afinco e entusiasmo, estando sempre presente e disposto a ajudar, e por ser um grande mestre e um profissional exemplar. Ao meu co-orientador, professor Guilherme, por todo o apoio e pelas relevantes contribuições para esse projeto. Ao professor Carlos Rezende, por me incentivar a ingressar no mestrado e por colaborar, através da Geotec, com dados relevantes para essa dissertação.

Aos técnicos de laboratório, Willami, Jorge e Washington, por me auxiliarem na fase de execução dos ensaios e pelos momentos de descontração e aprendizado no GEOPAV.

Aos colegas de mestrado, pela solicitude e disposição em compartilhar informações, em especial, Andrea, Priscila e Renan, com os quais desenvolvi maior afinidade.

Aos meus amigos da vida, Carol e Rangel, pela presença em todos os momentos importantes e por sempre ouvirem minhas reclamações e apoiarem minhas escolhas; e aos meus amigos da graduação, Lucas e Michelli, por dividirem as dores do mestrado e tornarem tudo mais divertido com suas piadas diárias.

A toda equipe da empresa Araújo Tavares Engenharia Ltda, por apoiar minha decisão de cursar o mestrado e torcer pelas minhas vitórias, especialmente Cadu e Cissa, mais que colegas de trabalho, grandes amigos.

Aos meus professores, pela dedicação e empenho em criar caminhos favoráveis de acesso ao conhecimento e por servirem de inspiração.

Agradeço a todos que contribuíram de maneira direta ou indireta para que eu pudesse alcançar essa conquista.

“Quando a educação não é libertadora, o sonho do oprimido é ser o opressor.”

(Paulo Freire)

RESUMO

A boa prática da Engenharia Geotécnica requer um conhecimento adequado do perfil das camadas que compõem o subsolo em que serão executadas as fundações e as obras de terra. É com base nas investigações geotécnicas preliminares e complementares que, na maior parte dos casos, as informações sobre essas camadas são obtidas com maior qualidade. Entretanto, não é raro se encontrar casos de obras em que se observa o negligenciamento das investigações do terreno, com o consequente surgimento de patologias e problemas decorrentes da elaboração de projetos sem parâmetros geotécnicos confiáveis. Esses problemas se agravam quando há, no subsolo, camadas de solo muito compressíveis, especialmente de argilas moles, que geralmente possuem baixa resistência e que experimentam elevados recalques por adensamento. Atualmente, ainda são poucos os dados disponíveis sobre as propriedades geotécnicas dos solos moles presentes no subsolo da Região Metropolitana de Aracaju (RMA). A presente pesquisa está inserida nesse contexto e tem como objetivo principal avaliar, com base em ensaios de campo e de laboratório, propriedades geotécnicas de amostras de solos moles existentes em alguns locais da RMA, dando início à formação de um banco de dados, que poderá ser utilizado como referência para a realização de estudos e elaboração de projetos geotécnicos. Para tanto, realizou-se a caracterização e o georreferenciamento de oito depósitos de solo mole existentes na RMA. O *software* QGIS 2.18.7 foi utilizado para a elaboração de mapas contendo informações relevantes sobre a geologia, geomorfologia e pedologia dos depósitos georreferenciados. Além disso, em um banco de dados, foram inseridas informações referentes a ensaios de campo (SPT e *Vane Test*) e de laboratório (caracterização, adensamento, triaxiais e compressão simples), executados nos depósitos estudados. Verificou-se que as camadas de argila mole da RMA encontram-se geralmente intercaladas a camadas arenosas, e que a porcentagem de argila dos depósitos analisados varia entre 13% e 48%. No que diz respeito à plasticidade, os solos argilosos da região classificam-se como medianamente plásticos a muito plásticos (IP entre 8 e 33). Quando comparados a outros depósitos brasileiros, os do presente estudo apresentaram teores de umidade baixos e predominância de argilas inativas. Os valores de resistência ao cisalhamento não drenada, por sua vez, variaram entre 2,5 e 19,0 kPa. Os resultados obtidos nesta pesquisa constituem apenas o início de um processo de investigação, caracterização e catalogação das informações referentes aos depósitos de solos argilosos existentes no Estado de Sergipe, a partir do que se espera o desenvolvimento de novas pesquisas visando ampliar e refinar os conhecimentos sobre essas importantes formações geotécnicas.

Palavras-Chave: Solos Moles; Propriedades Geotécnicas; Banco de Dados; Depósitos.

Geotechnical Characterization and Georeferencing of Soft Soil Deposits of the Metropolitan Region of Aracaju.

ABSTRACT

The good practice of Geotechnics Engineering requires an appropriate knowledge about the profile of subsoil layers where will be executed foundations and geotechnical works. Based on preliminary and complementary geotechnical investigations, it is possible to obtain information about these layers. However, it is common to find cases in which the negligence of subsoil investigations is observed. Thus, projects are elaborated without reliable geotechnical parameters, what leads to the appearance of problems and pathologies. These problems become harder when there is, in the subsoil, layers of highly compressible soils, which, in general, have low resistance and experienced high settlements by consolidation. Nowadays, there are still a few available data about geotechnical properties of soft soils presents in the subsoil of the Metropolitan Region of Aracaju. The present research is inserted in this context and has as the main purpose to evaluate the geotechnical properties of soft soil samples withdrawals from certain locals of the Metropolitan Region of Aracaju (MRA), based on field and laboratory tests. Thereby, it starts the formation of a data bank that can be used like reference for future studies and elaboration of geotechnical projects. Therefore, the characterization and georeferencing of eight soft soil deposits of the RMA were performed. The software QGIS 2.18.7 was used for the elaboration of maps containing relevant information about the geology, geomorphology and pedology of the georeferenced deposits. In addition, information about field (SPT and Vane test) and laboratory tests (characterization, consolidation, triaxial and simple compression), performed in the studied deposits, was entered in a database. It was verified that the RMA soft clay layers usually are intercalated with sandy layers, and that the percentage of clay of these deposits varies between 13% and 48%. As regards plasticity, the clayey soils of this region are classified as moderately plastics to very plastics (PI between 8 and 33). When compared to other Brazilian deposits, the soft soils of this study presented low moisture contents and predominance of inactive clays. Undrained shear strength values ranged from 2.5 to 19.0 kPa. The results obtained in this research are only the beginning of an investigation, characterization and cataloging process of the clayey soil deposits existing in the State of Sergipe, from which it is expected the development of new research aiming to broaden and refine the knowledge about these important geotechnical formations.

Keywords: Soft soils; Geotechnical Properties; Database; Deposits.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1- Ocupação desordenada de regiões de encostas nos centros urbanos. 21
Figura 2 - Inclinação de edifícios por recalque diferencial, em Santos (SP)..... 22
Figura 3- Recalque diferencial junto à estrutura estaqueada. 22
Figura 4 - Deslizamento de aterro rodoviário durante a construção..... 22
Figura 5- Geogrelhas rasgadas na borda de capitéis..... 22
Figura 6 - Ruptura por capacidade de carga de escavadeira na beira do aterro. 23
Figura 7 - Deslocamento lateral de tabuleiro de concreto sobre estacas e quebra das estacas, causado por empuxo de aterro atuando da esquerda para a direita. 23
Figura 8- a) Unidade e folha tetraédrica b) Folha em arranjo hexagonal de tetraedros. 28
Figura 9- a) Unidade e folha octaédrica b) Folha em arranjo hexagonal de octaedros. 29
Figura 10 - Mapa geológico da costa do Estado de Sergipe e do sul da costa do Estado de Alagoas. 33
Figura 11 - Variação do estado de tensões de uma amostra durante a amostragem..... 44
Figura 12 - Localização e espessura de alguns depósitos de solos moles brasileiros. 48
Figura 13- Relação entre os componentes de um SIG..... 54
Figura 14- Região Metropolitana de Aracaju (RMA). 57
Figura 15- Localização dos depósitos de solo mole analisados na presente pesquisa. 60
Figura 16- Aspecto visual característico das argilas moles orgânicas de Sergipe..... 61
Figura 17 - Procedimento de coleta de amostras utilizando amostrador do tipo Shelby: **A e B -** inserção do tubo Shelby no furo de sondagem e cravação no solo; **C, D e E -** retirada do tubo amostrador contendo a amostra de solo; **F -** limpeza do tubo; **G -** preparação da parafina; **H, I, J e K -** tubo sendo protegido com tecido e lacrado com parafina e **L -** retirada da cabeça do amostrador. 66
Figura 18- Preparação das amostras para o ensaio de granulometria: **A -** secagem ao ar do solo a ser ensaiado; **B -** destorroamento do solo; **C -** solo destorroado; **D -** repartição do solo; **E e F -** peneiramento para separação das amostras de solo. 68
Figura 19- Peneiramento da amostra: **A** - amostra para peneiramento grosso e **B** - agitador e jogo de peneiras. 69
Figura 20- Sedimentação: **A** - solo disperso na solução de hexametafosfato de sódio; **B** - mistura sendo agitada, conforme previsto em norma; **C** - medição de temperatura. 70
Figura 21- Determinação do teor de umidade: **A** - distribuição das amostras em três cápsulas; **B** - colocação das amostras no dessecador; **C** - pesagem das amostras; **D** - colocação das amostras em estufa, para secagem e posterior pesagem. 71
Figura 22- Procedimento de ensaio para obtenção de massa específica real: **A**- pesagem do picnômetro; **B**- picnômetros + amostra de solo; **C** - colocação de água nos picnômetros; **D** - bomba de vácuo; **E** - picnômetro + solo + água; **F** - picnômetro + água; **G** - pesagem do picnômetro + água; **H** - medida de temperatura da água do picnômetro. 72
Figura 23- Determinação do limite de liquidez do solo: **A** - homogeneização do material; **B** - preenchimento da concha; **C** - ranhura feita com uso do cinzel e **D** - conclusão do ensaio. ... 73

Figura 24- Determinação do limite de plasticidade do solo: **A -** adição de água à amostra de solo; **B -** homogeneização da mistura; **C -** execução do ensaio; **D -** aparecimento das fissuras ao longo de todo o comprimento do corpo de prova: fim do ensaio. 74
Figura 25- Procedimento de execução do ensaio de adensamento: **A** - posicionamento do anel metálico contendo o corpo de prova na célula de adensamento; **B** - colocação do papel filtro e da pedra porosa; **C** - fechamento da célula de carga; **D** - posicionamento da célula de carga na prensa; **E** - nivelamento da prensa; **F** - aplicação do primeiro estágio de carregamento; **G** - cronometragem e realização das leituras; **H** - registro das leituras e **I** - carregamentos sendo aplicados. 76
Figura 26- Procedimento de execução dos ensaios triaxais UU: **A** - moldagem do corpo de prova (CP); **B** - obtenção das dimensões do CP; **C** - inserção do CP no aparato; **D** - proteção do CP com membrana de látex; **E** - posicionamento da proteção em acrílico; **F** - fechamento da câmara triaxial; **G** - posicionamento do dispositivo transmissor de carga; **H** - posicionamento e ajuste do extensômetro; **I** - visão geral do equipamento; **J** - enchimento da câmara triaxial; **K** - ruptura do CP; **L** - CP rompido. 78
Figura 27- Ensaio de compressão simples: **A** - moldagem do CP; **B** - posicionamento do CP e execução do ensaio; **C e D** - ruptura do CP; **E** - comparação entre o CP e o molde após ruptura. 79
Figura 28 - Ensaio de palheta: **A** - medidas para marcação das profundidades de cravação; **B** - marcação; **C** - cravação da palheta no solo; **D** - aplicação do torque; **E** - leitura de torque; **F** - leitura obtida. 81
Figura 29- Parte de um perfil geotécnico referente a localização B. 82
Figura 30- Perfil de sondagem do solo referente à localização A, furo SP 01-A. 83
Figura 31 - Mapa da distribuição dos locais de estudo por município sobreposto a uma imagem de satélite. 87
Figura 32 - Mapa referente à geologia dos depósitos de solo mole da RMA. 88
Figura 33 - Mapa referente à geomorfologia dos depósitos de solo mole da RMA. 89
Figura 34 - Mapa referente à pedologia dos depósitos de solo mole da RMA. 90
Figura 35 - Interface do QGIS 2.18.7 onde é possível visualizar as informações sobre o local G, cadastradas no *software*. 92
Figura 36 – Turbinas aguardando o transporte em balsa no Rio Sergipe, Aracaju/SE. 93
Figura 37- Estrada Sítio Pomonga. 93
Figura 38 – Perfil de sondagem referente ao furo SP 01-B. 95
Figura 39 – Perfil de sondagem referente ao furo SP 02-B. 96
Figura 40 – Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para a amostra SP 01-B. 97
Figura 41- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para a amostra E-45. 97
Figura 42- Curvas Granulométricas para a Localização A. 98
Figura 43- **A**- Corpo de prova (CP) da amostra SP 01-B completamente deformado após ensaio; **B**- CP da amostra SP 01-B sofrendo deformação com o peso próprio antes do ensaio; **C**- Comparação entre as dimensões do CP após o ensaio e o molde; **D**- CP da amostra SP 01-B completamente deformado após ensaio e **E**- CP da amostra E-45 em boas condições antes do ensaio. 102

Figura 44- Gráfico Tensão Desviadora *versus* Deformação Axial, para os três corpos de prova. 103
Figura 45- Envoltória de ruptura obtida por meio dos resultados dos ensaios triaixias UU.. 104
Figura 46- Resultados obtidos com os Ensaios de Palheta..... 105
Figura 47- Imagem do terreno em que será construído o Condomínio 1. 107
Figura 48- Perfil geotécnico do terreno de onde foi retirada a amostra indeformada. 108
Figura 49- Presença de lentes de areia intercalando a argila orgânica do local B. 109
Figura 50- Gráfico Tensão Desviadora *versus* Deformação Axial, para os três corpos de prova. 110
Figura 51- Envoltória de ruptura obtida por meio dos resultados dos ensaios triaxiais UU.. 111
Figura 52- Condomínio 2 - Localização C. 112
Figura 53- Coleta das amostras indeformadas. 113
Figura 54- Amostras indeformadas coletadas e identificadas. 113
Figura 55- Sondagem referente ao furo SP-14 (Local C). 114
Figura 56- Sondagem referente ao furo SP-15 (Local C). 115
Figura 57- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para o Furo 02, Amostra 02. 116
Figura 58- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para o Furo 02 A, Amostra 02. 117
Figura 59- Curvas Granulométricas para a Localização C. 117
Figura 60- Condomínio 3 atualmente. 121
Figura 61- Sondagem referente ao furo SP-03 (Local D). 122
Figura 62- Sondagem referente ao furo SP-07A (Local D). 123
Figura 63- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para a amostra do Furo AI-01. 125
Figura 64- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para a amostra do Furo AI-02. 125
Figura 65- Curvas Granulométricas para a Localização D. 126
Figura 66- Estação Elevatória EE-14: Localização E. 128
Figura 67- Sondagem referente ao furo SP-03 (Local E). 129
Figura 68- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para a Amostra 01. 130
Figura 69- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para a Amostra 02. 131
Figura 70- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para a Amostra 03. 131
Figura 71- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para a Amostra 04. 132
Figura 72- Curvas Granulométricas para a Localização E. 132
Figura 73- Estação de Tratamento de Esgotos da Barra dos Coqueiros. 135
Figura 74- Quebra-mar do Porto de Sergipe. 139
Figura 75- Vista do quebra-mar do Terminal Portuário de Sergipe. 139
Figura 76- Perfil esquemático do local G. 140
Figura 77- Imagem de satélite do Km 94 da BR-101/SE set/2011 (GOOGLE INC., 2017). 146
Figura 78- Local de ruptura do aterro rodoviário da BR 101 Sul, km 94. 147
Figura 79- Sondagem referente ao Furo SP-07 (Local H). 148
Figura 80- Sondagem referente ao Furo SP-08 (local H). 149
Figura 81- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para a amostra SP-07.. 150

Figura 82- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para a amostra SP-08..150
Figura 83- Curvas Granulométricas para a Localização H.....151
Figura 84- Aeroporto Salgado Filho, em Porto Alegre, construído sobre depósito de solo mole.
.....154

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Classificação das argilas quanto à sensitividade. 37
Tabela 2 - Classificação da plasticidade do solo de acordo com os valores de IP. 38
Tabela 3- Vantagens e desvantagens dos ensaios de campo e laboratório aplicados a argilas moles..... 42
Tabela 4- Critério de avaliação da qualidade das amostras. 46
Tabela 5 - Critério para avaliação da qualidade das amostras Coutinho (2007). 47
Tabela 6- Localização dos depósitos de solo mole estudados na presente pesquisa. 59
Tabela 7- Levantamento dos ensaios realizados nos depósitos estudados. 63
Tabela 8- Ensaios de caracterização realizados em cada local de estudo. 67
Tabela 9 – Características gerais das amostras coletadas. 94
Tabela 10 – Resultados obtidos através dos ensaios de caracterização geotécnica para o local A. 98
Tabela 11- Valores de C_c e C_r obtidos através dos ensaios de adensamento. 101
Tabela 12- Resultados dos Ensaios de Compressão Simples. 101
Tabela 13- Dados dos corpos de prova utilizados no ensaio triaxial UU. 103
Tabela 14- Dados referentes aos ensaios de palheta de inspeção. 105
Tabela 15- Comparativo entre os valores de S_u obtidos através de diferentes métodos. 106
Tabela 16- Valores de C_c e C_r obtidos através dos ensaios de adensamento. 110
Tabela 17- Características gerais das amostras coletadas. 116
Tabela 18- Resultados obtidos através dos ensaios de caracterização geotécnica para o local C. 118
Tabela 19- Peso específico obtido através de correlações empíricas para solos argilosos..... 119
Tabela 20- Peso específico obtido através de correlações empíricas para solos arenosos. 119
Tabela 21- Valores de C_c, Cr, $\sigma a'$ e OCR obtidos através dos ensaios de adensamento. 120
Tabela 22- Características gerais das amostras coletadas. 124
Tabela 23- Resultados obtidos através dos ensaios de caracterização geotécnica do local D. 126
Tabela 24- Valores de C_c, C_r, $\sigma a'$ e OCR obtidos através dos ensaios de adensamento. 127
Tabela 25- Resultados obtidos através dos ensaios de caracterização geotécnica para o local E. 133
Tabela 26- Ensaio para determinação do teor de matéria orgânica do solo do local E. 134
Tabela 27- Valores de C_c , Cr, $\sigma a'$ e OCR obtidos através dos ensaios de adensamento..... 134
Tabela 28- Descrição do perfil de sondagem para os Furos SP-01, SP-02, SP-03 e SP-04... 136
Tabela 29- Resultados obtidos através dos ensaios de caracterização geotécnica para o local F. 137
Tabela 30- Valores de C_c e C_r obtidos através dos ensaios de adensamento. 137
Tabela 31- Resultados dos Ensaios de Compressão Simples 138
Tabela 32- Resultados dos ensaios de caracterização (valores médios) realizados na Localização G. 141

Tabela 33- Teor de matéria orgânica determinado através de dois processos: reação química e perda por aquecimento (PPA). 141
Tabela 34- Resultados dos Ensaios de Adensamento Convencional (SIC)..... 142
Tabela 35- Resultados dos Ensaios de Adensamento com Velocidade Controlada (CRS).... 142
Tabela 36- Resultados dos ensaios triaxiais UU. 143
Tabela 37- Resultados dos ensaios triaxiais CIU (adensados e não drenados) e especiais. ... 144
Tabela 38- Valores de OCR das amostras indeformadas. 145
Tabela 39- Resultados obtidos através dos ensaios de caracterização geotécnica para o local H. 151
Tabela 40- Valores de C_c , C_r , $\sigma a'$ e OCR, obtidos através dos ensaios de adensamento.... 153
Tabela 41- Valores de S_u estimados através de diferentes métodos. 153
Tabela 42- Parâmetros geotécnicos dos depósitos de argilas moles brasileiras. 155
Tabela 43- Valores típicos de índice de compressão das argilas brasileiras. 158
Tabela 44- Avaliação da qualidade das amostras segundo critério de Coutinho (2007) apud Baroni (2016)..... 159

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIAÇÕES

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A_f	Parâmetro A
B	Parâmetro de Poropressão
BD	Banco de Dados
BE	*Bender Element*
C_c	Índice de Compressão
CGU	Controladoria Geral da União
CP	Corpo de Prova
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CPT	*Cone Penetration Test*
CPTu	*Piezocone Penetration Test*
CR	Coluna Ressonante
C_r	Índice de Recompressão
CRS	Ensaio de Adensamento com Velocidade Constante de Deformação
C_s	Índice de Expansão
C_v	Valor do Coeficiente de Adensamento
DEC	Departamento de Engenharia Civil
DESO	Companhia de Saneamento de Sergipe
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
E	Estaca
e	Índice de vazios
e_0	Índice de Vazios Inicial da Amostra
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
EMGEO	Escritório Modelo de Geotecnia
ENPRO	Engenharia de Projetos e Obras Ltda
E_u	Módulo de Young para a Condição Não Drenada
e_{v0}	Índice de Vazios Correspondente à Tensão Efetiva de Campo
FAPESE	Fundação de Apoio à Pesquisa e Extensão de Sergipe
GEOPAV	Laboratório de Geotecnia e Pavimentação
G_s	Densidade Real dos Grãos
IA	Índice de Atividade

IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IP	Índice de Plasticidade
JICA	*Japan International Corporation Agency*
LD	Lado Direito
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
N	Número de Golpes
NBR	Norma Brasileira
N_{SPT}	Índice de Resistência à Penetração do Solo
OCR	Razão de Pré-Adensamento
PPA	Perda por Aquecimento
q_f	Tensão Desviadora de Ruptura Dividida por Dois
RMA	Região Metropolitana de Aracaju
S	Grau de Saturação
SBD	Sistema de Banco de Dados
SIC	Ensaio de Adensamento Convencional
SIG	Sistema de Informações Geográficas
SP	Sondagem à Percussão
SPT	*Standard Penetration Test*
SPT-T	*Standard Penetration Test* com Medidas de Torque
S_u	Resistência ao Cisalhamento Não Drenada
SUDENE	Superintendência do Desenvolvimento do Nordeste
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco
UFS	Universidade Federal de Sergipe
w_0	Umidade Natural
δ	Massa Específica Real
Δe	Variação no Volume de Vazios
Δ_{uf}	Valor da Poropressão na Ruptura
ρ'_f	Semi-Soma das Tensões Efetivas Principais na Ruptura
σ'_a	Tensão de Pré-Adensamento
σ'_c	Tensão Confinante de Adensamento
σ'_r	Tensão Efetiva Residual Média
σ'_v	Tensão Vertical Efetiva

σ'_{vm}	Tensão Vertical Máxima de Pré-Adensamento
σ'_{vo}	Tensão Vertical Efetiva de Campo
ε_f	Deformação Axial de Ruptura
σ_r	Tensão de Ruptura do Solo
γ_t (g_t)	Peso Específico Total

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 20
1.1 Considerações Gerais 20
1.2 Justificativa 24
1.3 Objetivos 25
1.3.1 Geral 25
1.3.2 Específicos 25
1.4 Escopo 25
2 REVISÃO DE LITERATURA 27
2.1 Características dos Solos Moles 27
2.1.1 Constituição Mineralógica dos Solos Moles 27
2.1.2 Origem e Formação dos Solos Moles 32
2.1.3 Propriedades Geotécnicas e Classificação dos Solos Moles 35
2.2 Investigações Geotécnicas 39
2.2.1 Investigações Preliminares 40
2.2.2 Investigações Complementares 41
2.3 Coleta de Amostras Indeformadas 43
2.4 Qualidade das Amostras Indeformadas 44
2.5 Depósitos de Solos Moles no Brasil e no Mundo 47
2.5.1 Os Solos Moles Brasileiros 47
2.5.2 Os Solos Moles Existentes em Outros Países 50
2.6 Armazenamento e Organização de Informações em Sistemas de Banco de Dados 52
2.7 Sistemas de Informações Geográficas (SIG) 53
2.7.1 Uso dos SIG's na Geotecnia 55
2.8 Considerações Finais 55
3 ÁREA DE ESTUDO, MATERIAIS E MÉTODOS DESTA PESQUISA 57
3.1 Área de Estudo 57
3.2 Materiais 60
3.2.1 Solo 60
3.3 Métodos adotados para esta pesquisa 62

3.3.1 Coleta de amostras indeformadas 64
3.3.2 Ensaios de Caracterização Geotécnica 65
3.3.3 Ensaios de Adensamento Edométrico 74
3.3.4 Ensaios Triaxiais 77
3.3.5 Ensaio de Compressão Simples 78
3.3.6 Ensaio de Palheta (Vane Test) 80
3.3.7 Standard Penetration Test (SPT) 81
3.3.8 Georreferenciamento dos Depósitos de Solo Mole e Organização do Banco de Dados 84
3.4 Considerações Finais 85
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES 86
4.1 Georreferenciamento dos Locais de Estudo - QGIS 2.18.7 86
4.2 Localização A: Sítio Pomonga 92
4.3 Localização B: Condomínio 1 107
4.4 Localização C: Condomínio 2 112
4.5 Localização D: Condomínio 3 120
4.6 Localização E: Estação Elevatória EE-14 128
4.7 Localização F: Lagoa de Maturação do Sistema de Esgotos Sanitários da Barra dos Coqueiros 135
4.8 Localização G: Terminal Portuário de Sergipe 138
4.9 Localização H: BR 101 Sul, km 94 146
4.10 Comparação entre os Resultados Obtidos 154
4.11 Qualidade das Amostras 159
4.12 Considerações Finais 161
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS 162
5.1 Conclusões 162
5.2 Sugestões para pesquisas futuras 163
REFERÊNCIAS BILIOGRÁFICAS 165
APÊNDICES 173
ANEXOS 184

CAPÍTULO 1

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Gerais

Solos moles são solos sedimentares que possuem baixa resistência à penetração, com presença predominante de partículas siltosas ou argilosas, que imprimem a esses, características de solo coesivo e compressível. Costumam apresentar-se sob a forma de argilas moles ou areias argilosas fofas, que foram formadas durante o período Quaternário, sendo, portanto, de deposição geológica recente (MASSAD, 2010).

Ao longo de toda a costa litorânea brasileira é possível encontrar camadas de solos moles. Em alguns locais, essas camadas possuem pequena espessura e encontram-se intercaladas ou subjacentes a camadas arenosas maiores, ao passo que, em outros, apresentam-se sob a forma de camadas mais espessas (COSTA FILHO; ARAGÃO; VELLOSO, 1985).

Os estudos envolvendo solos moles no Brasil tiveram início há cerca de sessenta anos, com o surgimento da engenharia geotécnica no país. Desde então, várias pesquisas têm sido desenvolvidas a respeito dos depósitos costeiros brasileiros (ALMEIDA; MARQUES; LIMA, 2010). Merecem especial atenção a região da Baixada Santista e as cidades do Rio de Janeiro, Porto Alegre e Recife, incluindo as respectivas regiões metropolitanas, por possuírem importantes depósitos que vem sendo estudados por diversos autores ao longo dos anos (COSTA FILHO; ARAGÃO; VELLOSO, 1985; COUTINHO, 1986, 1988a; COUTINHO; FERREIRA, 1988; COUTINHO; OLIVEIRA; DAZINGER, 1993; DIAS; BASTOS; PINHEIRO, 1993; MASSAD, 1985).

Aproximadamente metade da população brasileira vive em uma faixa de 100 km ao longo da costa, onde estão concentrados também os portos e as indústrias. Com o crescente desenvolvimento dos centros urbanos nos últimos tempos, áreas como periferias e regiões de baixadas estão sendo cada vez mais ocupadas (Figura 1). Nesses locais podem ser encontrados depósitos de argilas moles com espessuras de até 40 m (ALMEIDA; MARQUES; LIMA, 2010). Muitas vezes, essas camadas encontram-se em áreas de risco ou em zonas de proteção ambiental, o que agrava ainda mais o problema.

Figura 1- Ocupação desordenada de regiões de encostas nos centros urbanos.

Fonte: Disponível em: https://www.gazetadopovo.com.br/vida-e-cidadania/solucao-exige-uma-decada-ebsow559248fqpt0aernt6q8e. Acesso em: 24 de junho de 2018.

Além disso, ao elaborar projetos de pontes, portos e hidroelétricas o engenheiro geotécnico costuma se deparar com a presença de camadas de solo pouco resistentes, por serem construções situadas em áreas litorâneas ou nas imediações de rios – locais propícios para a formação de depósitos de solos moles. A combinação entre a elevada compressibilidade dos solos moles e os carregamentos expressivos desses tipos de obras apresenta-se como um agravante da situação (HALLAL, 2003).

Em geral, os depósitos de solos moles possuem como características principais alta compressibilidade, baixa resistência à penetração, pequena capacidade de carga, suscetibilidade ao efeito do recalque por adensamento, baixa permeabilidade e elevado teor de matéria orgânica. Dessa forma, é fundamental a realização de investigações geotécnicas preliminares e complementares que possibilitem a identificação e a caracterização dessas camadas, evitando a ocorrência de acidentes e/ou manifestações patológicas (COSTA FILHO; ARAGÃO; VELLOSO, 1985).

Entretanto, não é raro encontrar casos de obras em que as investigações foram desprezadas ou insuficientes, o que, via de regra, tem como consequência o surgimento de problemas decorrentes da elaboração de maus projetos, desprovidos de uma análise criteriosa das propriedades dos solos, especialmente quando se trata de solos moles. É possível citar como exemplo de acidentes em obras com aterros sobre solos moles: recalques diferenciais de aterros (Figura 2), recalques de aterros junto a estruturas estaqueadas (Figura 3), deslizamentos de aterros (Figura 4), recalques por rasgamento de geogrelhas na borda de capitéis de concreto sobre estacas (Figura 5), rupturas por capacidade de carga (Figura 6), deslocamentos de estacas (Figura 7), entre outros (SANDRONI, 2012).

Figura 2 - Inclinação de edifícios por recalque diferencial, em Santos (SP).

FONTE: Sandroni (2012).

Figura 3- Recalque diferencial junto à estrutura estaqueada.

FONTE: Disponível em: blogdameschini.com.br. Acesso em: 03 de janeiro de 2019.

Figura 4 - Deslizamento de aterro rodoviário durante a construção.

FONTE: Sandroni (2012).

Figura 5- Geogrelhas rasgadas na borda de capitéis.

FONTE: Sandroni (2012).

Figura 6 - Ruptura por capacidade de carga de escavadeira na beira do aterro.

FONTE: Sandroni (2012).

Figura 7 - Deslocamento lateral de tabuleiro de concreto sobre estacas e quebra das estacas, causado por empuxo de aterro atuando da esquerda para a direita.

FONTE: Sandroni (2012).

Situada na Zona Litorânea e em suas proximidades, a Região Metropolitana de Aracaju (RMA) possui importantes depósitos de solos moles que precisam ser mapeados e estudados. Alguns desses depósitos encontram-se intercalados com camadas arenosas mais espessas e, quando comparados a outras regiões do país, como Santos e Recife, possuem espessuras bem menores. Atualmente, existem poucos estudos acerca dessas camadas. Na literatura, o registro mais importante foi a realização de um programa experimental envolvendo diversos tipos de ensaios para a obtenção das características geotécnicas de um depósito *offshore* de argila, situado na costa do município de Barra dos Coqueiros (pertencente à RMA). Esse estudo foi realizado no ano de 1992, com a finalidade de nortear a construção do Terminal Portuário de Sergipe (RIBEIRO, 1992).

Diante deste cenário, é evidente a importância de realizar um registro acerca das características geotécnicas dos solos moles existentes na RMA e dar início à formação de um banco de dados que poderá ser utilizado como referência para a realização de estudos e elaboração de projetos geotécnicos. Com base em resultados de ensaios de campo e laboratório realizados no decorrer da pesquisa e fornecidos por empresas locais, no presente trabalho, tornou-se possível obter algumas características geotécnicas dos solos moles da RMA. A experiência de projetistas da área e a análise de sondagens disponíveis serviram de elementos norteadores para a localização dos depósitos estudados, facilitando o seu georreferenciamento.

1.2 Justificativa

Atualmente, existem poucos registros acerca das propriedades geotécnicas, localização e características dos depósitos de solos moles encontrados na RMA. O registro mais importante remonta ao início dos anos 90 (RIBEIRO, 1992). Desde então, decorridos mais de 25 anos, quase nada se publicou a respeito do assunto. Portanto, a recuperação desses dados e a inclusão de uma catalogação de novas ocorrências, contendo a caracterização e o georreferenciamento das áreas que possuem esse tipo de solo, são de fundamental importância. Essas informações serão cruciais para nortear a elaboração de projetos geotécnicos, uma vez que a presença dessas camadas pode influenciar decisivamente a definição das soluções de projeto.

A elaboração de um banco de dados contendo as principais características desses depósitos, bem como o mapeamento e georreferenciamento dessas áreas permitirão que as empresas e projetistas consigam identificar com maior facilidade as regiões propensas à ocorrência desses depósitos e auxiliarão na programação de campanhas de investigações geotécnicas mais direcionadas a essa situação em específico. Além disso, os dados gerados e catalogados poderão subsidiar pesquisas futuras acerca do assunto, visando ampliar ou aprimorar o conhecimento existente.

No contexto nacional, um estudo mais detalhado das camadas de solos compressíveis da RMA permitirá ampliar o banco de dados existente na atualidade, que contém informações referentes a outras cidades brasileiras, especialmente as litorâneas, como Recife, Rio de Janeiro e Santos. Somado a isso, os ensaios de campo e de laboratório realizados resultarão na caracterização desses depósitos, bem como na determinação de parâmetros geotécnicos importantes, tornando possível a comparação entre as propriedades dos solos moles locais com os dos demais estados brasileiros.

O tema abordado apresenta-se, portanto, como uma boa oportunidade de estudo, afinal, os resultados oriundos dessa pesquisa são de interesse da comunidade acadêmica e também das empresas que realizam projetos geotécnicos na região.

1.3 Objetivos

1.3.1 Geral

Caracterizar, do ponto de vista geotécnico, alguns depósitos de solos moles existentes na Região Metropolitana de Aracaju e georreferenciá-los, utilizando um Sistema de Informações Geográficas (SIG).

1.3.2 Específicos

- Identificar os locais de ocorrência de alguns depósitos de solos moles da RMA;
- Determinar parâmetros geotécnicos de argilas moles da região de estudo, através dos resultados de ensaios de campo e laboratório;
- Georreferenciar as camadas de solos moles dos depósitos estudados, com uso do *software* QGIS 2.18.7;
- Iniciar a formação do banco de dados para auxiliar na identificação das áreas que mais comumente possuem esse tipo de solo na RMA, facilitando o trabalho dos projetistas e minimizando problemas decorrentes da elaboração de projetos sem o conhecimento do subsolo;
- Analisar a qualidade das amostras indeformadas coletadas para a realização dos ensaios de laboratório, a fim de estudar a influência do possível amolgamento dessas amostras nos resultados obtidos;
- Contribuir com os estudos locais já realizados e com o banco de dados nacional, adicionando-se o mapeamento e a caracterização dos depósitos de solos moles da RMA.

1.4 Escopo

A fim de alcançar os objetivos propostos, esta dissertação foi escrita em cinco capítulos:

No Capítulo 1, é apresentada uma breve Introdução, contextualizando o conteúdo abordado na pesquisa, por meio das Considerações Gerais. Essa Introdução é seguida pela

Justificativa para o desenvolvimento deste trabalho, e, por fim, são listados os Objetivos Gerais e Específicos que se pretende alcançar com essa pesquisa.

O Capítulo 2 é dedicado à Revisão de Literatura a respeito do tema. Incialmente, é feita uma apresentação das principais características dos solos moles, em especial, a constituição mineralógica, os processos de origem e formação dos depósitos e as propriedades geotécnicas mais relevantes, bem como a classificação desse tipo de solo. Em seguida, são descritas algumas investigações geotécnicas preliminares e complementares que devem ser executadas para o estudo do solo e como pode ser realizada a análise da qualidade das amostras de solo mole coletadas para a realização de ensaios. Parte-se então para uma breve revisão acerca dos depósitos de solos moles existentes no Brasil e no mundo, citando alguns trabalhos importantes publicados nessa vertente. Conclui-se este capítulo com o estudo do armazenamento e da organização de informações em Sistemas de Bancos de Dados e o uso de Sistemas de Informações Geográficas (SIG), com destaque para suas aplicações na Geotecnia.

No Capítulo 3, são apresentados a Área de estudo, os Materiais e os Métodos empregados no decorrer da pesquisa, com a finalidade de alcançar os objetivos propostos.

No Capítulo 4, são listados e discutidos os Resultados obtidos com a realização do estudo. Esses resultados são comparados com aqueles encontrados em trabalhos realizados dentro da mesma temática, permitindo uma melhor avaliação.

O capítulo 5 traz as Conclusões a que se pode chegar com os resultados obtidos. Verifica-se também se todos os objetivos propostos foram alcançados e a existência de possíveis dificuldades durante a realização do trabalho. Apresentam-se ainda as Sugestões para Pesquisas Futuras, com base nas lacunas não preenchidas com a presente pesquisa.

Ao final, o leitor encontrará as Referências Bibliográficas utilizadas para nortear o desenvolvimento desta pesquisa.

CAPÍTULO 2

2 REVISÃO DE LITERATURA

Neste capítulo, propõe-se apresentar o conteúdo teórico que serviu de embasamento para a realização da pesquisa, a fim de permitir a contextualização do tema e a fundamentação da metodologia empregada e dos resultados obtidos. Inicialmente, serão abordados aspectos mais gerais acerca dos solos moles, como características mineralógicas e classificação quanto à origem e formação, além de algumas importantes propriedades. Em seguida, serão apresentados métodos de investigação geotécnica para obtenção dos parâmetros dos depósitos de solos; técnicas de coleta de amostras indeformadas e formas de avaliar a qualidade das amostras coletadas de modo a evitar interferências indesejadas nos resultados obtidos em ensaios de laboratório. Segue-se então um panorama dos trabalhos que vem sendo realizados sobre depósitos de solos moles no Brasil e no mundo. Por fim, apresenta-se uma breve introdução aos Sistemas de Bancos de Dados e Sistemas de Informações Geográficas, e suas aplicações no âmbito da Geotecnia.

2.1 Características dos Solos Moles

2.1.1 Constituição Mineralógica dos Solos Moles

Solo mole pode ser definido como aquele que apresenta resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) inferior a 50 kPa (TERZAGHI, 1943; TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996). De acordo com as normas brasileiras, este solo pode ser considerado como aquele que possui S_u inferior a 25 kPa ou como solos com $3 \leq N_{SPT} \leq 5$, sendo N_{SPT} o índice de resistência à penetração do solo, determinado através do *Standard Penetration Test* (SPT) (ABNT, 1995, 2001). É oportuno destacar que é comum no meio geotécnico atribuir o termo “solo mole” às argilas saturadas, ainda que em termos de consistência elas não sejam consideradas moles.

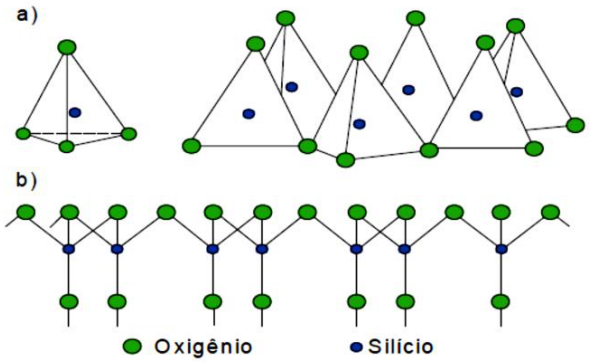
A crosta terrestre é constituída por rochas que, ao sofrerem ação do intemperismo, dão origem aos solos. As partículas que formam esses solos, por serem resultantes do processo de decomposição da rocha matriz, têm sua constituição mineralógica dependente da composição

desta. Em geral, alguns dos principais minerais que compõem essas partículas são o quartzo, o feldspato, a mica, a gibsita e calcita, apesar de existirem muitos outros (PINTO, 2006). Dentre esses minerais, os feldspatos são os que mais são atacados pela ação da natureza, e originam os argilominerais - minerais de partículas cristalinas extremamente pequenas que participam da constituição das argilas (CAPUTO; CAPUTO, 2016; PINTO, 2006).

De maneira geral, as argilas são os principais constituintes dos solos moles e podem ser definidas como materiais que possuem baixa granulometria e textura terrosa, adquirindo certa plasticidade quando umedecidas com água (SANTOS, 1975). Em geral, os argilominerais possuem dimensões particuladas inferiores a 2 μm e todos eles são aluminossilicatos hidratados cristalinos, com uma estrutura de rede na qual os átomos estão dispostos em várias camadas. O tipo de argilomineral predominante em um determinado solo é determinado pelo arranjo e pela composição química das camadas (TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996).

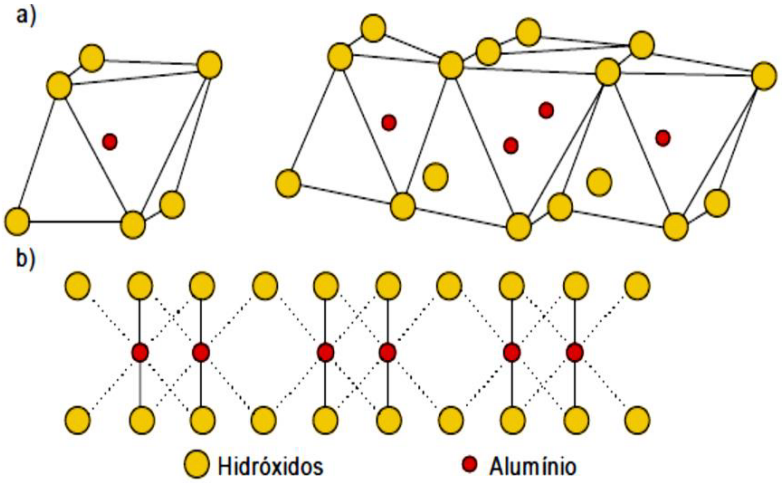
Os argilominerais são compostos por uma estrutura básica, formada pelo agrupamento de duas unidades cristalográficas fundamentais: um tetraedro composto por um átomo de silício equidistante de quatro de oxigênio (Figura 8), e um octaedro contendo um átomo de alumínio no centro envolvido por seis átomos de oxigênio, ou grupos OH (Figura 9). As diferentes associações entre estes elementos formam espécies distintas de minerais argílicos, sendo os principais a caulinita, a ilita e a montmorilonita (CAPUTO; CAPUTO, 2016). Uma das características mais importantes dos argilominerais é a capacidade de dissociação e permuta de cátions, que os torna diferentes uns dos outros (MASSAD, 2016).

Figura 8- a) Unidade e folha tetraédrica b) Folha em arranjo hexagonal de tetraedros.



Fonte: Póvoa (2016).

Figura 9- a) Unidade e folha octaédrica b) Folha em arranjo hexagonal de octaedros.



Fonte: Póvoa (2016).

O *Comité Internacional pour l'Étude des Argiles* recomenda que os argilominerais cristalinos sejam subdivididos em duas classes gerais: a) silicatos cristalinos com reticulado em camadas ou lamelar e b) silicatos cristalinos com reticulado de estrutura fibrosa (FRANK-KAMENETSKY, 1960). Os silicatos de estrutura lamelar podem ser divididos nos três grupos ou famílias: a) camadas 1:1 ou dimórficos; b) camadas 2:1 ou trimórficos; e c) camadas 2:2 ou tetramórficos. A nomenclatura 1:1 e 2:2 está relacionada ao número de camadas de tetraedros SiO_4 e de octaedros de hidróxidos, respectivamente, que entram na constituição da cela unitária do reticulado cristalino do argilomineral (SANTOS, 1975).

A maioria dos argilominerais possui estrutura lamelar. Dentre eles, é possível citar os seguintes grupos principais: a) grupo da caulinita ou da candita; b) grupo da montmorilonita ou dos montmorilonóides ou da esmectita; c) grupo dos argilominerais de camadas mistas ou interestratificadas; e d) outros minerais de camadas 2:1 (SANTOS, 1975).

As argilas cauliníticas e montmoriloníticas, principais constituintes mineralógicos dos solos moles, são definidas como agregados de partículas microscópicas e submicroscópicas derivadas da decomposição química dos constituintes das rochas (TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996).

As argilas cauliníticas são relativamente estáveis na presença de água, devido à sua estrutura rígida composta por unidades de silício e alumínio ligadas alternadamente. O argilomineral caulinita é o mais comumente encontrado na natureza (CAPUTO; CAPUTO, 2016). A caulinita possui baixa capacidade de troca catiônica, não é expansiva e, dos três

principais tipos de argilominerais, é o que apresenta a menor plasticidade e coesão (PÓVOA, 2016).

O empilhamento regular de camadas 1:1, no qual cada camada consiste em uma folha de tetraedros SiO_4 e uma folha de octaedros $Al_2(OH)_6$ (também chamada de folha de gibsita), forma o argilomineral caulinita. Essas folhas estão ligadas entre si em uma única camada, por meio de um átomo de oxigênio em comum, resultando em uma estrutura fortemente polar. A fórmula estrutural de cada cela unitária é $Al_4Si_4O_{10}(OH)_8$ e a composição percentual é 46,54% de SiO_2, 39,50% de Al_2O_3 e 13,96% de H_2O (SANTOS, 1975).

Uma das características que faz da caulinita um argilomineral consideravelmente estável é que, em sua estrutura cristalina, praticamente não existem substituições por cátions. Isso torna essa estrutura eletricamente neutra: os íons alumínio ocupam dois terços das posições octaédricas para neutralizar as cargas residuais dos silicatos (SANTOS, 1975).

Por outro lado, as argilas montmorilonitícas (ou esmectitas) apresentam elevada capacidade de substituição isomórfica, forte instabilidade e comportamento expansivo na presença de água. Isso se deve à sua estrutura, formada por uma unidade de alumínio entre duas unidades de silício, de modo que as ligações entre essas unidades não possuem força suficiente para impedir a passagem de moléculas de água (CAPUTO; CAPUTO, 2016).

Em alguns argilominerais montmoriloníticos, é possível que um átomo de silício seja substituído isomorficamente por um átomo de alumínio em uma folha cristalina balanceada, formada por tetraedros silicatos e octaedros contendo átomos de Mg, Al e Fe. A intensidade da ligação com oxigênio diminui e o oxigênio fica com excesso de carga negativa que não pode mais ser balanceada pelos átomos de Mg, Al ou Fe dos octaedros. Essa valência é então balanceada pela introdução no reticulado cristalino de cátions grandes como Na^+, K^+, Ca^{2+} ou Mg^{2+}, mais oxigênios, hidroxilas ou água. Cátions de grande raio iônico, como o sódio, o potássio e o cálcio, em geral, não formam estruturas muito estáveis. Entretanto, os grupos tetraédricos e octaédricos são tão regulares e estáveis, que podem ser considerados os principais componentes dos reticulados cristalinos que os contém (SANTOS, 1975).

Somado a isso, nas argilas montmorilonítcas, observa-se que existe um desequilíbrio elétrico entre as camadas e que estas possuem uma deficiência de cargas positivas de cerca de 0,66 cátion monovalente por cela unitária. Essa deficiência é equilibrada principalmente por cátions hidratados entre as camadas estruturais. É possível que os cátions neutralizantes sejam substituídos por outros cátions, visto que eles não estão irreversivelmente fixados. Além disso,

a ligação entre as camadas sucessivas é frouxa e a água ou moléculas polares podem se interpor a estas, por vezes chegando a separá-las totalmente, quando as distâncias interplanares se tornam superiores a 40 Angstrons (SANTOS, 1975).

Na presença de água ou em ambientes úmidos, ocorre uma hidratação dos cátions trocáveis dos argilominerais montmoriloníticos anidros. A água entra e faz com que o espaçamento basal aumente. Nessas condições, os cátions interlamelares estão suscetíveis a serem substituídos por outros, em uma reação química estequiométrica. A ligação frouxa entre as camadas e o elevado grau de substituição isomórfica torna fácil a clivagem em meio líquido das partículas de argilominerais montmoriloníticos (SANTOS, 1975).

De maneira geral, as argilas que são constituídas pelo argilomineral montmorilonita possuem, em elevado grau, propriedades plásticas e coloidais, e apresentam grandes variações em suas propriedades físicas. Essas variações podem, frequentemente, ser atribuídas a mudanças na natureza dos cátions trocáveis que neutralizam a estrutura e a fatores estruturais e composicionais, como variações na população das posições octaédricas (SANTOS, 1975).

Por fim, existem ainda as argilas ilíticas, que são menos expansivas que as montmoriloníticas, apesar de serem estruturalmente análogas a estas (CAPUTO; CAPUTO, 2016). A estrutura cristalina da ilita é semelhante à da montmorilonita, no entanto, nota-se que há uma maior substituição de alumínio por silício, fator que confere maior carga à estrutura cristalina. Além disso, o cátion neutralizante é o potássio. Consequentemente, as camadas estruturais são rigidamente ligadas e não expandem (SANTOS, 1975).

Pode-se incluir ainda vermiculitas, atapulgitas e cloritas dentre os outros argilominerais existentes. As partículas individuais de argilas são extremamente pequenas (inferiores a 2μm em diâmetro) e não podem ser vistas com microscópios óticos, requerendo o uso de microscópios eletrônicos para a realização de estudos científicos (CODUTO, 1999).

Além dos argilominerais, também fazem parte da composição das argilas outros materiais e minerais. Como exemplo, é possível citar a presença de matéria orgânica, sais solúveis e partículas de quartzo, pirita, mica, calcita, dolomita e outros minerais residuais, podendo conter também minerais não-cristalinos ou amorfos (SANTOS, 1975).

Dentro do grupo das argilas, merecem especial atenção as denominadas argilas orgânicas. A principal característica desse tipo de argila é a presença de matéria orgânica finamente dividida, que influencia algumas de suas propriedades físicas significativas (TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996).

Tecnicamente, qualquer solo que contenha carbono é chamado de orgânico. Por serem, em geral, pouco resistentes e bem mais compressíveis que os solos inorgânicos (minerais), é de extrema importância para o contexto de uma obra identificar a presença de solos orgânicos (RODRIGUES, 2018).

Para designar solos com teor orgânico superior a 75%, provenientes primariamente de vegetação, que possuem elevado teor de colóides (húmus) não cristalinos e que se caracterizam por formar depósitos não consolidados, costuma-se empregar o termo “turfa”. Em relação ao aspecto visual desse tipo de solo, é possível citar como características mais comuns sua coloração que varia do marrom escuro até o preto; sua consistência esponjosa e o forte odor, próprio dos solos orgânicos. Nas regiões próximas ao mar, os depósitos de turfas e solos orgânicos costumam ser mais superficiais, aprofundando-se à medida que se avança em direção ao interior. Para a decomposição e preservação desses depósitos, a presença de água é fundamental (RODRIGUES, 2018).

Algumas peculiaridades dos solos orgânicos e turfas que os tornam especiais e os distinguem da grande maioria dos solos minerais, exigindo um maior cuidado em sua análise, são (RODRIGUES, 2018):

a) Alto teor de umidade presente no solo (acima de 1500%);
b) Compressibilidade elevada, incluindo compressão secundária e terciária significativas;
c) Baixa resistência ao cisalhamento;
d) Alta variabilidade espacial;
e) Propensão à decomposição favorecida pelo ambiente;
f) Permeabilidade elevada, quando comparada à da argila.

Em termos geotécnicos, os solos orgânicos e turfosos representam formas extremas de solos moles e, além disso, sofrem alterações químicas e biológicas com o tempo, o que os torna ainda mais complexos (RODRIGUES, 2018).

2.1.2 Origem e Formação dos Solos Moles

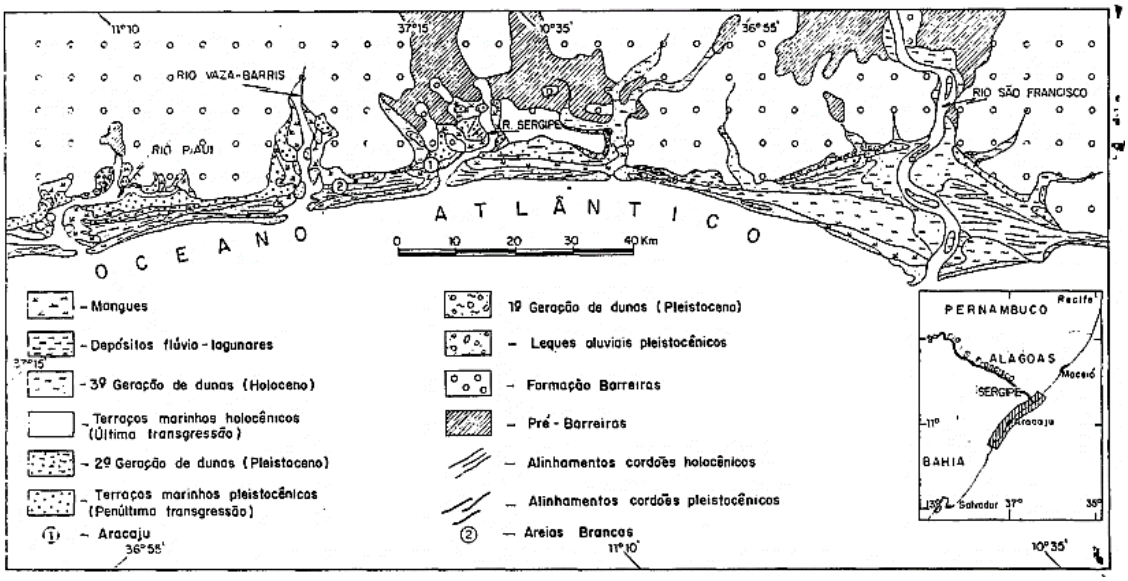
Os solos de granulometria fina podem se acumular em vários tipos de ambientes deposicionais, formando os depósitos de solos moles. Sob a ótica da geologia, são sedimentos de origem

bastante recente, formados, em geral, por argilas moles ou areias argilosas fofas, que tiveram sua deposição na Era Quaternária (RIBEIRO, 1992).

As planícies litorâneas brasileiras foram formadas principalmente pelas flutuações do nível relativo do mar associadas às modificações climáticas. Pode-se dizer que, do Nordeste ao Sul, a costa brasileira comportou-se de maneira homogênea durante o período Quaternário. O nível marinho alto mais antigo do período Quaternário, conhecido como Transgressão Antiga, foi evidenciado somente nos estados da Bahia e de Sergipe. Este foi seguido por uma nova fase transgressiva, conhecida como Transgressão Cananeia no litoral paulista e como Penúltima Transgressão nas planícies costeiras dos Estados da Bahia, Sergipe e Alagoas, que alcançou um máximo de 8 a 10 m acima do nível médio atual do mar. Houve ainda um último episódio, denominado Transgressão Santos ou Última Transgressão, que alcançou 5 m acima do nível médio atual do mar (BITTENCOURT *et al.*, 1979; SUGUIO *et al.*, 1985; SUGUIO; MARTIN, 1978).

Ao longo da costa do Estado de Sergipe e da costa sul do Estado de Alagoas, como é possível identificar na Figura 10, podem ser encontrados os seguintes depósitos quaternários: Terraços Marinhos, Depósitos Flúvio-Lagunares, Depósitos de Mangue, Depósitos de Leques Aluviais Coalescentes e Depósitos Eólicos (BITTENCOURT *et al.*, 1983).

Figura 10 - Mapa geológico da costa do Estado de Sergipe e do sul da costa do Estado de Alagoas.



Fonte: Bittencourt *et al*. (1983).

Os Terraços Marinhos sergipanos apresentam características sedimentológicas e geomórficas idênticas às observadas em depósitos correlatos mapeados ao longo da costa da Bahia. Dessa forma, é possível notar a perfeita continuidade espacial observada entre a distribuição desses terraços nos dois estados. Ao longo de quase toda a costa do Estado de Sergipe são encontrados terraços marinhos arenosos (BITTENCOURT *et al.*, 1983).

Já os Depósitos Flúvio-Lagunares são compostos por sedimentos argilo-arenosos contendo matéria orgânica e, localmente, conchas e pedaços de madeira. Sedimentos tipicamente fluviais são encontrados nas margens do Rio São Francisco e nas partes superiores dos vales entalhados na Formação Barreiras (BITTENCOURT *et al.*, 1983).

Os Depósitos de Mangue podem ser encontrados em áreas protegidas, sob influência das marés, como nas partes inferiores dos vales entalhados da Formação Barreiras e algumas zonas baixas entre os Terraços Marinhos pleistocênico e holocênico. Predominantemente, são constituídos por materiais argilo-siltosos ricos em matéria orgânica (BITTENCOURT *et al.*, 1983).

Por fim, é possível destacar ainda os Depósitos de Leques Aluviais Coalescentes, que são formados por sedimentos não consolidados, de coloração esbranquiçada, predominantemente argilosos e mal selecionados, contendo de argila a seixos, e os Depósitos Eólicos, que são formados por três grandes gerações de dunas: as mais internas e mais antigas, construídas por ventos provindos do leste; uma segunda geração mais recente, com um grande desenvolvimento na região entre o Rio Piauí e o Rio Vaza-Barris; e uma terceira geração, ainda mais recente, posicionada sobre os terraços marinhos holocênicos (BITTENCOURT *et al.*, 1983).

A classificação dos solos moles pode ser realizada de acordo com os ambientes de deposição. Estes ambientes podem ser os mais variados possíveis - desde o fluvial até o costeiro - e distinguem-se pelo meio de deposição (água doce, salgada ou salobra); pelo processo de deposição (fluvial ou marinho); ou ainda pelo local de deposição (várzeas ou planícies de inundação, praias, canais de mar, etc). Além desses fatores, o processo de deposição também é dependente da litologia da área em que houve a erosão para a formação dos sedimentos, do seu clima e da maneira com que ocorreu o transporte desses sedimentos (MASSAD, 2010).

Os depósitos sedimentares possuem características que variam bastante entre si, afinal, o processo de sedimentação é muito complexo e sofre interferência de diversos fatores. Dentre esses fatores, destacam-se: a velocidade das águas que transportam os sedimentos; a

composição da matéria em suspensão na água; a salinidade e a floculação das partículas e a presença de matéria orgânica (MASSAD, 2010).

Quanto à origem, os solos moles podem ser classificados como sendo de origem fluvial (aluviões) ou de origem marinha.

A formação dos solos moles de origem fluvial no Brasil, ocorreu por deposição de sedimentos nas planícies de inundação ou várzeas dos rios. Nas partes mais baixas da planície, ocorre a decantação dos sedimentos mais finos (argilas e siltes), podendo estes estar intercalados com areias finas. As camadas de argila depositadas podem se apresentar sobreadensadas, pois estão sujeitas a ressecamentos. Esse tipo de solo possui uma heterogeneidade vertical bastante acentuada e uma heterogeneidade horizontal que decorre da forma meandrante dos cursos dos rios brasileiros (MASSAD, 2010).

Já os solos moles brasileiros de origem marinha foram formados em dois períodos distintos de sedimentação ocorridos no Quaternário, sendo um no Pleistoceno e outro no Holoceno, entremeados por um processo erosivo bastante intenso. Como anteriormente citado, dois episódios de ingressão do mar em direção ao continente, conhecidos respectivamente como Transgressão Cananeia e Transgressão Santos, estão diretamente relacionados a esses dois ciclos de sedimentação. O primeiro tipo de sedimento é conhecido como Formação Cananeia e é argiloso ou arenoso, na sua base, e arenoso no seu topo. Já o segundo tipo é de formação mais recente: sedimentos marinhos, às vezes formados pelo retrabalhamento dos sedimentos da Formação Cananeia, areais e argilas, e às vezes por sedimentação em águas paradas e tranquilas (MASSAD, 2010).

2.1.3 Propriedades Geotécnicas e Classificação dos Solos Moles

Como já mencionado anteriormente, os depósitos de solos compressíveis estão presentes ao longo de toda a costa brasileira. Atualmente, ainda é um grande desafio projetar e executar estruturas sobre um subsolo que contenha camadas desse tipo de solo ou até mesmo realizar escavações nesses locais, levando-se em consideração as dificuldades inerentes. Essas dificuldades se devem, principalmente, às principais propriedades dos solos moles: elevada compressibilidade, baixa permeabilidade, susceptibilidade a deformações e resistência ao cisalhamento praticamente nula (RODRIGUES, 2018).

Devido à complexa interação entre os diferentes agentes de transporte de sedimentos e os ambientes de deposição, é praticamente impossível obter uma única classificação que englobe todos os aspectos referentes ao comportamento destes (RIBEIRO, 1992). Alguns estudos apresentam propostas que se baseiam em aspectos específicos do comportamento e/ou composição desses depósitos, enquanto outros, como os de Bjerrum (1973) e Sandroni (1981), buscam agrupar alguns critérios de classificação.

A classificação e a identificação de um depósito de argila mole, de acordo com o proposto por Bjerrum (1973), devem se basear nas seguintes informações:

a) História geológica do depósito;
b) Sensitividade;
c) Teor de umidade natural e limites de *Atterberg*;
d) Descrição visual da estrutura da argila;
e) Características de compressibilidade.

A história geológica de tensões é uma característica muito importante para a classificação dos solos moles. De maneira simplificada, pode-se dizer que os depósitos argilosos moles são normalmente adensados e durante o processo de sedimentação, vão sendo adensados gradativamente pela ação do próprio peso. Nesses depósitos, características similares às do pré-adensamento podem ser desenvolvidas pelo efeito da compressão secundária ou por variações cíclicas do nível freático (BJERRUM, 1973; WROTH; PARRY, 1977 apud RIBEIRO, 1992).

Outro critério adotado para a classificação dos depósitos argilosos é a sensitividade, que pode ser definida como a razão entre as resistências ao cisalhamento nos estados indeformado e completamente amolgado. Através de ensaios de palheta ou de ensaios triaxiais UU (não adensado e não drenado), pode-se determinar os valores de sensitividade de uma argila (RIBEIRO, 1992). Essa característica pode ser atribuída ao arranjo estrutural das partículas, estabelecido no processo de sedimentação, que pode evoluir com o passar do tempo, seja pela interrelação química entre essas partículas ou por meio da percolação de águas límpidas, removendo os sais existentes na água em que o solo se formou. Essa característica é muito importante pois indica que, caso a argila sofra ruptura, sua resistência após essa ocorrência é bem menor, ainda que o índice de vazios seja o mesmo. É possível citar como exemplo os solos argilosos orgânicos das baixadas litorâneas brasileiras, como na região de mangue da Baixada Santista, cujas argilas orgânicas possuem sensitividade em torno de 3 a 4 (PINTO, 2006). A

Tabela 1 demonstra como os solos argilosos podem ser classificados, de acordo com sua sensitividade:

Tabela 1- Classificação das argilas quanto à sensitividade.

Sensitividade	Classificação
1	Insensitiva
1 a 2	Baixa sensitividade
2 a 4	Média sensitividade
4 a 8	Sensitiva
>8	Ultrassensitiva (*Quick Clay*)

Fonte: Pinto (2006).

As argilas brasileiras possuem sensibilidade na faixa de 1 a 8, com valores médios entre 3 e 5 (SCHNAID, 2009).

Além da sensitividade, outro parâmetro importante é a atividade dos solos argilosos. Conforme descrito anteriormente, as partículas argilosas possuem uma carga elétrica negativa em sua superfície, cuja intensidade depende, principalmente, das características dos argilominerais predominantes no solo. As atividades físico-químicas que decorrem da presença dessa carga superficial são denominadas “atividade da superfície do argilomineral” (MACHADO; MACHADO, [s.d.]). No estudo desenvolvido por Skempton (1984), o índice de atividade (IA) das argilas foi numericamente definido como a razão entre o índice de plasticidade do solo (IP) e a porcentagem de partículas inferiores a 0,002 mm (porcentagem de argila no solo). Assim, com base nesse índice, é possível classificar as argilas de acordo com a atividade. Valores de IA inferiores a 0,75 são próprios de solos inativos; valores entre 0,75 e 1,25 caracterizam os solos medianamente ativos e valores superiores a 1,25, os solos ativos (MACHADO; MACHADO, [s.d.]).

Conhecer o teor de umidade e os limites de plasticidade é também de extrema importância para classificação dos depósitos de solos argilosos e compressíveis, visto que o comportamento destes varia significativamente com a presença de água. Quando submetidos a elevados teores de umidade, podem ficar em suspensão, apresentando propriedades de fluxo pertinentes a líquidos. À medida que há redução do teor de umidade, passam a apresentar propriedades de fluxo de fluidos não-newtonianos, assemelhando-se às pastas. Com uma perda maior de umidade, as argilas já podem ser moldadas, tornando-se plásticas. Se ocorre ainda

uma secagem adicional, fazendo-as perder mais umidade para o ambiente, esta plasticidade é perdida e as argilas se tornam endurecidas, difíceis de trabalhar, assumindo, aos poucos, características de sólidos (RODRIGUES, 2018). A Tabela 2 apresenta valores para classificação do solo quanto à plasticidade, levando em consideração os valores de Índice de Plasticidade (IP) (MACHADO; MACHADO, [*s.d.*]).

Tabela 2 - Classificação da plasticidade do solo de acordo com os valores de IP.

IP (%)	Plasticidade
IP = 0	Não plástico
1 < IP < 7	Pouco plástico
7 < IP < 15	Plasticidade Média
IP > 15	Muito Plástico

Fonte: Machado e Machado ([*s.d.*]).

No que diz respeito aos parâmetros utilizados para elaboração de projetos sobre solos moles, a exemplo de aterros, a coesão é um dos principais parâmetros a ser determinado. Esse dado pode ser obtido, usualmente, através de ensaios de compressão simples realizados em laboratório ou do *Vane Test*, executado em campo. Certos fatores, tais como perturbação de amostras, anisotropia, tipo de solicitação do solo no ensaio, entre outros, fazem com que os valores obtidos para a coesão através do ensaio de compressão simples sejam, em geral, inferiores aos determinados através do *Vane Test* (MASSAD, 2010).

A resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) é também um parâmetro fundamental para cálculo de estabilidade, em prazos curtos, para a determinação da capacidade de carga e como indicador do comportamento do solo, ao ser correlacionada com outras propriedades. Em geral, esse parâmetro pode ser determinado em laboratório por meio de ensaios triaxiais não drenados e não consolidados (UU) ou não drenados consolidados (CU), ou ainda por ensaios de palheta de laboratório. Em campo, é possível obtê-lo através de ensaios de palheta ou com uso do pressiômetro. O teor de umidade, o índice de vazios, a história de tensões do solo e o fator tempo são os principais fatores que influenciam o valor da resistência não drenada (RODRIGUES, 2018).

2.2 Investigações Geotécnicas

Antes de dar início a qualquer projeto geotécnico, deve-se realizar um reconhecimento da área em estudo. Esse reconhecimento deve ser executado por meio investigações geotécnicas. Para isso, é importante traçar um programa de investigação cuja abrangência dependerá das características do meio físico, da complexidade da obra e dos riscos envolvidos. Geralmente, a primeira etapa é a busca por mapas geológicos e pedológicos da região, fotografias aéreas e levantamento de dados provenientes de investigações anteriores. Em seguida, parte-se para a etapa de investigações preliminares e complementares, com a determinação do perfil do terreno em questão através de sondagens à percussão e a definição dos parâmetros geotécnicos com o uso de ensaios de campo e laboratório (ALMEIDA; MARQUES, 2011; SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Os custos para a realização dos ensaios necessários à etapa de investigação geotécnica costumam ser baixos quando comparados ao valor total da obra. No Brasil, por exemplo, o custo para execução de sondagens de reconhecimento normalmente varia entre 0,2 e 0,5% do valor total de obras convencionais, podendo ser mais elevado em caso de obras especiais ou em condições adversas do subsolo. Em contrapartida, as informações obtidas com os resultados desses ensaios são indispensáveis à elaboração de projetos geotécnicos seguros e econômicos. A ausência ou insuficiência de investigação costuma ser uma das principais causas de problemas em fundações dos mais diversos tipos de obras (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

O conhecimento geotécnico e o controle de execução de obras são reconhecidos internacionalmente como ferramentas fundamentais para o sucesso de um projeto de geotecnia, sendo vistos, muitas vezes como mais importantes que a precisão dos modelos de cálculo ou os coeficientes de segurança adotados (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). O manual de engenharia e projetos do *US Army Corps of Engineers* (2001) comenta que:

> Investigação geotécnica insuficiente e interpretação inadequada de resultados contribuem para erros de projeto, atrasos no cronograma executivo, custos associados a alterações construtivas, necessidade de jazidas adicionais para materiais de empréstimo, impactos ambientais, gastos em remediação pós-construtiva, além de risco de colapso da estrutura e litígio subsequente.

Assim, a importância de se realizar investigações geotécnicas em regiões que possuem depósitos de solos moles é ainda maior, tendo em vista as características peculiares desse tipo de solo.

2.2.1 Investigações Preliminares

Nessa fase, são realizados ensaios de sondagem do subsolo, geralmente à percussão, com o objetivo de determinar os tipos de solo, as espessuras das camadas e os perfis geológico-geotécnicos da área em questão (ALMEIDA; MARQUES, 2011).

A prática brasileira mostra que o ensaio mais comumente utilizado nesta etapa é o *Standard Penetration Test* (SPT), executado de acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2001). Este método de investigação foi incorporado à prática da engenharia geotécnica brasileira há mais de 50 anos e permite a investigação do subsolo por meio da retirada de amostras de solo deformadas. Por meio desse ensaio, é possível obter as seguintes informações (HACHICH *et al*., 1998):

- O tipo de solo atravessado durante o processo de sondagem, através da análise das amostras recolhidas a cada metro perfurado, bem como o perfil do subsolo na área ensaiada;
- O índice de resistência à penetração (N_{SPT}), que corresponde à reação do solo à cravação do amostrador padrão ao longo de cada metro ensaiado;
- A profundidade em que se encontra o lençol freático – nos casos em que este é atravessado durante o ensaio. Pode-se obter também a consistência das argilas e a compacidade das areias.

O SPT é, sem dúvidas, o ensaio mais utilizado em praticamente todo o mundo para investigação do subsolo, por conta da economia e da praticidade de execução. Entretanto, esse ensaio pode e deve ser substituído pelo SPT-T (*Standard Penetration Test* com medidas de torque), uma vez que este é uma versão do SPT mais completa e que dá informações muito mais precisas. Além disso, o custo dos dois ensaios é praticamente idêntico (DÉCOURT, 2017).

A realização de sondagens do tipo SPT ao longo de camadas de argilas moles exige alguns procedimentos especiais, em virtude das peculiaridades desse tipo de solo. Quando uma camada de argila muito mole, na qual não há necessidade de martelar o amostrador para permitir a cravação, é identificada durante a realização do ensaio SPT, diversos procedimentos podem ser adotados, a saber (LOPES, 1995):

- Apoiar o peso de bater no conjunto haste-amostrador e registrar o valor de N igual a zero quando se observar uma penetração de 45 cm;

- Apoiar o peso de bater no conjunto haste-amostrador e deixar que o conjunto pare de descer, registrando-se P/ℓ, sendo ℓ igual à penetração;
- Apoiar o peso de bater no conjunto haste-amostrador, até que este se apoie completamente na boca do revestimento.

De modo geral, os engenheiros acabam utilizando essa informação de maneira qualitativa, devido à ausência de procedimentos de campo padronizados e de uma metodologia que permita a interpretação desses resultados. Logo, através de estudos realizados, foi criado um procedimento simples que permite a estimativa da resistência não drenada (S_u) para o caso de argilas muito moles, homogêneas ou com crescimento linear da resistência com a profundidade, através da penetração de um tubo de ponta fechada, sem alterações significativas no procedimento de execução do SPT (LOPES, 1995). Entretanto, o método não ganhou aceitação no meio geotécnico, dadas as particularidades dos solos moles.

Existem, na literatura, correlações empíricas que permitem obter valores estimados de resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) com base em valores de N_{SPT}. Entretanto, a determinação desse parâmetro de resistência não é tarefa simples e a realização de ensaios de campo ou de laboratório que permitam sua obtenção é indispensável. Essas correlações só devem ser usadas para uma estimativa grosseira dos valores da resistência não drenada ou à título de comparação com os ensaios executados.

2.2.2 Investigações Complementares

O problema dos solos moles está relacionado com a identificação correta dos horizontes de solo e da cota no lençol freático, bem como da resistência e a deformabilidade. Dessa forma, após a sondagem do terreno e a caracterização das camadas, prossegue-se com a etapa de investigações complementares, para a obtenção dos parâmetros geotécnicos propriamente ditos, por meio de ensaios de campo e laboratório (ALMEIDA; MARQUES, 2011).

A Tabela 3 apresenta as principais vantagens e desvantagens desses ensaios quando aplicados às argilas moles. Vale ressaltar que, para as previsões de recalques e análises de estabilidade, os modos de deformação e os caminhos de tensão obtidos nos ensaios de campo e laboratório diferem dos correspondentes na obra, e é preciso que essas divergências sejam levadas em consideração (ALMEIDA; MARQUES, 2011).

Além do SPT, os ensaios de campo mais comumente solicitados no Brasil para fins de estudos dos solos moles são o ensaio de palheta *in situ* e o ensaio de piezocone (BARONI, 2016). O emprego dos ensaios de palheta e piezocone tem crescido, devido à dificuldade de coletar amostras indeformadas de boa qualidade em solos moles e à baixa representatividade dos valores de N_{SPT} para esse tipo de solo (LEMOS, 2014). Outros ensaios de campo que também são executados em depósitos de solos moles são os ensaios dilatométrico, o pressiômetro autoperfurante, o teste de cravação de elemento cilíndrico, denominado T-bar, apesar de estes ensaios especiais serem menos utilizados (ALMEIDA; MARQUES, 2011).

Tabela 3- Vantagens e desvantagens dos ensaios de campo e laboratório aplicados a argilas moles.

TIPO DE ENSAIO	VANTAGENS	DESVANTAGENS
Laboratório	Condições de contorno bem-definidas	Amolgamento em solos argilosos durante a amostragem e na moldagem
	Condições de drenagem controladas	Pouca representatividade do volume de solo ensaiado
	Trajetórias de tensões conhecidas durante o ensaio	Em condições análogas é, em geral, mais caro do que ensaio de campo
	Natureza do solo identificável	
Campo	Solo ensaiado em seu ambiente natural	Condições de contorno mal definidas, exceto o pressiômetro autocravante
	Medidas contínuas com a profundidade (CPT, piezocone)	Condições de drenagem desconhecidas
	Maior volume de solo ensaiado	Grau de amolgamento desconhecido
	Geralmente mais rápido que ensaio de laboratório	Natureza do solo não identificada (exceção: sondagem à percussão)

Fonte: Almeida (1996).

No que diz respeito aos ensaios de laboratório, costuma ser realizada uma campanha de retirada de amostras indeformadas e em seguida, são executados ensaios de caracterização completa do solo, ensaios edométricos e mais esporadicamente, ensaios triaxiais, especialmente do tipo UU (não adensado e não drenado). Em alguns casos, faz-se necessária a determinação

da porcentagem de matéria orgânica presente na argila mole (ALMEIDA; MARQUES, 2011). Os procedimentos para coleta de amostras indeformadas, bem como para avaliação da sua qualidade serão descritos com mais detalhe nas seções a seguir.

2.3 Coleta de Amostras Indeformadas

Obter amostras indeformadas para a execução de ensaios de laboratório não é uma tarefa simples. Especialmente em se tratando de solos moles, que são bastante vulneráveis ao amolgamento. Por mais que a amostragem seja feita de maneira cuidadosa, é inevitável que haja um alívio de tensões com a retirada do solo. Dessa forma, é impossível obter amostras completamente indeformadas, visto que, no mínimo, uma alteração no estado de tensões *in situ* ocorrerá no processo de amostragem. Assim, pode-se considerar indeformada a amostra que, não tendo sofrido distorções nem variações de volume, conserva a "estrutura" do solo essencialmente inalterada (FERNANDES, 1994; FONSECA; FERREIRA, 2001).

Existe uma série de intervenções que podem influenciar na amostragem, como: perfuração, cravação e extração do tubo amostrador; transporte e armazenamento do amostrador e preparação do corpo de prova (PÓVOA, 2016).

A extração de amostras indeformadas pode ser realizada por meio da coleta de blocos ou com o uso de amostradores de parede fina, de pistão ou rotativos, por exemplo. Em solos moles, essa coleta geralmente é realizada com o uso de amostrador do tipo *Shelby* de pistão estacionário, devendo seguir as recomendações da NBR 9820 (ABNT, 1997). Os tubos normalmente possuem comprimento de 500 mm e diâmetro interno de 77,5mm, com espessura da parede de cerca de 3 mm. Por ser um amostrador de cravação estática, é mais adequado à extração de amostras de solos sem elementos grosseiros. Quando são utilizados diâmetros maiores que o convencional, deve-se ter cuidado com o risco de queda da amostra. Uma desvantagem desse tipo de equipamento é que, devido ao seu comprimento elevado e à sua constituição metálica, a amostra deve ser extraída do amostrador por compressão em pistão, podendo ocasionar danos à estrutura do solo, afetando inevitavelmente a qualidade das amostras (FONSECA; FERREIRA, 2001).

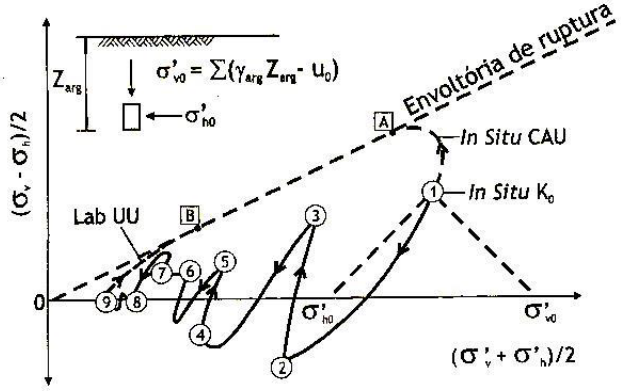
A coleta da amostra com o tubo *Shelby* é realizada, de modo geral, em um furo de sondagem. É preciso que sejam tomados alguns cuidados especiais, como por exemplo, o uso de lama bentonítica durante a perfuração para estabilizar as paredes do furo. Em determinadas

situações, faz-se necessário aguardar algumas horas após a cravação do tubo *Shelby* no solo para retirá-lo, a fim de minimizar o amolgamento da amostra (ALMEIDA; MARQUES, 2011).

Para a extração das amostras do amostrador *Shelby*, é recomendado utilizar-se o procedimento proposto por Ladd, Hon e De Groot (2003). Esse procedimento consiste em: i) cortar o tubo amostrador no comprimento necessário para o corpo de prova a ser ensaiado; e ii) cravar uma agulha de comprimento adequado entre a amostra e a parede do amostrador, passando-se então um fio metálico ao redor dessa interface, de forma a liberar a amostra do amostrador.

A Figura 11 ilustra como varia o estado de tensões durante o processo de amostragem de uma amostra indeformada, desde a perfuração, passando pela cravação e extração do amostrador, transporte, armazenamento e extrusão da amostra, até a preparação do corpo de prova. Percebe-se uma variação significativa do estado de tensões em cada uma dessas etapas.

Figura 11 - Variação do estado de tensões de uma amostra durante a amostragem.



Trecho	Evento
1-2	Perfuração
2-3-4-5	Cravação do tubo amostrador
5-6	Extração do tubo amostrador
6-7	Transporte e armazenamento
7-8	Extrusão da amostra do tubo amostrador
8-9	Preparação do corpo de prova

Fonte: Almeida e Marques (2011).

2.4 Qualidade das Amostras Indeformadas

Uma amostragem de boa qualidade é imprescindível para que os resultados obtidos através dos ensaios de laboratório representem adequadamente as condições de campo. O amolgamento de uma amostra pode alterar as características e propriedades do solo estudado e, portanto,

interferir nos resultados dos ensaios. No Brasil, têm-se utilizado com frequência uma série de procedimentos que visam minimizar o amolgamento das amostras de solos moles extraídas para a realização de ensaios em laboratório. Entretanto, mesmo com esses cuidados especiais, não há garantia da obtenção de amostras indeformadas desse tipo de solo (BARONI, 2016; PÓVOA, 2016).

A qualidade da amostra pode influenciar nos parâmetros de compressibilidade e de resistência do solo. O amolgamento da estrutura do solo consiste no enfraquecimento da adesão entre as partículas ou no rearranjo estrutural dos grãos (HVORSLEV, 1949). Pode ocorrer durante o transporte, a moldagem do corpo de prova, a estruturação e o armazenamento da amostra, entre outros (OLIVEIRA, 2002).

Diversos fatores podem causar o amolgamento dos solos argilosos durante o processo de amostragem e preparação dos corpos de prova. Alguns desses fatores que podem ser citados (JAMIOLKOWSKI et al., 1985):

- Variação nas tensões devido à abertura do furo;
- Remoção das tensões cisalhantes de campo;
- Geometria e tipo do amostrador;
- Método de cravação do amostrador;
- Relação entre diâmetro do amostrador e do corpo de prova;
- Transporte, armazenagem e manuseio no laboratório.

Os principais efeitos do amolgamento de uma amostra de solo utilizada no ensaio de adensamento são (ALMEIDA; MARQUES, 2011):

- Menor tensão de pré-adensamento;
- Variação do índice de vazios, devido a uma variação da tensão efetiva;
- Obtenção de valores de recalques previstos diferentes dos reais;
- Valores de volumes de terraplanagem equivocados;
- Redução da permeabilidade e do coeficiente de adensamento vertical, podendo levar a uma avaliação equivocada dos recalques com o tempo, ou seja, os prazos previstos para estabilização com base em amostras amolgadas podem ser maiores.

A obtenção de amostras de boa qualidade está condicionada aos cuidados que devem ser tomados para garantir a indeformabilidade destas. Em geral, o amostrador de paredes finas do tipo *Shelby* é bastante utilizado para a coleta de amostras de solo indeformadas (SILVA

JÚNIOR, 2015). O procedimento para coleta desse tipo de amostra será descrito com maiores detalhes no Capítulo 3.

O efeito do amolgamento sobre as curvas índice de vazios (e) x logaritmo da tensão vertical efetiva (σ_v (log)) e sua influência sobre o cálculo de recalques tem sido estudados por diversos autores. Martins e Lacerda (1994) realizaram uma pesquisa com o objetivo de apresentar uma formulação racional para prever a relação e x σ_v' no domínio virgem e levantaram uma discussão acerca da determinação da tensão de pré-adensamento com base no critério de resistência à deformação, utilizando-se para isso a relação entre o coeficiente de compressibilidade e a tensão vertical efetiva. Estes autores perceberam que o aparecimento de uma reta no trecho de compressão virgem das curvas índice de vazios (e) x logaritmo da tensão vertical efetiva (σ_v (log)) é indicativo de influência do amolgamento, já que em amostras de boa qualidade esse trecho mostrou-se curvilíneo. Concluíram também que a estimativa de recalques com base nos parâmetros obtidos no ensaio de adensamento é influenciada pelo efeito do amolgamento, podendo conduzir a erros da ordem de 100%.

Sabendo que o amolgamento de amostras de solo mole é um problema recorrente, alguns autores desenvolveram critérios que permitem avaliar a qualidade dessas amostras, com base em parâmetros obtidos no ensaio de adensamento. Dentre eles, é possível citar os critérios de Lunne, Berre e Strandvik (1997) e Coutinho, Oliveira e Oliveira (1998a), ambos apud Oliveira (2002) e Coutinho (2007) apud Baroni (2016) .

Lunne, Berre e Strandvik (1997) apud Oliveira (2002) sugerem a classificação da qualidade das amostras com base na relação $\Delta e/e_0$, sendo $\Delta e = e_0 - e_{v0}$, em que e_0 é o índice de vazios inicial da amostra e e_{v0}, o índice de vazios correspondente à tensão efetiva de campo. De acordo com esse autor, a variação no volume de vazios (Δe) é mais prejudicial à estrutura do solo quanto menor for o índice de vazios inicial (e_0). Essa proposta de classificação pode ser verificada na Tabela 4 e, além desses parâmetros, toma como referência os valores de razão de pré-adensamento do solo (OCR).

Tabela 4- Critério de avaliação da qualidade das amostras.

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Muito boa a excelente	Boa a regular	Pobre	Muito pobre
1-2	< 0,04	0,04 a 0,07	0,07 a 0,14	> 0,14
2-4	<0,03	0,03 a 0,05	0,05 a 0,10	> 0,10

Fonte: Lunne, Berre e Strandvik (1997) apud Oliveira (2002).

O critério proposto por Lunne, Berre e Strandvik (1997) foi adaptado por Coutinho, Oliveira e Oliveira (1998a) para os solos de Recife. Com base na experiência local e por considerar a proposta de Lunne, Berre e Strandvik (1997) muito rigorosa para as argilas brasileiras, Coutinho (2007) apud Baroni (2016) propôs modificações nos valores limites das faixas de variação de qualidade das amostras, de acordo com a Tabela 5.

Tabela 5 - Critério para avaliação da qualidade das amostras Coutinho (2007).

Qualidade	$\Delta e/e_0$
Muito boa a excelente	< 0,05
Boa a regular	0,05-0,08
Ruim	0,08-0,14
Muito ruim	> 0,14

Fonte: Coutinho (2007) apud Baroni (2016).

2.5 Depósitos de Solos Moles no Brasil e no Mundo

2.5.1 Os Solos Moles Brasileiros

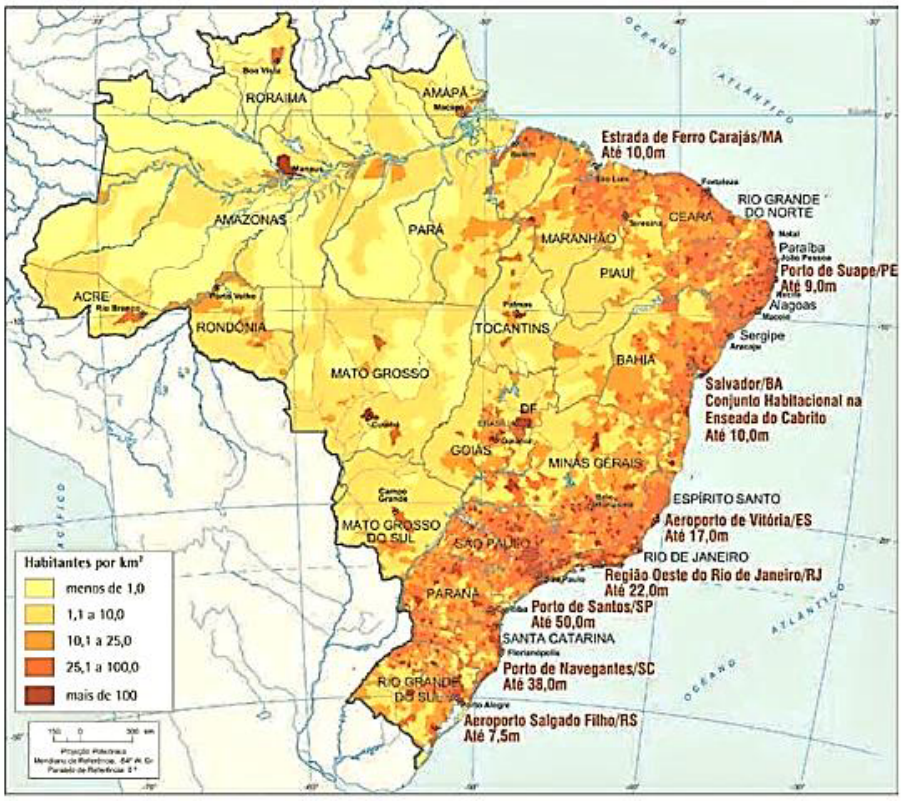
O Brasil possui importantes depósitos de solos compressíveis, especialmente de argilas moles, muito bem estudados. Os principais estão localizados na Baixada Santista, nas cidades do Rio de Janeiro, Porto Alegre e Recife, incluindo as respectivas regiões metropolitanas (COSTA FILHO; ARAGÃO; VELLOSO, 1985; COUTINHO, 1986, 1988a; COUTINHO; FERREIRA, 1988; COUTINHO; OLIVEIRA; DAZINGER, 1993; DIAS; BASTOS; PINHEIRO, 1993; MASSAD, 1985). Contudo, esses depósitos existem ao longo de toda a costa brasileira. Muitas vezes possuem pequena espessura e são intercalados com camadas arenosas maiores, como é o caso da Região Metropolitana de Aracaju, enquanto que em outros locais os depósitos são mais espessos, como pode ser visto na Figura 12. Independente disso, estudos que permitam a sua identificação e a devida caracterização devem ser realizados para auxiliar os projetistas a decidirem quanto às melhores soluções para execução de obras geotécnicas nessas áreas.

Costa Filho, Aragão e Velloso (1985) realizaram uma caracterização de quatro depósitos de argila mole da Grande Rio de Janeiro, através de uma extensa campanha de investigações geotécnicas executadas em quatro locais onde havia camadas bastante espessas. O objetivo principal do estudo, além de caracterizar cada depósito, foi verificar a variação de suas propriedades com a profundidade. Foi possível ainda estabelecer correlações significativas

entre algumas características dos depósitos e a profundidade, por haver um grande número de dados disponível e testar correlações empíricas frequentemente utilizadas.

Massad (1985) investigou as características e as propriedades geotécnicas das argilas quaternárias da região da Baixada Santista e verificou os efeitos do sobre-adensamento das argilas compressíveis, concluindo, através de casos de obras reinterpretados, que este deve ser levado em consideração para uma boa estimativa dos recalques finais. Comprovou ainda que a velocidade de desenvolvimento dos recalques é bem maior do que se poderia prever com base em ensaios laboratoriais.

Figura 12 - Localização e espessura de alguns depósitos de solos moles brasileiros.



Fonte: Revista Fundações (2017).

Ribeiro (1992) avaliou por meio de investigações geotécnicas as características de um depósito *offshore* de argila mole situado na costa de Sergipe, no município de Barra dos Coqueiros. Para a implantação do Terminal Portuário de Sergipe fez-se necessário construir um quebra-mar com 540 metros de extensão assente sobre esse depósito. Verificou-se que ele possui algumas características que o destacam em relação aos demais depósitos argilosos moles

existentes na costa brasileira, como, por exemplo, a existência de artesianismo na base da camada de argila.

Coutinho, Oliveira e Dazinger (1993) buscaram investigar um depósito de solo mole da planície do Recife, situado na área do Clube Internacional, com o objetivo de complementar um banco de dados que vem sendo montado desde aquela época pela Área de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da UFPE. Esse banco de dados visa a formação de um mapeamento das argilas-solo orgânicos moles de Recife, para apoio à comunidade geotécnica.

Coutinho e Lacerda (1994) avaliaram a influência da presença de matéria orgânica nas propriedades geotécnicas dos depósitos de solos-argilas orgânicas da Barragem de Juturnaíba, situada a cerca de 100 km da cidade do Rio de Janeiro. Foram realizados ensaios de adensamento oedométrico, ensaios de caracterização, ensaios químicos, mineralógicos e de determinação do teor de matéria orgânica, em amostras de pistão estacionário, ao longo de toda a profundidade do depósito.

O trabalho desenvolvido por Hallal (2003) teve como objetivo reunir, compilar, e analisar as informações relativas à caracterização geotécnica dos depósitos de solos moles do Estado do Rio Grande do Sul, por meio de dados provenientes de pesquisas anteriores e de projetos de infraestrutura. Como resultado, foi elaborado um banco de dados contendo informações sobre o comportamento tensão-deformação-resistência dos depósitos estudados, que pode ser utilizado para fins de consulta em pesquisas futuras nessa área do conhecimento e em projetos de engenharia geotécnica.

Baroni (2016), com o objetivo de colaborar com os estudos sobre o comportamento dos solos moles, desenvolveu um sistema SIG*Web*, o SAPPGAM, que é capaz de incluir um número ilimitado de resultados de ensaios de campo (CPTu e palheta) e de laboratório (caracterização e adensamento edométrico) e interpretou os principais resultados e correlações geotécnicas oriundas de ensaios de caracterização, adensamento edométrico, piezocone e palheta realizados na Baixada de Jacarepaguá, no Rio de Janeiro.

Póvoa (2016) investigou as propriedades geotécnicas no depósito de solo mole localizado em Macaé, Rio de Janeiro. Os dados obtidos foram comparados com informações provenientes de outros trabalhos sobre depósitos de solos moles existentes ao longo do litoral brasileiro. Foi realizado um vasto programa experimental, envolvendo ensaios de caracterização físico-químico-mineralógica de amostras em diferentes profundidades, ensaios

de adensamento convencionais, com medida de permeabilidade e com medida de *creep* e ensaios triaxiais não drenados.

Os trabalhos apresentados nessa seção são alguns dos muitos já realizados no Brasil com o objetivo de caracterizar os depósitos de solos moles e criar bancos de dados que permitam nortear a elaboração de projetos geotécnicos e pesquisas nessa temática. No entanto, muitas regiões ainda precisam ser estudadas, com vistas à complementar as informações disponíveis em nível nacional sobre esse tipo peculiar de solo.

2.5.2 Os Solos Moles Existentes em Outros Países

Não só no Brasil, mas também ao redor do mundo, as pesquisas com solos moles recebem atenção especial devido às características desse tipo de solo. Vários trabalhos vêm sendo desenvolvidos ao longo dos anos em diversas regiões e podem ser utilizados como comparação para avaliar a variabilidade dos parâmetros desse tipo de solo para diferentes regiões do planeta. Alguns países como Japão, Noruega, Tailândia, Canadá, entre outros, possuem depósitos de solos moles, que têm sido estudados por diversos autores, como será apresentado a seguir.

Bjerrum (1973) estudou as características das argilas moles e dos solos estruturalmente instáveis (colapsíveis, expansivos e outros). Nesse trabalho, o autor buscou classificar as argilas moles em grupos, de acordo com suas propriedades de engenharia; estudou as técnicas de amostragem em solos moles e a perturbação de amostras indeformadas durante o processo de amostragem, o efeito do tempo em problemas de estabilidade envolvendo áreas que contém solos moles e a natureza anisotrópica da resistência ao cisalhamento não drenada de argilas moles; reavaliou os parâmetros comumente utilizados para argilas moles à luz de pesquisas recentes para a época e revisou os procedimentos normalmente utilizados em projetos, tentando avaliar a confiabilidade destes, com base em evidências disponíveis em campo.

Hanzawa (1979) realizou uma vasta campanha de ensaios de campo e de laboratório para analisar as características da resistência não drenada de uma argila marinha aluvial da baía de Tóquio. Também foi avaliada a razão de pré-adensamento (OCR) resultante da compressão secundária e o estado de pré-adensamento para essa argila.

Ohtsubo, Takayama e Egashira (1982) estudaram as argilas marinhas ultrassensíveis (*quick clays*) da região da baía de Ariake, no Japão. Nesse estudo, os autores examinaram as

propriedades químicas, geotécnicas e mineralógicas de amostras de sedimentos de argilas ultrassensíveis (*quick clays*) obtidos em dois lugares da baía de Ariake. Eles realizaram experimentos com adição e remoção de sal, para verificar se *extra quick clays* foram formadas pela lixiviação do sal da água contida nos poros. Em 1983, os mesmos autores estudaram as correlações entre limites de consistência e a atividade com algumas propriedades físicas e químicas dos sedimentos da região da baía de Ariake, como o teor de argila, o teor de matéria orgânica, o teor de óxido de ferro livre e a concentração de íons na água dos poros, através de métodos estatísticos.

Graham, Crooks e Bell (1983), estudaram os efeitos do tempo no comportamento tensão-deformação de argilas moles naturais. Eles puderam concluir que argilas levemente pré-adensadas apresentam características de tensão-deformação significantemente dependentes do tempo.

Hore, Arefin e Ansary (2018) desenvolveram, em Bangladesh, um zoneamento baseado na localização de depósitos de solos moles, por meio da criação de mapas utilizando um SIG (Sistema de Informação Geográfica), o Arc GIS 2010. Foram criados três mapas: um para informações sobre os parâmetros do solo, outro para valores de N_{SPT} (variando de 1 a 5) e um terceiro para informações sobre a espessura da camada de solo mole. Segundo os autores, há grande presença de argilas moles na parte sul do país e nas áreas ribeirinhas. Daí a importância da criação dos mapas, que serão úteis para facilitar a seleção de técnicas de melhoramento de camadas de solos moles presentes em diferentes regiões de Bangladesh.

Touiti e Impe (2018) fizeram uma avaliação da rigidez inicial de solos moles sensíveis a partir de ensaios executados em argilas moles adjacentes ao Lago Tunis, na Tunísia. O banco de dados foi concluído utilizando-se estudos realizados em outros tipos de solos moles suecos presentes na literatura, relacionados a ensaios de cone sísmico. Para essa análise, foram utilizados diversos ensaios como Coluna Ressonante (CR), ensaios de *Bender Element* (BE), ensaios de cone sísmico e correlações empíricas, além de ensaios geotécnicos de laboratório convencionais.

Todos esses trabalhos reforçam a importância em se estudar e conhecer melhor as propriedades geotécnicas dos solos moles. Mundialmente, avanços nessa área de estudo vêm acontecendo com maior frequência, como resultado das pesquisas, que permitem não só a identificação e georreferenciamento dos locais que possuem depósitos desse tipo de solo, como também o aprimoramento de técnicas para o seu melhoramento, com base em suas características geotécnicas.

2.6 Armazenamento e Organização de Informações em Sistemas de Banco de Dados

Como visto anteriormente, é de suma importância conhecer as características geotécnicas dos depósitos de solos moles e catalogá-las, de modo a facilitar o acesso a essas informações por projetistas e pesquisadores, para execução de obras de geotecnia e elaboração de estudos. Após a reunião de uma quantidade considerável de informações, é preciso organizá-las, identificando-as e registrando-as de maneira sistemática. Sem dúvidas, a melhor forma de fazer isso é utilizando um Sistema de Banco de Dados (SBD).

Os bancos de dados estão presentes diariamente em vários aspectos da vida em sociedade. É possível encontrá-los em hotéis, bancos, aeroportos, bibliotecas, cinemas, sistemas de compras *online* e em diversas outras aplicações da vida cotidiana. Não seria diferente na engenharia, em que são utilizados para diversas finalidades. Mas, afinal, qual a definição de SBD? De forma bastante simples, pode ser definido como uma coleção de dados relacionados (ELMASRI; NAVATHE, 2011). Pode-se dizer ainda que é um sistema de armazenamento de dados arquivados em computador; ou seja, um sistema que possui como objetivo global registrar e manter a informação. A informação armazenada pode ser qualquer uma considerada significativa à organização servida pelo sistema – isto é, qualquer informação necessária ao processo de decisão a ser tomado pelos usuários daquele sistema, sejam pesquisadores, seja a gerência de uma organização, sejam projetistas geotécnicos, por exemplo. Dados podem ser definidos como fatos conhecidos que podem ser registrados e possuem um significado implícito (DATE, 1984; ELMASRI; NAVATHE, 2011).

As definições de banco de dados relacionadas acima são bastante genéricas. Existem algumas restrições e propriedades que caracterizam de forma mais objetiva um Sistema de Banco de Dados (ELMASRI; NAVATHE, 2011):

- Um banco de dados (BD) apresenta algum aspecto do mundo real. As mudanças que ocorrem no mundo real se refletem no BD;
- Um BD é uma coleção logicamente coerente de dados com algum significado inerente. Portanto, não é possível chamar corretamente uma variedade aleatória de dados de BD;
- Um BD é projetado, construído e alimentado com dados para uma finalidade específica. Dessa forma, ele possui um grupo definido de usuários e algumas aplicações previamente concebidas nas quais esses usuários possuem interesse.

Existem diversas vantagens em se utilizar SBD. A título de ilustração, vale citar (DATE, 1984; ELMASRI; NAVATHE, 2011):

- Diminuição de redundâncias, resultantes do armazenamento de um mesmo dado mais de uma vez em locais diferentes;
- Possibilidade de compartilhamento de dados: não somente as aplicações existentes como também novas aplicações podem ser desenvolvidas para operar sobre os mesmos dados armazenados;
- Padronização do formato dos dados armazenados, facilitando o intercâmbio de dados ou migração entre sistemas;
- Aplicação de restrições de segurança, para impedir o acesso não autorizado ao SBD, garantindo a integridade dos dados. Assim, de modo geral, os usuários recebem números de conta protegidos por senhas para que possam acessar a parte do BD que é da sua competência ou interesse;
- Realização de consultas e atualizações de maneira mais prática e eficiente;
- Eliminação da necessidade de utilização de arquivos de papel, que são volumosos e pouco eficientes.

Existem diversos modelos de BD disponíveis. Um dos mais utilizados é o modelo relacional, que se caracteriza por representar o banco de dados como uma coleção de relações – que, em geral, são tabelas de valores, bidimensionais, organizadas em linhas e colunas. Uma característica da abordagem relacional é que todas as informações do BD estejam representadas de maneira uniforme, ou seja, sob a forma de tabelas (BARONI, 2016; DATE, 1984; ELMASRI; NAVATHE, 2011).

2.7 Sistemas de Informações Geográficas (SIG)

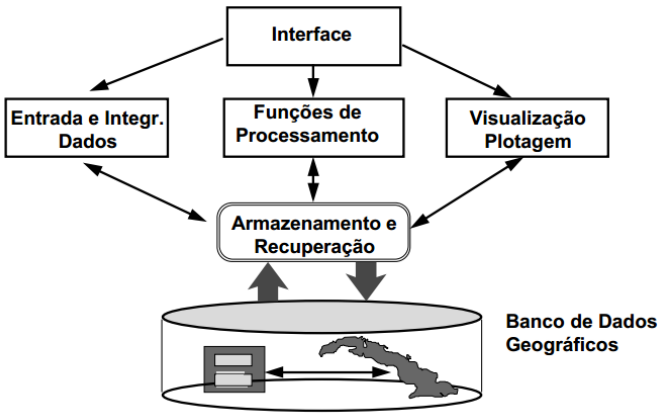
Os avanços tecnológicos que têm ocorrido nos últimos anos permitiram que os instrumentos geotécnicos e sua habilidade de gerar e transmitir dados fossem aprimorados. Atualmente, não há grandes dificuldades em se obter informações de campo, portanto, a questão central têm sido a integração, organização, manipulação e distribuição de dados brutos, a fim auxiliar a tomada de decisões. Para isso, existem os Sistemas de Informações Geográficas (SIG) (LOSIER *et al.*, 2011).

SIG's são ferramentas que permitem analisar, armazenar, recuperar, manipular e manejar grandes quantidades de dados geográficos. Por sua vez, dados geográficos referem-se à localização geográfica de uma entidade, envolvendo, em geral, o uso de coordenadas geográficas. Os SIG's utilizam dados georreferenciados e possuem como principal função o suporte à tomada de decisões em diversas áreas do conhecimento (engenharia urbana, saneamento, uso e ocupação do solo, recursos hídricos, entre outros) (CÂMARA *et al*., 1996; NANNI *et al*., 2012).

Dentre as características dos SIG's, duas merecem especial destaque: a possibilidade de integrar, em uma mesma base de dados, informações geográficas provenientes de diferentes fontes e o fornecimento de mecanismos que permitam recuperar, manipular e visualizar os dados, através de algoritmos de manipulação e análise. Os componentes que formam um SIG são, em geral: interface com o usuário; entrada e integração de dados; funções de processamento; visualização e plotagem; e armazenamento e recuperação de dados (CÂMARA *et al.*, 1996). A Figura 13 ilustra como esses componentes estão relacionados.

Atualmente, existem vários SIG's livres na área técnica, como o *Spring*, o *QGis*, o *gvSIG*, entre outros, além das diversas ferramentas *online* que possibilitam o gerenciamento de informações especializadas. Isso tem facilitado a vida de pesquisadores e estudantes, tendo em vista que, alguns anos atrás, o acesso a esses recursos era restrito em razão do alto custo envolvido na compra de *softwares* apropriados (NANNI; CHAVES, 2011).

Figura 13- Relação entre os componentes de um SIG.



Fonte: Câmara *et al.* (1996).

2.7.1 Uso dos SIG's na Geotecnia

No campo da Engenharia Geotécnica, os Sistemas de Informações Geográficas podem ser utilizados para diversas finalidades. Mapeamento de depósitos de solos, identificação de regiões de encostas com risco de deslizamento, monitoramento geotécnico, entre outros, são alguns exemplos dessas aplicações. Conhecer previamente as características geotécnicas de uma determinada região facilita o planejamento e a elaboração de projetos. Por isso, o registro de informações técnicas georreferenciadas se apresenta como uma ferramenta bastante útil na atualidade.

Recentemente, tem crescido o uso dos SIG's em pesquisas de Geotecnia. Caramez e Higashi (2011), utilizaram o *ArcView GIS* para realizar um mapeamento geotécnico dos solos de Florianópolis, em Santa Catarina, e elaborar um modelo de elevação digital. Losier *et al*. (2011) desenvolveram um sistema de monitoramento geotécnico, com base na análise de dados geoespaciais. Essa plataforma pode ser utilizada para monitoramento de trabalhos complexos de engenharia pesada, operações de mineração, exploração de óleo e gás, aterros sanitários, e ainda na prevenção de desastres naturais. Baroni (2016) criou um sistema SIG*Web*, denominado SAPPGAM, capaz de armazenar, georreferenciar e permitir o acesso e manipulação de forma remota das informações geotécnicas oriundas de ensaios realizados na Baixada de Jacarepaguá, no Rio de Janeiro. Hore, Arefin e Ansary (2018), realizaram um zoneamento em Bangladesh, baseado na localização de depósitos de solos moles, utilizando o *ArcGIS* 2010. Os mapas criados facilitarão o trabalho de projetistas e pesquisadores na identificação de áreas contendo esse tipo de camada de solo, bem como técnicas para seu melhoramento.

Esses são apenas alguns exemplos de trabalhos que vêm sendo desenvolvidos nessa vertente, para ilustrar a importância e a aplicabilidade dos Sistemas de Informação Geográfica no âmbito da Engenharia Geotécnica.

2.8 Considerações Finais

A revisão bibliográfica apresentada nesse capítulo possibilitou o conhecimento de conceitos relevantes acerca dos depósitos de solos moles, bem como a importância da realização de investigações geotécnicas para conhecimento do subsolo. O capítulo também apresentou um breve histórico das pesquisas desenvolvidas mundialmente sobre camadas de solos

compressíveis e uma introdução aos Sistemas de Banco de Dados e Sistemas de Informações Geográficas.

No capítulo seguinte, será apresentada a área de estudo, bem como os materiais e métodos utilizados na presente pesquisa.

CAPÍTULO 3

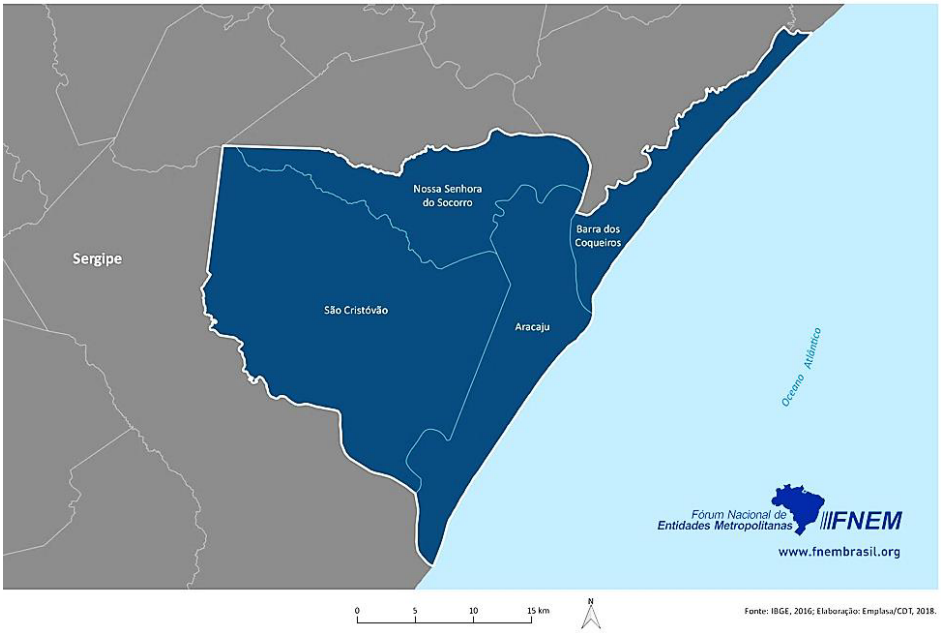
3 ÁREA DE ESTUDO, MATERIAIS E MÉTODOS DESTA PESQUISA

Este capítulo tem por objetivo apresentar a localização das obras que serão analisadas nessa pesquisa, cujos resultados de ensaios de campo e de laboratório irão compor o banco de dados (BD), além de listar e descrever os materiais e os métodos utilizados no trabalho para que fosse possível obter os resultados desejados. Assim, segue-se uma breve descrição dos ensaios executados, bem como do *software* empregado para o georreferenciamento dos dados.

3.1 Área de Estudo

Os sítios investigados na presente pesquisa estão localizados no Estado de Sergipe, mais especificamente na Região Metropolitana de Aracaju (RMA), assim denominada a área instituída pela Lei Complementar Estadual nº. 25, de 29 de dezembro de 1995, abrangendo os munícipios de Aracaju, Barra dos Coqueiros, Nossa Senhora do Socorro e São Cristóvão (Figura 14).

Figura 14- Região Metropolitana de Aracaju (RMA).



Fonte: EMPLASA/CDT (2018).

As informações sobre os depósitos de solo mole estudados nessa pesquisa provieram de três fontes principais:

a) Resultados de investigações de campo e laboratório anteriormente executadas por empresas da região, para a elaboração de projetos e execução de obras;
b) Pesquisas da área de Geotecnia (mais especificamente, dissertações de mestrado) realizadas na região estudada, em depósitos de solos compressíveis;
c) Ensaios de campo e laboratório realizados no decorrer desta pesquisa com amostras coletadas por empresas locais para elaboração de projetos.

Os depósitos estudados abrangem os municípios de Aracaju, Barra dos Coqueiros e Nossa Senhora do Socorro, totalizando oito (08) locais distintos. Incialmente, esses pontos foram cadastrados para dar início à formação do banco de dados, registrando-se as informações disponíveis mais relevantes acerca da sua localização, conforme apresentado na Tabela 6.

Cada local/obra foi identificado com uma letra para facilitar a apresentação nos mapas. Os locais B, C e D tiveram seus nomes reais omitidos por se tratarem de condomínios residenciais particulares, sendo identificados como Condomínio 1, Condomínio 2 e Condomínio 3, respectivamente.

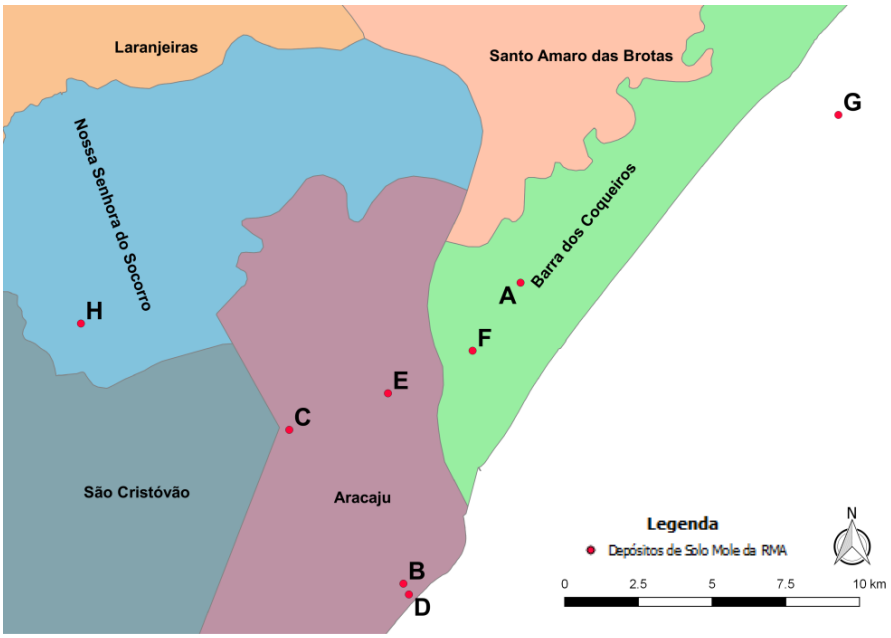
A Figura 15 foi criada com o auxílio do *software* QGIS 2.18.7 e dos mapas disponíveis no Atlas Digital Sobre Recursos Hídricos de Sergipe (SERGIPE, 2016), e ilustra a distribuição dos pontos estudados entre os municípios da Região Metropolitana de Aracaju.

Tabela 6- Localização dos depósitos de solo mole estudados na presente pesquisa.

Identificação	Obra/Local	Município	Bairro	Endereço	Coordenadas
A	Sítio Pomonga	Barra dos Coqueiros	-	Estrada Sítio Pomonga	-10,895583 -37,017472
B	Condomínio 1	Aracaju	Atalaia	Rua Arício Guimarães Fortes, 255.	-10,989165 -37,053840
C	Condomínio 2	Aracaju	Jabutiana	Av. Esc. Graciliano Ramos, nº 95 - Loteamento Santa Lúcia	-10,941339 -37,089265
D	Condomínio 3	Aracaju	Atalaia	Rua Lions Club, nº 51.	-10,992527 -37,052126
E	Estação Elevatória EE-14	Aracaju	Salgado Filho	Rua Urquiza Leal, nº 538.	-10,929970 -37,058628
F	Lagoa de Maturação do Sistema de Esgotos Sanitários da Barra dos Coqueiros	Barra dos Coqueiros	-	Rua C, nº 1010.	-10,916726 -37,032360
G	Dissertação Ribeiro (1992)	Barra dos Coqueiros	-	Terminal Portuário de Sergipe	-10,843413 -36,918813
H	Dissertação Santana Júnior (2017)	Nossa Senhora do Socorro	-	BR 101 Sul, km 94 - Margem direita da saída sul, trecho Aracaju-Salvador	-10,908275 -37,153936

Fonte: A autora (2019).

Figura 15- Localização dos depósitos de solo mole analisados na presente pesquisa.



Fonte: Adaptada do Atlas Digital Sobre Recursos Hídricos de Sergipe (2016).

Para cada local de estudo, reuniu-se o maior número de informações disponíveis acerca das características geotécnicas dos depósitos de solo, formando assim um banco de dados para a RMA. A criação do BD foi realizada com uso do *software* Microsoft Excel 2016, e este pode ser visualizado na seção Apêndices. Vale destacar e ao mesmo fazer um agradecimento especial à empresa GEOTEC Consultoria e Serviços Ltda., que proporcionou a esta pesquisadora o acesso a informações importantes acerca desses locais.

3.2 Materiais

3.2.1 Solo

O objeto de estudo da presente pesquisa são os depósitos de solos compressíveis da RMA. De acordo com o trabalho desenvolvido por Ribeiro (1992), os sedimentos argilosos moles da costa da cidade de Aracaju apresentam coloração cinza escura, devido à existência de matéria orgânica. Também apresentam fragmentos de conchas, reflexo de um ambiente de grande influência marinha, com águas relativamente calmas e pouco profundas.

Durante a elaboração do presente trabalho, foram coletadas amostras supostamente indeformadas de solo mole nos locais A e B para a realização de ensaios de laboratório. O solo dessas amostras possuía características condizentes com aquelas descritas por Ribeiro (1992): argilas de coloração cinza-escura, com presença de matéria orgânica, próprias de ambientes com influência marinha e com odor característico. Foi possível perceber também a presença de faixas de areia intercalando os sedimentos argilosos em algumas amostras coletadas, típico dos materiais encontrados na costa sergipana.

Através dos boletins de sondagem SPT dos demais pontos, percebe-se que o solo coletado para esses locais se apresentou como sendo predominantemente uma argila orgânica de coloração cinza-escura. O aspecto visual do solo orgânico coletado na região do Sítio Pomonga (local A da Figura 15), no município de Barra dos Coqueiros, pode ser observado na Figura 16. Esse solo foi extraído em uma região de manguezais, daí a grande quantidade de matéria orgânica visualmente identificada.

Figura 16- Aspecto visual característico das argilas moles orgânicas de Sergipe.

Fonte: A autora (2019).

3.3 Métodos adotados para esta pesquisa

Como anteriormente mencionado, os dados utilizados nessa pesquisa foram obtidos através de resultados de ensaios executados por empresas locais para elaboração de projetos geotécnicos; de investigações realizadas no decorrer do trabalho, em parceria com essas mesmas empresas; e de trabalhos anteriormente elaborados por outros pesquisadores da região. Assim, é possível dividir o método de organização e planejamento da pesquisa em três etapas:

a) Realização de ensaios de campo e laboratório com as amostras indeformadas de solo mole coletadas nos locais A e B;
b) Organização das informações presentes em relatórios técnicos e boletins de sondagem, referentes aos ensaios executados nos locais C, D, E e F e cálculo de parâmetros que não estavam presentes nesses relatórios, mas eram necessários;
c) Leitura dos trabalhos desenvolvidos por Ribeiro (1992) e Santana Júnior (2017), para verificação dos resultados obtidos por esses autores e incorporação à presente pesquisa (locais G e H);
d) Criação de um banco de dados com auxílio do Microsoft Excel 2016, contendo as informações de identificação de cada local, bem como os resultados dos ensaios.

Os ensaios de laboratório, tanto dos locais A e B como dos locais C, D, E, F e H, foram realizados no Laboratório de Geotecnia e Pavimentação (GEOPAV), da Universidade Federal de Sergipe (UFS). No que diz respeito aos ensaios de campo, as sondagens SPT foram executadas por uma empresa especializada do município de Aracaju e os ensaios de palheta de inspeção (Mini-*Vane*), foram realizados pela autora e seu orientador, com o auxílio do técnico de laboratório do GEOPAV. A Tabela 7 apresenta um resumo dos ensaios realizados em cada local.

Tabela 7- Levantamento dos ensaios realizados nos depósitos estudados.

Ensaios / Locais	A	B	C	D	E	F	G	H
Ensaios de Caracterização Geotécnica	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
Ensaio Convencional de Adensamento (SIC)	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
Ensaio de Adensamento com Velocidade Controlada de Deformação (CRS)	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Sim	Não
Ensaio de Compressão Simples	Sim	Não	Não	Não	Não	Sim	Não	Não
Ensaio Triaxial UU (não adensado e não drenado)	Sim	Sim	Não	Não	Não	Não	Sim	Não
Ensaio Triaxial CIU (adensado e não drenado)	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Sim	Não
Ensaio Triaxial Especial (com adensamento isotrópico e cisalhados em condições não drenadas)	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Sim	Não
Ensaio de Palheta (*Vane Test*)	Sim	Não	Não	Não	Não	Não	Sim	Não
SPT	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim

Fonte: A autora (2019).

Observando-se a Tabela acima, percebe-se que, de maneira geral, as empresas reservam maior atenção à execução de ensaios que visam à obtenção de parâmetros de caracterização e adensamento do solo, bem como aqueles referentes à visualização da estratigrafia do terreno. No entanto, não é dada tanta importância à execução de ensaios para determinação de

parâmetros de resistência do solo, a exemplo dos ensaios triaxiais, compressão simples e, especialmente, ensaios de palheta (*Vane Test*).

Os resultados desses ensaios foram analisados e, em seguida, catalogados no banco de dados criado nesta pesquisa.

3.3.1 Coleta de amostras indeformadas

Durante o desenvolvimento desta pesquisa, foram coletadas três (03) amostras indeformadas de solo compressível, sendo duas (02) correspondentes ao local A e uma (01) ao local B da Tabela 6. Nos outros pontos também houve a coleta de amostras indeformadas por parte dos responsáveis, na época em que os respectivos ensaios foram executados. Com essas amostras foram realizados os ensaios de laboratório possíveis, visando à caracterização do solo da região de estudo e à obtenção de parâmetros importantes à elaboração de projetos.

A coleta das amostras foi realizada com o uso de amostrador de paredes finas do tipo *Shelby*, medindo 75 mm de diâmetro e 840 mm de comprimento (corpo + cabeça do amostrador). Optou-se por realizar a amostragem com esse tipo de amostrador por ser um dos que são adequados à extração de amostras em solos moles. Além disso, o amostrador do tipo *Shelby* era o único existente no GEOPAV e na empresa que realizou alguns ensaios.

As amostras foram coletadas em furos de sondagem, seguindo o procedimento estabelecido pela NBR 9820 (ABNT, 1997). No caso do local A, a cravação do tubo foi feita a uma profundidade superficial, diretamente no solo, sem furo prévio de sondagem, tomando-se os mesmos cuidados estabelecidos pela NBR 9820.

As profundidades de coleta das amostras variaram bastante. Algumas foram coletadas mais superficialmente, em profundidades de 1,00 a 2,60 m a partir da superfície do terreno. Outras, mais profundas, variaram de 5,00 até 15,60 m a partir do nível do terreno.

Por se tratar de um processo delicado, durante a cravação do tubo, a coleta da amostra, o transporte para o laboratório e o armazenamento, alguns pontos cruciais foram observados, para obtenção de uma amostra de boa qualidade. De acordo com a recomendação da norma e da literatura disponível sobre o assunto, foram tomados os seguintes cuidados (ABNT, 1997):

a) Não se utilizou percussão para cravação do amostrador, de modo a evitar a perturbação das amostras;
b) Imediatamente após a retirada do amostrador do furo, as amostras foram lacradas, utilizando-se parafina;
c) Após lacrar as amostras, estas foram identificadas, com as informações solicitadas pela norma;
d) Foram obedecidas as recomendações da norma referentes ao transporte e armazenamento das amostras, de modo a evitar o amolgamento do solo.

O procedimento de amostragem adotado nessa pesquisa pode ser visualizado com detalhes na Figura 17. As imagens apresentadas são referentes à coleta do solo na localização B, realizada por uma empresa de sondagem local, que colaborou com essa fase da pesquisa.

3.3.2 Ensaios de Caracterização Geotécnica

Os ensaios para caracterização geotécnica do solo são realizados para obtenção de uma melhor representação das diferentes naturezas e consistências dos solos moles, visto que a informação $N_{SPT} = 0$ em toda a camada, geralmente obtida nas investigações preliminares, é bastante limitada (ALMEIDA e MARQUES, 2011).

Para a realização dos ensaios de caracterização, não é necessário utilizar amostras indeformadas, de acordo com as recomendações da ABNT. Por isso, foi aproveitado o solo que sobrou da moldagem dos corpos de prova para os ensaios de adensamento e os ensaios triaxiais para a caracterização geotécnica.

Essa etapa compreendeu diversos ensaios, com vistas a se obter as propriedades relativas à plasticidade, umidade, densidade e distribuição granulométrica dos solos. Dentre eles, foram realizados na presente pesquisa:

a) Análise Granulométrica;
b) Teor de Umidade;
c) Massa específica real;
d) Limite de liquidez (LL);
e) Limite de plasticidade (LP).

Figura 17 - Procedimento de coleta de amostras utilizando amostrador do tipo Shelby: **A e B** - inserção do tubo Shelby no furo de sondagem e cravação no solo; **C, D e E -** retirada do tubo amostrador contendo a amostra de solo; **F -** limpeza do tubo; **G -** preparação da parafina; **H, I, J e K -** tubo sendo protegido com tecido e lacrado com parafina e **L -** retirada da cabeça do amostrador.

Fonte: A autora (2019).

Vale ressaltar que nem todos os locais estudados possuem dados relativos a ensaios de caracterização completos, pois este trabalho reúne em seu banco de dados resultados de ensaios que, em alguns casos, foram realizados com a finalidade de investigação do subsolo para elaboração de projetos geotécnicos, não havendo uma preocupação com pesquisas futuras que pudessem necessitar dessas informações.

A quantidade de amostras coletadas para cada local e os respectivos ensaios realizados com essas amostras estão apresentados na Tabela 8.

Tabela 8- Ensaios de caracterização realizados em cada local de estudo.

Identificação	Quantidade de Amostras	Ensaios Realizados com as Amostras para Caracterização do Solo
A	02	Análise Granulométrica, Umidade Natural, Massa Específica Real, LL e LP
B	01	-
C	02	Análise Granulométrica, Umidade Natural, Massa Específica Real, LL e LP
D	02	Análise Granulométrica, Umidade Natural, Massa Específica Real, LL e LP
E	04	Análise Granulométrica, Umidade Natural e Massa Específica Real
F	01	Umidade Natural, Massa Específica Real, LL e LP
G	08	Análise Granulométrica, Umidade Natural, Massa Específica Real, LL e LP
H	02	Análise Granulométrica, Umidade Natural, LL e LP

Fonte: A autora (2019).

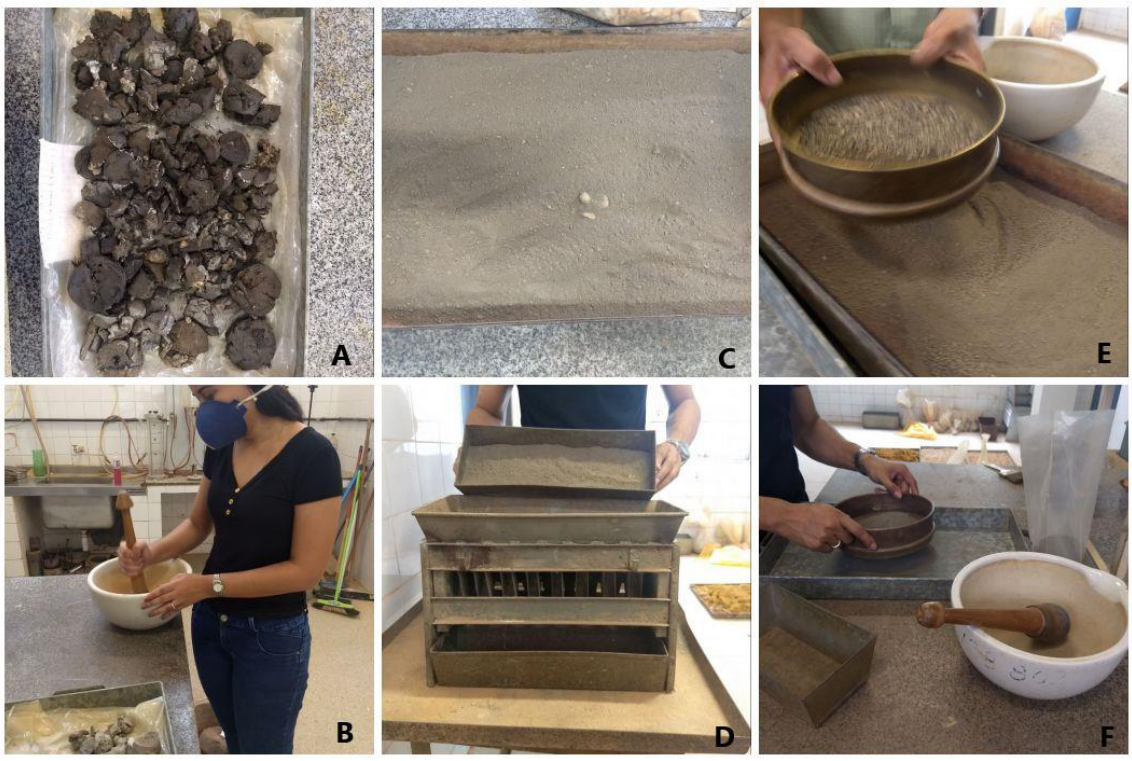
Análise Granulométrica

A NBR 7181 (ABNT, 2016a) estabelece o procedimento para execução do ensaio de Análise Granulométrica. Com esse ensaio, é possível identificar a maneira como as partículas sólidas estão distribuídas de acordo com a sua granulometria, para um determinado tipo de solo. A distribuição granulométrica das partículas de solo pode ser obtida através de peneiramento ou por uma combinação de peneiramento e sedimentação. Nesse ensaio, a amostra de solo utilizada pode ser do tipo deformada.

Os resultados obtidos com o ensaio de Análise Granulométrica possuem diversas aplicações práticas no campo da Geotecnia, como por exemplo: dimensionamento de filtros de areia de barragens de terra; previsão do potencial de um solo de ser argila dispersiva; estabilização granulométrica de bases e sub-bases para pavimentos; classificação do solo; entre outros (MASSAD, 2016). Por isso, foi importante conhecer a distribuição granulométrica das partículas nos solos estudados na presente pesquisa, para que essa informação fosse cadastrada no banco de dados.

As amostras de solo utilizadas nesta pesquisa possuem uma quantidade considerável de partículas finas. Dessa forma, a análise granulométrica foi realizada como uma combinação das fases de peneiramento e sedimentação. Esse procedimento por ser melhor visualizado na Figura 18 .

Figura 18- Preparação das amostras para o ensaio de granulometria: **A -** secagem ao ar do solo a ser ensaiado; **B -** destorroamento do solo; **C -** solo destorroado; **D -** repartição do solo; **E e F -** peneiramento para separação das amostras de solo.



Fonte: A autora (2019).

Após a preparação das amostras de solo, seguiu-se para a fase de peneiramento (Figura 19) que é dividida em duas etapas: o peneiramento fino e o peneiramento grosso.

Figura 19- Peneiramento da amostra: **A** - amostra para peneiramento grosso e **B** - agitador e jogo de peneiras.

Fonte: A autora (2019).

O solo retido em cada uma das peneiras foi pesado para que fosse possível realizar os cálculos posteriormente.

Com o material de diâmetro inferior a 0,075 mm, executou-se a fase de sedimentação, conforme Figura 20. Nessa etapa, tomou-se uma porção de solo com cerca de 50 g e adicionou-se água destilada, formando uma pasta. Essa pasta foi misturada ao defloculante hexametafosfato de sódio (concentração de 45,7 g/L, pH de 8,5) e ficou repousando de um dia para o outro. Após o período de repouso, ela foi transferida para o aparelho de dispersão e misturada de 10 a 15 minutos, para separar as partículas do solo (ABNT, 2016a; MASSAD, 2016).

Prosseguiu-se então com as etapas previstas em norma. Ao final, com o auxílio de um densímetro e de um aparelho para medir temperatura, foi possível realizar leituras em determinados intervalos de tempo. De acordo com seu tamanho, peso e forma, as partículas decantam com diferentes velocidades e, dessa forma, é possível calcular o diâmetro das partículas de solo, a partir dos resultados do ensaio (ABNT, 2016a; MASSAD, 2016).

Figura 20- Sedimentação: **A** - solo disperso na solução de hexametafosfato de sódio; **B** - mistura sendo agitada, conforme previsto em norma; **C** - medição de temperatura.

Fonte: A autora (2019).

Com os resultados encontrados em cada uma das fases do ensaio, foram elaborados gráficos que relacionam o diâmetro das partículas (em escala logarítmica) e a porcentagem das partículas passantes, referentes ao diâmetro considerado (em escala aritmética). Esses gráficos são conhecidos como curvas granulométricas (ABNT, 2016a).

No total, estão cadastrados no banco de dados resultados referentes a vinte (20) ensaios de análise granulométrica, distribuídos entre os diferentes locais estudados de acordo com a Tabela 8.

Teor de Umidade

O objetivo principal desse ensaio é a determinação do teor de umidade natural do solo. Esse parâmetro é muito importante, especialmente em se tratando de solos moles, que normalmente possuem um teor de umidade elevado.

Foram separadas em cápsulas amostras do solo na umidade natural – três para cada determinação. Essas cápsulas foram então pesadas e colocadas na estufa até que o solo atingisse a constância de massa (foram feitas algumas pesagens periódicas para verificação). Desse

modo, quando se atingiu a constância, as cápsulas foram pesadas novamente e procedeu-se com os cálculos de determinação do teor de umidade (Figura 21).

Figura 21- Determinação do teor de umidade: **A** - distribuição das amostras em três cápsulas; **B** - colocação das amostras no dessecador; **C** - pesagem das amostras; **D** - colocação das amostras em estufa, para secagem e posterior pesagem.

Fonte: A autora (2019).

Nas amostras de solo em questão, esse ensaio foi realizado não só na etapa de caracterização, mas também em outras etapas que exigiam o cálculo do teor de umidade. Ao total, foram realizadas trinta e seis (36) determinações de umidade nos locais estudados.

Massa Específica Real

O ensaio de massa específica real é realizado com o material passante na peneira de 4,8 mm que foi separado inicialmente, de acordo com a (ABNT, 1984). Após repartições, obteve-se uma amostra de solo de cerca de 50 g (valor recomendado pela norma para os solos argilosos). Esse material foi então colocado no picnômetro e o conjunto foi pesado. O valor final, obtido após a execução de todas as etapas previstas em norma, é a média de duas determinações, desde que o resultado esteja dentro de um intervalo especificado. A Figura 22 ilustra o procedimento

utilizado para execução do ensaio. Foram realizadas dezenove (19) determinações de massa específica real para os locais estudados.

Figura 22- Procedimento de ensaio para obtenção de massa específica real: **A**- pesagem do picnômetro; **B**- picnômetros + amostra de solo; **C** - colocação de água nos picnômetros; **D** - bomba de vácuo; **E** - picnômetro + solo + água; **F** - picnômetro + água; **G** - pesagem do picnômetro + água; **H** - medida de temperatura da água do picnômetro.

Fonte: A autora (2019).

Limite de Liquidez

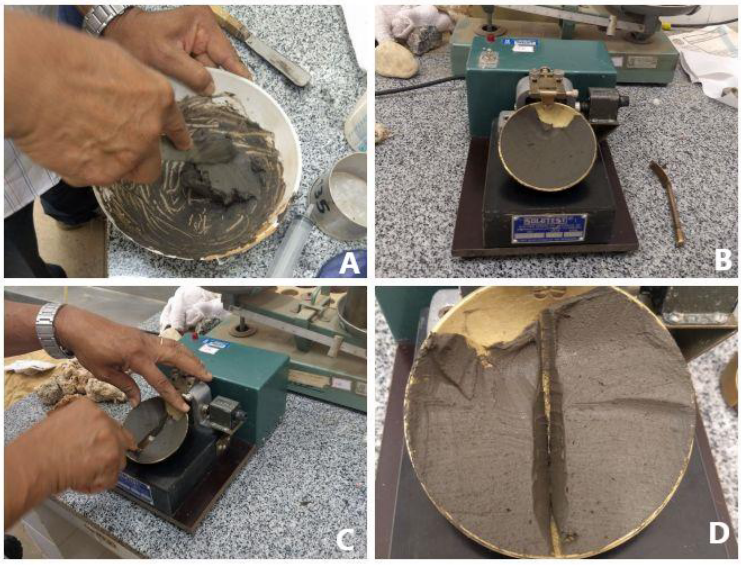
O limite de liquidez de um solo pode ser definido como aquele a partir do qual o solo adquire comportamento de líquido. A norma que orienta o procedimento para execução do ensaio de limite de liquidez é a NBR 6459 (2016b) e o aparelho de Casagrande é o equipamento utilizado para tal determinação. Esse dispositivo é composto por uma concha metálica, apoiada em uma base que possui uma manivela.

Inicialmente, separou-se uma mistura homogênea de água destilada e solo com cerca de 50 a 75 g. Essa amostra foi disposta na concha e, em seguida, fez-se uma ranhura no solo, com cerca de 10 mm de espessura na sua parte central, com o auxílio de um equipamento denominado cinzel. Girou-se então a manivela, com velocidade de duas voltas por segundo, de

modo que a concha golpeie a base. Os golpes foram repetidos até que houvesse o fechamento da ranhura ao longo de 13 mm de comprimento em algum ponto. O procedimento foi repetido de modo a se obter 5 pontos para o gráfico de Umidade x Número de Golpes, partindo-se de uma condição mais seca e umedecendo-se sucessivamente a pasta de solo para a obtenção dos demais pontos. O limite de liquidez equivalerá ao teor de umidade correspondente a 25 golpes. Deve-se lembrar de remover cerca de 5g do solo das imediações da parte fechada da ranhura para determinação do teor de umidade (ABNT, 2016b; MASSAD, 2016).

A Figura 23 ilustra o equipamento e o procedimento de execução do ensaio. Nos locais de estudo, foram realizados cerca de vinte e seis (26) ensaios para obtenção do Limite de Liquidez. O procedimento padrão de execução deste ensaio no GEOPAV determina que sempre sejam realizadas duas determinações de LL por amostra, então se considerou apenas uma determinação somente no local G, pois este não teve seus ensaios realizados no GEOPAV, e no trabalho do qual foram extraídas essas informações não havia maiores detalhes quanto a isso.

Figura 23- Determinação do limite de liquidez do solo: **A** - homogeneização do material; **B** - preenchimento da concha; **C** - ranhura feita com uso do cinzel e **D** - conclusão do ensaio.



Fonte: A autora (2019).

Limite de Plasticidade

O limite de plasticidade corresponde ao teor de umidade abaixo do qual o solo passa do estado sólido para o semissólido, perdendo sua capacidade de ser moldado. É, portanto, o teor de

umidade no instante da fratura. A norma que rege a execução desse ensaio é a NBR 7180 (ABNT, 2016 c).

A Figura 24 ilustra o procedimento executivo do ensaio. Foram realizados cerca de vinte e seis (26) ensaios para obtenção do Limite de Plasticidade, com a mesma justificativa do Limite de Liquidez.

Figura 24- Determinação do limite de plasticidade do solo: **A -** adição de água à amostra de solo; **B -** homogeneização da mistura; **C -** execução do ensaio; **D -** aparecimento das fissuras ao longo de todo o comprimento do corpo de prova: fim do ensaio.

Fonte: A autora (2019).

3.3.3 Ensaios de Adensamento Edométrico

Os ensaios de adensamento edométrico possuem como objetivo principal a obtenção de parâmetros de compressibilidade e adensamento do solo, tais como tensão de pré-adensamento, índices de compressão e recompressão e coeficiente de adensamento. A norma brasileira que

orienta o procedimento de execução do ensaio é a NBR 12007 (ABNT, 1990), embora atualmente encontre-se cancelada.

Convencionalmente, o ensaio de adensamento consiste em carregar axialmente um corpo de prova mantido confinado lateralmente e registrar a evolução das deformações verticais em vários intervalos de tempo para cada estágio de carga. Durante um estágio de carregamento, os incrementos de carga são mantidos constantes (PÓVOA, 2016).

Incialmente, foi necessário preparar as amostras de solo para execução dos ensaios. Para isso, foram moldados corpos de prova com as amostras indeformadas extraídas do amostrador *Shelby*. Como moldes, foram utilizados anéis metálicos rígidos, de formato cilíndrico, apropriados para prensas de adensamento do tipo Bishop que foram as empregadas na presente pesquisa. Por se tratar de solos de baixa consistência, para moldagem da amostra, cravou-se o anel de adensamento provido de extremidade cortante no solo. Esses anéis possuem diâmetro aproximado de 5 cm e em média 20 cm² de área da seção transversal. No anel de adensamento e na célula de adensamento, aplica-se vaselina a fim de minimizar o atrito lateral (MASSAD, 2016).

Foram feitas leituras referentes à variação de altura do corpo de prova nos tempos previstos em norma. Nesta pesquisa, foram aplicados seis estágios de carregamento (12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa), e três de descarregamento (200 kPa, 50 kPa e 12,5 kPa) para os ensaios realizados durante a elaboração do trabalho (locais A e B). Nos demais locais, houve variações, podendo ser verificados estágios de 75 kPa, 150 kPa e 300 kPa, em certos casos. Durante a execução do ensaio, é interessante lançar os pontos recalque-logaritmo do tempo no gráfico para detectar possíveis erros de leitura e corrigi-los com maior facilidade (MASSAD, 2016).

Com base nos ensaios de adensamento, foi possível obter como resultados a curva do índice de vazios em função do logaritmo da tensão aplicada; as curvas de adensamento para todos os estágios de carregamento e a tensão de pré-adensamento (σ'_a) dos solos nos casos em que não houve amolgamento da amostra. Determinaram-se ainda os valores dos índices de compressão (C_c) e recompressão (C_r) do solo, para cada local de estudo. Com essas informações, outros dados importantes para determinação de parâmetros geotécnicos podem ser encontrados e torna-se mais simples comparar os resultados experimentais com valores obtidos através de formulações empíricas, semi-empíricas e/ou teóricas, a fim de atestar a empregabilidade dessas equações (ABNT, 1990).

A Figura 25 mostra as etapas do procedimento executivo do ensaio de adensamento edométrico, desde a preparação dos corpos de prova, até os estágios finais de carregamento.

Figura 25- Procedimento de execução do ensaio de adensamento: **A** - posicionamento do anel metálico contendo o corpo de prova na célula de adensamento; **B** - colocação do papel filtro e da pedra porosa; **C** - fechamento da célula de carga; **D** - posicionamento da célula de carga na prensa; **E** - nivelamento da prensa; **F** - aplicação do primeiro estágio de carregamento; **G** - cronometragem e realização das leituras; **H** - registro das leituras e **I** - carregamentos sendo aplicados.

Fonte: A autora (2019).

Constam no banco de dados resultados de vinte e três (23) ensaios de adensamento convencionais (SIC) e seis (06) ensaios de adensamento com velocidade constante de deformação (CRS), sendo estes últimos realizados por Ribeiro (1992) para a localização G.

3.3.4 Ensaios Triaxiais

Os ensaios triaxiais convencionais são os mais utilizados para determinação dos parâmetros de resistência dos solos. Consistem na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico de solo. Existem três classificações possíveis para esse tipo de ensaio: adensado e drenado (CD), que é um ensaio lento, no qual há permanente drenagem do corpo de prova; adensado e não drenado (CU), que é um ensaio rápido, porém, pré-adensado, no qual se aplica a pressão confinante e deixa-se dissipar a pressão neutra correspondente; e não adensado e não drenado (UU), que é um ensaio rápido, no qual o corpo de prova é submetido à pressão confinante e, a seguir, ao carregamento axial, sem que se permita qualquer drenagem (CAVALCANTE; CASAGRANDE, 2006; PINTO, 2006).

A grande maioria dos ensaios triaxiais cadastrados no banco de dados são do tipo UU, por serem adequados à obtenção da resistência ao cisalhamento não drenada - parâmetro fundamental para a caracterização de solos argilosos moles. Alguns resultados de ensaios do tipo CU e triaxiais especiais, provenientes do trabalho desenvolvido por Ribeiro (1992), também foram registrados.

Durante a pesquisa, foram realizados apenas ensaios do tipo UU, referentes aos locais A e B. Para execução desse tipo de ensaio, o corpo de prova foi colocado na câmara triaxial, sendo submetido a uma pressão confinante. Em seguida, aumentando-se o carregamento axial, com as válvulas de drenagem fechadas, submeteu-se a amostra ao cisalhamento. Nestas condições, o teor de umidade manteve-se constante e, como o corpo de prova estava saturado, não houve variação volumétrica. Com esse procedimento, as tensões medidas e os parâmetros de resistência correspondentes foram do tipo totais. Como não requer tempo para drenagem, o ensaio é também conhecido como ensaio rápido (PINTO, 2006).

Os dados de entrada no *software* que controla a máquina de ensaio são a altura e o diâmetro do corpo de prova (previamente medidos), o carregamento a ser aplicado e a velocidade de ensaio. Nos ensaios dos locais A e B, foram aplicados carregamentos de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa a diferentes corpos de prova, e a velocidade de ensaio adotada foi de 0,5 mm/min. A Figura 26 ilustra o procedimento de execução do ensaio.

Figura 26- Procedimento de execução dos ensaios triaxais UU: **A** - moldagem do corpo de prova (CP); **B** - obtenção das dimensões do CP; **C** - inserção do CP no aparato; **D** - proteção do CP com membrana de látex; **E** - posicionamento da proteção em acrílico; **F** - fechamento da câmara triaxial; **G** - posicionamento do dispositivo transmissor de carga; **H** - posicionamento e ajuste do extensômetro; **I** - visão geral do equipamento; **J** - enchimento da câmara triaxial; **K** - ruptura do CP; **L** - CP rompido.

Fonte: A autora (2019).

Constam no banco de dados resultados referentes a nove (09) ensaios triaxiais do tipo UU, oito (08) do tipo CU e cinco (05) ensaios triaxiais especiais com adensamento isotrópico e cisalhados em condições não drenadas.

3.3.5 Ensaio de Compressão Simples

O ensaio de compressão simples caracteriza-se pela aplicação de um carregamento axial a um corpo de prova cilíndrico, com 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro. Diferente do que acontece no ensaio triaxial, na compressão simples a carga é aplicada em uma única direção, por isso o corpo de prova possui liberdade para deformar-se nas outras direções sem qualquer restrição

(CAVALCANTE; CASAGRANDE, 2006). A norma utilizada como referência para execução desse ensaio é a NBR 12770 (ABNT, 1992).

De modo geral, esse ensaio é realizado com uma velocidade de carregamento que provoca a ruptura em cerca de 10 a 15 minutos. Por ser um intervalo curto de tempo, não há condições de drenagem, ou seja, de dissipação das pressões neutras provocadas pelo carregamento. Devido a isso, o ensaio de compressão simples pode ser considerado um caso particular de ensaio UU, em que a pressão confinante é igual a zero (PINTO, 2006).

A princípio, os corpos de prova foram moldados de forma semelhante aos do ensaio triaxial, e foram posicionados cuidadosamente no equipamento de compressão, em posição centrada. Em seguida, aplicou-se o carregamento a uma velocidade de deformação específica constante (0,5%/min) e os valores de carga, deslocamento e tempo foram registrados em intervalos pré-definidos. Prosseguiu-se então com o carregamento, até que houvesse uma diminuição dos valores de carga aplicada com a evolução dos deslocamentos ou, caso isto não acontecesse, até que se obtivesse 15% de deformação axial específica (ABNT, 1992). Por se tratar de um material extremamente mole, a ruptura dos corpos de prova se deu por deformação excessiva na maioria dos casos. Na Figura 27 é possível observar o procedimento de execução do ensaio.

Com esse ensaio, foi possível estimar a resistência ao cisalhamento não drenada dos solos argilosos, permitindo comparar esses resultados com aqueles obtidos através dos ensaios triaxiais UU (nos locais A e B), de modo a verificar se estão coerentes. No banco de dados, estão presentes registros de cinco (05) ensaios de compressão simples.

Figura 27- Ensaio de compressão simples: **A** - moldagem do CP; **B** - posicionamento do CP e execução do ensaio; **C e D** - ruptura do CP; **E** - comparação entre o CP e o molde após ruptura.

Fonte: A autora (2019).

3.3.6 Ensaio de Palheta (Vane Test)

Além dos ensaios de laboratório, ensaios de palheta de inspeção (Mini-*Vane*) foram executados em campo a fim de se obter a resistência ao cisalhamento não drenada das argilas moles das regiões A e B nas condições de campo. Vale ressaltar que foram realizados ensaios de inspeção por conta do equipamento disponível em laboratório que era do tipo Mini-*Vane*.

Esse ensaio é apropriado para argilas saturadas de consistência mole a rija. Dessa forma, é importante que se tenha um conhecimento prévio da natureza do solo no local onde ele será realizado, para que seja possível avaliar sua aplicabilidade e interpretar os ensaios adequadamente (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Os ensaios foram realizados através da cravação no solo de uma palheta constituída por quatro lâminas retangulares, fixadas num eixo, formando uma cruz. Após atingida a profundidade desejada, submeteu-se a palheta a uma rotação por meio de um torquímetro presente em sua superfície. Assim, quando o solo não ofereceu mais resistência ao torque, caracterizando a ruptura, fez-se a leitura no torquímetro do valor correspondente. Esse valor de torque, ao ser multiplicado por uma constante fornecida pelo fabricante do equipamento (na presente pesquisa, a constante vale 5), fornece a resistência ao cisalhamento não drenada da argila (CAVALCANTE; CASAGRANDE, 2006).

O procedimento acima descrito foi repetido a cada 0,50 m de profundidade, e só foi interrompido quando:

a) Foi encontrada uma camada de material diferente do solo mole (nesse caso deve-se interromper o ensaio para evitar que as palhetas sejam danificadas por um material mais resistente);
b) O conjunto de hastes atingiu seu comprimento máximo ou um comprimento a partir do qual havia risco de danificar o equipamento;
c) Atingiu-se a profundidade de interesse do ensaio.

Durante a realização desse ensaio, em um dos pontos fez-se a cravação do equipamento substituindo-se a palheta por uma ponta cega, a fim de permitir a calibração do sistema. A Figura 28 mostra o procedimento executivo do ensaio.

Constam no banco de dados resultados referentes a sete (07) ensaios de palheta, sendo quatro (04) do tipo palheta de inspeção (Mini-*Vane*) e três (03) convencionais.

Figura 28 - Ensaio de palheta: **A** - medidas para marcação das profundidades de cravação; **B** - marcação; **C** - cravação da palheta no solo; **D** - aplicação do torque; **E** - leitura de torque; **F** - leitura obtida.

Fonte: A autora (2019).

3.3.7 Standard Penetration Test (SPT)

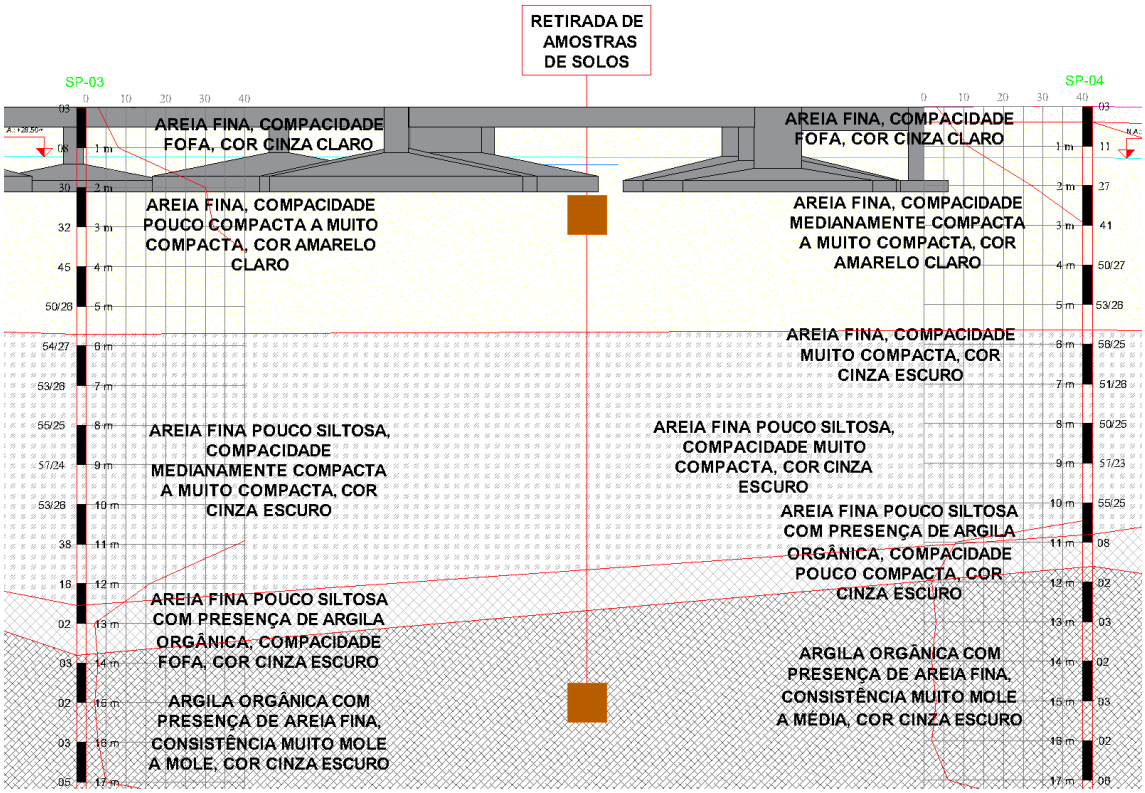
Em todos os sítios estudados foram realizadas sondagens do tipo SPT a fim de se conhecer a estratigrafia do terreno em questão e identificar a espessura e a profundidade das camadas de argila mole, bem como fazer o reconhecimento tátil-visual do solo argiloso.

Foram executados ensaios de sondagem nos oito locais investigados nesta pesquisa, devido à importância de identificar a presença das camadas de solo compressíveis, qual sua profundidade e verificar seu N_{SPT}, de modo a classificá-las ou não como solos moles.

Na Figura 29 é possível observar parte de um dos perfis geotécnicos traçados para a Localização B com base no boletim de sondagem. Nesse perfil, estão indicadas as profundidades de coleta das amostras indeformadas de solo para realização dos ensaios, a

estratigrafia do terreno, a localização e identificação dos furos de sondagem mais próximos, entre outros detalhes.

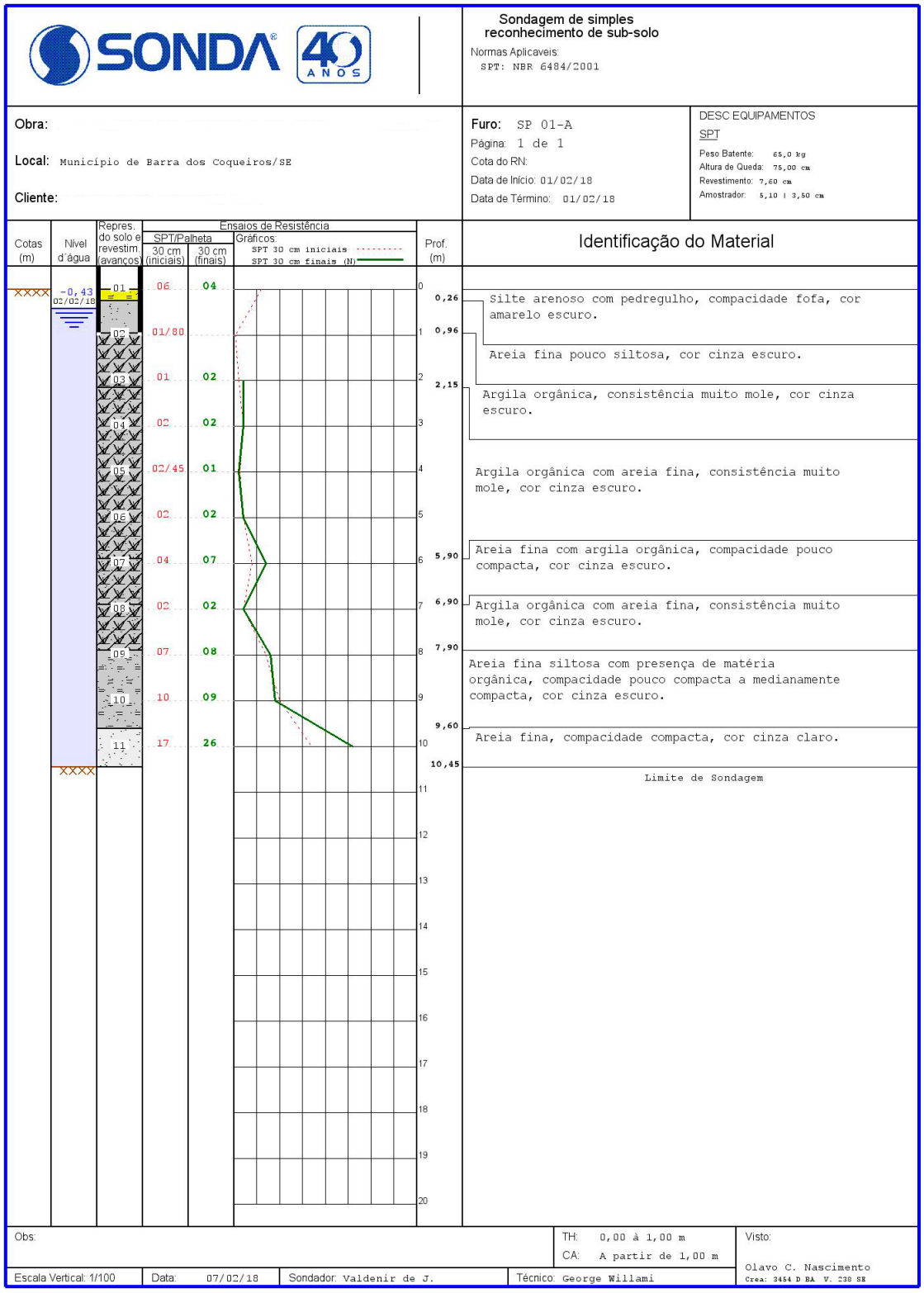
Figura 29- Parte de um perfil geotécnico referente a localização B.



Fonte: Acervo da empresa GEOTEC (2018).

Já a Figura 30 apresenta o perfil de sondagem para o furo SP 01-A, referente à Localização A, atestando a baixa resistência à penetração das camadas de solo compressível e a presença de camadas de argila orgânica.

Figura 30- Perfil de sondagem do solo referente à localização A, furo SP 01-A.



Fonte: Acervo da empresa SONDA (2018).

3.3.8 Georreferenciamento dos Depósitos de Solo Mole e Organização do Banco de Dados

Após a realização de todos os ensaios necessários para esta pesquisa e o levantamento dos resultados provenientes dos ensaios fornecidos por empresas locais, foi possível complementar o banco de elaborado com o auxílio do *software* Microsoft Excel 2016. Foram acrescidas a esse BD informações sobre as principais características geotécnicas, os parâmetros de adensamento, resistência e deformação do solo, entre outros que se mostraram relevantes. Esses resultados complementaram as informações sobre a localização dos depósitos, anteriormente cadastradas.

Com base no banco de dados criado, os depósitos de solo mole estudados foram georreferenciados com o auxílio do *software* livre QGIS 2.18.7, com o objetivo de nortear projetistas e pesquisadores na identificação de áreas que possivelmente contêm camadas de solo mole na RMA. Para o georreferenciamento dos pontos no QGIS 2.18.7, adotou-se o sistema de coordenadas geográficas (Latitude/Longitude) e o *Datum* SIRGAS 2000, que na atualidade é o sistema geodésico oficial adotado pelo Brasil (IBGE, 2005).

As coordenadas foram obtidas por meio do Google Maps e lançadas no QGIS 2.18.7. A nomenclatura dos locais seguiu a identificação utilizada na criação do banco de dados. Os depósitos foram então georreferenciados, com base em suas coordenadas geográficas. O *software* permite ainda que sejam cadastradas informações referentes a cada ponto georreferenciado. Desse modo, foram registrados os valores de LL, LP, IP, massa específica real, C_c (índice de compressibilidade), C_r (índice de recompressão), σ'_a (tensão de pré-adensamento) e OCR (razão de pré-adensamento). Nem todos os locais possuíam informações completas, então foram cadastradas apenas as que estavam disponíveis. Além disso, como utilizou-se mais de uma amostra para a realização dos ensaios que permitiram obter esses resultados, os dados cadastrados no sistema foram valores médios para o depósito.

Feito isso, foi possível situar os depósitos georreferenciados em alguns mapas disponíveis no Atlas Digital Sobre Recursos Hídricos de Sergipe (SERGIPE, 2016), ainda utilizando-se o QGIS 2.18.7. Os pontos foram inseridos inicialmente no mapa do Estado de Sergipe contendo a delimitação dos municípios, de modo a identificar sua localização dentro da RMA. Esse mapa pode ser observado na Figura 15. Em seguida, sobrepôs-se esse mapa dos municípios a uma imagem de satélite do Google, de forma a criar uma nova visualização da localização dos pontos.

Os depósitos foram ainda dispostos em mapas contendo informações sobre a Geologia, a Geomorfologia e a Pedologia da região. Todos eles possuem informações cadastradas sobre sua temática e é possível visualizá-las no próprio *software*. Ao total, foram criados cinco (05) mapas, contendo a distribuição geográfica e alguma informação complementar, referentes aos depósitos estudados.

3.4 Considerações Finais

Neste capítulo, foram apresentadas informações referentes à área de estudo e aos materiais e métodos empregados na pesquisa. A identificação da região estudada permitiu apresentar ao leitor informações relativas aos depósitos analisados pela autora. Além disso, o material utilizado na pesquisa foi brevemente descrito e foram detalhados os ensaios de campo e laboratório realizados, bem como o procedimento de coleta das amostras indeformadas. Por fim, relatou-se a maneira como foi elaborado o banco de dados e realizado o georreferenciamento dos depósitos, através do *software* QGIS 2.18.7.

No capítulo seguinte, serão apresentados e discutidos os resultados obtidos com o desenvolvimento desta pesquisa.

CAPÍTULO 4

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este capítulo é dedicado à apresentação e à discussão dos resultados obtidos com a presente pesquisa, avaliando se estes se comportaram dentro dos padrões esperados com base na fundamentação teórica, e comparando-os com as análises de outros autores que trabalharam em linhas de pesquisa semelhantes. Inicialmente, será realizada a exposição dos mapas encontrados a partir do georreferenciamento dos pontos com o uso do QGIS 2.18.7 e serão discutidos aspectos referentes à classificação geológica, geomorfológica e pedológica de cada um dos depósitos. Em seguida, apresentar-se-ão os resultados referentes aos ensaios de campo e de laboratório, separados por local de estudo, bem como as discussões que se fizerem relevantes com base nesses resultados. Por fim, será feito um comparativo entre os dados encontrados para a Região Metropolitana de Aracaju e outras regiões do Brasil, e uma avalição da qualidade das amostras indeformadas coletadas na pesquisa.

4.1 Georreferenciamento dos Locais de Estudo - QGIS 2.18.7

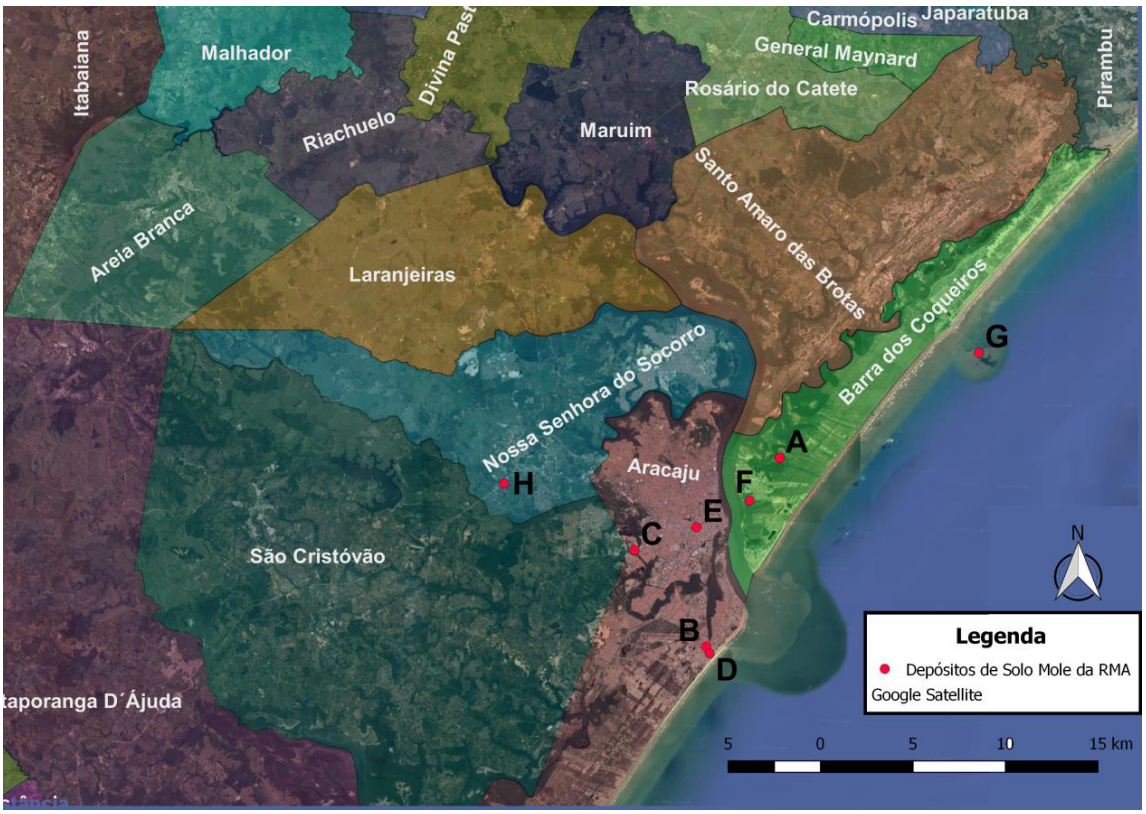
Nesta seção, serão apresentados os mapas obtidos a partir do georreferenciamento dos oito depósitos de solo mole estudados nesse trabalho.

Inicialmente, esses depósitos foram posicionados no mapa de Sergipe, contendo a subdivisão dos municípios, de forma a verificar a localização de cada um dentro da RMA. A Figura 15, apresentada no Capítulo 3, ilustra essa distribuição. Aracaju e Barra dos Coqueiros foram os munícipios com o maior número de informações, enquanto que Nossa Senhora do Socorro tem apenas um dado disponível, e com relação à São Cristóvão, não foi possível encontrar informações pré-existentes ou realizar ensaios para se obter novas informações.

Entretanto, vale ressaltar que esse trabalho é apenas o início da formação de um banco de dados acerca dos solos moles de Sergipe. Certamente, existem muitos outros depósitos além dos estudados que precisam ser investigados e analisados, de forma a complementar as informações obtidas até então.

Após distribuir os pontos referentes aos depósitos estudados no mapa contendo os municípios da RMA, sobrepôs-se a esse mapa uma imagem de satélite proveniente do Google, através de uma ferramenta disponível dentro do próprio QGIS 2.18.7. A Figura 31 ilustra o resultado obtido, facilitando a identificação da localização dos pontos dentro de cada munícipio.

Figura 31 - Mapa da distribuição dos locais de estudo por município sobreposto a uma imagem de satélite.

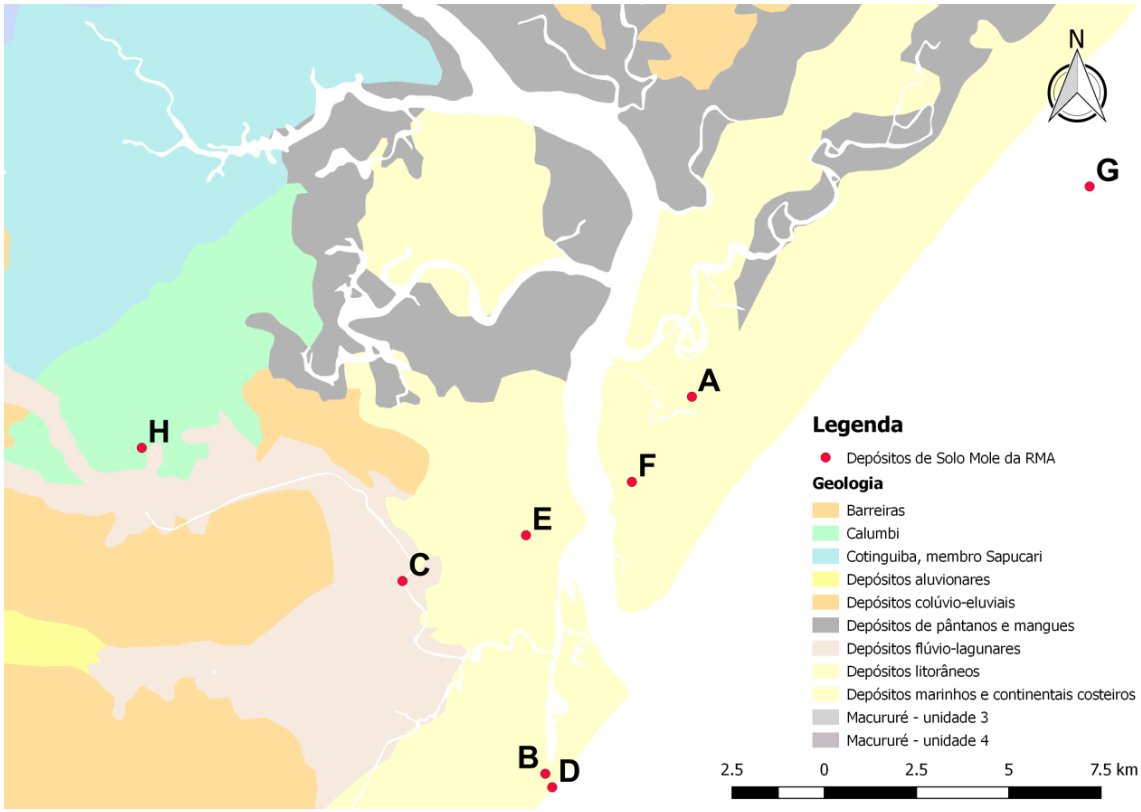


Fonte: Adaptada de imagem do Google Satélite, com o QGIS 2.18.7 (2018).

O local G refere-se aos estudos realizados por Ribeiro (1992) para a construção do Terminal Portuário de Sergipe, sendo, portanto, um depósito *offshore*. Nesse caso, ele não se enquadrará em nenhuma das classificações apresentadas a seguir, pois se encontra em alto mar.

Na sequência, os pontos foram situados em mapas referentes à Geologia, à Geomorfologia e à Pedologia locais, disponíveis no Atlas Digital Sobre Recursos Hídricos de Sergipe (SERGIPE, 2016), ainda utilizando-se o QGIS. A Figura 32 diz respeito à geologia dos depósitos de solo mole da RMA.

Figura 32 - Mapa referente à geologia dos depósitos de solo mole da RMA.



Fonte: Adaptada do Atlas Digital Sobre Recursos Hídricos de Sergipe (2016).

De acordo com as informações cadastradas nesse mapa, acessadas através do QGIS 2.18.7, os dados relativos à geologia do Estado foram fornecidos pelo Serviço Geológico do Brasil – CPRM (Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais), no ano de 2001. Dentre essas informações, foi possível identificar que os locais A, B, D, E e F podem ser classificados como Depósitos Litorâneos, pertencentes à classe geológica dos Sedimentos Inconsolidados, formados no período Quaternário, na época do Holoceno. De acordo com o Mapa Geológico de Sergipe, esses depósitos litorâneos são eólicos, formados por areias bem selecionadas (CPRM, 1993).

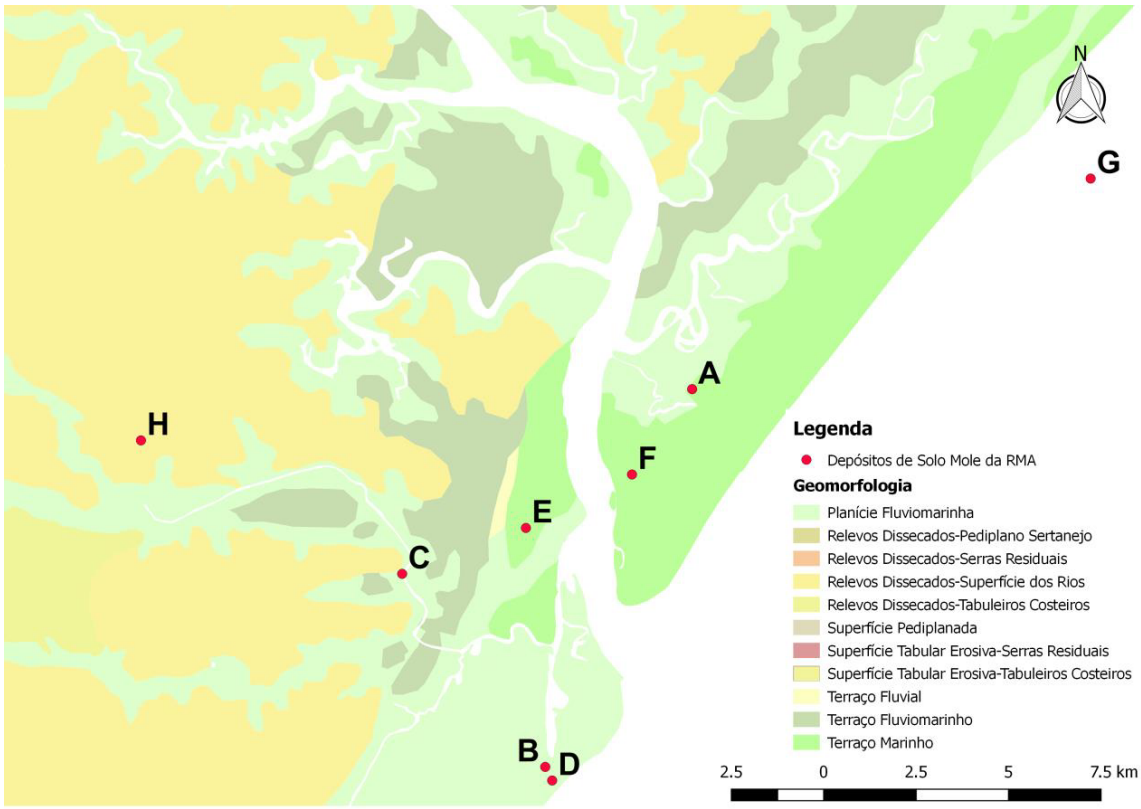
O local C, por sua vez, pertence aos Depósitos Flúvio-Lagunares, da classe geológica Sedimentar, formados também no período Quaternário. São depósitos compostos por areia e silte argilosos, ricos em matéria orgânica (CPRM, 1993). Essas características se assemelham àquelas apresentadas no Capítulo 2, típicas de depósitos de solos moles: costumam localizar-se

nas proximidades de regiões costeiras e beiras de rios, e foram formados no período Quaternário.

Já o local H pertence à Formação Calumbi, característica do município de Nossa Senhora do Socorro. Essa formação é composta por argilitos e folhelhos, cinzentos a esverdeados, com intercalações de arenitos finos a grossos (CPRM, 1993). Formou-se no período Cretáceo, na época Superior.

A Figura 33 mostra a distribuição dos depósitos de solo mole da RMA no mapa geomorfológico de Sergipe.

Figura 33 - Mapa referente à geomorfologia dos depósitos de solo mole da RMA.



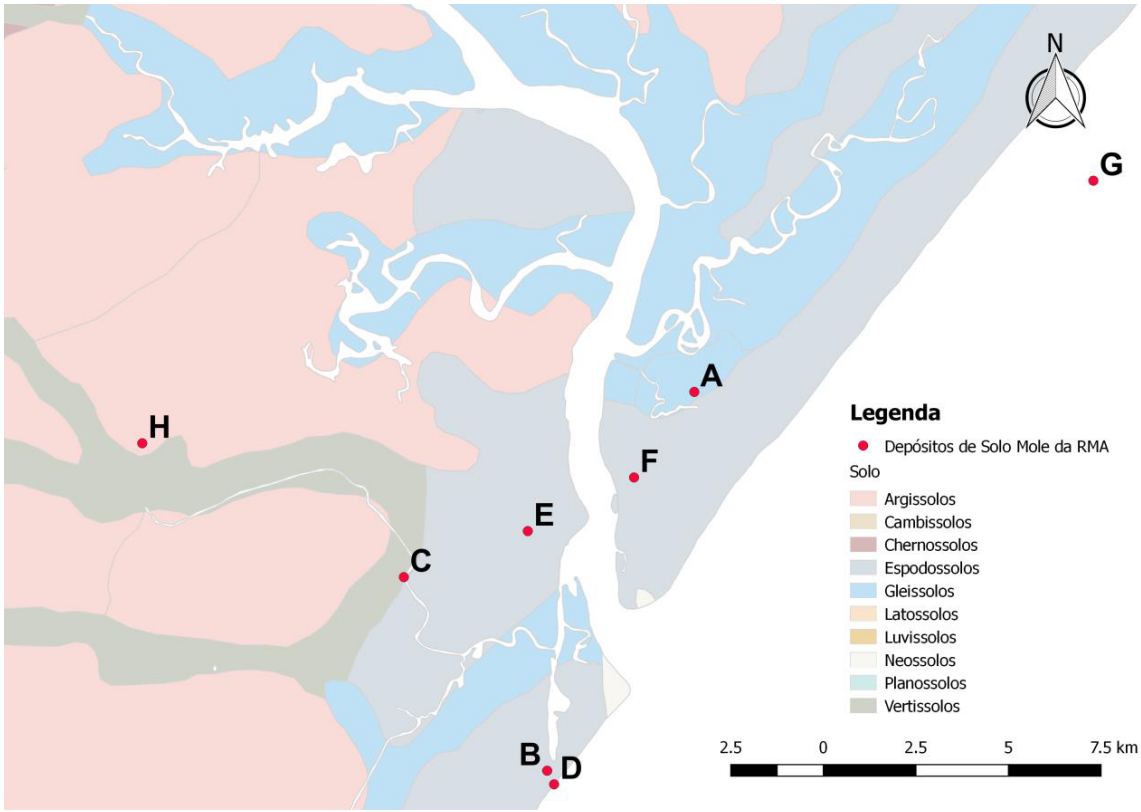
Fonte: Adaptada do Atlas Digital Sobre Recursos Hídricos de Sergipe (2016).

Observando-se o mapa e as informações acessadas pelo QGIS, fornecidas pelo JICA (Japan International Corporation Agency), no ano de 2000, percebe-se que os locais A, E e F pertencem à classe das Planícies Costeiras e à subclasse dos Terraços Marinhos; os depósitos B, C e D são também enquadrados na classe das Planícies Costeiras, porém na subclasse das

Planícies Flúvio-Marinhas e o local H pertence à classe Superfície dos Rios, e à subclasse dos Relevos Dissecados em Colinas e Interflúvios Tabulares. Pode-se inferir, portanto, que essas formas de relevo são propensas à formação de depósitos sedimentares de solos moles, com base no que foi apresentado no Capítulo 2.

Por fim, a Figura 34 é referente à classificação pedológica de Sergipe. Nesse mapa estão cadastrados os depósitos de solo mole estudados nesta pesquisa.

Figura 34 - Mapa referente à pedologia dos depósitos de solo mole da RMA.



Fonte: Adaptada do Atlas Digital Sobre Recursos Hídricos de Sergipe (2016).

As informações sobre a pedologia de Sergipe foram fornecidas pela EMBRAPA/SUDENE (1975) e também foram acessadas no mapa utilizando-se o QGIS. Os solos dos locais B, D, E e F foram classificados como sendo do tipo Podzol (conhecidos na nova classificação como Espodossolos). A Localização A está na área dos Solos Indiscriminados de Mangues, atualmente conhecidos como Gleissolos. Por sua vez, o ponto C pode ser classificado como pertencente a uma área de Solos Hidromórficos (na atualidade,

Vertissolos) e o local H possui solo do tipo Podzólico Vermelho Amarelo, denominados de Argissolos na nova nomenclatura.

Os solos do tipo Podzol, de acordo com a EMBRAPA/SUDENE (1975), são predominante arenosos, e originaram-se a partir de sedimentos areno-quartzosos, referidos ao Holoceno (Baixada Litorânea) e ao Grupo Barreiras, em regiões de tabuleiros costeiros.

Por outro lado, os Solos Indiscriminados de Mangue compreendem solos halomórficos indiscriminados, alagados, distribuídos normalmente nas partes mais baixas da Baixada Litorânea; principalmente nas proximidades de desembocaduras de rios, sob a influência das marés e com vegetação característica de manguezais. De modo geral, são solos muito mal drenados, com elevado teor de sais e de compostos de enxofre, que se formam em áreas baixas e alagadas, notadamente onde existe grande acúmulo de matéria orgânica. Sua textura varia desde argilosa até arenosa.

Já os Solos Hidromórficos localizam-se geralmente nas áreas da Baixada Litorânea, e são formados por materiais de textura muito argilosa e argilosa. São compostos por sedimentos fluviais, predominantemente argilosos, originados no Holoceno.

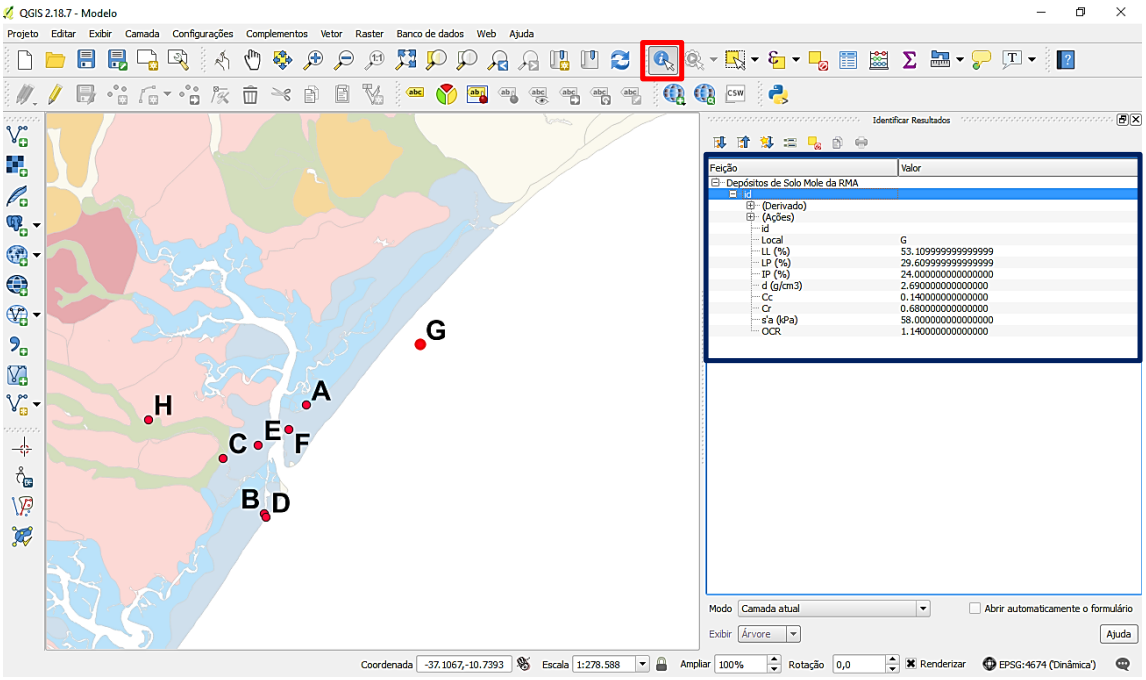
Por fim, os solos do tipo Podzólico Vermelho Amarelo são solos não hidromórficos, formados principalmente por argilas de atividade baixa e compostos essencialmente por argilas do grupo 1:1 (grupo da caulinita).

Além do georreferenciamento dos pontos e da elaboração dos mapas, foi possível associar a cada local um conjunto de informações geotécnicas. Essas informações podem ser acessadas através do arquivo gerado no QGIS 2.18.7 e referem-se aos valores médios de LL, LP, IP, massa específica real, C_c, C_r, tensão de pré-adensamento e OCR de cada depósito.

Como esta pesquisa reúne informações de diversas fontes, em alguns casos, os ensaios disponibilizados não foram executados visando à realização de um estudo aprofundado, e sim, para a elaboração de projetos geotécnicos. Por isso, para alguns pontos, certas informações não estão disponíveis já que não foram feitos ensaios que permitissem obtê-las na época da investigação.

A Figura 35 ilustra uma captura da tela do programa QGIS 2.18.7. Clicando-sobre o botão “Identificar Feições” (marcado em vermelho) e em seguida, clicando-se sobre um ponto ou uma feição (uma bacia sedimentar do mapa, por exemplo), é possível visualizar as informações cadastradas (marcadas em azul).

Figura 35 - Interface do QGIS 2.18.7 onde é possível visualizar as informações sobre o local G, cadastradas no *software*.



Fonte: Imagem da tela do *software* QGIS 2.18.7.

Na atualidade, está se tornando mais comum o uso dos SIG para georreferenciamento de depósitos de solo ou informações geotécnicas. Autores como Caramez e Higashi (2011), Losier et al. (2011) e Hore, Arefin e Ansary (2018) desenvolveram pesquisas no campo da Geotecnia utilizando os SIG para zoneamento, geoprocessamento e monitoramento de camadas de solos.

4.2 Localização A: Sítio Pomonga

O Sítio Pomonga está localizado no município de Barra dos Coqueiros. A estrada em que foram coletadas as amostras indeformadas fica situada nas proximidades da zona litorânea e do Rio Sergipe e seus afluentes. Estudos estavam sendo realizados nessa região, visando à passagem de um veículo de grandes dimensões, a fim de transportar turbinas com cerca de 800 toneladas cada (Figura 36), para uma usina termoelétrica em fase de construção na circunvizinhança. Como o veículo teria que passar obrigatoriamente por essa estrada (Figura 37), que possui

camadas de solo mole em seu subsolo, fez-se necessário realizar investigações geotécnicas a fim de executar um reforço e evitar uma ruptura por baixa capacidade de carga do solo.

Figura 36 – Turbinas aguardando o transporte em balsa no Rio Sergipe, Aracaju/SE.

Fonte: Disponível em https://g1.globo.com/se/sergipe/noticia/transporte-de-turbinas-da-termoeletrica-altera-transito-na-barra-dos-coqueiros.ghtml. Acesso em: 24 de dezembro de 2018.

Figura 37- Estrada Sítio Pomonga.

Fonte: A autora (2019).

Os detalhes sobre as amostras indeformadas coletadas para essa localidade estão presentes na Tabela 9, onde “SP” significa sondagem à percussão; “E”, estaca e “LD”, lado direito.

Tabela 9 – Características gerais das amostras coletadas.

Amostra	Profundidade de Coleta (m)	Comprimento (cm)
SP 01-B (LD)	1,00	76
E-45 (LD)	1,50	76

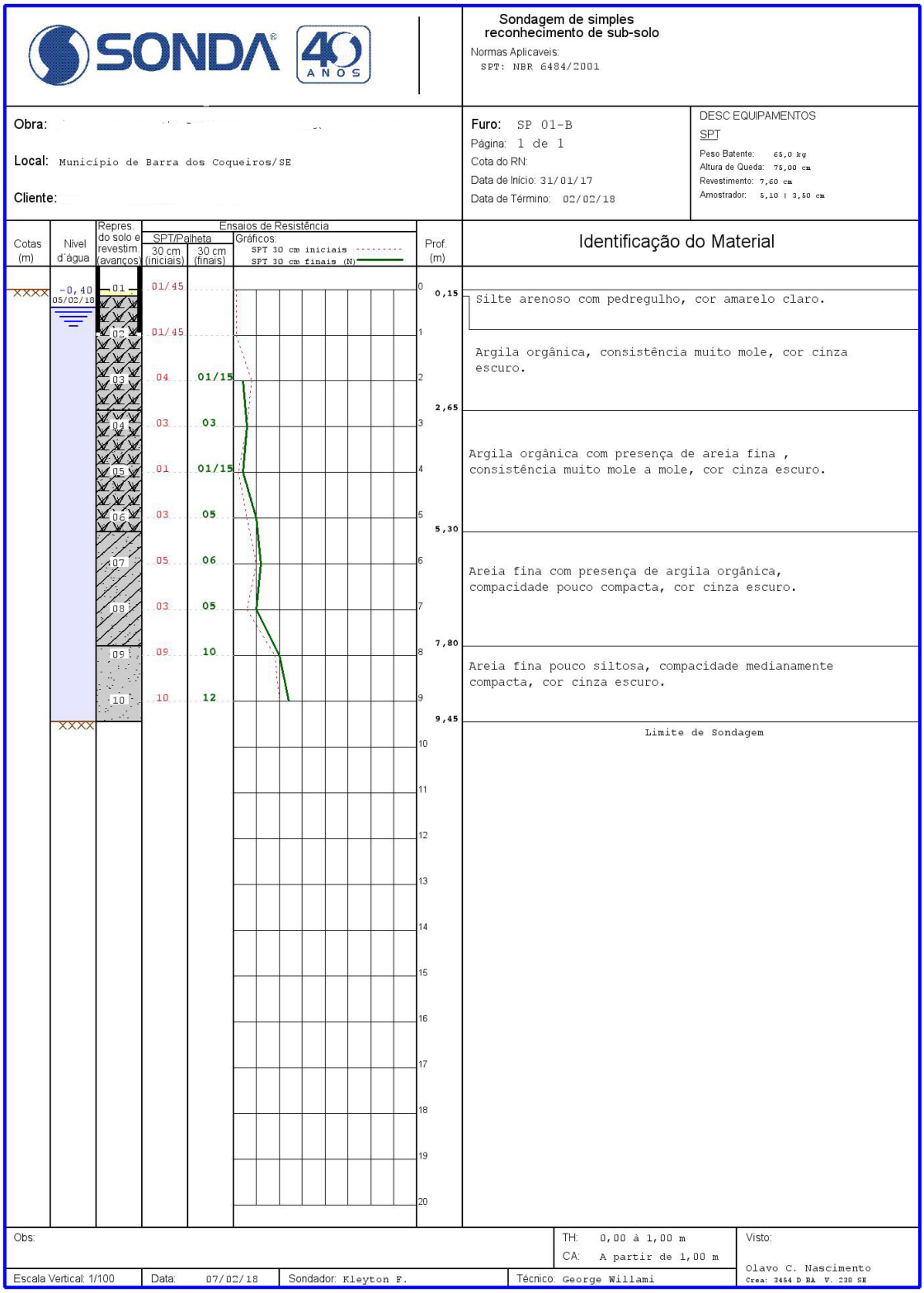
Fonte: A autora (2019).

A sondagem de referência para a amostra SP 01-B pode ser visualizada na Figura 38, e o Furo SP 02-B (Figura 39), próximo à estaca E-45, pode ser utilizado como referência da segunda amostra. Esses perfis apresentam as características gerais do solo dessa localização, sendo possível identificar a presença de argila orgânica com consistência mole a muito mole, de cor cinza escura, sobrejacente ou intercalada a camadas arenosas.

Além disso, pode-se notar valores de N_{SPT} muito baixos nas camadas de argila orgânica, variando de um (1) a cinco (5), compatíveis com o comportamento dos solos moles. No total, de acordo com o boletim de sondagem, foram executados sete furos, sendo dois correspondentes aos locais de coleta das amostras. Todos eles apresentam valores semelhantes e muito baixos de N_{SPT} para a camada de argila orgânica.

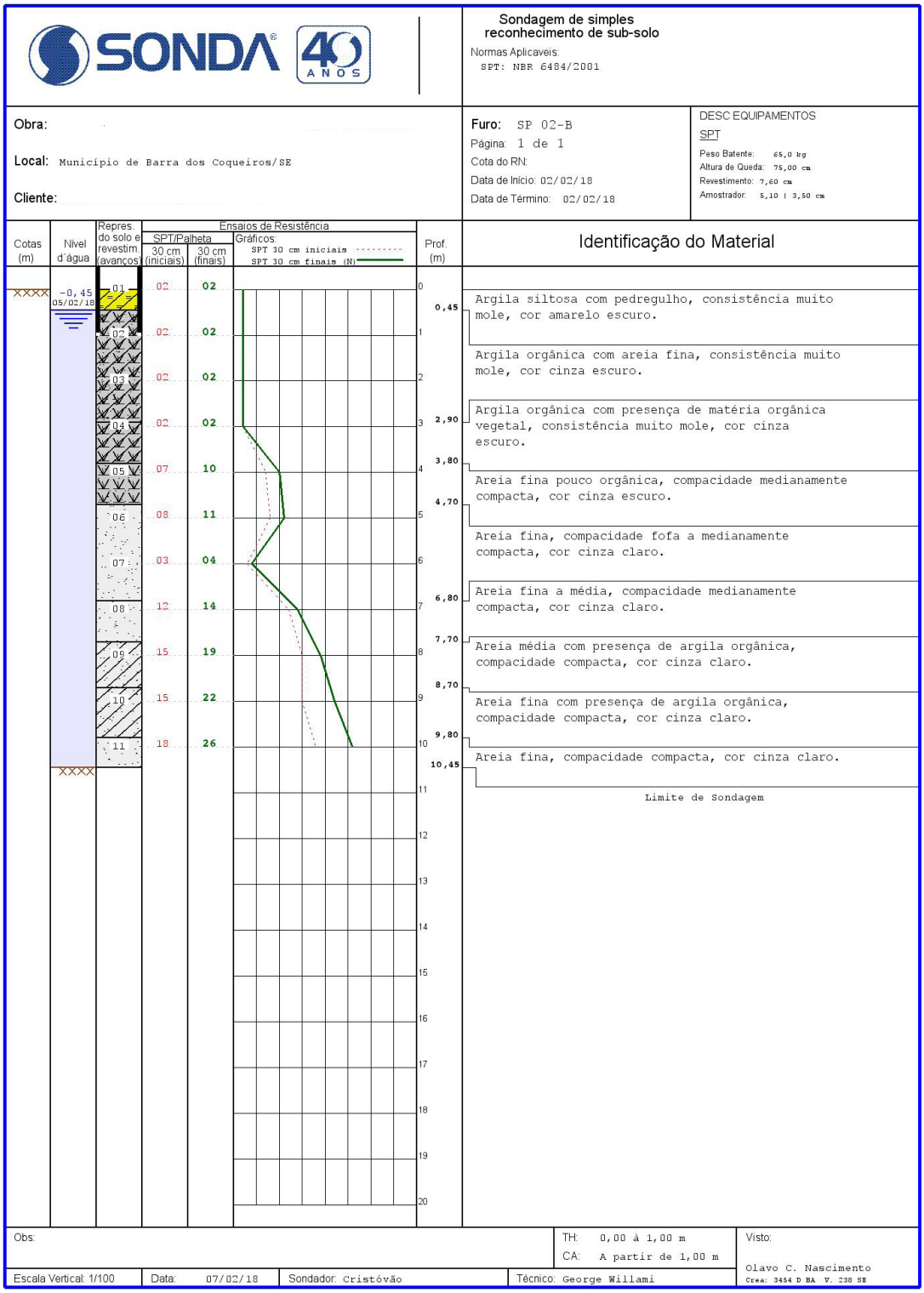
Os resultados obtidos com os ensaios de caracterização geotécnica revelam caraterísticas ligeiramente diferentes entre as duas amostras coletadas no local A. A Figura 40 e a Figura 41 apresentam os gráficos com as porcentagens referentes a cada tipo de partícula que compõe o solo das amostras. Já a Figura 42 corresponde às Curvas de Distribuição Granulométrica.

Figura 38 – Perfil de sondagem referente ao furo SP 01-B.



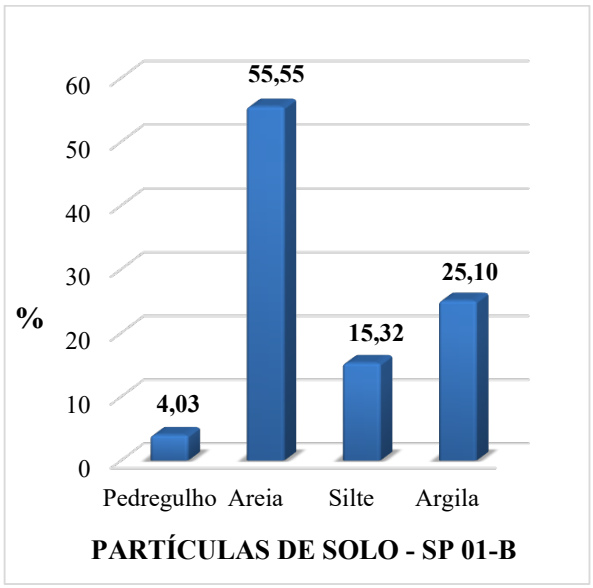
Fonte: Acervo da empresa SONDA (2018).

Figura 39 – Perfil de sondagem referente ao furo SP 02-B.



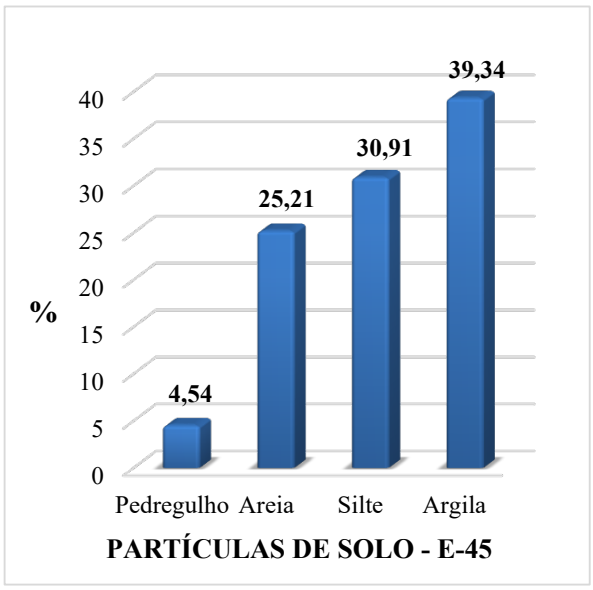
Fonte: Acervo da empresa SONDA (2018).

Figura 40 – Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para a amostra SP 01-B.



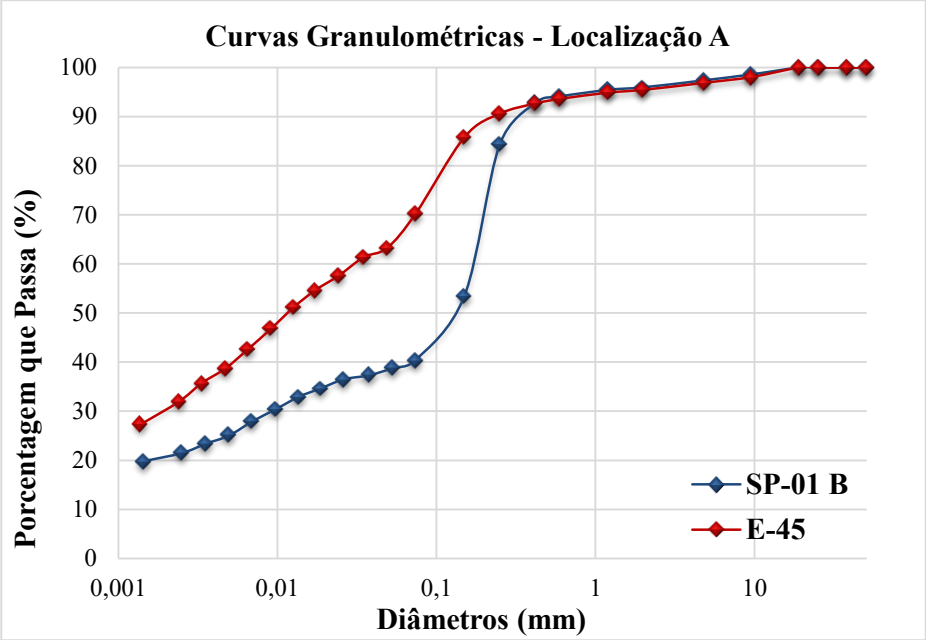
Fonte: A autora (2019).

Figura 41- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para a amostra E-45.



Fonte: A autora (2019).

Figura 42- Curvas Granulométricas para a Localização A.



Fonte: A autora (2019).

Além da distribuição granulométrica, por meio dos ensaios de laboratório também foram obtidos os valores de Limites de *Atterberg* (LL e LP), Índice de Plasticidade (IP), Índice de Atividade (IA), Massa Específica Real (δ) e Umidade Natural (w_0) do solo, para cada uma das amostras, conforme pode ser observado na Tabela 10, a seguir:

Tabela 10 – Resultados obtidos através dos ensaios de caracterização geotécnica para o local A.

Amostra	Parâmetro	Resultado
SP 01-B	w_0 (%)	29,41
	δ (g/cm³)	2,555
	LL (%)	27,41
	LP (%)	18,81
	IP (%)	9,00
	IA	0,44
E-45	w_0 (%)	28,95
	δ (g/cm³)	2,614
	LL (%)	43,45
	LP (%)	25,19
	IP (%)	19,00
	IA	0,63

Fonte: A autora (2019).

A análise das curvas granulométricas, bem como das porcentagens de cada tipo de partícula, permite identificar uma diferença relevante entre o solo das duas amostras. A amostra SP 01-B contém uma quantidade significativa de areia, superior às porcentagens de silte e argila somadas; já na amostra E-45, há predomínio de silte e argila, em detrimento da areia. Esse comportamento também se reflete nos resultados dos demais ensaios.

Ambas as amostras foram coletadas a uma profundidade bastante superficial. Observando-se o perfil de sondagem correspondente à amostra SP 01-B (Figura 38), verifica-se que a camada da superfície é um silte arenoso com pedregulho, de cor amarelo claro. Ela foi coletada a uma profundidade ainda menor que a E-45, e provavelmente continha solo dessa camada inicial, aumentando significativamente o teor de areia.

Durante o procedimento de coleta, verificou-se ainda que havia sido disposto sobre o solo natural da região, um aterro de material arenoso para melhorar provisoriamente a trafegabilidade dos veículos e o suporte dos equipamentos que estavam sendo utilizados na fase de investigação. É provável que tenha havido uma contaminação superficial do solo local com o material desse aterro, o que contribuiu para o aumento da porcentagem de areia. Como a amostra E-45 foi coletada a uma profundidade superior e a camada superficial, de acordo com a sondagem de referência (Figura 39), era uma argila siltosa com pedregulho de consistência muito mole, seguida de uma camada de argila orgânica com areia fina, esta representou mais fielmente as características do solo mole da região.

Assim, como era de se esperar, os resultados dos ensaios para as amostras coletadas na Localização A apresentaram comportamentos distintos. Os gráficos de porcentagem de partículas permitem verificar que o solo da amostra SP 01-B possui uma porcentagem de argila igual 25,10%, enquanto que a da amostra E-45 é de 39,34%. Os valores de massa específica real estão coerentes, quando comparados a outros presentes na literatura (MASSAD, 2009; SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

No que diz respeito à plasticidade, de acordo com os dados de IP apresentados na Tabela 2, é possível classificar esses solos com base em valores de referência presentes na literatura. Dessa forma, o solo da amostra SP 01-B, que apresenta IP = 9, pode ser classificado com um solo de plasticidade média, enquanto que o da amostra E-45, com IP = 19, é um solo muito plástico. Comparando-se esses índices de plasticidade aos encontrados por Ribeiro (1992) para a região do Terminal Portuário de Sergipe (relativamente próxima à localização A, porém em um depósito *offshore*), percebe-se que as argilas estudadas nesse trabalho possuem plasticidade inferior àquelas, cujo IP era em média 23,5% para os ensaios seguindo o procedimento da

ABNT e 38% para os ensaios realizados na umidade natural. Deve-se destacar também que os valores de umidade natural obtidos para os solos dos dois pontos de coleta da Localização A foram bem próximos.

Destarte, pelos resultados obtidos nos ensaios de caracterização, percebe-se que a amostra E-45 apresentou valores mais representativos para solos moles, já que a SP 01-B teve seu comportamento influenciado pela grande porcentagem de areia presente.

Com relação ao índice de atividade das argilas, calculado através do método proposto por Skempton (1984), os solos de ambas as amostras podem ser identificados como inativos, com base na classificação apresentada na Seção 2.1.3 do Capítulo 2, já que estes possuem IA < 0,75. Em seu trabalho, Skempton elenca algumas características comuns às argilas inativas, como por exemplo, uma fração argilosa contendo predominantemente o argilomineral caulinita e deposição em água doce e/ou deposição em água salgada, com subsequente lixiviação por percolação de água doce. O depósito argiloso da Localização A está situado nas proximidades do Rio Sergipe e do mar e, portanto, se enquadra nessas características. Não é possível avaliar a composição mineralógica, pois não foram realizados ensaios com essa finalidade.

Além da caracterização geotécnica, foram realizados também ensaios de adensamento edométrico. Os dois corpos de prova (CP-111 e CP-113) para os ensaios de adensamento foram moldados com o solo da amostra SP 01-B, pois, devido à necessidade de se realizar outros ensaios além dos já mencionados, não havia quantidade suficiente de material para que fosse possível executar todos os tipos de ensaio com as duas amostras. Como resultado dos ensaios edométricos, foram obtidas as curvas Índice de Vazios (e) x Tensão Vertical Efetiva (σ'_v) em escala logarítmica, apresentadas no Apêndice B.

Por meio desses gráficos, foram determinados os valores do Índice de Compressão (C_c) e do Índice de Recompressão (C_r) para o solo ensaiado. Não foi possível estimar a tensão de pré-adensamento (σ'_a) do solo, em virtude do amolgamento das amostras. Nos gráficos presentes no Apêndice B, verifica-se que não há como identificar a transição entre o trecho de recompressão e o trecho virgem das curvas de compressão, o que é um indicativo de amolgamento do solo (MARTINS; LACERDA, 1994). A qualidade das amostras indeformadas coletadas será abordada com mais detalhes nas seções a seguir.

A Tabela 11 apresenta os valores de C_c e C_r determinados através dos ensaios realizados no local A.

Tabela 11- Valores de C_c e C_r obtidos através dos ensaios de adensamento.

Corpo de Prova	C_c	C_r
CP-111	0,260	0,035
CP-113	0,234	0,019

Fonte: A autora (2019).

Por fim, foram utilizados três ensaios distintos para a obtenção do valor da Resistência ao Cisalhamento Não Drenada (S_u) do solo da Localização A. Foram estes: Ensaio de Compressão Simples, Ensaio Triaxial UU e Ensaio de Palheta, sendo os dois primeiros ensaios de laboratório e o último, ensaio de campo.

As informações relativas às amostras utilizadas e aos resultados obtidos com os Ensaios de Compressão Simples estão presentes na

Tabela 12, em que σ_r é a tensão de ruptura do solo.

Tabela 12- Resultados dos Ensaios de Compressão Simples.

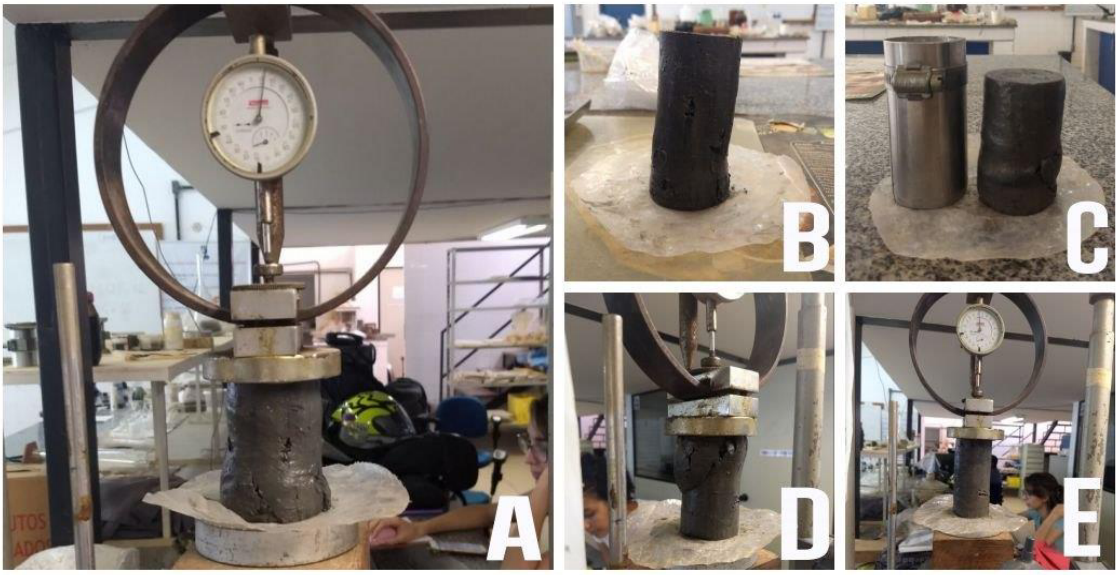
CP	Amostra	σ_r (kPa)	S_u (kPa)
01	E-45 (LD)	10,20	5,10
02	SP-01-B (LD)	4,92	2,46
03	SP-01-B (LD)	5,00	2,50

Fonte: A autora (2019).

Os valores de tensão de ruptura foram obtidos por deformação excessiva dos corpos de prova, no limite máximo de 15% de deformação, estabelecido pela NBR 12770 (ABNT, 1992). Esse fato ilustra uma elevada plasticidade do solo estudado, mesmo da amostra SP 01-B, que possuía uma maior quantidade de areia. Os corpos de prova para esse ensaio foram moldados com o material da parte final do tubo da amostra SP 01-B, material esse extraído de uma profundidade maior do que aquele utilizado nos demais ensaios. Consequentemente, não foi possível identificar visualmente a presença de lentes de areia no solo ensaiado.

Os valores de S_u obtidos para os corpos de prova moldados com o solo da amostra SP 01-B foram muitos inferiores aos da amostra E-45. Durante a execução do ensaio, verificou-se que o CP-02 e o CP-03 foram moldados com um solo muito mole, altamente deformável, pois apenas com o peso próprio este já havia sofrido deformação vertical, antes mesmo do início do ensaio. Isso explica os baixos valores de resistência ao cisalhamento não drenada quando comparados ao CP-01, cuja S_u foi praticamente o dobro. A Figura 43 ilustra a situação dos corpos de prova antes e depois do ensaio.

Figura 43- **A**- Corpo de prova (CP) da amostra SP 01-B completamente deformado após ensaio; **B**- CP da amostra SP 01-B sofrendo deformação com o peso próprio antes do ensaio; **C**- Comparação entre as dimensões do CP após o ensaio e o molde; **D**- CP da amostra SP 01-B completamente deformado após ensaio e **E**- CP da amostra E-45 em boas condições antes do ensaio.



Fonte: A autora (2019).

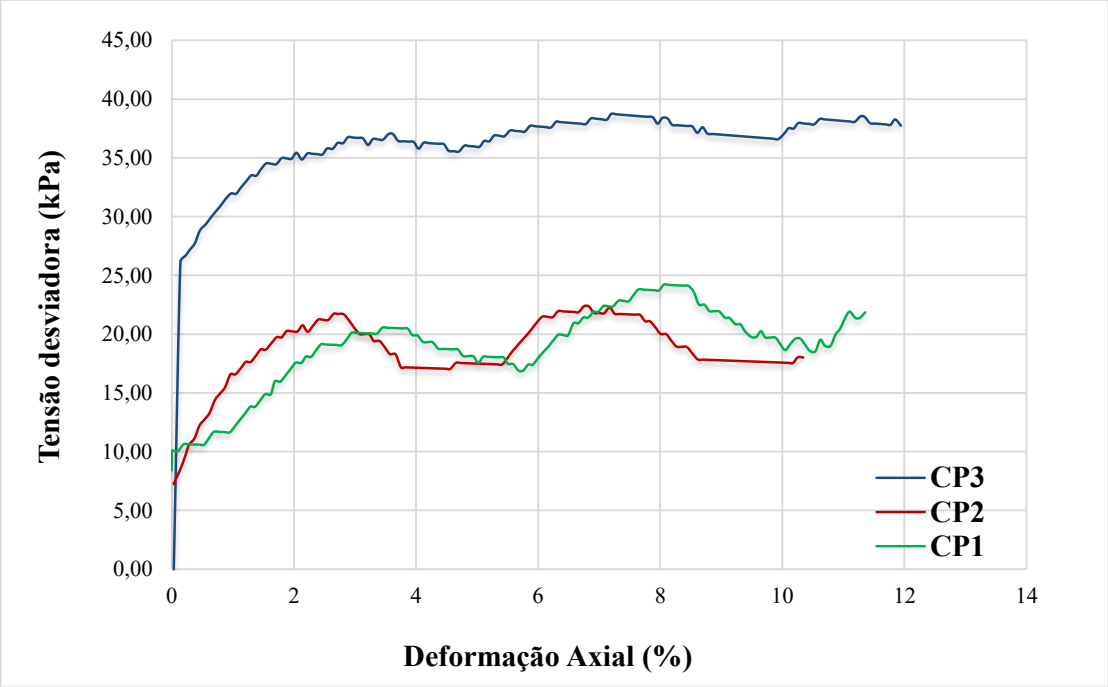
Os Ensaios Triaxiais UU, por sua vez, foram realizados em três corpos de prova, moldados com o solo da amostra E-45, identificados na Tabela 13. Com os resultados fornecidos pelo *software* que opera o equipamento para execução de ensaios triaxiais em solos, foi possível elaborar um gráfico relacionando a tensão desviadora (σ_d) com a deformação axial em porcentagem (Figura 44).

Tabela 13- Dados dos corpos de prova utilizados no ensaio triaxial UU.

Amostra	CP	Referência	Diâmetro (mm)	Altura (mm)
2	1	E-45 (LD)	47,65	100,38
2	2	E-45 (LD)	47,77	98,72
2	3	E-45 (LD)	47,83	99,47

Fonte: A autora (2019).

Figura 44- Gráfico Tensão Desviadora *versus* Deformação Axial, para os três corpos de prova.



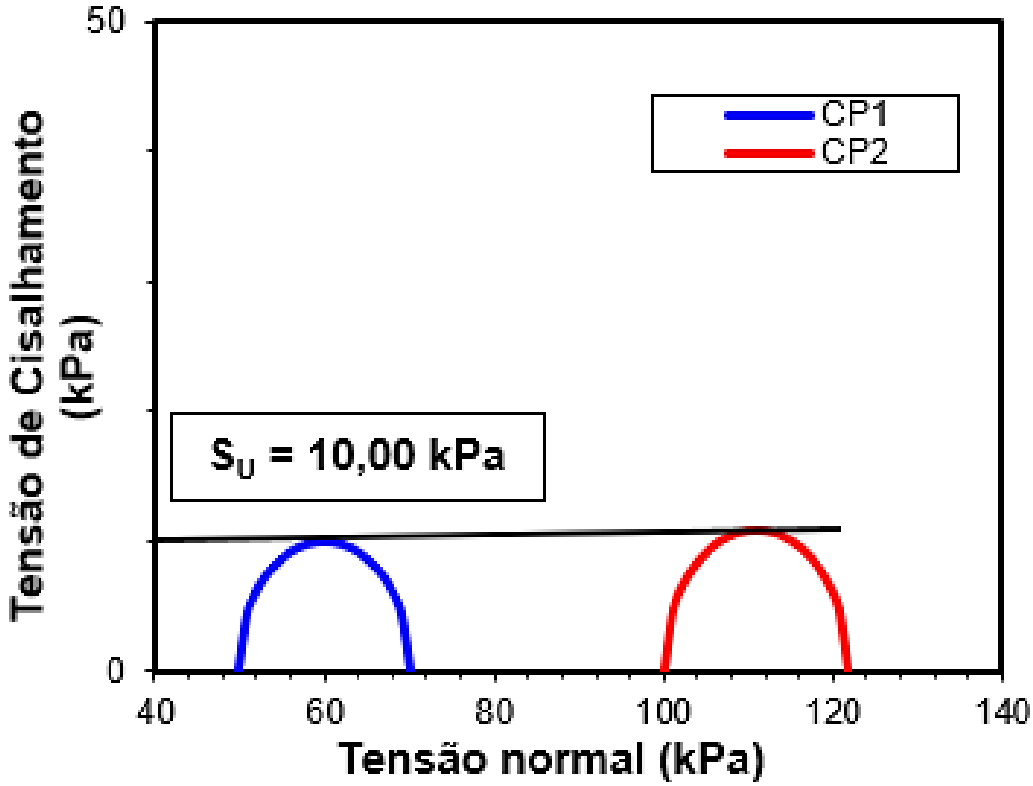
Fonte: A autora (2019).

A análise do gráfico da Figura 44 permite verificar que as curvas obtidas para o CP-2 e o CP-1 foram semelhantes, apresentando picos de tensão, enquanto que a curva para o CP-3 teve um comportamento diferente. As tensões desviadoras foram muito superiores - para os mesmos valores de deformação - quando comparadas às demais. A explicação para esse comportamento inesperado pode estar, mais uma vez, na presença de areia. Como esse corpo

de prova foi retirado mais superficialmente, analisando sua posição no amostrador *Shelby*, havia lentes de areia visualmente identificáveis. Isso pode ter sido ocasionado tanto pela composição do solo superficial, um pouco mais arenoso, quanto pela contaminação provocada pelo aterro anteriormente mencionado.

Em virtude desse comportamento diferenciado, para o cálculo da resistência ao cisalhamento não drenada do solo, os resultados encontrados para o CP-03 foram desconsiderados, a fim de se obter parâmetros mais coerentes e representativos dos solos moles. A Figura 45 mostra a envoltória de ruptura traçada com os resultados do ensaio UU para o CP-01 e o CP-02.

Figura 45- Envoltória de ruptura obtida por meio dos resultados dos ensaios triaixias UU.



Fonte: A autora (2019).

Os círculos de *Mohr* obtidos utilizando-se o CP-1 e o CP-2 apresentaram comportamento semelhante, tendo sido possível estimar a resistência ao cisalhamento não drenada em cerca de 10,0 kPa.

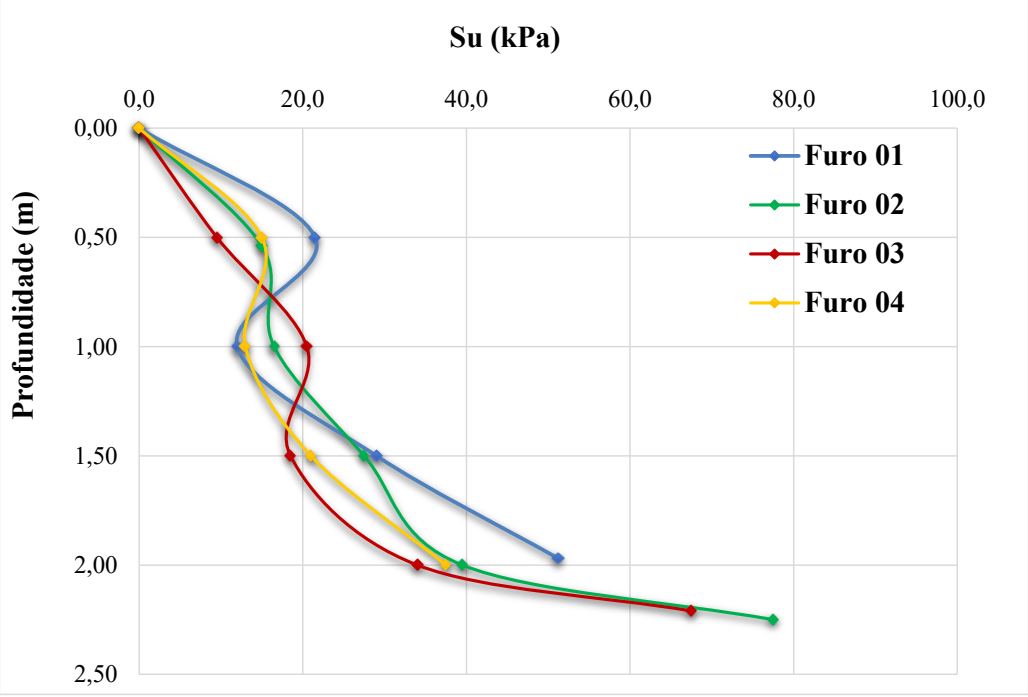
Por fim, obteve-se a resistência ao cisalhamento não drenada com base no ensaio de palheta de inspeção (Mini-*Vane*) realizado em campo. Os ensaios foram executados em quatro pontos distintos, durante a coleta das amostras, nas faixas de profundidade apresentadas na Tabela 14. Na Figura 46, é possível observar o comportamento da S_u, determinada com o uso do Mini-*Vane*, para os locais 1 e 3 (que correspondem aos locais de coleta das amostras retiradas com o *Shelby*), e para os pontos 2 e 4 (dos quais não foram extraídas amostras indeformadas).

Tabela 14- Dados referentes aos ensaios de palheta de inspeção.

Local de Realização do Ensaio	Referência	Profundidade Máxima Alcançada (m)
Furo 01	SP-01-B (LD)	1,97
Furo 02	E-44 (LE)	2,25
Furo 03	E-45 (LD)	2,21
Furo 04	SP-02-B (LE)	2,00

Fonte: A autora (2019).

Figura 46- Resultados obtidos com os Ensaios de Palheta



Fonte: A autora (2019).

É possível verificar que, para o Furo 01, na profundidade de 1,00 m (profundidade de coleta da amostra SP 01-B), há uma redução significativa de S_u, que cai progressivamente de 21,5 kPa para 12,0 kPa. O mesmo se observa na profundidade de 1,50 m (profundidade de coleta da amostra E-45), para o furo 03, com S_u igual a 18,5 kPa. No caso do Furo 04, o valor de S_u também sofreu uma redução na profundidade de 1,00 m (caindo de 15 kPa para 13,00 kPa). Já para o Furo 02, esse valor manteve-se mais ou menos estável nas profundidades próximas a 1,00 m, com cerca de 16,5 kPa.

Essa redução do valor de S_u verificada nos primeiros metros pode ser justificada por um possível pré-adensamento das camadas iniciais do material ou pela existência de uma camada de baixa resistência nas profundidades entre 0,50 e 1,00 m, levando à essa mudança abrupta no valor de S_u. De qualquer forma, os gráficos ilustram que há, em geral, um aumento da resistência ao cisalhamento não drenada com a profundidade.

A Tabela 15 possibilita a comparação entre os resultados dos diversos ensaios empregados na estimativa de S_u.

Tabela 15- Comparativo entre os valores de S_u obtidos através de diferentes métodos.

Local	Compressão Simples (CS)	Triaxial UU (TUU)	Palheta (P)	CS/P	TUU/P
E-45 (média)	5,10 kPa	10,00 kPa	18,5 kPa (1,50 m)	0,27	0,51
SP 01-B (média)	2,48 kPa	-	12,00 kPa (1,00 m)	0,21	-

Fonte: A autora (2019).

A comparação entre os resultados da Tabela 15 permite perceber a existência de fortes indícios de que o processo de amostragem tenha reduzido significativamente a resistência do solo, visto que os valores encontrados em campo foram muito superiores. Calculando-se a relação entre S_u obtida no ensaio triaxial UU com a encontrada no ensaio de palheta para a amostra E-45, obtém-se 0,51, ou seja, o processo de amostragem reduziu a resistência do solo praticamente à metade. Com o ensaio de compressão simples a redução foi ainda mais drástica. Em ambas as amostras, houve uma diminuição de S_u de quase 80%.

Apesar de o ensaio de palheta tender a superestimar os valores de resistência devido à sua elevada velocidade de execução e à impossibilidade de controlar precisamente o torque aplicado ao solo com o aparato utilizado (PINTO, 2006), esse ensaio é mais realista, por minimizar os efeitos da perturbação provocados pela coleta, armazenamento e transporte de amostras até o laboratório. O amolgamento das amostras coletadas para realização dos ensaios de laboratório parece ter interferido nos resultados, provocando essa redução significativa dos valores de S_u, como foi observado na tabela comparativa anterior.

Alguns dos parâmetros obtidos para essa localização podem ser encontrados em Sá *et al*. (2018). Nesse trabalho, concluiu-se que os resultados obtidos para a Localização A divergem, em alguns aspectos, dos dados presentes no trabalho desenvolvido por Ribeiro (1992), o que mostra que os solos moles da região da Barra dos Coqueiros possuem propriedades relativamente variáveis, que precisam ser cautelosamente estudadas.

4.3 Localização B: Condomínio 1

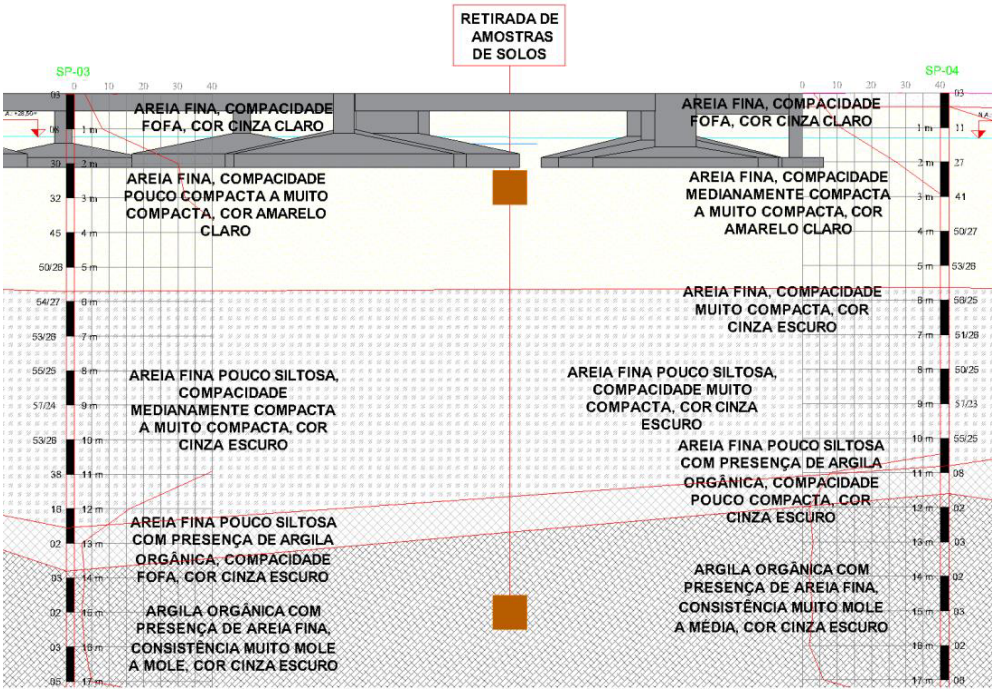
Os ensaios para a Localização B foram realizados visando à elaboração de um projeto de fundações para a construção de um condomínio multiresidencial, no Bairro Atalaia, próximo à orla de Aracaju (Figura 47). Esse bairro fica localizado nas proximidades do mar, portanto, é comum encontrar espessos depósitos de areia. No entanto, nas sondagens com SPT costuma-se identificar camadas de solo mole intercaladas a espessas camadas arenosas, em profundidades superiores a 10 m.

Figura 47- Imagem do terreno em que será construído o Condomínio 1.

Fonte: Imagem obtida com o Google Maps (2018).

Nesse local, foi coletada apenas uma amostra indeformada de solo mole, entre as profundidades de 14,50 e 15,50 m, conforme pode ser observado no perfil de sondagem apresentado na Figura 48. As fundações que podem ser verificadas no perfil correspondem ao projeto que estava sendo elaborado pela empresa que forneceu as informações e não existiam quando a amostra foi coletada. É possível analisar a planta de locação das sondagens no Anexo B.

Figura 48- Perfil geotécnico do terreno de onde foi retirada a amostra indeformada.



Fonte: Acervo da empresa GEOTEC (2018).

Com base no perfil geotécnico, é possível verificar que a camada de argila mole se encontra em uma profundidade muito superior à do local A. Além disso, observa-se que essa camada de argila orgânica, de consistência muito mole a mole, está intercalada a lentes de areia fina. Essa característica foi evidenciada durante a coleta da amostra e a realização dos ensaios.

Na extração da amostra, a penetração do amostrador foi interrompida devido à identificação de uma camada de areia, a fim de evitar o amolgamento do solo coletado. Em virtude disso, obteve-se uma amostra com comprimento menor que o total possível de ser coletado com o amostrador *Shelby*. Além disso, encontrou-se dificuldade em moldar os corpos de prova devido à estratificação provocada pelas lentes de areia, que criavam planos preferenciais de ruptura (Figura 49).

Figura 49- Presença de lentes de areia intercalando a argila orgânica do local B.

Fonte: A autora (2019).

Como a amostra coletada foi pequena, devido à dificuldade de coleta anteriormente explicada, não houve material suficiente para realização dos ensaios de caracterização geotécnica. A empresa solicitante deu preferência à realização dos ensaios de adensamento e foram moldados corpos de prova para realização de alguns ensaios triaxiais. Assim, determinaram-se apenas as umidades naturais dos solos de cada amostra do ensaio de adensamento (CP-113 e CP-114), obtendo-se 40,95% para o CP-113 e 43,46% para o CP-114.

Para os ensaios de adensamento edométrico, foram moldados os dois corpos de prova anteriormente mencionados. Dessa forma, como resultado, foram obtidas as curvas Índice de Vazios (e) x Tensão Vertical Efetiva (σ_v') em escala logarítmica, conforme pode ser observado nos gráficos do Apêndice B. Nessas figuras, verifica-se que o trecho compreendido entre a transição das fases de recompressão e de adensamento primário desapareceu, evidenciando o possível amolgamento das amostras de solo.

Foi possível também determinar os valores de C_c e C_r para o solo ensaiado, conforme Tabela 16. Novamente, não houve como se fazer a estimativa do valor da tensão de pré-adensamento (σ_a') do solo, em virtude do amolgamento das amostras, facilmente identificável nos gráficos do Apêndice B.

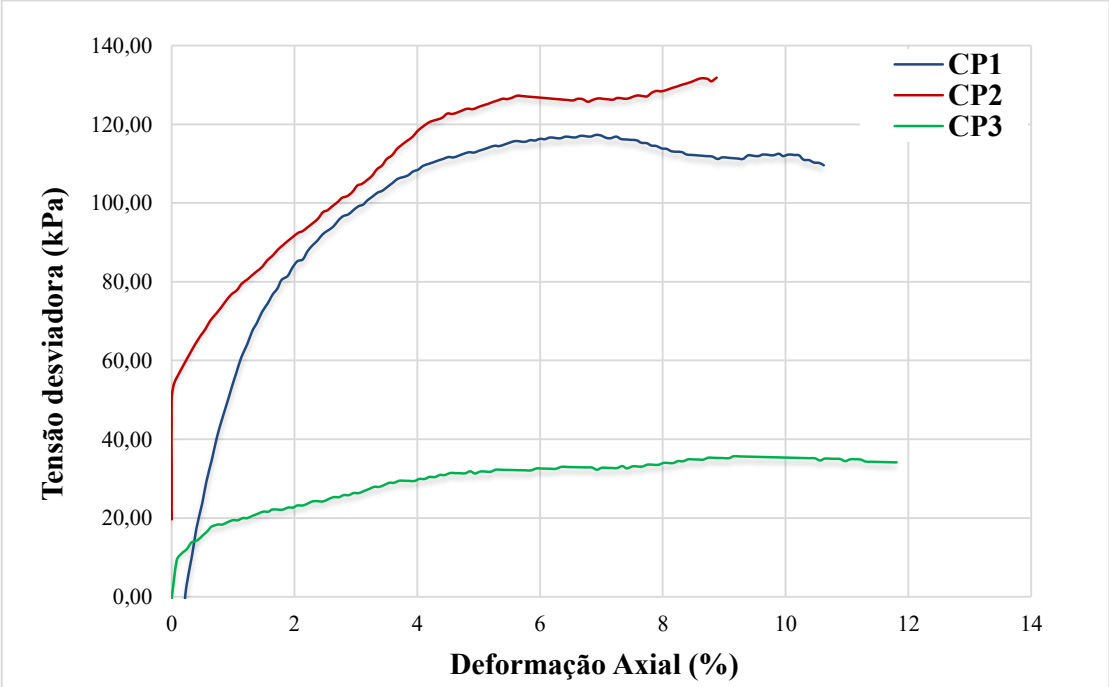
Tabela 16- Valores de C_c e C_r obtidos através dos ensaios de adensamento.

Corpo de Prova	C_c	C_r
CP-113	0,539	0,084
CP-114	0,362	0,020

Fonte: A autora (2019).

A resistência ao cisalhamento não drenada foi determinada apenas através de ensaios triaxiais do tipo UU (Figura 50), devido ao pequeno tamanho da amostra disponibilizada, que não permitiu a moldagem de corpos de prova para execução de ensaios de compressão simples. A empresa também não solicitou ensaios de palheta, dessa forma, não foram executados ensaios de campo.

Figura 50- Gráfico Tensão Desviadora *versus* Deformação Axial, para os três corpos de prova.



Fonte: A autora (2019).

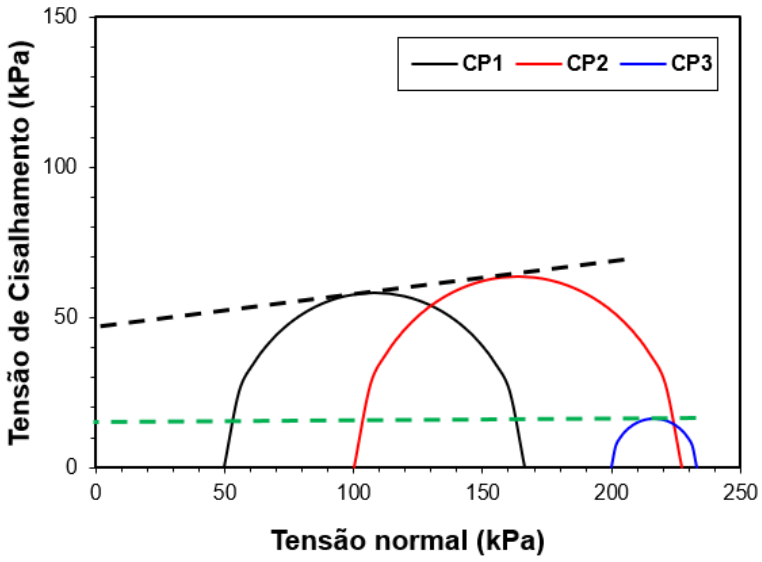
A análise do gráfico da Figura 50 permite verificar que as curvas obtidas para o CP-1 e o CP-2 foram semelhantes, com valores elevados de tensões desviadoras, enquanto que a curva

para o CP-3 teve um comportamento diferente, com tensões desviadoras mais baixas, similares às obtidas para a Localização A. Esse comportamento pode ser explicado novamente pela presença de lentes de areia, visualmente identificáveis (Figura 49), no CP-1 e no CP-2, que influenciaram significativamente nos resultados. O CP-3, por sua vez, foi o que melhor representou o comportamento do solo argiloso mole, justamente por possuir menor quantidade de areia.

A Figura 51 apresenta a envoltória de ruptura obtida com base nos resultados dos ensaios triaxiais UU. Claramente, observa-se que o CP-1 e o CP-2 possuem um comportamento distinto do esperado para solos moles, devido aos elevados valores de tensão encontrados. A envoltória de ruptura (representada pela linha preta tracejada) obtida para esses dois corpos de prova é inclinada, contrariando o padrão característico dos ensaios UU. Isso possivelmente pode ser justificado pela presença de várias lentes de areia no solo utilizado para a moldagem dos corpos de prova, que dificultaram sua moldagem e podem ter interferido nos resultados encontrados. Por sua vez, o círculo do CP-3 se assemelha mais ao comportamento das argilas do local A.

No entanto, para o traçado da envoltória de ruptura seriam necessários ao menos dois corpos de prova. Sendo assim, através de uma estimativa grosseira (linha tracejada verde), para o CP-3, obtém-se um valor aproximado de S_u = 16,00 kPa, coerente com os resultados obtidos para a Localização A.

Figura 51- Envoltória de ruptura obtida por meio dos resultados dos ensaios triaxiais UU.



Fonte: A autora (2019).

4.4 Localização C: Condomínio 2

A Localização C corresponde a um condomínio multiresidencial, localizado no Bairro Jabutiana, em Aracaju. Esse local está situado nas proximidades do Rio Poxim e de algumas lagoas, bem como de uma área de manguezais, o que provavelmente contribuiu, no passado, para a formação dos depósitos de solo mole. Os ensaios referentes a esse empreendimento foram realizados com vistas à elaboração do projeto de fundação e foram disponibilizados por uma empresa local. A Figura 52 apresenta o Condomínio 2 após a construção.

Figura 52- Condomínio 2 - Localização C.

Fonte: Imagem obtida no Google Maps (2018).

Foram realizadas sondagens à percussão, para obtenção da estratigrafia do terreno e para subsidiar o projeto de fundações do empreendimento. A planta de locação dos furos de sondagem pode ser verificada no Anexo B. A Figura 53 mostra a coleta das amostras indeformadas, antes da elaboração dos projetos, em 2012, enquanto que a Figura 54 ilustra o tipo de amostrador utilizado e as amostras coletadas.

Infelizmente, não foi possível identificar, com base nas informações disponibilizadas pela empresa, a sondagem mais próxima ao local de coleta do solo. Porém, em alguns perfis de

sondagem, como nos da Figura 55 e da Figura 56, é possível visualizar camadas espessas de argila orgânica, com consistência variando de mole a muito mole, em profundidades equivalentes às de coleta das amostras (entre 6,00 e 7,50 m).

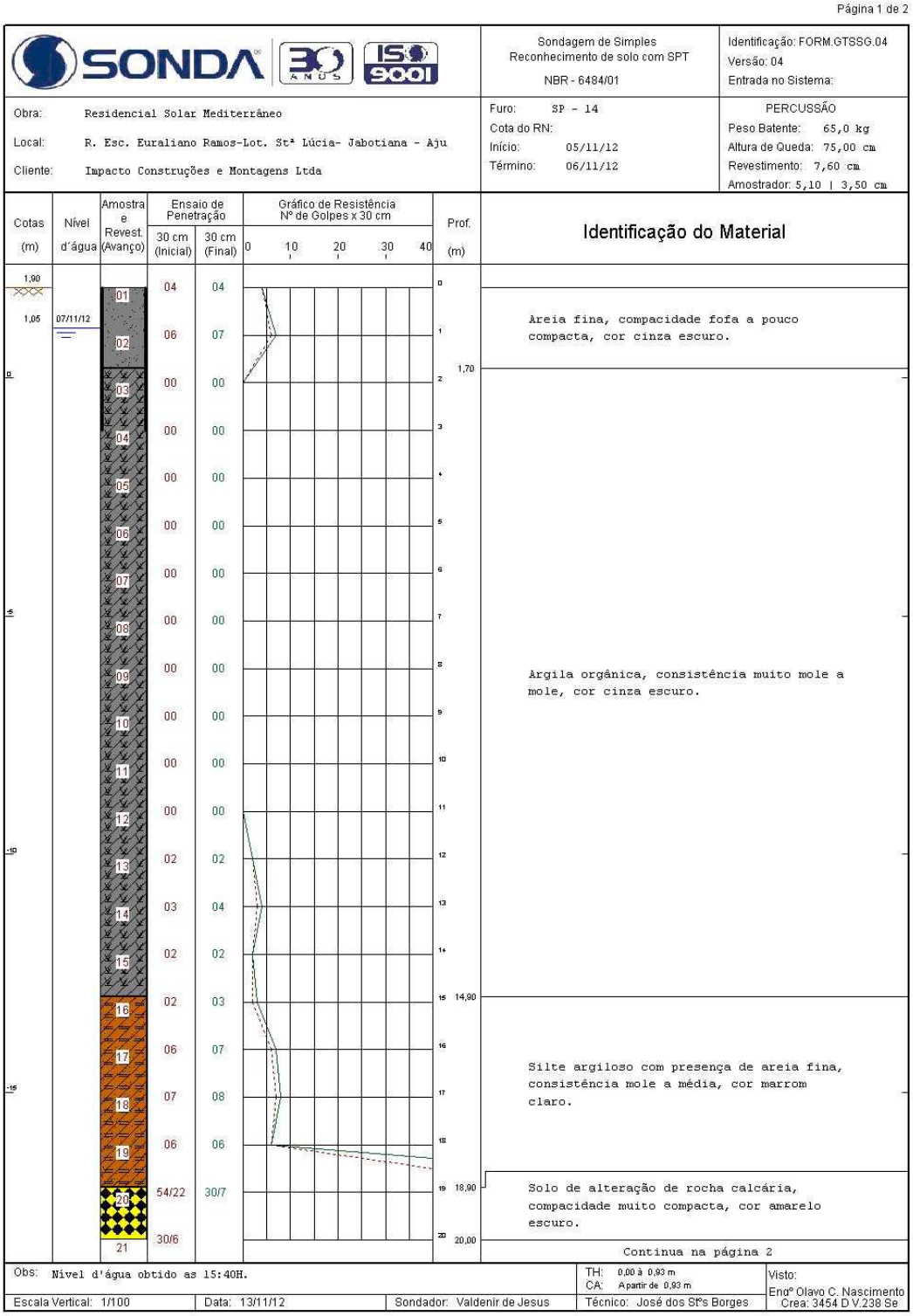
Figura 53- Coleta das amostras indeformadas.

Fonte: Acervo da empresa GEOTEC (2012).

Figura 54- Amostras indeformadas coletadas e identificadas.

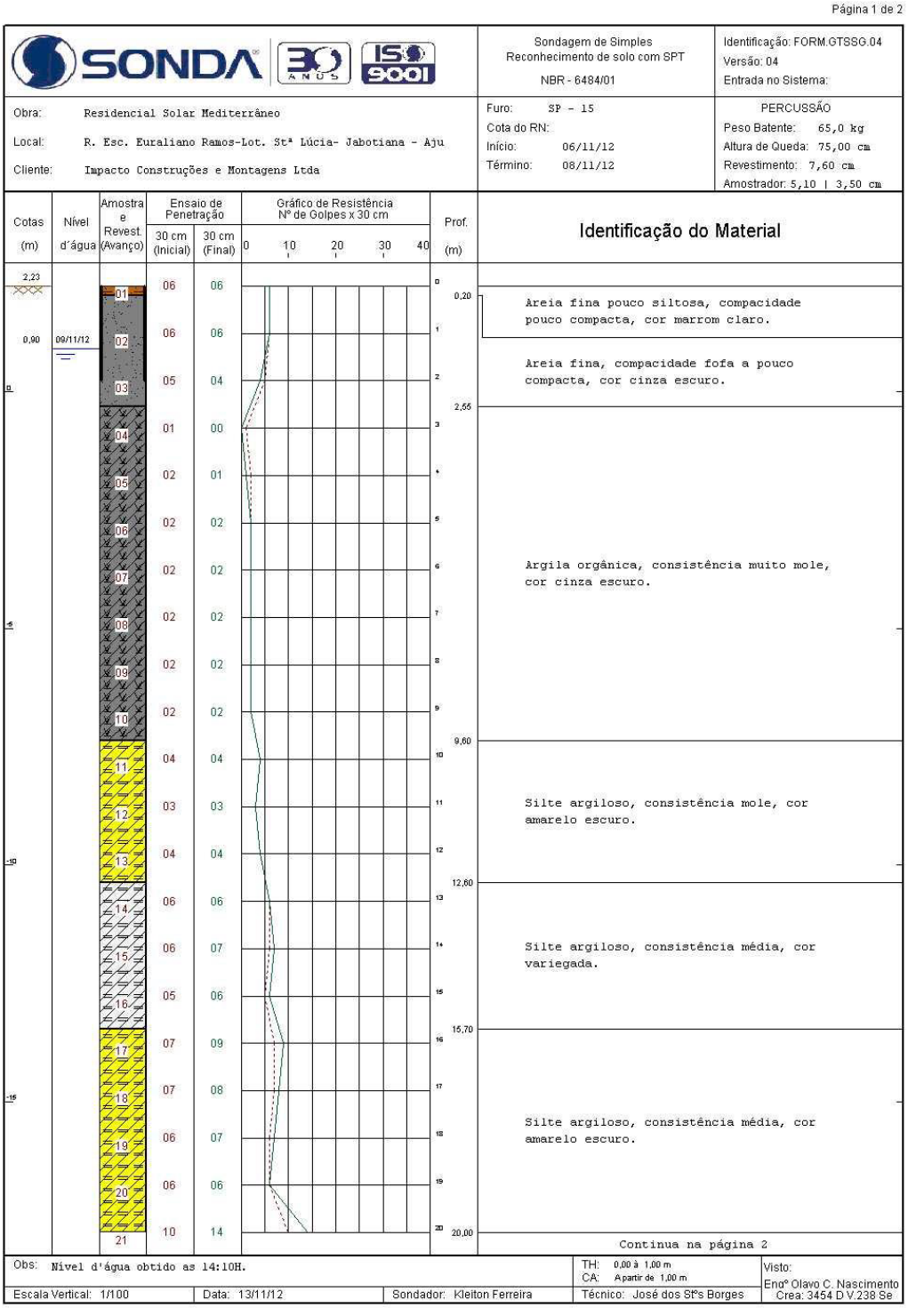
Fonte: Acervo da empresa GEOTEC (2012).

Figura 55- Sondagem referente ao furo SP-14 (Local C).



Fonte: Acervo da empresa GEOTEC (2012).

Figura 56- Sondagem referente ao furo SP-15 (Local C).



Fonte: Acervo da empresa GEOTEC (2012).

Diferente do que foi observado nos locais A e B, as camadas de argila mole da Localização C são muito mais espessas, uma delas com 13,20 m, semelhante a outros depósitos localizados no Nordeste brasileiro, como pode ser visualizado na Figura 12.

A Tabela 17 apresenta os dados das amostras indeformadas coletadas na mencionada localidade. Essas amostras foram extraídas a uma profundidade considerada intermediária em relação à superfície.

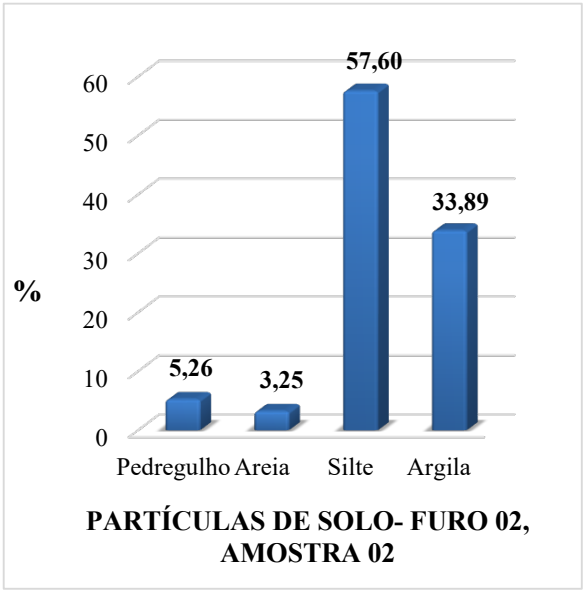
Tabela 17- Características gerais das amostras coletadas.

Amostra	Profundidade de Coleta (m)
Furo 02 (Amostra 02)	6,80 a 7,50
Furo 02 A, (Amostra 02)	6,00 a 6,70

Fonte: A autora (2019).

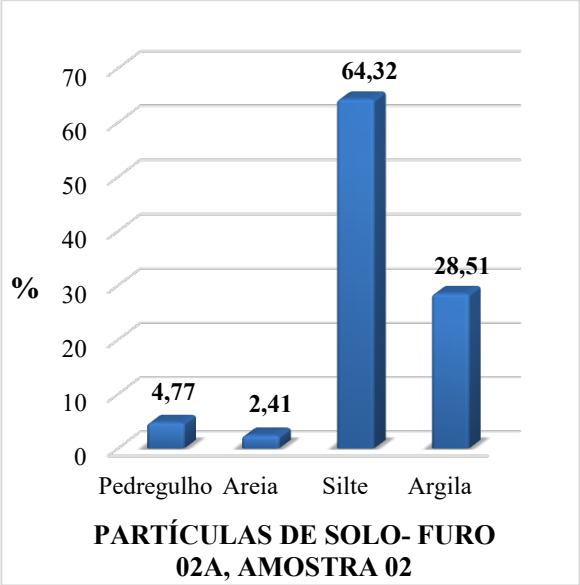
A distribuição de partículas de solo de acordo com a porcentagem e as curvas granulométricas podem ser visualizadas a seguir (Figura 57, Figura 58 e Figura 59).

Figura 57- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para o Furo 02, Amostra 02.



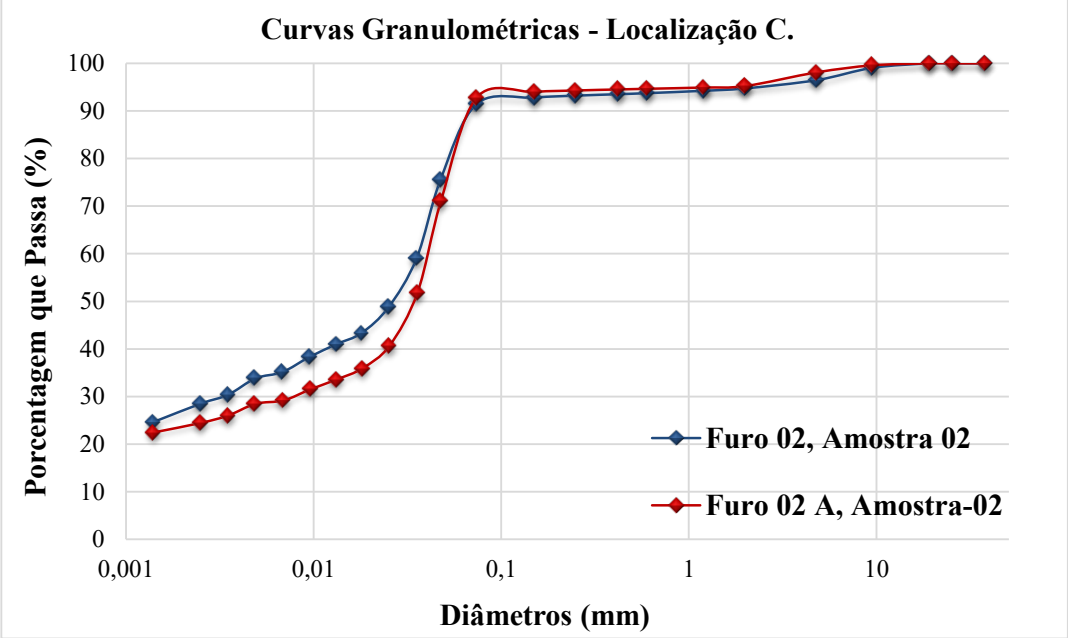
Fonte: A autora (2019).

Figura 58- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para o Furo 02 A, Amostra 02.



Fonte: A autora (2019).

Figura 59- Curvas Granulométricas para a Localização C.



Fonte: A autora (2019).

Da mesma forma que para o local A, obteve-se, para a Localização C, os valores de δ, w_0, LL, LP, IP e IA do solo de cada uma das amostras, conforme pode ser observado na Tabela 18 seguir.

Tabela 18- Resultados obtidos através dos ensaios de caracterização geotécnica para o local C.

Amostra	Parâmetro	Resultado
Furo 02, Amostra 02	δ (g/cm³)	2,589
	$w_{0\ (\%)}$	53,66
	LL (%)	39,00
	LP (%)	24,00
	IP (%)	15,00
	IA	0,56
Furo 02 A, Amostra 02	δ (g/cm³)	2,593
	$w_{0\ (\%)}$	48,80
	LL (%)	36,00
	LP (%)	23,00
	IP (%)	13,00
	IA	0,55

Fonte: A autora (2019).

Analisando-se as curvas granulométricas e as porcentagens de cada tipo de partícula do solo coletado no local C, verifica-se um comportamento distinto daquele apresentado pela Localização A. Ambas as amostras estudadas para o local C possuem características semelhantes do ponto de vista da granulometria, com uma maior porcentagem de partículas finas (silte e argila). Com base nesses gráficos, percebe-se que os solos do Furo 02, Amostra 02 e do Furo 02 A, Amostra 02 possuem, respectivamente, porcentagens de argila iguais a 33,89% e 28,51%.

Quanto à plasticidade, esses solos são classificados como de plasticidade média, de acordo com os valores de referência apresentados na Tabela 2. Já no que diz respeito ao índice de atividade das argilas, os solos de ambas as amostras são Inativos, uma vez que estes possuem IA < 0,75 (SKEMPTON, 1984). O valor de massa específica real apresenta-se coerente, com base em dados provenientes de estudos realizados em outras regiões do Brasil (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Além de ensaios de caracterização, foram realizados também ensaios de adensamento edométrico, para os quais foi necessário moldar dois corpos de prova, um de cada amostra. Com base nos resultados obtidos, foram traçadas as curvas Índice de Vazios (e) x Tensão Vertical Efetiva (σ'_v) em escala logarítmica. Essas curvas foram extraídas do relatório de ensaios disponibilizado para a pesquisa pela empresa solicitante e estão presentes no Anexo A.

Com base nesses gráficos, foi possível obter os valores de C_c e C_r para o local C. Determinou-se ainda a tensão de pré-adensamento do solo, visto que esses gráficos permitiam uma melhor visualização da transição entre os trechos de recompressão e compressão virgem do que aqueles encontrados por meio dos dados dos dos locais A e B. Assim, realizou-se uma estimativa mais coerente desse dado através do método de Pacheco Silva (ABNT, 1990).

A partir dos valores de tensão de pré-adensamento, foi possível calcular a razão de pré-adensamento (OCR) do solo para a Localização C. Vale ressaltar que, em todos os locais (exceto as localizações G e H, nas quais o cálculo foi realizado pelos autores das respectivas pesquisas), o peso específico das camadas de solo para o cálculo do OCR foi determinado por meio de aproximações. Essas aproximações foram feitas com base nas correlações empíricas propostas por Godoy (1972) apud Cintra, Aoki e Albiero (2011), uma vez que não havia resultados de ensaios *in situ* nos relatórios (Tabela 19 e Tabela 20).

Tabela 19- Peso específico obtido através de correlações empíricas para solos argilosos.

Número de Golpes (N)	Consistência	Peso Específico (kN/m³)
≤ 2	Muito mole	13
3 a 5	Mole	15
6 a 10	Média	17
11 a 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1972) apud Cintra, Aoki e Albiero (2011).

Tabela 20- Peso específico obtido através de correlações empíricas para solos arenosos.

Número de Golpes (N)	Compacidade	Peso Específico (kN/m³)		
		Areia Seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 a 8	Pouco Compacta			
9 a 18	Medianamente Compacta	17	19	20
19 a 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito Compacta			

Fonte: Godoy (1972) apud Cintra, Aoki e Albiero (2011).

Além disso, em alguns casos, a sondagem referente ao local exato de coleta da amostra não estava disponível, por isso foi calculada a tensão geostática vertical média, com base nos

dados dos furos de sondagem existentes nas proximidades. Os valores obtidos para a Localização C podem ser observados na Tabela 21.

Tabela 21- Valores de C_c, Cr, σ'_a e OCR obtidos através dos ensaios de adensamento.

Amostra	C_c	C_r	σ'_a	OCR
Furo 02, Amostra 02	0,689	0,106	54,00	1,11
Furo 02 A, Amostra 02	0,497	0,053	49,00	1,00

Fonte: A autora (2019).

Os valores de OCR apresentados na Tabela 21 acima indicam que o solo da Localização C encontra-se levemente pré-adensado para o Furo 02 e normalmente adensado para o Furo 02 A, comportamento característico dos depósitos de solos moles brasileiros.

4.5 Localização D: Condomínio 3

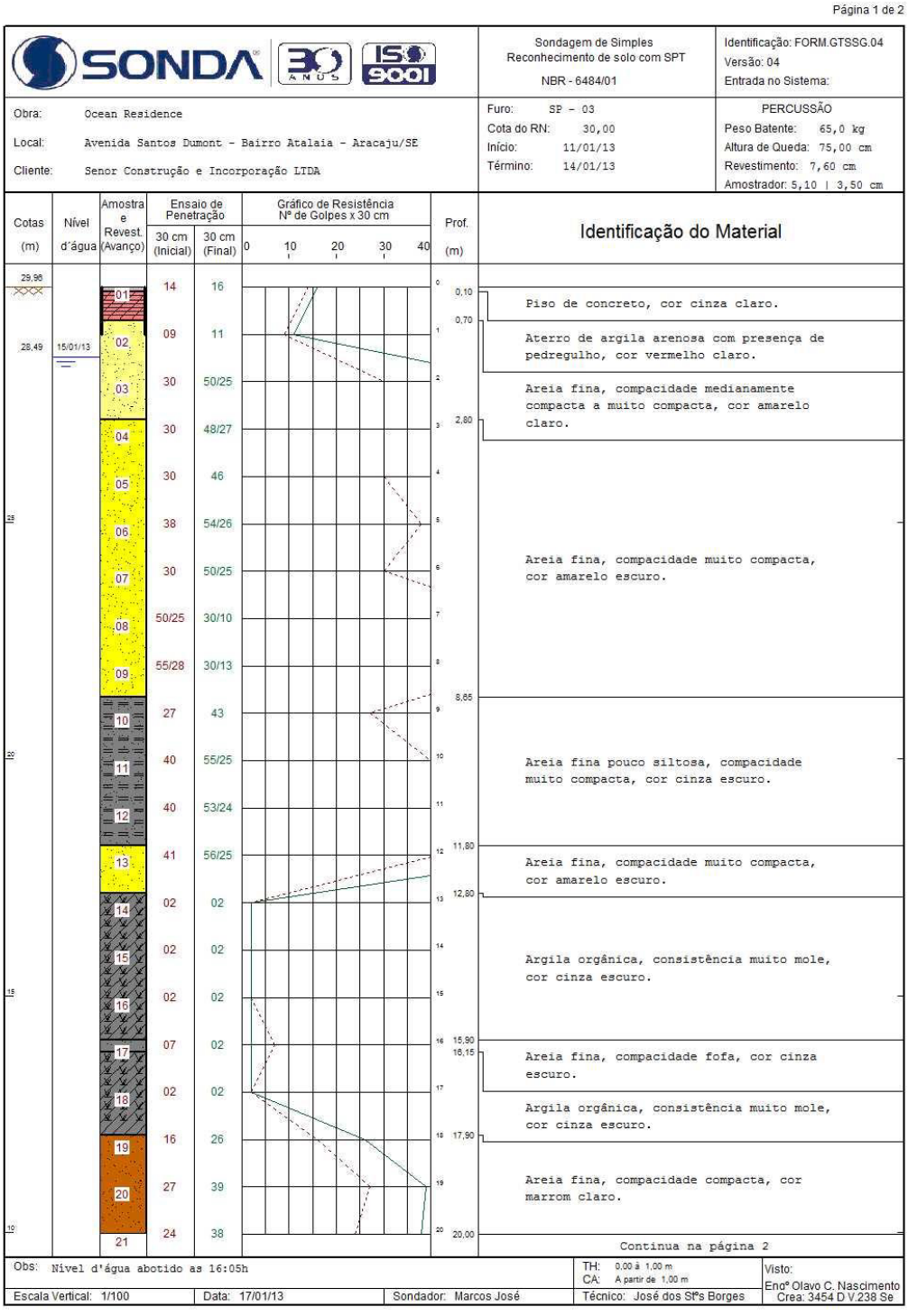
A Localização D também diz respeito a uma edificação multiresidencial (Condomínio 3) situada no bairro Atalaia (Figura 60). As investigações geotécnicas foram executadas com o objetivo de determinar as propriedades do solo para elaboração de uma solução adequada de fundação para o projeto do edifício. Localizado próximo à região costeira, esse local também possui características que propiciam a formação de depósitos de solo mole.

Nessa localização, foram coletadas duas amostras indeformadas para a realização de ensaios que permitissem avaliar as características do depósito de solo mole. Foram realizadas sondagens à percussão que possibilitaram verificar a estratificação subsolo do terreno em questão. A Figura 61 e a Figura 62 mostram duas sondagens que caracterizam o depósito em estudo. A planta com a locação dos furos de sondagem pode ser consultada no Anexo B.

Figura 60- Condomínio 3 atualmente.

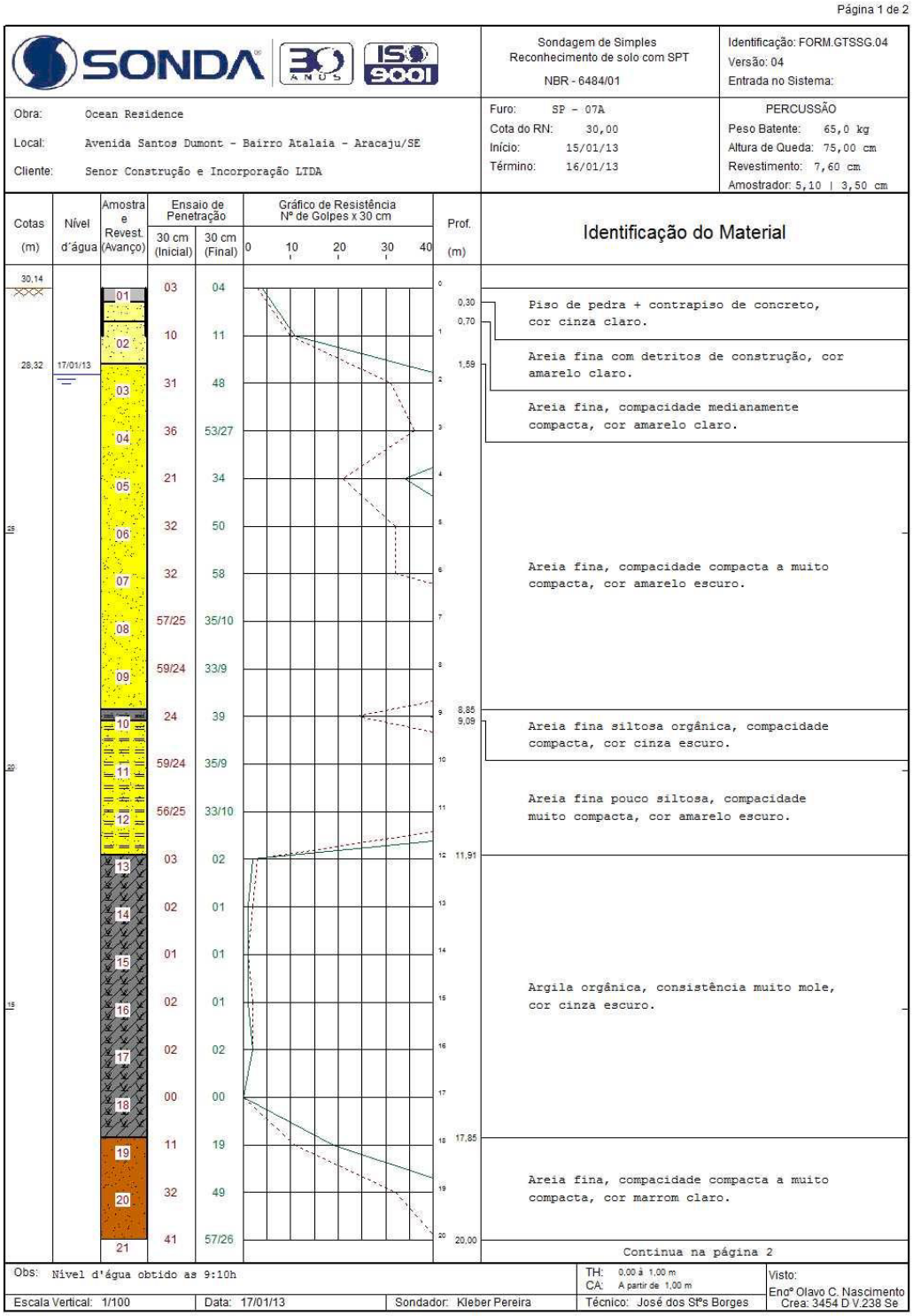
Fonte: A autora (2019).

Figura 61- Sondagem referente ao furo SP-03 (Local D).



Fonte: Acervo da empresa GEOTEC (2013).

Figura 62- Sondagem referente ao furo SP-07A (Local D).



Fonte: Acervo da empresa GEOTEC (2013).

A análise do perfil apresentado na Figura 61 exibe camadas de argila orgânica intercaladas a camadas de areia fina. Essa é uma característica comumente identificada nos depósitos estudados, como foi citado em alguns casos anteriormente. Já na Figura 62, observa-se a presença de um depósito de argila mole com quase seis metros de espessura. Em outro perfil presente no boletim de sondagem, é possível identificar camadas de argila orgânica com areia fina, de consistência muito mole. Conclui-se, dessa forma, que essa localização também possui um depósito de solo mole intercalado a camadas de areia fina que precisa ser estudado.

Dessa forma, são analisados os resultados de ensaios executados com as amostras indeformadas de solo, anteriormente coletadas pela empresa que projetou as fundações do Condomínio 3. Na Tabela 22 estão apresentadas as profundidades de coleta dessas amostras.

Tabela 22- Características gerais das amostras coletadas.

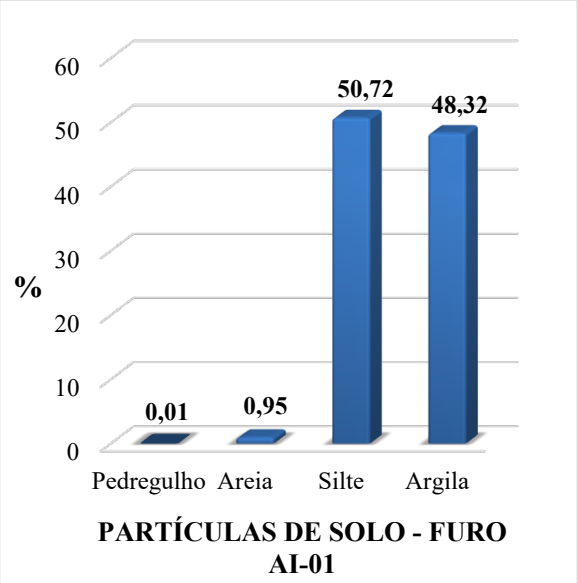
Amostra	Profundidade de Coleta (m)
Furo AI-01	14,90 a 15,60
Furo AI-02	14,40 a 15,10

Fonte: A autora (2019).

Observa-se que as amostras de solo mole da Localização D foram coletadas em profundidades semelhantes às do local B. Além disso, são verificadas semelhanças entre os boletins de sondagem desses dois locais. Como é possível perceber nos mapas apresentados na seção Georreferenciamento dos Locais de Estudo - QGIS 2.18.7, essas áreas estão situadas no mesmo bairro e na região costeira. Possivelmente por isso há semelhança entre os perfis de sondagem dessas duas localizações, cujos depósitos de solo mole podem ter se originado no mesmo período, e possuem influência marinha.

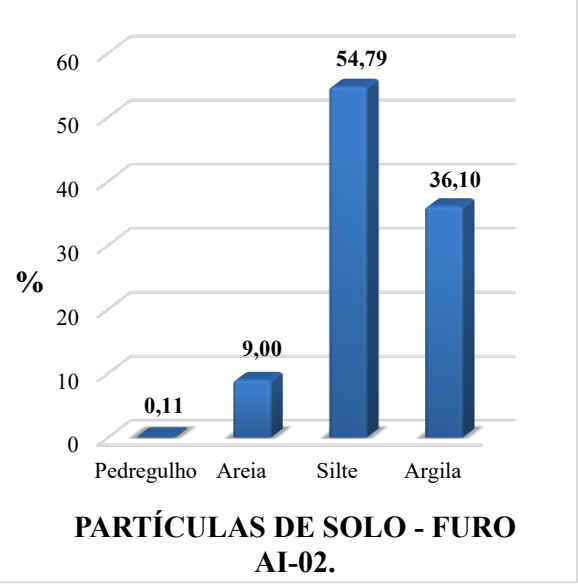
A Figura 63, a Figura 64 e a Figura 65 apresentam os gráficos de porcentagem de partículas e as curvas obtidas por meio dos ensaios de granulometria realizados para as duas amostras coletadas.

Figura 63- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para a amostra do Furo AI-01.



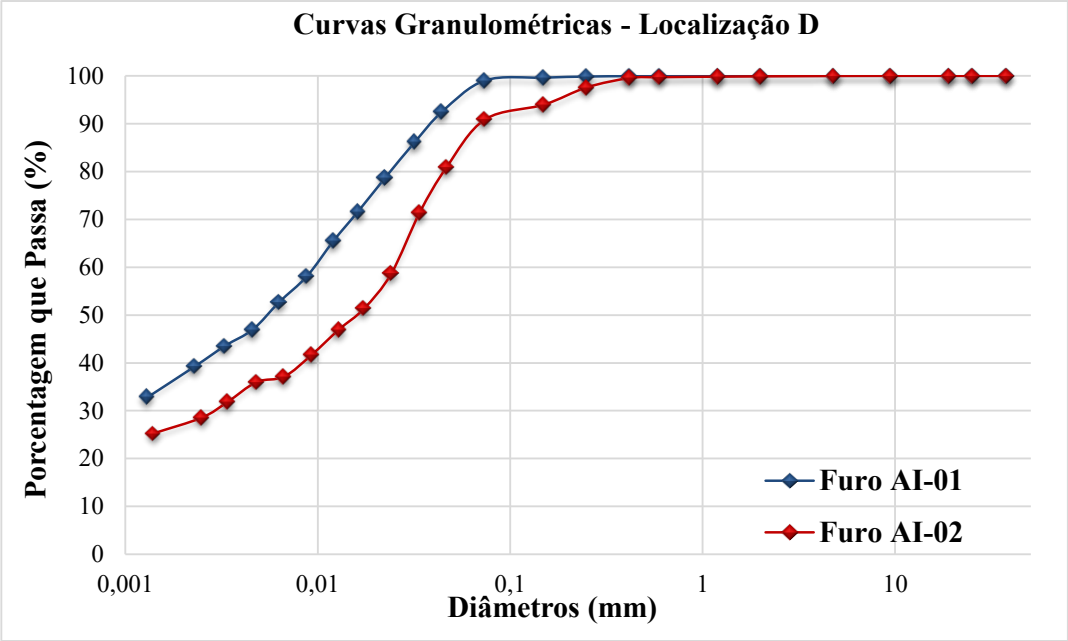
Fonte: A autora (2019).

Figura 64- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para a amostra do Furo AI-02.



Fonte: A autora (2019).

Figura 65- Curvas Granulométricas para a Localização D.



Fonte: A autora (2019).

Além das análises granulométricas, foram realizados outros ensaios de caracterização, cujos resultados podem ser observados na Tabela 23 a seguir.

Tabela 23- Resultados obtidos através dos ensaios de caracterização geotécnica do local D.

Amostra	Parâmetro	Resultado
Furo AI-01	δ (g/cm³)	2,662
	$w_{0\,(\%)}$	41,40
	LL (%)	48,00
	LP (%)	27,00
	IP (%)	21,00
	IA	0,56
Furo AI-02	δ (g/cm³)	2,660
	$w_{0\,(\%)}$	39,08
	LL (%)	37,00
	LP (%)	21,00
	IP (%)	16,00
	IA	0,59

Fonte: A autora (2019).

Analisando-se as curvas granulométricas e as porcentagens de cada tipo de partícula do solo coletado no local D, é possível observar um comportamento semelhante ao da Localização C. As amostras dessas duas áreas possuem características parecidas do ponto de vista da granulometria, com uma maior porcentagem (mais de 90%) de partículas finas (silte e argila). Através dos gráficos percentuais, verifica-se que os solos do Furo AI-01 e do Furo AI-02 possuem, respectivamente, 48,32% e 36,10% de argila.

No que diz respeito à plasticidade, conforme os dados apresentados na Tabela 2, os solos de ambas as amostras podem ser considerados muito plásticos. Quanto ao índice de atividade das argilas, as argilas do local D são inativas, com IA < 0,75, de acordo com o que foi apresentado no Capítulo 2 (SKEMPTON, 1984). O valor de massa específica real encontrado através dos ensaios foi também coerente e similar aos obtidos para os demais pontos.

Além da caracterização geotécnica, são apresentados também os resultados dos ensaios de adensamento. Para cada amostra, foi moldado um corpo de prova para a realização dos ensaios. Assim, obtiveram-se como resultados as curvas Índice de Vazios (e) x Tensão Vertical Efetiva (σ_v') em escala logarítmica, extraídas do relatório de ensaios fornecido pela empresa solicitante (Anexo A).

As curvas de compressão, determinadas a partir dos ensaios de adensamento, permitiram determinar os valores de C_c e C_r para o local D. Observando-se com cautela essas curvas, é possível perceber uma leve mudança de direção entre os trechos de compressão virgem e de recompressão, o que torna possível estimar o valor da tensão de pré-adensamento (método de Pacheco Silva) e calcular o OCR de cada amostra. Os resultados estão presentes na Tabela 24.

Tabela 24- Valores de C_c, C_r, σ_a' e OCR obtidos através dos ensaios de adensamento.

Amostra	C_c	C_r	σ_a'	OCR
Furo AI-01	0,585	0,106	127,00	0,83
Furo AI-02	0,409	0,090	125,00	0,81

Fonte: A autora (2019).

Os valores de OCR indicam que o solo das duas amostras possui valores de razão de pré-adensamento muitos próximos, sendo 0,83, para o Furo AI-01 e 0,81 para o Furo AI-02, ambos subadensados. Esse tipo de comportamento não era esperado para essa camada de solo,

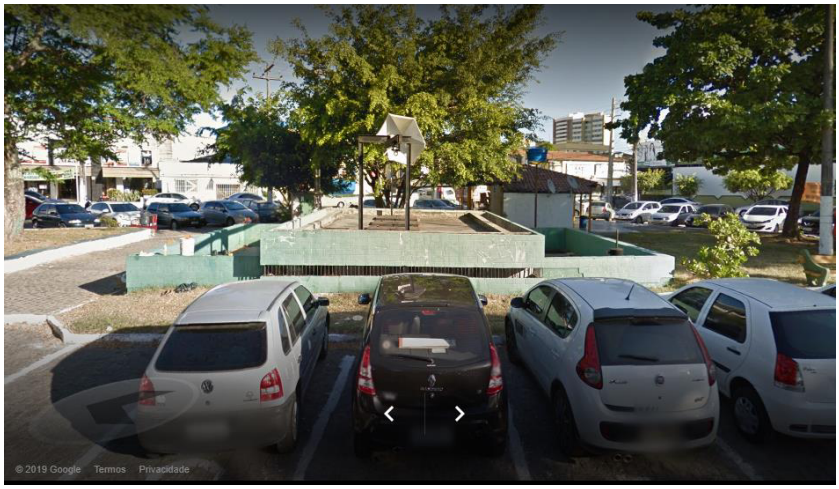
em virtude da profundidade em que se encontra. Dessa forma, pode ter havido uma redução do valor da tensão de pré-adensamento do solo em virtude do amolgamento da amostra, levando a um valor de OCR diferente do real.

4.6 Localização E: Estação Elevatória EE-14

Os dados referentes à Localização E foram obtidos por meio de um relatório elaborado pelo antigo Escritório Modelo de Geotecnia (EMGEO), criado no Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Sergipe, que atuava com o apoio da FAPESE e utilizava o laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil (DEC) para a realização dos ensaios até o início dos anos 2000. Esse relatório continha resultados de diversos ensaios geotécnicos solicitados pela DESO (Companhia de Saneamento de Sergipe) em 1997, para a Obra da Estação Elevatória EE-14, situada no bairro Salgado Filho, em Aracaju (Figura 66).

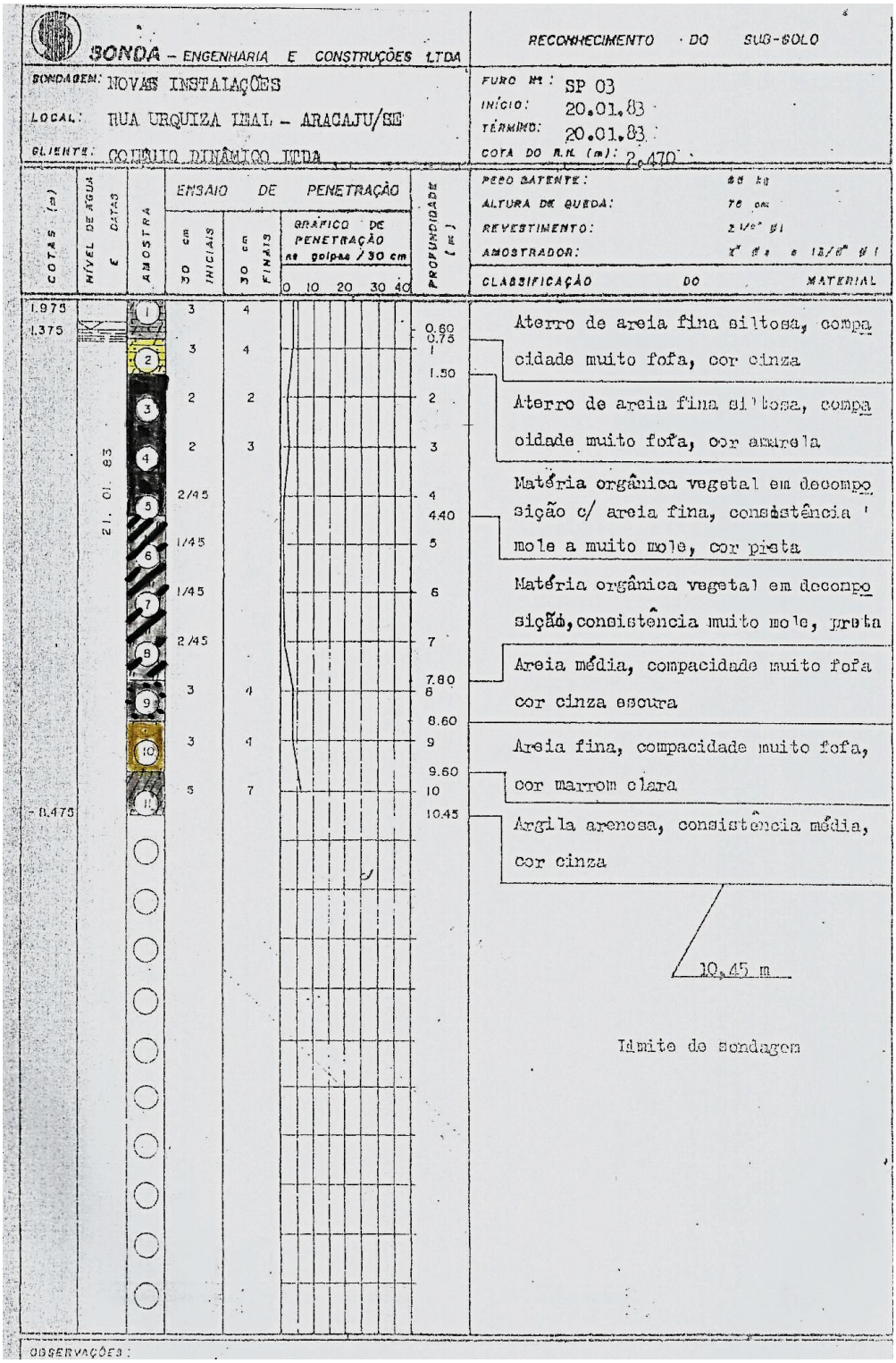
Para a realização dos ensaios, foram coletadas quatro amostras indeformadas, no fundo de uma vala localizada na Rua Ananias Azevedo, próxima ao muro de um colégio. Foi executado também um furo de sondagem (SP-03) no interior do colégio, nas proximidades do local de retirada das amostras, a fim de fornecer mais informações sobre o subsolo da região. O perfil de sondagem referente a esse furo pode ser visualizado na Figura 67, datado de janeiro de 1983.

Figura 66- Estação Elevatória EE-14: Localização E.



Fonte: Imagem obtida no Google Maps (2018).

Figura 67- Sondagem referente ao furo SP-03 (Local E).



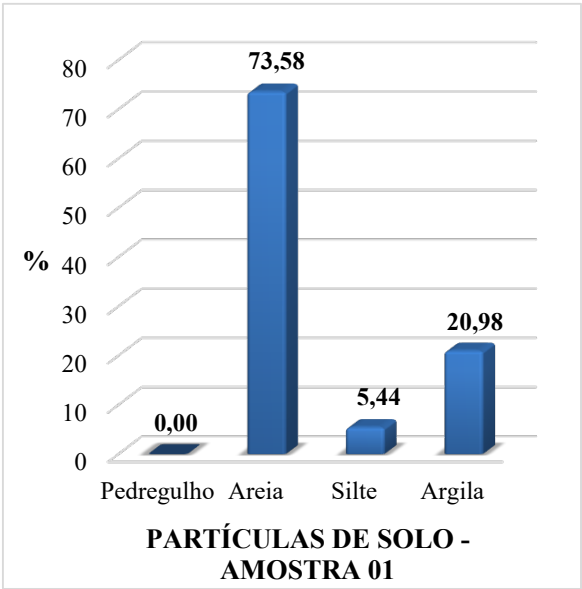
Fonte: Acervo da EMGEO (1983).

A análise do perfil geotécnico apresentado pelo Furo SP-03 revela a presença de matéria orgânica vegetal em decomposição no subsolo do local E, parte dela com presença de areia fina. Pode-se verificar ainda que se trata de uma camada com consistência mole a muito mole, com cerca de 6,30 m de espessura. Apesar se ser um tipo de solo diferente dos até então apresentados nesse estudo, é coerente avaliá-lo, por se tratar de um solo mole. A planta de locação das sondagens pode ser consultada no Anexo B.

Nessa localização, foram coletadas quatro amostras indeformadas (Amostra 01, Amostra 02, Amostra 03 e Amostra 04), em profundidades bem superficiais, atravessando parte da camada de matéria orgânica e parte dos aterros de areia fina siltosa. Todas essas amostras foram extraídas a profundidades variando entre 2,30 e 2,60 m.

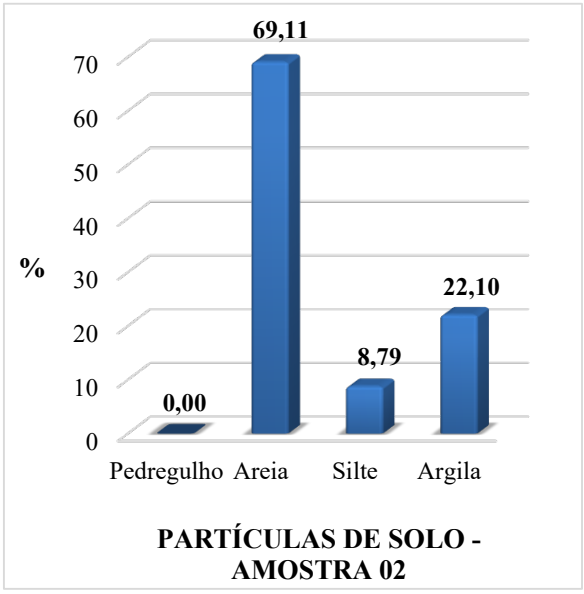
Assim como na Localização A, as amostras de solo para o local E foram coletadas em profundidades superficiais. As porcentagens distribuídas de acordo com cada tipo de partícula e as curvas granulométricas obtidas com amostras desse local podem ser observadas nas Figura 68, Figura 69, Figura 70, Figura 71 e Figura 72.

Figura 68- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para a Amostra 01.



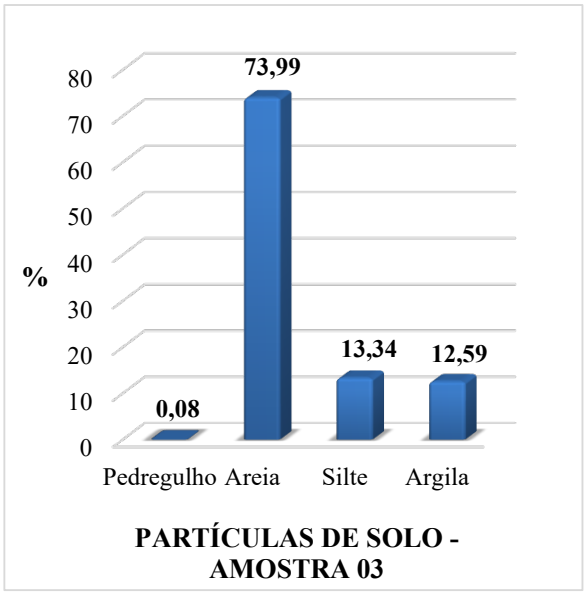
Fonte: A autora (2019).

Figura 69- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para a Amostra 02.



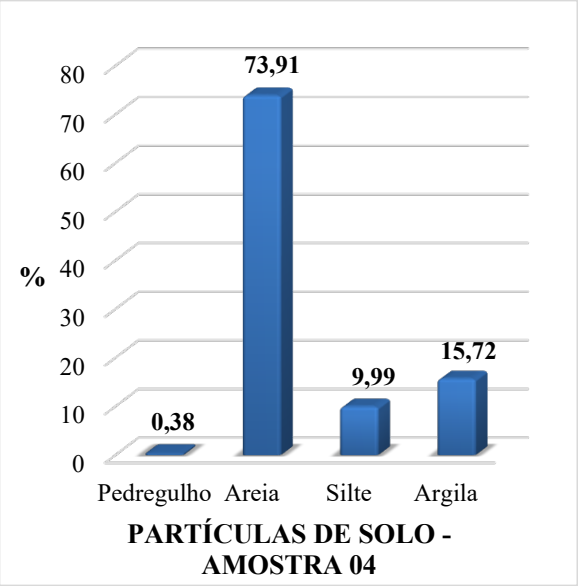
Fonte: A autora (2019).

Figura 70- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para a Amostra 03.



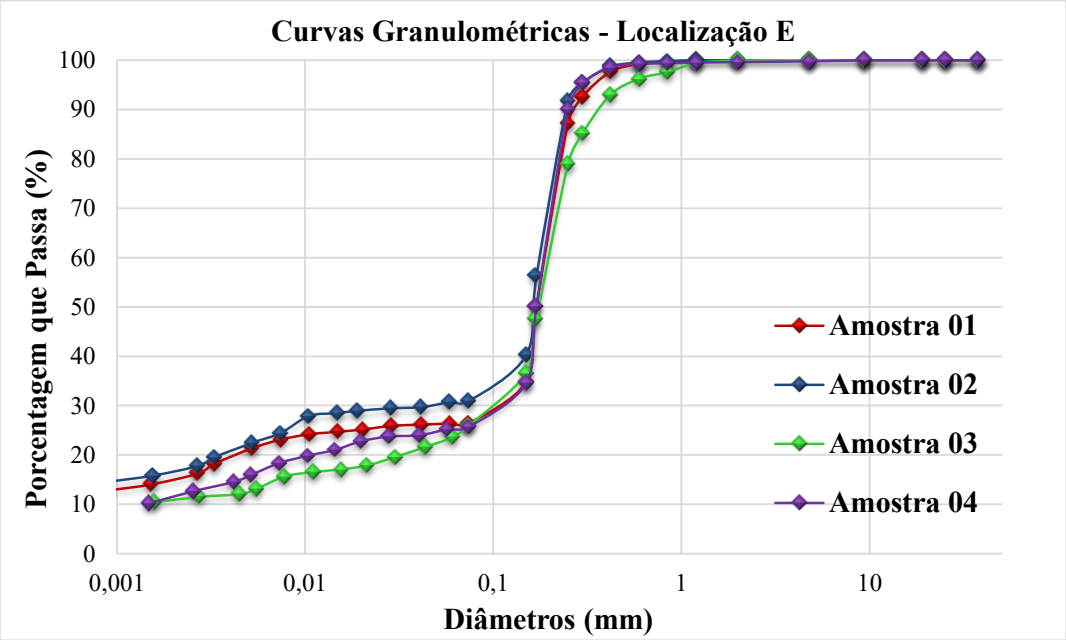
Fonte: A autora (2019).

Figura 71- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para a Amostra 04.



Fonte: A autora (2019).

Figura 72- Curvas Granulométricas para a Localização E.



Fonte: A autora (2019).

As curvas granulométricas obtidas permitem identificar a presença de grande quantidade de areia, visto que a amostra coletada atravessa as camadas superficiais de aterro arenoso e a de matéria orgânica com presença de areia fina. Assim, nota-se que os solos de cada amostra possuem diferentes porcentagens de argila, todas com valores baixos: para a Amostra 01 é de 20,98%; Amostra 02, 22,10%; Amostra 03, 12,59% e Amostra 04, 15,72%.

No relatório disponibilizado não constam dados a respeito dos limites de *Atterberg*. Há apenas os valores de umidade natural e massa específica real (Tabela 25), bem como a informação de que nenhuma das amostras apresentou comportamento plástico nos ensaios de determinação dos limites de consistência.

Tabela 25- Resultados obtidos através dos ensaios de caracterização geotécnica para o local E.

Amostra	Parâmetro	Resultado
Amostra 01	δ (g/cm³)	2,547
	w_0 (%)	39,79
Amostra 02	δ (g/cm³)	2,542
	w_0 (%)	50,23
Amostra 03	δ (g/cm³)	2,431
	w_0 (%)	83,97
Amostra 04	δ (g/cm³)	2,593
	w_0 (%)	-

Fonte: A autora (2019).

Os valores de massa específica real estão coerentes quando comparados com os obtidos para os outros locais. No que diz respeito à umidade natural, as Amostras 02 e 03 apresentam valores superiores aos obtidos para a Amostra 01, enquanto que para a Amostra 04 não houve determinação do teor de umidade natural.

Também foi realizado ensaio para determinação do Teor de Matéria Orgânica. Foram moldados sete corpos de prova, com os solos das quatro amostras. O ensaio foi realizado medindo-se a variação de peso de amostras secas em estufa a 60ºC, quando incineradas na mufla. Verificou-se a presença de matéria orgânica vegetal em decomposição, intercalada com lentes de areia fina (Tabela 26).

Tabela 26- Ensaio para determinação do teor de matéria orgânica do solo do local E.

Amostra	Corpo de Prova	Peso de Matéria Orgânica / Peso dos Sólidos (%)
Amostra 01	A	8,51
Amostra 02	A	9,10
Amostra 03	A	23,64
	B	14,61
	C	17,11
Amostra 04	A	9,10
	B	17,81

Fonte: A autora (2019).

Quanto às propriedades relacionadas ao adensamento dos solos, realizados ensaios com os solos das Amostras 01, 02 e 03. Assim, como resultado, foram obtidas as curvas Índice de Vazios (e) x Tensão Vertical Efetiva (σ_v') em escala logarítmica, apresentadas no Anexo A.

Determinou-se então, os valores de C_c e C_r para o Local E, com base nas curvas de compressão. Mais uma vez, foi possível estimar o valor da tensão de pré-adensamento (método de Pacheco Silva) e calcular o OCR de cada amostra. Os resultados estão presentes na Tabela 27.

Tabela 27- Valores de C_c, Cr, σ_a' e OCR obtidos através dos ensaios de adensamento.

Amostra	C_c	C_r	σ_a'	OCR
Amostra 01	0,410	0,086	60,00	1,96
Amostra 02	0,580	0,071	68,00	2,22
Amostra 03	0,931	0,108	65,00	2,12

Fonte: A autora (2019).

Os valores de OCR para o solo da Localização E, muito superiores a 1,00, indicam um forte pré-adensamento da camada de solo estudada, que pode ser, em partes, justificado pela presença de aterros de areia fina siltosa dispostos sobre a camada de matéria orgânica, conforme pode ser verificado no perfil de sondagem da Figura 67.

4.7 Localização F: Lagoa de Maturação do Sistema de Esgotos Sanitários da Barra dos Coqueiros

A Localização F está situada no Munícipio de Barra dos Coqueiros, na margem esquerda do Rio Sergipe, em uma área onde comumente são identificadas camadas de solo mole no subsolo, e que anteriormente era utilizada como salina. Os dados referentes a essa localização foram obtidos por meio de um relatório elaborado pelo EMGEO em 1995, a pedido da ENPRO (Engenharia de Projetos e Obras Ltda.), para elaboração do projeto de implantação de três lagoas de maturação do sistema de esgotamento sanitário da Barra dos Coqueiros. A Figura 73 ilustra como se encontra atualmente o local de onde foram coletadas as amostras para a realização dos ensaios desta pesquisa.

Figura 73- Estação de Tratamento de Esgotos da Barra dos Coqueiros.

Fonte: A autora (2019).

Nesse local, foram executados quatro furos de sondagem do tipo SPT. Apesar de não estarem disponíveis as imagens referentes aos perfis do terreno em cada furo, há no relatório uma breve descrição das camadas encontradas no subsolo por meio desse ensaio, permitindo a elaboração de uma tabela com esses dados (Tabela 28).

Analisando-se as descrições do perfil geotécnico do terreno, é possível identificar a presença de camadas argilosas de consistência mole a muito mole, em alguns casos com presença de matéria orgânica. Por vezes, essas camadas estão intercaladas a camadas arenosas,

como tem acontecido em outros locais, a exemplo da Localização A, também situada no Município de Barra dos Coqueiros.

Tabela 28- Descrição do perfil de sondagem para os Furos SP-01, SP-02, SP-03 e SP-04.

FURO	CAMADAS	N_{SPT}	Profundidade (m)	Cota (m)	Espessura (m)
SP-01	Argila muito mole	1/45	0,70	17,56 m em relação ao RN adotado pela SONDA	6,00
	Areia fina com compacidade variando de baixa a mediana.	-	-	-	-
SP-02	Argila orgânica	1/45	1,00	Cota SONDA: 17,46 m	3,00
	Entre a cota 14,46 e 10,01 m, ocorre uma camada de argila orgânica mole com veios de areia fina.	2 a 4	-	Cota SONDA: entre 14,46 e 10,01 m	4,45
SP-03	Aterro de argila siltosa de consistência mole, na superfície do terreno	2	Superfície do terreno	Cota SONDA: 18,60 m	1,80
	Sob o aterro, camada de argila orgânica	1/45	-	-	2,00
	Em seguida, camada de areia fina com argila orgânica	4 a 6	-	-	-
SP-04	Aterro de argila siltosa de consistência mole, na superfície do terreno	-	Superfície do terreno	Cota SONDA: 18,57 m	1,00
	Sob o aterro, camada de argila orgânica mole pura nos dois primeiros metros e com presença de areia fina no restante	2 nos 2 m iniciais e 4 a 5 no restante.	-	-	4,70

Fonte: Relatório do EMGEO (1995).

Na Localização F, foram coletadas duas amostras indeformadas de argila orgânica, em profundidades bastante superficiais (0,80 a 1,60 m), nas proximidades dos Furos SP-01 e SP-04. Não constam no relatório curvas referentes a ensaios de análise granulométrica traçadas para o solo da Localização F. Por outro lado, foram encontrados os valores dos limites de *Atterberg*, umidade natural e massa específica real, conforme a Tabela 29.

Tabela 29- Resultados obtidos através dos ensaios de caracterização geotécnica para o local F.

Amostra	Parâmetro	Resultado
Furo SP-04[1]	δ (g/cm³)	2,614
	w_0 (%)[2]	46,01
	LL (%)	43,60
	LP (%)	22,68
	IP (%)	21,00

Fonte: A autora (2019).

De acordo com os dados apresentados na Tabela 29, o solo da amostra SP-04 pode ser considerado muito plástico. Não foi possível determinar o índice de atividade das argilas, devido à ausência de informações sobre a granulometria do solo. Por fim, o valor de massa específica real obtido mostrou-se coerente e similar aos encontrados para os demais pontos.

Com relação aos ensaios de adensamento, para cada amostra foi moldado um corpo de prova. Assim, como resultado, são apresentadas as curvas Índice de Vazios (e) x Tensão Vertical Efetiva (σ_v') em escala logarítmica, através das quais foi possível determinar os valores de C_c e C_r para o local F. Essas curvas não estavam disponíveis no relatório, constando apenas os resultados finais, conforme Tabela 30.

Tabela 30- Valores de C_c e C_r obtidos através dos ensaios de adensamento.

Amostra	C_c	C_r
Furo SP-01	0,570	0,250
Furo SP-04	0,370	0,180

Fonte: A autora (2019).

[1] No relatório, o solo utilizado para esses ensaios estava identificado como Amostra 04. Como só foram coletadas amostras relativas aos furos SP-01 e SP-04, deduz-se que essa se refira ao SP-04.
[2] Também foi determinado para a amostra do furo SP-04, obtendo-se 46,01.

Por fim, foram executados ensaios de compressão simples para a obtenção do valor de S_u do solo em estudo. As informações relativas às amostras utilizadas e aos resultados obtidos com os ensaios de compressão simples estão presentes na Tabela 31.

Tabela 31- Resultados dos Ensaios de Compressão Simples

AMOSTRAS	σ_r (kPa)	S_u (kPa)
Furo SP-01	16,00	8,00
Furo SP-04	38,00	19,00

Fonte: A autora (2019).

Os valores de S_u para os corpos de prova moldados com o solo do Furo SP-01 foram muitos inferiores aos do Furo SP-04, fazendo com que o valor de S_u para a segunda amostra fosse mais que o dobro do valor da primeira. Comparando-se esses resultados aos obtidos nos ensaios de compressão simples executados para a Localização A, observa-se que os do local F foram superiores, especialmente o do Furo SP-04, cuja diferença é muito maior. Esse fato evidencia uma maior resistência ao cisalhamento não drenada do solo do local F, apesar de ambos os depósitos estarem situados na Barra dos Coqueiros, em locais relativamente próximos.

4.8 Localização G: Terminal Portuário de Sergipe

Os dados referentes à Localização G são apresentados e amplamente discutidos na pesquisa desenvolvida por Ribeiro (1992). Executou-se uma campanha de ensaios para determinação das características do depósito argiloso mole *offshore*, sobre o qual seria executada a obra do Terminal Portuário de Sergipe (Figura 74 e Figura 75). O trabalho de Ribeiro (1992) apresenta com muita riqueza de detalhes os resultados dos ensaios, por isso, nesta seção, tais dados serão apenas resumidamente listados para fins de comparação.

Figura 74- Quebra-mar do Porto de Sergipe.

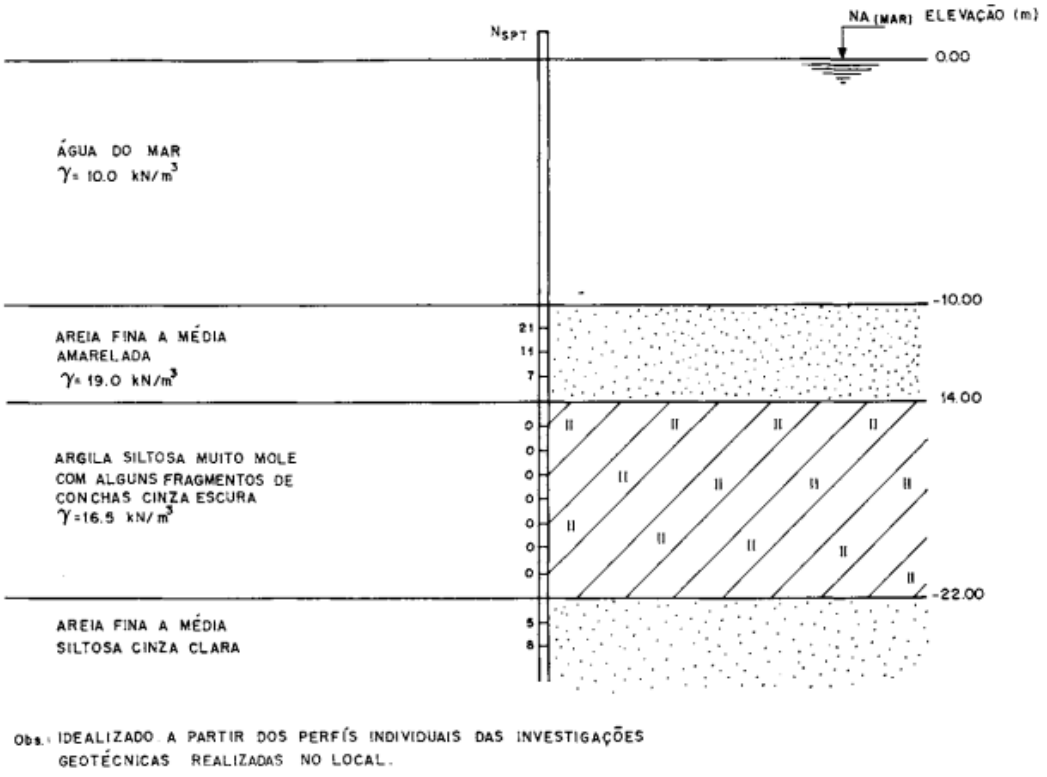
Fonte: Sandroni (2012).

Figura 75- Vista do quebra-mar do Terminal Portuário de Sergipe.

Fonte: Sandroni (2012)

O perfil típico do solo da região, traçado com base nos resultados dos ensaios de sondagem, pode ser verificado na Figura 76. Nota-se na mencionada figura a existência de uma camada de argila siltosa muito mole, com alguns fragmentos de concha, cinza escura e espessura de 8,00 m.

Figura 76- Perfil esquemático do local G.



Fonte: Ribeiro (1992).

Foram coletadas nove amostras de solo, em profundidades variando de 4,50 a 10,06 m, para a execução de ensaios. A média dos resultados dos ensaios de caracterização pode ser visualizada na Tabela 32, sendo: e_0, índice de vazios inicial; w_0, umidade natural; g_t, peso específico total; G_s, densidade real dos grãos, em função da profundidade; S, grau de saturação e N, número de determinações.

Tabela 32- Resultados dos ensaios de caracterização (valores médios) realizados na Localização G.

ENSAIO	UNIDADE	MÉDIA	DESVIO PADRÃO	N
LL	(%)	67,5	9,17	8
LP	(%)	29,2	4,27	8
G_S	-	2,69	0,05	16
$\% < 2\mu$	(%)	36,7	7,21	14
w_0	(%)	63,9	5,59	14
e_0	-	1,76	0,17	16
g_t	(kN/m^3)	16,5	1,13	16
S	(%)	97,7	1,99	7

Fonte: Ribeiro (1992).

Esse depósito possui um índice de plasticidade médio de cerca de 38%, muito superior aos valores que vêm sendo obtidos para as demais localizações, indicativo de uma argila muito plástica. O cálculo índice de atividade forneceu um valor igual a 1,04, característico de solos medianamente ativos, diferente do que vinha sendo obtido até então para outros depósitos, que se apresentaram como inativos.

Com base nos ensaios realizados para fins de análises químicas e mineralógicas, foi possível se obter o teor de matéria orgânica (Tabela 33) e a composição mineralógica. Através da análise da fração argilosa, pelo método de difração de raio X, verificou-se que há uma predominância de argilominerais do tipo ilita e caulinita, em porcentagens bastante próximas (em média 27%). Mineirais primários também foram encontrados, sendo predominantes o quartzo e o feldspato.

Tabela 33- Teor de matéria orgânica determinado através de dois processos: reação química e perda por aquecimento (PPA).

ENSAIO	TEOR DE MATÉRIA ORGÂNICA (%)
Ataque Químico	1,5 a 2,5
Perda por Aquecimento (PPA)	2,5 a 6,5

Fonte: Ribeiro (1992).

Para essa localização, foram também realizados ensaios de adensamento (convencionais e com velocidade constante de deformação – CRS), cujos resultados podem ser visualizados na Tabela 34 e na Tabela 35.

Tabela 34- Resultados dos Ensaios de Adensamento Convencional (SIC).

ENSAIO	w_0 (%)	γ_t (kN/m³)	e_0	S (%)	σ'_{vm} (kPa)	σ'_{v0}(kPa)	C_r	C_c	C_s
SIC-1	58,8	16,8	1,62	100,0	65	37,8	0,04	0,85	0,07
SIC-2	67,5	15,6	1,93	95,5	- ([3])	51,8	0,28	0,58	0,11
SIC-3	57,5	16,8	1,57	99,9	40	41,3	0,10	0,50	0,08
SIC-4	68,3	15,8	1,89	98,3	- ([3])	44,8	0,32	0,50	0,08
SIC-5	71,9	15,7	1,97	98,9	65	48,3	0,05	0,93	0,13
SIC-6	67,7	15,8	1,90	97,3	- ([3])	51,8	0,24	0,55	0,11
SIC-7	62,8	16,1	1,76	97,4	55	55,3	0,05	0,67	0,13
SIC-8	68,2	16,0	1,85	99,9	65	57,0	0,07	0,83	0,13

Fonte: Ribeiro (1992).

Tabela 35- Resultados dos Ensaios de Adensamento com Velocidade Controlada (CRS).

ENSAIO	w_0 (%)	γ_t (kN/m³)	e_0	S (%)	σ'_{vm} (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	C_r	C_c	C_s
CRS-1	58,0	16,5	1,63	97,4	55[(3)]	51,8	0,03	0,60	0,08
CRS-2	34,0	17,9	1,04	88,9	60	41,3	0,02	0,28	-
CRS-3	41,0	17,8	1,18	96,2	60[(3)]	37,8	0,03	0,41	-
CRS-1A	44,8	17,2	1,28	-	-	44,8	0,13	0,40	-
CRS-2A	44,5	17,5	1,25	-	-	44,8	0,15	0,38	-
CRS-3A	49,7	17,0	1,49	-	-	41,3	0,01	0,40	-

Fonte: Ribeiro (1992).

Em que,

w_0 = umidade natural;

γ_t = peso específico total;

e_0 = índice de vazios inicial;

σ'_{vm} = tensão vertical máxima de pré-adensamento;

[3] Valores imprecisos devido aos efeitos do amolgamento.

σ'_{v0} = tensão vertical efetiva de campo;

C_r = índice de recompressão;

C_c = índice de compressão;

C_s = índice de expansão.

Os parâmetros de deformação e resistência foram obtidos por meio de ensaios triaxiais, dos tipos UU e CU, bem como ensaios triaixiais especiais (com adensamento isotrópico e cisalhados em condições não drenadas), conforme Tabela 36 e Tabela 37.

Tabela 36- Resultados dos ensaios triaxiais UU.

ENSAIO	z (m)	w_0 (%)	γ_t (kN/m³)	e_0	B	σ'_{v0} (kPa)	σ'_r (kPa)	E_u/σ_c (kPa)	ε_f (%)	q_f (kPa)	w_f (%)
UU-1	4,50	59,1	15,9	1,81	0,97	37,8	-	22,45	8,00	10,70	60,6
UU-1A	5,56	52,8	15,3	1,73	0,98	41,3	1,90	9,20	12,50	8,50	-
UU-2A	6,56	45,3	16,1	1,45	0,95	44,8	1,67	5,85	10,00	6,70	-

Fonte: Ribeiro (1992).

Onde,

z = profundidade de campo;

w_0 = umidade natural;

γ_t = peso específico total;

e_0 = índice de vazios inicial;

B = parâmetro de poropressão;

σ'_{v0} = tensão vertical efetiva no campo;

σ'_r = tensão efetiva residual média;

E_u = módulo de Young para a condição não drenada;

ε_f = deformação axial de ruptura;

q_f = tensão desviadora na ruptura dividida por 2;

w_f = umidade final do corpo de prova.

Tabela 37- Resultados dos ensaios triaxiais CIU (adensados e não drenados) e especiais.

ENSAIO	z (m)	w_0 (%)	γ_t (kN/m³)	e_0	σ'_{v0} (kPa)	B	σ'_r (kPa)	σ'_c (kPa)	C_v (cm²/s)	E_u/σ_c	ε_f (%)	q_f (kPa)	ρ_f (kPa)	Δu_f (%)	A_f	w_f (%)
CIU-1	8,50	69,7	14,9	2,09	51,8	0,98	4,9	54,0	$9,5 \times 10^{-9}$	21,9	8,5	15,5	37,5	32,0	103,00	54,3
CIU-2	8,50	66,9	14,7	2,09	51,8	1,00	1,0	164,0	$3,2 \times 10^{-9}$	53,0	2,8	39,5	128,5	75,0	0,95	44,3
CIU-3	8,50	59,8	15,4	1,83	51,8	0,98	-	109,0	$5,2 \times 10^{-9}$	73,4	6,5	30,0	60,0	79,0	1,32	49,7
CIU-4	4,50	70,0	15,4	2,05	37,8	1,00	7,1	148,0	$5,6 \times 10^{-9}$	37,3	4,0	47,1	110,0	85,0	0,90	53,8
CIU-5	4,50	57,3	16,0	1,71	37,8	0,98	2,2	92,0	$7,0 \times 10^{-9}$	39,5	5,9	29,5	65,5	561,0	0,95	46,3
CIU-10	5,03	65,7	15,1	2,02	39,5	0,99	1,0	151,0	$6,4 \times 10^{-9}$	28,1	5,2	55,0	121,0	85,0	0,78	44,5
CL-1	5,56	44,1	16,7	1,36	41,3	1,00	2,8	150,0	$1,1 \times 10^{-9}$	66,7	12,3	53,1	110,1	101,7	0,97	-
CL-2	10,06	51,7	16,1	1,56	57,0	0,98	-	155,0	$3,1 \times 10^{-9}$	34,8	8,7	50,6	106,4	97,9	0,96	-
DL-1	10,06	59,3	15,7	1,78	57,0	0,99	21,2	164,0	$2,8 \times 10^{-9}$	31,1	12,4	50,3	210,5	3,8	1,04	48,0
TV-1	5,56	55,2	15,5	1,69	41,3	0,99	6,6	150,0	$8,3 \times 10^{-9}$	66,7	14,7	51,2	152,5	48,7	0,98	42,8
TV-2	8,56	53,9	14,8	1,84	51,8	1,00	8,8	164,0	$3,6 \times 10^{-9}$	28,7	10,3	47,7	151,8	59,9	1,14	40,8
CIU-15^R	5,56	53,4	15,6	1,68	41,3	1,00	1,9	150,0	$8,9 \times 10^{-9}$	64,8	12,3	82,1	162,0	70,0	0,43	39,8
CIU-16^R	4,56	43,9	15,9	1,50	37,8	0,99	2,4	150,0	$7,9 \times 10^{-9}$	41,0	11,8	75,3	145,1	80,1	0,53	33,7

Fonte: Ribeiro (1992).

Em que,

σ'_c = tensão confinante de adensamento;

C_v = valor do coeficiente de adensamento, obtido durante a fase de adensamento;

ρ'_f = semi-soma das tensões efetivas principais na ruptura;

Δu_f = valor da poropressão na ruptura;

A_f = parâmetro A (Skempton, 1954).

Por fim, é possível verificar os valores de OCR calculados por Ribeiro na Tabela 38.

Tabela 38- Valores de OCR das amostras indeformadas.

ENSAIO	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{vm} (kPa)	OCR
SIC-1	37,8	65	1,7
SIC-2	51,8	–[4]	≈ 1,0
SIC-3	41,3	40	1,0
SIC-4	44,8	–[4]	≈ 1,0
SIC-5	48,3	65	1,3
SIC-6	51,8	–[4]	≈ 1,0
SIC-7	55,3	55	1,0
SIC-8	57,0	65	1,1
CRS-1	51,8	≈ 55[4]	1,1
CRS-2	41,3	60	1,5
CRS-3	37,8	≈ 60[4]	1,6

Fonte: Ribeiro (1992).

Dos valores de OCR calculados, conclui-se que o depósito possui características de pré-adensado e normalmente adensado. Outros dados podem ser obtidos no trabalho de Ribeiro (1992).

[4] Valores imprecisos devido ao efeito do amolgamento.

4.9 Localização H: BR 101 Sul, km 94

A Localização H, situada no Munícipio de Nossa Senhora do Socorro, refere-se à região da pista duplicada da Rodovia Federal BR-101/SE, km 94, na margem direita da saída Sul, trecho Aracaju-Salvador. Nessa área, ocorreu a ruptura de um aterro rodoviário no dia 22 de junho de 2014, cerca de um mês depois do aparecimento de uma trinca longitudinal nas placas de concreto de cimento Portland do pavimento, em uma extensão de aproximadamente 70 m. Houve também um escorregamento lateral na saia do aterro, o que já sinalizava o processo de ruptura, comprometendo o tráfego da pista direita (sentido norte-sul) dessa importante rodovia (SANTANA JÚNIOR, 2017).

Os dados obtidos sobre esse local foram provenientes de um estudo realizado por Santana Júnior (2017) na sua dissertação de mestrado, em parceria com o DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes), para avaliar as possíveis causas da ruptura. A Figura 77 mostra a localização do trecho analisado e a Figura 78 revela a situação pós-ruptura.

Figura 77- Imagem de satélite do Km 94 da BR-101/SE set/2011 (GOOGLE INC., 2017).

Fonte: Santana Júnior (2017).

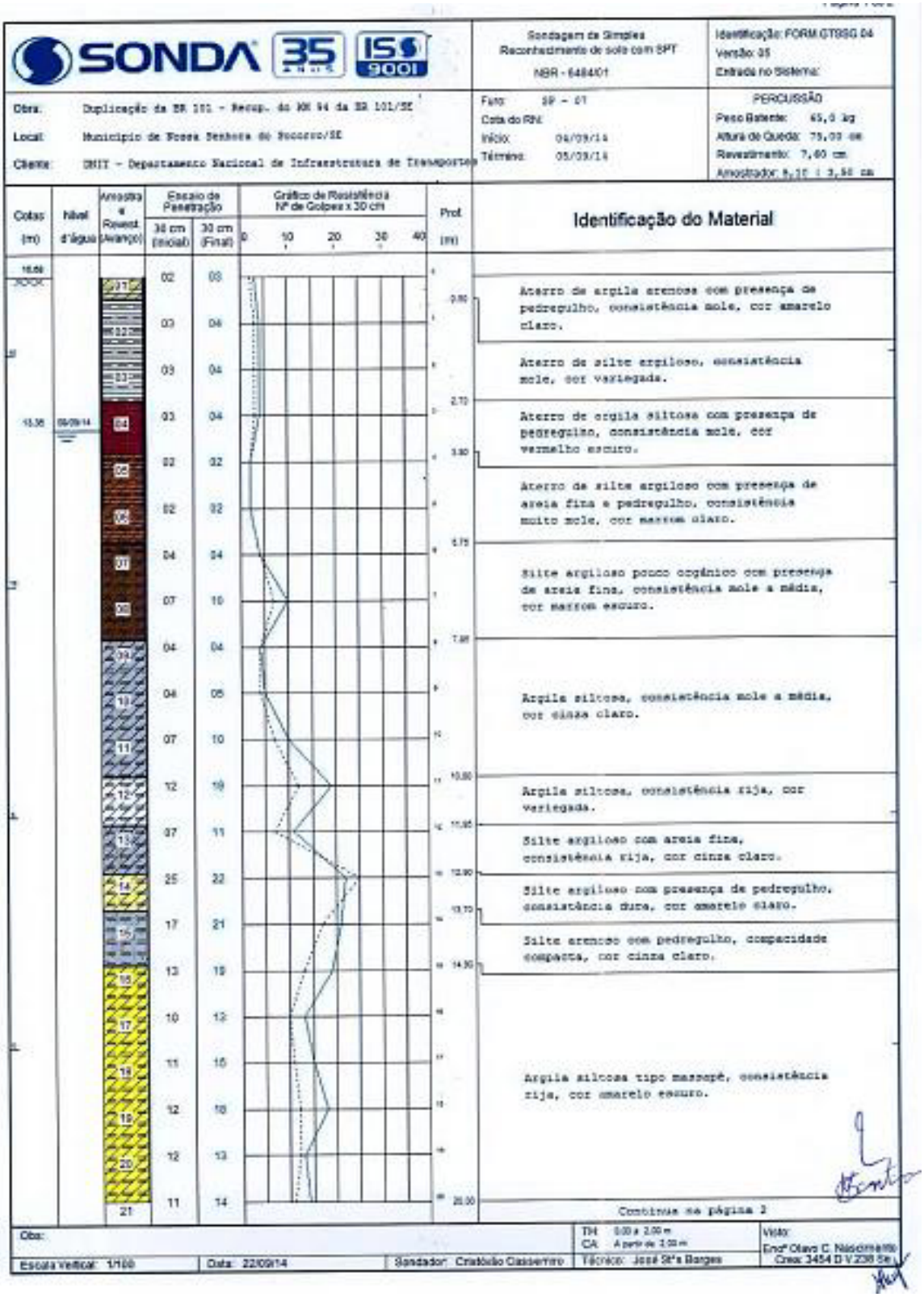
Figura 78- Local de ruptura do aterro rodoviário da BR 101 Sul, km 94.

Fonte: Santana Júnior (2017).

Na Localização H, foram coletadas duas amostras indeformadas de solo, em profundidades intermediárias, nas proximidades dos Furos SP-07 e SP-08. Segundo os relatórios, a profundidade de coleta das amostras variou aproximadamente entre 5,00 e 6,00 m.

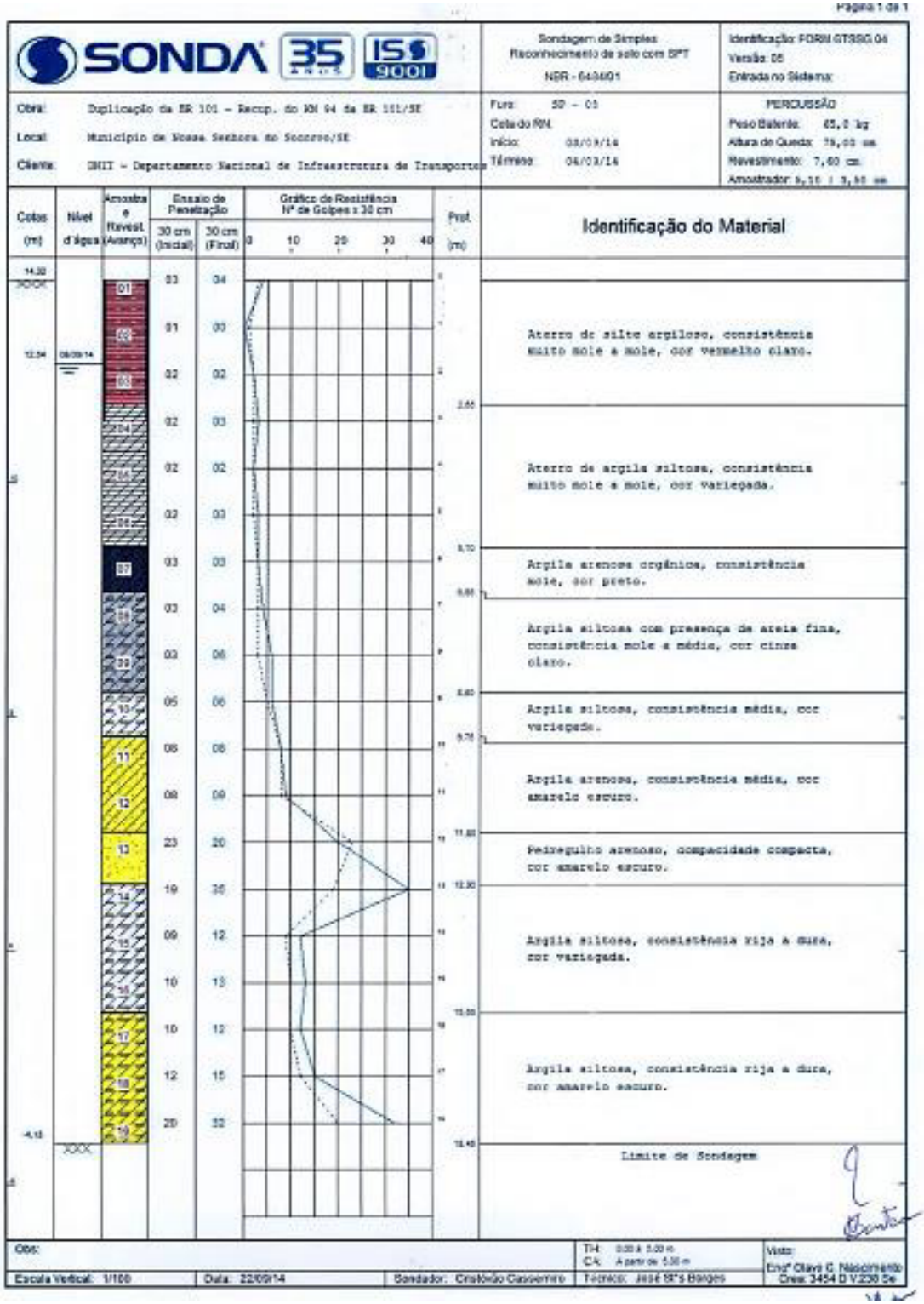
A Figura 79 e a Figura 80 ilustram os perfis típicos da área, representados aqui pelas sondagens SP-07 e SP-08. É possível consultar a planta de locação dos furos de sondagem para essa localização no Anexo B.

Figura 79- Sondagem referente ao Furo SP-07 (Local H).



Fonte: Relatório do DNIT (2014).

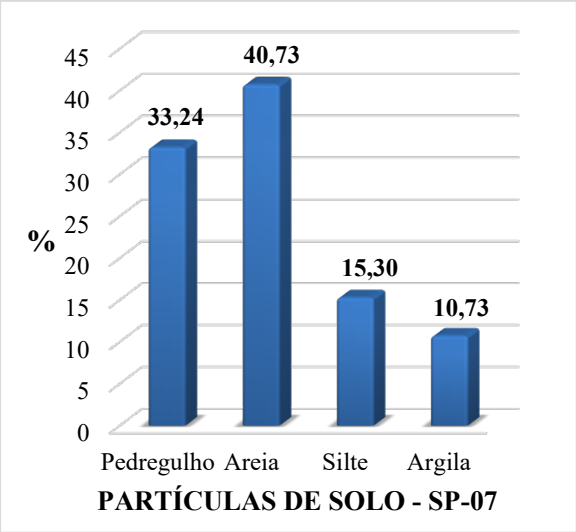
Figura 80- Sondagem referente ao Furo SP-08 (local H).



Fonte: Relatório do DNIT (2014).

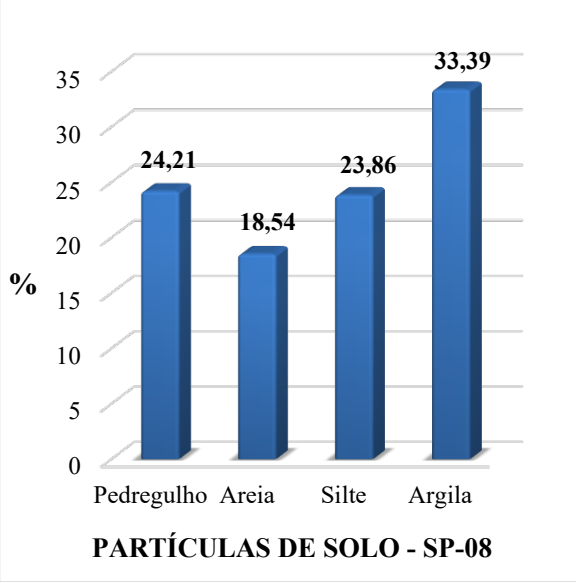
Analisando-se os perfis geotécnicos do terreno, é possível identificar a presença de camada de argila arenosa orgânica, com consistência mole. As curvas granulométricas e as distribuições de partículas em porcentagens permitem que seja feita uma melhor avaliação do solo em questão (Figura 81, Figura 82 e Figura 83).

Figura 81- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para a amostra SP-07.



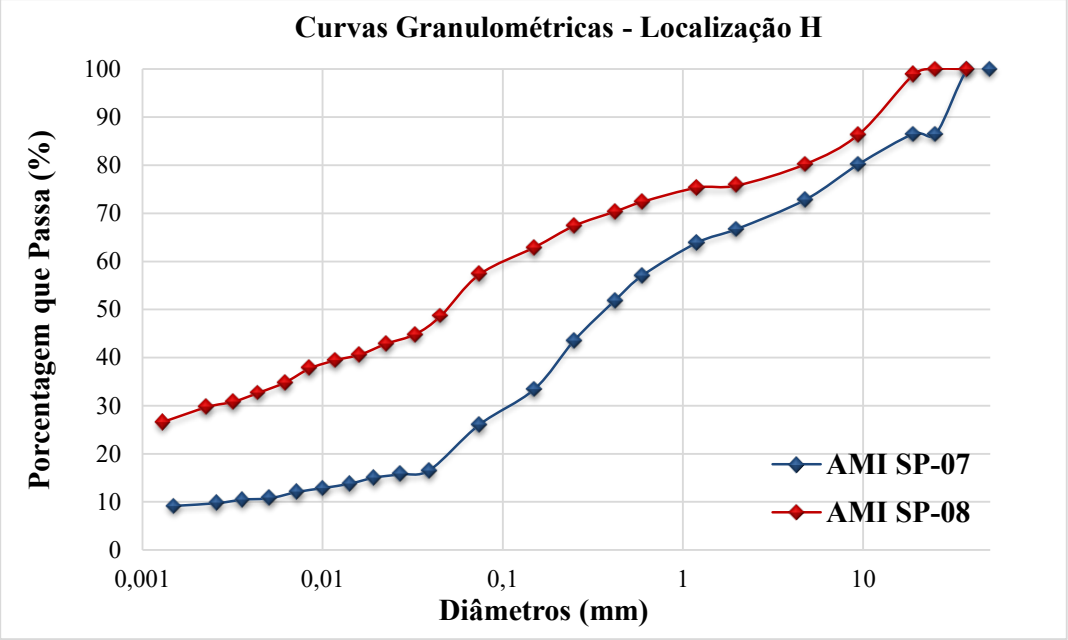
Fonte: A autora (2019).

Figura 82- Distribuição em porcentagem (%) das partículas de solo para a amostra SP-08.



Fonte: A autora (2019).

Figura 83- Curvas Granulométricas para a Localização H.



Fonte: A autora (2019).

Além dos ensaios de caracterização granulométrica também foram obtidos para a Localização H os valores de w_0, LL, LP, IP e IA do solo de cada uma das amostras, conforme mostrado na Tabela 39 seguir.

Tabela 39- Resultados obtidos através dos ensaios de caracterização geotécnica para o local H.

Amostra	Parâmetro	Resultado
Furo SP-07	w_0 (%)	18,30
	LL (%)	26,00
	LP (%)	16,00
	IP (%)	10,00
	IA	1,06
Furo SP-08	w_0 (%)	37,74
	LL (%)	60,00
	LP (%)	21,00
	IP (%)	39,00
	IA	1,35

Fonte: A autora (2019).

A análise das curvas granulométricas e das porcentagens de cada tipo de partícula dos solos coletados no local H permite identificar uma diferença significativa entre o solo das duas

amostras. Incialmente, é válido ressaltar que, o relatório de sondagem fornecido pela empresa responsável pelo serviço contém a informação de que, em função da grande heterogeneidade dos materiais após a ruptura do aterro, não foi possível definir claramente o final das camadas de aterros existentes. Dessa forma, é possível haver alterações nas espessuras indicadas nos perfis de sondagem.

A amostra SP-07 contém porcentagens de areia e pedregulho superiores às de silte e argila somadas; já a amostra SP-08 possui uma menor variação entre as porcentagens das partículas, com predomínio de silte e argila. A grande variedade de partículas evidenciada nas curvas granulométricas pode ser justificada por uma possível contaminação causada na ruptura do aterro. Esse comportamento divergente entre as duas amostras também se reflete nos resultados dos demais ensaios, por exemplo, nos valores de umidade natural, que foram muito superiores para a amostra SP-08. Essa amostra possui uma maior quantidade de finos, o que facilita a retenção de água, conduzindo a maiores valores de umidade. É, portanto, mais representativa do comportamento dos solos moles.

O solo dessa região apresentou um comportamento diferente das outras até aqui apresentadas, que pode ser observado na distribuição granulométrica, com uma porcentagem significativa de pedregulho, talvez devido à influência do material do aterro rompido. Com base nas porcentagens de partículas apresentadas nos gráficos, é possível verificar que os solos do Furo SP-07 e do Furo SP-08 possuem, respectivamente, 10,73% e 33,39% de argila.

No que diz respeito à plasticidade, é possível classificar o solo do SP-07 como medianamente plástico e o do SP-08 como muito plástico. Com relação ao índice de atividade das argilas, o solo desse local possui características distintas daqueles encontrados nas demais regiões. As argilas correspondentes ao SP-07 podem ser classificadas como medianamente ativas, por possuírem um IA entre 0,75 e 1,25, e as do SP-08, como ativas, visto que seu IA é superior a 1,25 segundo a classificação atribuída por Skempton (1984). Sabendo-se que, em geral, a montmorilonita é o argilomineral que possui o comportamento mais ativo e que a região de Nossa Senhora do Socorro comumente apresenta depósitos de solo do tipo massapê, muito conhecido por suas propriedades expansivas, justifica-se o comportamento ativo das argilas desse local (LEITE, 2015; MACHADO; MACHADO, [s.d.]).

Quanto aos ensaios de adensamento edométrico, foram moldados dois corpos de prova para se realizar esses ensaios, um de cada amostra. As curvas obtidas estão apresentadas no Anexo A, extraídas do relatório solicitado pela CGU (Controladoria Geral da União) e pelo DNIT.

Com base nos ensaios de adensamento apresentados, Santana Júnior (2017) calculou em seu trabalho de dissertação os valores de C_c, C_r e σ'_a , a partir das curvas de compressão. No entanto, o valor de C_c obtido por esse autor para o local SP-07 foi igual a 0,083, valor esse muito baixo e aparentemente incoerente quando comparado com os valores das demais localizações. Por isso, esse parâmetro foi recalculado. Os dados obtidos estão listados na Tabela 40.

Tabela 40- Valores de C_c, C_r, σ'_a e OCR, obtidos através dos ensaios de adensamento.

Amostra	C_c	C_r	σ'_a	OCR
SP-07	0,140[5]	0,011	25,00	0,59
SP-08	0,240	0,031	23,00	0,54

Fonte: A autora (2019).

Os valores de OCR menores que 1,0 são característicos de um depósito subadensado. A resistência ao cisalhamento não drenada foi estimada empregando-se o método de Skempton (1957) e calculada com base em ensaios de cisalhamento direto, conforme apresentado na Tabela 41, apresentando valores similares a outros calculados nesse trabalho.

Tabela 41- Valores de S_u estimados através de diferentes métodos.

Parâmetro/ Método	Estimada - Skempton (1957)	Ensaio de Cisalhamento Direto	Valor Adotado para Cálculo da Altura Máxima do Aterro
S_u (kPa)	7,8	9,7	10,0

Fonte: Santana Júnior (2017).

Em virtude das características geotécnicas apresentadas pelo ponto SP-07, que divergem do comportamento dos solos moles, somente os valores do SP-08 foram incorporados ao banco de dados final. Essas divergências podem ser justificadas pela possível contaminação da camada de argila, provocada pelo material oriundo da ruptura do aterro.

[5] Valor recalculado na presente pesquisa, como justificado anteriormente.

4.10 Comparação entre os Resultados Obtidos

Ao longo das últimas cinco décadas, ampliou-se o conhecimento acerca das propriedades constitutivas e das características dos depósitos de solos moles brasileiros, com base na experiência acumulada. Devido à implantação de obras marítimas, portos, pontes, aeroportos (Figura 84), parques industriais e da densificação dos centros urbanos, entre outros fatores, o estudo do comportamento dos depósitos de argilas litorâneas foi intensificado, permitindo transferir para o Brasil a experiência internacional e desenvolver métodos de análise aplicados às condições geotécnicas locais (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Figura 84- Aeroporto Salgado Filho, em Porto Alegre, construído sobre depósito de solo mole.

Fonte: Disponível em: http://g1.globo.com/rs/rio-grande-do-sul/noticia/2013/02/obras-de-ampliacao-do-aeroporto-salgado-filho-comecam-em-fevereiro.html. Acesso em: 10 de fevereiro de 2019.

Por isso, há uma quantidade considerável de informações geotécnicas disponíveis constituindo um banco de dados, ferramenta de grande valor que auxilia nas soluções das obras de engenharia. A Tabela 42 apresenta um resumo das características das argilas brasileiras, com base em trabalhos desenvolvidos por diversos autores. À mencionada Tabela, foram acrescentados os dados obtidos na presente pesquisa, de forma a complementar e ampliar esse banco de dados nacional e comparar os parâmetros encontrados com outros existentes na literatura (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Tabela 42- Parâmetros geotécnicos dos depósitos de argilas moles brasileiras.

Local	W (%)	LL (%)	LP (%)	Argila (%)	Atividade	G_z	Matéria Orgânica	S_u (kPa)	Referência
Porto Alegre, RS	47-140	80-130	30-57	37-70	0,9-1,7	2,54-2,59	0,4-6,3	10-32	Soares (1997)
Sarapuí, RJ	110-160	110-140	75-110	55-80	1,4-2,0	2,60-2,67	4,0-6,5	5-15	Costa Filho, Aragão e Velloso (1985); Duarte (1977); Sayão (1980)
Santos, SP	100-140	80-150	30-90	30-80	1,0-2,2	2,60-2,69	4,0-6,0	10-60	Árabe (1995); Massad (1985); Samara *et al*. (1982)
Recife, PE	50-150	30-110	15-75	50-80	Inativas	2,50-2,70	4,0-8,0	2-40	Gusmão Filho (1986); Coutinho e Ferreira (1988); Ferreira, Amorim e Coutinho (1986)
João Pessoa, PB	35-150	30-60	15-30	30-80	-	2,50-2,65	-	13-40	Cavalcante (2002)
Jurturnaíba, RJ	40-400	50-390	30-280	-	-	2,10-2,60	7,0-70,0	5-37	Coutinho (1988b)
Sergipe	57-72	58-85	24-35	-	1,0-1,4	2,69	2,5-6,5	8-20	Ribeiro (1992)

Região Metropolitana de Aracaju, SE[6]	29-84	27-60	19-27	13-48	0,44-1,35	2,43-2,69	8,5-23,6[7]	2,5-19,0	Sá (2019)
Rio Grande, RS	38-64	41-90	20-38	34-96	0,4-1,1	2,48-2,66	-	-	Dias e Bastos (1994)
Vitória, ES	-	30-130	20-57	26-81	-	-	-	-	Castilho e Polido (1986)
Barra da Tijuca, RJ	190-670	67-610	20-113	-	-	1,78-2,54	6-51	4-6	Baroni (2010)
Barra da Tijuca, RJ	100-400	100-200	35-70	10-60	1,81-46,9	2,36-2,58	3,9-45	5-45	Teixeira (2012)

W- umidade natural; LL - limite de liquidez; LP - limite de plasticidade; G - peso específico real dos grãos; S_u – resistência ao cisalhamento não drenada.

Fonte: Adaptado de Schnaid e Odebrecht (2012).

[6] Exceto dados de Ribeiro (1992) que já estão representados em outra linha da tabela.
[7] Dados referentes somente à localização E.

Comparando-se os resultados obtidos na presente pesquisa com os de depósitos de solos moles de outros locais do país, ou até mesmo com os obtidos por Ribeiro em 1992 para Sergipe, percebe-se que a umidade natural dos solos estudados é bastante inferior à dos outros locais, se assemelhando um pouco a do Rio Grande (RS). Isso pode ser explicado pela presença de lentes de areia em boa parte das camadas avaliadas nessa pesquisa, o que reduz a capacidade de retenção de água promovida pelas partículas mais finas. Como o depósito estudado no trabalho de Ribeiro era *offshore*, isso pode ter contribuído para maiores teores de umidade do solo daquele local.

Quanto aos limites de *Atterberg*, os solos desse trabalho variam de medianamente plásticos a muitos plásticos, diferente do que pode ser observado para os outros locais da Tabela 42, que apresentam em sua grande maioria, solos muito plásticos.

A porcentagem de argila também se enquadra em um intervalo com limites inferiores aos apresentados para as demais localizações, justamente devido à presença de areia intercalando os bolsões de solo argiloso mole. Os valores locais são comparáveis aos encontrados por Teixeira (2012) para a Barra da Tijuca (RJ).

No que diz respeito à atividade das argilas analisadas nesta pesquisa, observa-se que estas são predominantemente inativas (apenas as Localizações G e H apresentaram, resultados diferentes) e a faixa de valores encontrada se assemelha a do Rio Grande (RS).

O peso específico real dos grãos é coerente com os valores encontrados para as demais localizações, e o teor de matéria orgânica (referente apenas à Localização E), supera o de muitos outros locais, justamente por se tratar da amostra de solo que era composta apenas por matéria orgânica com presença de areia fina.

A resistência ao cisalhamento não drenada, obtida por diversos métodos, conforme apresentado anteriormente, é relativamente próxima à encontrada em Sergipe por Ribeiro (1992). O limite inferior do intervalo de resistência não drenada é muito baixo para Sergipe, estando próximo ao valor obtido para Recife (PE), ambos apresentados na Tabela 42.

Também é possível comparar os valores de índice de compressão determinados nesta pesquisa com valores típicos de outros depósitos brasileiros, conforme apresentado na Tabela 43.

Tabela 43- Valores típicos de índice de compressão das argilas brasileiras.

Local	C_c	Referência
Ceasa, Porto Alegre, RS	0,34-2,27	Soares (1997)
Aeroporto Salgado Filho, Porto Alegre, RS	0,81-1,84	Soares (1997)
Tabaí-Canoas, RS	0,60-2,4	Dias e Gehling (1986)
Rio de Janeiro	0,5-1,8	Costa Filho, Aragão e Velloso (1985)
	1,3-2,6	Ortigão (1980)
Sarapuí, RJ	1,35-1,86	Coutinho e Lacerda (1976)
Juturnaíba, RJ	0,29-3,75	Coutinho e Lacerda (1994)
Recife, PE	0,5-2,5	Coutinho, Oliveira e Dazinger (1993); Coutinho, Oliveira e Oliveira (1998b)
Sergipe	0,8-1,2	Brugger (1996)
Região Metropolitana de Aracaju	0,23-0,93	Sá (2019)
Botafogo, RJ	0,14-0,28	Correia (1981)
Santos – Ilha de Barnabé, SP	0,48-2,37	Aguiar (2008)
Barra da Tijuca, RJ	0,35-0,57 → $C_c/(1+e_0)$ 1,8-4,55 → C_c	Baroni (2010)
Barra da Tijuca, RJ	0,3-0,61 → $C_c/(1+e_0)$ 1,76-4,21 → C_c	Teixeira (2012)
Três Forquilhas, RS	0,3-0,61	Bertuol (2009)

Fonte: Adaptado de Schnaid e Odebrecht (2012).

Observando-se esses resultados, nota-se uma grande variação no intervalo de valores de C_c obtido na presente pesquisa. Ainda assim, essa faixa de valores pode ser encontrada em outros em outros estados brasileiros, de acordo com o que foi apresentado na Tabela 43.

4.11 Qualidade das Amostras

Conforme descrito na Revisão Bibliográfica, o método de Lunne, Berre e Strandvik (1997) apud Oliveira (2002) sugere a classificação da qualidade das amostras com base na relação $\Delta e/e_0$. No entanto, como esse critério é considerado muito rigoroso para as argilas brasileiras, foi utilizada a proposta de Coutinho (2007) apud Baroni (2016) para classificação das amostras estudadas nesta pesquisa. Dessa forma, com base nos limites propostos na Tabela 5 do Capítulo 2, é possível avaliar a qualidade das amostras dos depósitos estudados. Os resultados estão dispostos na Tabela 44:

Tabela 44- Avaliação da qualidade das amostras segundo critério de Coutinho (2007) apud Baroni (2016).

AMOSTRA	$\Delta e/e_0$	Qualidade
Furo 02, Amostra 02 (Local C)	0,195	Muito ruim
Furo 02 A, Amostra 02 (Local C)	0,174	Muito ruim
Furo AI-01 (Local D)	0,173	Muito ruim
Furo AI-02 (Local D)	0,130	Ruim
Amostra 01 (Local E)	0,158	Muito ruim
Amostra 02 (Local E)	0,129	Ruim
Amostra 03 (Local E)	0,177	Muito Ruim
SP-07 (Local H)	0,043	Muito boa a excelente
SP-08 (Local H)	0,124	Ruim

Fonte: A autora (2019).

A análise dos resultados apresentados permite verificar a dificuldade em se coletar amostras indeformadas de boa qualidade para a realização de ensaios de laboratório. De acordo com os critérios aplicados na avaliação de qualidade de amostras desta pesquisa, cinco delas foram classificadas como de qualidade muito ruim, três como ruins e apenas uma como muito

boa a excelente, sendo esta justamente a amostra correspondente ao furo SP-07 da localização H, descartado dos resultados finais devido à contaminação com o material de aterro.

Além disso, para os locais A e B, é possível evidenciar a má qualidade das amostras apenas observando-se as curvas de compressão. O amolgamento é verificado pela ausência de transição entre o trecho de recompressão e o trecho virgem das curvas de compressão (MARTINS; LACERDA, 1994), de forma tal que não foi possível nem mesmo estimar a tensão de pré-adensamento dos solos estudados.

A dificuldade enfrentada nesta pesquisa para se obter amostras de boa qualidade com os solos da RMA pode ser justificada com base no estudo de Skempton (1984). Para Skempton, coletar amostras indeformadas de boa qualidade em camadas de argila sensitiva, situadas a grandes profundidades, é muito difícil quando essas argilas possuem atividade inferior a 0,75, ou seja, são inativas. Nos locais estudados neste trabalho, verifica-se que, quanto à atividade, as argilas se classificam como inativas em sua grande maioria. Apesar de não ter sido possível obter a sensitividade do solo e algumas camadas serem superficiais, pode haver uma correlação entre a inatividade das argilas e o completo amolgamento das amostras, evidenciado nas curvas de adensamento obtidas.

Além disso, apesar de terem sidos tomados os cuidados básicos para a coleta, transporte e armazenamento de amostras indeformadas sugeridos pela NBR 9820 (ABNT, 1997), é impossível não haver um alívio de tensões com a retirada da amostra do solo. Somado a isso, durante a moldagem dos corpos de prova, a cravação do anel pode ter gerado perturbações significativas, apesar de observadas as recomendações das normas referentes a cada ensaio.

Como consequências do amolgamento, é possível que tenha havido uma redução da tensão de pré-adensamento do solo, bem como uma alteração no índice de vazios, visto que houve variação na tensão efetiva dos solos. Assim, não é recomendado utilizar os parâmetros estimados para cálculos de recalques, por exemplo, já que os prazos previstos para estabilização com base em amostras amolgadas podem ser maiores (ALMEIDA; MARQUES, 2011). Vale ressaltar ainda que esta pesquisa não procura definir valores de projeto para os locais estudados, e tem como objetivo a definição de faixas de ocorrência dos parâmetros geotécnicos regionais.

Cabe finalmente destacar que a obtenção de amostras indeformadas de solos moles com boa qualidade ainda é um desafio para a Geotecnia brasileira e deve-se buscar soluções alternativas que evitem ou ao menos minimizem o amolgamento dessas amostras, permitindo que os resultados de ensaios de laboratório sejam mais confiáveis.

4.12 Considerações Finais

Neste capítulo, foram relatados e discutidos os resultados encontrados para os depósitos de solo mole da RMA estudados. Inicialmente, foram apresentados os mapas referentes ao georreferenciamento dos locais de estudo, elaborados com auxílio do *software* QGIS 2.18.7. Em seguida, as localizações pesquisadas foram descritas individualmente e foram apresentados os resultados dos ensaios de campo e laboratório executados. Com base nesses dados, fez-se uma comparação entre os resultados obtidos nesta pesquisa e outros presentes no banco de dados nacional. Por fim, fez-se uma breve avaliação das amostras indeformadas coletadas para a realização dos estudos.

O capítulo seguinte refere-se às conclusões do estudo realizado e às perspectivas para elaboração de trabalhos futuros.

CAPÍTULO 5

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

5.1 Conclusões

A presente pesquisa permitiu a identificação de oito depósitos de solo mole existentes na Região Metropolitana de Aracaju, com base em relatórios fornecidos por empresas locais, ensaios de campo e de laboratório, e pesquisas anteriores.

Os ensaios de caracterização revelaram que os depósitos estudados possuem uma porcentagem de partículas argilosas entre 13% e 48%, valores inferiores aos obtidos para outras regiões brasileiras. A presença de lentes de areia intercaladas com as camadas de argila ocorreu com frequência considerável em alguns depósitos, especialmente naqueles situados na zona costeira, apresentando-se como uma característica comum aos solos moles locais.

Em relação aos limites de consistência, foi possível verificar que as argilas compressíveis da RMA possuem comportamento medianamente plástico a muito plástico (IP variando de 8,00 a 33,00). Já os valores de teor de umidade natural foram consideravelmente inferiores aos obtidos em outros Estados brasileiros (entre 29% e 84 %). Quanto à atividade, as argilas da RMA são predominantemente inativas, com exceção das Localizações G e H, nas quais elas se apresentaram como ativas ou medianamente ativas.

Com base nos ensaios executados, nota-se que há uma tendência por parte das empresas locais de não solicitar alguns ensaios complementares, como os triaxiais e os de compressão simples, e de não realizar ensaios de campo para obtenção dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos. Os ensaios que visam à caracterização geotécnica e à obtenção de dados referentes ao adensamento do terreno são solicitados com frequência. Já aqueles mais específicos, que permitem analisar o comportamento tensão-deformação do solo, muitas vezes são desprezados.

A resistência ao cisalhamento não drenada apresentou valores muito baixos, típicos de depósitos de solo moles a muito moles, variando entre 2,5 e 19,0 kPa. Verificou-se para Localização A que o processo de amostragem levou a uma redução desse parâmetro, fazendo

com que a resistência ao cisalhamento não drenada determinada em laboratório fosse inferior ao valor encontrado por meio do ensaio de campo.

Quanto aos ensaios de adensamento, os valores de índice de compressão obtidos para os depósitos estudados variaram de 0,23 a 0,93, intervalo distinto daqueles verificados em outros locais do Brasil. Entretanto, esses índices mostraram-se coerentes, tendo-se em vista a grande dispersão de valores ao longo do território brasileiro. Uma análise do OCR correspondente às localizações em que foi possível estimar a tensão de pré-adensamento permitiu classificar os depósitos de acordo com a sua história de tensões. Estes variaram de subadensados, até normalmente adensados e pré-adensados.

Finalmente, com a avalição da qualidade das amostras "indeformadas" coletadas, verificou-se que houve uma dificuldade em se obter amostras de boa qualidade.

As importantes conclusões e informações acerca desses depósitos reunidas até então, foram cadastradas e poderão servir para nortear tanto a elaboração de projetos geotécnicos e quanto o desenvolvimento de novas pesquisas dentro dessa área do conhecimento.

Portanto, de acordo com o que foi apresentado, é possível concluir que o presente estudo cumpriu seu objetivo principal de obter características geotécnicas de alguns depósitos de solos moles da RMA e georreferenciar esses depósitos utilizando um SIG. Com esta pesquisa, concretiza-se o início da formação de um banco de dados contendo informações relevantes acerca dos solos moles existentes no subsolo da RMA.

5.2 Sugestões para pesquisas futuras

As seguintes sugestões visam complementar e ampliar os resultados obtidos com essa pesquisa:

1. Realizar um levantamento dos ensaios que não estão disponíveis no banco de dados elaborado nesse estudo e executá-los, a fim de preencher as lacunas deixadas por essa pesquisa, especialmente no que diz respeito à obtenção de parâmetros de resistência e deformação dos solos;
2. Investigar a existência de outros depósitos de solos moles na RMA, além dos cadastrados, e estudar suas características, para complementar o banco de dados, especialmente no município de São Cristóvão, para o qual não foi possível obter informações até então;
3. Realizar análises químicas e mineralógicas detalhadas dos depósitos estudados e de novas camadas que possam surgir;

4. Aperfeiçoar o processo de amostragem e moldagem dos corpos de prova, para evitar o amolgamento excessivo das amostras indeformadas de solo;
5. Avaliar a existência de uma relação entre o índice de atividade das argilas e o amolgamento das amostras coletadas;
6. Determinar a sensibilidade das argilas locais;
7. Desenvolver um SIG*Web*, que permita cadastrar as informações levantadas de modo que os usuários possam acessá-las de forma remota;
8. Avaliar o comportamento dos solos estudados no estado crítico;
9. Comparar resultados entre ensaios realizados com amostras de boa qualidade e de má qualidade, a fim de avaliar a influência do amolgamento nos parâmetros encontrados.

REFERÊNCIAS BILIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6508:** Massa específica real do solo. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12007:** Solo - Ensaio Adensamento. Rio de Janeiro: ABNT, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12770:** Solo Coesivo: Determinação da Resistência à Compressão Não Confinada. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6484:** Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7181:** Análise Granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6459:** Solo - Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7180:** Solo - Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9820:** Coleta de Amostras Indeformadas de Solos de Baixa Consistência em Furos de Sondagem. Rio de Janeiro: ABNT, 1997.

AGUIAR, V. N. **Características de Adensamento da Argila do Canal do Porto de Santos na Região da Ilha Barnabé**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2008.

ALMEIDA, M. S. S. **Ateros sobre Solos Moles:** da Concepção à Avaliação de Desempenho. Rio de Janeiro: UFRJ, 1996.

ALMEIDA, M. DE S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre Solos Moles:** Projeto e Desempenho. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 254 p.

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S.; LIMA, B. T. *Overview of Brasilian construction practice over soft soils. In:* ALMEIDA, M. DE S. S. ***New Techniques on Soft Soils***. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. p. 330.

ÁRABE, L. C. G. **Aplicabilidade de Ensaios *In-Situ* para a Determinação de Propriedades Geotécnicas de Depósitos Argilosos e de Solos Residuais**. 1995. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Pontíficia Universidade Católica, [*s.l.*], 1995.

BARONI, M. **Investigação Geotécnica em Argilas Orgânicas muito Compressíveis em Depósitos da Barra da Tijuca**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2010.

BARONI, M. **Comportamento Geotécnico De Argilas Extremamente Moles Da Baixada De Jacarepaguá, RJ**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2016.

BERTUOL, F. **Caracterização Geotécnica da Sensibilidade de um Depósito Sedimentar do Rio Grande do Sul com Uso de Ensaios de Laboratório**. 2009. 180 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

BITTENCOURT, A. C. S. P. et al. *Quaternary Marine Formations of the Coast of the State of Bahia (Brazil). In: INTERNACIONAL SYMPOSIUM ON COASTAL EVOLUTION IN THE QUATERNARY,* 1979, São Paulo. **Anais** [...]. São Paulo: 1979. p. 232-253.

BITTENCOURT, A. C. S. P. et al. Evolucão Paleogeográfica Quaternária da Costa do Estado de Sergipe e da Costa Sul do Estado de Alagoas. **Revista Brasileira de Geociências**, São Paulo, v. 13, n. 2, p. 93–97, 1983.

BJERRUM, L. *Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally Unstable Soils (Collapsible, Expansive and Others). In: INTERNACIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING,* 8., 1973, Moscow. **Anais** [...]. Moscow: 1973, p. 109-159.

BRUGGER, P. J. **Análise de Deformações em Aterros sobre Solos Moles**. 1996. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 1996.

CÂMARA, G. *et al*. **Anatomia de Sistemas de Informação Geográfica**. Rio de Janeiro: [*s.n*.],1996. 193 p.

CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações, Volume 1:** Fundamentos. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 2016. 272 p.

CARAMEZ, M. L.; HIGASHI, R. A. DOS R. Utilização de Técnicas de Geoprocessamento Através de um SIG para a Estimativa de Características Mecânicas dos Solos do Município de Florianópolis. *In:* SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SENSORIAMENTO REMOTO - SBSR, 15., 2011, Curitiba. **Anais** [...]. Curitiba: 2011, p. 8849-8856.

CASTILHO, R. R.; POLIDO, U. F. Algumas Características de Adensamento das Argilas Marinhas de Vitória - ES. *In:* CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. 1986, Porto Alegre. **Anais** [...]. Porto Alegre: 1986, p. 149-159.

CAVALCANTE, E. H. **Investigação Teórico-Experimental sobre o SPT**. 2002. 409 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2002.

CAVALCANTE, E. H.; CASAGRANDE, M. D. T. **Mecânica dos Solos II -** Notas de Aula. Aracaju: Universidade Federal de Sergipe, 2006. 79 p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações Diretas:** Projeto Geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011, 140 p.

CODUTO, D. P. ***Geotechnical Engineering: Principles and Practices***. *Upper Saddle River:* Prenhall, 1999. 759 p.

CORREIA, M. H. C. **Compressibilidade Unidimensional de Argila Cinza do Rio de Janeiro em Botafogo**. 1981. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 1981.

COSTA FILHO, L. M.; ARAGÃO, C. J. G.; VELLOSO, P. P. C. Características Geotécnicas de Alguns Depósitos de Argilas Moles na Área do Grande Rio de Janeiro. **Solos e Rochas**, p. 3-13, 1985.

COUTINHO, R. Q. Aterro Experimental Instrumentado Levado à Ruptura sobre Solos Orgânicos – Argilas Moles de Juturnaíba – RJ. **Solos e Rochas**, Rio de Janeiro, 1986.

COUTINHO, R. Q. Propriedades Geotécnicas dos Depósitos de Argilas Orgânicas Moles de Recife. *In:* SIMPÓSIO SOBRE DEPÓSITOS QUATERNÁRIOS DAS BAIXADAS BRASILEIRAS, 1988a, Rio de Janeiro. **Anais** [...]. Rio de Janeiro: 1988a.

COUTINHO, R. Q. Parâmetros Tensão-Deformação-Resistência no Estado Natural das Argilas - Solos Orgânicos de Juturnaíba. *In:* SIMPÓSIO NOVOS CONCEITOS DE ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO EM GEOTECNIA, 1988b, [*s.l*]. **Anais** [...]. [*s.l.*]: 1988b, p. 709-726.

COUTINHO, R. Q. *Characterization and Engineering Properties of Recife Soft Clays. In: INTERNATIONAL WORKSHOP ON CHARACTERUZATION AND ENGINEERING PROPERTIES OF NATURAL SOILS*, 2., 2007, Singapore. **Anais** [...]. Singapore: 2007, p. 2049-2100.

COUTINHO, R. Q.; FERREIRA, S. R. M. Argilas Orgânicas do Recife – Estudos de Caracterização em Seis Depósitos. *In:* SIMPÓSIO SOBRE DEPÓSITOS QUATERNÁRIOS DAS BAIXADAS BRASILEIRAS, 1988, Rio de Janeiro. **Anais** [...]. Rio de Janeiro: 1988.

COUTINHO, R. Q.; LACERDA, W. A. **Aterros sobre Solos Compressíveis: Características de Adensamento com Drenagem Radial e Vertical da Argila Cinza do Rio de Janeiro.** Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisa Rodoviária, 1976.

COUTINHO, R. Q.; LACERDA, W. A. Caracterizão/Consolidação da Argila Orgânica de Juturnaíba. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 17, n, 2, p. 145–154, 1994.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R.; DAZINGER, F. A. B. Caracterização Geotécnica de uma Argila Mole de Recife. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 16, n. 4, p. 255-266, 1993.

COUTINHO, R.Q.; OLIVEIRA, J. T. R.; OLIVEIRA, A. T. J. *Geotechnical Site Characterization of Recife Soft Clays. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SITE CHARACTERIZATION*, 1., 1998, Atlanta. **Anais** [...]. Atlanta: 1998a.

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:* CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHERIA GEOTÉCNICA, 11., 1998, Brasília. **Anais** [...]. Brasília: 1998b.

CPRM; CODISE. **Mapa Geológico de Sergipe**. [*s.l*]: CPRM e CODISE, [19--]. 1 mapa, color.. Escala: 1:250.000.

DATE, C. J. **Introdução a Sistemas de Bancos de Dados**. Rio de Janeiro: Editora Campus, 1984. 513 p.

DÉCOURT, L. Quebrando Paradigmas na Engenharia de Fundações. *In:* PALESTRA MILTON VARGAS, 13, 2017, Rio de Janeiro. **Anais** [...]. Rio de Janeiro: 2017.

DIAS, C. R.; BASTOS, C. A. B. Propriedades Geotécnicas da Argila Siltosa Marinha de Rio Grande, RS: Uma Interpretação à Luz da História Geológica Recente da Região. *In:* CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 10., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais** [...]. Foz do Iguaçu: 1994.

DIAS, R. D.; BASTOS, C. A. B.; PINHEIRO, R. J. B. Perfis de Solos Residuais da Região Metropolitana de Porto Alegre. **Solos e Rochas**, [*s.l*], 1993.

DIAS, R. D.; GEHLING, W. Y. Y. Resistência ao Cisalhamento e Compressibilidade da Crosta de um Depósito de Argila da Grande Porto Alegre. *In:* CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 19., 1986, Porto Alegre. **Anais** [...]. Porto Alegre: 1986.

DUARTE, A. E. R. **Características de Compressão Confinada da Argila Mole do Rio Sarapuí, no km 7,5 da Rodovia Rio-Petrópolis**. 1977. 210 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 1977.

ELMASRI, R.; NAVATHE, S. B. **Sistemas de Banco de Dados**. 6. ed. São Paulo: Pearson Addison Wesley, 2011. 770 p.

EMBRAPA; SUDENE. **Levantamento Exploratório:** Reconhecimento de Solos do Estado de Sergipe. Recife: EMBRAPA e SUDENE, 1975.

EMPLASA; CDT. **Região Metropolitana de Aracaju**. Disponível em: http://fnembrasil.org/regiao-metropolitana-de-aracaju-se/. Acesso em: 05 de março de 2017.

FERNANDES, M. DE M. **Mecânica dos Solos**. [*s.l.*]: FEUP, 1994.

FERREIRA, S. R. M.; AMORIM, W. M.; COUTINHO, R. Q. Argila Orgânica do Recife - Contribuição ao Banco de Dados. *In:* CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 7., 1986, [*s.l*]. **Anais** [...]. [*s.l.*]: 1986.

FONSECA, A. V. DA; FERREIRA, C. Gestão da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais e em Solos Argilosos Moles. Análise Comparativa de Velocidades de Ondas Sísmicas In Situ e em Laboratório. *In:* WORKSHOP - TÉCNICAS DE AMOSTRAGEM EM SOLOS E ROCHAS BRANDAS E CONTROLO DE QUALIDADE. 2001, Porto. **Anais** [...]. Porto: FEUP, 2001.

FRANK-KAMENETSKY, V. A. *A Crystallochemical Classification of Simple and Interstratified Clay Minerals.* ***Clay Minerals***, [*s.l.*], v. 4, n. 24, p. 161–172, 1960.

GODOY, N. S. **Fundações:** Notas de Aula, Curso de Graduação. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 1972.

GRAHAM, J.; CROOKS, J. H. A.; BELL, A. L. *Time Effects on Stress-Strain Behavior of Natural Soft Clays*. ***Géotechnique***, [*s.l.*], v. 33, n. 3, p. 327–340, 1983.

HACHICH, W. *et al*. **Fundações**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. 751 p.

HALLAL, R. R. Características de Depósitos de Argilas Moles no Estado do Rio Grande do Sul. 2003. 150 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio

Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

HANZAWA, H. *Undrained Strength Characteristics of an Alluvial Marine Clay in the Tokyo Bay. Soils and Foundations,* ***Soils and Foundations***, v. 19, p. 69–84, 1979.

HORE, R.; AREFIN, M. R.; ANSARY, M. A. *Development of Zonation for Bangladesh Based on Soft Clay Using. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ADVANCES IN CIVIL ENGINEERING, 4., 2018*, Bangladesh. **Anais** [...]. Bangladesh: 2018

HVORSLEV, M. J. ***Subsurface Exploration and Samplings of Soils for Civil Engineering Purposes.*** Waterways Experiment Station: Mississipi, 1949.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **[Resolução 01/2005 (2005)]. Altera a caracterização do Sistema Geodésico Brasileiro.** Rio de Janeiro: IBGE, 2005.

JAMIOLKOWSKI, M. et al. *New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils*. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 11.,* 1985, San Francisco. **Anais** [...]. San Francisco: 1985

LADD, C. C.; HON, M.; DE GROOT, D. J. Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization : Arthur Casagrande Lecture. *In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering,* 12., 2003, Massachusetts. **Anais** [...]. Massachusetts: 2003

LEITE, R. P. **Estabilização de Solo Expansivo através da Adição de Cal Estabilização de Solo Expansivo através da Adição de Cal.** 2015. 69 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Sergipe, Aracaju, 2015.

LEMOS, S. G. F. P. **Estudo da Resistência Não Drenada de Solo de Baixa Consistência Por Meio de Ensaios de Campo e Laboratório.** 2014. 182 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2014.

LOPES, F. R. Uma proposta para avaliação da resistência das argilas moles no ensaio SPT. **Solos e Rochas**, São Paulo, p. 169–172, 1995.

LOSIER, L. M. et al. *Geotechnical monitoring system based on the analysis of geospatial data. In: Pan-Am CGS Geotechnical Conference*, 2011, Anais [...]...2011

LUNNE, T.; BERRE, T.; STRANDVIK, S. *Sample Distrubance Effection in Soft Low Plastic Norwegian Clay. In:* LUNNE, T.; BERRE, T.; STRANDVIK, S. ***Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics***. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1997, p. 81-102.

MACHADO, S. L.; MACHADO, M. DE F. C. **Mecânica dos Solos I -** Conceitos Introdutórios. [*s.l.*], Universidade Federal da Bahia Escola Politécnica , [*s.d.*].

MARQUES, M. E. S. *et al*. Qualidade de Amostragem de Solo Compressível. **Fundações e Obras Geotécnicas**. v. 7, n. 76, p. 52 - 62, 2017.

MARTINS, I. S. M.; LACERDA, W. A. Sobre a Relação Índice de Vazios-Tensão Vertical Efetiva na Compressão Unidimensional. **Solos e Rochas**, p. 157–166, 1994.

MASSAD, F. As Argilas Quaternárias da Baixada Santista: Características e Propriedades Geotécnicas. **Solos e Rochas**, 1985.

MASSAD, F. **Solos Marinhos da Baixada Santista: características e propriedades**

geotécnicas. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

MASSAD, F. **Obras de Terra:** Curso Básico de Geotecnia. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 216 p.

MASSAD, F. **Mecânica dos Solos Experimental**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 287 p.

NANNI, A. *et al*. **Quantum GIS Guia do Usuário.** Santa Catarina: Universidade Federal de Santa Catarina, , 2012.

NANNI, A. S.; CHAVES, A. DE O. Uso de Aplicativos Computacionais Livres em Disciplinas de Mapeamento Geológico. **Geofocus**, n. 11, p. 55–65, 2011.

OHTSUBO, M.; TAKAYAMA, M.; EGASHIRA, K. Marine Quick Clays from Ariake Bay Area, Japan. **Soils and Foundations**, v. 22, p. 71–80, 1982.

OHTSUBO, M.; TAKAYAMA, M.; EGASHIRA, K. Relationships of Consistency Limits and Activity to Some Physical and Chemical Properties of Ariake Marine Clays. **Soils and Foundations**, v. 23, p. 38–46, 1983.

OLIVEIRA, J. T. R. **A Influência da Qualidade da Amostra no Comportamento Tensão-Deformação-Resistência de Argilas Moles**. 2002. 264 p. Tese (Doutorado em Engenharia e Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2002.

ORTIGÃO, J. A. R. **Aterro Experimental Levado à Ruptura sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro**. 1980. Tese (Doutorado em Engenharia e Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 1980.

PINTO, C. DE S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 368 p.

PÓVOA, L. M. DE M. **Caracterização geotécnica de um depósito de solo mole em área de baixada localizada em Macaé-RJ**. 2016. 156 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campo dos Goytacazes, 2016.

RIBEIRO, L. F. M. **Ensaios de Laboratório para Determinação das Características Geotécnicas da Argila Mole de Sergipe.** 1992. 201 p. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1992.

RODRIGUES, J. **Melhoramento do Solo Mole e o Geoenrijecimento**. 1. ed. Rio de Janeiro: J.C.Rodrigues, 2018.

SÁ, L. M. S. *et al*. Avaliação das Propriedades Geotécnicas dos Solos Compressíveis de Aracaju e Região Metropolitana. *In:* CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 19., 2018, Salvador. **Anais** [...]. Salvador: 2018

SAMARA, V. *et al*. ***Some Properties of Marine Clays from Santos Plains.*** *In:* CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. 7., 1982. **Anais** [...]. Recife: 1982.

SANDRONI, S. S. Depósitos Moles: Formação, Tipos e Análise de Estabilidade de Aterros sob Condições Não Drenadas. **PUC-RJ**. Rio de Janeiro, 1981.

SANDRONI, S. S.Tópicos Especiais - Prática Geotécnica para Aterros sobre Solos Moles. **Notas de aula.** Rio de Janeiro, 2012.

SANTANA JÚNIOR, Z. A. DE. **Condicionantes Geotécnicos que Levaram à Ruptura um Aterro Rodoviário sobre Solo Mole no Estado de Sergipe**. 2017. 99 p. Universidade Federal de Sergipe, Aracaju, 2017.

SANTOS, P. DE S. **Tecnologia de Argilas:** Fundamentos. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher Ltda, 1975.

SAYÃO, A. S. F. J. Ensaios de Laboratório na Argila Mole da Escavação Experimental de Sarapuí. 1980. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontífica Universidade Católica, Rio de Janeiro, 1980.

SCHNAID, F. ***In Situ Testing in Geomechanics***. 1. ed. Oxon: Taylor & Francis, 2009, 327 p., v. 1.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaios de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SERGIPE. **Atlas Digital sobre Recursos Hídricos de Sergipe.** Aracaju: Secretaria de Estado do Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos - SEMARH, , 2016.

SILVA JÚNIOR, F. V. da. **Efeito da Qualidade de Amostras de Argilas Moles na Previsão de Recalques.** 2015. 75 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Pampa, Alegrete, 2015.

SKEMPTON, A. W. *The Colloidal " Activity " of Clays*. *In:* **Selected Papers on Soil Mechanics**. [*s.l: s.n*.]. p. 57–61, 1984.

SOARES, J. M. D. **Caracterização do depósito de argilas moles da região metropolitana de Porto Alegre**. 1997. 330p. Tese de Doutoramento (Ph. D. em Engenharia Civil) - Uinversidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

SUGUIO, K. *et al.* Flutuaçóes do Nível Relativo do Mar Durante o Quaternário Superior ao Longo do Litoral Brasileiro e suas Implicações na Sedimentaçáo Costeira. **Revista Brasileira de Geociências**, [*s.l.*], v. 15, n. 4, p. 273–286, 1985.

SUGUIO, K.; MARTIN, L. *Quaternary Marine Formations. of the State of São Paulo and Southern Rio de Janeiro*. *In: International Symposium on Coastal Evolution in the Quaternary.* 1978, São Paulo. **Anais** [...] São Paulo: 1978.

TEIXEIRA, C. F. **Análise dos recalques de um aterro sobre solos moles da Barra da Tijuca-RJ.** 2012. 322 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Pontífica Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2012.

TERZAGHI, K. ***Theoretical Soil Mechanics***. *New York: John Wiley & Sons*, 1943. 510 p.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **S*oil Mechanics in Engineering Practice***. 3. ed. *New York: John Wiley & Sons*, 1996. 540 p.

TOUITI, L.; IMPE, W. VAN. *Considerations on the Stiffness of Sensitive Soft Soils.* [*S.l:s.*n], 2018.

UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS. **USACE EM 1110-1-1804:** Geotechnical Investigations: Engineering and Design. Washington: USACE, 2001.

WROTH, C. P.; PARRY, R. H. G. *Shear Properties of Soft Clays. In: INTERNATIONAL*

SYMPOSIUM ON SOFT CLAY, 4., 1977, Bangkok. **Proceedings** [...]. Bangkok: 1977, p. 1-72.

APÊNDICES

Apêndice A – Tabelas referentes ao Banco de Dados elaborado com o auxílio do *software* Microsoft Excel 2016

ID	Obra/Local	Município	Bairro	Endereço	Coordenadas
A	**Sítio Pomonga**	Barra dos Coqueiros	-	Estrada Sítio Pomonga	-10.895583 -37.017472
B	**Condomínio 1**	Aracaju	Atalaia	Rua Arício Guimarães Fortes, nº 255.	-10.989165 -37.053840
C	**Condomínio 2**	Aracaju	Jabutiana	Av. Esc. Graciliano Ramos, nº 95 - Loteamento Santa Lúcia	-10.941339 -37.089265
D	**Condomínio 3**	Aracaju	Atalaia	Rua Lions Club, nº 51.	-10.992527 -37.052126
E	**Estação Elevatória EE-14**	Aracaju	Salgado Filho	Rua Urquiza Leal, nº 538	-10.929970 -37.058628
F	**Lagoa de Maturação do Sistema de Esgotos Sanitários da Barra dos Coqueiros**	Barra dos Coqueiros	-	Rua C, 1010	-10.916726 -37.032360
G	**Ribeiro (1992)**	Barra dos Coqueiros	-	Terminal Portuário de Sergipe	-10.843413 -36.918813
H	**BR 101 Sul, km 94 (SANATANA JÚNIOR, 2017)**	Nossa senhora do Socorro	-	BR 101 Sul, km 94 - Margem direita da saída sul, trecho Aracaju-Salvador	-10,908275 -37,153936

ID	Caracterização Geotécnica	Adensamento - Ensaio SIC	Adensamento - Ensaio CRS	Compressão simples	Triaxial UU	Triaxail CIU	Triaxiais Especiais	Vane Test	SPT
A	Sim	Sim	Não	Sim	Sim	Não	Não	Sim	Sim
B	Não	Sim	Não	Não	Sim	Não	Não	Não	Sim
C	Sim	Sim	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Sim
D	Sim	Sim	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Sim
E	Sim	Sim	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Sim
F	SIm	Sim	Não	Sim	Não	Não	Não	Não	Sim
G	Sim	Sim	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
H	Sim	Sim	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Sim

ID	AMOSTRA	Profundidade de coleta da amostra (m)	Pedregulho (%)	Areia Grossa (%)	Areia Média e Fina (%)	Silte (%)	Argila (%)
A	**SP-01-B**	1,00	4,03	3,16	52,39	15,32	25,10
A	**E-45**	1,50	4,54	2,77	22,44	30,91	39,34
B	**Amostra única**	14,50 a 15,50	-	-	-	-	-
C	**Furo 02, Amostra-02**	6,80 a 7,50	5,26	1,22	2,03	57,60	33,89
C	**Furo 02 A, Amostra-02**	6,00 a 6,70	4,77	0,71	1,70	64,32	28,51
D	**Furo AI-01**	14,90 a 15,60	0,01	0,04	0,91	50,72	48,32
D	**Furo AI-02**	14,40 a 15,10	0,11	0,34	8,66	54,79	36,10
E	**Amostra 01**	2,30 a 2,60	0,00	2,35	71,23	5,44	20,98
E	**Amostra 02**	2,30 a 2,60	0,00	1,30	67,81	8,79	22,10
E	**Amostra 03**	2,30 a 2,60	0,08	6,93	67,06	13,34	12,59

E	**Amostra 04**	2,30 a 2,60	0,38	1,07	72,84	9,99	15,72
F	**Amostra 04**	0,80 a 1,60	-	-	-	-	-
G	**Valores médios**	Variando de 4,50 a 10,06 m	0,00	0,00	0,00	70 a 65	30 a 35
H	**AMI SP-07**	5,00 a 5,65	33,24	14,86	25,87	15,30	10,73
H	**AMI SP-08**	5,00 a 5,65	24,21	5,43	13,11	23,86	33,39

ID	AMOSTRA	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Massa Específica Real (g/cm³)
A	**SP-01-B**	**Ensaio 01 -** 27,22 **Ensaio 02 -** 27,60 **Média – 27,41**	**Ensaio 01 -** 18,63 **Ensaio 02 -** 18,98 **Média – 18,81**	**Ensaio 01 -** 9 **Ensaio 02 –** 9 **Média arredondada - 9**	2,555
A	**E-45**	**Ensaio 01 -** 44,32 **Ensaio 02 -** 42,59 **Média – 43,45**	**Ensaio 01 -** 25,02 **Ensaio 02 -** 25,35 **Média – 25,19**	**Ensaio 01 -** 19 **Ensaio 02 –** 17 **Média arredondada - 19**	2,614
B	**Amostra única**	-	-	-	-
C	**Furo 02, Amostra-02**	39,00	24,00	15,00	2,589
C	**Furo 02 A, Amostra-02**	36,00	23,00	13,00	2,593
D	**Furo AI-01**	48,00	27,00	21,00	2,662
D	**Furo AI-02**	37,00	21,00	16,00	2,660
E	**Amostra 01**	-	-	-	2,547
E	**Amostra 02**	-	-	-	2,542

E	**Amostra 03**	-	-	-	2,431
E	**Amostra 04**	-	-	-	2,593
F	**Amostra 04**	43,60	22,68	21,00	2,614
G	**Valores médios**	**Ensaio na umidade natural:** 67,5 **ABNT:** 53,11	**Ensaio na umidade natural:** 29,2 **ABNT:** 29,61	**Ensaio na umidade natural:** 38 **ABNT:** 24	2,690
H	**AMI SP-07**	26,00	16,00	10,00	-
H	**AMI SP-08**	60,00	21,00	39,00	-

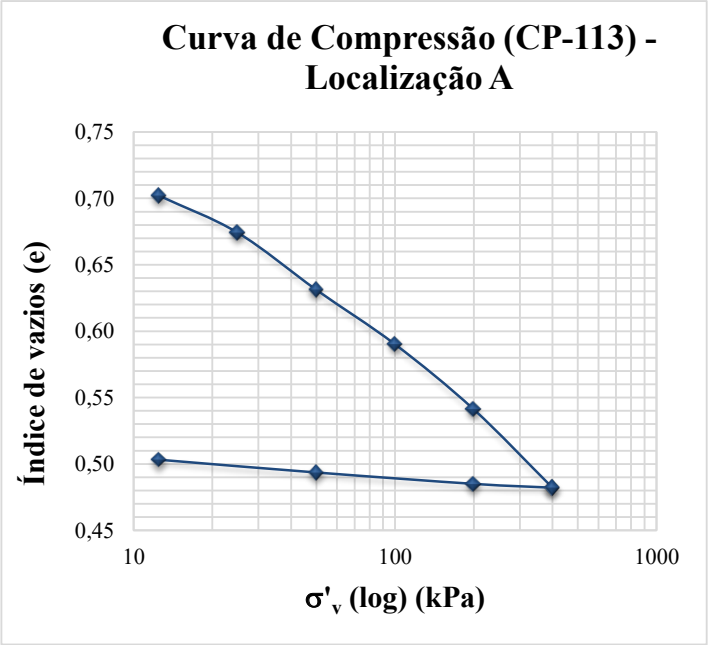
ID	AMOSTRA	C_c	C_r	σ'_a (kPa)	OCR	Umidade Natural (%)
A	**SP-01-B – CP-111**	0,260	0,035	-	-	29,41
A	**SP-01-B – CP-113**	0,234	0,019	-	-	28,95
B	**CP-113**	0,539	0,084	-	-	40,95
B	**CP-114**	0,362	0,020	-	-	43,46
C	**Furo 02, Amostra-02**	0,689	0,106	54,00	1,11	53,66
C	**Furo 02 A, Amostra-02**	0,497	0,053	49,00	1,00	48,80
D	**Furo AI-01**	0,585	0,106	127,00	0,83	41,40
D	**Furo AI-02**	0,409	0,090	125,00	0,81	39,08

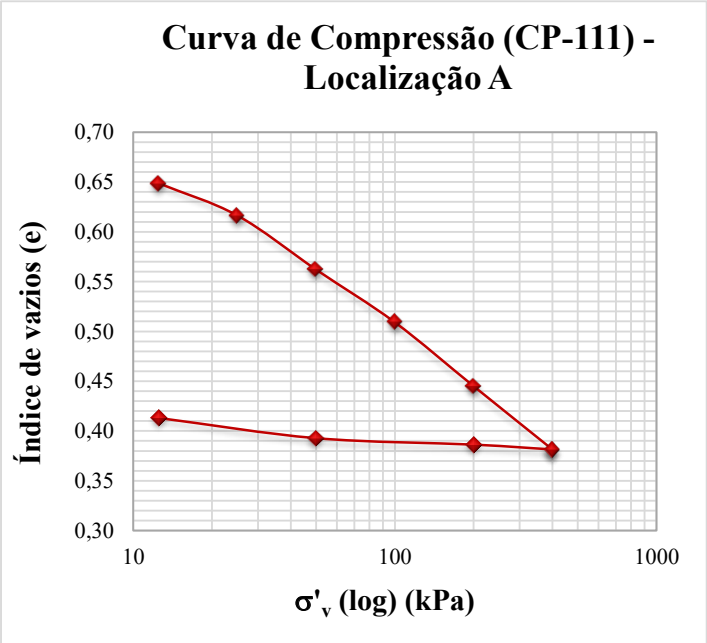
E	**Amostra 01**	0,410	0,086	60,00	2,68	39,79
E	**Amostra 02**	0,580	0,071	68,00	3,04	50,23
E	**Amostra 03**	0,931	0,108	65,00	2,91	83,97
F	**Furo SP-01**	0,570	0,250	-	-	57,78
F	**Furo SP-04**	0,370	0,180	-	-	46,01
G	**Intervalos**	**SIC:** 0,50 a 0,85 **CRS:** 0,28 a 0,60	**SIC:** 0,04 a 0,32 **CRS:** 0,01 a 0,15	**SIC:** 40,00 a 65,00 **CRS:** 55,00 a 60,00	1,00 a 1,70	-
H	**AMI SHELBY SP-07**	**SANTANA JÚNIOR (2017):** 0,083 **SÁ (2019) (correção):** 0,140	**SÁ (2019) (cálculo):** 0,011	25,00	0,59	18,30
H	**AMI SHELBY SP-08**	0,240	**SÁ (2019) (cálculo):** 0,031	23,00	0,54	37,74

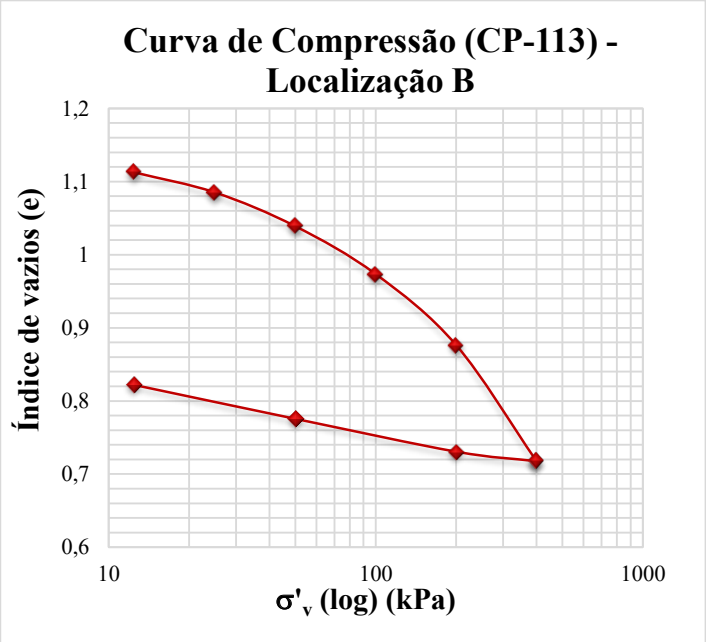
ID	AMOSTRA	S_u (kPa) – ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES
A	**E-45 (LD)**	5,10
A	**SP 01-B (LD)**	2,46
A	**SP 01-B (LD)**	2,50
F	**Furo SP-01**	8,00
F	**Furo SP-04**	19,00

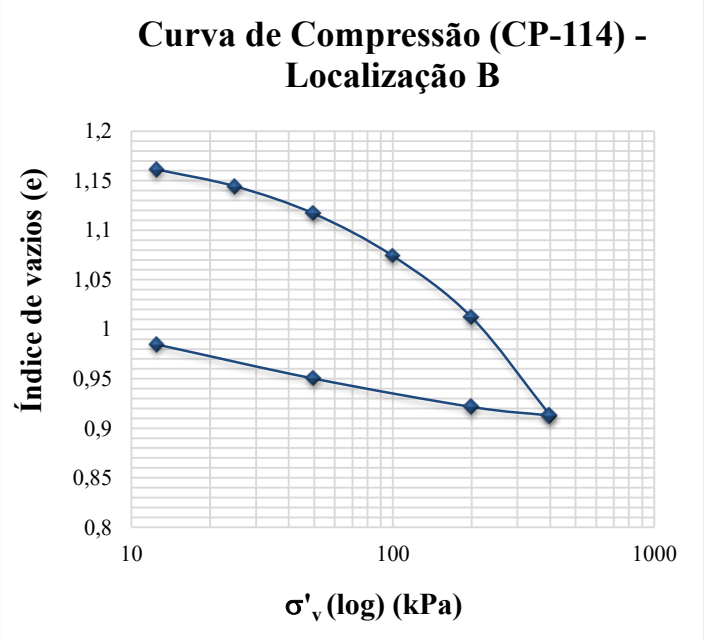
ID	S_u (kPa) – ENSAIOS TRIAXIAIS
A	10,00
B	16,00
G	Vide Ribeiro (1992)

Apêndice B – Curvas de compressão para os locais A e B estudados na presente pesquisa



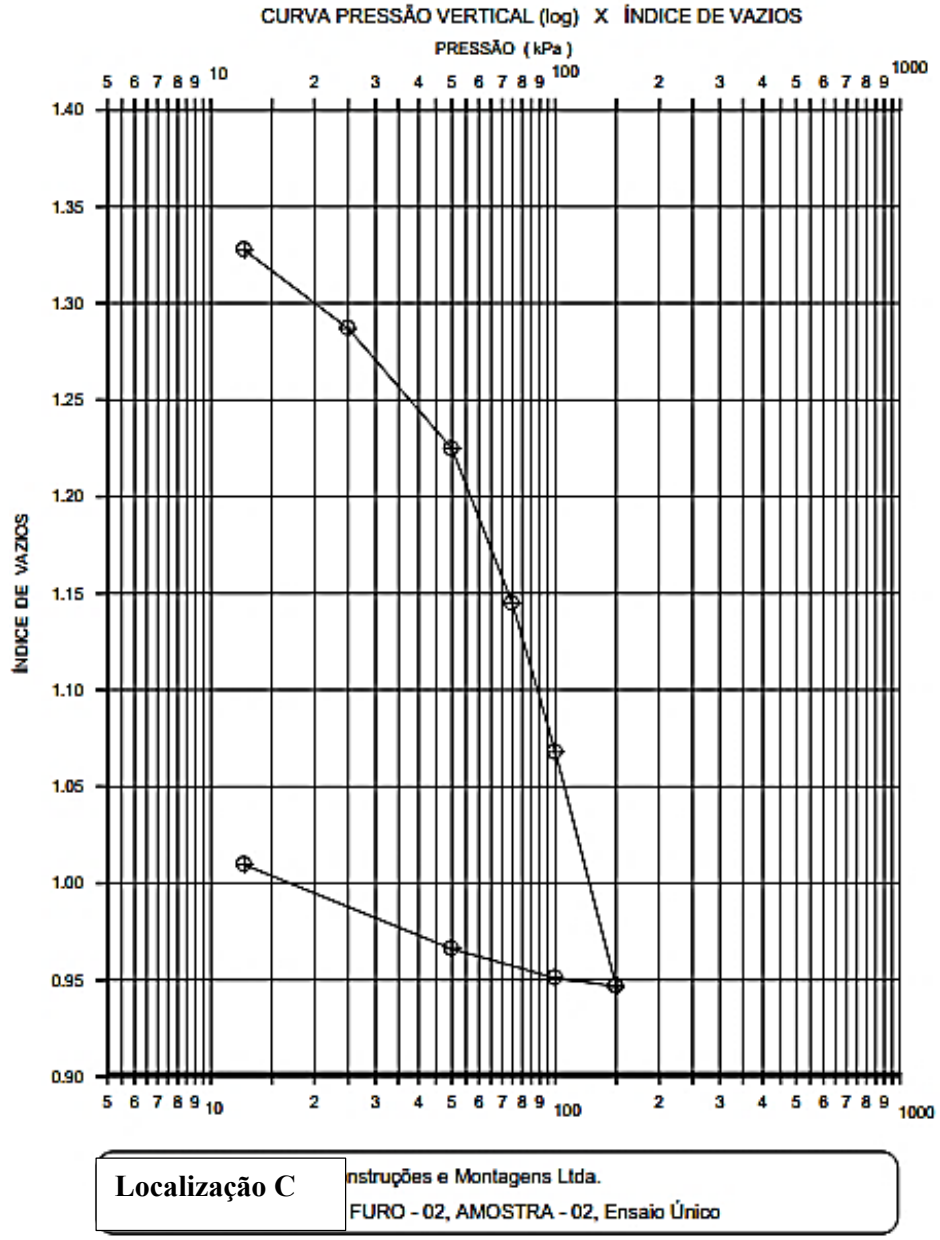


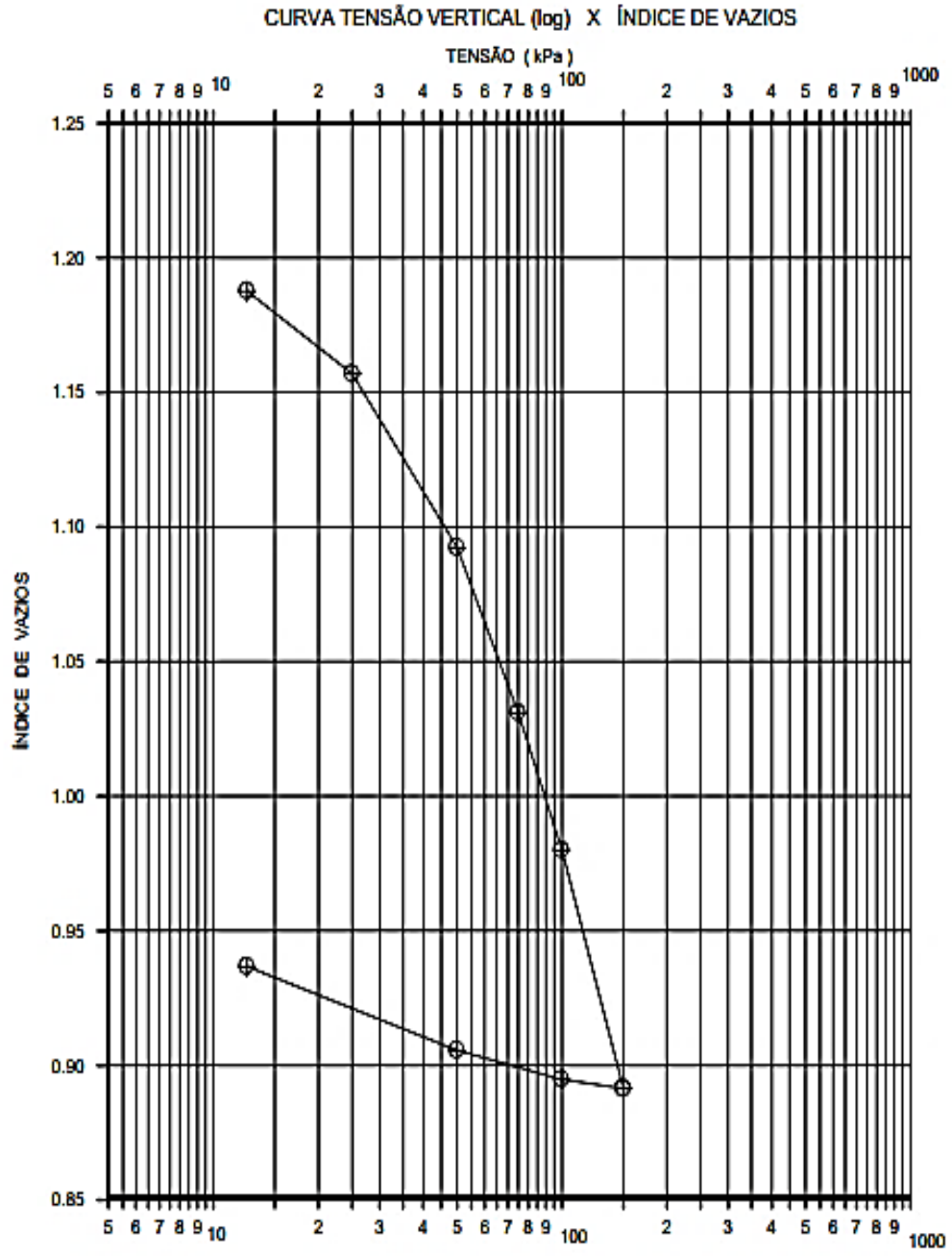

Curva de Compressão (CP-113) - Localização B
Índice de vazios (e)
1,2
1,1
1
0,9
0,8
0,7
0,6
10
100
1000
σ'v (log) (kPa)

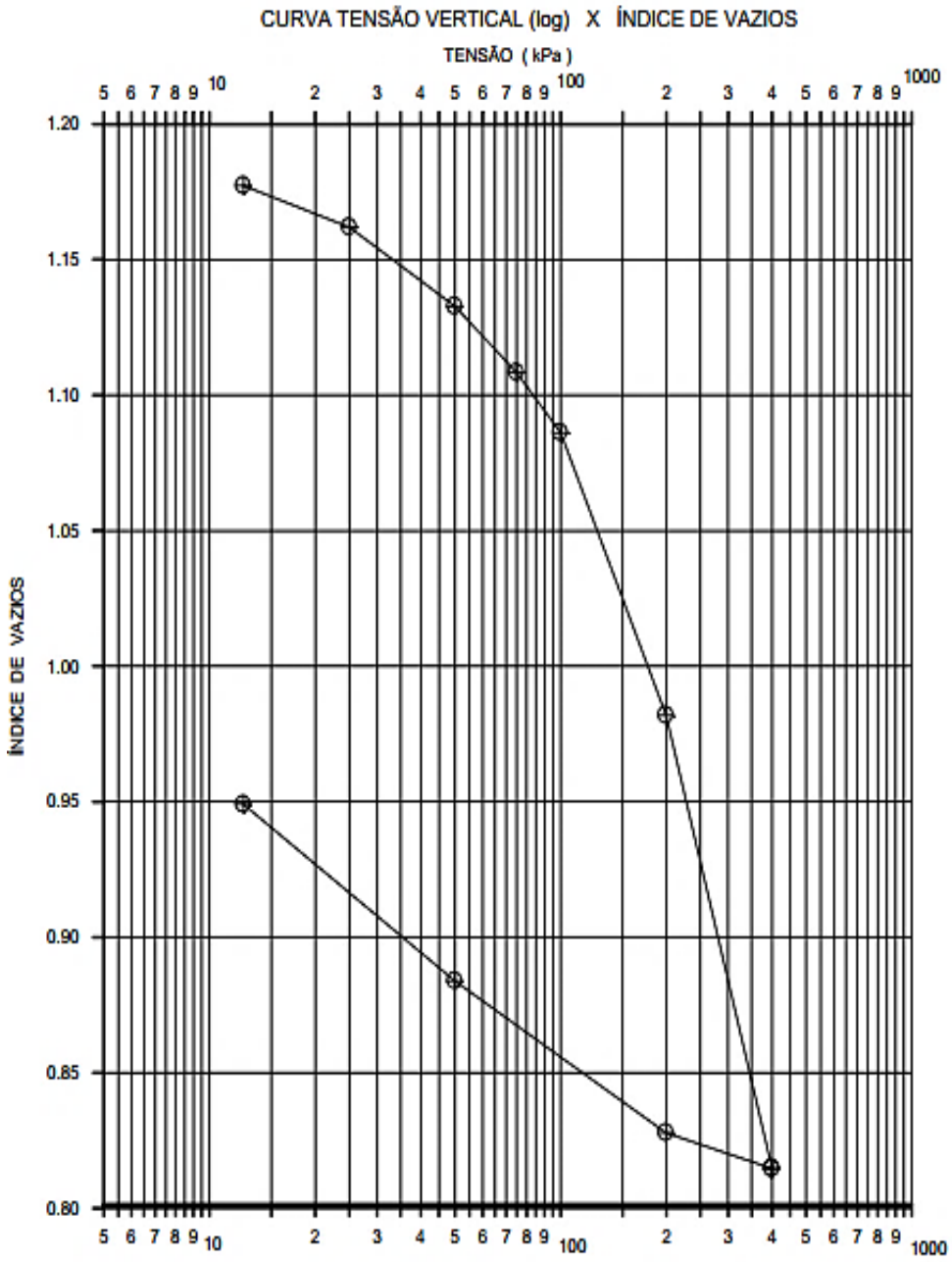

Curva de Compressão (CP-114) - Localização B
Índice de vazios (e)
1,2
1,15
1,1
1,05
1
0,95
0,9
0,85
0,8
10
100
1000
σ'v (log) (kPa)

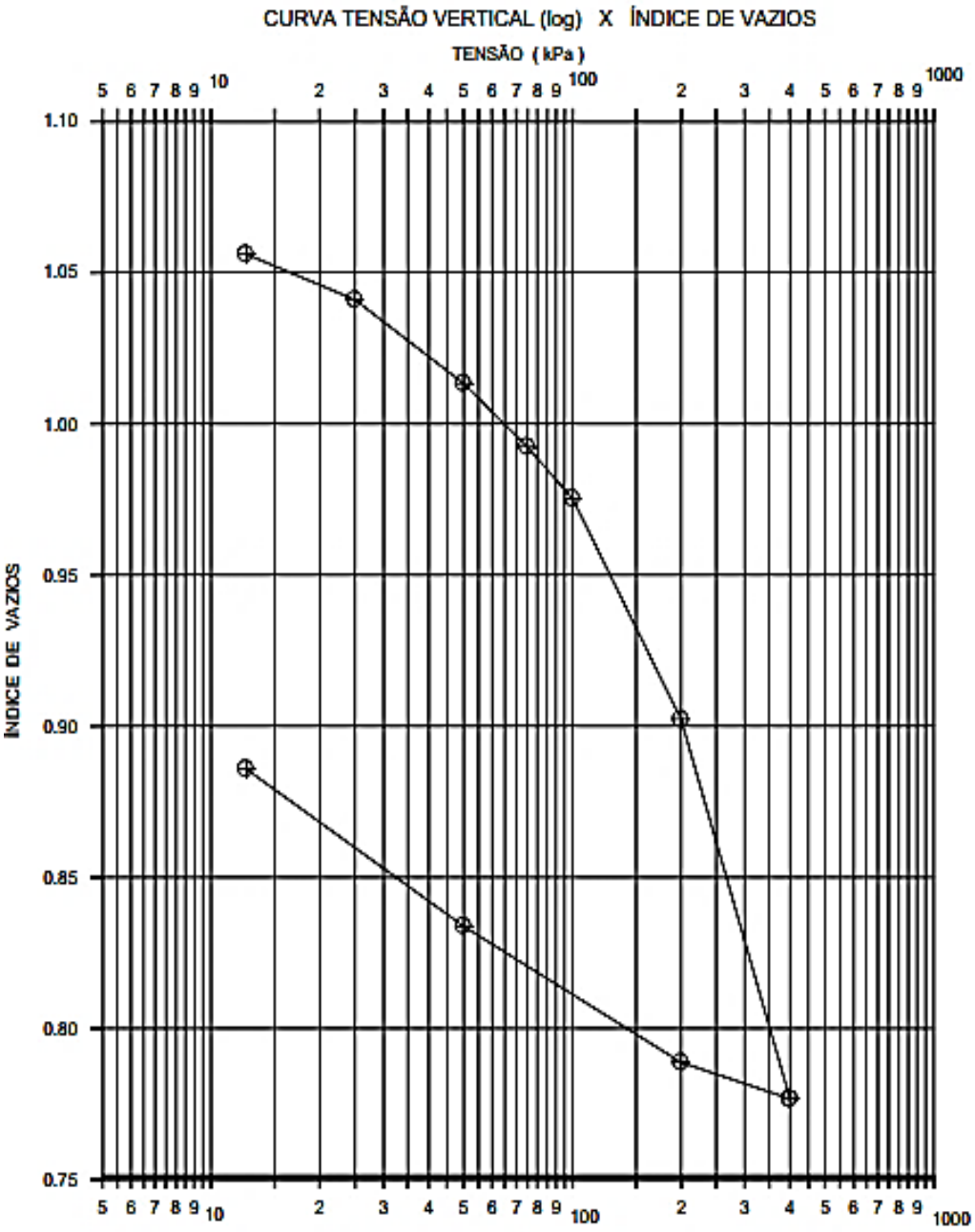
ANEXOS

Anexo A – Curvas de compressão para os locais C, D, E e H estudados na presente pesquisa




CURVA TENSÃO VERTICAL (log) X ÍNDICE DE VAZIOS
TENSÃO (kPa)
ÍNDICE DE VAZIOS
1.25
1.20
1.15
1.10
1.05
1.00
0.95
0.90
0.85
5 6 7 8 9 10 2 3 4 5 6 7 8 9 100 2 3 4 5 6 7 8 9 1000
Localização C
nstruções e Montagens Ltda.
FURO - 02-A, AMOSTRA - 02, Ensaio Único

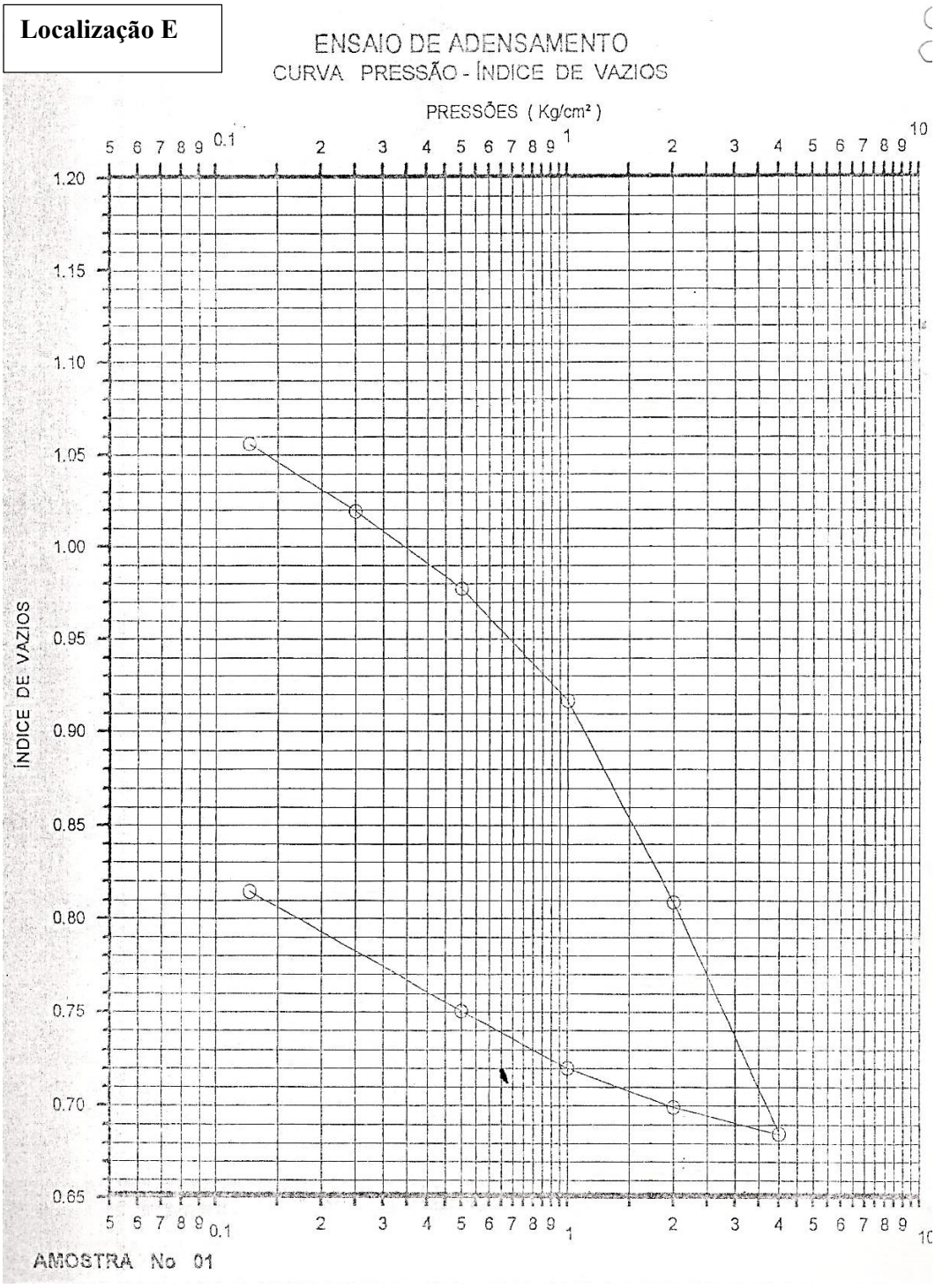

CURVA TENSÃO VERTICAL (log) X ÍNDICE DE VAZIOS
TENSÃO (kPa)
ÍNDICE DE VAZIOS
1.20
1.15
1.10
1.05
1.00
0.95
0.90
0.85
0.80
10
100
1000
Localização D
a. e Construções Ltda / SENOR.
AM FURO AI - 01, Ensaio Único



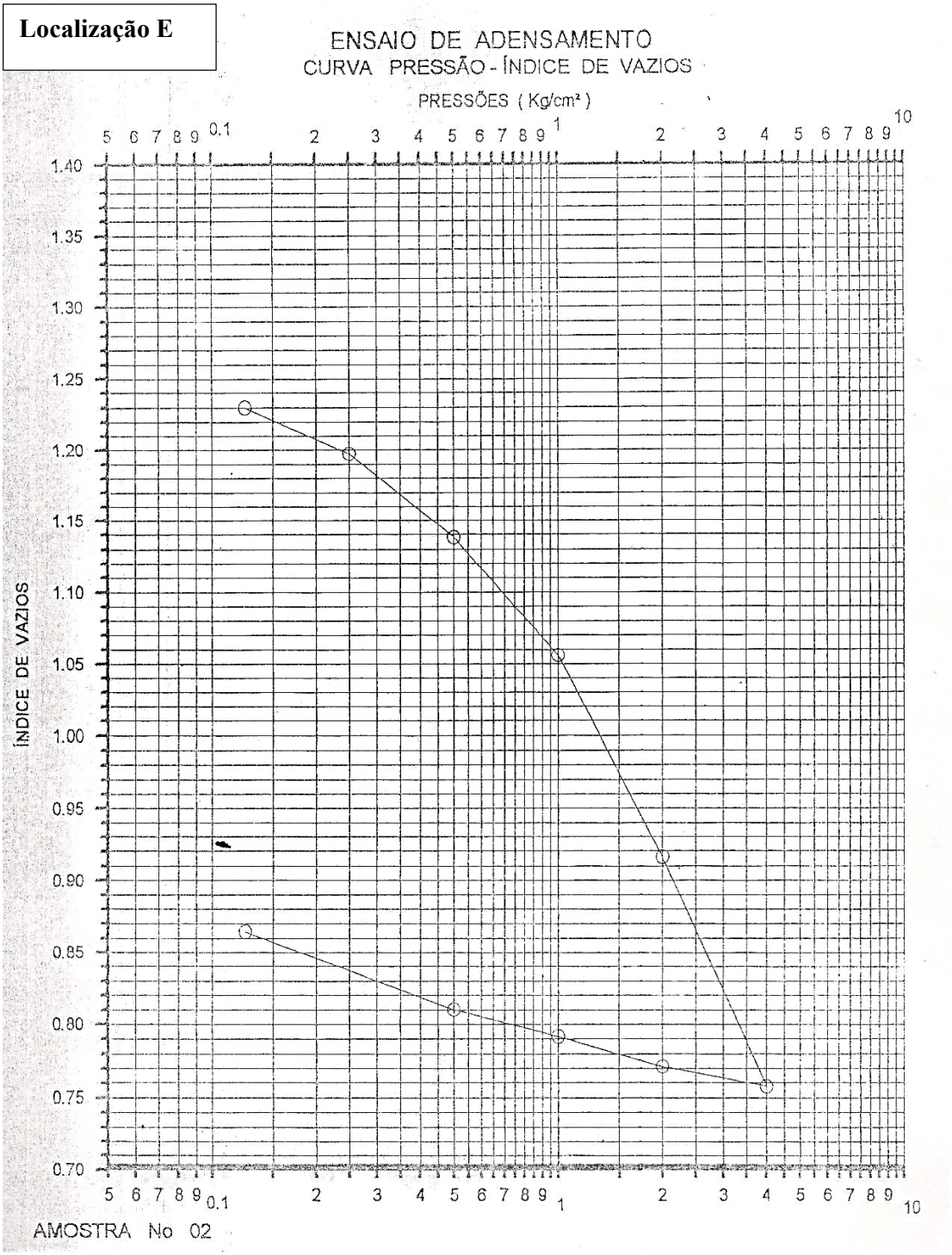
Localização D

a. e Construções Ltda / SENOR.
AM FURO AI - 02, Ensaio Único

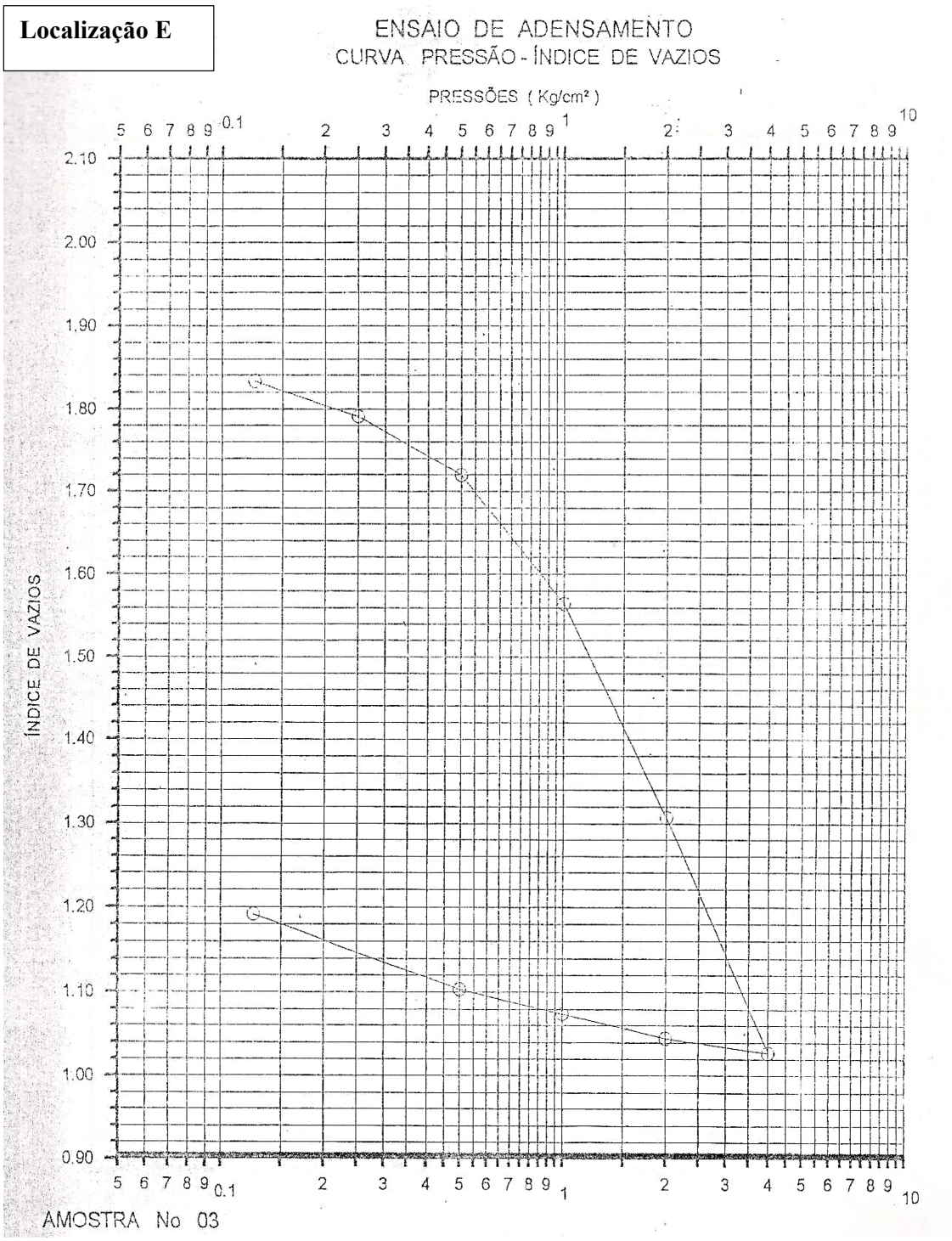
Localização E

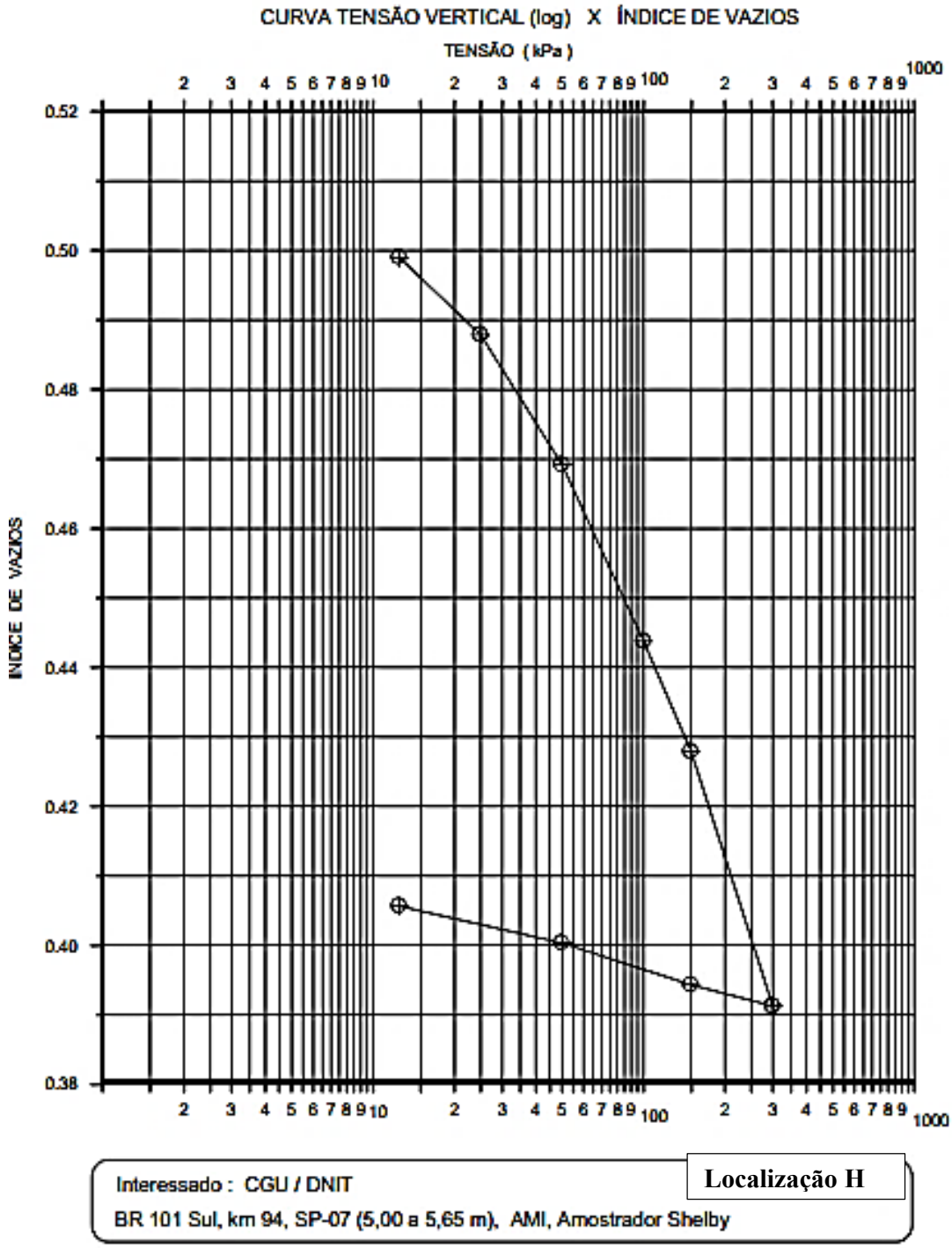


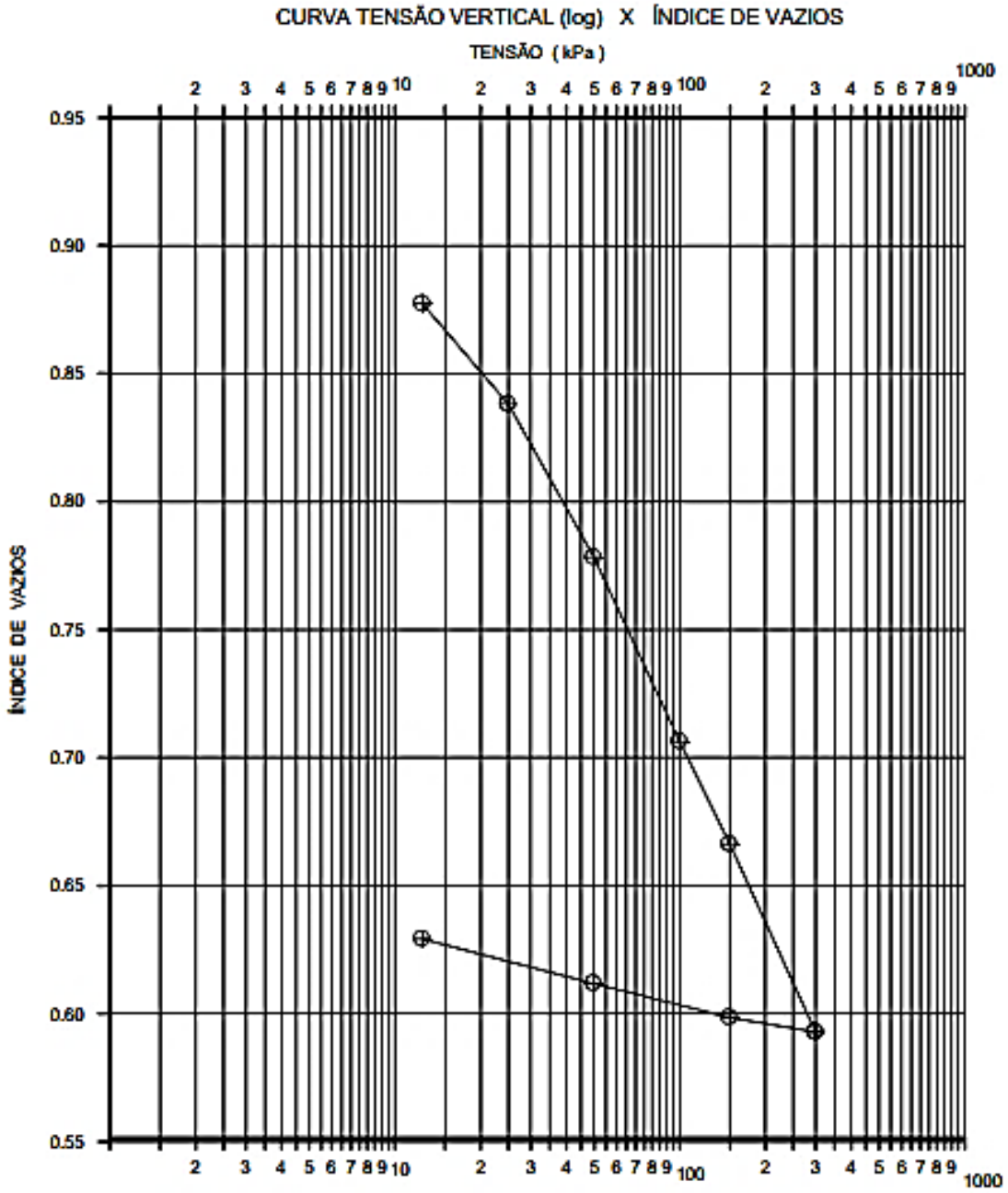
Localização E



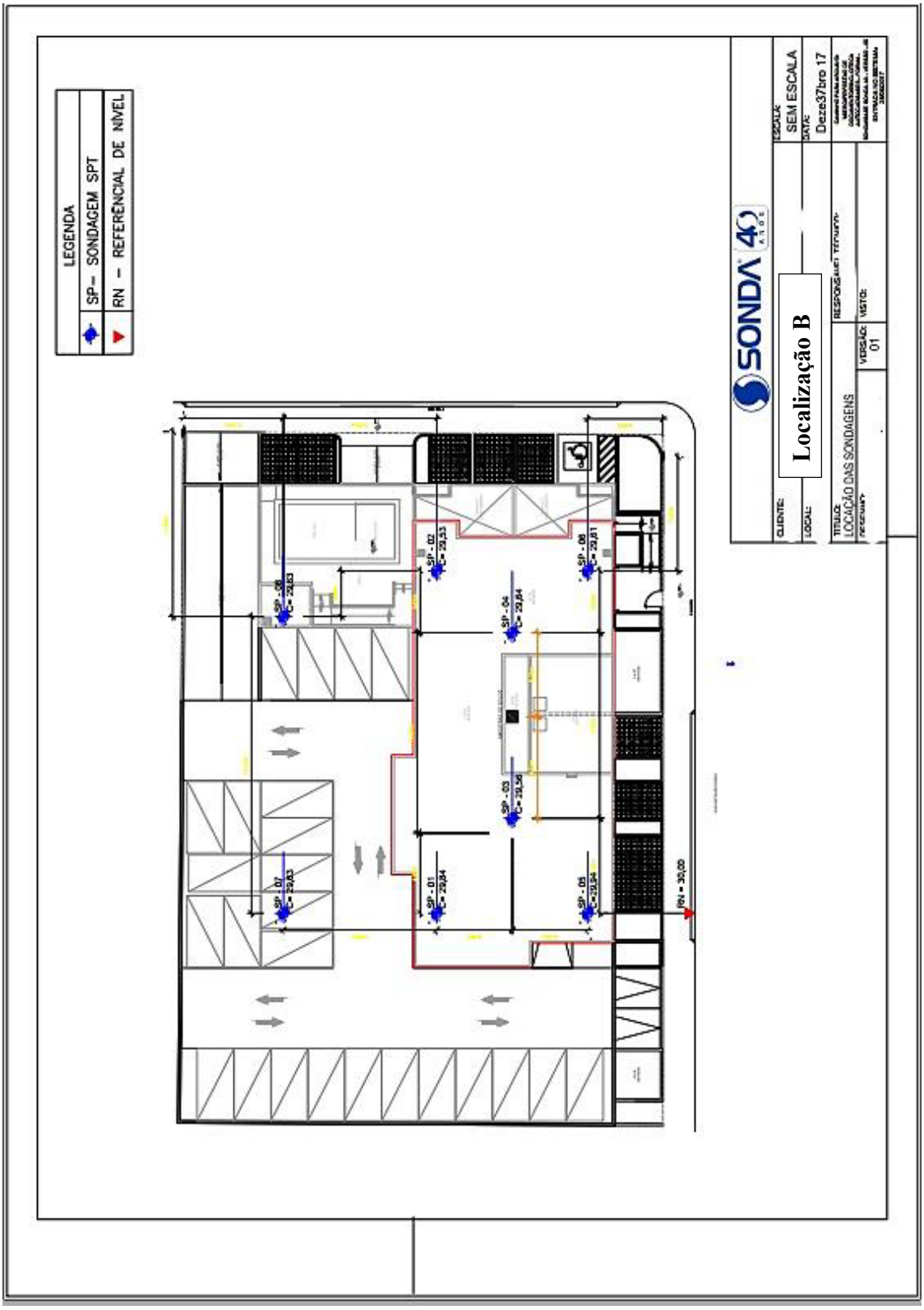
Localização E

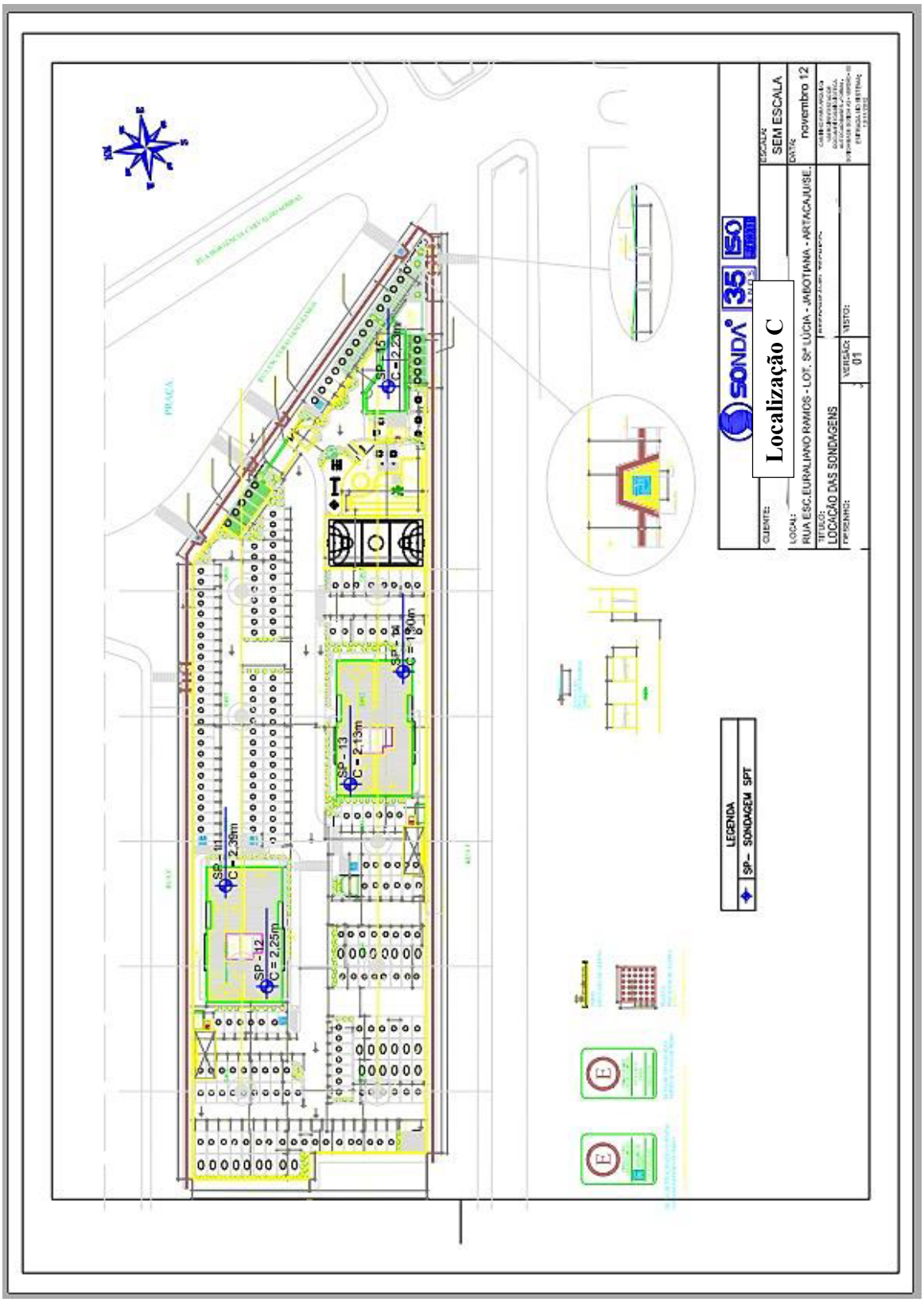



CURVA TENSÃO VERTICAL (log) X ÍNDICE DE VAZIOS
TENSÃO (kPa)
ÍNDICE DE VAZIOS
0.52
0.50
0.48
0.46
0.44
0.42
0.40
0.38
2 3 4 5 6 7 8 9 10 2 3 4 5 6 7 8 9 100 2 3 4 5 6 7 8 9 1000
Interessado : CGU / DNIT
BR 101 Sul, km 94, SP-07 (5,00 a 5,65 m), AMI, Amostrador Shelby
Localização H


CURVA TENSÃO VERTICAL (log) X ÍNDICE DE VAZIOS
TENSÃO (kPa)
ÍNDICE DE VAZIOS
0.95
0.90
0.85
0.80
0.75
0.70
0.65
0.60
0.55
2 3 4 5 6 7 8 9 10
2 3 4 5 6 7 8 9 100
2 3 4 5 6 7 8 9 1000
Interessado : CGU / DNIT
Localização H
BR 101 Sul, km 94, SP-08 (5,00 a 5,65 m), AMI, Amostrador Shelby

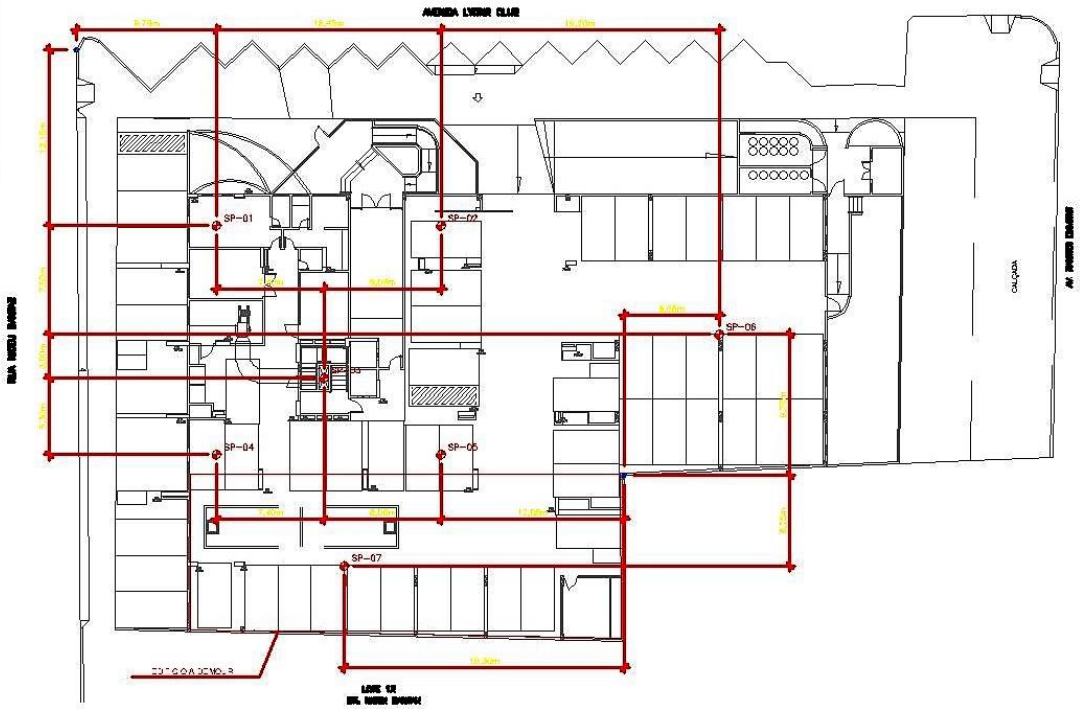
Anexo B – Plantas de locação das sondagens para os locais B, C, D, E e H estudados na presente pesquisa




Localização C
SONDA
35
ISO
CLIENTE:
LOCAL:
RUA ESC. EURALIANO RAMOS - LOT. Sª LÚCIA - JABOTIANA - ARACAJU/SE.
TÍTULO:
LOCAÇÃO DAS SONDAGENS
RESPONSÁVEL:
VERSÃO:
01
VISTO:
ESCALA:
SEM ESCALA
DATA:
novembro 12
LEGENDA
SP – SONDAGEM SPT
SP - 11
C = 2,36m
SP - 12
C = 2,25m
SP - 13
C = 2,13m
SP - 14
C = 1,90m
SP - 15
C = 2,23m

LOCAÇÃO DAS SONDAGENS

ESCALA: 1/200



LEGENDA

SP- XX FURO DE SONDAGEM À PERCUSSÃO SP-01 AO SP-07

PONTO REFERENCIAL PARA LOCAR AS SONDAGENS

NOTA: APÓS A EXECUÇÃO DO PRIMEIRO FURO DE SONDAGEM ATÉ A PROFUNDIDADE DE 25,15m, ENVIAR BOLETIM DE CAMPO À GEOTEC, PARA ANÁLISE DA ESTIMATIVA DE PROFUNDIDADE DOS FUROS SUBSEQUENTES.

TOTAL DE SONDAGENS: 07

GEOTEC CONSULTORIA E SERVIÇOS LTDA

Rua Antônio Andrade, 2398 Sala 03
Coroa do Meio, Aracaju-SE Fone: (79) 3213 -7137

CLIENTE:

GP ENGENHARIA

OBRA:

LOCAL:

Localização D

PROJETO:

FUNDAÇÕES

LOCAÇÃO DAS SONDAGENS

FOLHA Nº :

01/01

EQUIPE TÉCNICA:

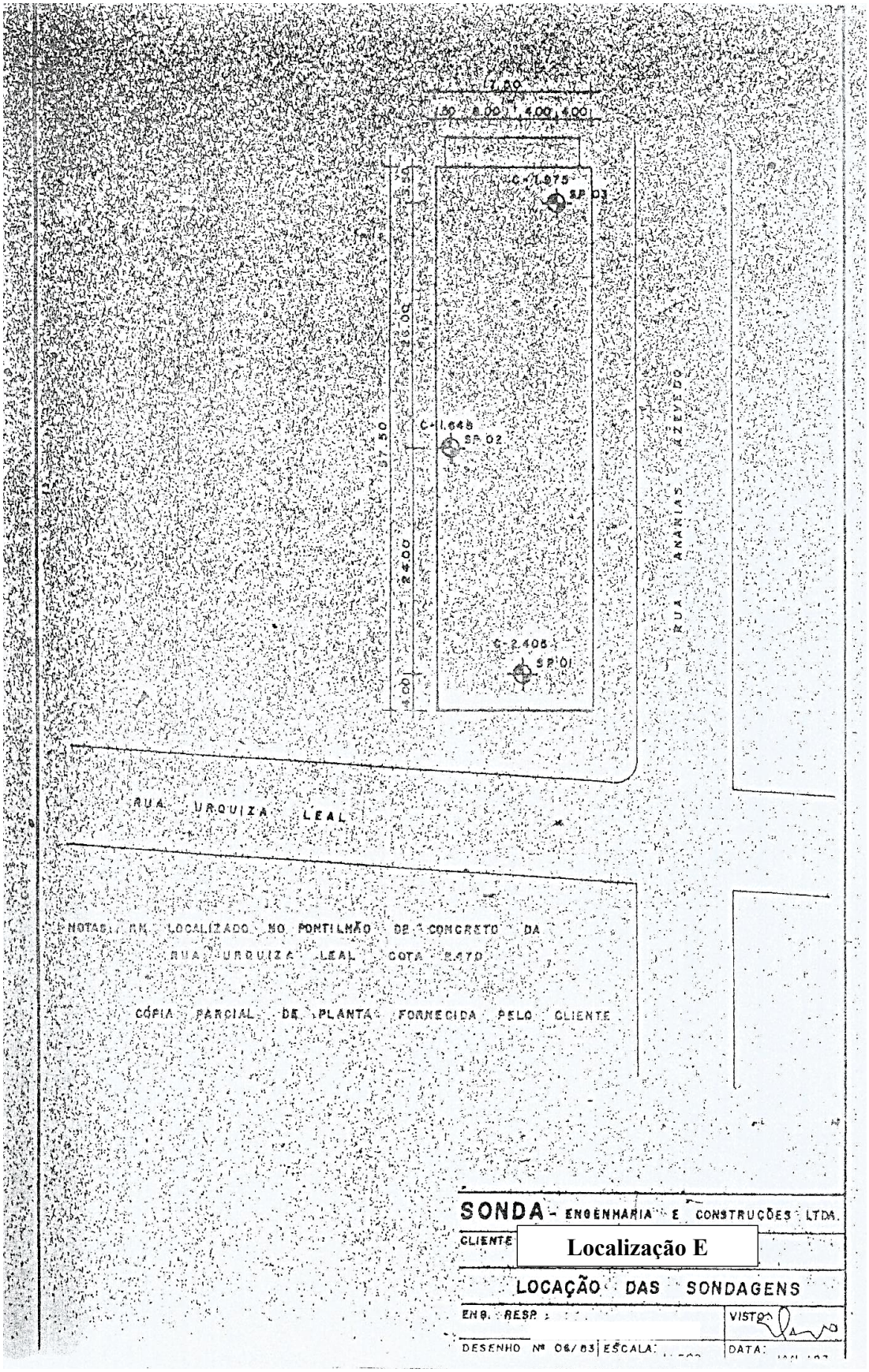
CREA

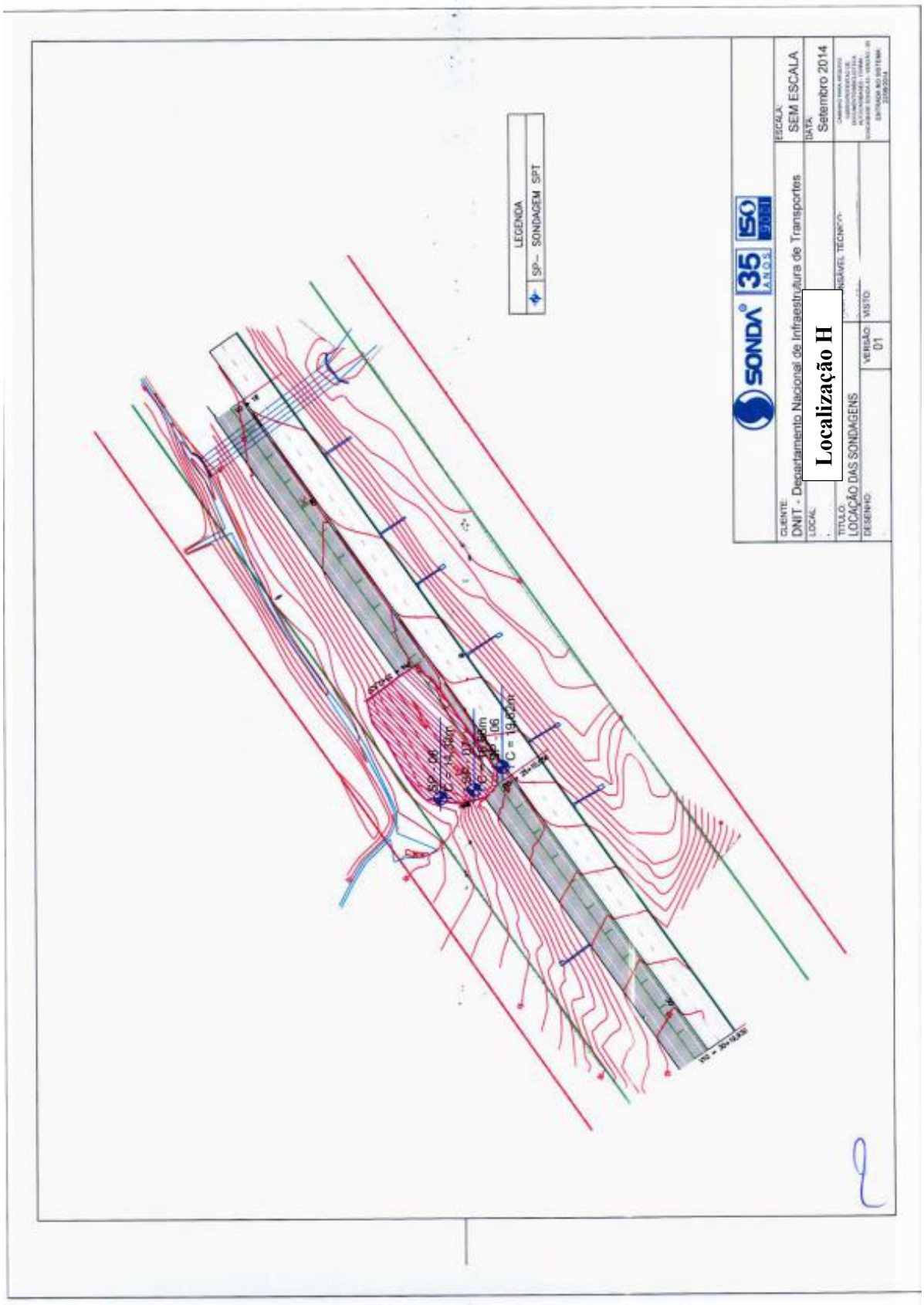
ARQUIVO:

ESCALA: 1/200

DESENHO:

EMISSÃO INICIAL: 19/11/2012


7,80
50 8,00 4,00 4,00
C-1.975
SP 03
C-1.648
SP 02
C-2.405
SP 01
37,50
25,00
2,400
4,00
RUA ANANIAS AZEVEDO
RUA URQUIZA LEAL
NOTAS: RN LOCALIZADO NO PONTILHÃO DE CONCRETO DA RUA URQUIZA LEAL COTA 8,470
CÓPIA PARCIAL DE PLANTA FORNECIDA PELO CLIENTE
SONDA - ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES LTDA.
CLIENTE
Localização E
LOCAÇÃO DAS SONDAGENS
ENG. RESP.:
VISTO:
DESENHO Nº 06/83 ESCALA:
DATA:


LEGENDA
SP-- SONDAGEM SPT
SONDA
35 ANOS
ISO 9001
CLIENTE:
DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
LOCAL:
TÍTULO:
LOCAÇÃO DAS SONDAGENS
DESENHO:
VERSÃO: 01
VISTO:
ESCALA:
SEM ESCALA
DATA:
Setembro 2014
Localização H