

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

Instituto de Geociências

**COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DA ARGILA CINZA-ESVERDEADA
DA FORMAÇÃO RESENDE DA CIDADE DE SÃO PAULO POR MEIO DE
ENSAIOS DE LABORATÓRIO**

Rodrigo Serafim

Dissertação apresentada ao programa
de Pós-graduação em Recursos
Minerais e Hidrogeologia para a
obtenção do título de Mestre em
Geociências

Orientador: Prof. Dr. Fernando Antônio
Medeiros Marinho

São Paulo

2024

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

Serviço de Biblioteca e Documentação do IGc/USP
Ficha catalográfica gerada automaticamente com dados fornecidos pelo(a) autor(a)
via programa desenvolvido pela Seção Técnica de Informática do ICMC/USP

Bibliotecários responsáveis pela estrutura de catalogação da publicação:
Sonia Regina Yole Guerra - CRB-8/4208 | Anderson de Santana - CRB-8/6658

Serafim, Rodrigo
COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DA ARGILA CINZA-
ESVERDEADA DA FORMAÇÃO RESENDE DA CIDADE DE SÃO
PAULO POR MEIO DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO / Rodrigo
Serafim; orientador Fernando Antônio Medeiros
Marinho. -- São Paulo, 2024.
165 p.

Dissertação (Mestrado - Programa de Pós-Graduação
em Recursos Minerais e Hidrogeologia) -- Instituto
de Geociências, Universidade de São Paulo, 2024.

1. Argilas duras. 2. Argilas cinza-esverdeadas.
3. Solos fissurados. 4. Parâmetros de resistência.
5. Parâmetros de deformabilidade. I. Antônio Medeiros
Marinho, Fernando, orient. II. Título. |

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
INSTITUTO DE GEOCIÊNCIAS

**COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DA ARGILA
CINZA-ESVERDEADA DA FORMAÇÃO RESENDE DA
CIDADE DE SÃO PAULO POR MEIO DE ENSAIOS DE
LABORATÓRIO**

RODRIGO SERAFIM

Orientador: Prof. Dr. Fernando Antônio Medeiros Marinho

Dissertação de Mestrado

Nº 935

COMISSÃO JULGADORA

Dr. Fernando Antônio Medeiros Marinho

Dr. Jose Maria de Camargo Barros

Dr^a. Kamilla Vasconcelos Savasini

SÃO PAULO
2024

A minha esposa e filho, aos meus pais, ao meu orientador, e a todos os amigos que me apoiaram e me auxiliaram na execução deste projeto.

AGRADECIMENTOS

Neste momento encerro uma importante etapa em minha vida e agradeço primeiramente a Deus por me dar saúde, disposição e motivação para desenvolver este trabalho.

Agradeço a minha esposa Daiane e meu filho Lucas pelo apoio e amor incondicionais a mim designados, pela compreensão nos momentos em que estive ausente trabalhando no desenvolvimento de minha pesquisa, e pela inspiração de poder deixá-los orgulhosos pelo presente trabalho.

A minha mãe Ivânia (*In memoriam*) e ao meu pai Oscar, que me apoiaram ao longo de toda a vida e me ensinaram a ser resiliente e o valor e a importância dos estudos.

Ao meu orientador Professor Fernando Marinho, a quem tenho muita admiração pelo grande conhecimento, pelo dom da excelência como professor e pesquisador acadêmico e pela oportunidade e confiança em mim depositadas. Agradeço a participação ativa no desenvolvimento da pesquisa, as reuniões para discussão do projeto e todo aprendizado a mim repassados.

Ao Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo pela oportunidade e auxílio institucional no desenvolvimento desta pesquisa. Aos amigos de mestrado, em especial a Bruna Pioli, com quem tive muitas discussões a respeito do tema da pesquisa.

Ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) pela oportunidade de desenvolver toda etapa experimental do projeto em seus laboratórios, pelo apoio da chefia de minha Seção e pelas horas dispensadas ao desenvolvimento desta pesquisa.

Aos amigos de IPT, em especial ao José Maria de Camargo Barros e Scandar Gasperazzo Ignatius pelos ensinamentos, discussões e todo aprendizado a mim repassados durante o desenvolvimento de minha pesquisa.

A toda equipe do Laboratório de Mecânica dos Solos do IPT, em especial ao técnico Benedito Mota, pela ajuda e paciência, principalmente nas moldagens dos corpos de prova que dada a característica particular do solo estudado foi muito complicada.

Aos amigos geotécnicos André e Sérgio, pela parceria e amizade ao longo de todos esses anos, embora a distância não permita nos encontrarmos com mais frequências.

Aos amigos de infância por todos os momentos de descontração ao longo dessa etapa. Enfim, a todos que de alguma forma contribuíram para minha formação profissional e pessoal ao longo de minha vida.

“A percepção do desconhecido é a mais fascinante das experiências. O homem que não tem os olhos abertos para o misterioso passará a vida sem ver nada”

Albert Einstein

RESUMO

SERAFIM, R., 2024, Comportamento geomecânico da argila cinza-esverdeada da Formação Resende da cidade de São Paulo por meio de ensaios de laboratório [Dissertação de Mestrado], São Paulo, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, 166 p.

No cenário brasileiro, a investigação acerca das argilas duras, exemplificada pela argila cinza-esverdeada de São Paulo, conhecida como Taguá, teve início na década de 1970, notadamente devido às obras do metrô. No entanto, persistem lacunas significativas de conhecimento sobre esse solo. A ampliação da rede metroviária e a necessidade de avanços tecnológicos na obtenção de parâmetros de compressibilidade, resistência e deformabilidade destacam a importância científica e tecnológica do estudo dessas argilas. A complexidade da formação das argilas rijas e duras da Formação Resende, cujas propriedades dependem de variáveis como formações geológicas, tensões atuantes e histórico de tensões, resultou no desenvolvimento de diversas correlações empíricas, com poucos ensaios de laboratório para uma compreensão mais aprofundada do comportamento desse material. A determinação precisa de parâmetros de resistência e deformabilidade torna-se crucial para os projetos, análises e execução dessas obras. Neste estudo, uma série abrangente de ensaios foi realizada em amostras provenientes das regiões Cidade Jardim e Marginal Tietê, incluindo caracterização, adensamento, resistência ao cisalhamento (triaxial) e ensaios dinâmicos de pequenas deformações. A caracterização evidenciou a heterogeneidade na granulometria, com variações na fração de argila entre 19% e 79%. As argilas ensaiadas revelaram propriedades heterogêneas, influenciadas por diversos fatores, como granulometria, mineralogia, histórico de tensões e sucção.

Palavras-chave: argilas duras, argilas cinza-esverdeadas, solos fissurados, parâmetros de resistência, parâmetros de deformabilidade.

ABSTRACT

SERAFIM, R., 2024, Geomechanical behavior of greenish-gray clay from the Resende Formation in the city of São Paulo through laboratory tests [Master Dissertation], São Paulo, Institute of Geosciences, University of São Paulo.

In the Brazilian scenario, research into hard clays, exemplified by the greenish-gray clay from São Paulo, known as Taguá, began in the 1970s, notably due to the subway works. However, significant gaps in knowledge about this soil persist. The expansion of the metro network and the need for technological advances in obtaining parameters of compressibility, strength and deformability highlight the scientific and technological importance of studying these clays. The complexity of the formation of the stiff and hard clays of the Resende Formation, whose properties depend on variables such as geological formations, active stress and stress history, researched in the development of several empirical correlations, with few laboratory tests for a more in-depth understanding of the behavior of this material. The precise determination of resistance and deformability parameters becomes crucial for the designs, analyzes and execution of these works. In this study, a comprehensive series of tests was carried out on samples from the Cidade Jardim and Marginal Tietê regions, including characterization, consolidation, shear strength (triaxial) and small strain dynamic tests. The characterization showed heterogeneity in granulometry, with variations in the clay fraction between 19% and 79%. The clays tested revealed heterogeneous properties, influenced by several factors, such as grain size, mineralogy, stress history and suction.

Keywords: stiff clays, greenish-gray clays, fissured soils, shear strength parameter, deformability parameters.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	24
1.1. Objetivos Gerais.....	27
1.2. Objetivos Específicos.....	27
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	28
2.1. Argila cinza-esverdeada.....	28
2.2. Processos de formação das argilas sobreadensadas.....	35
2.3. Compressibilidade das argilas rijas e duras.....	37
2.4. Resistência ao cisalhamento das argilas rijas e duras.....	39
2.5. Deformabilidade das argilas rijas e duras.....	43
3. MATERIAIS	50
4. ENSAIOS REALIZADOS E SEUS PROCEDIMENTOS	52
4.1. Caracterização e classificação do solo.....	52
4.2. Ensaio de adensamento.....	55
4.3. Ensaio de resistência ao cisalhamento.....	57
4.4. Ensaio dinâmico de laboratório em pequenas deformações.....	58
4.4.1. Ensaio de coluna ressonante.....	59
4.4.2. Ensaio de medição da velocidade de propagação de ondas cisalhantes com uso de sensores Bender Elements.....	61
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES	66
5.1. Caracterização do solo.....	66
5.1.1. Análise granulométrica, índices físicos e limites de consistência.....	66
5.1.2. Difração de raio-x (DRX).....	74
5.1.3. Principais resultados da caracterização das argilas cinza-esverdeadas.....	77
5.1.4. Curvas de retenção de água.....	82

5.2. Adensamento e compressibilidade	88
5.3. Resistência ao cisalhamento e parâmetros de resistência	100
5.4. Ensaio dinâmico de coluna ressonante, ensaio de Bender Elements e parâmetros de deformabilidade	119
6. CONCLUSÕES	138
7. RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	145
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	146
APÊNDICE A: (ARTIGO A SER SUBMETIDO) EFEITO DA SUÇÃO NAS CARACTERÍSTICAS DE DEFORMABILIDADE DA ARGILA DURA CINZA-ESVERDEADA DA FORMAÇÃO RESENDE	152

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Mapa geológico da Bacia de São Paulo e porção sudoeste da Bacia de Taubaté; 1) embasamento pré-cambriano; 2) Formação Resende (sistema de leques aluviais proximais); 3) Formação Resende (sistema de leques aluviais medianos a distais associados a planície aluvial de rios entrelaçados); 4) Formação Tremembé; 5) Formação São Paulo; 6) Formação Itaquaquecetuba; 7) sedimentos quaternários; 8) falhas cenozoicas, em parte reativadas do embasamento pré-cambriano. Fonte: Ricomini et al. (2004).	30
Figura 2.2 – Seções geológicas na Bacia de São Paulo construídas a partir de dados de sondagens para água subterrânea e observações de superfície - 1) embasamento pré-cambriano; 2) orto- e paraconglomerados de leques aluviais proximais da Formação Resende; 3) lamitos de leques aluviais medianos a distais da Formação Resende; 4) lamitos de leques aluviais distais e, principalmente, areias e conglomerados de sistema fluvial entrelaçado da Formação Resende; 5) predominância de areias grossas e conglomerados de sistema fluvial entrelaçado da Formação Resende; 6) sistema lacustre da Formação Tremembé; 7) sistema fluvial meandrante da Formação São Paulo; 8) aluviões quaternários; 9) falha normal (A) e falha transcorrente dextral (B). Para localização das seções na bacia ver esquema no canto superior direito da figura. Fonte: Ricomini et al. (2004).	31
Figura 2.3 – Curvas de compressão de sedimentação para sedimentos argilosos normalmente adensados.....	35
Figura 2.4 – Processo de formação de uma argila sobreadensada.	36
Figura 2.5 – Curvas de compressão oedométricas com trajetória de compressão em direção à ICL.....	37
Figura 2.6 – Curvas de compressão da argila de Londres intacta em diferentes profundidades.....	38
Figura 2.7 – Variação do coeficiente de compressibilidade em amostras de diferentes profundidades da argila de Londres.	38
Figura 2.8 – Comportamento típico de argilas sobreadensadas e normalmente adensadas.....	40
Figura 2.9 – Envoltória de resistência curva do trecho sobreadensado e ajuste da equação linear.....	43
Figura 2.10 – Efeito do sobreadensamento nas medidas de G_0	46
Figura 2.11 – Efeito do sobreadensamento nas curvas de redução do módulo cisalhante.	46
Figura 2.12 – Curva característica do comportamento de degradação da rigidez normalizada.....	47
Figura 2.13 – Módulos de cisalhamento em função do intervalo de deformação.	49
Figura 2.14 – Módulos de cisalhamento normalizados em função do intervalo de deformação.	50

Figura 3.1 – Amostras da argila cinza-esverdeada natural da Marginal Tietê (a) e ressecado da Cidade Jardim (b).....	51
Figura 4.1 – Corpos de prova talhados para o ensaio de adensamento com expansão permitida: a) amostra CJ-AM-01; b) amostra CJ-AM-02.....	56
Figura 4.2 – Processo de moldagem de corpo de prova para o ensaio triaxial: a) início da moldagem do corpo de prova; b) redução do diâmetro do corpo de prova para as medidas do ensaio; c) corpo e prova ao término da moldagem.	57
Figura 4.3 – Detalhes do ensaio de coluna ressonante: a) detalhe do corpo e prova no interior da câmara; b) corpo de prova após o término do ensaio.....	61
Figura 4.4 – Corpo de prova usado no ensaio BE.	64
Figura 5.1 – Curvas granulométricas das amostras de argila cinza-esverdeada.....	67
Figura 5.2 – Percentuais de fração argila das argilas cinza-esverdeadas.....	69
Figura 5.3 – Densidade dos grãos das argilas cinza-esverdeadas.....	69
Figura 5.4 – Distribuição do teor de umidade inicial medido nos corpos de prova moldados da argila cinza-esverdeada.	70
Figura 5.5 – Distribuição da massa específica aparente natural dos corpos de prova moldados da argila cinza-esverdeada.	71
Figura 5.6 – Carta de plasticidade com os resultados das argilas cinza-esverdeadas.	72
Figura 5.7 – Índices de atividade das argilas cinza-esverdeadas.....	73
Figura 5.8 – Carta de atividade das argilas cinza-esverdeadas e dados bibliográficos.	73
Figura 5.9 – Percentuais de argilominerais contidos nas argilas cinza-esverdeadas.	76
Figura 5.10 – Índice de vazios dos corpos de prova variando com o teor de umidade das amostras.	77
Figura 5.11 – Grau de saturação dos corpos de prova variando com o teor de umidade das amostras.	78
Figura 5.12 – Variação do teor de umidade natural, índice de vazios e grau de saturação da argila cinza-esverdeada ao longo da profundidade.....	80
Figura 5.13 – (a) índices de consistência (b) Variação da granulometria e (c) peso específico dos grãos das amostras de argila cinza-esverdeada ao longo da profundidade.....	81
Figura 5.14 – Curvas de retenção de água das amostras da Cidade Jardim.	83
Figura 5.15 – Curvas de retenção de água das amostras da Marginal Tietê.....	84
Figura 5.16 – Curvas de retenção de água das amostras da Marginal Tietê.....	87
Figura 5.17 – Curva de retenção de água comparativa de amostra da Marginal Tietê entre o método convencional e WP4C.....	88
Figura 5.18 – Curvas de adensamento das amostras de argila cinza-esverdeada da Marginal Tietê pelo método EL.....	89

Figura 5.19 – Curvas de adensamento das amostras de argila cinza-esverdeada da Marginal Tietê pelo método VC.	90
Figura 5.20 – Curvas de adensamento das amostras de argila cinza-esverdeada da Cidade Jardim pelo método EL.	91
Figura 5.21 – Variação de mv em função de $\sigma'V$ das argilas cinza-esverdeadas. ...	92
Figura 5.22 – Relação entre o índice de compressão e o limite de liquidez da argila cinza-esverdeada.	94
Figura 5.23 – Relação entre a estrutura da argila cinza-esverdeada e a tensão de pré-adensamento.	94
Figura 5.24 – Procedimento empregado na estimativa de P_{exp} em ensaios do tipo EL.	95
Figura 5.25 – Curvas de adensamento das amostras de argila cinza-esverdeada da Cidade Jardim pelo método VC com saturação por capilaridade.	96
Figura 5.26 – Curva de adensamento da amostra de argila cinza-esverdeada da Marginal Tietê pelo método VC com saturação por capilaridade.	97
Figura 5.27 – Curvas de adensamento da amostra de argila cinza-esverdeada da Marginal Tietê pelo método EL com saturação por capilaridade.	98
Figura 5.28 – Resultados de P_{exp} versus ρd e curva característica.	99
Figura 5.29 – Resultados de P_{exp} versus ρd e curva característica.	99
Figura 5.30 – Distribuição de $\sigma'a$ ao longo da profundidade de coleta das amostras.	100
Figura 5.31 – Curvas a) tensão x deformação específica axial; b) excesso de poropressão x deformação específica axial da amostra CJ-AM-01 (Cidade Jardim).	102
Figura 5.32 – Curvas a) tensão x deformação específica axial; b) excesso de poropressão x deformação específica axial da amostra CJ-AM-02 (Cidade Jardim).	103
Figura 5.33 – Curvas a) tensão x deformação específica axial; b) excesso de poropressão x deformação específica axial da amostra MT-AM-01 (Marginal Tietê).	105
Figura 5.34 – Curvas a) tensão x deformação específica axial; b) excesso de poropressão x deformação específica axial da amostra MT-AM-02 (Marginal Tietê).	106
Figura 5.35 – Curvas a) tensão x deformação específica axial; b) excesso de poropressão x deformação específica axial da amostra MT-AM-03 (Marginal Tietê).	107
Figura 5.36 – Trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais da amostra CJ-AM-01 (Cidade Jardim).	109
Figura 5.37 – Trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais da amostra CJ-AM-02 (Cidade Jardim).	110

Figura 5.38 – Trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais da amostra MT-AM-01 (Marginal Tietê).....	110
Figura 5.39 – Trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais da amostra MT-AM-02 (Marginal Tietê).....	110
Figura 5.40 – Trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais da amostra MT-AM-03 (Marginal Tietê).....	111
Figura 5.41 – Envoltórias de resistência de pico e residual da amostra CJ-AM-01 (Cidade Jardim).	111
Figura 5.42 – Envoltórias de resistência de pico e residual da amostra CJ-AM-02 (Cidade Jardim).	112
Figura 5.43 – Envoltórias de resistência de pico e residual da amostra MT-AM-01 (Marginal Tietê).....	112
Figura 5.44 – Envoltórias de resistência de pico e residual da amostra MT-AM-02 (Marginal Tietê).....	112
Figura 5.45 – Envoltórias de resistência de pico e residual da amostra MT-AM-03 (Marginal Tietê).....	113
Figura 5.46 – Razão de tensões versus tensão de confinamento efetiva.	114
Figura 5.47 – Ângulo de atrito de pico e residual versus índice de plasticidade. ...	114
Figura 5.48 – Envoltórias de resistência de pico das amostras da Cidade Jardim.	115
Figura 5.49 – Envoltórias de resistência residual das amostras da Cidade Jardim.	115
Figura 5.50 – Envoltórias de resistência residual das amostras da Marginal Tietê.	116
Figura 5.51 – Curva tensão x deformação em CP's natural e ressecado para comparação.	117
Figura 5.52 – Ensaio na amostra CJ-AM-01 com CP saturado (CR-1): a) G x Tempo; b) e x Tempo.....	120
Figura 5.53 – Ensaio na amostra CJ-AM-01 com CP ressecado (CR-2): a) G x Tempo; b) e x Tempo.....	121
Figura 5.54 – Ensaio na amostra CJ-AM-02 com CP saturado (CR-3): a) G x Tempo; b) e x Tempo.....	121
Figura 5.55 – Ensaio na amostra CJ-AM-02 com CP ressecado (CR-4): a) G x Tempo; b) e x Tempo.....	122
Figura 5.56 – Ensaio na amostra MT-AM-01 (CR-5): a) G x Tempo; b) e x Tempo.	122
Figura 5.57 – Ensaio na amostra MT-AM-02 (CR-6): a) G x Tempo; b) e x Tempo.	123
Figura 5.58 – Ensaio na amostra MT-AM-03 (CR-7): a) G x Tempo; b) e x Tempo.	123

Figura 5.59 – Degradação do módulo cisalhamento da amostra CJ-AM-01 com CP saturado (CR-1).....	124
Figura 5.60 – Degradação do módulo cisalhamento da amostra CJ-AM-01 com CP ressecado (CR-2).....	124
Figura 5.61 – Degradação do módulo cisalhamento da amostra CJ-AM-02 com CP saturado (CR-3).....	125
Figura 5.62 – Degradação do módulo cisalhamento da amostra CJ-AM-02 com CP ressecado (CR-4).....	125
Figura 5.63 – Degradação do módulo cisalhamento da amostra MT-AM-01 (CR-5).	125
Figura 5.64 – Degradação do módulo cisalhamento da amostra MT-AM-02 (CR-6).	126
Figura 5.65 – Degradação do módulo cisalhamento da amostra MT-AM-03 (CR-7).	126
Figura 5.66 – G_0 em função de σ'_c para amostra da Cidade Jardim (CJ-AM-01). .	128
Figura 5.67 – G_0 em função de σ'_c para amostra da Cidade Jardim (CJ-AM-02). .	129
Figura 5.68 – G_0 em função de σ'_c para as amostras da Marginal Tietê.....	130
Figura 5.69 – G_0 em função de σ'_c eliminados os efeitos de e e σ'_a	131
Figura 5.70 – G_0 variando com a sucção atuante no corpo de prova da amostra MT-AM-01.....	132
Figura 5.71 – G_0 variando com o grau de saturação no corpo de prova da amostra MT-AM-01.	132
Figura 5.72 – G_0 variando com o teor de umidade do corpo de prova da amostra MT-AM-01.....	133
Figura 5.73 – G_0 variando com o grau de saturação do corpo de prova da amostra MT-AM-01.	133
Figura 5.74 – G_0 medido nos ensaios de coluna ressonante e Bender Elements na amostra da Cidade Jardim CJ-AM-01.	134
Figura 5.75 – Curva E versus ε da amostra CJ-AM-01 (Cidade Jardim).	135
Figura 5.76 – Curva E versus ε da amostra CJ-AM-02 (Cidade Jardim).	136
Figura 5.77 – Curva E versus ε da amostra MT-AM-01 (Marginal Tietê).	136
Figura 5.78 – Curva E versus ε da amostra MT-AM-02 (Marginal Tietê).	137
Figura 5.79 – Curva E versus ε da amostra MT-AM-02 (Marginal Tietê).	137

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Síntese das principais informações sobre as argilas duras cinza-esverdeadas disponíveis na literatura	34
Tabela 3.1 – Identificação das amostras utilizadas na pesquisa.....	50
Tabela 4.1 – Síntese dos ensaios de adensamento realizados	55
Tabela 4.2 – Identificação dos ensaios triaxiais de resistência ao cisalhamento	59
Tabela 4.3 – Descrição e detalhes de execução dos ensaios de coluna ressonante	62
Tabela 4.4 – Descrição dos ensaios de Bender Elements.	64
Tabela 4.5 – Síntese dos ensaios realizados nesta pesquisa	65
Tabela 5.1 – Análises tátil e visual das amostras de argila cinza-esverdeada	66
Tabela 5.2 – Percentual das frações granulométricas das amostras ensaiadas	68
Tabela 5.3 – Resultados das análises de DRX na fração total.....	74
Tabela 5.4 – Resultados das análises de DRX na fração argila.....	75
Tabela 5.5 – Principais resultados de caracterização da argila cinza-esverdeada ..	79
Tabela 5.6 – Índices físicos iniciais dos corpos de prova usados nos ensaios de retenção.....	82
Tabela 5.7 – Índices físicos iniciais dos corpos de prova usados nos ensaios WP4C.	86
Tabela 5.8 – Índices físicos iniciais dos corpos de prova de adensamento.	89
Tabela 5.9 – Parâmetros de compressibilidade e expansão das argilas cinza-esverdeadas	93
Tabela 5.10 – Índices físicos iniciais dos corpos de prova para ensaios triaxiais. .	101
Tabela 5.11 – Parâmetros de resistência das amostras de argila cinza-esverdeada.	118
Tabela 5.12 – Índices físicos iniciais dos corpos de prova dos ensaios de coluna ressonante.....	119
Tabela 5.13 – Parâmetros de deformabilidade das amostras de argila cinza-esverdeada.....	127
Tabela 5.14 – Índices físicos iniciais do corpo de prova do ensaio Bender Elements.	134

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

A ou IA – Índice de atividade

AM – Amostra

BE – Bender Elements

c' - intercepto de coesão efetiva (kPa)

C_c – Índice de compressão

C_e – Índice de expansão

CIU – Ensaio triaxial adensado isotropicamente e não drenado

CJ – Cidade Jardim

CP – Corpo de prova

CPTu – Ensaio de piezocone com medida da poropressão

C_r – Índice de recompressão

CR – Coluna ressonante

DMT – Dilatômetro de Marchetti

DRX – Difração de raio-X

e – Índice de vazios

e_0 – Índice de vazios inicial

E – Módulo de deformabilidade (MPa)

E_i – Módulo de deformabilidade tangente inicial (MPa)

EL – Expansão livre

G – Módulo de cisalhamento (MPa)

G_0 ou G_{max} – Módulo de cisalhamento máximo (MPa)

ICL – Linha de compressão intrínseca

IP – Índice de plasticidade (%)

K_0 – Coeficiente de empuxo em repouso

LL – Limite de liquidez (%)

LP – Limite de plasticidade (%)

MT – Marginal Tietê

m_v – Coeficiente de compressibilidade (1/kPa)

P_{exp} – Pressão de expansão (kPa)

q – Tensão desviatória ($\sigma_1 - \sigma_3$) (kPa)

R^2 – Coeficiente de determinação

RSA ou OCR – Razão de sobreadensamento

s' - tensão efetiva média (kPa)

s'_{res} - tensão efetiva média residual (kPa)

S – Grau de saturação

S_0 – Grau de saturação inicial

SCL – Linha de compressão de sedimentação

s_u – Resistência não drenada (kPa)

SWRC – Curva de retenção de água no solo

t – tensão de cisalhamento (kPa)

t_{res} – tensão de cisalhamento residual (kPa)

u – Poropressão (kPa)

VC – Volume constante

w – teor de umidade (%)

w_0 – teor de umidade inicial (%)

γ_0 – Peso específico inicial

γ_n – Peso específico natural

Δu – Acréscimo de poropressão

ε_a ou ε_v – Deformação específica axial (%)

ε_s – Deformação cisalhante (%)

ν – Coeficiente de Poisson

ρ – Densidade natural

ρ_d – Densidade aparente seca máxima

ρ_s ou G – Densidade dos grãos

σ' - Tensão normal efetiva (kPa)

σ'_a - Tensão de pré-adensamento (kPa)

σ'_c - Tensão de confinamento efetiva (kPa)

σ'_v - Tensão vertical efetiva (kPa)

τ – Tensão de cisalhamento ou resistência ao cisalhamento (kPa)

φ' - Ângulo de atrito efetivo (°)

φ'_{res} ou φ'_r – Ângulo de atrito residual (°)

1. INTRODUÇÃO

Todo projeto de engenharia demanda um cuidadoso dimensionamento, análise e interpretação das variáveis envolvidas. No caso das obras de engenharia, a consideração das particularidades do comportamento dos solos é crucial. A ascensão da modelagem numérica desde os anos 1960 proporcionou ferramentas sofisticadas para a engenharia geotécnica, destacando a importância da aplicação correta dos parâmetros do solo em projetos e análises numéricas. No cenário brasileiro, o estudo dos solos argilosos rijos e duros iniciou-se nos anos 1970, notadamente devido às obras do metrô de São Paulo. Apesar de serem observados avanços, a literatura ainda carece de informações acuradas sobre a argila cinza-esverdeada, também conhecida como Taguá. Essa argila, pertencente à Formação Resende, é marcada por características específicas, como sobreadensamento elevado. Com o contínuo desenvolvimento urbano, novas obras sobre esses solos vêm sendo realizadas, mas o avanço tecnológico na obtenção de parâmetros ainda é limitado. Estudos *in situ*, embora executados por diversos autores, muitas vezes recorrem a correlações empíricas, ressaltando a necessidade de investigações laboratoriais mais controladas.

A comparação de dados de ensaios *in situ* e laboratoriais evidencia a potencial discrepância nos resultados (e.g. MASSAD, 1980; PENNA, 1982; PINTO e ABRAMENTO, 1998; NEGRO et al., 2012; DEMARCHI, 2019; PIOLI, 2023), instigando a ampliação do conhecimento sobre o comportamento dessas argilas rijas e duras.

Como destacado por diversos autores (e.g. PENNA, 1982; HIGHT *et al.*, 2007; DEMARCHI, 2019), o comportamento geomecânico das argilas rijas e duras, são extremamente influenciadas pelo histórico de tensões, processos de intemperismo, rupturas antigas e tectonismos que induziram um padrão peculiar de fissurações. Além disso agentes químicos podem também ter tido influência no seu comportamento atual. Esses solos, influenciados pela formação geológica, histórico de tensões e agentes químicos, apresentam um desafio em sua amostragem, especialmente quando fissurados, que é o caso da argila cinza-esverdeada.

As argilas rijas e duras, apesar de sua elevada consistência, são materiais muito friáveis, em que as rupturas ocorrem bruscamente. Skempton (1970) apresentou três possíveis comportamentos característicos quanto a resistência ao cisalhamento para argilas: sobreadensado, normalmente adensado e residual. As argilas rijas e duras tendem a apresentar comportamento majoritariamente sobreadensado, o qual é caracterizado na curva tensão-deformação por um pico de resistência bastante acentuado, sucedido por uma queda considerável da sua resistência.

Por vezes, a argila cinza-esverdeada se encontra muito fissurada, e essa é mais uma de suas peculiaridades que tornam essencial a compreensão do comportamento desta argila. Segundo diversos autores (e.g. SKEMPTON, 1964; SKEMPTON, 1970; HIGHT *et al.*, 2007; etc.), as fissuras afetam consideravelmente as propriedades de resistência das argilas rijas e duras. Esses materiais fissurados tendem a apresentar resistência ao cisalhamento próximas de sua resistência residual e em alguns casos até inferior a resistência residual observada nos ensaios convencionais (e.g. SKEMPTON, 1964).

Os parâmetros de deformabilidade assumem relevância no dimensionamento de projetos geotécnicos. A evolução no entendimento da deformabilidade destaca a inadequação dos métodos experimentais tradicionais, demandando ensaios mais acurados em laboratório, como coluna ressonante e medição de ondas com sensores Bender Elements. Este projeto visa estudar a argila cinza-esverdeada em seu estado natural, priorizando a determinação de propriedades de resistência e deformabilidade por meio de investigação laboratorial de amostras indeformadas de duas regiões distintas da cidade de São Paulo, quais sejam: Cidade Jardim e Marginal Tietê.

Diversos autores (e.g. BURLAND, 1989; KOVACEVIC *et al.*, 2007; HIGHT *et al.*, 2007; etc.) demonstraram que a correta determinação dos parâmetros de deformabilidade implementados em modelos numéricos de tensão-deformação em obras de fundações e escavações na região de Londres (argila de Londres), conduziu a obtenção de resultados mais consistentes com o comportamento de campo.

Os ensaios triaxiais tradicionais com medidas externas de deslocamento permitem a obtenção de dados confiáveis a partir de deformações da ordem de 10⁻¹%. Módulos obtidos nestes níveis de deformação não atingem os níveis mais comuns

de deformação das obras geotécnicas em geral, exceto em casos específicos. Os níveis comuns de deformação apresentados por obras geotécnicas em geral situam-se a partir de deformações de $10^{-2}\%$ (CORREIA, 2004).

Dessa forma, exige-se para determinação correta do módulo de deformabilidade, ensaios de laboratório e de campo mais precisos. Os ensaios que apresentam boa precisão para medidas de pequenas deformações em laboratório são os ensaios de coluna ressonante (HARDIN & BLACK, 1968) e medição da velocidade de propagação de ondas de cisalhamento e compressão com uso de sensores Bender Elements (VIGGIANI & ATKINSON, 1995).

Segundo Barros (1997), o ensaio de coluna ressonante permite a obtenção de parâmetros dinâmicos dos solos para baixas e moderadas amplitudes de deformação ($10^{-4}\%$ a $10^{-2}\%$), além disso, permite determinar o ganho de rigidez com a dissipação das poropressões durante a etapa de adensamento dos corpos de prova e o decaimento da rigidez com o aumento das deformações.

Já os ensaios de medida da velocidade de propagação de ondas de cisalhamento e de compressão utilizando os sensores Bender Elements permitem a obtenção de parâmetros dinâmicos em níveis de deformação muito baixos a baixos ($\leq 10^{-3}\%$) como observado por Barros (1997), além de ser possível obter a variação da velocidade de propagação das ondas e do módulo de cisalhamento dinâmico com a tensão efetiva.

Burland (1990) em seu trabalho sobre a compressibilidade e resistência ao cisalhamento das argilas rijas e duras fala sobre a importância de pesquisas em que os objetivos não são apenas a determinação de parâmetros mais precisos para aplicação em projetos, como também a compreensão de aspectos básicos do comportamento destes solos, possibilitando o aprimoramento de novas técnicas de ensaio e amostragem.

Este projeto tem como objetivo principal estudar o comportamento da argila cinza-esverdeada no seu estado natural e ressecada, com foco principal na determinação das propriedades de compressibilidade, resistência e deformabilidade, por meio de uma investigação em laboratório de amostras indeformadas de duas

regiões distintas, obtendo como resultado o conhecimento de suas características principais.

O texto do presente estudo está dividido em 8 capítulos. O primeiro capítulo apresenta breve introdução a respeito das argilas rijas e duras e destaca a importância dos objetivos desta pesquisa. O segundo capítulo traz uma breve revisão bibliográfica acerca das argilas cinza-esverdeadas e dos conceitos de compressibilidade, resistência ao cisalhamento e deformabilidade de argilas rijas e duras. O terceiro capítulo descreve as amostras usadas neste estudo e informa seus dados de amostragem. O quarto capítulo descreve os ensaios realizados e os procedimentos utilizados em cada um deles, além de trazer informações importantes como a identificação e organização dos corpos de prova usados nestes ensaios. No quinto capítulo são encontrados os resultados dos ensaios realizados e as interpretações do autor, que ampliaram os conhecimentos acerca do comportamento geotécnico das argilas cinza-esverdeadas, principalmente no que concerne aos parâmetros de resistência e deformabilidade. No sexto capítulo são apresentadas as conclusões do autor sobre o estudo desenvolvido, além de recomendações para o avanço de novas pesquisas sobre as argilas cinza-esverdeadas. No sétimo capítulo são feitas recomendações para pesquisas futuras sobre o comportamento das argilas cinza-esverdeadas. Por fim, no oitavo capítulo constam as bibliografias consultadas pelo autor para o desenvolvimento desta pesquisa.

1.1. Objetivos Gerais

Estudar o comportamento da argila cinza-esverdeada no seu estado natural e ressecada, com foco principal na determinação das propriedades de compressibilidade, resistência e deformabilidade, por meio de uma investigação em laboratório de amostras indeformadas de duas regiões distintas, obtendo como resultado o conhecimento de suas características principais

1.2. Objetivos Específicos

Os objetivos específicos desta pesquisa são:

- Caracterizar as amostras de argilas cinza-esverdeadas por meio de análises granulométricas, ensaios de consistência, ensaios que meçam as

propriedades naturais dessas argilas, ensaios de mineralogia e curvas de retenção de água;

- Determinar os principais parâmetros de compressibilidade (σ'_a , C_c , C_r , C_e) e de expansão (P_{exp}), relacionando-os com características dos solos estudados para melhor compreender seu comportamento quanto a compressibilidade;
- Determinar os parâmetros de resistência (c' , φ' , c'_{res} , φ'_{res}) relacionando-os com características dos solos estudados, além de analisar o comportamento das curvas tensão-deformação que indicativos do comportamento destas argilas quanto a resistência ao cisalhamento;
- Determinar os parâmetros de deformabilidade à pequenas e médias deformações (E_0 , G_0), a partir de ensaios específicos, e construir curvas características de deformabilidade em conjunto com resultados dos ensaios de resistência com objetivo de melhor compreender as características e comportamento tensão-deformação das argilas cinza-esverdeadas;

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. Argila cinza-esverdeada

O desenvolvimento da infraestrutura das grandes cidades como São Paulo e suas regiões metropolitanas têm obrigado a execução de muitas obras subterrâneas executadas sobre solos rijos e duros. Em sua grande maioria são obras de escavação subterrânea e fundações para suporte de grandes estruturas como pontes e viadutos. No território Paulista esses solos podem ser encontrados na Bacia Sedimentar de São Paulo, mais especificamente na Formação Resende.

A Bacia de São Paulo está localizada no Planalto Atlântico, na porção leste do Estado de São Paulo e possui área pouco superior a 1.000 km², apresenta rochas sedimentares distribuídas de forma irregular e espessura máxima contínua de 290 metros que pôde ser verificada por meio de sondagens realizadas (RICCOMINI *et al.*, 2004 e TAKIYA, 1991).

Esta Bacia faz parte de um conjunto de bacias que pertencem ao *Rift* Continental do Sudeste do Brasil (RCSB) e tem idade terciária, assentando-se sobre rochas ígneas e metamórficas do Cinturão de Dobramentos Ribeira e sua formação está relacionada a movimentações tectônicas. A deposição dos sedimentos ocorreu por meio de leques aluviais, planícies aluvial e lacustre no período paleogênico, e depósitos fluviais meandранtes, aluviais e coluviais no período Neogênico até o quaternário (RICCOMINI, 1989).

Segundo Gurgueira (2013), a Bacia de São Paulo é caracterizada pela heterogeneidade litológica e isto ocorre por uma herança de movimentos tectônicos que condicionaram a deposição dos sedimentos. Essa heterogeneidade existente pode trazer importantes implicações em obras subterrâneas e há uma dificuldade de caracterização dos materiais que compõe a bacia devido à ocupação urbana, porém, a grande quantidade de obras subterrâneas concluídas, em fase de projeto ou em fase de execução já nos fornece algumas importantes informações e nos dão a oportunidade de avançar ainda mais neste sentido.

Riccomini (1989) deu novo sentido acerca da litoestratigrafia da Bacia de São Paulo, pois a incluiu no RCSB e forneceu a sistematização das formações contidas na bacia que permanecem em uso até os dias atuais: Formação Resende, Formação Tremembé, Formação São Paulo e Formação Itaquaquetuba.

A Bacia de São Paulo após sua formação foi retrabalhada por falhas pós-sedimentares que modificaram seu relevo causando soerguimentos e abatimentos do maciço. O mapa de distribuição da bacia pode ser visto na Figura 2.1. Já a seção geológica com alterações provenientes do retrabalhamento devidos às falhas pode ser visto na Figura 2.2 (RICCOMINI *et al.*, 2004).

A Formação Resende ocupa praticamente todo preenchimento sedimentar da Bacia de São Paulo. As argilas cinza-esverdeadas e as areias basais, que compõem esta formação estão localizadas em camadas mais profundas, em torno da cota 725 m, geralmente abaixo do nível atual de drenagem.

Conforme Gurgueira (2013), a Formação Resende compreende duas litofácies principais, sendo a primeira composta por conglomerados polímiticos, interdigitados com arenitos e lâmitos arenosos formados a partir de leques aluviais proximais e

situam-se próximos do contato com o embasamento. A segunda é composta por arenitos intercalados com lâmitos e foi formada a partir de leques aluviais em posição distal, associados a rios entrelaçados, contém também esmectitas detríticas em sua composição, um argilomineral que indica características de expansividade, e indicam condições de semiaridez climática e drenagem ineficiente.

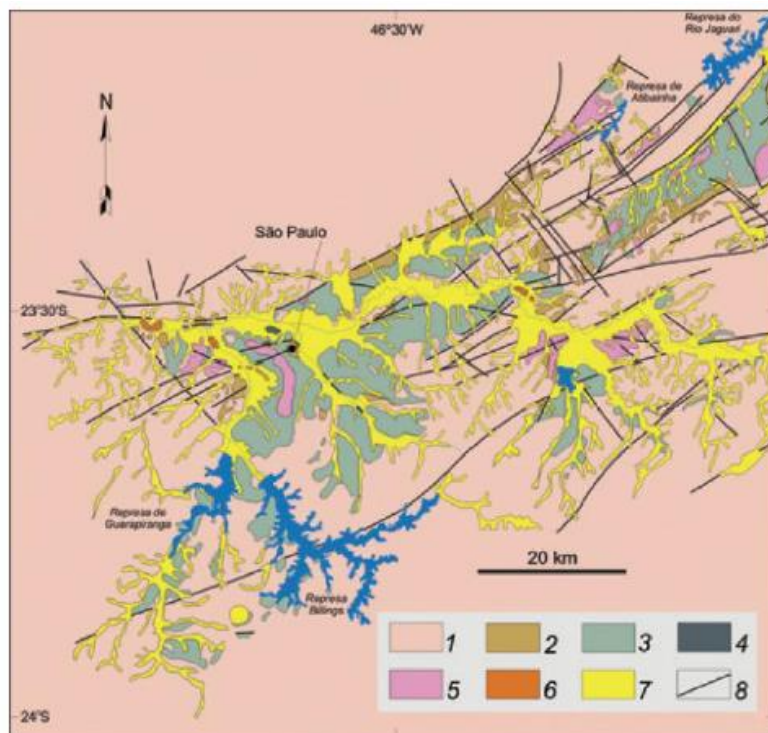


Figura 2.1 – Mapa geológico da Bacia de São Paulo e porção sudoeste da Bacia de Taubaté; 1) embasamento pré-cambriano; 2) Formação Resende (sistema de leques aluviais proximais); 3) Formação Resende (sistema de leques aluviais medianos a distais associados a planície aluvial de rios entrelaçados); 4) Formação Tremembé; 5) Formação São Paulo; 6) Formação Itaquaquecetuba; 7) sedimentos quaternários; 8) falhas cenozoicas, em parte reativadas do embasamento pré-cambriano. Fonte: Ricomini et al. (2004).

Em investigações já realizadas nas argilas cinza-esverdeadas foram identificadas características de cimentação na Formação Resende. De acordo com Gurgueira (2013), são geralmente arenitos ou lâmitos cimentados que apresentam elevada resistência à compressão. Este material muito duro impõe maior dificuldade de escavação com relação ao resto dos materiais que compõem os sedimentos da formação. Normalmente amostragens nestes materiais só são conseguidas através de sondagens rotativas (GURGUEIRA, 2013).

As argilas cinza-esverdeadas, pertencentes à Formação Resende, estão amplamente distribuídas na Bacia de São Paulo, geralmente localizadas abaixo do lençol freático. Descritas por Cozzolino (1972); Massad (1980); Gurgueira (2013),

entre outros, essas argilas exibem plasticidade de média a muito plástica, elevada coesão, consistência rija a dura e sobreadensamento elevado. A hipótese mais comum é que os processos erosivos removeram dezenas a centenas de metros de material sobrejacente a estas argilas. Outra hipótese diz respeito à compressão secundária e o envelhecimento de argilas (e.g. BJERRUM, 1973). Penna (1982) levanta ainda outras hipóteses como agentes químicos gerados durante os processos de intemperismo e cimentação (alteração de concentrações iônicas, alterações no pH, lixiviação, oxidação, entre outros) e ciclos de umedecimento e ressecamento causado por variações do nível de água.

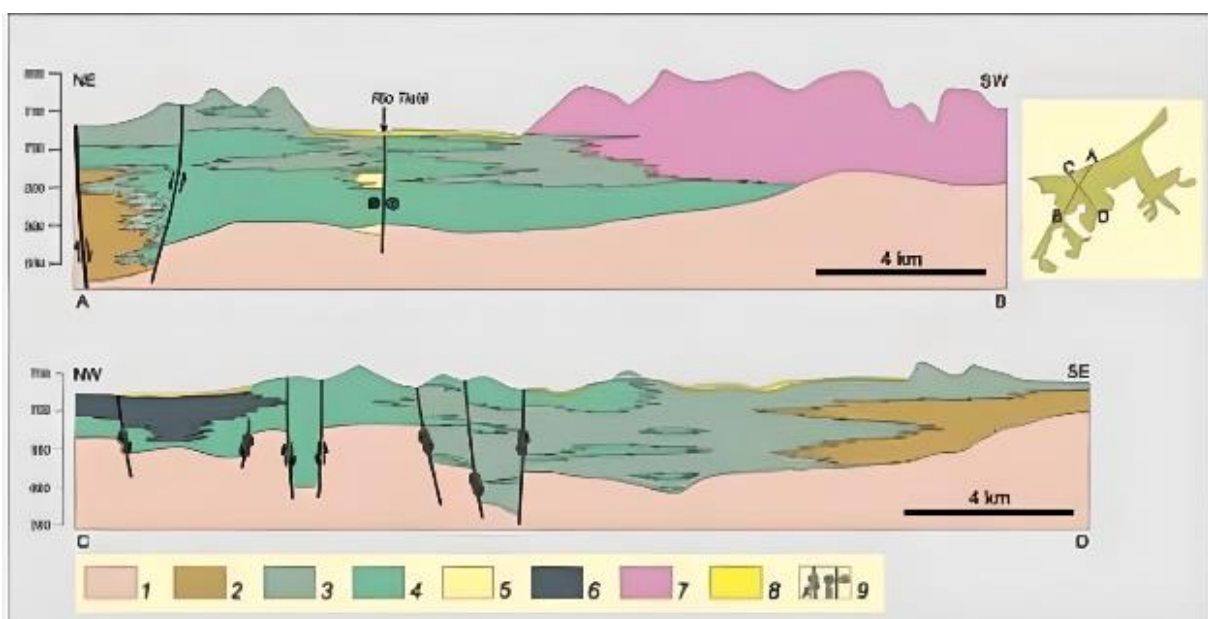


Figura 2.2 – Seções geológicas na Bacia de São Paulo construídas a partir de dados de sondagens para água subterrânea e observações de superfície - 1) embasamento pré-cambriano; 2) orto- e paraconglomerados de leques aluviais proximais da Formação Resende; 3) lamitos de leques aluviais medianos a distais da Formação Resende; 4) lamitos de leques aluviais distais e, principalmente, areias e conglomerados de sistema fluvial entrelaçado da Formação Resende; 5) predominância de areias grossas e conglomerados de sistema fluvial entrelaçado da Formação Resende; 6) sistema lacustre da Formação Tremembé; 7) sistema fluvial meandrante da Formação São Paulo; 8) aluviões quaternários; 9) falha normal (A) e falha transcorrente dextral (B). Para localização das seções na bacia ver esquema no canto superior direito da figura. Fonte: Riccomini et al. (2004).

O material pode estar associado a lentes de areias finas, argilosas e muito compactas, caracterizadas por uma coloração cinza escuro. Essas argilas são tipicamente encontradas em profundidades significativas (de 5 a 40 m em relação a superfície), ocasionalmente cobrindo os vales dos Rios Tietê e Pinheiros, conforme observado por Cozzolino (1972). Vargas (1992) acrescenta que essas argilas podem sobrepor-se ao embasamento pré-cambriano e às areias basais, com alternâncias em sua deposição ao longo de toda a extensão da Bacia de São Paulo.

Em geral, a maioria dos solos sedimentares naturais podem ser considerados como tendo uma estrutura que depende fortemente dos processos deposicionais e pós-deposicionais que o solo sofreu durante a sua história geológica (BURLAND, 1990, KAGAWA, 1992; DESAI & TOTH 1996; KU & MAYNE, 2013). Segundo diversos autores é fundamental compreender que quanto maior o grau estrutural do solo, maior a sua susceptibilidade à perturbação da amostragem (MESRI *et al.*, 1975, ASAOKA *et al.*, 2000, LIU & CARTER, 2002).

As argilas duras possuem particularidades importantes que tornam cada uma delas um material específico. Suas propriedades e características dependem de diversos fatores e, em geral, são materiais difíceis de serem amostrados, principalmente quando se encontram muito fissuradas (DEMARCHI, 2019).

As argilas rijas e duras, em particular a argila cinza-esverdeada, podem ser constituídas por uma rede de fissuras que formam pequenos blocos. As fissuras ocorrem geralmente nas regiões mais próximas do topo da camada e sua origem pode ser devido aos alívios de tensões causados pelos processos erosivos e/ou pelos processos de intemperismo físico e químico ao longo dos anos (PENNA, 1982).

Resultados de ensaios disponíveis na literatura mostram que as argilas cinza-esverdeadas têm granulometria essencialmente fina, apresentando fração de finos superior a 60% e a fração de areia composta basicamente por areia fina. Massad (1992) e Penna (1982) apresentam dados similares quanto ao limite de liquidez (40% a 75%) e limite de plasticidade (15% a 30%), situando-se acima da Linha A na carta de plasticidade. Já Negro *et al.* (2012) apresenta resultados que indicam essas argilas abaixo da linha A na carta de plasticidade. Os resultados de Demarchi (2019) apresentam 99% de fração de finos quanto a granulometria, limite de liquidez de 95% e limite de plasticidade de 40%, confirmando os resultados apresentados por Mendoza (2016) com solo do mesmo local e evidenciando a elevada heterogeneidade destas argilas.

As pressões de pré-adensamento obtidas em ensaios de adensamento realizados por Penna (1982) revelaram valores de até 2150 kPa. Pinto e Massad (1972) obtiveram valores que variaram entre 700 a 850 kPa. Pinto e Abramento (1998) em ensaios de pressiômetro encontraram valores de até 4800 kPa. Valores estes que não podem ser explicados apenas pelo histórico de tensões.

Os resultados dos ensaios realizados na região do Ibirapuera por Pinto e Abramento (1998) com pressiômetro auto-cravável Camkometer, mostram que a partir da profundidade de 12 metros há uma taxa de crescimento elevada da rigidez e da resistência de forma que apenas o histórico de tensões a que foi submetida a argila cinza-esverdeada não seria capaz de gerar tensões de pré-adensamento tão altas. Este fato corrobora com a ideia de que há outros aspectos que também colaboraram no processo de sobreadensamento. Nas camadas superiores apontam a possibilidade de se tratar de uma zona de argila cinza-esverdeada amolecida, onde deformações ocorridas muito lentamente provocaram perda parcial do elevado sobreadensamento.

Negro et al. (2012) também notaram a ocorrência de uma zona, que foi denominada por eles como “amolecida”, mais próxima ao topo da camada da argila cinza-esverdeada, e com o aumento da profundidade a resistência cresce com elevado gradiente. Ao realizarem ensaios com dilatômetro de Marchetti e ensaios de CPTu nas investigações para as obras da estação Sacomã do Metrô obtiveram valores de K_0 , s_u e RSA para a argila do local.

Galves e Massad (1982) realizaram ensaios de resistência ao cisalhamento em equipamento de cisalhamento direto, em amostras indeformadas da argila cinza-esverdeada, com o objetivo de obter dados sobre sua resistência de pico e residual. Seus resultados apontam coesão de pico da ordem de 35 kPa e ângulo de atrito de pico de 25° a 30°. Já a coesão residual é nula e o ângulo de atrito residual entre 10° e 14°.

Massad (1980) em ensaios triaxiais não drenados obteve ângulo de atrito efetivo variando entre 15 e 26 graus e coesão efetiva entre 40 e 70 kPa. Fontana (1978) em ensaios de compressão simples em amostras de argila cinza-esverdeada não intemperizada obteve valores de resistência ao cisalhamento entre 500 kPa e 1500 kPa. Demarchi *et al.* (2023) apontou ângulo de atrito de 21 graus e coesão nula em corpos de prova de argila cinza-esverdeada reconstituídos. Pioli (2023) apresenta coesão efetiva de 79 kPa e ângulo de atrito de 37° em amostra indeformada.

Pinto e Abramento (1998), a partir dos resultados do ensaio pressiométrico, determinaram valores do módulo de deformabilidade tangente inicial (E_i) entre 100 e 400 MPa, obtidos por meio de correlação com os valores do módulo de cisalhamento dinâmico adotando o valor de 0,5 para o coeficiente de Poisson. Negro *et al.* (2012)

apresentaram equações representativas do comportamento de deformabilidade das argilas cinza-esverdeadas da estação Sacomã por meio de ensaios DMT e ensaios triaxiais não drenados.

Demarchi (2019) e Pioli (2023) apresentaram curvas de decaimento do módulo de deformabilidade da argila cinza-esverdeada, obtidos a partir de ensaios triaxiais em amostras reconstituídas e indeformadas, respectivamente. Nesses ensaios os módulos são apresentados a partir de 0,1% de deformação, sendo estes níveis de deformação já considerados moderados a médios.

A Tabela 2.1 apresenta uma síntese dos principais dados disponíveis na literatura sobre investigações realizadas nas argilas cinza-esverdeadas.

Tabela 2.1 – Síntese das principais informações sobre as argilas duras cinza-esverdeadas disponíveis na literatura.

	Penna (1982)	Massad (2012)	Galves & Massad (1992)	Pinto & Abramento (1997)	Demarchi (2019)	Pioli (2023)
w₀ (%)	13 - 46	-	24 - 25	-	-	-
% < 2 μm	30 - 70	≥ 59	72 - 74	60	94	34
W_L (%)	32 - 94	50 - 90	76 - 85	50 - 90	95	40
W_P (%)	15 - 30	15 - 30	38 - 34	-	40	23
I_P (%)	15 - 60	30 - 60	38 - 51	30 - 60	55	17
ρ_s (g/cm³)	2,70 - 2,80	2,77	2,74 - 2,77	-	2,71	2,67
σ'_a (kPa)	≤ 2150	700 - 850	-	≤ 4800	-	1280
c' (kPa)	-	40 - 70	35	-	0	79
φ' (°)	-	15 - 26	25 - 30	-	21	37
c'_{res} (kPa)	-	-	0	-	-	0
φ'_{res} (°)	-	-	10	-	-	21
P_{exp} (kPa)	-	-	991 - 1040	-	-	56
G (MPa)	-	-	-	100 - 400	-	-
E (MPa)	-	-	-	156 - 912	8 - 120	-

2.2. Processos de formação das argilas sobreadensadas

Para compreender o comportamento das argilas rijas e duras é necessário primeiramente conhecer os processos envolvidos em sua formação e que ao longo dos anos devido aos diversos contextos geológicos-geotécnicos envolvidos o fizeram evoluir a sua situação atual.

O conhecimento do processo de formação desde a sedimentação das partículas até os processos geológicos que ocorreram posteriormente, variações do nível de água, umedecimento e ressecamento, sobreposição por novas e espessas camadas de outros materiais, processos erosivos, fissuração, intemperização etc., são essenciais para entender o comportamento das argilas rijas e duras.

Skempton (1970) estudou o processo de deposição de sedimentos argilosos, cobrindo uma faixa de materiais com limite de liquidez de 30% a pouco mais de 100%. Em seu trabalho apresentou curvas de compressão (Figura 2.3) com objetivo de representar o adensamento de argilas naturais, relacionando índice de vazios e o teor de umidade com a tensão vertical efetiva para os diversos tipos de sedimento. Deste estudo concluiu que estas relações são essencialmente lineares para argilas normalmente adensadas e que sua posição relativa depende da natureza e da quantidade de argilominerais presentes representados pelo limite de liquidez, definindo assim a Linha de Compressão de Sedimentação (SCL) de cada um dos solos analisados.

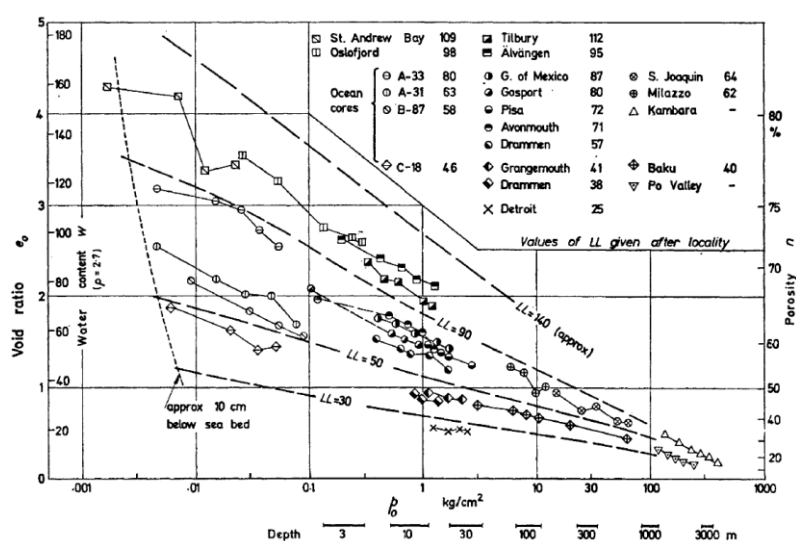


Figura 2.3 – Curvas de compressão de sedimentação para sedimentos argilosos normalmente adensados.

Fonte: Skempton (1970)

Skempton (1964) menciona que o processo de adensamento é o resultado de todos os processos que causam a transformação progressiva de um sedimento argiloso em forma de lama, como depositado originalmente, em um solo argiloso e finalmente em um argilito, siltito ou folhelho. Todo este processo inclui: ligações entre partículas, ressecamento, cimentação e, sobretudo a dissipação das poropressões com o aumento da sobrecarga.

Skempton (1964) explica o processo de formação de uma argila muito sobreadensada. Na Figura 2.4, o ponto (a) representa a deposição de sedimentos argilosos. Quando mais sedimentos são depositados, um ponto qualquer no interior do material anteriormente depositado tende a sofrer aumento da pressão efetiva e redução do teor de umidade e neste momento pode-se dizer que esta argila está normalmente adensada (b). A linha (a)–(c) representa a SCL da argila. As argilas sedimentares sobreadensadas são muito antigas e por isso foram submetidas a sobrecargas bastante elevadas devidas a deposição de novas camadas de mesmo material ou de materiais diferentes, que foram posteriormente removidas pela erosão causada pelo rebaixamento do nível do mar devido a glaciação ocorrida no fim do Pleistoceno. Neste momento a argila é deixada no estado sobreadensado (d).

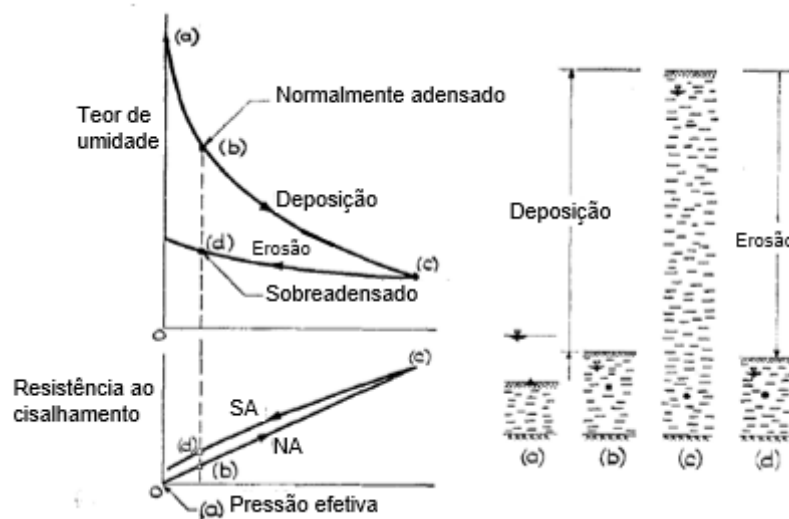


Figura 2.4 – Processo de formação de uma argila sobreadensada.

Fonte: Skempton (1964)

A remoção da sobrecarga promove um pequeno aumento no teor de umidade, mas ainda muito inferior a diminuição que ocorre durante o processo de adensamento. Por este motivo uma argila sobreadensada sob um certo nível de tensão efetiva terá umidade muito inferior a argila normalmente adensada. Isso indica que as partículas

se encontram num estado mais denso e é por este motivo também que sua resistência ao cisalhamento é maior que a da argila normalmente adensada (SKEMPTON, 1964).

2.3. Compressibilidade das argilas rijas e duras

A compressibilidade das argilas rijas e duras é bastante complexa. De acordo com Gasparre & Coop (2008) as curvas de compressão destas argilas não são somente afetadas pela natureza das amostras ensaiadas, mas também significativamente pela sua estrutura.

Segundo Burland (1990) os solos sobreadensados encontram-se numa trajetória de compressão que não coincide nem com a linha de compressão de sedimentação (SCL), nem com a linha de compressão intrínseca (ICL), e isso se deve a todo seu processo de formação mencionado no item 2.2. Quando as curvas de compressão ultrapassam a tensão de cedência, ou seja, a tensão de pré-adensamento, os solos perdem a influência de sua estrutura e passam a seguir trajetórias de compressão mais inclinadas em relação a SCL e caminham lentamente em direção a ICL, conforme demonstrado na Figura 2.5.

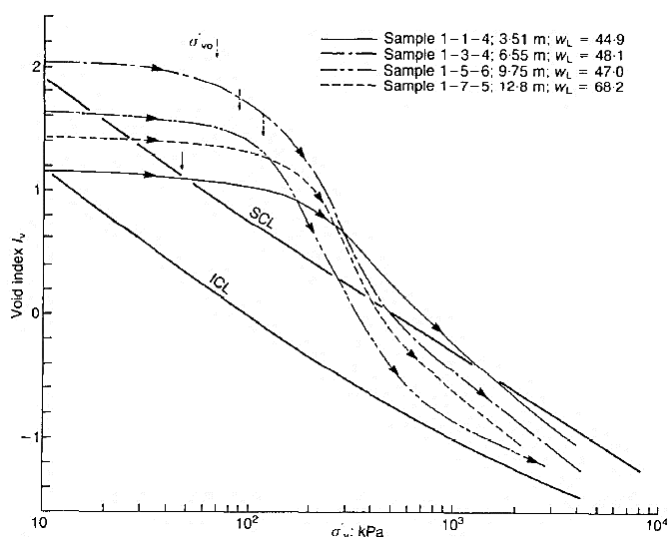


Figura 2.5 – Curvas de compressão oedométricas com trajetória de compressão em direção à ICL.

Fonte: Burland (1990)

Porém, em solos muito sobreadensados não ocorrem mudanças abruptas nas trajetórias de compressão, dificultando muito a determinação das tensões de pré-adensamento. As trajetórias de compressão apresentam-se curvilíneas sem mudança clara de comportamento que indique o caminhamento a ICL, conforme indica a Figura

2.6 referente a amostras da argila de Londres em diferentes profundidades (GASPARRE & COOP, 2008).

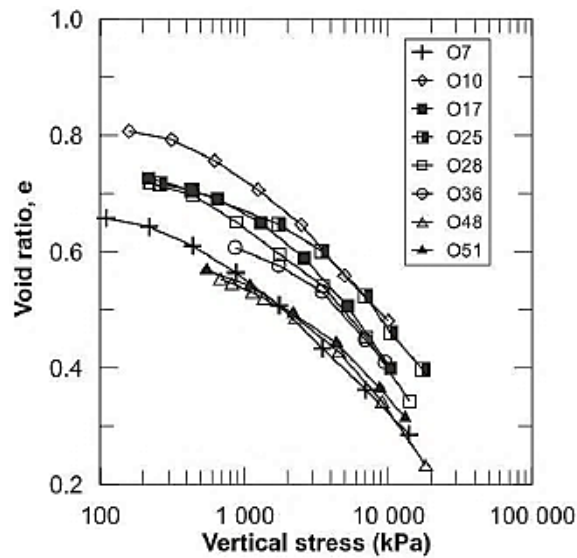


Figura 2.6 – Curvas de compressão da argila de Londres intacta em diferentes profundidades.
 Fonte: Gasparre & Coop (2008)

Comportamento similar pode também ser visto no coeficiente de compressibilidade (m_v). Em baixas tensões a variação gradual de m_v nas amostras intactas da argila de Londres de diferentes profundidades reflete a dificuldade em identificar a tensão de pré-adensamento nas argilas duras, e m_v continua a diminuir mesmo quando esses solos são submetidos a elevadas tensões (GASPARRE & COOP, 2008). A Figura 2.7 mostra este comportamento de m_v .

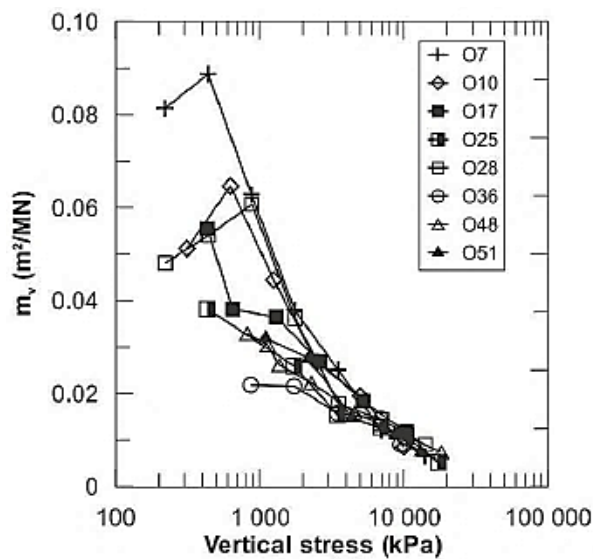


Figura 2.7 – Variação do coeficiente de compressibilidade em amostras de diferentes profundidades da argila de Londres.
 Fonte: Gasparre & Coop (2008)

Nota-se na Figura 2.7 que em determinado nível de tensões (acima de 5000 kPa) os valores de m_v tornam-se semelhantes mesmo para amostras de diferentes profundidades. Isso indica que é necessária a aplicação de tensões muito elevadas para que as argilas duras, muito sobreadensadas, apresentem mudança na sua trajetória de compressão. Além disso, mesmo quando superadas as tensões de pré-adensamento das argilas duras, as trajetórias de compressão reduzem a distância em relação a ICL, porém, ainda se mantém num estado fora da ICL (GASPARRE & COOP, 2008).

Em relação a argila cinza-esverdeada sabe-se que se encontram muito sobreadensadas e na literatura podem ser encontradas variações significativas da tensão de pré-adensamento, desde 700 kPa encontrados por Pinto & Massad (1972) a 4800 kPa apresentados por Pinto & Abramento (1998). A variação da tensão de pré-adensamento é um indicativo da heterogeneidade no comportamento das argilas cinza-esverdeadas. Apesar dos dados disponíveis na literatura, é importante ampliar o conhecimento sobre a compressibilidade desses materiais de formação tão complexa.

2.4. Resistência ao cisalhamento das argilas rijas e duras

A discussão a respeito dos parâmetros que devem ser utilizados em projetos executados em argilas rijas e duras, sejam eles relacionados a estabilidade de taludes, escavação para execução de túneis, apoio para elementos de fundação etc., tem sido constante ao longo dos anos, desde a primeira referência ao problema em argilas deste tipo feita por Terzaghi (1936).

De acordo com Skempton (1964) um solo argiloso, a depender de seu histórico de tensões e rupturas, pode apresentar três diferentes tipos de envoltórias de resistência ao cisalhamento: sobreadensada, normalmente adensada e residual. Os ensaios de resistência em argilas rijas e duras nos fornecem informações importantes como a resistência de pico, normalmente adensada ou *fully softened*, termo mais popular em inglês e a resistência residual (Figura 2.8), além de permitir a obtenção dos parâmetros de deformabilidade para níveis mais elevados de deformação.

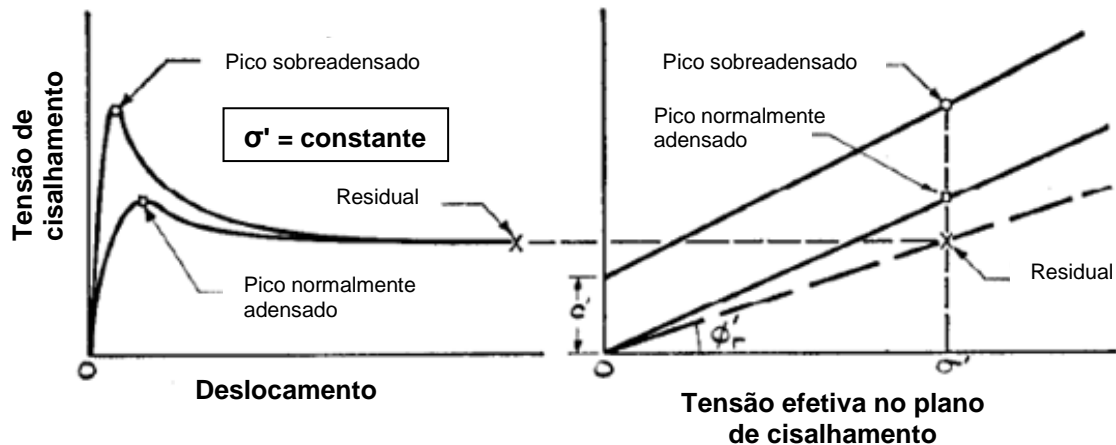


Figura 2.8 – Comportamento típico de argilas sobreadensadas e normalmente adensadas.
 Fonte: Adaptado de Skempton (1964)

Como visto na Figura 2.8, ao ser cisalhada a argila gera resistência ao cisalhamento crescente, porém, há um limite de resistência que esta argila pode apresentar sob uma dada tensão efetiva, e este limite é o que chamamos de resistência de pico. Passado o pico de resistência, à medida que o deslocamento aumenta na argila sua resistência diminui. Mas este processo também possui um limite que chamamos de resistência residual, que é a resistência que a argila mantém mesmo quando submetida a grandes deformações.

Skempton (1964) fornece evidências de que a resistência ao cisalhamento das argilas sobreadensadas em campo não pode ser inferior à sua resistência residual mesmo que tenham sido submetidas a grandes deformações, como no caso de ocorrência de uma ruptura ou deslizamento.

Outra característica importante das argilas sobreadensadas, quanto a suas propriedades de resistência, é a tendência a expandir, principalmente após atingirem o pico de resistência. Isto se deve em parte a um aumento do teor de umidade e sua elevada densidade. Outro fator também importante é o surgimento de finas faixas na superfície cisalhada orientadas na direção do cisalhamento imposto que podem indicar que as partículas de argila estão orientadas nesta mesma direção. A orientação das partículas na direção do cisalhamento pode ser um fator de redução da resistência das argilas sobreadensadas. E, embora outros autores afirmem que estes domínios de orientação já se iniciem em deformações pequenas, as evidências tanto em laboratório quanto em campo apontam a presença destes domínios

perfeitamente orientados em argilas submetidas a grandes deformações (GOLDSTEIN *et al.*, 1961 apud SKEMPTON, 1964).

A estrutura de disposição das partículas que está ligada aos processos de formação e evolução geológica exerce papel fundamental no comportamento das argilas quanto a suas características de resistência.

Neste contexto, um aspecto fundamental no comportamento das argilas sobreadensadas é sua estrutura “pós-sedimentação”. Esta estrutura se soma a estrutura gerada pela sedimentação e pela compressão virgem (normalmente adensada). Essas argilas possuem em geral uma tensão de fluência muito superior à máxima aplicada, o que leva a valores de K_0 superiores a unidade. A compreensão de como se desenvolve a estrutura “pós-sedimentação” e como seria sua variação com a profundidade ainda é um desafio (BURLAND, 1990).

Gasparre *et al.* (2007) apresentam algumas conclusões sobre estudos na argila de Londres, no qual sugerem que: a estrutura “pós-sedimentação” não afeta o módulo cisalhante quando se compara com amostras reconstituídas; o fissuramento natural da argila de Londres, que é um dos componentes dessa estrutura “pós-sedimentação”, tem um papel importante na redução da resistência. Segundo os autores, a estrutura da argila sobreadensada pode ser perturbada por compressão ou expansão, mas seu efeito na resistência não parece ser uniforme nem proporcional.

Estudos sobre a microestrutura da argila de Londres confirmaram que o nível de orientação preferencial das partículas e a estrutura compacta aumentam com a profundidade e a pressão máxima a qual o material já foi submetido. Além disso, a argila de Londres é muito fissurada em suas camadas superiores e as fissuras são conhecidas por terem um importante efeito no comportamento da massa de argila (HIGHT *et al.*, 2007).

Assim como a argila de Londres, muitas argilas sobreadensadas possuem fissuras e juntas, inclusive a argila cinza-esverdeada. Elas podem ter sua resistência diminuída, pois, estas fissuras, juntas ou até mesmo planos de ruptura pré-existentes (slickensides) agem, assim como em outros materiais sólidos, como concentradores de tensão, além de atuarem como planos de fraqueza do maciço, sendo pouco provável que a resistência numa fissura seja muito maior que sua resistência residual

(HIGHT *et al.*, 2007). Parece provável então que a resistência de uma argila muito sobreadensada fissurada esteja mais próxima de sua resistência residual e mais distante da resistência de pico (SKEMPTON, 1964).

Hight *et al.* (2007) aponta que as envoltórias de resistência da argila de Londres são crescentes com a profundidade, e as camadas mais profundas tendem a apresentar intercepto de coesão significativo refletindo uma estrutura mais compacta e a pouca ou nenhuma existência de fissuras.

Outro importante aspecto na resistência ao cisalhamento de argilas rijas e duras muito sobreadensadas é a influência do sobreadensamento nos parâmetros de resistência. Na mecânica dos solos é sabido que a resistência ao cisalhamento varia linearmente com a tensão normal em solos normalmente adensados, ou seja, em tensões normais acima da tensão de pré-adensamento, isto é (LADD, 1964):

$$\tau = \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad \text{Eq. 1}$$

Onde: τ – resistência ao cisalhamento

σ' – tensão normal efetiva

φ' – ângulo de atrito efetivo

Em solos sobreadensados, à medida que a tensão normal diminui em relação a tensão de pré-adensamento, a envoltória afasta-se também da linearidade, tornando-se curvilínea, como mostra a Figura 2.9. Nestes casos o trecho curvilíneo é normalmente substituído por uma reta que melhor se ajuste a envoltória. A equação desta reta que representa o trecho sobreadensado é (LADD, 1964):

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad \text{Eq. 2}$$

Onde: c' – intercepto de coesão efetiva

Analisando a Figura 2.9 vemos que as envoltórias representadas pelos índices b e c nos levam a determinar parâmetros de resistência (intercepto de coesão e ângulo de atrito efetivos) totalmente distintos. No caso da envoltória indicada pelo índice b há uma redução do ângulo de atrito e aumento do intercepto de coesão, já na envoltória indicada pelo índice c ocorre o contrário. Desta forma, no trecho sobreadensado os

parâmetros de resistência podem ser afetados pelo sobreadensamento a depender do nível de tensões a que será solicitado o solo em estudo.

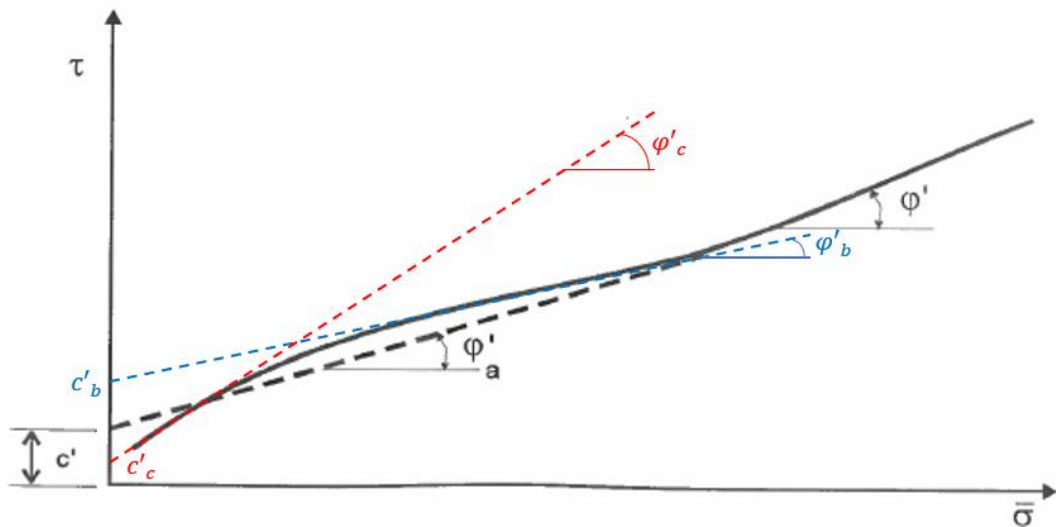


Figura 2.9 – Envoltória de resistência curva do trecho sobreadensado e ajuste da equação linear.
Fonte: Adaptado de Pinto (2006)

No Brasil, a respeito das argilas rijas e duras, em particular a argila cinza-verdeada, tem-se pouca informação. Portanto, é fundamental ampliar o conhecimento a respeito do comportamento desses materiais não apenas para fins de projeto, mas para estabelecer um avanço científico relacionado a formação e comportamento desse material.

2.5. Deformabilidade das argilas rijas e duras

A deformabilidade dos solos é o estudo das relações entre as tensões atuantes num solo e as deformações provocadas pela alteração de seu estado de tensões. No estado natural, os solos encontram-se normalmente num estado de equilíbrio de tensões, chamado de equilíbrio geostático. A execução de obras geotécnicas provoca alterações do estado de tensões no solo, e essas alterações resultam em deformações no qual as magnitudes dependem das propriedades de deformabilidade do solo em questão.

Diversos autores (e.g. BURLAND, 1989; KOVACEVIC *et al.*, 2007; HIGHT *et al.*, 2007; etc.) demonstraram que a correta determinação dos parâmetros de deformabilidade implementados em modelos numéricos de tensão-deformação em obras de fundações e escavações na região de Londres (argila de Londres), conduziu a obtenção de resultados mais consistentes com o comportamento de campo.

Retroanálises de algumas construções realizadas nos locais de ocorrência desta argila mostraram que os módulos de deformabilidade corretos eram muito maiores do que os obtidos pelos ensaios de rotina (BURLAND, 1989).

O comportamento das propriedades e deformabilidade é um assunto importante para os solos, especialmente aqueles que possuem características estruturais muito específicas como as argilas rijas e duras e cimentações (LUNNE *et al.*, 2007, RUIZ *et al.*, 2019), e os resultados existentes mostram que a perturbação produzida por uma escavação tem um impacto considerável sobre o comportamento de engenharia desse tipo de solo (LI *et al.*, 2020, ZHU *et al.*, 2021)

Segundo Clayton (2011) é preciso compreender que os solos são materiais particulados e não sólidos, que apresentam pelo menos duas e frequentemente três fases:

- a) uma estrutura, que configura um conjunto de partículas em contato e muitas vezes cimentadas umas às outras;
- b) um fluido nos poros, que normalmente é água para um solo saturado, e água e ar para um solo não saturado.

A rigidez estrutural de um solo não cimentado é função da tensão efetiva, e é geralmente baixa quando comparada a rigidez da água, que é incompressível. No caso de solos saturados, duas situações exigem a determinação de parâmetros de rigidez (CLAYTON, 2011):

- a) a situação não drenada, onde ocorreram deformações cisalhantes, mas o excesso de poropressão permanece e supõe-se a não ocorrência de deformações volumétricas devido à baixa permeabilidade do solo em relação a taxa de carregamento e a incompressibilidade do fluido dos poros em relação a sua estrutura.
- b) a situação drenada, onde ocorreram deformações volumétricas e cisalhantes e qualquer excesso de poropressão gerado durante o carregamento foi totalmente dissipado.

Desta forma, é conveniente a determinação do módulo de cisalhamento (G) em pequenas deformações, pois G é o mesmo para os casos drenados e não drenados, uma vez que as sollicitações produzem mudanças de forma sem alteração de volume,

e pode-se assumir então que a contribuição da água na rigidez é nula (CLAYTON, 2011).

Os parâmetros de rigidez podem, para fins práticos, ser considerados constantes em deformações pequenas, mas é esperada sua diminuição à medida que as deformações aumentam. Por isso é importante a determinação precisa destes parâmetros de acordo com o problema a ser solucionado, pois sua determinação incorreta pode trazer danos a funcionalidade das estruturas ou superdimensionar o projeto (CLAYTON, 2011).

Segundo Hight *et al.* (2007), a determinação da rigidez variando com as deformações em laboratório precisa ser realizada de maneira muito criteriosa e as condições de ensaio devem ser muito bem estabelecidas, pois, sabe-se que nas argilas rijas e duras há uma série de fatores que podem influenciar seu comportamento.

Segundo Hardin & Black (1969) o sobreadensamento afeta as medidas de G no trecho sobreadensado, caso dos ensaios nas argilas cinza-esverdeadas deste estudo. Neste trecho a variação de G_0 se deve aos valores do expoente de σ'_c , que segundo os autores variou entre 0 e 0,5. A Figura 2.10 mostra o comportamento idealizado de G_0 para ambos os trechos normalmente adensado e sobreadensado, como proposto por Hardin & Black (1969).

Embora o sobreadensamento exerça influência sobre as medidas de G , seu efeito nas curvas de redução do módulo cisalhante pode ser considerado pouco relevante, indicando que o módulo normalizado é pouco afetado pelo histórico de tensões de um determinado solo (KOKUSHO *et al.*, 1982). A Figura 2.11 apresenta as variações nas curvas de redução do módulo com a relação de sobreadensamento (OCR) variando entre 1 e 15.

A rigidez e a resistência das argilas rijas e duras são muito afetadas também pela fissuração. A fissuração faz com que a rigidez ao cisalhamento seja altamente não linear e contribui para acentuada anisotropia de rigidez e resistência ao cisalhamento (HIGHT *et al.*, 2007).

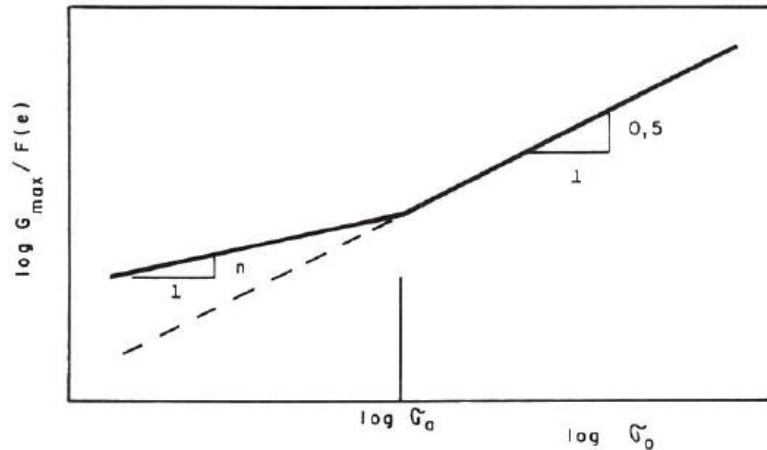


Figura 2.10 – Efeito do sobreadensamento nas medidas de G_0 .
 Fonte: Barros (1997)

Além disso, segundo Ladd (1964) perturbações em amostras tidas como indeformadas influem grandemente nas características de tensão-deformação dos solos. Em solos rijos e duros a sensibilidade aos efeitos de deformação é maior, portanto, as perturbações nestes solos são ainda mais prejudiciais as características tensão-deformação.

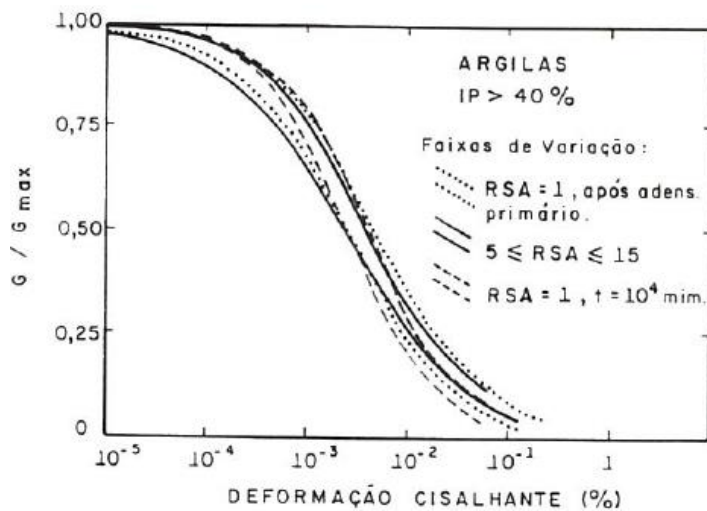


Figura 2.11 – Efeito do sobreadensamento nas curvas de redução do módulo cisalhante.
 Fonte: Kokusho *et al.* (1982) apud Barros (1997)

Para compreender corretamente as características de deformabilidade e rigidez dos solos, é preciso que os módulos de deformabilidade (E) e cisalhamento (G) sejam determinados corretamente, de acordo com as melhores técnicas disponíveis.

O módulo de cisalhamento G do solo é um dos parâmetros mais importantes na dinâmica dos solos e influencia o projeto de estruturas geotécnicas urbanas

(SENETAKIS *et al.*, 2013), e a pequenas deformações, o módulo de cisalhamento (G_{max} ou G_0) é amplamente considerado um parâmetro chave para descrever a rigidez dos solos para os mais diversos fins (HARDIN & BLACK, 1968).

Há diversos métodos para determinar estes parâmetros a partir de ensaios de campo e ensaios de laboratório. É necessário atentar-se aos níveis de deformação que o solo será submetido, pois, a escolha do melhor método deve estar ligada a faixa de interesse quanto as deformações. As faixas típicas de deformação comum as obras geotécnicas, assim como a curva característica do comportamento tensão-deformação de um solo são exemplificadas na Figura 2.12.

É muito comum na prática da engenharia a determinação dos módulos de deformabilidade a partir de ensaios triaxiais comerciais, porém, segundo Correia (2004), as deformações nos solos causadas pela aplicação dos carregamentos de obras, excluindo-se casos de solos compressíveis, eram consideravelmente muito baixas face às deformações obtidas nos ensaios tradicionais ou por correlações empíricas.

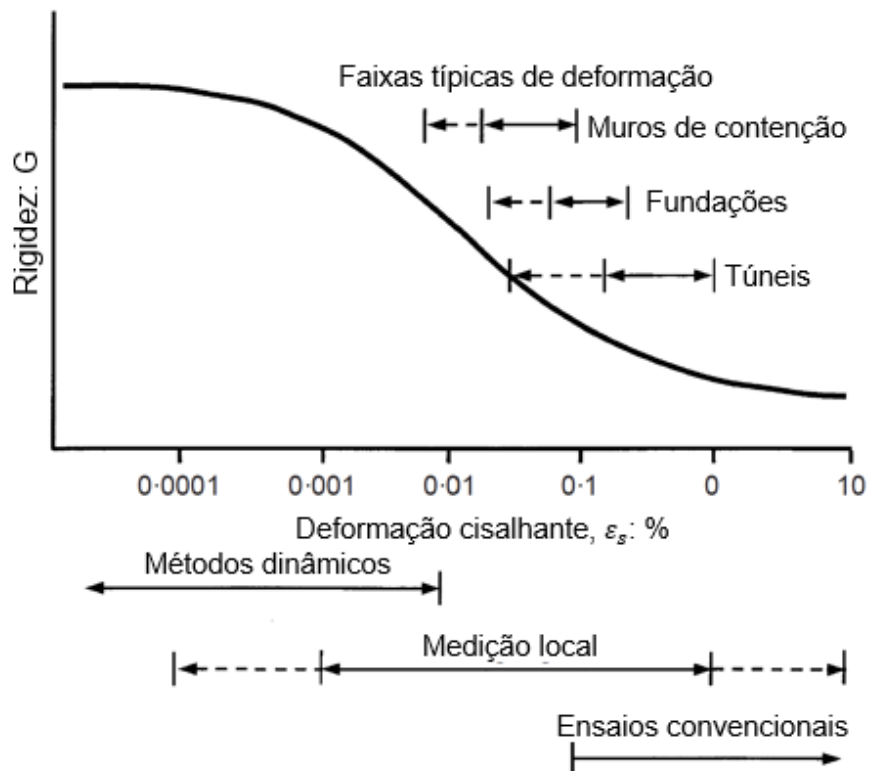


Figura 2.12 – Curva característica do comportamento de degradação da rigidez normalizada.
 Fonte: Atkinson & Salfors (1991) e Mair (1993) *apud* Clarke (2009)

De acordo com Barros (1997), muitas obras de engenharia requerem o conhecimento das propriedades dinâmicas dos solos. Esses problemas estão ligados por um lado a escalas de amplitudes de deformação muito baixas, como nas fundações para equipamentos de precisão, por exemplo. Já do outro lado da escala encontram-se problemas de amplitudes de deformações bastante elevadas, como, por exemplo, terremotos cabendo à engenharia minimizar seus efeitos.

Um dos métodos de laboratório mais utilizados para determinação de parâmetros dinâmicos é o ensaio de coluna ressonante. Neste equipamento o corpo de prova é submetido a solicitações de torque em amplitudes muito baixas de deformação (10-4% a 10-2%) (BARROS, 1997). Estas solicitações provocam um movimento em forma de ondas senoidais no corpo de prova, de onde é possível obter sua frequência de ressonância. A partir da teoria da propagação de ondas em barras é possível determinar o valor de G num determinado estado hidrostático de tensão.

Em ensaios dinâmicos são bastante utilizados também os sensores Bender Elements, que permitem a medição da velocidade de propagação de ondas de cisalhamento e de compressão ao longo dos corpos de prova. Com as medidas da velocidade de propagação de ondas é possível obter os módulos de rigidez e deformabilidade em níveis de deformação da ordem de $<10^{-3}\%$ (DYVIK & MADSHUS, 1985).

Medindo-se o módulo de cisalhamento dinâmico é possível obter os módulos de deformabilidade a partir de equação da Teoria da Elasticidade de Timoshenko (1934):

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{Eq. 3}$$

Onde: G – módulo de cisalhamento dinâmico

E – módulo de deformabilidade

ν – coeficiente de Poisson

Apesar da simbologia e o conceito serem os mesmos usados nas diversas áreas da engenharia, na mecânica dos solos é mais usual o termo “módulo de deformabilidade” devido ao comportamento mecânico dos solos. Os solos apresentam comportamento elástico apenas em deformações muitíssimo baixas. Nas demais

faixas de deformação seu comportamento é elastoplástico ou plástico, indicando materiais deformáveis e sendo esta a razão do uso deste termo.

Quanto ao coeficiente de Poisson (ν) Teixeira & Godoy (1996) recomendam valores entre 0,4 e 0,5 para argilas saturadas. Mayne & Poulos (1999) indicam que os valores de ν em situações drenadas são bem menores do que se acreditava, e indicam $\nu = 0,15 \pm 0,05$, porém, segundo os autores, para condições não drenadas em argilas saturadas $\nu = 0,5$. Mayne *et al.* (2001) apontam que nas análises estáticas em níveis baixos de deformação é recomendável tomar $\nu = 0,2$ para carregamentos drenados e $\nu = 0,5$ para carregamentos não drenados.

Pinto & Abramento (1998) realizaram ensaios com pressiômetro auto-cravável nas argilas cinza-esverdeadas da região do Ibirapuera com objetivo de determinar os módulos de cisalhamento e construir a curva característica de deformabilidade desta argila. Os resultados na Figura 2.13 indicam a elevada rigidez da argila cinza-esverdeada do local em que foram realizados os ensaios.

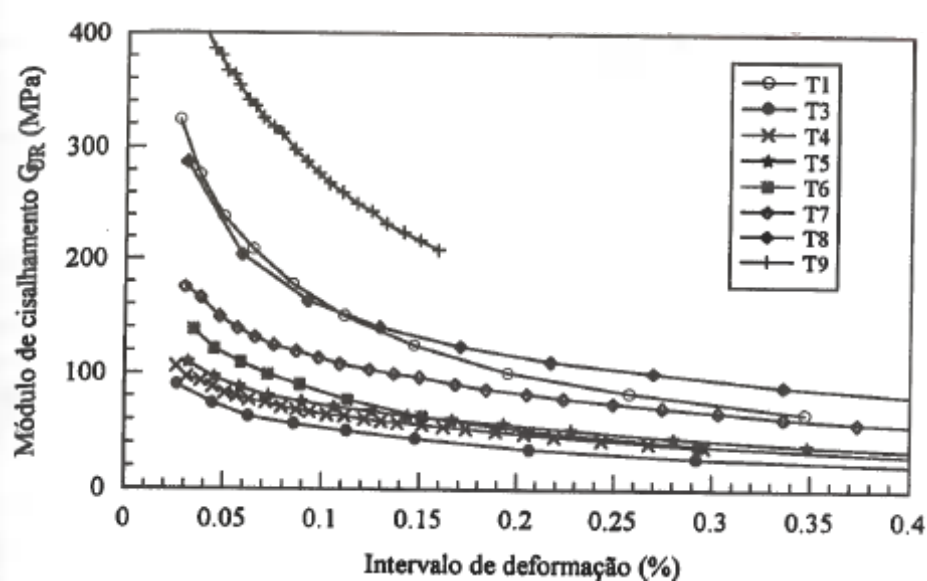


Figura 2.13 – Módulos de cisalhamento em função do intervalo de deformação.
Fonte: Pinto & Abramento (1998)

Os autores normalizaram os módulos de cisalhamento, a fim de construir a curva característica de rigidez das argilas cinza-esverdeadas, apresentada na Figura 2.14. Foi sugerido por eles uma curva de ajuste que representasse a variação do módulo de cisalhamento com a deformação para a argila cinza-esverdeada do Ibirapuera.

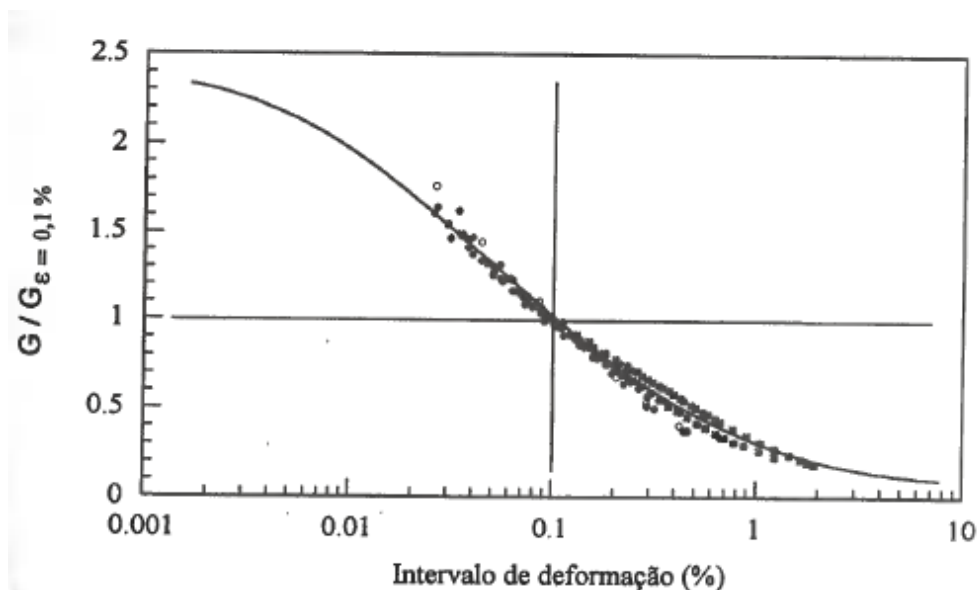


Figura 2.14 – Módulos de cisalhamento normalizados em função do intervalo de deformação.
 Fonte: Pinto & Abramento (1998)

3. MATERIAIS

Os materiais utilizados no estudo são provenientes de dois locais: da região do Jockey Club de São Paulo, nas imediações da avenida dos Tajurás identificados no trabalho como amostras da Cidade Jardim (CJ) e da região do bairro Água Branca em São Paulo, nas imediações da Marginal Tietê e Rua Santa Marina, identificados como amostras da Marginal Tietê (MT). A Tabela 3.1 apresenta a identificação das amostras, sua localização, cota e profundidade em relação ao nível atual do terreno.

Tabela 3.1 – Identificação das amostras utilizadas na pesquisa.

Identificação das Amostras	Local	Profundidade (m)	Cota (m)
CJ-AM-01	Cidade Jardim	15,0	706,0
CJ-AM-02	Cidade Jardim	10,0	711,0
MT-AM-01	Marginal Tietê	17,0	705,0
MT-AM-02	Marginal Tietê	22,0	700,0
MT-AM-03	Marginal Tietê	25,0	697,0
MT-AM-04	Marginal Tietê	30,0	692,0

A coleta das amostras da região da Cidade Jardim foi feita em 2018, em 2 profundidades diferentes, distando cerca de 5 metros uma da outra. Quando da realização dos ensaios para o presente estudo estas amostras encontravam-se

ressecadas devido ao tempo em que foram amostradas. Nos capítulos 5 e 6 trataremos com mais detalhes sobre o efeito do ressecamento das argilas cinza-esverdeadas no seu comportamento mecânico e em seus parâmetros geotécnicos.

As amostras da região da Marginal Tietê foram coletadas em 2022 e se encontram em condição natural. Foram feitas amostragens em 4 profundidades diferentes, não distantes mais 3 metros umas das outras em relação a suas coordenadas geográficas.

A coleta das amostras em forma de blocos indeformados, como é costumeiramente realizado na geotecnia, para as duas localidades onde foram feitas as amostragens foi inviável devido principalmente à dificuldade de escavação manual e, no caso da Marginal Tietê, a quantidade de fissuras existentes nas cotas mais superficiais. Portanto, as amostras usadas na pesquisa foram obtidas de blocos maiores que se desprendiam das paredes durante a escavação do maciço e que foram cuidadosamente coletados.

A Figura 3.1 apresenta fotos da amostra em condição natural da região da Marginal Tietê e da amostra da região da Cidade Jardim em momento anterior ao início dos ensaios. É claramente perceptível a diferença de coloração entre elas. A amostra natural apresenta coloração cinza-esverdeada com algumas superfícies já em início de oxidação identificadas pela coloração cor marrom. A oxidação é sempre superficial e ocorre por alterações químicas devido ao contato da amostra úmida com o oxigênio livre do ambiente atmosférico. Já a amostra ressecada apresenta coloração mais amarelada e opaca, com poucos pontos perceptíveis de coloração cinza indicando oxidação já avançada.

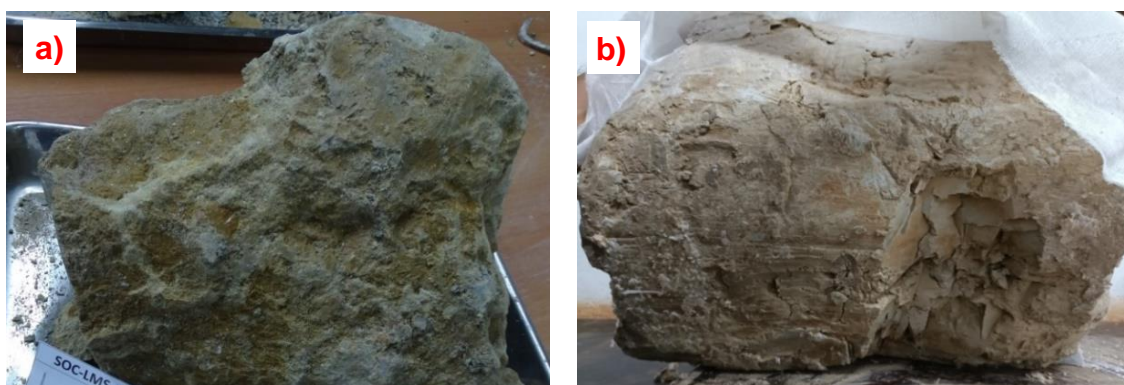


Figura 3.1 – Amostras da argila cinza-esverdeada natural da Marginal Tietê (a) e ressecado da Cidade Jardim (b).

4. ENSAIOS REALIZADOS E SEUS PROCEDIMENTOS

A presente pesquisa se divide em três etapas:

- i) caracterização e classificação das amostras disponíveis;
- ii) ensaios de laboratório;
- iii) análise e interpretação dos resultados.

Nos itens a seguir serão descritos detalhadamente os procedimentos utilizados no desenvolvimento da pesquisa.

4.1. Caracterização e classificação do solo

Para caracterizar e classificar as amostras utilizadas nesta pesquisa foram realizados ensaios de análise granulométrica, massa específica dos grãos, limites de consistência (limite de liquidez e limite de plasticidade) e massa específica aparente e teor de umidade ambos em condição natural.

Os ensaios de caracterização foram realizados seguindo os procedimentos descritos nas seguintes normas brasileiras:

- Análise Granulométrica – NBR 7181/2016 (versão corrigida em 2018) da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT);
- Massa Específica dos Grãos – NBR 6458/2016 (versão corrigida em 2017) da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT);
- Limite de Liquidez - NBR 6459/2016 (versão corrigida em 2017) da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT);
- Limite de Plasticidade - NBR 7180/2016 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT);
- Massa específica aparente natural – NBR 16867/2020 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

Integra também a etapa de caracterização e classificação das argilas cinza-esverdeadas a realização de ensaios de análise mineralógica por difração de raios x. Estes ensaios são usados para identificar os argilominerais presentes no solo. Os

ensaios foram realizados de acordo com procedimento IPT15742 – CTOBRAS-LMCC-Q-PE-092 (2015).

Além dos ensaios já mencionados, a caracterização da argila cinza-esverdeada também contempla a determinação de sua curva de retenção de água. Esses ensaios fornecem a relação da sucção atuante num solo e seu teor de umidade. Esta relação é representada pela curva de retenção de água (SWRC – soil water retention curves). Obtida a curva de retenção de água de uma determinada amostra, é possível definir a sucção atuante para qualquer teor de umidade em que ela se encontre. Todas as técnicas de medidas de sucção requerem troca de água entre o solo e sistema de medição.

Os ensaios nas amostras da região da Cidade Jardim foram realizados no Laboratório de Geotecnia do IGc seguindo as técnicas descritas nos próximos parágrafos. Os ensaios nas amostras da região da Marginal Tietê foram realizados no Laboratório de Áreas Contaminadas e Resíduos da Seção de Investigações, Riscos e Gerenciamento Ambiental (SIRGA) do IPT, utilizando apenas duas das técnicas que serão apresentadas a seguir, sendo elas a da placa de sucção e a da placa de pressão.

A construção da curva de retenção de água consistiu na utilização de três técnicas: placa de sucção, placa de pressão e a técnica do papel filtro.

Os corpos de prova foram moldados em moldes de PVC com diâmetro aproximado de 48 mm e altura de 30 mm. Esses moldes são biselados em uma de suas extremidades e o solo foi manualmente cortado aos poucos, de forma que fosse se encaixando lentamente ao interior do molde. Foram determinados antes do início dos ensaios o teor de umidade das amostras, verificadas suas dimensões e medido o seu peso.

Na técnica da placa de sucção as amostras foram colocadas sobre uma pedra porosa saturada, saturadas inicialmente por capilaridade e mantidas protegidas contra evaporação. A pressão do ar nesta etapa é constante e igual à pressão atmosférica e a sucção é aplicada na amostra por meio de pressão negativa na água imposta por uma coluna de água em um nível mais baixo que o do C.P. Esta técnica é usada para impor baixos níveis de sucção, entre 10 e 25 kPa (VILAR, 2021).

A técnica da placa de pressão impôs aos corpos de prova sucções da ordem de 50 a 400 kPa. Esta técnica consiste em uma câmara hermeticamente fechada que possui em sua base uma pedra porosa de alta pressão de entrada de ar que deve estar saturada. São aplicadas pressões de ar no interior da câmara induzindo o fluxo de saída de água do corpo de prova. Após o equilíbrio entre a sucção do corpo de prova e a pressão de ar, o fluxo deixa de ocorrer indicando a estabilização da sucção naquele nível em que foi imposta (VILAR, 2021).

Segundo Chandler *et al.* (1996) a técnica do papel filtro baseia-se no princípio de absorção e equilíbrio. O papel filtro é um material poroso com alta capacidade de absorção de água e quando colocado em contato com o solo irá absorver sua umidade até que o teor de umidade entre o papel filtro e a amostra se equilibre.

O papel filtro foi colocado em contato com o topo e a base dos corpos de prova e mantido por cerca de sete dias em recipiente hermético para que o equilíbrio fosse atingido. Havendo o equilíbrio, o teor de umidade do papel filtro é determinado, e por meio da equação proposta por Chandler & Gutierrez (1986), para o tipo de papel filtro utilizado, têm-se o valor da sucção da amostra de solo. O papel filtro utilizado foi o Whatman nº 42 da Whatman International Limited.

Ao final de cada medição das três técnicas utilizada os corpos de prova foram pesados e medidos para determinação de seu teor de umidade e variação de volume durante o ressecamento.

Também foi utilizado o equipamento para medição de sucção total WP4C da empresa Meter Group. Esse equipamento baseia-se na técnica da determinação do ponto de orvalho. A técnica deste equipamento está relacionada com a determinação da umidade relativa do ar em equilíbrio com o solo. A amostra é colocada num recipiente plástico e inserida em uma câmara hermeticamente fechada. Maiores detalhes do equipamento em Besso *et al.*, (2017).

Foram então moldados novos corpos de prova, com dimensões de 35 mm de diâmetro e 6,0 mm de altura. Essas dimensões são as dimensões máximas possíveis para o WP4C. O objetivo destas novas medições foi validar o uso do equipamento para medições da sucção nas argilas cinza-esverdeadas, comparando seus resultados com os resultados obtidos nas três técnicas convencionais, além disso

verificar se há ocorrência de histerese nessas argilas. Para isso, foram realizadas medições em duas etapas: secagem e umedecimento. Os dados dos corpos de prova serão apresentados no item 5.1.4.

4.2. Ensaio de adensamento

Os ensaios de adensamento foram realizados em célula de adensamento convencional e seguiram os procedimentos descritos na norma NBR 12007/1990 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

Foram realizados 13 ensaios de adensamento com corpos de prova talhados a partir das amostras indeformadas da Marginal Tietê e ressecadas da Cidade Jardim. Nestes ensaios variaram-se alguns procedimentos durante suas execuções para verificar identificar diferenças no comportamento das argilas cinza-esverdeadas quanto às suas características de expansão e compressibilidade, além de tentar melhorar a definição da linha de compressão virgem.

Foram executados dois tipos de ensaio: expansão livre (EL), onde a expansão do corpo de prova ocorria livremente na etapa de inundação, e volume constante (VC), onde a expansão foi impedida nesta etapa, medindo-se a pressão necessária para impedir tal expansão. A Tabela 4.1 apresenta relação de ensaios realizados e seus detalhes de execução.

Tabela 4.1 – Síntese dos ensaios de adensamento realizados.

Identificação das Amostras	Identificação do CP	Tipo de ensaio	σ'_v (kPa)
CJ-AM-01	A-1	EL	5120
CJ-AM-01	A-2	VC	5000
CJ-AM-01	A-3	VC	5000
CJ-AM-02	A-4	EL	5120
MT-AM-01	A-5	VC	5000
MT-AM-01	A-6	VC	5000
MT-AM-02	A-7	VC	5000
MT-AM-02	A-8	EL	10240
MT-AM-03	A-9	VC	5000
MT-AM-04	A-10	EL	5000
MT-AM-04	A-11	EL	5000
MT-AM-04	A-12	VC	5000
MT-AM-04	A-13	EL	10240

A Figura 4.1 ilustra corpos de prova talhados em seus respectivos anéis metálicos ao final do ensaio, em ensaios do tipo EL. Foram ensaiados corpos de prova com diâmetro de 50 mm e 71,5 mm. Em seguida os corpos de prova foram levados a prensa de adensamento e deu-se início aos ensaios.

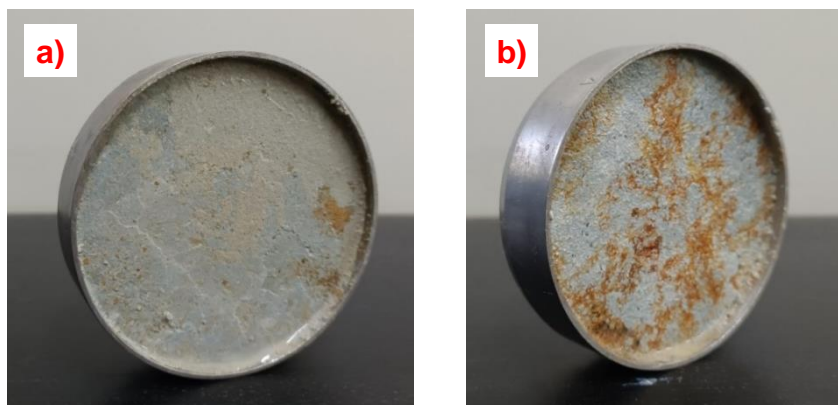


Figura 4.1 – Corpos de prova talhados para o ensaio de adensamento com expansão permitida: a) amostra CJ-AM-01; b) amostra CJ-AM-02.

Todos os ensaios de adensamento foram realizados com estágios de carregamento e descarregamento. Os ensaios do tipo EL iniciaram a fase de carregamento com a pressão de 5 kPa, exceto os ensaios realizados na amostra MT-AM-04 da Marginal Tietê, que iniciaram o carregamento com $\sigma'_v = 10$ kPa. Nos ensaios do tipo VC os corpos de prova se mantiveram sem variação de volume até a pressão de expansão estabilizar indicando sua definição. A partir dessa pressão aplicou-se as demais pressões subsequentes.

Os incrementos de carga nas etapas subsequentes foram feitos dobrando-se a carga anteriormente aplicada e mantidos até a estabilização dos recalques. Normalmente, os incrementos são mantidos durante pelo menos 24 horas, porém, em alguns ensaios esse período foi reduzido devido a rápida estabilização dos recalques. Essa redução de tempo foi possível devido as amostras muito densas e baixo índice de vazios, portanto, os recalques não exigem tanto tempo para estabilizarem e este procedimento pôde ser adotado.

A etapa de descarregamento seguiu o mesmo procedimento adotado para a etapa de carregamento, porém os descarregamentos foram feitos em menor quantidade de estágios.

Os resultados dos ensaios de adensamento permitiram a construção das curvas de adensamento, representadas pelo índice de vazios versus o logaritmo da tensão vertical efetiva ($e \times \log \sigma'_v$). Construídas as curvas foi possível obter o índice de compressão (C_c), índice de re-compressão (C_r), índice de expansão (C_e) e as tensões de pré-adensamento (σ'_a) em cada uma delas.

4.3. Ensaio de resistência ao cisalhamento

Os ensaios de resistência ao cisalhamento foram realizados em prensa triaxial do tipo Bishop-Wesley. Foram realizados vinte e um ensaios adensados isotropicamente e não drenados, saturados por aplicação de contrapressão (CIU), seguindo os procedimentos descritos na norma ASTM D4767-11(2020) da American Society for Testing and Materials.

Os corpos de prova foram moldados a partir das amostras indeformadas com dimensões aproximadas de 38 mm de diâmetro e 80 mm de altura. A Figura 4.2 ilustra o processo de moldagem dos corpos de prova.



Figura 4.2 – Processo de moldagem de corpo de prova para o ensaio triaxial: a) início da moldagem do corpo de prova; b) redução do diâmetro do corpo de prova para as medidas do ensaio; c) corpo e prova ao término da moldagem.

Após o fim da preparação dos corpos de prova, eles foram levados à câmara triaxial e envolvido em membrana de látex impermeável. Foi utilizado papel filtro úmido tanto na base quanto no topo dos corpos de prova na montagem do ensaio. Após o término da montagem, iniciou-se a saturação do corpo de prova feita pela aplicação de contrapressão em estágios de 15 kPa mantendo uma tensão efetiva positiva (σ'_3)

de 10 kPa. O procedimento de saturação foi mantido até que o valor do parâmetro B de 0,98 fosse atingido ($B = \Delta u / \sigma_c$).

Terminada a saturação dos corpos de prova iniciou-se a etapa de adensamento. Foram adotadas quatro pressões de confinamento nesta etapa, são elas: 50, 100, 200 e 400 kPa. A duração da etapa de adensamento dependeu da dissipação das poropressões geradas pelo carregamento isotrópico.

Ao fim do adensamento foi iniciada a fase de cisalhamento dos corpos de prova, onde a tensão axial foi aumentada gradual e continuamente até a ruptura do corpo de prova. Durante a etapa de cisalhamento foram medidos os excessos de poropressão gerados pelo carregamento axial, pois, se tratava de ensaios não drenados e, portanto, não foi permitida a drenagem nesta etapa. Os ensaios foram realizados com deformação controlada e a velocidade de deformação adotada nos ensaios foi de 0,04% por minuto. As velocidades empregadas em cada um dos ensaios constam na Tabela 4.2. Os corpos de prova foram cisalhados até deformações da ordem de 18% a 20%.

A Tabela 4.2 fornece um resumo dos ensaios triaxiais realizados bem com a nomenclatura adotada para cada um dos corpos de prova, sua identificação e uma breve descrição do tipo de ensaio. Os dois primeiros caracteres indicam a localização das amostras (CJ – Cidade Jardim ou MT – Marginal Tietê), seguidos pela identificação da ordem de amostragem no local (AM-01, AM-02 etc.), seguidos do tipo de ensaio (CIU – Consolidated Isotropic Undrained) e pela pressão de confinamento ao qual foi realizado (50, 100, 200 e 400 kPa).

Os resultados dos ensaios triaxiais e a análise das trajetórias de tensões estão apresentados no item 5.3.

4.4. Ensaios dinâmicos de laboratório em pequenas deformações

Foram realizados em laboratório ensaios dinâmicos de dois tipos: coluna ressonante e medida da velocidade de propagação de ondas cisalhantes com uso de sensores Bender Elements. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos do IPT e seus procedimentos serão descritos nos itens a seguir.

Tabela 4.2 – Identificação dos ensaios triaxiais de resistência ao cisalhamento.

Identificação da Amostra	Ensaio	σ_3 (kPa)	Identificação do CP	Nomenclatura
CJ-AM-01	CIU	50	T-1	CJ-AM-01_CIU_50
		100	T-2	CJ-AM-01_CIU_100
		200	T-3	CJ-AM-01_CIU_200
		400	T-4	CJ-AM-01_CIU_400
CJ-AM-02	CIU	50	T-5	CJ-AM-02_CIU_50
		100	T-6	CJ-AM-02_CIU_100
		200	T-7	CJ-AM-02_CIU_200
		400	T-8	CJ-AM-02_CIU_400
MT-AM-01	CIU	50	T-9	MT-AM-01_CIU_50
		100	T-10	MT-AM-01_CIU_100
		200	T-11	MT-AM-01_CIU_200
		400	T-12	MT-AM-01_CIU_400
		200	T-13	MT-AM-01_CIU_200R
MT-AM-02	CIU	50	T-14	MT-AM-02_CIU_50
		100	T-15	MT-AM-02_CIU_100
		200	T-16	MT-AM-02_CIU_200
		400	T-17	MT-AM-02_CIU_400
MT-AM-03	CIU	50	T-18	MT-AM-03_CIU_50
		100	T-19	MT-AM-03_CIU_100
		200	T-20	MT-AM-03_CIU_200
		400	T-21	MT-AM-03_CIU_400

4.4.1. Ensaios de coluna ressonante

Os corpos de prova usados nos ensaios de coluna ressonante (CR) foram talhados a partir das amostras indeformadas naturais e ressecadas com dimensões de aproximadamente 35,7 mm de diâmetro e 80 mm de altura.

Finalizada a etapa de preparação do corpo de prova, ele foi levado à câmara triaxial específica para realização do ensaio de coluna ressonante e envolvido em membrana de látex impermeável. Após o término da montagem, a câmara foi parcialmente preenchida com água até que o corpo de prova ficasse imerso.

No caso das amostras ressecadas em que foram realizados ensaios com corpo de prova saturado, os corpos de prova após moldagem foram inicialmente levados a

câmara triaxial do tipo Bishop-Wesley e adotados os mesmos procedimentos de saturação por aplicação contrapressão usados no ensaio triaxial e somente após a saturação dos corpos de prova eles foram levados a câmara para execução do ensaio de coluna ressonante. Esse procedimento foi necessário devido ao fato da câmara do ensaio de CR não permitir saturação por contrapressão.

Terminada a montagem do ensaio de coluna ressonante, iniciou-se a etapa de adensamento. Foram adotadas quatro pressões de confinamento, são elas: 50, 100, 200 e 400 kPa. A etapa de adensamento teve duração de aproximadamente 24 horas e foi medido o ganho de rigidez por meio da determinação do módulo de cisalhamento dinâmico ao longo dessa etapa. O módulo de cisalhamento dinâmico pôde ser obtido por medidas da frequência e amplitude de deformação a partir de ondas senoidais. O torque foi imposto durante a fase adensamento e mantido em torno de 25 volts em todos os ensaios realizados.

Ao final do período de adensamento foi realizada a degradação do módulo de cisalhamento elevando-se o torque nos ensaios e, portanto, aumentando o nível de deformação a que o corpo de prova é submetido. Neste procedimento o valor do torque é dobrado até que se atinjam deformações mais elevadas, da ordem de $10^{-2}\%$, ou se chegue ao limite de capacidade do equipamento, esta última somente aplicável ao último estágio de pressão de confinamento, a fim de evitar deformações excessivas ao corpo de prova.

O processo de degradação seguiu o procedimento sugerido por Barros (1997). Neste procedimento as magnitudes de torque são dobradas de um ponto ao outro, tomando o cuidado de não se atingir deformações muito elevadas que causem mudanças irreversíveis ao CP. Em seguida, retorna-se a magnitude de torque mínima usada na etapa de adensamento e faz-se nova leitura. Este procedimento é repetido até que se tenha dados suficientes para construção das curvas.

No cálculo dos módulos e deformações da etapa de degradação, para obter a relação G/G_0 usa-se sempre o último valor medido com aplicação da amplitude de torque mínima. Dessa forma não é necessário aguardar a recuperação completa dos níveis de rigidez para efetuar a medida seguinte de degradação.

A Tabela 4.3 fornece um resumo dos ensaios de coluna ressonante realizados, a nomenclatura adotada, além da condição do ensaio e pressão de confinamento. Assim como nos ensaios triaxiais, os dois primeiros caracteres seguidos dos 4 seguintes indicam a localização da amostra (CJ – Cidade Jardim ou MT – Marginal Tietê) e a ordenação das amostras (AM-01, AM-02 etc.), respectivamente. CR indica o ensaio de coluna ressonante, seguido dos dois a três últimos caracteres que indicam a pressão de confinamento no qual foi realizado o ensaio.

Os resultados dos ensaios de coluna ressonante permitiram a obtenção do módulo de cisalhamento dinâmico (G_0) para cada uma das tensões ensaiadas e foi possível a construção do trecho inicial das curvas de decaimento do módulo de deformabilidade com o aumento das deformações. O módulo de deformabilidade pôde ser obtido por meio da Equação 1. Estas curvas complementadas pelos dados dos ensaios triaxiais fornecem a variação dos módulos de deformabilidade para diversos níveis de deformação desde muito pequenas ($10^{-4}\%$) até deformações moderadas ($10^{-2}\%$). A Figura 4.3 ilustra o corpo de prova de um dos ensaios realizados e o equipamento utilizado.

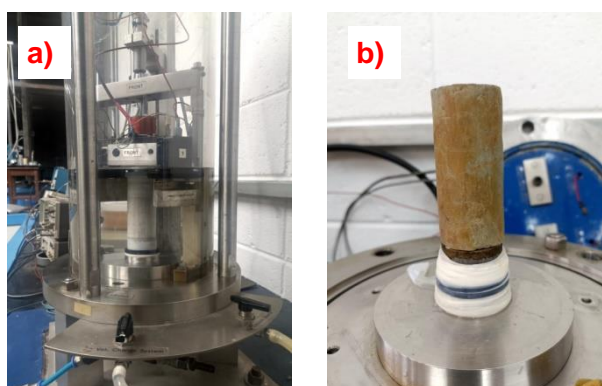


Figura 4.3 – Detalhes do ensaio de coluna ressonante: a) detalhe do corpo e prova no interior da câmara; b) corpo de prova após o término do ensaio.

4.4.2. Ensaios de medição da velocidade de propagação de ondas cisalhantes com uso de sensores Bender Elements

Os Bender Elements (BE) utilizados nos ensaios realizados são sensores acoplados no pedestal e no cabeçote de um equipamento triaxial convencional. Possuem 6 mm de comprimento, sendo 3 mm embutidos no cabeçote e pedestal e 3 mm expostos para serem inseridos no solo a ser ensaiado, e 1 mm de espessura.

Tabela 4.3 – Descrição e detalhes de execução dos ensaios de coluna ressonante.

Identificação da Amostra	Identificação do CP	Condição do ensaio	σ'_c (kPa)	Nomenclatura
CJ-AM-01	CR-1	Saturado	50	CJ-AM-01_CR_50
			100	CJ-AM-01_CR_100
			200	CJ-AM-01_CR_200
			400	CJ-AM-01_CR_400
	CR-2	Ressecado	50	CJ-AM-01_CR_50R
			100	CJ-AM-01_CR_100R
			200	CJ-AM-01_CR_200R
			400	CJ-AM-01_CR_400R
CJ-AM-02	CR-3	Saturado	50	CJ-AM-02_CR_50
			100	CJ-AM-02_CR_100
			200	CJ-AM-02_CR_200
			400	CJ-AM-02_CR_400
	CR-4	Ressecado	50	CJ-AM-02_CR_50R
			100	CJ-AM-02_CR_100R
			200	CJ-AM-02_CR_200R
			400	CJ-AM-02_CR_400R
MT-AM-01	CR-5	Natural	50	MT-AM-01_CR_50
			100	MT-AM-01_CR_100
			200	MT-AM-01_CR_200
			400	MT-AM-01_CR_400
MT-AM-02	CR-6	Natural	50	MT-AM-02_CR_50
			100	MT-AM-02_CR_100
			200	MT-AM-02_CR_200
			400	MT-AM-02_CR_400
MT-AM-03	CR-7	Natural	50	MT-AM-03_CR_50
			100	MT-AM-03_CR_100
			200	MT-AM-03_CR_200
			400	MT-AM-03_CR_400

Normalmente os sensores devem ser cuidadosamente cravados no topo e na base do corpo de prova na montagem do ensaio evitando submeter a amostra a perturbações excessivas nesse processo, porém, no caso das amostras deste estudo, muito duras, a cravação não foi possível. Foram então abertas pequenas cavas manualmente com ferramenta cortante na base e no topo do corpo de prova, e então inseridos os sensores nestas cavas.

Foi realizado um único ensaio com uso dos sensores Bender Elements na primeira amostra da Cidade Jardim (CJ-AM-01). O corpo de prova usado no ensaio BE foi moldado com dimensões de aproximadamente 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Após a preparação do CP procedeu-se a sua montagem e saturação que seguiu os mesmos procedimentos adotados nos ensaios triaxiais, inclusive adotando mesmo valor do parâmetro B. Terminada a saturação dos corpos de prova iniciou-se a etapa de adensamento. Foram adotadas sete pressões de confinamento, são elas: 10, 20, 50, 100, 200, 400 e 800 kPa. A etapa de adensamento teve duração de cerca de 24 horas em cada estágio de pressão.

Após o fim do adensamento foram realizadas medidas da velocidade de propagação de ondas de cisalhamento (V_s) ao longo do corpo de prova. Foram realizadas estas medidas em pelo menos três frequências diferentes em cada estágio de pressão, para avaliar a frequência que apresenta mais similaridade entre a onda de fonte e a onda recebida. O equipamento utilizado permite a imposição do período e sabe-se que a frequência é o inverso do período, portanto, ao variar o período imposto no software do equipamento varia-se a frequência de ensaio.

A velocidade da onda cisalhante é dada pela razão do comprimento percorrido e o tempo necessário para percorrer essa distância. A distância percorrida pela onda cisalhante deve ser a distância entre a ponta externa dos sensores BE, portanto deve ser descontado o comprimento dos sensores BE que foram inseridos nos corpos de prova. Deve ser também descontado do tempo de viagem da onda cisalhante, para o correto cálculo de sua velocidade, o delay devido ao tempo de transmissão da informação do PC ao sensor que emite a onda. Os procedimentos adotados encontram-se mais detalhados em Viggiani & Atkinson (1995) e Yamashita *et al.* (2009).

Os resultados dos ensaios de BE forneceram as velocidades de propagação de ondas cisalhantes na argila cinza-esverdeada ressecada. A partir dessas velocidades é possível obter o módulo de cisalhamento dinâmico (G_0) para cada uma das tensões ensaiadas em níveis muito baixos de deformação ($\leq 10^{-4}\%$). Foi possível conhecer o ganho de rigidez e o aumento da velocidade da onda cisalhante com o aumento das pressões de confinamento efetivas.

Na Tabela 4.4 estão apresentados os ensaios de Bender Elements realizados na amostra ressecada da Cidade Jardim (CJ-AM-01). Na Figura 4.4 uma imagem do corpo de prova usado no ensaio BE.

Tabela 4.4 – Descrição dos ensaios de Bender Elements.

Identificação da Amostra	Identificação do CP	σ_3 (kPa)	Nomenclatura
CJ-AM-01	BE-1	10	CJ-AM-01_BE_10
		20	CJ-AM-01_BE_20
		50	CJ-AM-01_BE_50
		100	CJ-AM-01_BE_100
		200	CJ-AM-01_BE_200
		400	CJ-AM-01_BE_400
		800	CJ-AM-01_BE_800



Figura 4.4 – Corpo de prova usado no ensaio BE.

A Tabela 4.5 apresenta uma síntese dos ensaios realizados nesta pesquisa.

Tabela 4.5 – Síntese dos ensaios realizados nesta pesquisa.

Ensaio	Identificação das amostras					
	CJ-AM-01*	CJ-AM-02*	MT-AM-01	MT-AM-02	MT-AM-03	MT-AM-04
Granulometria	X	X	X	X	X	X
Massa específica dos grãos	X	X	X	X	X	X
Limites de consistência	X	X	X	X	X	X
Massa específica natural	X**	X**	X	X	X	X
Teor de umidade natural	X**	X**	X	X	X	X
Difração de raio-X	X	X	X	X	X	X
Curva de retenção de água	X	X	X	X	X	X
Adensamento edométrico	X	X	X	X	X	X
Triaxial CIU	X	X	X	X	X	-
Coluna Ressonante	X	X	X	X	X	-
Bender Elements	X	-	-	-	-	-

* Amostras ressecadas

** Ensaios realizados em 2018

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1. Caracterização do solo

5.1.1. Análise granulométrica, índices físicos e limites de consistência

As amostras utilizadas no desenvolvimento da pesquisa possuíam muita heterogeneidade entre si mesmo quando analisadas visualmente. A Tabela 5.1 apresenta breve descrição das análises tátil e visual realizadas pela equipe do Laboratório de Mecânica dos solos do IPT.

Tabela 5.1 – Análises tátil e visual das amostras de argila cinza-esverdeada.

Identificação da Amostra	Descrição
CJ-AM-01	composta por material de granulometria muito fina, classificada como argila siltosa, de coloração cinza-amarelada a cinza-esverdeada, não é possível distinguir seus grãos minerais a olho nu, nem visualizar partículas de quartzo. Apresentava algumas manchas avermelhadas indicando possível ação intempérica.
CJ-AM-02	composta por material de granulometria mais grosseira, classificada como areia silto-argilosa, de coloração cinza-amarelada a cinza-esverdeada sendo possível distinguir a olho nu seus grãos mais grosseiros e partículas de quartzo. Apresentava muitas concreções e manchas avermelhadas.
MT-AM-01	composta por material de granulometria muito fina, classificada como argila siltosa, de coloração cinza-esverdeada a cinza-amarelada, não é possível distinguir seus grãos minerais a olho nu, nem visualizar partículas de quartzo. Apresentava muitas fissuras e superfícies espelhadas indicando ocorrência de slickensides.
MT-AM-02	composta por material de granulometria muito fina, classificada como argila siltosa, de coloração cinza-esverdeada a cinza-amarelada, não é possível distinguir seus grãos minerais a olho nu, nem visualizar partículas de quartzo. Apresentava muitas fissuras e superfícies espelhadas indicando ocorrência de slickensides.
MT-AM-03	composta por material granulometria fina, classificada como argila siltosa com pouca areia fina e média, de coloração cinza-esverdeada a cinza-amarelada não sendo possível distinguir seus grãos minerais a olho nu, porém, é possível ver partículas de quartzo em sua composição. Apresentava algumas fissuras e menor ocorrência de superfícies espelhadas indicando ocorrência de slickensides.
MT-AM-04	composta por material de granulometria mais grosseira, classificada como areia silto-argilosa, de coloração cinza-amarelada a cinza-esverdeada sendo possível distinguir a olho nu seus grãos mais grosseiros e partículas de quartzo. Apresentava muitas concreções e manchas avermelhadas.

A caracterização das amostras de argila cinza-esverdeada foi feita a partir de ensaios de granulometria, massa específica dos grãos, massa específica aparente natural e limites de consistência. A Figura 5.1 apresenta os resultados das curvas granulométricas de cada amostra.

Os resultados apresentados na Figura 5.1 confirmam a heterogeneidade quanto à granulometria da argila cinza-esverdeada relatada nas análises tátil e visual. As amostras CJ-AM-01, MT-AM-01 e MT-AM-02 são constituídas por solo muito argiloso, seguido de silte e pouca areia fina e média.

A amostra MT-AM-03 é bastante argilosa, com teor de silte um pouco mais elevado, contendo percentual considerável de areia fina e média e pouca areia grossa.

As amostras CJ-AM-02 e MT-AM-04 são areno-siltosas, com teor de argila variando entre 20% e 30%, teor de areia entre 30% e 40%, contendo percentual considerável de areia fina, média e grossa.

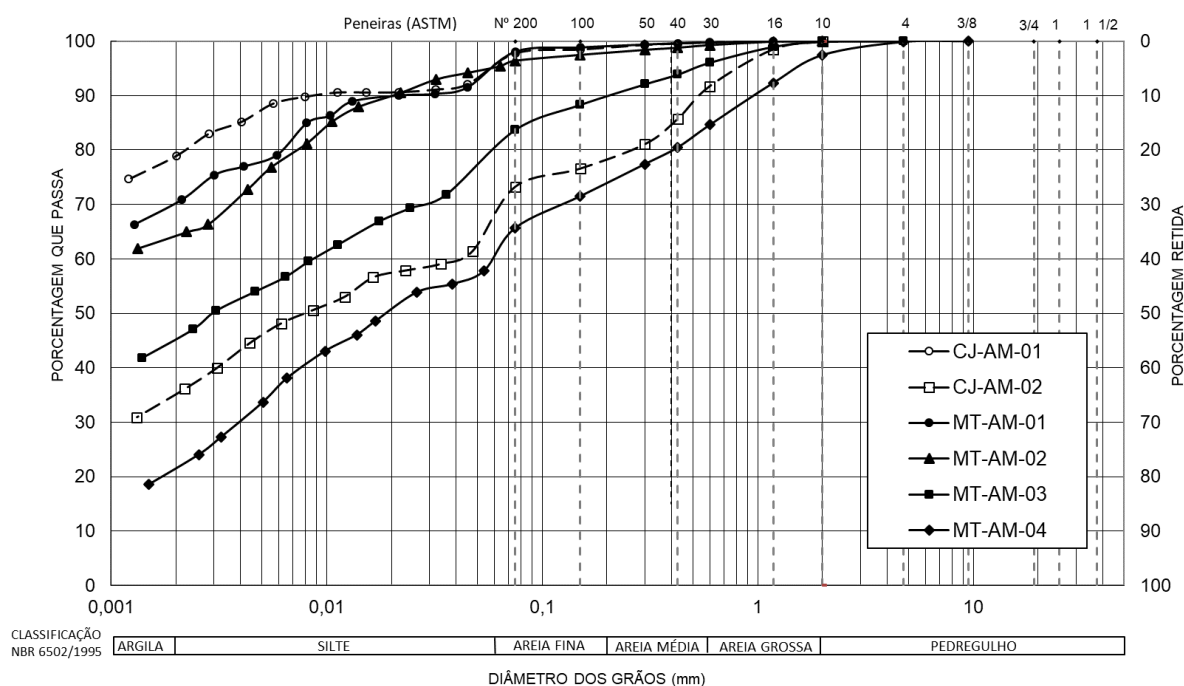


Figura 5.1 – Curvas granulométricas das amostras de argila cinza-esverdeada.

A Tabela 5.2 apresenta os percentuais de cada fração que compõe as amostras de argila cinza-esverdeada ensaiadas.

Tabela 5.2 – Percentual das frações granulométricas das amostras ensaiadas.

Identificação das amostras	Fração granulométrica					
	Argila (<0,002mm)	Silte (0,002–0,06mm)	Areia fina (0,06–0,2mm)	Areia média (0,2–0,6mm)	Areia grossa (0,6–2mm)	Pedregulho (>2 mm)
CJ-AM-01	78,9%	13,3%	6,4%	1,2%	0,2%	0%
CJ-AM-02	36,1%	26,8%	14,6%	14,2%	8,3%	0%
MT-AM-01	70,9%	21,6%	6,5%	0,85	0,2%	0%
MT-AM-02	64,9%	30,3%	2,5%	1,6%	0,7%	0%
MT-AM-03	47,1%	28,9%	13,1%	7,0%	3,9%	0%
MT-AM-04	22,0%	40,3%	14,0%	11,9%	12,8%	2,5%

Os resultados obtidos nas análises granulométricas realizadas se encaixam na faixa de dispersão observada nos dados da literatura. Penna (1982) aponta fração argila variando entre 30% e 70%. Já Massad (1992), afirma que a fração argila das argilas cinza-esverdeadas é superior a 60%. Mendoza (2016) e Demarchi (2019) apresentam valores mais elevados para esta fração, da ordem de 87% e 94%, respectivamente, evidenciando a heterogeneidade existente nas argilas cinza-esverdeadas devido à natureza do material como indica a autora. Pioli (2023) obteve fração argila de cerca de 34% em amostra de local próximo a região de coleta das amostras da Marginal Tietê.

A Figura 5.2 expressa os percentuais das frações argila de cada uma das amostras juntamente com alguns dados da literatura de argilas cinza-esverdeadas de diversas localidades da cidade de São Paulo. As setas tracejadas indicam as faixas de valores encontradas pelos autores. A análise dos dados permite observar a elevada variabilidade das argilas cinza-esverdeadas quanto a sua granulometria. Isto provavelmente se deve ao processo de deposição dos sedimentos, gerando a ocorrência mais ou menos frequente de lentes de areia.

As medidas de densidade real dos grãos das amostras de argila cinza-esverdeada ensaiadas são apresentadas na Figura 5.3. Os valores mostraram-se pouco dispersos, com valor mínimo de 2,63 g/cm³ para a amostra mais arenosa da Marginal Tietê e com valor máximo de 2,76 g/cm³ para a amostra mais argilosa também da Marginal Tietê.

Os resultados apresentados nas Figuras 5.2 e 5.3 referem-se a apenas uma medição realizada em cada uma das amostras disponíveis.

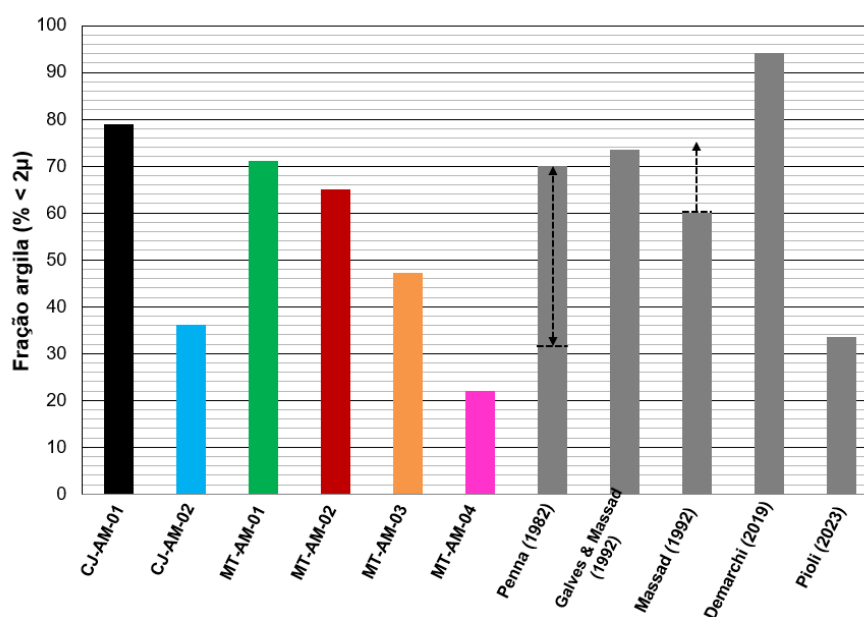


Figura 5.2 – Percentuais de fração argila das argilas cinza-esverdeadas.

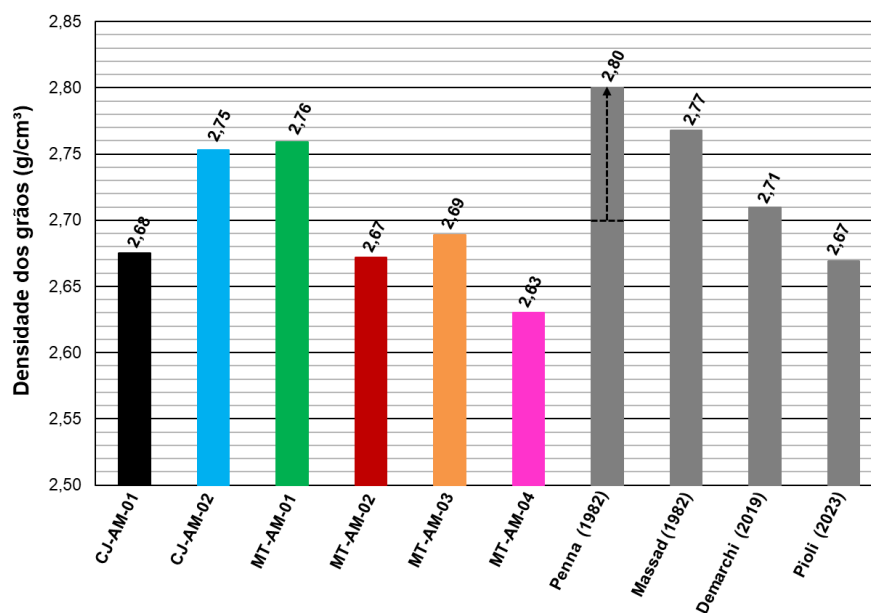


Figura 5.3 – Densidade dos grãos das argilas cinza-esverdeadas.

Demarchi (2019) e Pioli (2023) obtiveram valores de 2,71 g/cm³ e 2,67 g/cm³, respectivamente. Ambos se mostraram próximos aos obtidos nos ensaios realizados. Penna (1982) obteve valores entre 2,70 g/cm³ e 2,80 g/cm³. Galves & Massad (1982) obtiveram valores entre 2,74 g/cm³ e 2,77 g/cm³. Os dados da literatura apresentados confirmam a baixa variabilidade deste índice físico para as argilas cinza-esverdeadas.

O teor de umidade inicial das amostras de argila cinza-esverdeada variou de 3,0% a 20,4%. Esses dados foram obtidos dos índices físicos dos corpos de prova usados nos ensaios de adensamento, triaxiais e coluna ressonante. A Figura 5.4 apresenta a distribuição do teor de umidade inicial dos corpos de prova moldados. No eixo horizontal são usadas as identificações dos corpos de prova ensaiados nesta pesquisa e que serão apresentadas ao longo dessa dissertação (A=adensamento, T=triaxiais, CR=coluna ressonante e B=bender elements).

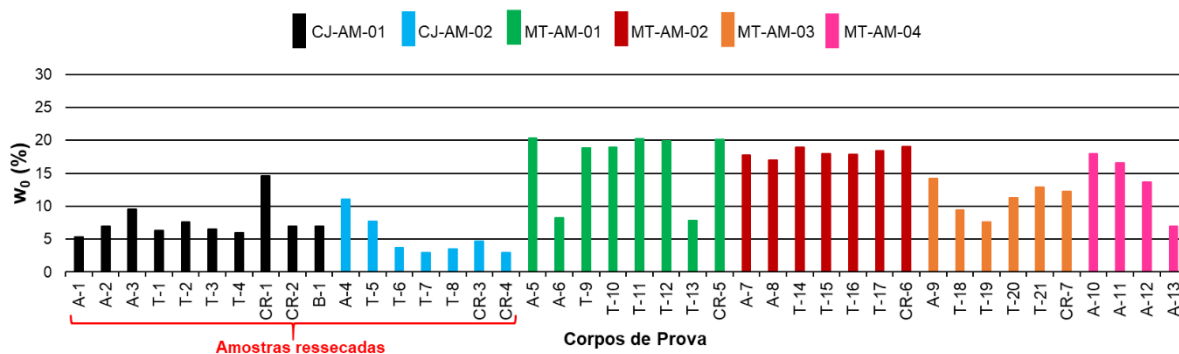


Figura 5.4 – Distribuição do teor de umidade inicial medido nos corpos de prova moldados da argila cinza-esverdeada.

As amostras da região da Cidade Jardim encontram-se ressecadas, portanto, não é possível analisar essas amostras no que concerne ao seu teor de umidade inicial. O teor de umidade inicial das amostras argilosas da região da Marginal Tietê (MT-AM-01 e MT-AM-02) é mais uniforme. Já as amostras mais arenosas (MT-AM-03 e MT-AM-04) apresentam variações mais significativas, tanto entre si quanto em relação as amostras mais argilosas. Isto ocorre devido a capacidade de retenção de água de cada uma das amostras e sua composição granulométrica. Solos argilosos têm maior capacidade de retenção de água, ou seja, conseguem manter maior quantidade de água em seus vazios e no interior da estrutura das partículas. Esse comportamento será melhor discutido mais adiante.

Galves & Massad (1982) obtiveram valores de teor de umidade inicial entre 23,8% e 25,0% para suas amostras com fração argila superior a 70%. Penna (1982) obteve valores de teor de umidade variando desde 13% até 46%.

O peso específico natural das argilas cinza-esverdeadas desta pesquisa variou de 19,5 kN/m³ até 21,0 kN/m³. Foram excluídos desta faixa de valores os obtidos das amostras da Cidade Jardim por se encontrarem ressecadas e, portanto, os dados de

peso específico natural não correspondem a sua situação natural de campo. Esses dados também foram obtidos das moldagens dos corpos de prova. A Figura 5.5 apresenta a distribuição deste índice físico para cada um dos corpos de prova.

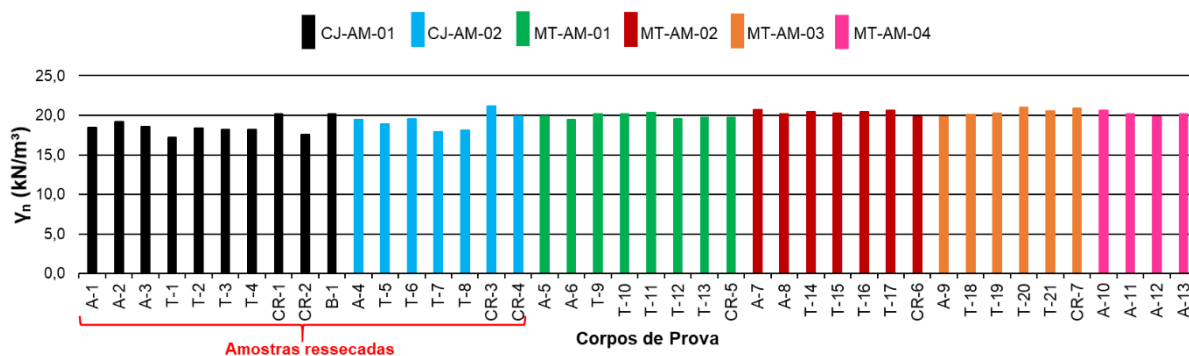


Figura 5.5 – Distribuição da massa específica aparente natural dos corpos de prova moldados da argila cinza-esverdeada.

A distribuição dos pesos específicos naturais na Figura 5.5 não apresenta variações muito significativas. As maiores variações podem ser observadas nas amostras ressecadas da Cidade Jardim, mas isso se deve ao ressecamento ocorrido.

Penna (1982) obteve variações de peso específico natural entre 16,7 kN/m³ e 20,6 kN/m³, com o valor médio de 19,6 kN/m³. Massad (1980) apresentou este índice variando entre 18,8 kN/m³ e 19,9 kN/m³. Galves & Massad (1982) obtiveram valores de 19,4 kN/m³ e 19,9 kN/m³ para suas amostras. Assim como constatado nos ensaios realizados, a literatura também apresenta pequena variação deste índice físico.

Os ensaios de consistência mostraram grande dispersão do limite de liquidez e do índice de plasticidade em todas as amostras ensaiadas. Todas as amostras se posicionam acima da linha A na carta de plasticidade de Casagrande. São classificados segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (S.U.C.S.) como argilas de alta plasticidade (CH) as amostras com maior fração argila e argilas de baixa plasticidade (CL) as amostras com menor fração argila. A Figura 5.6 mostra a posição dos solos na carta de plasticidade. Foram inclusas na nesta figura, para efeito de comparação, alguns dados da literatura a respeito das argilas cinza-esverdeadas e um dado da literatura internacional da argila de Londres, por se tratar de um solo com características muito similares aos usados nesta pesquisa.

Os índices de consistência são parâmetros que caracterizam a influência da fração fina do solo, principalmente a fração argila, em seu comportamento. Como o

teor de argila mostrou-se bastante variável para as amostras ensaiadas, seus índices de consistência tiveram o mesmo comportamento. Nesta pesquisa os valores de LL variaram entre 41% e 66%, o LP variou entre 23% e 28% e o IP variou entre 16% e 38%. Como já mencionado, todos os pontos se localizaram acima da linha A, indicando alta atividade coloidal nas argilas ensaiadas.

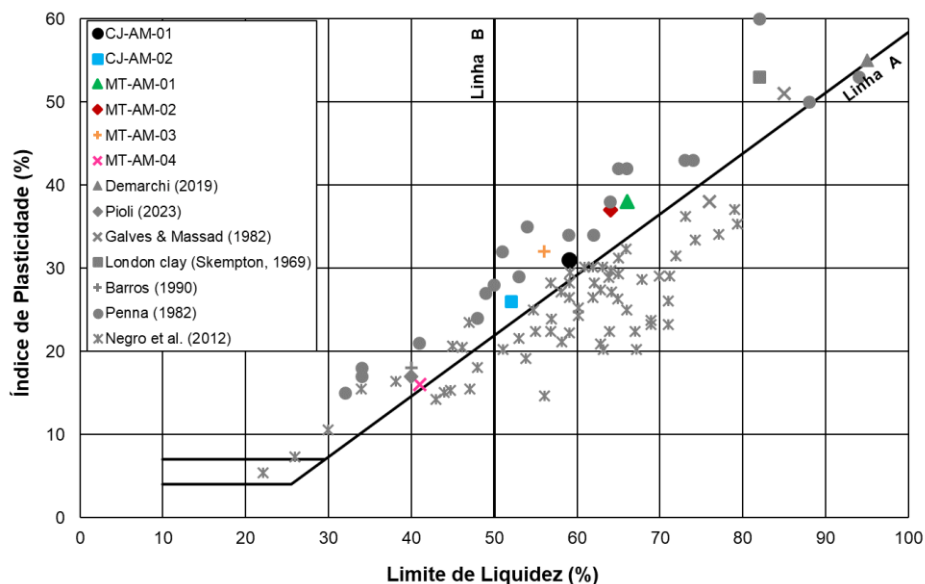


Figura 5.6 – Carta de plasticidade com os resultados das argilas cinza-esverdeadas.

Galves & Massad (1982) obtiveram LL variando entre 76% e 85% e IP variando entre 38% e 51%. Massad (1980) apresentou uma faixa mais ampla de variação para esses índices: LL entre 50% e 90% e IP entre 30% e 60%. Penna (1982) também obteve grande variação destes índices: LL entre 32% e 94 e IP entre 15% e 60%. Pinto & Abramento (1997) obtiveram valores semelhantes a Massad (1980). Demarchi (2019) mostrou LL de 95% e IP de 55%. Pioli (2023) LL de 40% e IP de 17%. Negro *et al.* (2012) obtiveram valores bastante divergentes dos demais dados da literatura, com LL entre 20% e 80% e IP entre 5% e 40%, porém a grande maioria de suas amostras se localizou abaixo da linha A. As faixas de valores apresentadas na literatura confirmam quão ampla é a dispersão dos índices de consistência das argilas cinza-esverdeadas.

A atividade coloidal da argila é determinada por meio do índice de atividade da argila e sua posição na carta de plasticidade e serve como indicativo da influência da fração argilosa nas propriedades e no comportamento dos solos. Os índices de

atividade de cada uma das amostras juntamente de dados da literatura para efeito de comparação podem ser vistos na Figura 5.7.

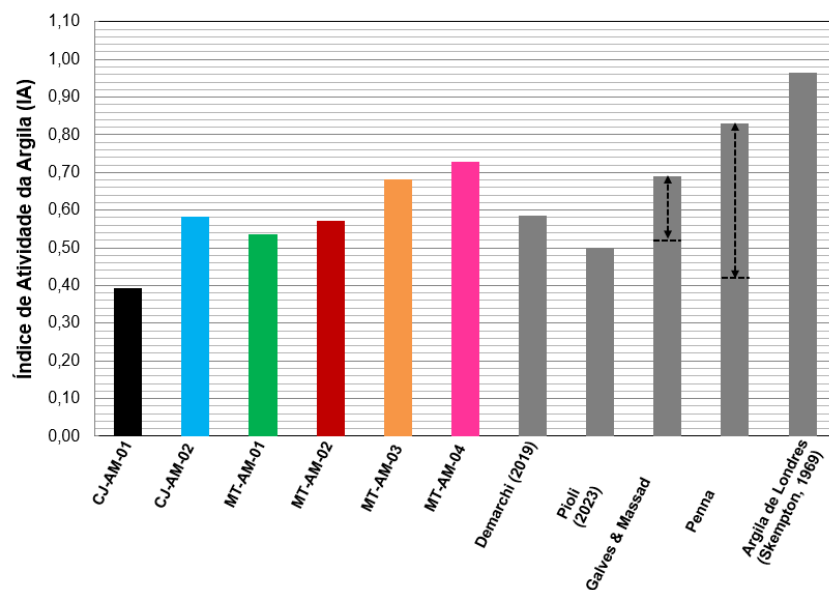


Figura 5.7 – Índices de atividade das argilas cinza-esverdeadas.

O índice de atividade apresenta-se também muito variável. Isto se deve a principalmente a mineralogia dessas argilas, que apresentam elevados percentuais de argilominerais do grupo das esmectitas, como se verá no item 5.1.2, além da variabilidade da fração argila e da dispersão dos índices de consistência. A Figura 5.8 apresenta a carta de atividade das argilas deste estudo, juntamente com dados da literatura.

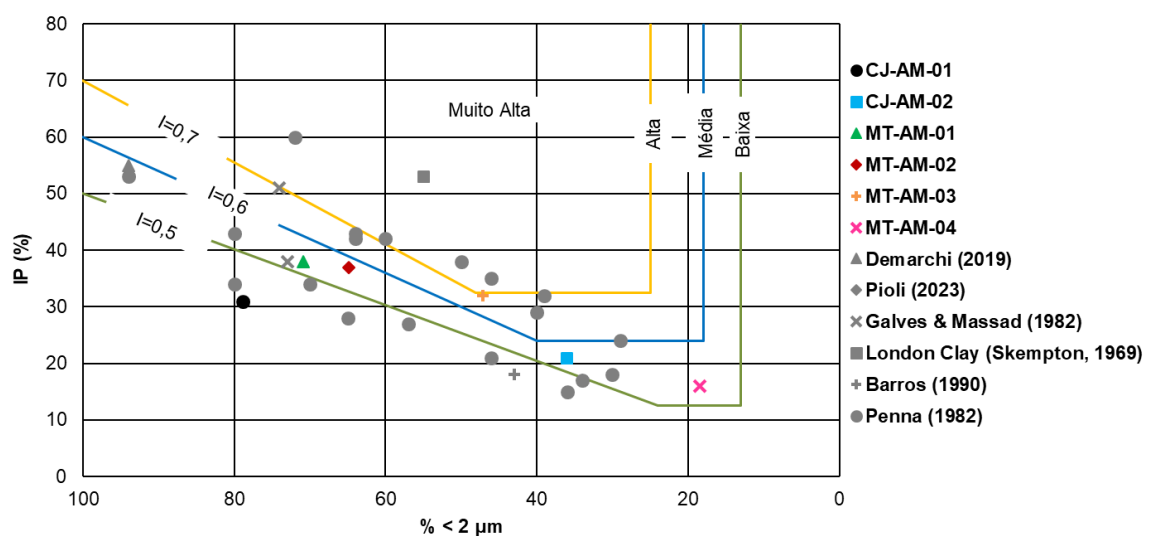


Figura 5.8 – Carta de atividade das argilas cinza-esverdeadas e dados bibliográficos.

Segundo a carta de plasticidade a maioria das argilas cinza-esverdeadas deste estudo apresentam atividade baixa ou média. Os dados da literatura a respeito das argilas cinza-esverdeadas também apontam esse comportamento com algumas exceções apresentadas por Penna (1982), que difere do comportamento da argila de Londres que é classificada como uma argila de atividade muito alta.

5.1.2. Difração de raio-x (DRX)

Foram realizados ensaios de difração de raio-x em todas as amostras desta pesquisa, nas duas condições possíveis: análise da fração total e análise da fração argila.

As análises de fração total que indicam os componentes minerais das amostras de argila cinza-esverdeada usadas na pesquisa são apresentadas na Tabela 5.3.

As amostras da Cidade Jardim apresentaram em sua composição os minerais Caulinita, Moscovita, Quartzo, Montmorillonita, Hematita (CJ-AM-01) e Microclínio (CJ-AM-02). As amostras da Marginal Tietê possuem em sua composição os minerais Quartzo, Montmorillonita, Caulinita, Microclínio, Albita e Moscovita.

Tabela 5.3 – Resultados das análises de DRX na fração total.

Identificação das amostras	Composto ou fase mineralógica	Identificação das amostras	Composto ou fase mineralógica
CJ-AM-01	Caulinita	MT-AM-02	Quartzo
	Moscovita		Montmorillonita
	Quartzo		Caulinita
	Montmorillonita		Microclínio
	Hematita		Albita
CJ-AM-02	Caulinita	MT-AM-03	Moscovita
	Quartzo		Quartzo
	Microclínio		Montmorillonita
	Moscovita		Caulinita
	Montmorillonita		Microclínio
MT-AM-01	Quartzo	MT-AM-04	Albita
	Montmorillonita		Moscovita
	Caulinita		Quartzo
	Microclínio		Montmorillonita
	Albita		Caulinita
	Moscovita	Microclínio	
			Albita
			Moscovita

As análises da fração argila indicam os argilominerais presentes na fração argila que compõe o solo analisado.

A Tabela 5.4 apresenta dados dos ensaios de DRX indicando que nas amostras da Cidade Jardim o argilomineral predominante é a Caulinita. Já nas amostras da Marginal Tietê o argilomineral predominante é do grupo das esmectitas, sendo este a Montmorillonita como mostra a análise DRX na fração total.

Tabela 5.4 – Resultados das análises de DRX na fração argila.

Identificação das amostras	Composto ou fase mineralógica	Resultado (%)
CJ-AM-01	Argilomineral do grupo da esmectita	12,9
	Argilomineral do grupo da caulinita	78,2
	Argilomineral do grupo da ilita	8,9
CJ-AM-02	Argilomineral do grupo da esmectita	28,0
	Argilomineral do grupo da caulinita	68,0
	Argilomineral do grupo da ilita	4,0
MT-AM-01	Argilomineral do grupo da esmectita	71,0
	Argilomineral do grupo da caulinita	26,0
	Argilomineral do grupo da ilita	3,0
MT-AM-02	Argilomineral do grupo da esmectita	74,0
	Argilomineral do grupo da caulinita	23,0
	Argilomineral do grupo da ilita	3,0
MT-AM-03	Argilomineral do grupo da esmectita	70,0
	Argilomineral do grupo da caulinita	26,0
	Argilomineral do grupo da ilita	4,0
MT-AM-04	Argilomineral do grupo da esmectita	65,0
	Argilomineral do grupo da caulinita	32,0
	Argilomineral do grupo da ilita	3,0

Os resultados apresentados na Tabela 5.4 podem ser melhor visualizados na forma gráfica apresentada na Figura 5.9. Observa-se claramente que as amostras da Cidade Jardim apresentam, na sua fração argila, um menor percentual de mineral potencialmente expansivo.

A Montmorillonita pode dar ao solo características expansivas, como já mencionado anteriormente. Um método qualitativo usado para avaliar o potencial de expansão de um solo é classificá-lo segundo a Carta de Van der Merwe ou Carta de Atividade. Desta forma, foi possível classificar as argilas cinza-esverdeadas desta pesquisa quanto ao seu potencial de expansão. A Figura 5.8 apresentou a Carta de Atividade com os resultados desta pesquisa, junto a dados da literatura para efeito de comparação.

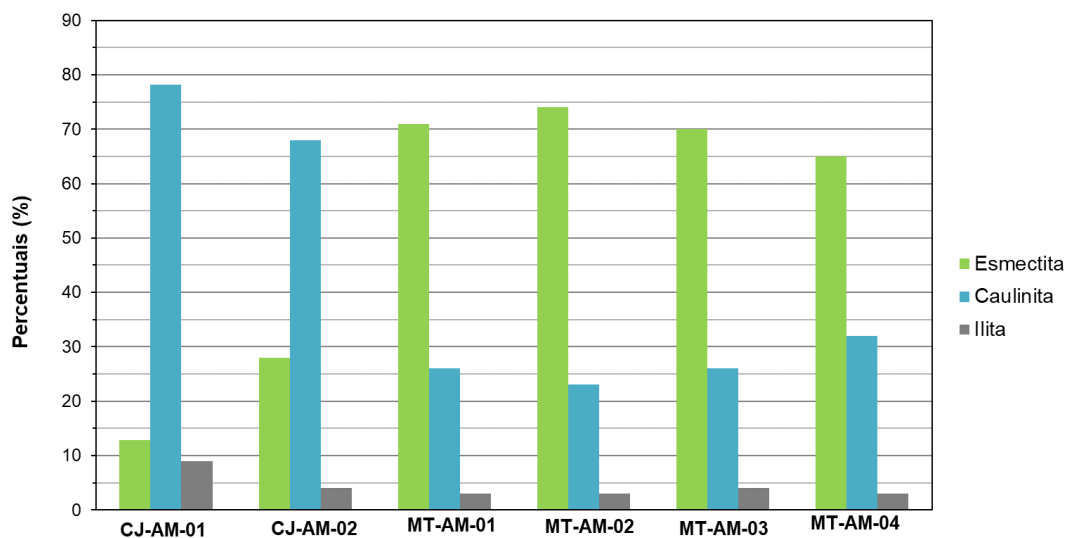


Figura 5.9 – Percentuais de argilominerais contidos nas argilas cinza-esverdeadas.

Como pôde ser observado na Figura 5.8, a grande maioria das argilas cinza-esverdeadas, analisadas no presente estudo e as encontradas na literatura, são classificadas quanto ao seu potencial de expansão como baixo ou médio. As amostras da região da Marginal Tietê foram classificadas de potencial médio a alto. Já as amostras da região da Cidade Jardim foram classificadas de potencial baixo a médio, indicando baixo potencial de expansão. Ao analisar o potencial de expansão apresentado na Carta de Atividade juntamente com os resultados dos ensaios de mineralogia, verificou-se que estas características são influenciadas principalmente pelo argilomineral predominante na composição das amostras (Esmectita ou Caulinita).

Os dados da literatura apresentam classificações muito variadas, desde potencial baixo a muito alto, indicando que as argilas cinzas-esverdeadas têm seu potencial de expansão dependente de sua composição mineralógica.

5.1.3. Principais resultados da caracterização das argilas cinza-esverdeadas

Os principais resultados do capítulo 5.1 estão apresentados resumidamente na Tabela 5.5 para cada uma das amostras de argila cinza-esverdeada usadas nesta pesquisa.

As Figura 5.10 e a Figura 5.11 apresentam o índice de vazios inicial e o grau de saturação inicial, obtidos em cada um dos corpos de prova moldados para os ensaios de adensamento, triaxiais e dinâmicos, em função do teor de umidade inicial multiplicado pela densidade relativa dos grãos. Essa forma de representação elimina as variações devidas à dispersão deste índice físico.

A representação da Figura 5.10 tem como objetivo retratar uma curva de contração. Corpos de prova inicialmente saturados ou próximos da saturação podem contrair ao perder umidade. Ao analisar os dados individuais dos corpos de prova, nota-se que a redução do índice de vazios durante a dessaturação (linhas de igual grau de saturação estão destacadas na figura), ou perda de umidade, não é significativa na maioria dos casos. Especificamente, as amostras da Cidade Jardim não apresentaram grandes variações no índice de vazios com a grande variação do teor de umidade.

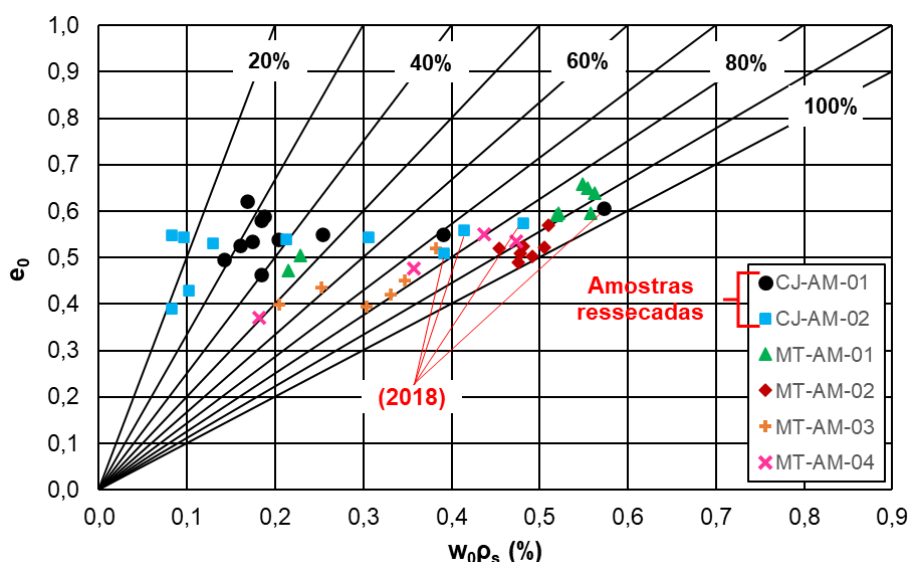


Figura 5.10 – Índice de vazios dos corpos de prova variando com o teor de umidade das amostras.

Ao se comparar os valores de wG obtidos em 2018 (momento da coleta das amostras) com os dados atuais da amostra ressecada, observamos que houve pouca variação volumétrica. Portanto, podemos afirmar que as argilas cinzas-esverdeadas

permanecem densas devido ao seu processo de formação geológica, e a redução significativa do teor de umidade resultou em uma pequena diminuição no volume das amostras.

Na Figura 5.11 tem-se os mesmos dados anteriormente apresentados, onde tem-se a relação wG com o grau de saturação e linhas de mesmo valor de índice de vazios. Observa-se que os dados estão entre os índices de vazios 0.6 e 0.5.

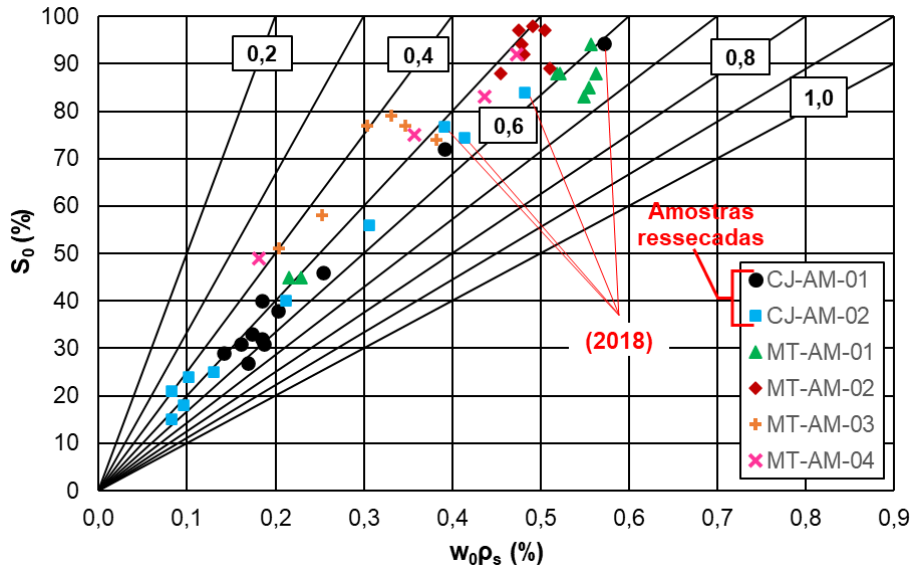


Figura 5.11 – Grau de saturação dos corpos de prova variando com o teor de umidade das amostras.

Penna (1982) apresentou índices de vazios entre 0,45 e 1,10, porém, ocorrendo com maior frequência a faixa entre 0,45 e 0,6. Galves & Massad (1982) obtiveram e variando entre 0,64 e 0,88. Barros (1990) obteve índice de vazios de 0,45 na única amostra de argila cinza-esverdeada apresentada. As argilas cinza-esverdeadas usadas nesta pesquisa estão dentro das faixas de valores apresentados pela literatura quanto ao índice de vazios.

Quanto ao grau de saturação apresentados na Figura 5.11 observa-se, a exceção da amostra MT-AM-02, que a grande maioria dos corpos de prova apresenta $S_0 < 90\%$, ainda que essas amostras estejam localizadas abaixo do nível atual de drenagem. A perda de umidade que resulta na redução de S_0 se deve a dois fatores principais: no campo, ao tempo entre a coleta das amostras e aplicação da película de proteção (parafina), e no laboratório, ao tempo necessário para moldagem dos corpos de prova, que dada a dificuldade acaba expondo a amostra ao ar por um tempo um pouco maior, submetendo-a a maior perda de umidade e assim a redução do S_0 .

Tabela 5.5 – Principais resultados de caracterização da argila cinza-esverdeada.

Identificação das amostras	ρ_s (g/cm ³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Índice de Atividade	Argila (<0,002 μ m)	γ_n (kN/cm ³)	w_0 (%)	S_0 (%)	e_0
CJ-AM-01	2,675	59%	28%	31%	0,39	78,9%	20,4*	21,4*	94%*	0,61*
CJ-AM-02	2,753	44%	23%	21%	0,58	36,1%	20,1*	15,7*	78%*	0,55*
MT-AM-01	2,759	66%	28%	38%	0,54	70,9%	19,9**	19,7**	88%**	0,62**
MT-AM-02	2,672	64%	27%	37%	0,57	64,9%	20,1**	18,2**	94%**	0,52**
MT-AM-03	2,689	56%	24%	32%	0,68	47,1%	20,1**	11,3**	69%**	0,44**
MT-AM-04	2,738	41%	25%	16%	0,86	22,0%	20,2**	13,8**	75%**	0,48**

* valores médios de ensaios realizados nas amostras da Cidade Jardim em 2018

** valores médios dos índices físicos obtidos das moldagens dos corpos de prova

Os resultados de caracterização apresentados na Tabela 5.5 podem ser melhor visualizados nas Figuras 5.12 e 5.13, em função da cota em que foram coletadas as amostras. Apesar de se tratar de amostras de localidades distintas, nestas figuras foram inseridos os dados de todas as amostras e indicadas as cotas de superfície de ambas as localidades. Ressalta-se que não há ligação entre as amostras das duas localidades, as figuras servem para ilustrar a variabilidade das características das amostras ao longo da profundidade, respectivas a sua localidade. Na Figura 5.12 os dados apresentados referem-se a amostras em intervalos de 5 metros, portanto, pode haver alguma intrusão ou lente de areia que necessita de maior detalhamento. Os dados das amostras da Cidade Jardim plotados na Figura 5.12 referem-se a ensaios realizados nas amostras em 2018, quando ainda se encontravam em situação natural no momento da amostragem.

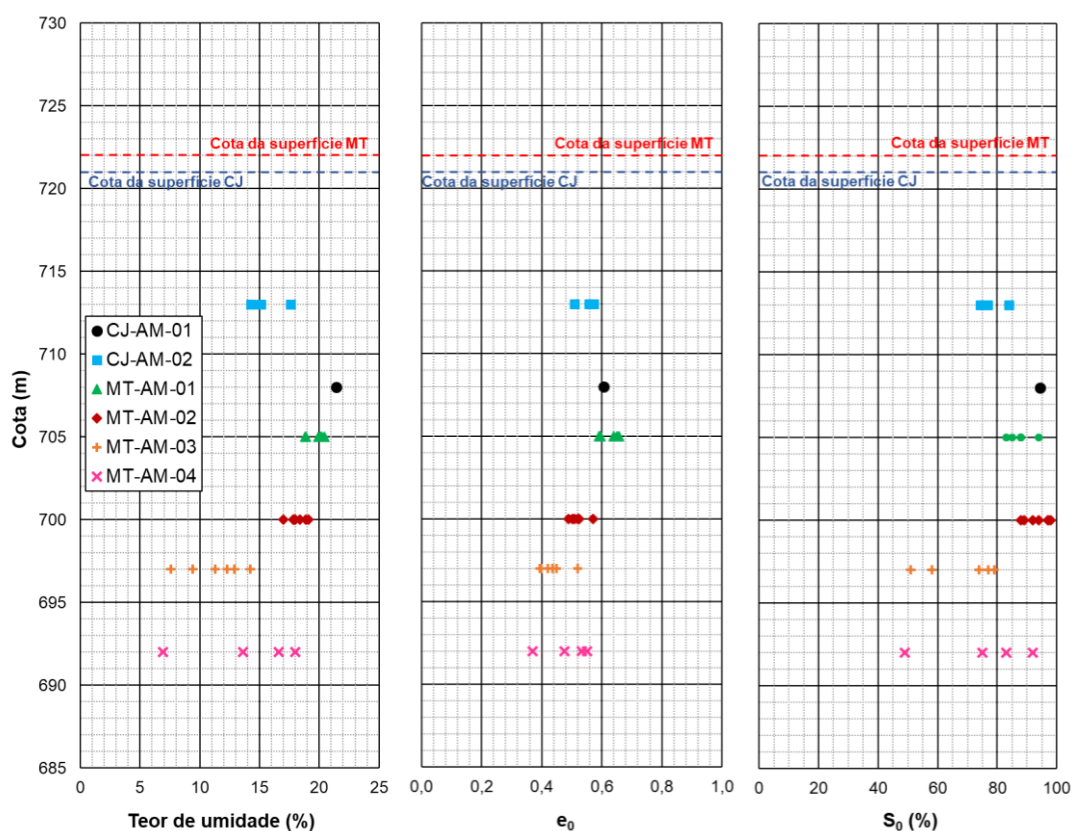


Figura 5.12 – Variação do teor de umidade natural, índice de vazios e grau de saturação da argila cinza-esverdeada ao longo da profundidade.

Destas figuras observa-se boa convergência quanto as características granulométricas e de índices físicos das amostras da Cidade Jardim e da Marginal Tietê, ainda que se trate de locais totalmente distintos. As amostras mais argilosas apresentam pouca variação do teor de umidade, e por sua vez de seu grau de

saturação. Já as amostras arenosas, apresentam maior variabilidade deste índice, uma vez que as areias possuem menor capacidade de reter água como será visto no item 5.2.

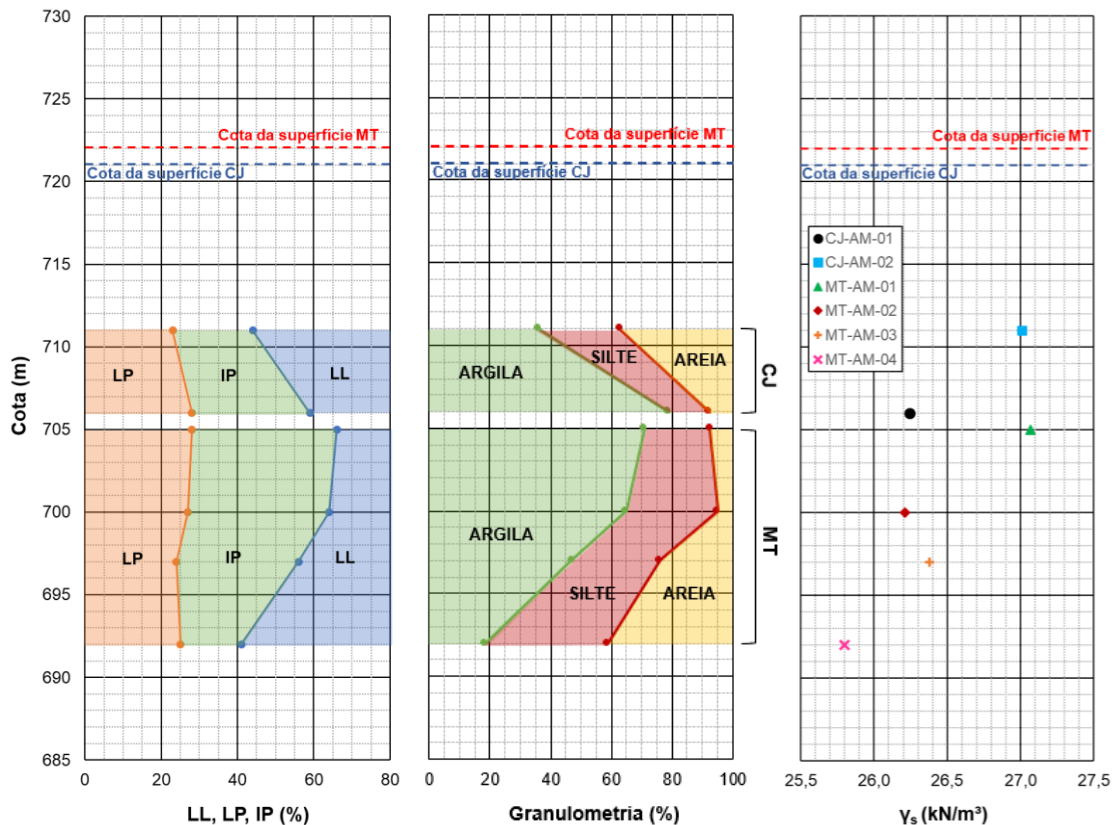


Figura 5.13 – (a) índices de consistência (b) Variação da granulometria e (c) peso específico dos grãos das amostras de argila cinza-esverdeada ao longo da profundidade.

Os índices de vazios apresentam pouca variação para uma mesma amostra entre as amostras argilosas. Nas amostras mais arenosas essa variação tende a ser um pouco maior quanto menor o teor de argila. Além disso, as amostras mais argilosas tendem a apresentar índices de vazios maiores que os observados nas amostras mais arenosas.

Na Figura 5.13 tem-se as variações dos índices de consistência, granulometria e densidade dos grãos ao longo da profundidade onde foram realizadas as amostragens. A principal diferença entre as amostras são suas características granulométricas. As amostras da Cidade Jardim tornam-se mais finas com a profundidade, indicando se tratar do topo da camada de argila cinza-esverdeada, que foi sobreposta por areia ou solo bastante arenoso, ou possuía lente de areia pouco mais espessa. As amostras da Marginal Tietê se tornam mais granulares com a

profundidade, e por se encontrarem em cotas muito abaixo do nível da superfície, pode-se inferir que seja o final da camada de argila cinza-esverdeada e que as amostras mais profundas podem se apresentar mais granulares pela ocorrência de lentes de areia ou, o que é mais provável, pode se tratar de uma intrusão de partículas de argila cinza-esverdeada nas areias basais que formam a base onde essas argilas foram depositadas.

5.1.4. Curvas de retenção de água

As curvas de retenção de água das amostras da Cidade Jardim foram obtidas após a realização das três técnicas apresentadas no item 4.1 e foram realizadas no Laboratório de Geotecnia do Instituto de Geociências da USP. Já os resultados da retenção de água nas amostras da Marginal Tietê foram obtidos com uso de apenas duas das três técnicas apresentadas, são elas: a placa de sucção e a placa de pressão. Os resultados das diferentes técnicas foram integrados e são expostos nas Figuras 5.14 e 5.15.

As curvas de retenção de água expressam o teor de umidade gravimétrica, teor de umidade volumétrica e o grau de saturação em função de sua sucção matricial. A Tabela 5.6 apresenta os dados iniciais dos corpos usados para construção da curva de retenção das amostras de argila cinza-esverdeada.

Tabela 5.6 – Índices físicos iniciais dos corpos de prova usados nos ensaios de retenção.

Identificação das amostras	w (%)	ρ (kg/m ³)	ρ_d (kg/m ³)	e	S (%)
CJ-AM-01 (CP1)	6,6	1774	1663	0,61	29
CJ-AM-01 (CP2)	6,4	1871	1759	0,52	33
CJ-AM-02 (CP1)	10,7	1941	1753	0,57	52
CJ-AM-02 (CP2)	11,3	1942	1746	0,53	57
MT-AM-01	21,1	2039	1685	0,59	96
MT-AM-02	18,3	1996	1687	0,59	84
MT-AM-03	14,6	2041	1781	0,50	78
MT-AM-04	13,1	2103	1859	0,44	80

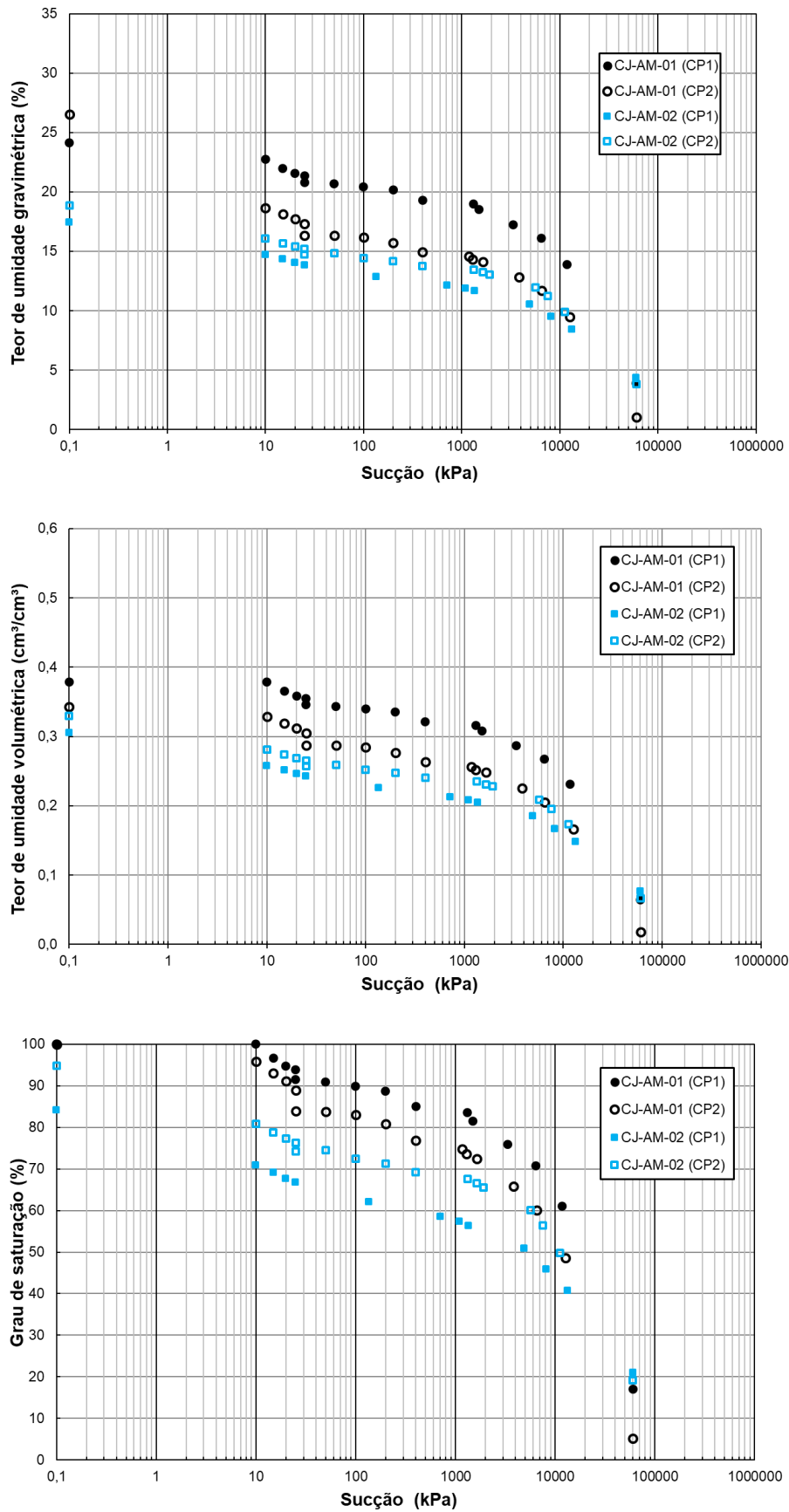


Figura 5.14 – Curvas de retenção de água das amostras da Cidade Jardim.

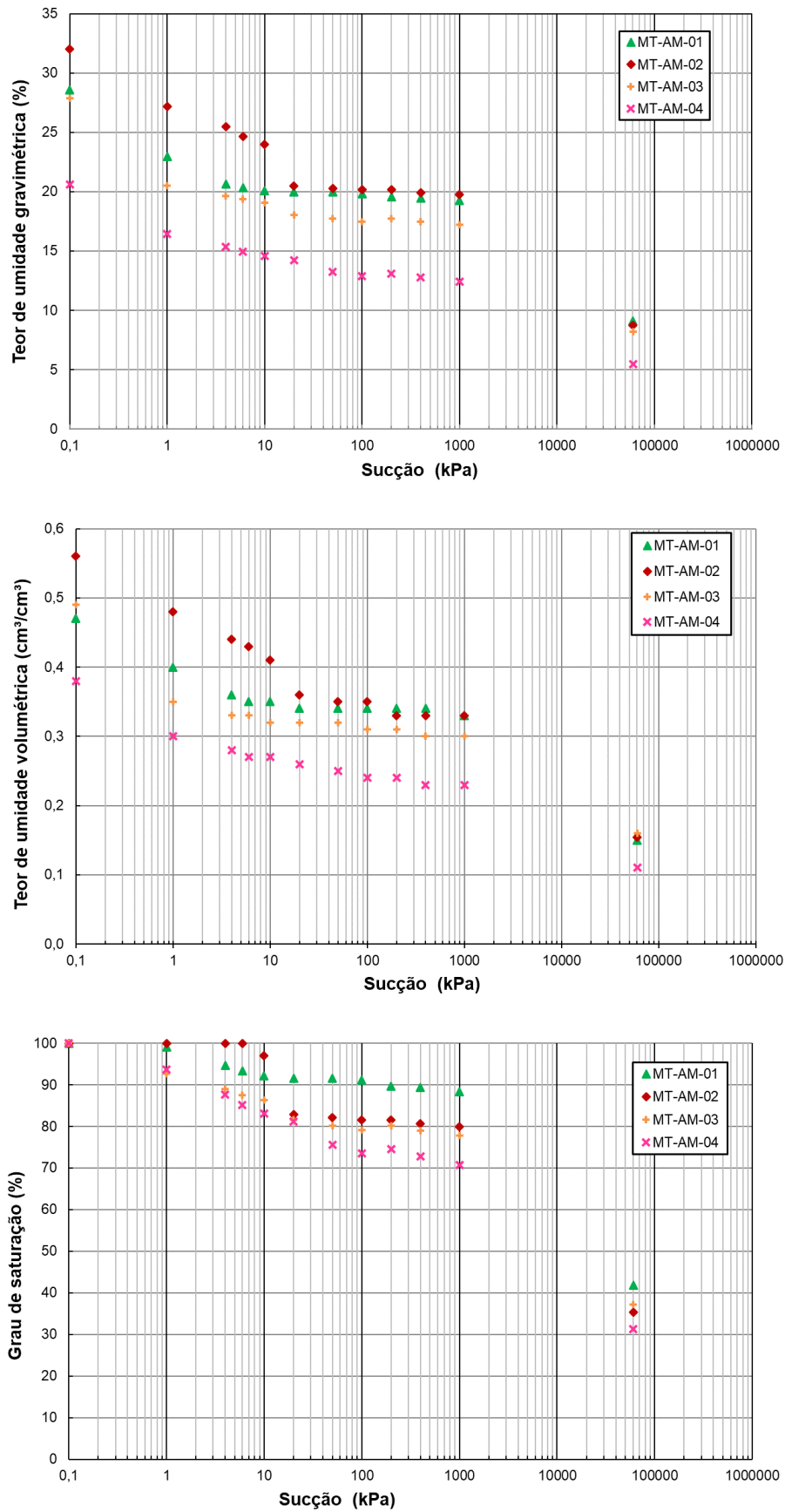


Figura 5.15 – Curvas de retenção de água das amostras da Marginal Tietê.

Das curvas de retenção é possível afirmar que as argilas cinza-esverdeadas possuem elevada capacidade de retenção de água. Isso é evidenciado pelo fato de que, para sucções em torno de 1000 kPa, os corpos de prova apresentam uma diminuição do teor de umidade gravimétrica entre 5% e 10%, aproximadamente. Esta redução, dado elevado nível de sucção (1000 kPa), é relativamente baixa. Acima deste nível de sucção passam a apresentar redução mais significativa do teor de umidade com aumento da sucção.

Percebe-se claramente, principalmente nos ensaios com as amostras da Cidade Jardim, que possuem mais dados devido ao uso das três técnicas disponíveis, que o ponto de entrada de ar situa-se entre 1000 kPa e 3000 kPa de sucção. Por este motivo os corpos de prova passam a apresentar maior redução do grau de saturação a partir deste trecho da curva de retenção.

Os corpos de prova secos ao ar apresentaram sucções superiores a 60.000 kPa, além disso fica claro, segundo as curvas de retenção, que mesmo neste elevadíssimo nível de sucção não houve estabilização do teor de umidade. A estabilização da curva de retenção indica um nível onde grandes aumentos na sucção promovem pequenas mudanças no teor de umidade.

É possível que a elevada capacidade de retenção das argilas cinza-esverdeadas deva-se aos argilominerais presentes em sua composição, a fração argila muito influente no comportamento desses solos, apesar de não apresentar índices de atividade muito elevados, e principalmente sua estrutura muito densa, que dificulta o fluxo de água e impede a perda de umidade. A manutenção do elevado grau de saturação pode ser devido a redução do volume ser equivalente ao volume de água perdido, ou ser devido a característica de baixo índice de vazios que não permite a saída de água para baixos valores de sucção. No caso dos corpos de prova ensaiados a segunda hipótese é a que predomina.

Por fim, apresenta-se as curvas de retenção obtidas no equipamento WP4C, disponível no Laboratório de Geotecnia do IGc. Foram realizadas medidas somente nas amostras da Marginal Tietê, por se encontrarem em condição natural, usando dois procedimentos distintos: secagem e umedecimento. O objetivo destes ensaios, além de validar a operação do equipamento, foi verificar a ocorrência de histerese nas argilas cinza-esverdeadas. Na Figura 5.16 são apresentados os resultados desses

ensaios. Os pontos fechados referem-se aos dados medidos durante a secagem dos corpos de prova, já os pontos abertos referem-se aos dados medidos durante o umedecimento dos corpos de prova

A Tabela 5.7 apresenta os índices físicos iniciais dos corpos de prova usados neste procedimento.

Tabela 5.7 – Índices físicos iniciais dos corpos de prova usados nos ensaios WP4C.

Identificação das amostras	w (%)	ρ (kg/m³)	ρ_d (kg/m³)	e	S (%)
MT-AM-01 (WP4C)	20,9	1916	1585	0,74	78
MT-AM-02 (WP4C)	21,0	1875	1549	0,73	77
MT-AM-04 (WP4C)	18,0	1758	1490	0,77	62

Ao analisar as curvas de retenção obtidas pelo ensaio com o equipamento WP4C, nota-se claramente a ocorrência de histerese. É possível verificar que a magnitude da histerese é dependente do nível de sucção em que se encontram as argilas cinza-esverdeadas nas fases de ressecamento e umedecimento, pois, quanto menor é o nível de sucção, maior é a magnitude da histerese observada.

Além disso, os resultados obtidos no equipamento WP4C foram confirmados de forma satisfatória, já que a comparação entre os resultados dos procedimentos convencionais e da medição realizada por este outro método apresentaram resultados muito similares, reservando-se as diferenças nas variações dos índices físicos e a geometria dos corpos de prova usados em ambos os ensaios. Isso confirma a elevada capacidade de retenção de água da argila cinza-esverdeada.

Na Figura 5.17 compara-se os resultados obtidos com as técnicas convencionais e a medidas realizadas no WP4C. Observa-se que há uma continuidade dos valores entre as diversas técnicas.

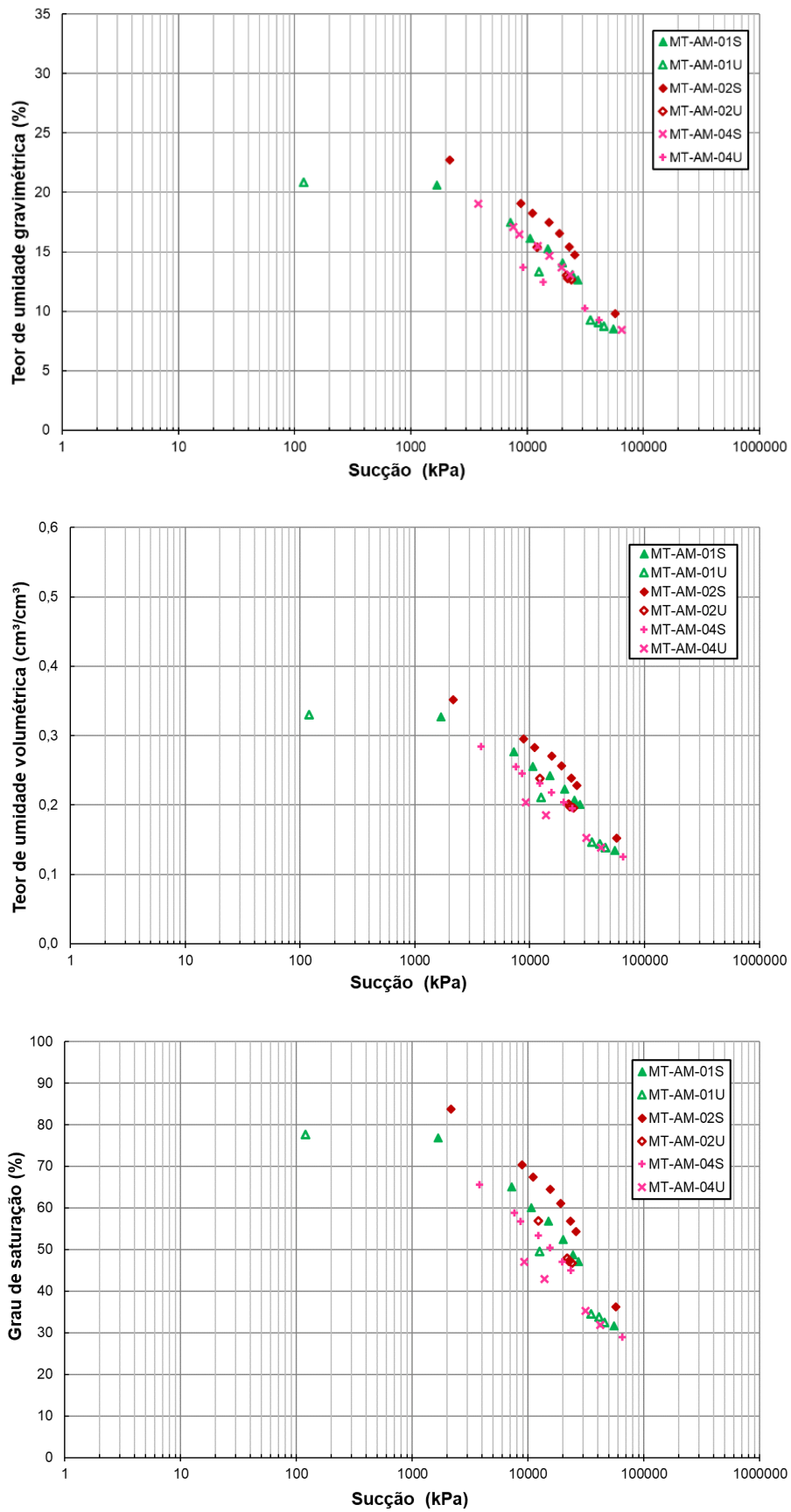


Figura 5.16 – Curvas de retenção de água das amostras da Marginal Tietê.

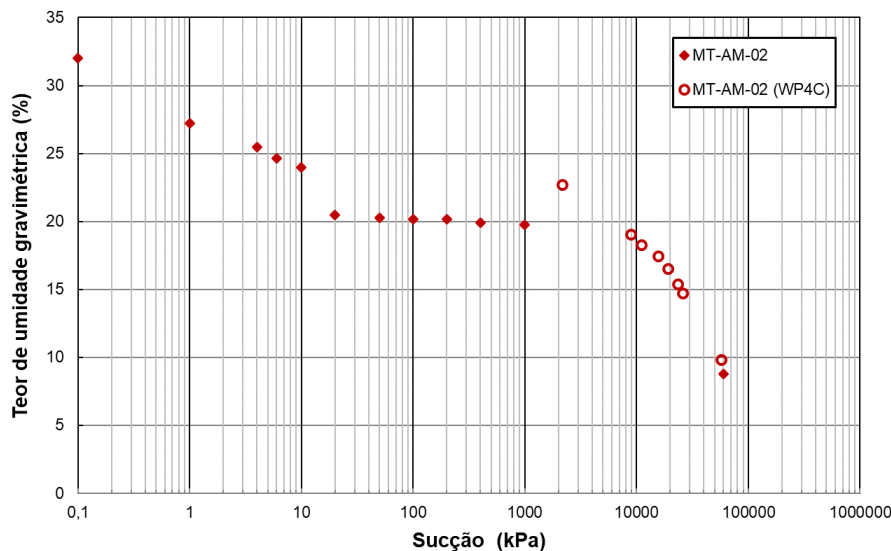


Figura 5.17 – Curva de retenção de água comparativa de amostra da Marginal Tietê entre o método convencional e WP4C.

5.2. Adensamento e compressibilidade

Foram realizados para o desenvolvimento desta pesquisa treze ensaios de adensamento nas amostras de argila cinza-esverdeada. Na realização destes ensaios foram utilizados dois métodos: convencional, onde no processo de inundação, caso haja expansão, pode ocorrer livremente e por este motivo foi nomeado pelo autor de “expansão livre” (EL), e volume constante (VC), onde a variação de volume do corpo de prova é impedida durante a inundação, não permitindo-o expandir.

No primeiro método é possível estimar a pressão de expansão aproximada do solo, além de ser possível obter seu percentual de expansão. No segundo método é possível medir a pressão de expansão.

O objetivo da execução e classificação destes dois tipos de ensaio de adensamento deve-se as características e potenciais expansivos observados nos ensaios de mineralogia e caracterização vistos no capítulo anterior. Os procedimentos adotados em cada um dos ensaios realizados encontram-se na Tabela 4.1. Os índices físicos iniciais dos corpos de prova são apresentados na Tabela 5.8.

A apresentação dos resultados foi dividida segundo dois critérios estabelecidos pelo autor: condição da amostra (natural ou ressecada) e tipo de ensaio (EL ou VC). As Figuras 5.18 e 5.19 expressam os resultados dos ensaios de adensamento realizados nas amostras da Marginal Tietê que se encontravam em condição natural,

nos tipos de ensaio EL e VC, respectivamente. Os resultados estão apresentados de forma normalizadas para eliminar o efeito da variação do índice de vazios inicial.

Tabela 5.8 – Índices físicos iniciais dos corpos de prova de adensamento.

Identificação da amostra	Identificação do CP	w (%)	ρ (kg/m ³)	ρ_d (kg/m ³)	e	S (%)
CJ-AM-01	A-1	5,3	1882	1787	0,50	29
	A-2	6,9	1955	1828	0,46	40
	A-3	9,5	1888	1724	0,55	46
CJ-AM-02	A-4	11,1	1980	1783	0,54	56
MT-AM-01	A-5	20,4	2027	1683	0,64	88
	A-6	8,3	1985	1833	0,51	45
MT-AM-02	A-7	17,8	2113	1794	0,49	97
	A-8	17,0	2060	1761	0,52	88
MT-AM-03	A-9	14,2	2021	1770	0,52	74
MT-AM-04	A-10	18,0	2106	1785	0,53	92
	A-11	16,6	2060	1767	0,55	83
	A-12	13,6	2023	1781	0,48	75
	A-13	6,9	2054	1922	0,37	49

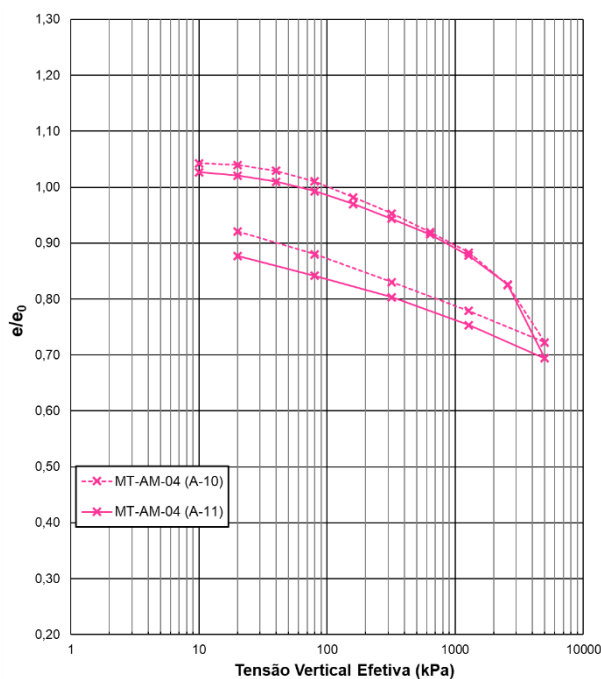


Figura 5.18 – Curvas de adensamento das amostras de argila cinza-esverdeada da Marginal Tietê pelo método EL.

Nesta figura percebe-se curvas abatidas, com formato curvilíneo, sem alteração brusca de comportamento e com pouca variação do índice de vazios, muito semelhantes ao comportamento quanto à compressibilidade de argilas duras sobreadensadas apresentado por Gasparre & Coop (2008).

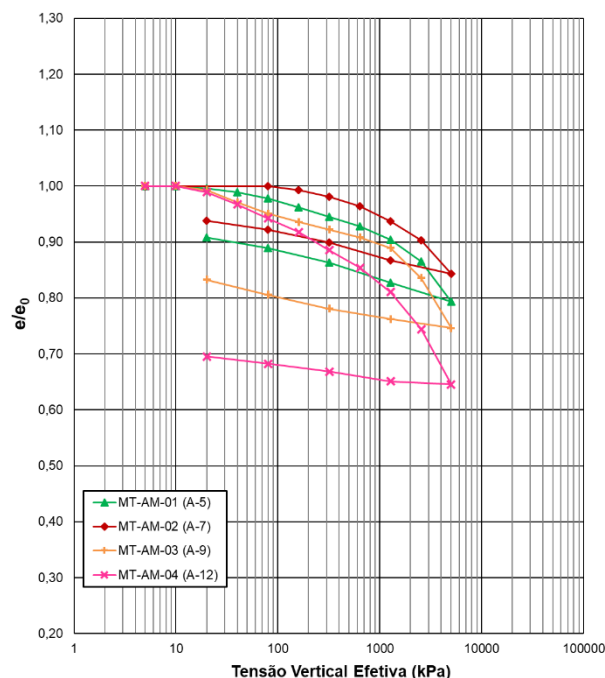


Figura 5.19 – Curvas de adensamento das amostras de argila cinza-esverdeada da Marginal Tietê pelo método VC.

Na Figura 5.19 o mesmo comportamento é observado para todas as amostras da Marginal Tietê. A definição do trecho de compressão virgem não fica clara. A amostra MT-AM-04 (A-12) apresentou maior variação de índice de vazios, e mostrou-se menos abatida, mas o trecho de compressão continuou bastante curvilíneo.

A Figura 5.20 expressa os resultados dos ensaios realizados nas amostras da Cidade Jardim, em condição ressecada no tipo de ensaio EL.

Nos resultados da Figura 5.20 observa-se maior variação do índice de vazios para o mesmo nível de carregamento das amostras da Marginal Tietê e na pressão onde os corpos de prova foram inundados fica mais clara a ocorrência da expansão. O comportamento da curva é o mesmo apresentado nas amostras da Marginal Tietê, comportamentos curvilíneos sem clara definição do trecho de compressão virgem.

De modo geral, ao observar os resultados de adensamento, nota-se que a forma da grande maioria das curvas é bastante semelhante entre si, apresentando

curvas abatidas que indicam pequena variação de volume para a faixa de pressões verticais efetivas a que foram submetidos os corpos de prova. Isso se deve a estrutura bastante densa das argilas cinza-esverdeadas, resultado de seu elevado sobreadensamento.

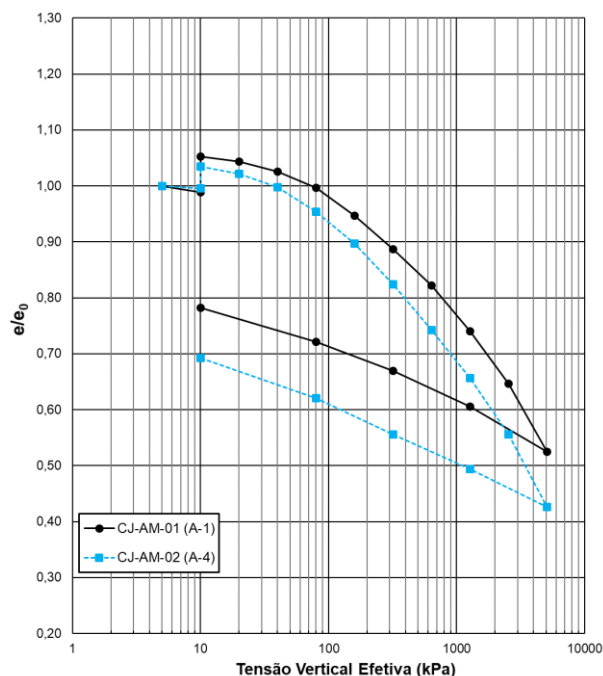


Figura 5.20 – Curvas de adensamento das amostras de argila cinza-esverdeada da Cidade Jardim pelo método EL.

Verifica-se também que a reta de compressão virgem não foi bem definida pelos ensaios realizados, evidenciando mais uma vez o elevado sobreadensamento, pois, para melhor definir o trecho de compressão virgem seria necessário a aplicação de carregamentos mais elevados, que não seriam suportados pelo equipamento utilizado. Este comportamento dificulta a determinação da tensão de pré-adensamento (σ'_a) dessas argilas.

Para complementar a informação acima a respeito da necessidade de aplicação de carregamentos bastante elevados para boa definição do trecho de compressão virgem e evidenciar o elevado sobreadensamento das amostras usadas nessa pesquisa, apresenta-se a Figura 5.21. Nesta figura é possível observar que o coeficiente de compressibilidade (m_v) começa a apresentar constância de valores para todas as amostras em pressões de aproximadamente 5000 kPa. Gasparre & Coop (2008) encontraram valores de mesma ordem para as argilas de Londres.

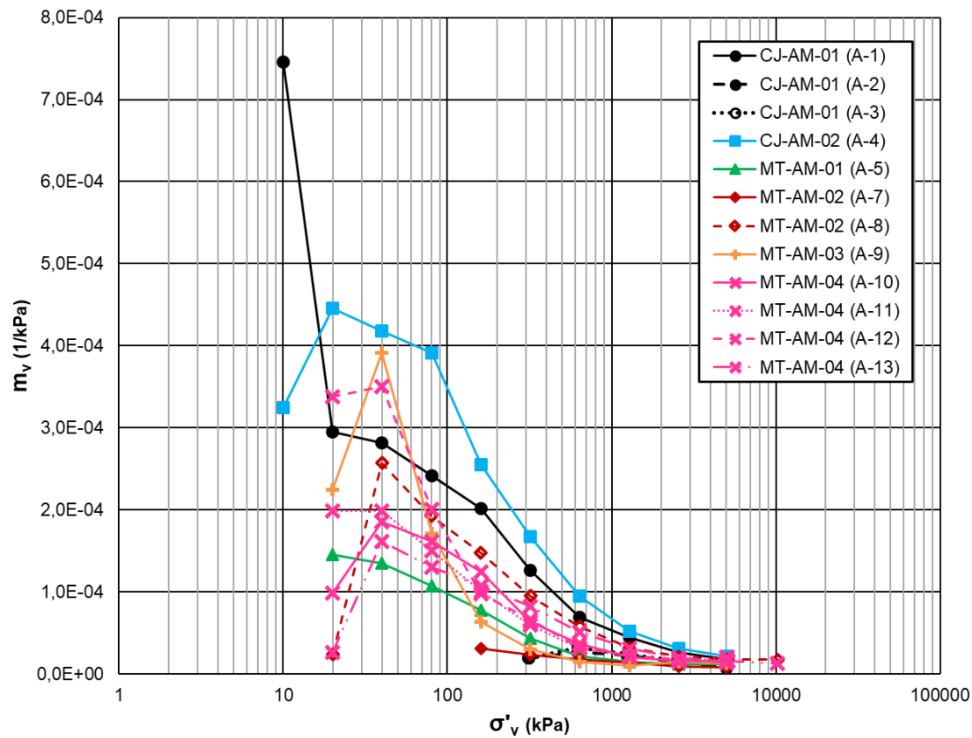


Figura 5.21 – Variação de m_v em função de σ'_v das argilas cinza-esverdeadas.

Penna (1982) notou este comportamento nas amostras mais densas usadas em sua pesquisa e para contornar o problema adotou o critério de determinar a tensão de pré-adensamento no valor em que ocorre 3% de deformação axial. Esse critério baseou-se numa avaliação estatística das demais amostras em que foi perfeitamente possível determinar σ'_a pelos métodos gráficos como de Pacheco Silva e Casagrande.

Nesta pesquisa foi utilizado o método de Pacheco Silva para determinar as tensões de pré-adensamento nos ensaios realizados, usando somente os dois últimos pontos da curva de compressão, devido a estas curvas se apresentarem bastante curvilíneas, sem clara definição do trecho de compressão virgem. Na Tabela 5.9 são apresentadas as tensões de pré-adensamento para cada um dos corpos de prova, além dos demais parâmetros de compressibilidade e expansão.

Nesta tabela os elevados valores da tensão de σ'_a chamam atenção. Os valores de σ'_a variaram de 540 kPa a 800 kPa para as amostras da região da Cidade Jardim, e entre 1000 kPa a 3580 kPa para as amostras da região da Marginal Tietê.

Fazendo uma comparação com Penna (1982) obteve-se valores de σ'_a de até 2150 kPa. Pinto e Massad (1972) obtiveram valores que variaram entre 700 e 850

kPa. Pinto e Abramento (1998) em ensaios de pressiômetro encontraram valores de até 4800 kPa.

Tabela 5.9 – Parâmetros de compressibilidade e expansão das argilas cinza-esverdeadas.

Identificação das amostras	Identificação do CP	Método de ensaio	σ'_a (kPa)	C_c	C_r	C_e	P_{exp} (kPa)	$\frac{C_c}{1 + e_0}$
CJ-AM-01	A-1	EL	600	0,20	0,02	0,04	90	0,13
	A-2	VC	610	0,09	-	0,03	180	0,06
	A-3	VC	800	0,11	-	0,03	222	0,07
CJ-AM-02	A-4	EL	540	0,23	0,01	0,05	42	0,15
MT-AM-01	A-5	VC	1525	0,16	0,02	0,03	13	0,10
	A-6	VC	-	-	-	-	2363	-
MT-AM-02	A-7	VC	1420	0,10	-	0,02	73	0,07
	A-8	EL	3580	0,41	0,01	0,07	850	0,27
MT-AM-03	A-9	VC	1495	0,16	0,02	0,02	9	0,11
MT-AM-04	A-10	EL	1500	0,19	0,02	0,04	100	0,12
	A-11	EL	1870	0,25	0,02	0,04	60	0,16
	A-12	VC	1000	0,16	0,02	0,01	3	0,11
	A-13	EL	2450	0,28	0,03	0,05	46	0,20

Outro fator que traz mais evidências de que essas argilas são muito sobreadensadas são os baixos valores do índice de compressão (C_c) obtidos e apresentados na Tabela 5.9. Na Figura 5.22 é expressa a relação do índice de compressão das argilas cinza-esverdeadas com o limite de liquidez. Nesta figura são apresentadas as relações para outras argilas cinza-esverdeadas encontradas na literatura. Nesta figura, aproveitando-se dos dados desta pesquisa, é sugerida nova relação pelo autor $C_c = 0,003 \cdot LL + 0,06$.

Já é patente na mecânica dos solos que o histórico de tensões exerce influência direta no sobreadensamento dos solos e em sua tensão de pré-adensamento, e promove alterações na estrutura do solo principalmente no que concerne à sua densidade e porosidade. Sobre essa ótica, a Figura 5.23 apresenta a relação entre σ'_a e o peso específico inicial (γ_0) dos corpos de prova ensaiados. Solos mais densos conduzem a pesos específicos mais elevados e maiores valores de σ'_a . Este

comportamento é observado nesta figura, e indica que σ'_a cresce exponencialmente com o aumento do peso específico da argila cinza-esverdeada.

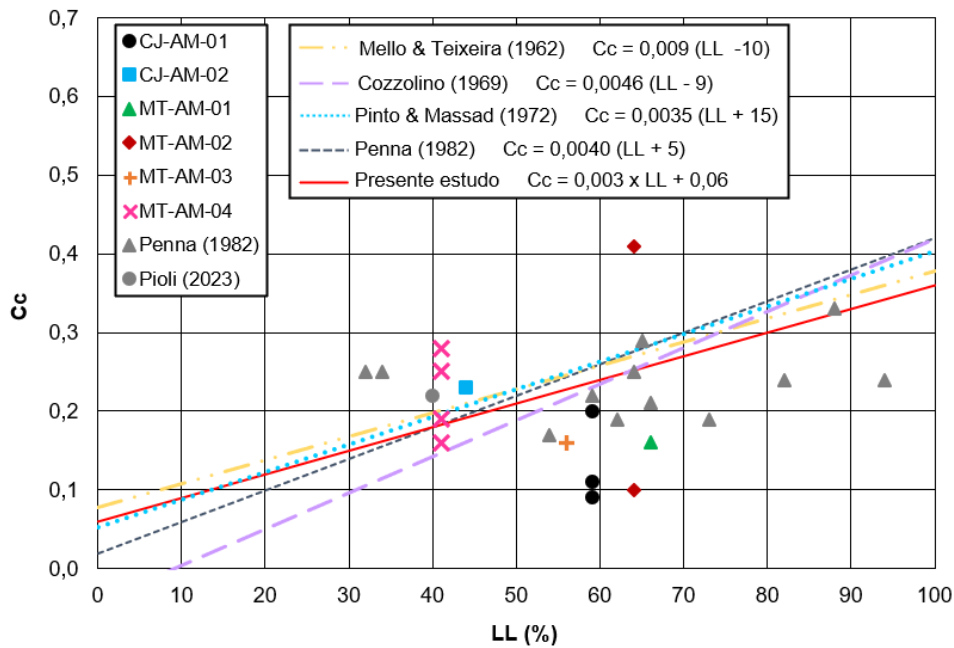


Figura 5.22 – Relação entre o índice de compressão e o limite de liquidez da argila cinza-esverdeada.

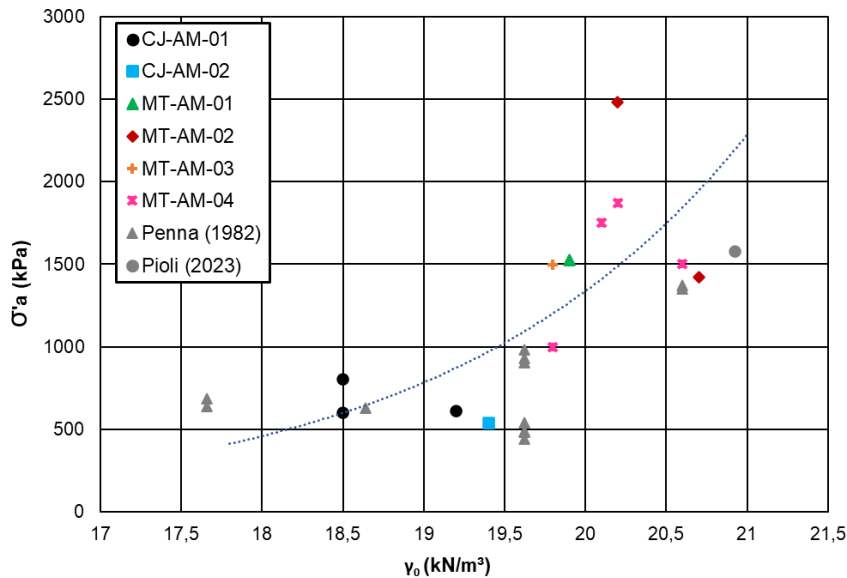


Figura 5.23 – Relação entre a estrutura da argila cinza-esverdeada e a tensão de pré-adensamento.

Nos resultados apresentados nas Figuras 5.18 a 5.20 a máxima pressão de expansão obtida foi de 100 kPa, e por se tratar de solos muito densos, com consideráveis percentuais de argilomineral expansivo em sua composição, decidiu-se ampliar as investigações sobre a expansão nessas argilas propondo-se algumas mudanças nos procedimentos de execução dos ensaios.

Nos ensaios de adensamento do tipo VC foram medidas as pressões de expansão (P_{exp}) geradas pela inundação dos corpos de prova. Nos ensaios do tipo EL P_{exp} foi estimada a partir do ponto onde a curva de adensamento cruza o índice de vazios onde foi feita a inundação. A metodologia empregada na estimativa da pressão de expansão nos ensaios do tipo EL é apresentada na Figura 5.24.

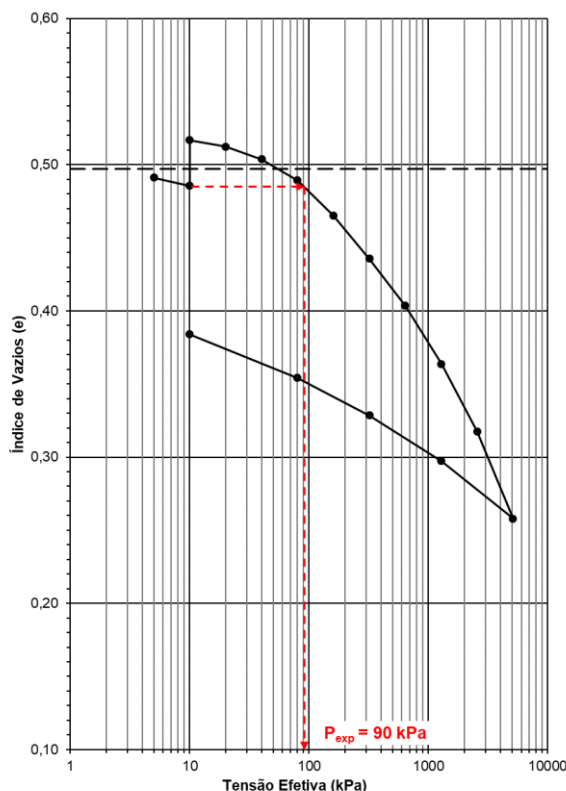


Figura 5.24 – Procedimento empregado na estimativa de P_{exp} em ensaios do tipo EL.

Na Figura 5.25 são apresentados dois ensaios do tipo VC feitos na amostra CJ-AM-01 (ressecada) em que os corpos de prova foram saturados lentamente por capilaridade. Essa amostra foi selecionada por ser a mais argilosa (78,9%) entre as amostras desta pesquisa. Os valores da pressão de expansão na Tabela 5.9 indicam haver um aumento de P_{exp} ao empregar este método, porém, pode ser efeito do ressecamento da amostra.

Na Figura 5.25 a pressão de expansão fica mais evidente pelo fato do volume ser mantido constante, mas as formas das curvas têm o mesmo comportamento vistos nos demais ensaios. Além disso, nos ensaios do tipo VC a expansão foi medida até a estabilização de P_{exp} , já nos ensaios do tipo EL a expansão foi medida até a estabilização das medidas de variação de altura dos corpos de prova.

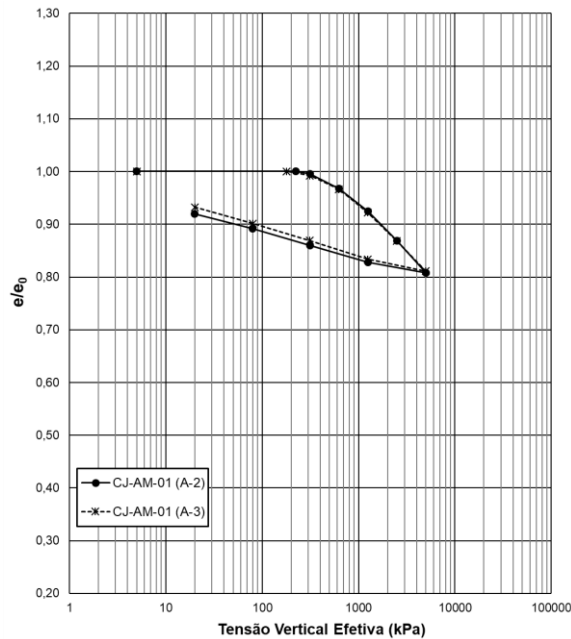


Figura 5.25 – Curvas de adensamento das amostras de argila cinza-esverdeada da Cidade Jardim pelo método VC com saturação por capilaridade.

Para verificar o efeito que o ressecamento exercia em P_{exp} deixou-se um corpo de prova da amostra MT-AM-01 (A-6) da Marginal Tietê ressecar ao ar e então prosseguiu-se a um ensaio do tipo VC com corpo de prova inundado lentamente por capilaridade. O resultado deste ensaio é apresentado na Figura 5.26. Percebe-se que quando comparado ao ensaio na mesma amostra e do mesmo tipo, porém, em condição natural (MT-AM-01 A-5), o ressecamento produz considerável efeito sobre o valor de P_{exp} conforme Tabela 5.9. Como visto na curva tracejada, a condição naturalmente densa, amplificada pelo ressecamento proposital, conduziu a valores muito elevados de P_{exp} , além de apresentar índices de vazios superiores ao inicial no trecho de descarregamento.

Com objetivo de verificar o procedimento de saturação por capilaridade também em amostras em condição natural, foram feitos dois ensaios do tipo EL empregando esse procedimento em amostras da Marginal Tietê. Para esta verificação foram escolhidas as amostras MT-AM-02 (A-8) e MT-AM-04 (A-13). A escolha da primeira deve-se a ser argilosa (64,9%) e com maior percentual de esmectita em sua composição (74%). A segunda foi escolhida por ter características opostas, menor percentual de argila (22%) e menor percentual de esmectita em sua composição (65%). Nestes ensaios também decidiu-se aumentar σ'_v com o objetivo de melhorar o

trecho de compressão virgem, conforme Tabela 4.1. A Figura 5.27 apresenta os resultados desses ensaios.

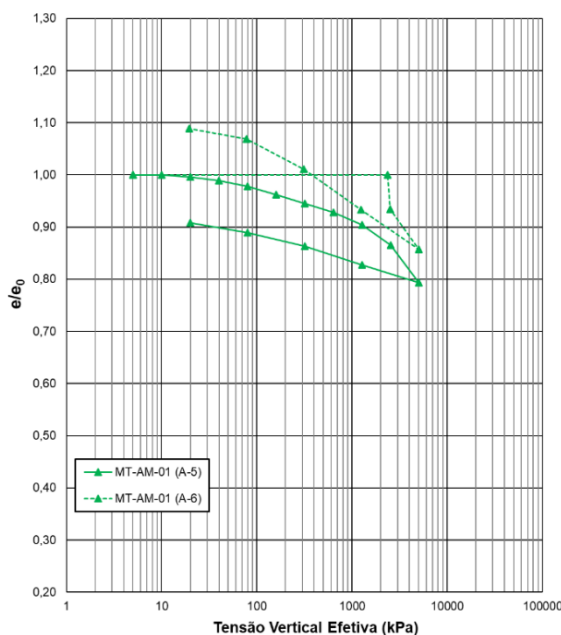


Figura 5.26 – Curva de adensamento da amostra de argila cinza-esverdeada da Marginal Tietê pelo método VC com saturação por capilaridade.

Na Figura 5.27 percebe-se que o valor de P_{exp} da amostra MT-AM-04 foi pouco influenciado pelo procedimento de saturação por capilaridade. Porém, o valor de P_{exp} apresentado pela amostra MT-AM-02 foi muito superior ao valor encontrado empregando-se o procedimento de inundação tradicional. Vale ressaltar que neste último ensaio exploratório o CP da amostra MT-AM-02 estava com grau de saturação pouco menor que o CP usado no ensaio com inundação tradicional e esta pode ser a causa nas diferenças dos valores de P_{exp} observados. Contudo, a quantidade de testes realizados é pequena para chegar a uma resposta conclusiva sobre o efeito da inundação por capilaridade nos valores de P_{exp} .

As máximas pressões de expansão obtidas foram de 2363 kPa em uma das amostras da região da Marginal Tietê (MT-AM-01), seguida de outra amostra desta mesma região (MT-AM-03) que apontou $P_{exp} = 850$ kPa. As demais amostras apresentaram valores baixos de P_{exp} . Salienta-se que Galves & Massad (1982) obtiveram valores entre 991 e 1040 kPa.

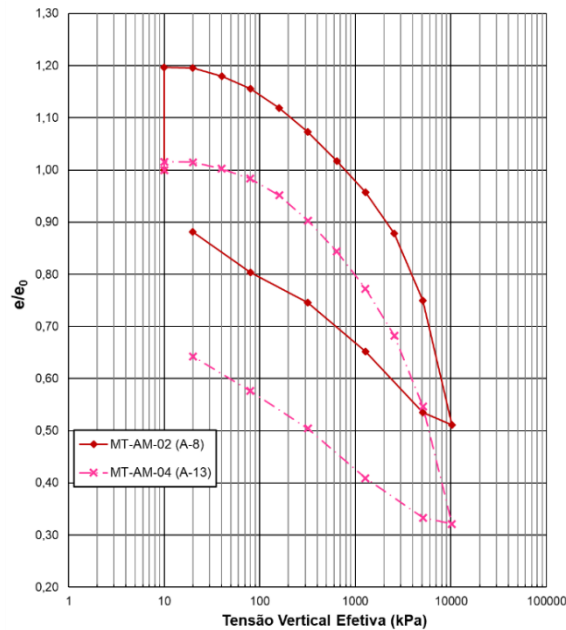


Figura 5.27 – Curvas de adensamento da amostra de argila cinza-esverdeada da Marginal Tietê pelo método EL com saturação por capilaridade.

Outro ponto que chama atenção nos resultados apresentados é a diferença entre as pressões de expansão medidas nos corpos de prova A-5 e A-6. Este segundo foi propositalmente ressecado ao ar para verificar se o ressecamento exerceria alguma influência sobre uma amostra de argila cinza-esverdeada com a Montmorillonita como argilomineral predominante. Foi realizada apenas uma verificação, portanto, caberiam mais verificações para confirmação dos resultados, porém, o resultado mostra que a mineralogia exerce grande influência nas argilas cinza-esverdeadas ressecadas com predominância de argilominerais expansivos em sua composição. Quando este valor de P_{exp} (2363 kPa) é comparado ao valor obtido nos CP's A-1, A-2 e A-3, no qual as amostras estão ressecadas e há similaridade granulométrica com diferença apenas do argilomineral predominante, pode-se inferir que esta diferença se deva a sua mineralogia.

Na Figura 5.28 são apresentadas as curvas representativas da evolução da expansão ao longo do tempo de ensaio para os ensaios do tipo EL. Verificou-se nestes ensaios que as estabilizações da expansão foram atingidas em todos os casos. Além disso, a amostra MT-AM-02 da Marginal Tietê apresentou magnitude de expansão cerca de 7 vezes maior que o restante das amostras ensaiadas, provável efeito do elevado percentual de argila e do argilomineral predominante, além do pequeno ressecamento anteriormente citado.

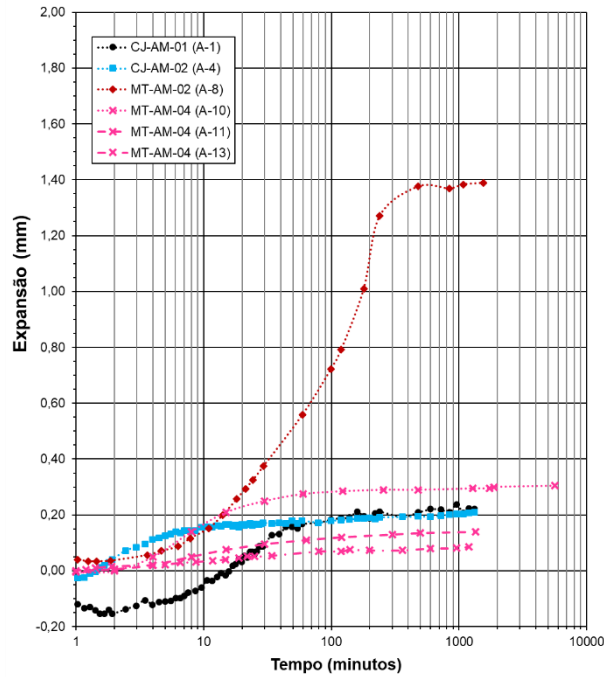


Figura 5.28 – Resultados de P_{exp} versus ρ_d e curva característica.

Apesar de todas as diferenças observadas nas medidas de P_{exp} , dos diferentes métodos de saturação ou inundação empregados, os valores obtidos nesta pesquisa apresentam o comportamento esperado (ver Figura 5.29) (e.g. GILCHRIST, 1963; SRIDHARAN *et al.*, 1986; FREDLUND *et al.*, 1980; SANTOS e MARINHO, 1990).

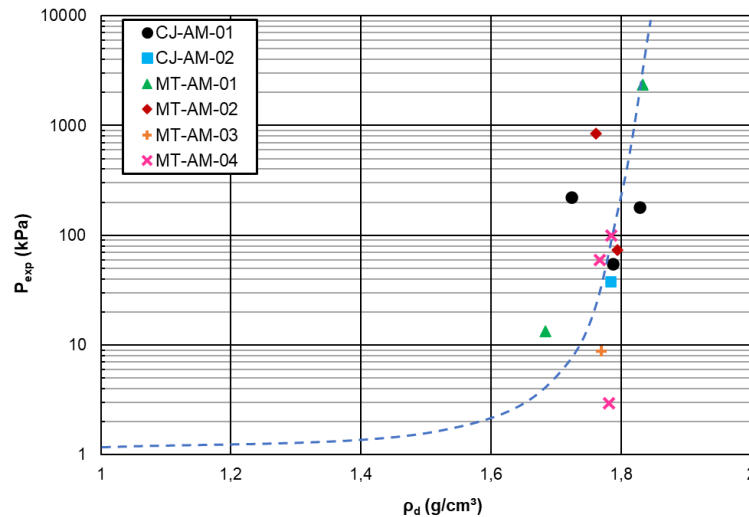


Figura 5.29 – Resultados de P_{exp} versus ρ_d e curva característica.

A Figura 5.30 apresenta as variações de σ'_a com a profundidade de amostragem, e os resultados da Cidade Jardim indicam que a σ'_a é crescente com a profundidade. Este comportamento não é observado nas amostras da Marginal Tietê, que apresenta constância de σ'_a ao longo da profundidade.

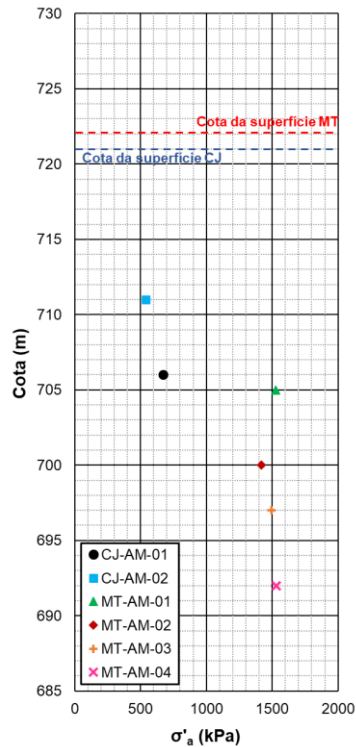


Figura 5.30 – Distribuição de σ'_a ao longo da profundidade de coleta das amostras.

5.3. Resistência ao cisalhamento e parâmetros de resistência

Para avaliar a resistência ao cisalhamento das argilas cinza-esverdeadas foi realizado uma série de ensaios triaxiais adensados isotropicamente e não drenados (CIU) em cada uma das amostras, nas tensões de 50, 100, 200 e 400 kPa. Os índices físicos iniciais de cada um dos corpos de prova são apresentados na Tabela 5.10.

Os resultados da resistência ao cisalhamento em ensaios triaxiais são representados pelas curvas tensão x deformação, poropressão x deformação e nas trajetórias de tensão, de onde é possível determinar os parâmetros de resistência das argilas cinza-esverdeadas. As Figuras 5.31 a 5.35 apresentam as curvas tensão x deformação e excesso de poropressão x deformação para a série de ensaios realizados nas argilas cinza-esverdeadas juntamente com a identificação de cada um dos corpos de prova utilizados.

Primeiramente será analisado os resultados individuais de cada uma das amostras, para posteriormente serem feitas as análises em conjunto sobre o comportamento das argilas cinza-esverdeadas usadas nesta pesquisa.

Tabela 5.10 – Índices físicos iniciais dos corpos de prova para ensaios triaxiais.

Identificação das amostras	Identificação do CP	σ_c (kPa)	w (%)	ρ (kg/m ³)	ρ_d (kg/m ³)	e	S (%)
CJ-AM-01	T-1	50	6,3	1754	1649	0,62	27
	T-2	100	7,6	1870	1738	0,54	38
	T-3	200	6,5	1857	1744	0,53	33
	T-4	400	6,0	1859	1753	0,53	31
CJ-AM-02	T-5	50	7,7	1927	1789	0,54	40
	T-6	100	3,7	1997	1925	0,43	24
	T-7	200	3,0	1832	1780	0,55	15
	T-8	400	3,5	1844	1783	0,54	18
MT-AM-01	T-9	50	18,8	2061	1735	0,59	88
	T-10	100	18,9	2057	1730	0,61	88
	T-11	200	20,2	2078	1729	0,60	94
	T-12	400	19,9	1994	1664	0,69	83
	T-13	200	7,8	2019	1874	0,45	45
MT-AM-02	T-14	50	18,9	2086	1755	0,54	97
	T-15	100	18,0	2068	1753	0,53	92
	T-16	200	17,9	2087	1770	0,51	94
	T-17	400	18,4	2106	1779	0,50	98
MT-AM-03	T-18	50	9,4	2050	1873	0,44	58
	T-19	100	7,6	2068	1923	0,40	51
	T-20	200	11,3	2144	1927	0,40	77
	T-21	400	12,9	2094	1854	0,45	77

As curvas tensão-deformação ($\sigma \times \varepsilon$) da Figura 5.31a da amostra CJ-AM-01 apresentam trecho inicial com elevada inclinação, seguida de uma curva relativamente branda, até atingirem o ponto de máximo acréscimo de tensão axial a deformações entre 4% e 15%. Posteriormente, nos ensaios com maiores tensões de confinamento (σ'_c) ocorre uma queda pouco acentuada da resistência. A Figura 5.31b indica comportamento dilatante nos quatro corpos de prova ensaiados, com leve aumento da poropressão positiva no início do ensaio, seguido de grandes decréscimos da poropressão até atingir elevados valores negativos.

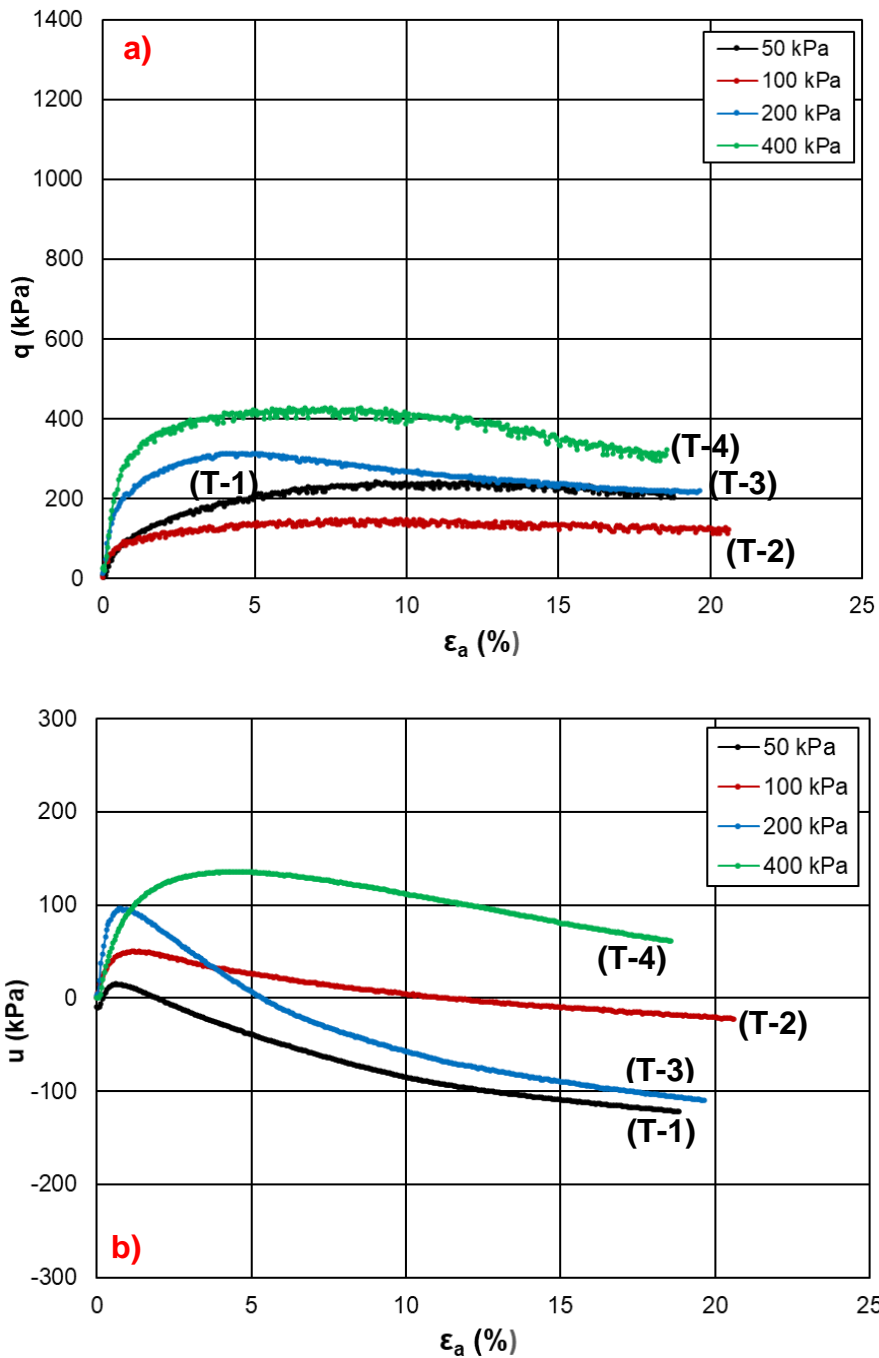


Figura 5.31 – Curvas a) tensão x deformação específica axial; b) excesso de poropressão x deformação específica axial da amostra CJ-AM-01 (Cidade Jardim).

Quanto a Figura 5.32a, as curvas $\sigma \times \epsilon$ da amostra CJ-AM-02 apresentaram nas três σ'_c inferiores comportamentos similares, com menor intensidade do acréscimo de tensão no trecho inicial, seguido de uma curvatura a deformações entre 1% e 5% e mantiveram-se constantes até grandes deformações. A curva do ensaio com $\sigma'_c = 400 \text{ kPa}$ apresentou-se mais inclinada, com pico de resistência entre 3% e 5%, seguido de queda brusca de pequena magnitude até atingir a constância a partir

de 5% de deformação. As poropressões da Figura 5.32b apresentaram o mesmo comportamento dilatante, com pico de pressão positiva ocorrendo a deformações entre 1% e 3%.

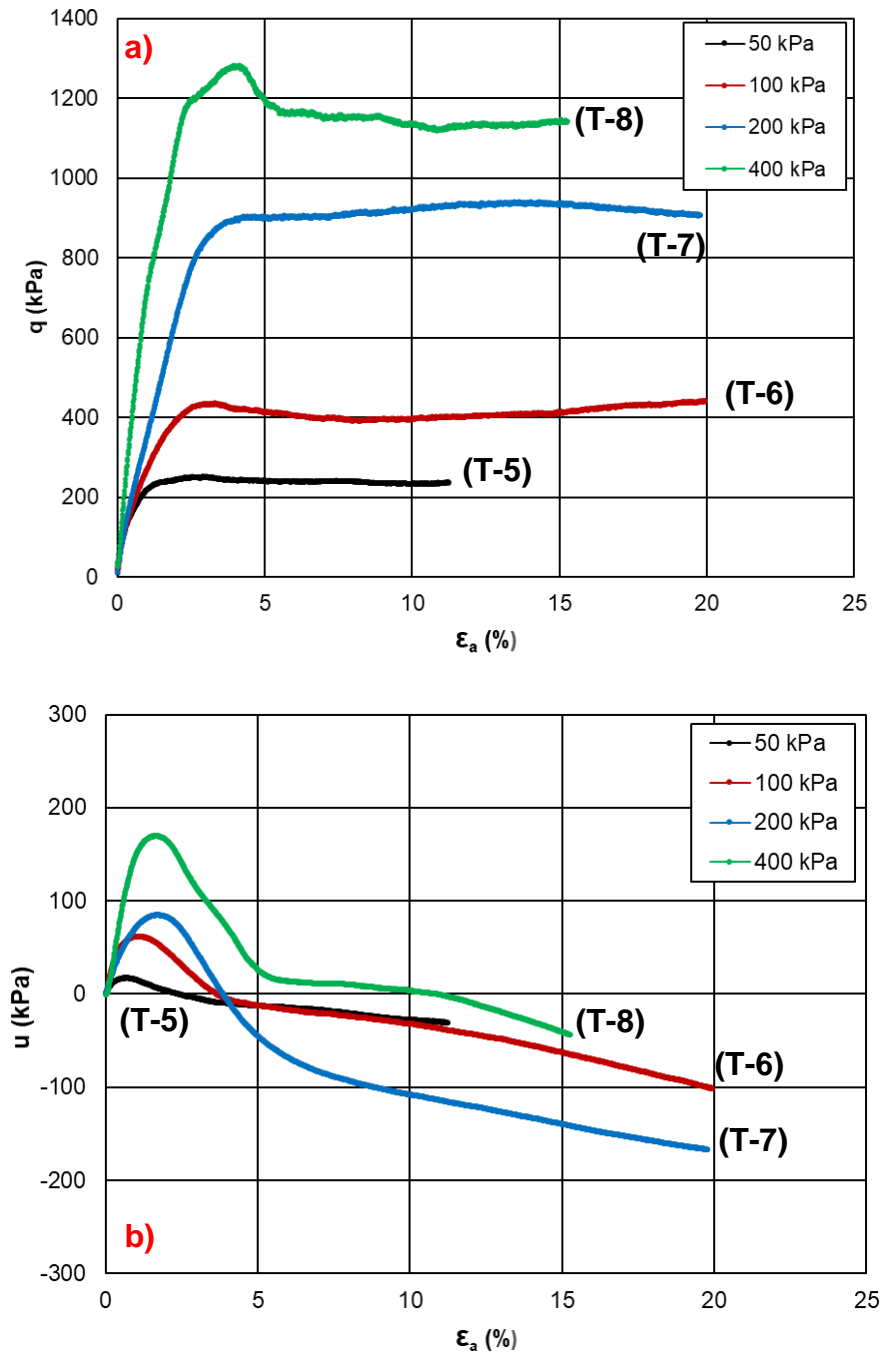


Figura 5.32 – Curvas a) tensão x deformação específica axial; b) excesso de poropressão x deformação específica axial da amostra CJ-AM-02 (Cidade Jardim).

Nas curvas $\sigma \times \epsilon$ da Figura 5.33a, referentes a amostra MT-AM-01, notam-se 3 comportamentos distintos. Nas duas σ'_c superiores há um grande ganho de resistência inicial, com pico de resistência ocorrendo entre 1% e 2%, seguido de queda

acentuada da resistência a deformações entre 2% e 10%, e acima deste nível de deformação a intensidade da queda da resistência diminui. Em $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ a intensidade de ganho de resistência inicial é menor, e a curvatura ocorre em deformação entre 4% e 5%, seguida de queda de baixa intensidade da resistência. Em $\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ ocorre um pico, seguido de acentuada queda de resistência a deformações entre 2% e 3% e um novo ganho resistência de baixa intensidade e magnitude a deformações entre 3% e 4%, apresentando constância acima deste nível de deformação. As poropressões observadas na Figura 5.33b também apresentam comportamento dilatante com elevados valores de poropressão negativa.

A Figura 5.34a traz as curvas $\sigma \times \varepsilon$ da amostra MT-AM-02. Nestas curvas se vê 4 comportamentos distintos. A curva do ensaio com $\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ apresenta um pico de resistência entre 2% e 3% de deformação, seguido de queda de baixa magnitude e média intensidade a deformações entre 3% e 4%, voltando a ganhar resistência em deformações superiores a 5%. No ensaio com $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ o comportamento observado é similar ao da amostra anterior, diferindo apenas na intensidade de ganho de resistência inicial. O CP com $\sigma'_c = 200 \text{ kPa}$ apresentou comportamento similar ao de 50 kPa , porém, após deformação de 5% houve constância de valores até cerca de 14% de deformação onde inicia-se uma queda de baixa intensidade. Para $\sigma'_c = 400 \text{ kPa}$ ocorre ganho de resistência com elevadíssima intensidade no trecho inicial até cerca de 1% de deformação, quando é atingido o pico de resistência e segue-se queda brusca da resistência até grandes deformações. As poropressões na Figura 5.34b apresentam o mesmo comportamento observado nas demais amostras.

As curvas $\sigma \times \varepsilon$ da Figura 5.35a, referentes a amostra MT-AM-03, também apresentam 4 comportamentos distintos entre as tensões de confinamento. Todos os corpos de prova demonstraram elevado ganho de resistência inicial. O ensaio com $\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ atinge o máximo acréscimo de tensão axial a deformações entre 1% e 2%, seguido por leve queda da resistência, até deformação da ordem de 17%, quando apresenta pequeno ganho de resistência. O ensaio com $\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ atinge a máxima resistência entre 3% e 5%, mantendo certa constância até o fim do ensaio. O CP com $\sigma'_c = 200 \text{ kPa}$ atinge a máxima resistência a deformações entre 5% e 6%, seguido de queda da resistência em baixa intensidade até grandes deformações. A

curva do ensaio com $\sigma'_c = 400 \text{ kPa}$ apresenta pico de resistência por volta de 1% de deformação seguido de acentuada queda até o fim do ensaio. As poropressões da Figura 5.35b apresentaram o mesmo comportamento dilatante visto em todos os ensaios, com pico de pressão positiva ocorrendo a deformações entre 0% e 1%.

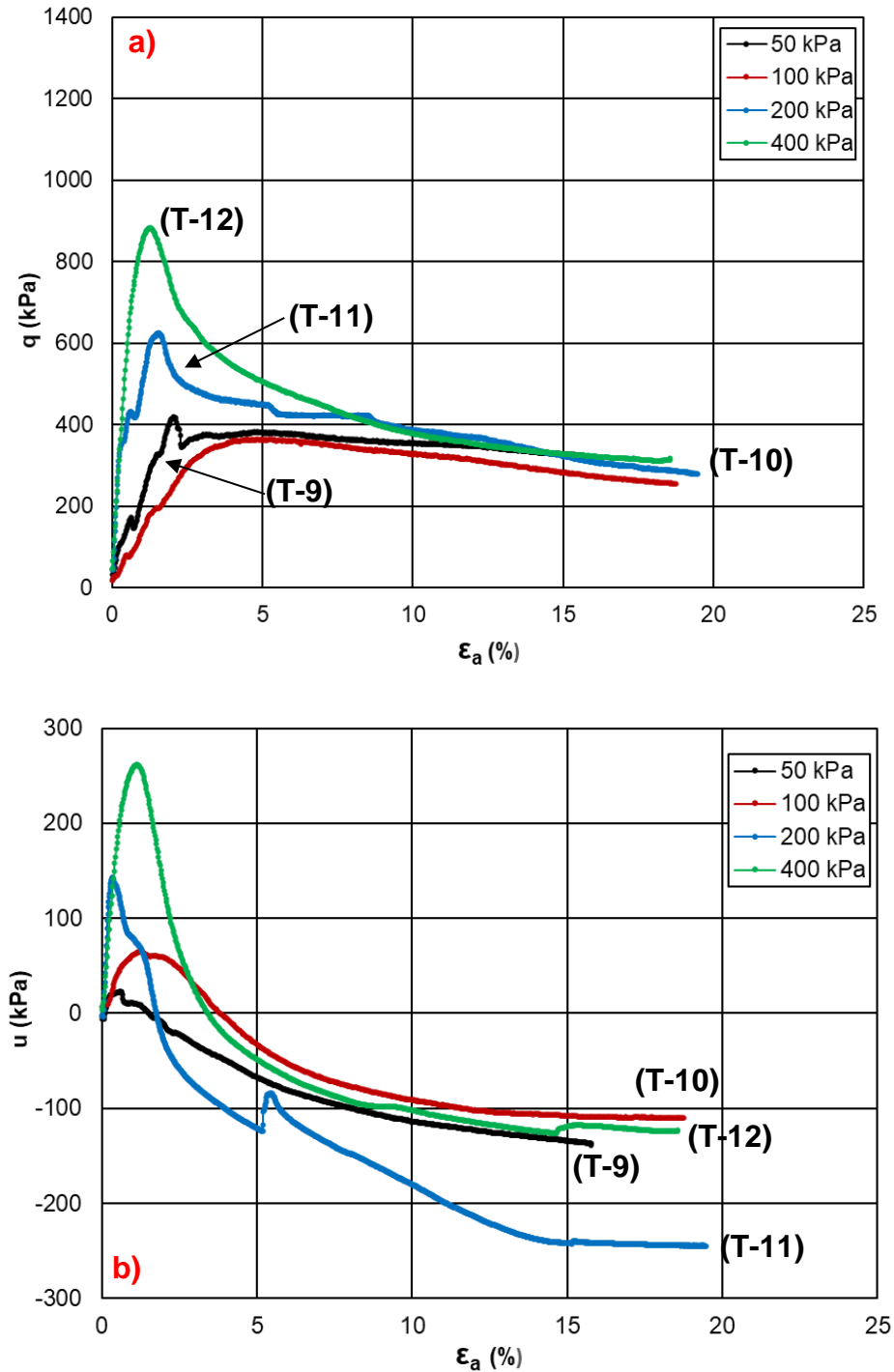


Figura 5.33 – Curvas a) tensão x deformação específica axial; b) excesso de poropressão x deformação específica axial da amostra MT-AM-01 (Marginal Tietê).

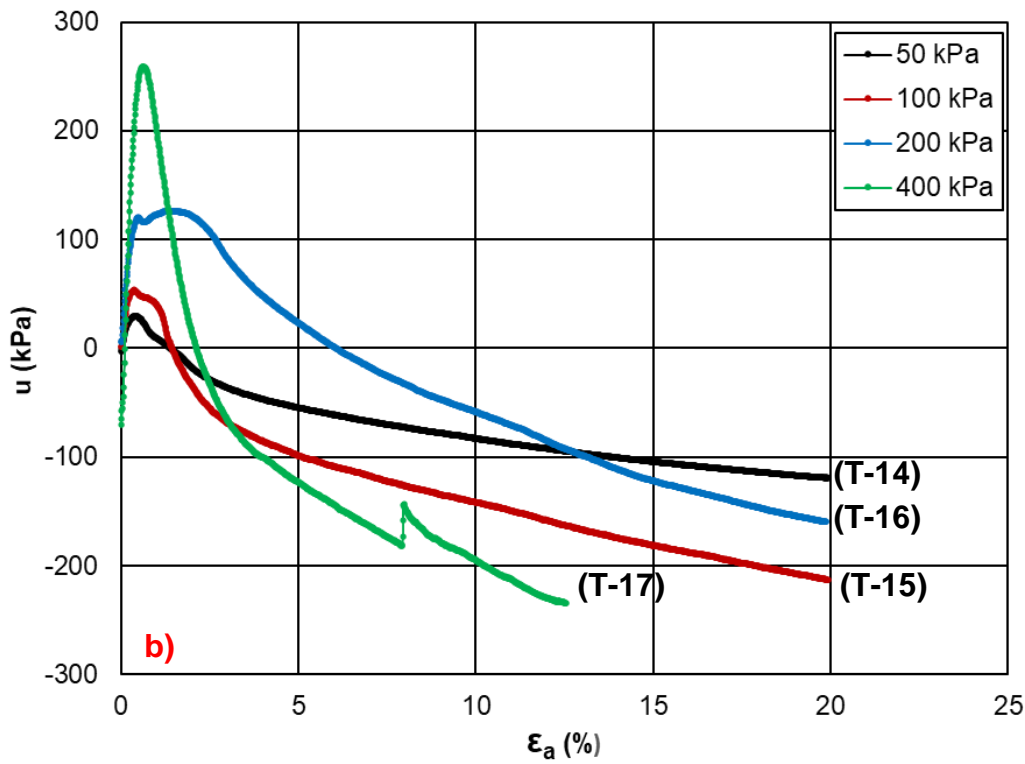
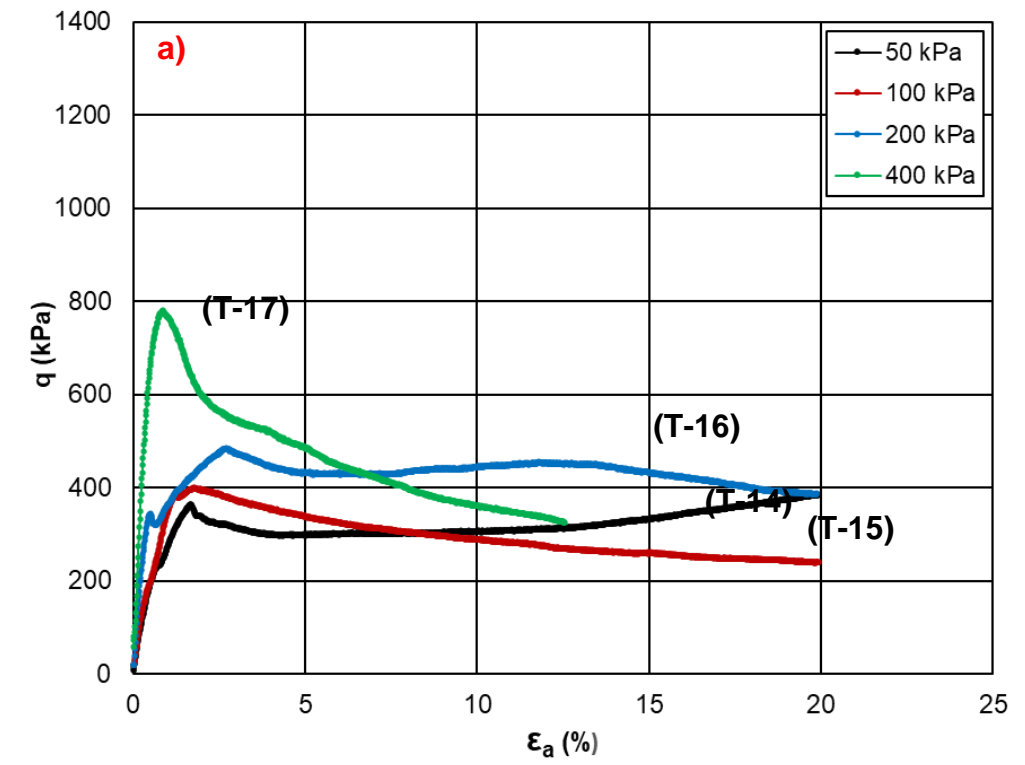


Figura 5.34 – Curvas a) tensão x deformação específica axial; b) excesso de poropressão x deformação específica axial da amostra MT-AM-02 (Marginal Tietê).

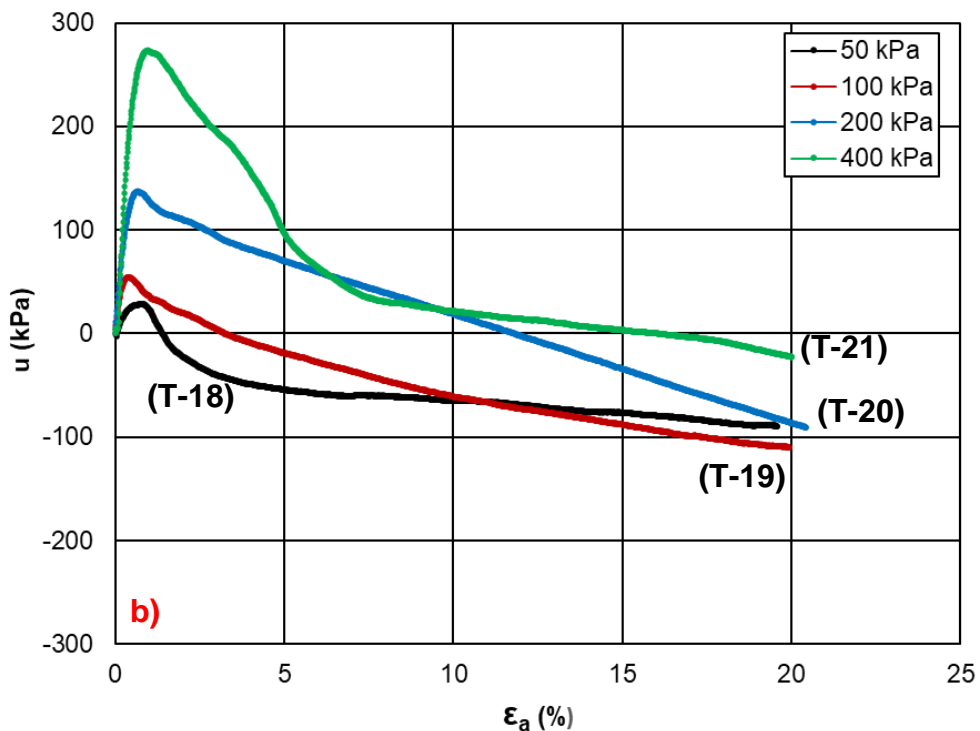
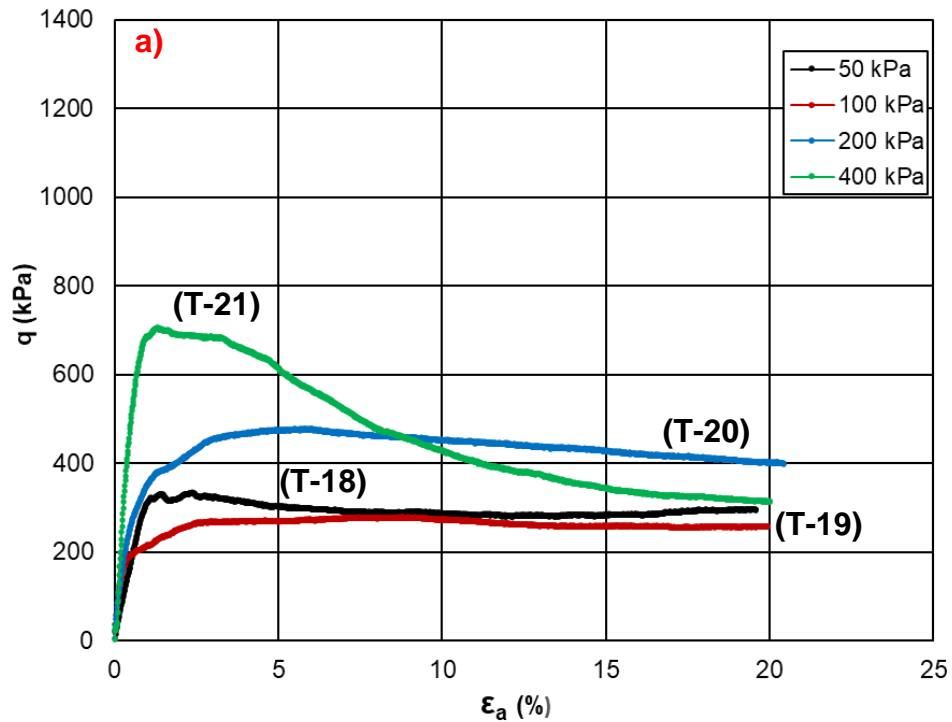


Figura 5.35 – Curvas a) tensão x deformação específica axial; b) excesso de poropressão x deformação específica axial da amostra MT-AM-03 (Marginal Tietê).

As curvas tensão x deformação apresentaram ao menos quatro comportamentos distintos, indicando o quão elevado é o grau de heterogeneidade das argilas cinza-esverdeadas. As tensões de confinamento exercem influência no comportamento desses materiais. Os ensaios de 400 kPa apresentaram similaridade

nas curvas tensão-deformação, apresentando forte ganho de resistência inicial e pico de resistência a deformações de cerca de 1% para as amostras da Marginal Tietê e entre 4% e 7% para as amostras da Cidade Jardim. Os ensaios com $\sigma'_c = 200 \text{ kPa}$ apresentaram comportamentos similares em quase todas as amostras, exceto a amostra MT-AM-01. Os ensaios com 50 kPa e 100 kPa apresentaram similaridade entre as amostras de mesma região.

Pode-se dizer que os ensaios a tensão de 400 kPa apresentaram comportamento típico de argilas sobreadensadas, segundo descrito por Skempton (1964) e Hight *et al.* (2007), indicando ruptura frágil dos corpos de prova. Já os ensaios nas demais tensões apresentaram comportamento de solo normalmente adensado (50 kPa e 100 kPa), ou levemente sobreadensado (200 kPa), típico de argilas duras muito fissuradas de acordo com Skempton (1970).

Apesar dos diferentes comportamentos das curvas tensão-deformação vistos, todas elas apresentam inclinação bastante elevada no início das deformações até que a ruptura seja atingida, indicando forte ganho de resistência das argilas cinza-esverdeadas em pequenas deformações quando solicitadas axialmente. Isso indica elevada rigidez das argilas cinza-esverdeadas quanto a deformabilidade, que será tratada mais adiante.

Quanto ao excesso de poropressão observado nos ensaios de compressão, fica claro o comportamento dilatante das argilas cinza-esverdeadas. Este é um comportamento típico de solos muito densos ou compactos, e no caso de solos argilosos naturais, muito sobreadensados, apesar das curvas tensão-deformação indicarem outro comportamento para os valores mais baixos e intermediários de σ'_c . Essa diferença de comportamento entre as curvas tensão-deformação e excesso de poropressão pode estar ligada as fissuras existentes nos corpos de prova, pois segundo Skempton (1970) e Hight *et al.* (2007) as fissuras e juntas podem reduzir consideravelmente a resistência das argilas duras, afetando principalmente o intercepto de coesão, porém, não afeta o comportamento do excesso poropressão, não causa orientação das partículas de argila e nem há redução do ângulo de atrito.

Outro ponto a ser analisado é o nível de deformações onde as máximas resistências foram atingidas nas amostras da Cidade Jardim. Nestas amostras as máximas resistências são alcançadas a deformações superiores a 4%. Como essas

amostras encontram-se ressecadas, suspeita-se que a saturação dos corpos de prova induziu uma expansão dos CP's, que influenciou em sua resistência. Esse assunto voltará a ser tratado pouco adiante neste mesmo capítulo.

As trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais realizados são apresentadas nas Figuras 5.36 a 5.40, no espaço s' ($(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$) versus t ($(\sigma_1 - \sigma_3)/2$). Nestas figuras também são apresentadas as envoltórias de resistência de pico (linha preta pontilhada) e residual (linha laranja tracejada) para cada uma das amostras, onde foram obtidos os parâmetros a' e α' . Os coeficientes de determinação de cada uma das envoltórias são apresentados na Tabela 5.11.

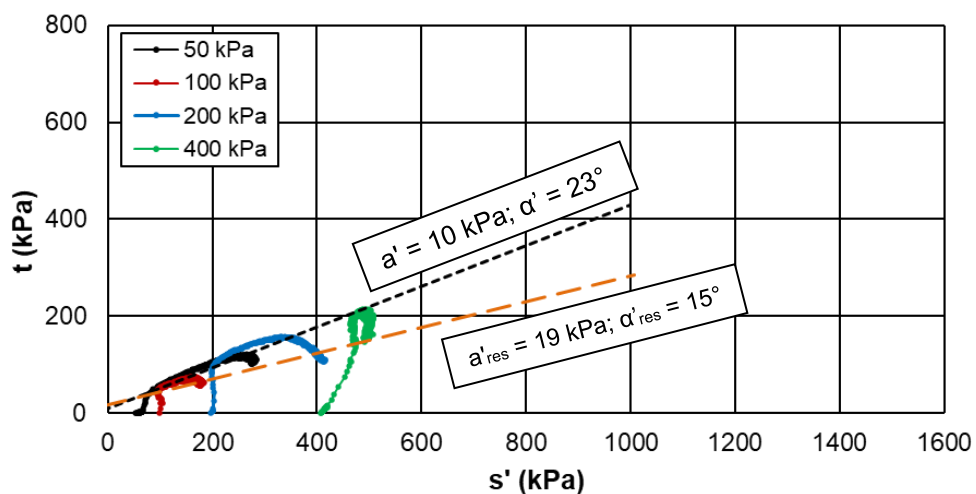


Figura 5.36 – Trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais da amostra CJ-AM-01 (Cidade Jardim).

Ao analisar as trajetórias de tensão verifica-se que elas descrevem exatamente o que foi visto nas curvas tensão x deformação e no desenvolvimento das poropressões. Inicialmente o excesso de poropressão é positivo e a trajetória de tensões efetivas se posiciona a esquerda da trajetória de tensões totais (45°). Com o desenvolver das deformações, a trajetória de tensões efetivas cruza a trajetória de tensões totais e se mantém a direita desta última até o fim do ensaio, indicando excesso de poropressões negativas. A ocorrência de excesso de poropressões negativas aumenta a resistência dos solos. Isto se deve a estrutura muito densa das argilas cinza-esverdeadas, efeito do elevado sobreadensamento.

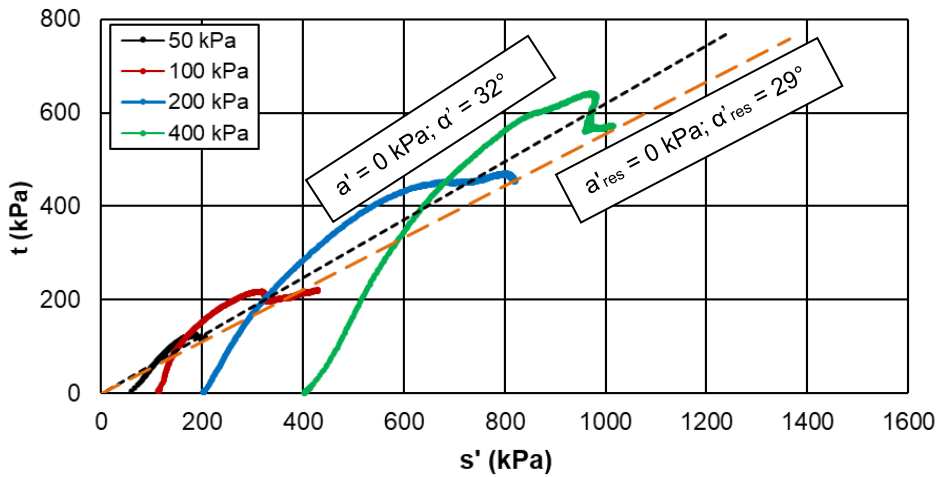


Figura 5.37 – Trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais da amostra CJ-AM-02 (Cidade Jardim).

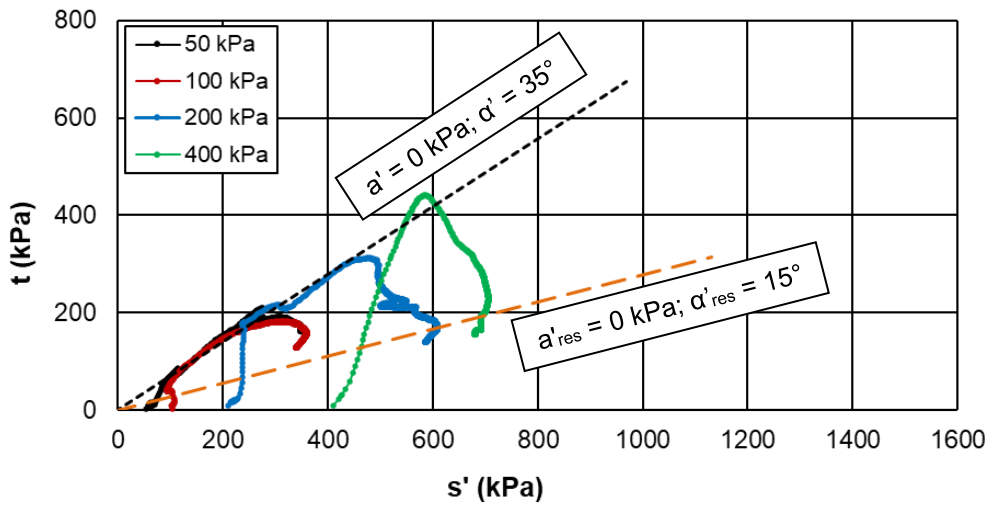


Figura 5.38 – Trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais da amostra MT-AM-01 (Marginal Tietê).

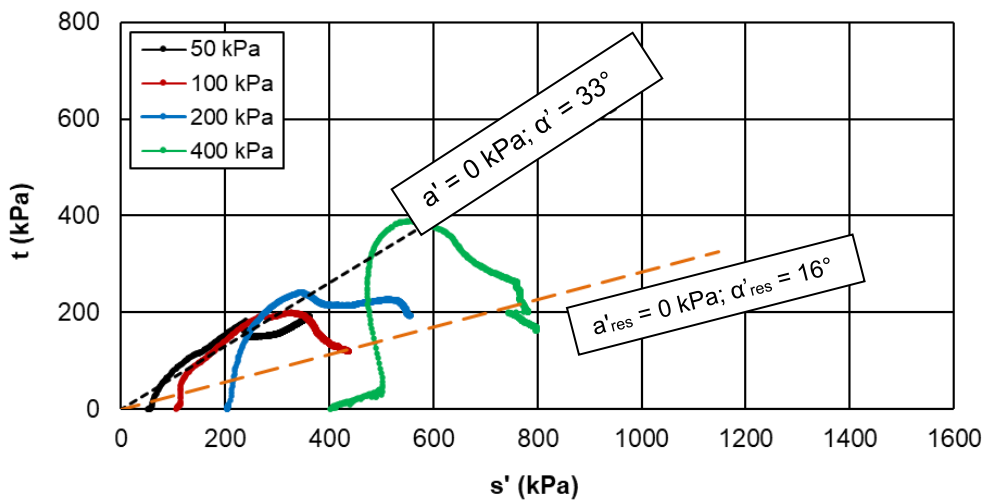


Figura 5.39 – Trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais da amostra MT-AM-02 (Marginal Tietê).

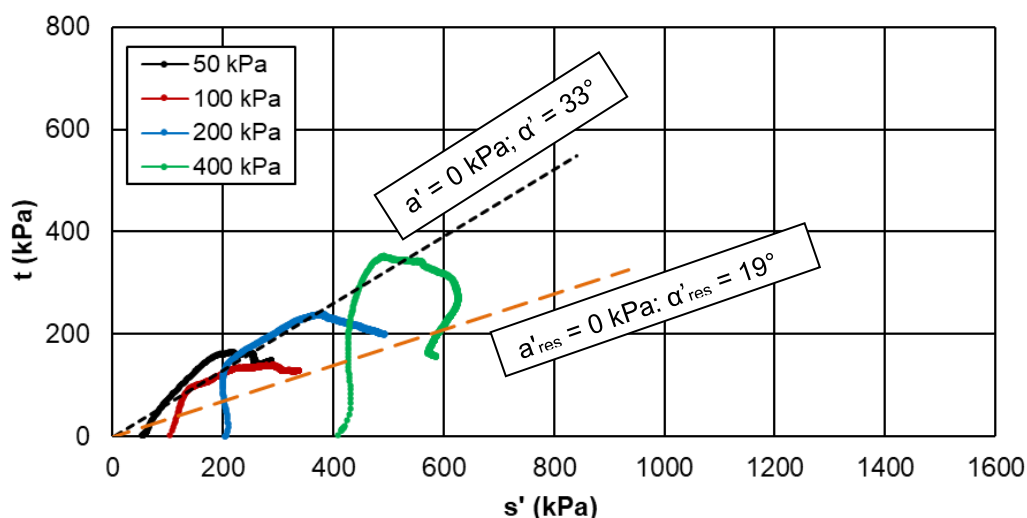


Figura 5.40 – Trajetórias de tensão dos ensaios triaxiais da amostra MT-AM-03 (Marginal Tietê).

As Figuras 5.41 a 5.45 apresentam as envoltórias de resistência de pico e residual, também no espaço s' versus t , de cada uma das amostras ensaiadas com o objetivo de demonstrar as variações das envoltórias e seus parâmetros de resistência. Nestas figuras são apresentados também os parâmetros de resistência: intercepto de coesão (c') e ângulo de atrito (φ') de pico, e intercepto de coesão residual (c'_{res}) e ângulo de atrito residual (φ'_{res}). Estes parâmetros também são vistos na Tabela 5.11.

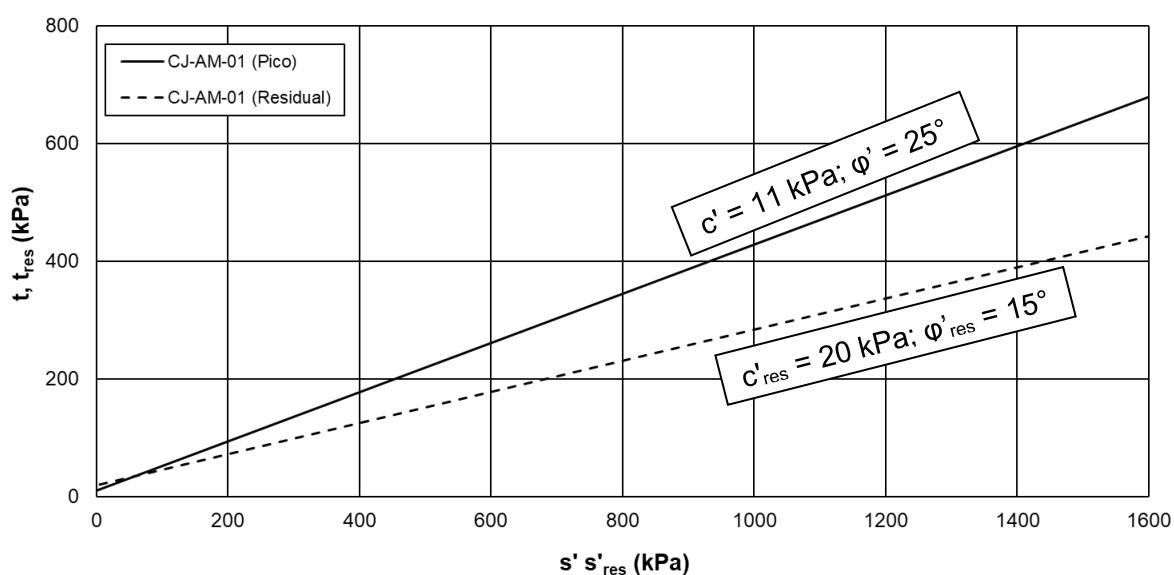


Figura 5.41 – Envoltórias de resistência de pico e residual da amostra CJ-AM-01 (Cidade Jardim).

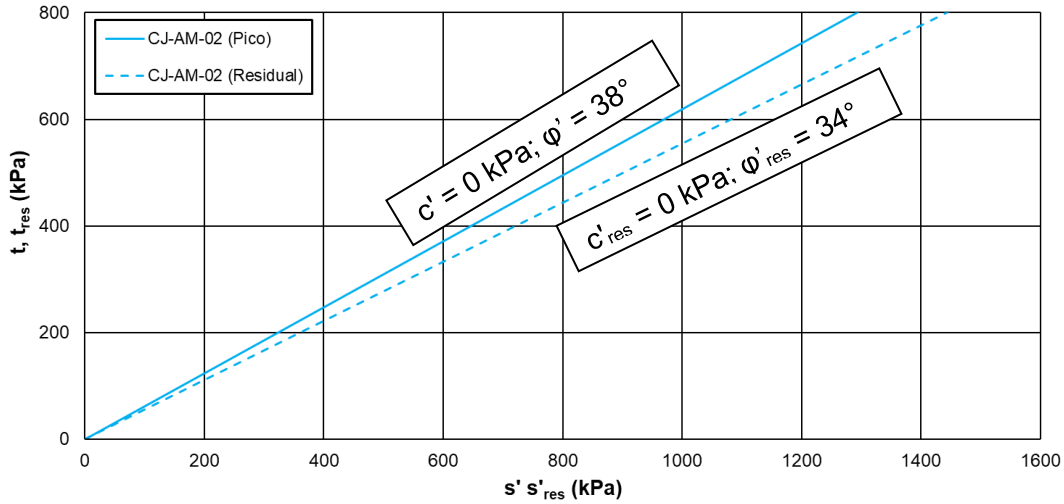


Figura 5.42 – Envolvórias de resistência de pico e residual da amostra CJ-AM-02 (Cidade Jardim).

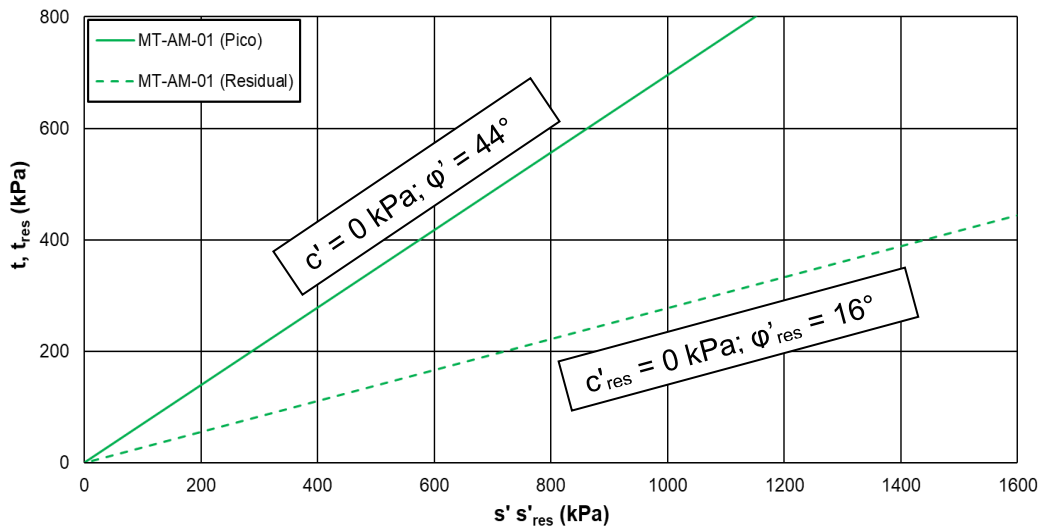


Figura 5.43 – Envolvórias de resistência de pico e residual da amostra MT-AM-01 (Marginal Tietê).

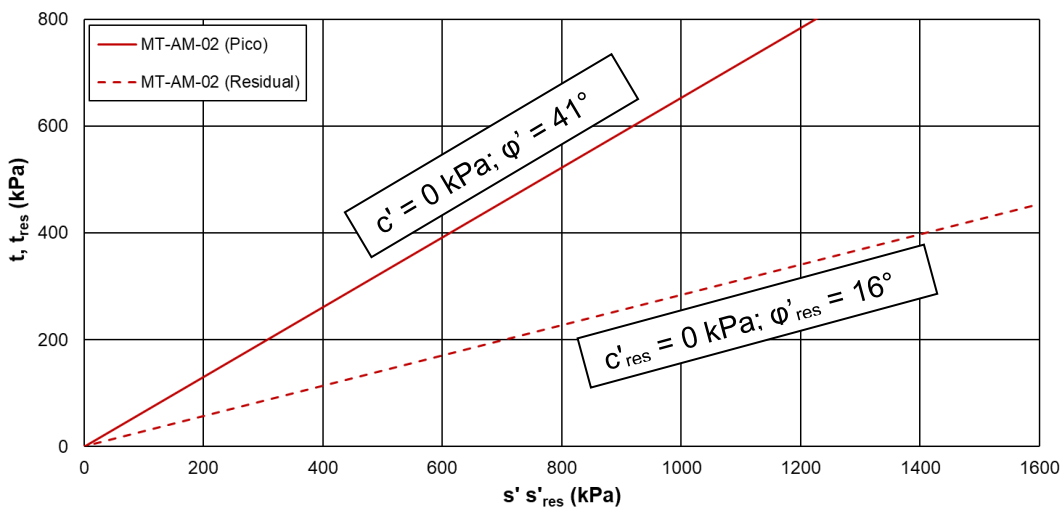


Figura 5.44 – Envolvórias de resistência de pico e residual da amostra MT-AM-02 (Marginal Tietê).

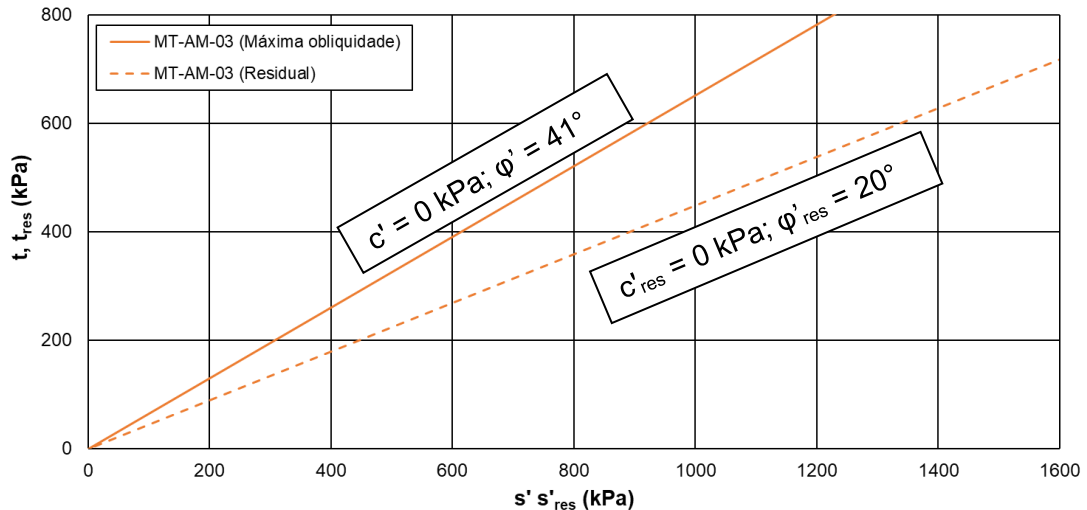


Figura 5.45 – Envoltórias de resistência de pico e residual da amostra MT-AM-03 (Marginal Tietê).

Fazendo uma comparação dos parâmetros de resistência obtidos nesta pesquisa com dados disponíveis na literatura nota-se algumas divergências quanto ao ângulo de atrito. Galves & Massad (1982) obtiveram valores de intercepto de coesão de pico (c') variando entre 0 e 34 kPa, e ângulo de atrito de pico efetivo (φ') variando entre 25° e 30° para a argila cinza-esverdeada. Massad (1980) apresenta valores de c' entre 40 e 70 kPa e valores de φ' entre 15 e 26 graus.

Dos parâmetros de resistência apresentados nesta pesquisa destaca-se o ângulo de atrito elevado. Excluindo-se φ' da amostra CJ-AM-01, que apresentou resistência bastante inferior as demais amostras, o valor médio do ângulo de atrito é de 44°, muito superior ao esperado para um solo argiloso. Isso pode ser devido as tensões usadas nos ensaios triaxiais. As tensões de pré-adensamento das amostras ensaiadas variam de 540 kPa a 3580 kPa, portanto, as pressões adotadas nos ensaios triaxiais (50 kPa a 400 kPa) podem ser muito inferiores a máxima tensão a que o solo já foi submetido. Sabe-se que a trajetória de tensões teórica de um solo sobreadensado não é toda linear, pois, no trecho sobreadensado ela se apresenta em forma curva, como apresentado na Figura 2.9. É possível que as pressões adotadas nos ensaios triaxiais se localizem logo no início do trecho curvo da envoltória teórica para solos sobreadensados, fazendo com que os valores de φ' sejam muito altos.

Para complementar a informação acima, a Figura 5.46 apresenta a razão de tensão (s_u/σ'_c) de cada uma das amostras em função de sua tensão de confinamento. Sabe-se que esta razão é cerca de 0,2 para solos normalmente adensados, portanto,

esses dados podem indicar o quão distante a tensão confinamento usada no ensaio triaxial está da condição normalmente adensada.

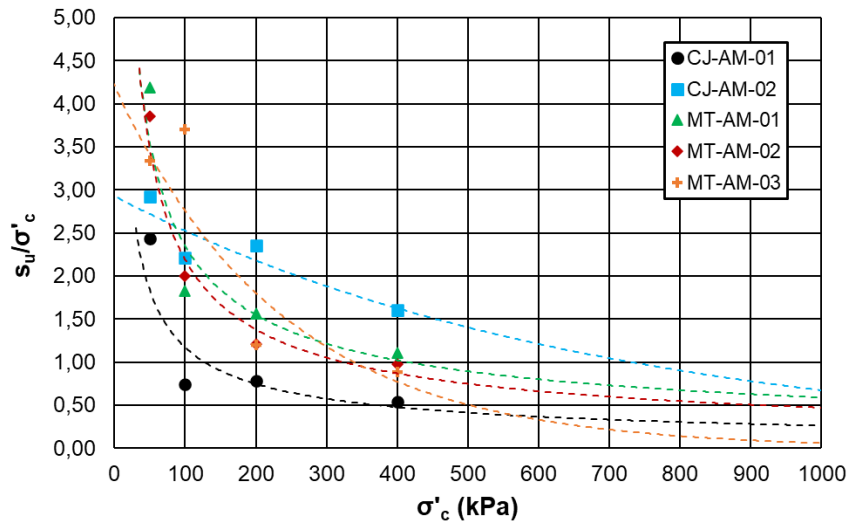


Figura 5.46 – Razão de tensões versus tensão de confinamento efetiva.

Apesar dos elevados valores de φ' de pico, os ângulos de atrito residuais (φ'_{res}) e os interceptos de coesão residuais (c'_{res}) apresentaram valores próximos do esperado. Galves & Massad obtiveram φ'_{res} variando entre 10° e 14° e intercepto de coesão nulo. Timothy & Hisham (1997) mostram o comportamento típico de φ' e φ'_{res} em relação a plasticidade dos solos. Segundo os autores o ângulo de atrito tende a se elevar quanto menos plástico é o solo. A Figura 5.47 mostra o comportamento de φ' e φ'_{res} em função da plasticidade das argilas cinza-esverdeadas, juntamente com os dados dos autores. Na legenda os dados de Timothy & Hisham (1997) são representados pela letra P os valores de φ' e pela letra R os valores de φ'_{res} .

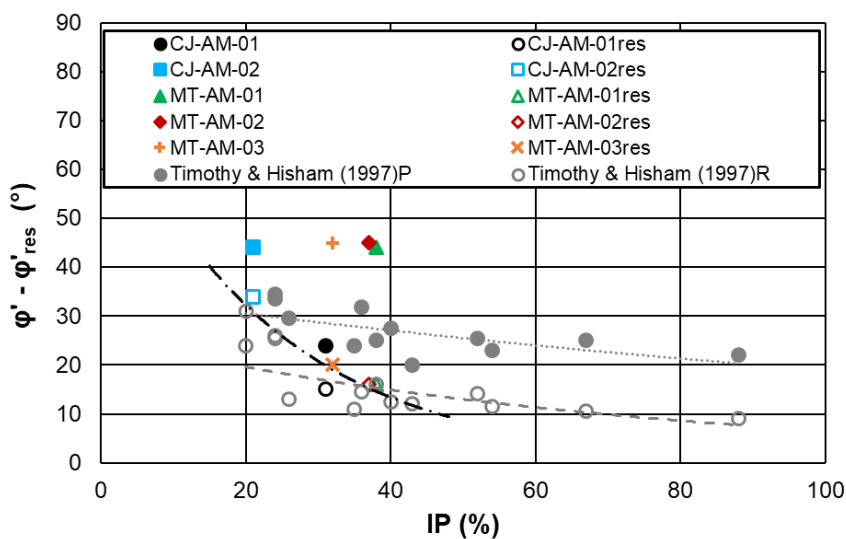


Figura 5.47 – Ângulo de atrito de pico e residual versus índice de plasticidade.

Nota-se que φ'_{res} aumenta exponencialmente com a redução da plasticidade, conforme descrito pelos autores, porém com intensidade muito maior para as argilas cinza-esverdeadas. Já para φ' não se observa este mesmo comportamento. Provavelmente isso se deve aos valores elevados de φ' como mencionado anteriormente.

Foram realizadas também comparações entre as envoltórias de resistência das argilas cinza-esverdeadas de mesma região e, portanto, mesma condição (natural ou ressecada). Os resultados dessas comparações estão expressos nas Figuras 5.48 a 5.50 juntamente de seus coeficientes de determinação (R^2).

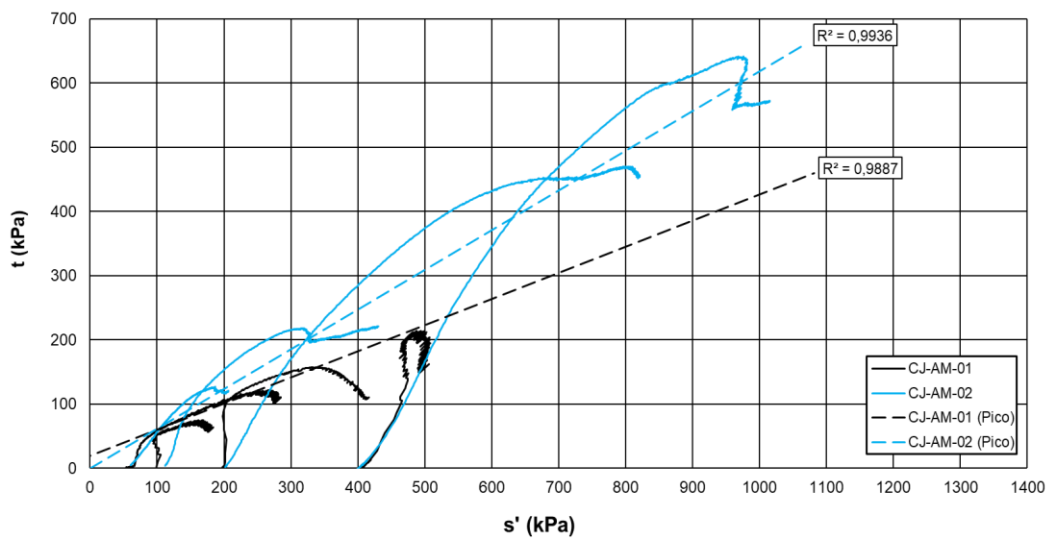


Figura 5.48 – Envoltórias de resistência de pico das amostras da Cidade Jardim.

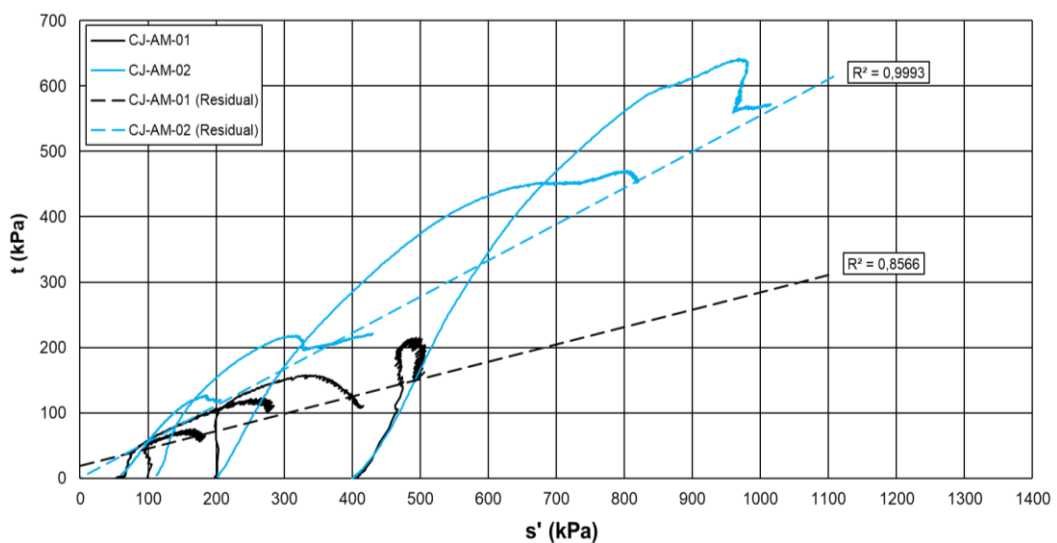


Figura 5.49 – Envoltórias de resistência residual das amostras da Cidade Jardim.

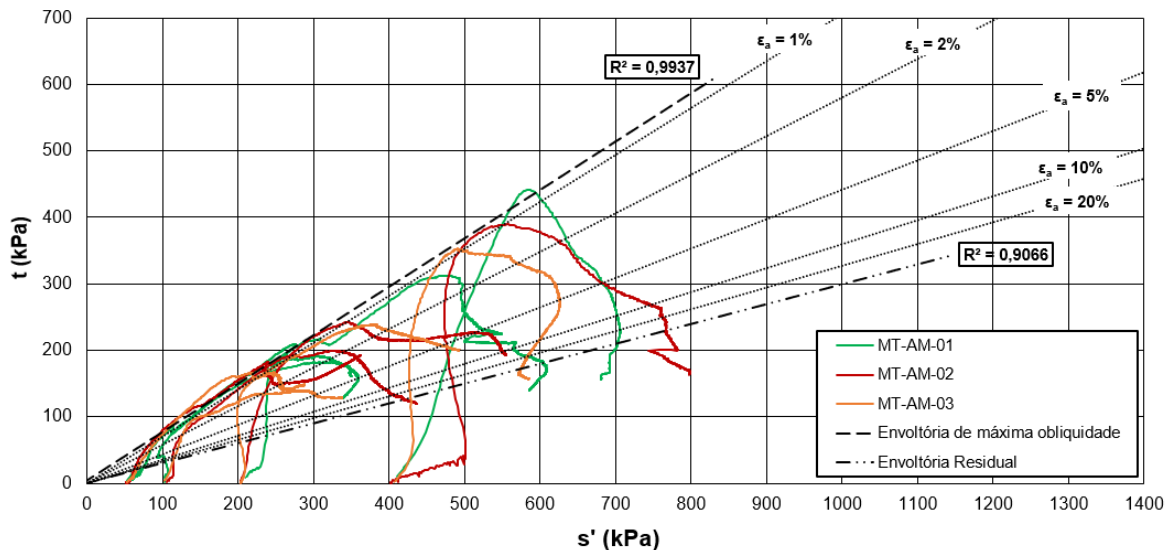


Figura 5.50 – Envoltórias de resistência residual das amostras da Marginal Tietê.

Nas Figuras 5.48 e 5.49 referentes as envoltórias de resistências das amostras da Cidade Jardim, optou-se por apresentá-las individualmente para cada uma das amostras dada a diferença de comportamento apresentado entre elas. Além da elevada heterogeneidade entre as amostras, foi mencionado anteriormente que os resultados dos ensaios triaxiais da amostra CJ-AM-01 podem ter sido afetados pela expansão do CP durante o processo de saturação no ensaio, resultando na redução de sua resistência. Quanto a amostra CJ-AM-02, por ter apresentado pressão de expansão 2 a 5 vezes menor que a amostra anterior e não serem observadas discrepância nos parâmetros de resistência em relação as amostras da Marginal Tietê, acredita-se que a expansão devido a saturação por contrapressão não tenha produzido efeitos muito significativos.

Na Figura 5.50 é notável a convergência das trajetórias de tensão de todas as amostras da região da Marginal Tietê, resultando em uma envoltória de resistência única para este local. Verifica-se a boa convergência dos dados a partir dos coeficientes de determinação das envoltórias. No caso da envoltória residual este coeficiente mostrou-se pouco menor, porém, ainda é razoável considerar esta envoltória como representativa da resistência residual da argila cinza-esverdeada do local.

Por fim, foi realizado um ensaio triaxial adicional com o objetivo de avaliar se o ressecamento e posterior saturação dos corpos de prova, procedimento necessário ao ensaio triaxial do tipo CIU, afetam sua resistência. Na Figura 5.51 são

apresentados os resultados comparativos de um corpo de prova ensaiado em condição natural (T-11) e outro ressecado propositalmente (T-13) em amostra da Marginal Tietê (MT-AM-01). Percebe-se claramente que a expansão da argila cinza-esverdeada, devida ao ressecamento e posterior saturação, afetam sua resistência. O corpo de prova ressecado apresentou resistência muito inferior ao corpo de prova ensaiado em condição natural. A alteração no comportamento pôde também ser observado no desenvolvimento do excesso de poropressões.

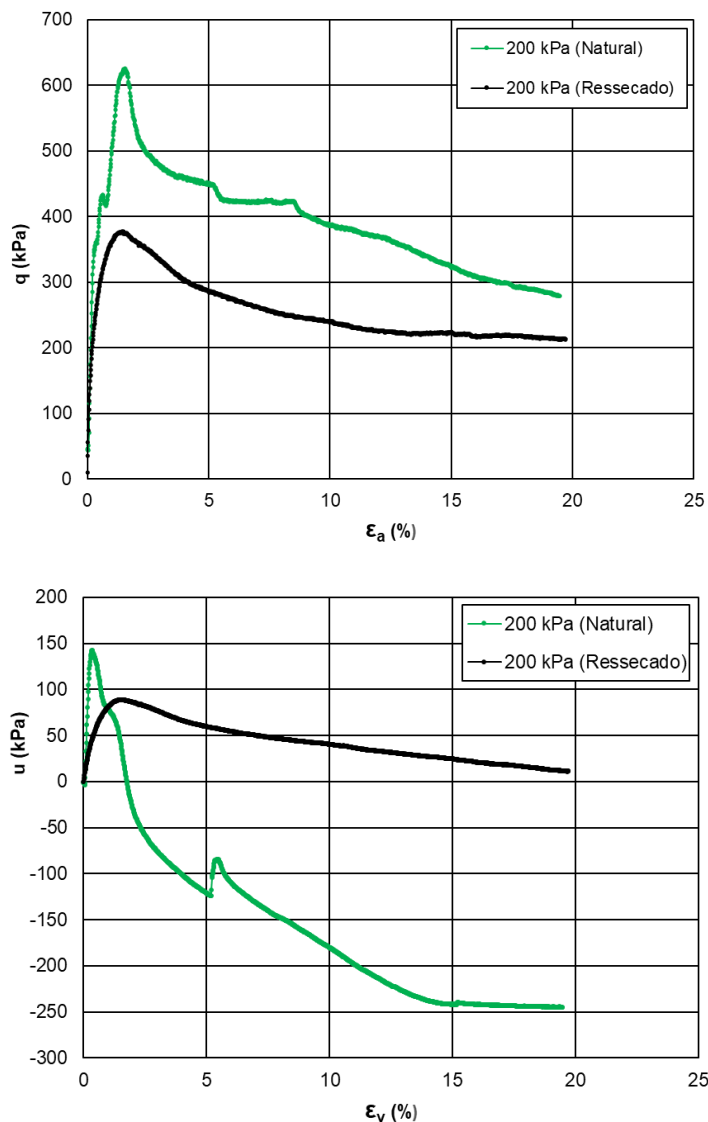


Figura 5.51 – Curva tensão x deformação em CP's natural e ressecado para comparação.

A Tabela 5.11 apresenta os parâmetros de resistência de pico e residual das amostras ensaiadas, além de diversos outros parâmetros associados aos ensaios de resistência triaxial.

Tabela 5.11 – Parâmetros de resistência das amostras de argila cinza-esverdeada.

Identificação das amostras	σ_c (kPa)	s_u/σ_c	C'_{pico} (kPa)	C'_{residual} (kPa)	φ'_{pico} (kPa)	$\varphi'_{\text{residual}}$ (kPa)	R^2_{pico}	R^2_{residual}
CJ-AM-01	50	2,44	11	20	25	15	0,99	0,86
	100	0,75						
	200	0,79						
	400	0,54						
CJ-AM-02	50	2,92	0	0	38	34	0,99	0,99
	100	2,21						
	200	2,35						
	400	1,60						
MT-AM-01	50	4,19	0	0	44	16	0,99	0,92
	100	1,83						
	200	1,56						
	400	1,10						
MT-AM-02	50	3,86	0	0	41	16	0,99	0,88
	100	2,00						
	200	1,21						
	400	0,98						
MT-AM-03	50	3,34	0	0	41	20	0,98	0,88
	100	3,70						
	200	1,20						
	400	0,88						

5.4. Ensaio dinâmico de coluna ressonante, ensaios de Bender Elements e parâmetros de deformabilidade

Com objetivo de obter os parâmetros de deformabilidade das argilas cinza-esverdeadas e compreender melhor a deformabilidade deste material foi realizado uma série de ensaios de coluna ressonante (CR) em cada uma das amostras, nas pressões confinantes de 49, 98, 196 e 392 kPa. Os índices físicos iniciais de cada um dos corpos de prova são apresentados na Tabela 5.12.

Tabela 5.12 – Índices físicos iniciais dos corpos de prova dos ensaios de coluna ressonante.

Identificação das amostras	Identificação do CP	w (%)	ρ (kg/m ³)	ρ_d (kg/m ³)	e	S (%)
CJ-AM-01	CR-1	14,6	1984	1731	0,55	72
	CR-2	7,0	1795	1678	0,59	31
CJ-AM-02	CR-3	4,7	1890	1804	0,53	25
	CR-4	3,0	2034	1975	0,39	21
MT-AM-01	CR-5	20,1	2010	1674	0,65	85
MT-AM-02	CR-6	20,2	2024	1699	0,57	89
MT-AM-02	CR-7	12,3	2131	1897	0,41	79

As amostras da Cidade Jardim encontravam-se ressecadas, conforme já mencionado. Foram então realizados ensaios nestas amostras em duas condições, ressecada e saturada. Os CP's foram saturados por aplicação de contrapressão seguindo os mesmos procedimentos de saturação adotados para um ensaio triaxial. As análises comparativas de ambos os ensaios serão apresentadas pouco adiante.

As Figuras 5.52 a 5.58 apresentam o ganho de rigidez dos corpos de prova com o tempo de adensamento para cada uma das pressões de confinamento definidas para o ensaio, assim como a variação do índice de vazios ao longo do ensaio. Cabe ressaltar que no equipamento utilizado para realização dos ensaios de coluna ressonante a drenagem durante o adensamento dos corpos de prova é feita apenas por uma das extremidades, o que faz com que o tempo necessário para o devido adensamento seja muito maior que o normal (cerca de 4 vezes).

Diferentemente dos ensaios de resistência, os ensaios de coluna ressonante serão analisados coletivamente, pois os comportamentos observados entre as amostras foram similares.

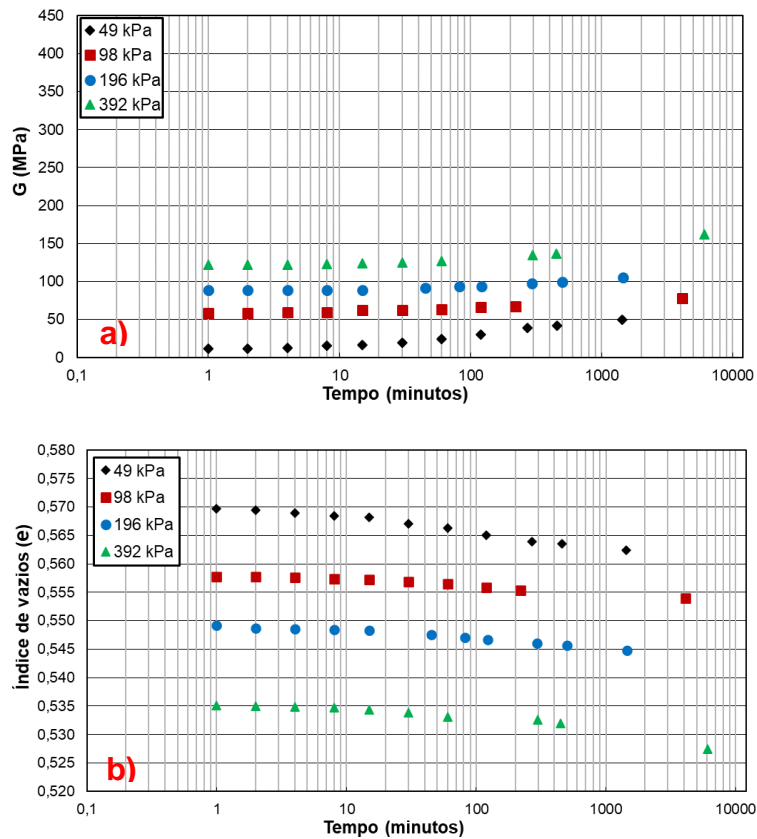


Figura 5.52 – Ensaio na amostra CJ-AM-01 com CP saturado (CR-1): a) G x Tempo; b) e x Tempo.

Nas Figuras 5.52a a 5.58a observa-se, quanto ao ganho de rigidez na etapa de adensamento dos corpos de prova, comportamentos semelhantes para todas as amostras, diferindo basicamente nas magnitudes do ganho de rigidez. O ganho de rigidez varia entre 15 e 40 MPa nas amostras saturadas e naturais, podendo chegar até valores de 100 MPa nas amostras ressecadas.

Quanto a variação do índice de vazios nas Figuras 5.52b a 5.58b também se vê o mesmo comportamento para todas as amostras e as diferenças ocorrem nas magnitudes da redução do índice de vazios em cada estágio de pressão. Cabe ressaltar que as amostras são muito densas devido ao elevado sobreadensamento, portanto, as reduções do índice de vazios são pequenas, variando na segunda ou terceira casa decimal entre estágios de pressão e na segunda casa decimal entre o índice de vazios inicial (e_0) e o índice de vazios do último estágio de pressão (e_f).

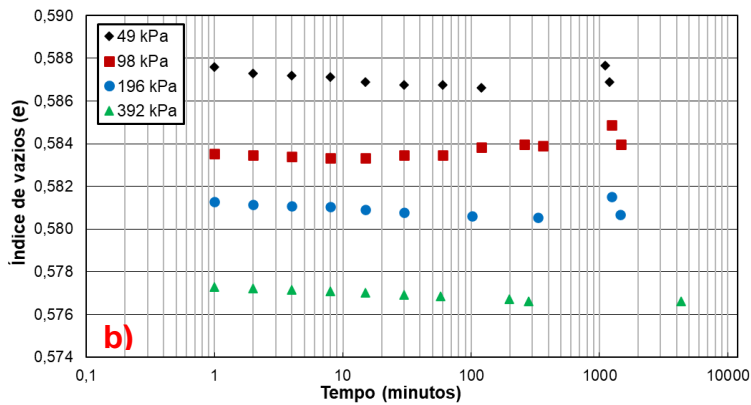
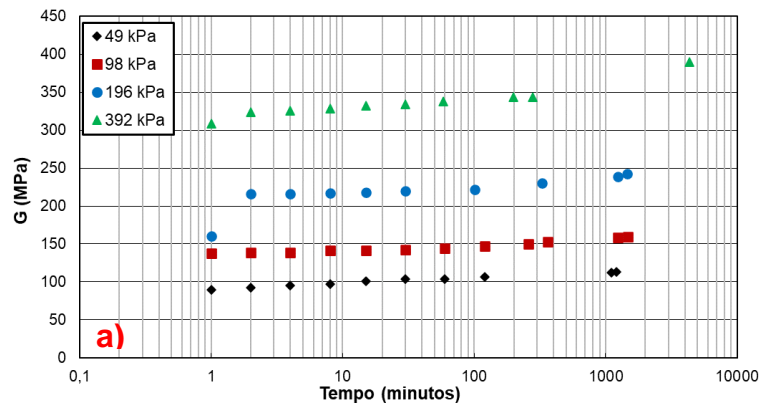


Figura 5.53 – Ensaio na amostra CJ-AM-01 com CP ressecado (CR-2): a) G x Tempo; b) e x Tempo.

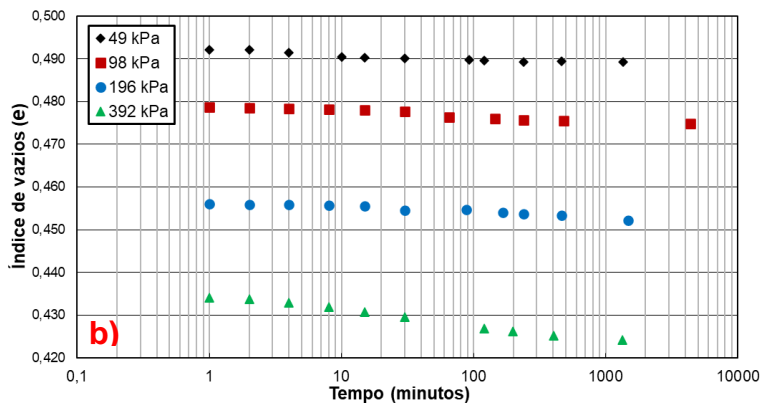
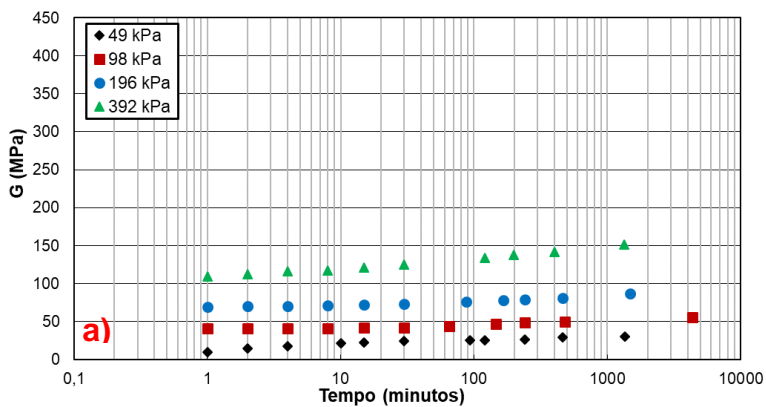


Figura 5.54 – Ensaio na amostra CJ-AM-02 com CP saturado (CR-3): a) G x Tempo; b) e x Tempo.

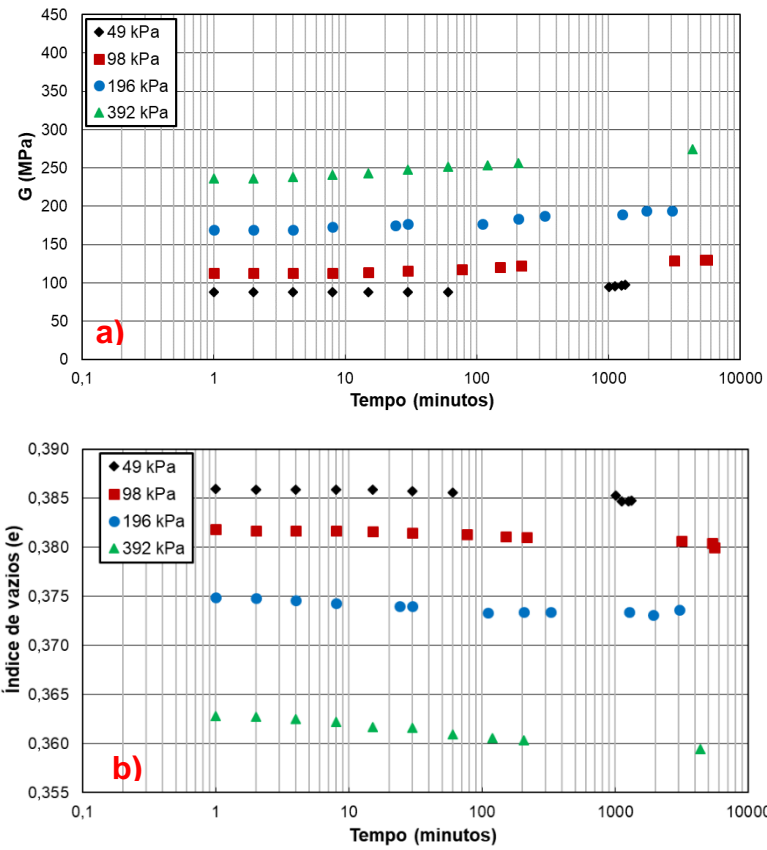


Figura 5.55 – Ensaio na amostra CJ-AM-02 com CP ressecado (CR-4): a) G x Tempo; b) e x Tempo.

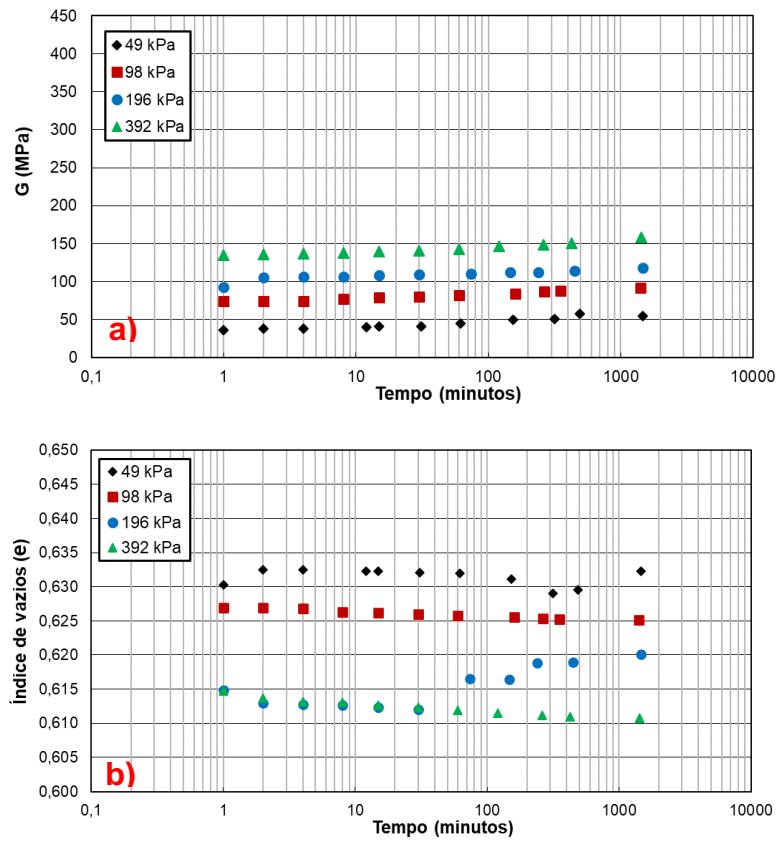


Figura 5.56 – Ensaio na amostra MT-AM-01 (CR-5): a) G x Tempo; b) e x Tempo.

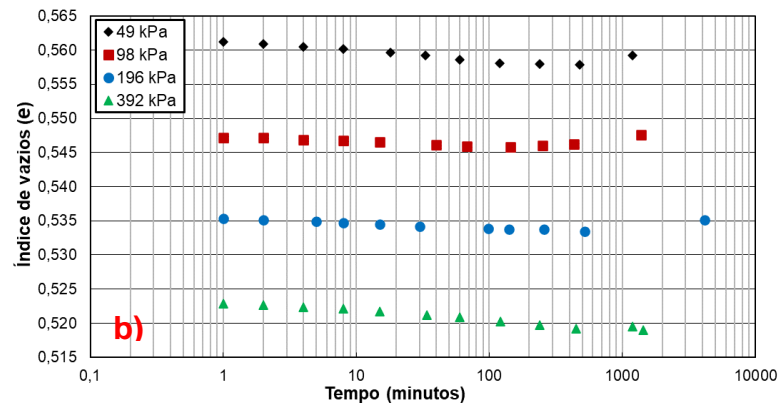
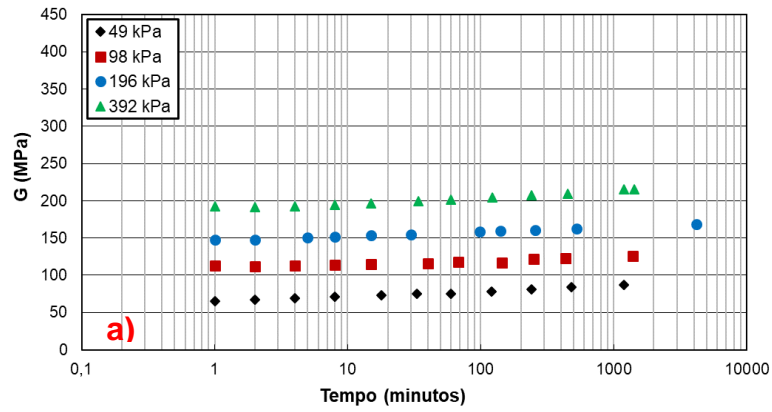


Figura 5.57 – Ensaio na amostra MT-AM-02 (CR-6): a) G x Tempo; b) e x Tempo.

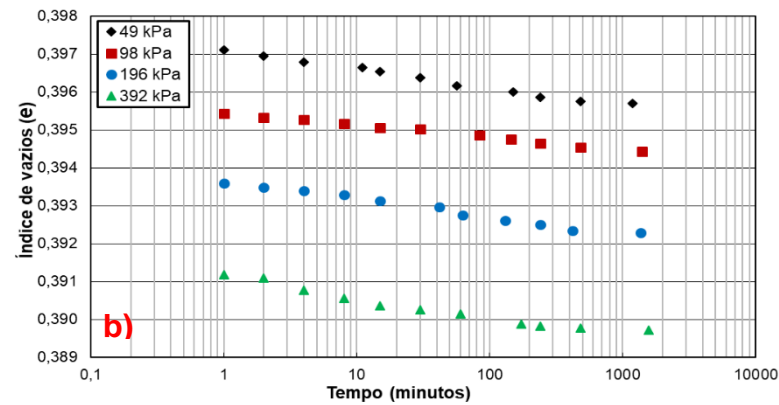
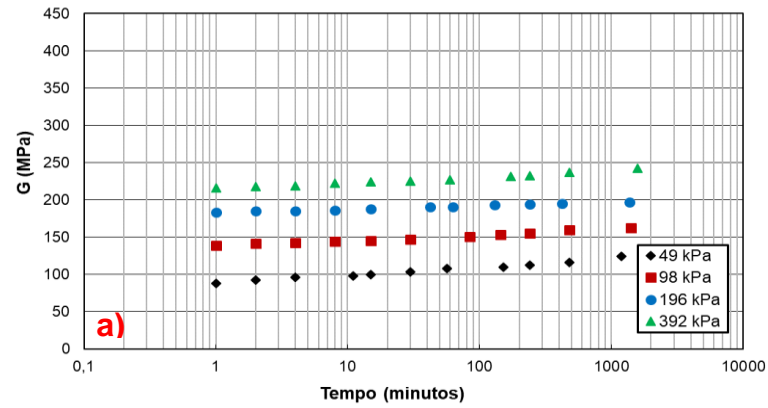


Figura 5.58 – Ensaio na amostra MT-AM-03 (CR-7): a) G x Tempo; b) e x Tempo.

Nas Figuras 5.59 a 5.65 são apresentadas a degradação dos módulos cisalhantes com o aumento da amplitude de deformações cisalhantes. A execução da medida de degradação tem o objetivo de fornecer dados de rigidez em pequenas deformações (trecho inicial das curvas de decaimento do módulo de cisalhante com aumento no nível das deformações). Os valores de G na curva de degradação são normalizados pelo máximo valor de G (G_0) obtido na fase de adensamento do corpo de prova a uma dada tensão σ'_c . Nos corpos de prova na condição ressecada (Figura 5.60 e Figura 5.62) a degradação foi feita somente na tensão de confinamento de 392 kPa para evitar fossem submetidos a níveis elevados de deformação, pois devido a sua condição muito rija e sensível, tais deformações poderiam ser irreversíveis, prejudicando as medições nas pressões subsequentes.

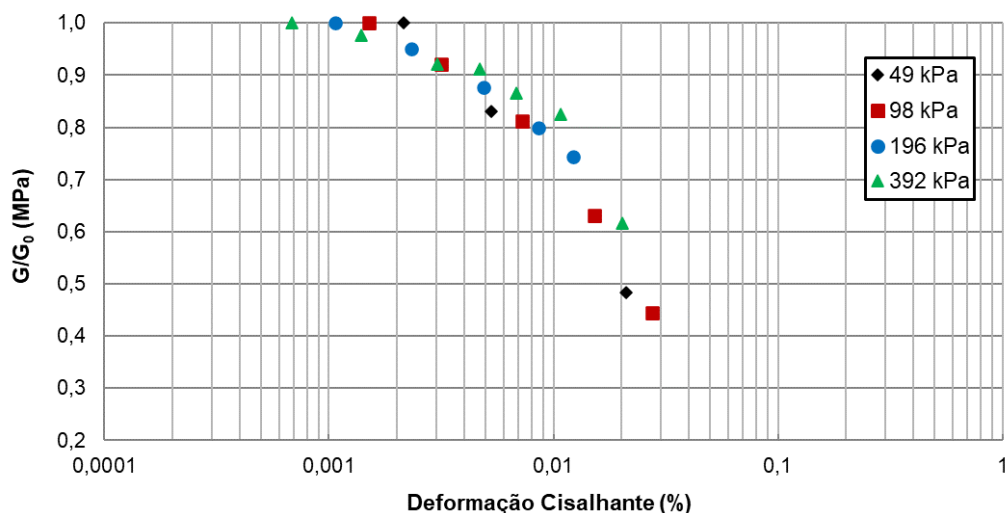


Figura 5.59 – Degradação do módulo cisalhamento da amostra CJ-AM-01 com CP saturado (CR-1).

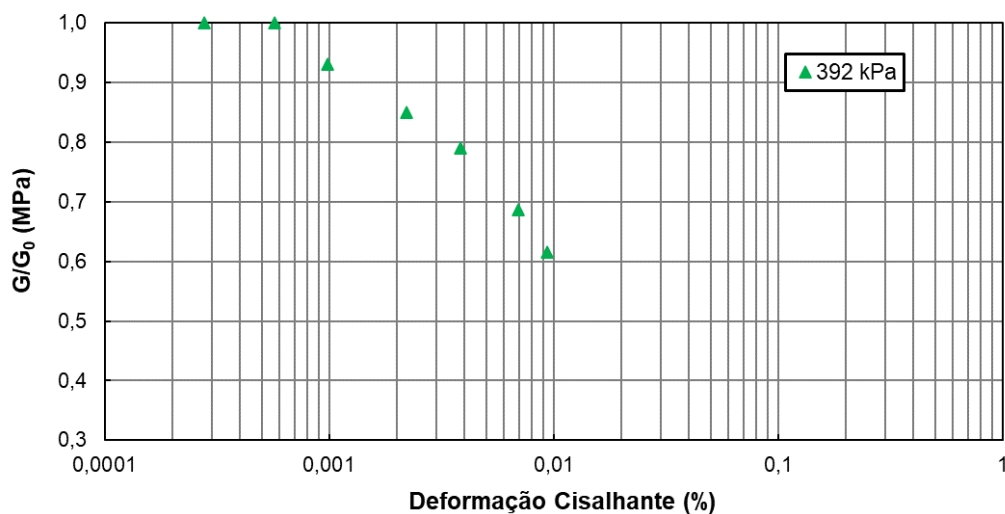


Figura 5.60 – Degradação do módulo cisalhamento da amostra CJ-AM-01 com CP ressecado (CR-2).

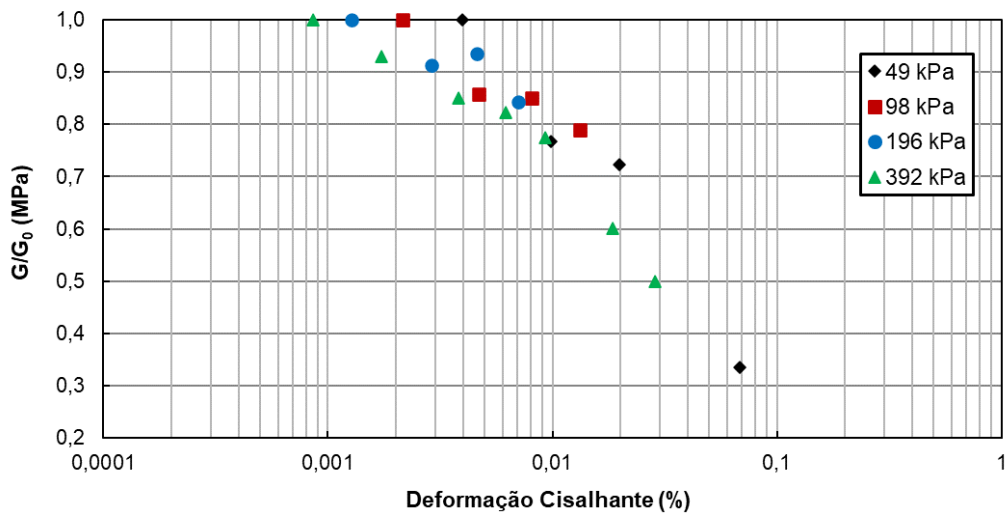


Figura 5.61 – Degradação do módulo cisalhamento da amostra CJ-AM-02 com CP saturado (CR-3).

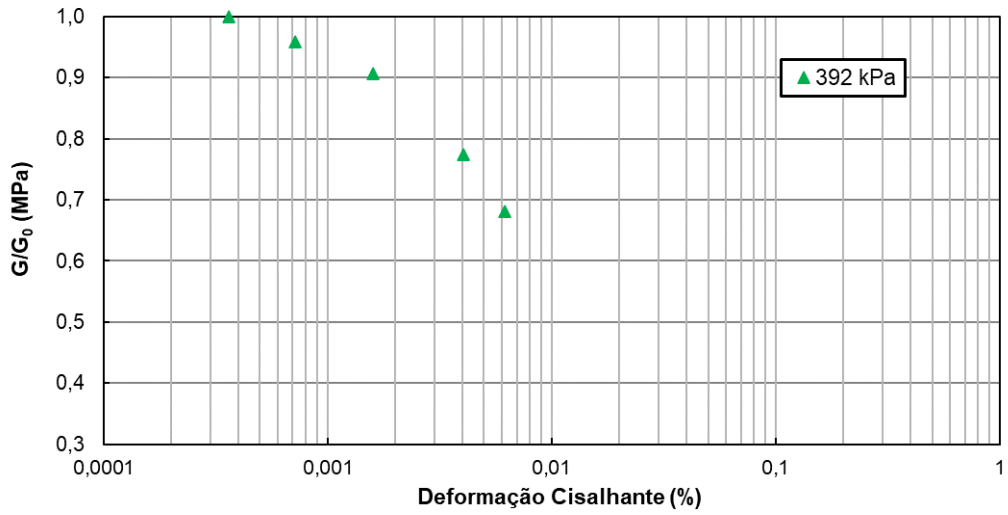


Figura 5.62 – Degradação do módulo cisalhamento da amostra CJ-AM-02 com CP ressecado (CR-4).

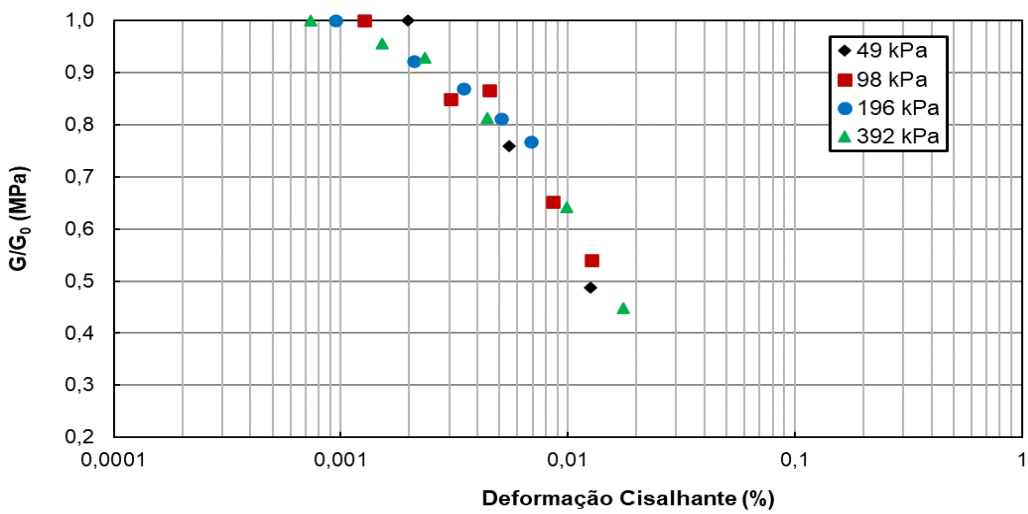


Figura 5.63 – Degradação do módulo cisalhamento da amostra MT-AM-01 (CR-5).

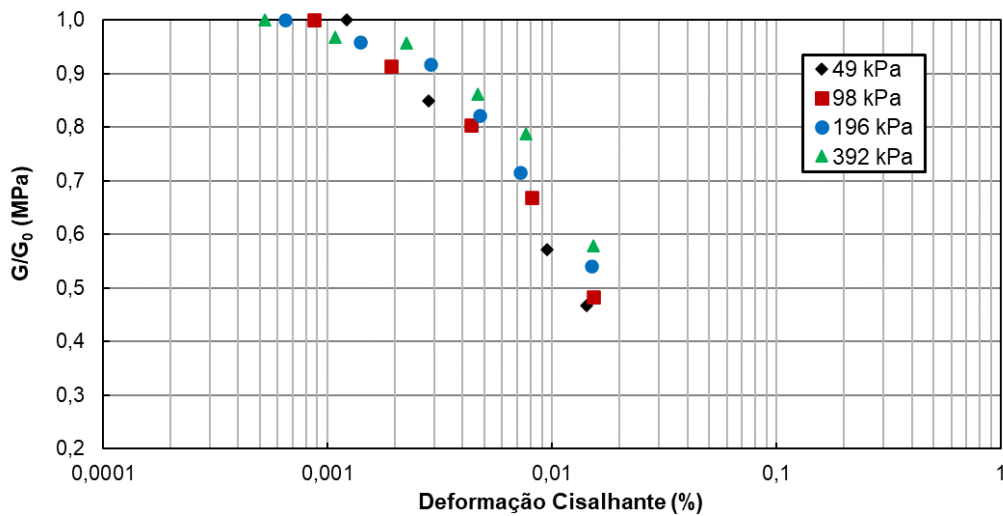


Figura 5.64 – Degradação do módulo cisalhante da amostra MT-AM-02 (CR-6).

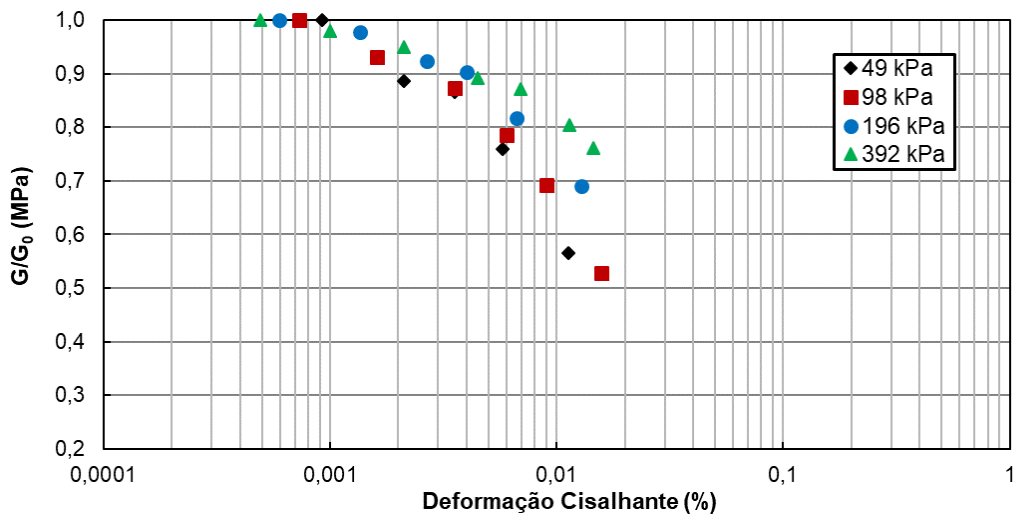


Figura 5.65 – Degradação do módulo cisalhante da amostra MT-AM-03 (CR-7).

Analisando as Figuras 5.59 a 5.65 fica claro que a pressão de confinamento exerce pouca influência no comportamento do módulo de cisalhante normalizado (G/G_0), confirmando o comportamento descrito na literatura para solos plásticos (HARDIN & BLACK, 1968; HARDIN & BLACK, 1969; HARDIN & DRNEVICH, 1972).

Na Tabela 5.13 são apresentados os principais resultados obtidos dos ensaios de coluna ressonante. Nesta tabela são apresentados também os valores obtidos para o módulo de deformabilidade máximo (E_0). Estes dados foram calculados aplicando os valores de G_0 a Eq. 1 e o valor adotado do coeficiente de Poisson (ν) foi de 0,5.

Ao analisar os valores de G_0 na Tabela 5.13 nota-se certa variabilidade deste parâmetro entre as amostras usadas nesta pesquisa. Sabe-se que G_0 é dependente

de três variáveis principais do solo analisado e do ensaio: índice de vazios (e), pressão de confinamento (σ'_c) e razão de sobreadesamento (OCR). Portanto, ao considerar a variabilidade de G_0 deve-se levar em conta a variação desses três principais parâmetros.

Tabela 5.13 – Parâmetros de deformabilidade das amostras de argila cinza-esverdeada.

Identificação das amostras	Identificação do CP	σ'_c (kPa)	G_0 (MPa)	E_0 (MPa)	e
CJ-AM-01	CR-1	49	46	138	0,563
		98	69	207	0,555
		196	102	307	0,545
		392	139	418	0,532
CJ-AM-01	CR-2	49	111	267	0,588
		98	157	377	0,585
		196	236	567	0,581
		392	352	845	0,577
CJ-AM-02	CR-3	49	30	89	0,489
		98	50	151	0,475
		196	84	253	0,453
		392	148	443	0,425
CJ-AM-02	CR-4	49	95	228	0,385
		98	124	298	0,381
		196	189	453	0,373
		392	260	623	0,360
MT-AM-01	CR-5	49	56	168	0,631
		98	90	271	0,625
		196	116	348	0,620
		392	155	464	0,611
MT-AM-02	CR-6	49	86	259	0,559
		98	125	374	0,547
		196	163	490	0,534
		392	214	641	0,519
MT-AM-03	CR-7	49	121	364	0,396
		98	161	483	0,394
		196	196	588	0,392
		392	239	717	0,390

Nas amostras da Cidade Jardim, a variação de volume, representada por e , foi maior na amostra mais arenosa (CJ-AM-02), embora e_0 nestas amostras tenha sido menor. Inversamente a variação de volume, os valores de G_0 mostraram-se maiores na amostra mais argilosa (CJ-AM-01). É possível afirmar que, a amostra mais argilosa da região da Cidade Jardim (CJ-AM-01) mostrou-se mais rígida, apresentando parâmetros de rigidez e deformabilidade superiores a amostra mais arenosa (CJ-AM-02). Isto se deve principalmente as tensões de pré-adensamento, pois, como visto na Tabela 5.9, a tensão de pré-adensamento da amostra mais argilosa é superior à da amostra mais arenosa.

Como as amostras da Cidade Jardim encontravam-se ressecadas e, tendo sido feitos ensaios em CP's saturados por contrapressão e ressecados, é possível, por comparação de resultados, verificar o efeito da sucção no comportamento das argilas cinza-esverdeadas quanto a rigidez e deformabilidade. As Figuras 5.66 e 5.67 apresentam a comparação dos valores de G_0 entre os CP's saturados e ressecados para cada uma das amostras da Cidade Jardim e os valores de S estão na Tabela 5.12. Nestas figuras é possível verificar também o comportamento de G_0 em função de σ'_c .

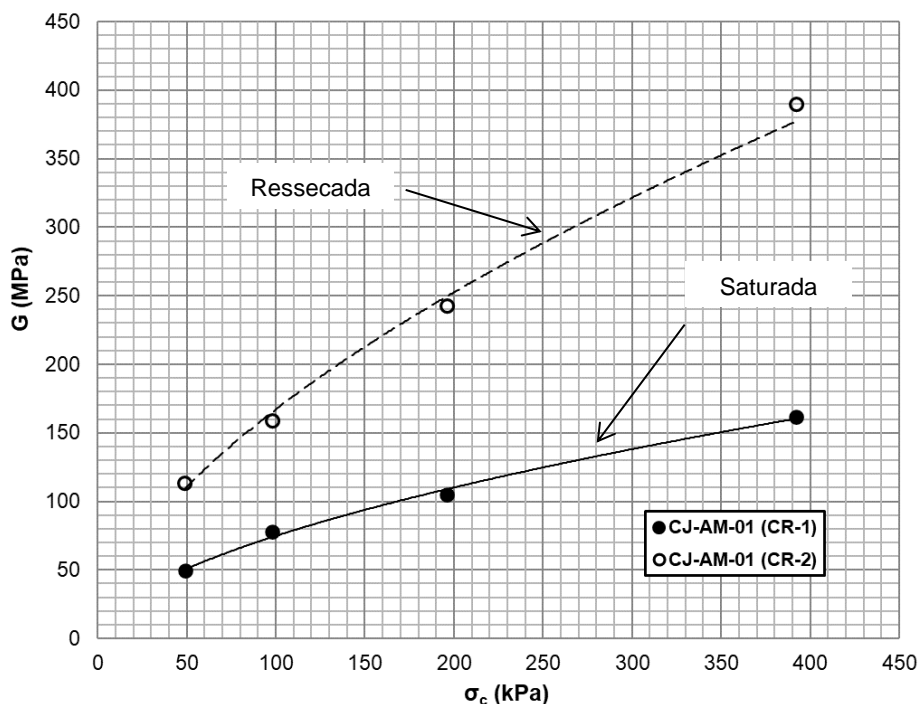


Figura 5.66 – G_0 em função de σ'_c para amostra da Cidade Jardim (CJ-AM-01).

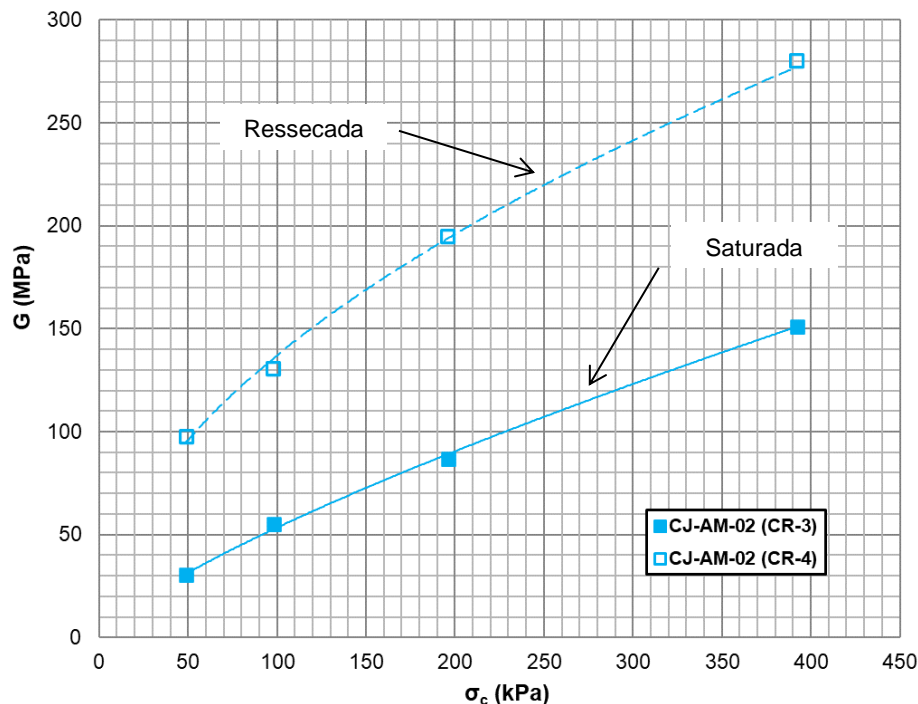


Figura 5.67 – G_0 em função de σ'_c para amostra da Cidade Jardim (CJ-AM-02).

Analisando as duas figuras anteriores fica clara a influência da sucção na rigidez das argilas cinza-esverdeadas. Os corpos de prova ressecados apresentam módulos cisalhantes máximos cerca de 2 até 2,5 vezes maior. A influência da sucção devido ao ressecamento será tratada com mais detalhes adiante. Nestes ensaios o grau de saturação dos corpos de prova saturados era de 100%, já nos corpos de prova ressecados $S = 39\%$ para a amostra CJ-AM-01 e $S = 21\%$ para a amostra CJ-AM-02.

Na Figura 5.68 são apresentadas as curvas de variação de G_0 em função da tensão de confinamento para as amostras da região da Marginal Tietê.

Na Figura 5.68 percebe-se que as amostras da Marginal Tietê apresentam o mesmo comportamento e forma de curva entre si. Como esperado, os módulos cisalhantes máximos são maiores quanto menor é o índice de vazios das amostras, e o índice de vazios é menor quanto maior é a profundidade da amostra. Os valores de e_0 dos corpos de prova confirmam essa variação quanto a profundidade de amostragem.

Na literatura há muito pouca informação a respeito dos parâmetros de rigidez e deformabilidade das argilas cinza-esverdeadas. Barros (1990) realizou ensaios de coluna ressonante em amostra de argila cinza-esverdeada, obtendo valores de G_0

variando entre 240 MPa e 440 MPa nas mesmas tensões de confinamento usadas nesta pesquisa. Estes valores são cerca de 2 a 3 vezes superiores aos obtidos nesta pesquisa, porém, segundo seus dados sua amostra apresentava tensão de pré-adensamento mais elevada, cerca de 2400 kPa, e índice de vazios de 0,45, pouco menor que o valor médio dos índices de vazios observados nas amostras desta pesquisa.

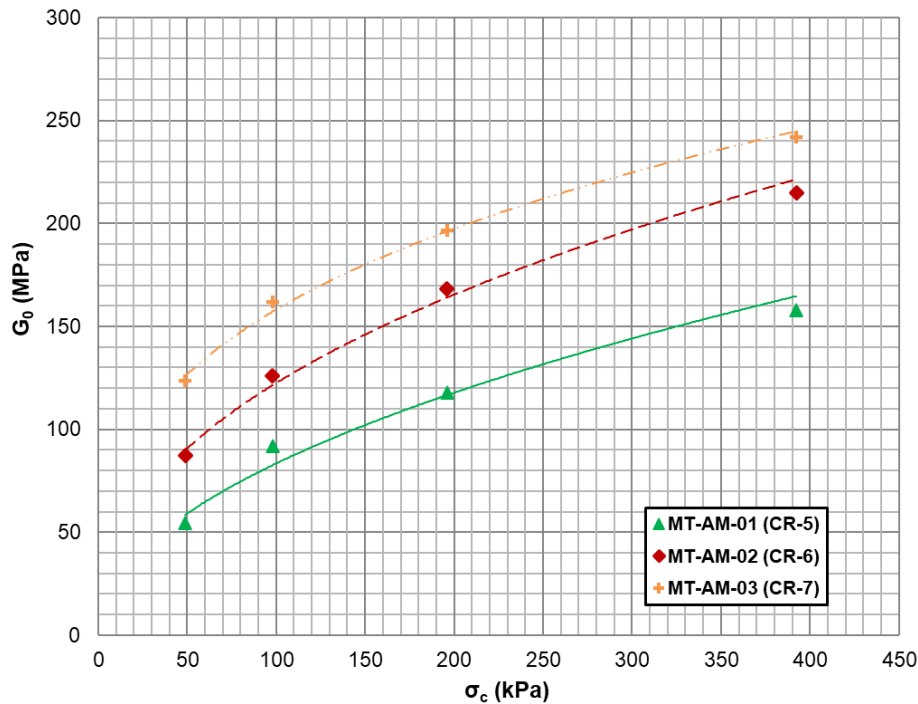


Figura 5.68 – G_0 em função de σ'_c para as amostras da Marginal Tietê.

Para efeito de comparação entre as amostras de diferentes localidades desta pesquisa e e os resultados obtidos por Barros (1990), foram retirados de G_0 o efeito da variação do índice de vazios e do sobreadensamento. Para isso foi usada equação proposta por Hardin (1978) para estimar valores de G_0 a partir de alguns parâmetros do solo, mantendo-se G_0 função apenas de σ'_c :

$$G_0 = 625 \frac{OCR^K}{0,3+0,7e^2} (p_a \sigma'_c)^{0,5} \quad \text{Eq. 4}$$

Onde: OCR – razão de sobreadensamento;

K – $f(IP)$

e – índice de vazios

p_a – pressão atmosférica

σ'_c – pressão de confinamento

A comparação dos resultados desta pesquisa junto aos dados de Barros (1990) é apresentada na Figura 5.69. Nesta figura não foram inclusos os resultados dos ensaios nos corpos de prova ressecados da Cidade Jardim.

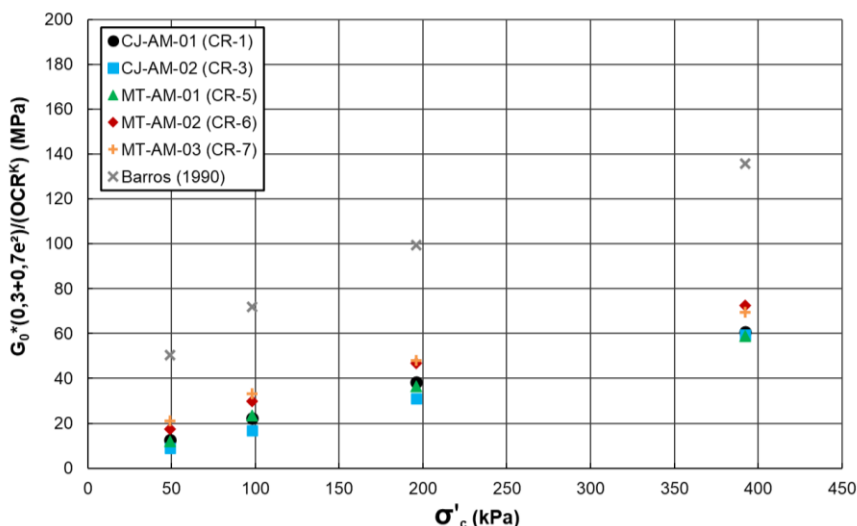


Figura 5.69 – G_0 em função de σ'_c eliminados os efeitos de e e σ'_a .

Ao realizar esta comparação percebe-se que a variabilidade dos módulos determinados nesta pesquisa deve-se principalmente ao índice de vazios e o sobreadensamento.

Chama atenção na Figura 5.69 a diferença de magnitude dos módulos cisalhantes apresentados nesta pesquisa e os valores apresentados por Barros (1990). Além das diferenças de e_0 e σ'_a há ainda a presença de muitas fissuras e concreções nas amostras usadas nesta pesquisa. Como mencionado no capítulo 2, a existência de grande quantidade de fissuras pode reduzir a resistência, a rigidez e a deformabilidade das argilas rijas e duras. Já nos CP's ressecados, a saturação por contrapressão e expansão devido a hidratação das partículas parece reduzir também a rigidez, assim como foi verificado redução da resistência nos ensaios triaxiais.

Voltando aos efeitos da sucção, causada pelo ressecamento, nos parâmetros de rigidez e deformabilidade foi também realizado ensaio de coluna ressonante em uma amostra da Marginal Tietê (MT-AM-01), com elevado teor de umidade e grau de saturação iniciais (w_0 e S_0), adotando-se um procedimento diferente, onde o CP foi gradativamente ressecado ao ar e medidas de G_0 foram realizadas somente na pressão de 392 kPa. Quando se percebeu que a exposição ao ar produzia pouca redução do teor de umidade e do grau de saturação, procedeu-se ao umedecimento,

também de forma gradativa usando um processo de nebulização. O objetivo deste ensaio foi analisar o efeito da sucção da argila cinza-esverdeada nos parâmetros de rigidez e verificar se há ocorrência de histerese quanto a estes parâmetros. As Figuras 5.70 e 5.71 mostram a influência da sucção nas medidas de G_0 . Os dados representados pela letra D ao final da legenda referem-se aos módulos medidos durante o ressecamento. De forma análoga, os dados representados pela letra W referem-se aos módulos medidos durante o umedecimento.

Em ambas as figuras se percebe um patamar tendendo a estabilização, ou seja, em sucções muito elevadas (acima de 5000 kPa) a influência exercida sobre a medida de G_0 é pequena. O mesmo ocorre com o grau de saturação, abaixo de cerca de 70% a influência da sucção em G_0 não se mostra significativa. Nestas figuras também não se observa diferenças entre a trajetória de secagem e a trajetória de umedecimento

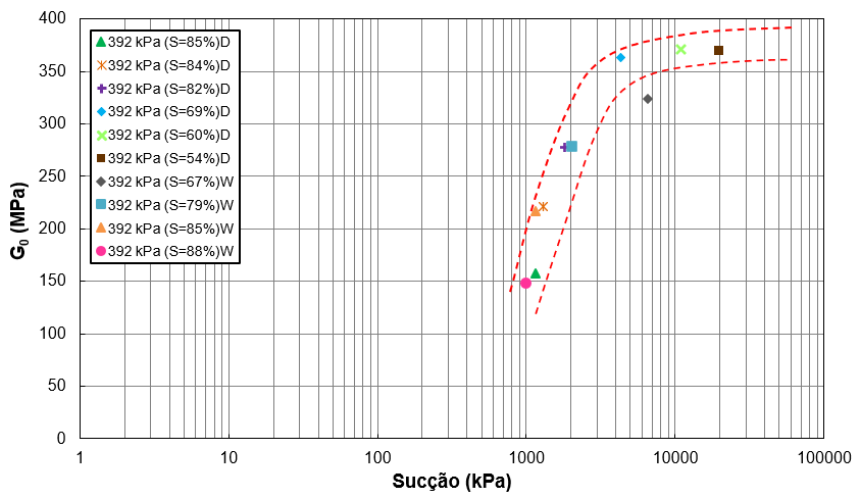


Figura 5.70 – G_0 variando com a sucção atuante no corpo de prova da amostra MT-AM-01.

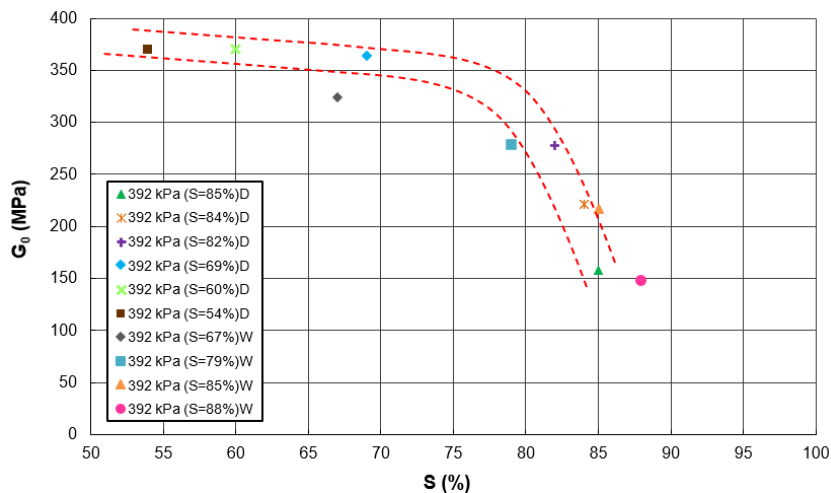


Figura 5.71 – G_0 variando com o grau de saturação no corpo de prova da amostra MT-AM-01.

Na Figura 5.72, quando se correlaciona G_0 com o teor de umidade gravimétrico, observa-se a ocorrência de uma histerese entre as trajetórias de secagem e umedecimento, indicando valores menores de G_0 na trajetória de umedecimento. O mesmo não se verifica na Figura 5.73, quando se correlaciona G_0 com o grau de saturação, nem na Figura 5.70 quando se correlaciona G_0 com a sucção atuante no corpo de prova.

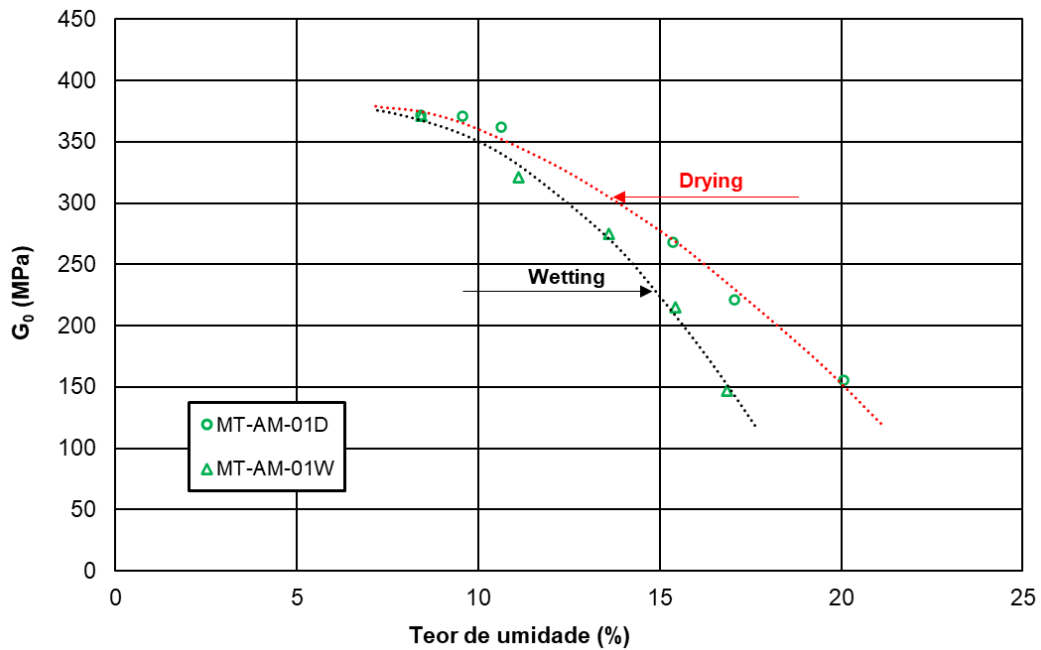


Figura 5.72 – G_0 variando com o teor de umidade do corpo de prova da amostra MT-AM-01.

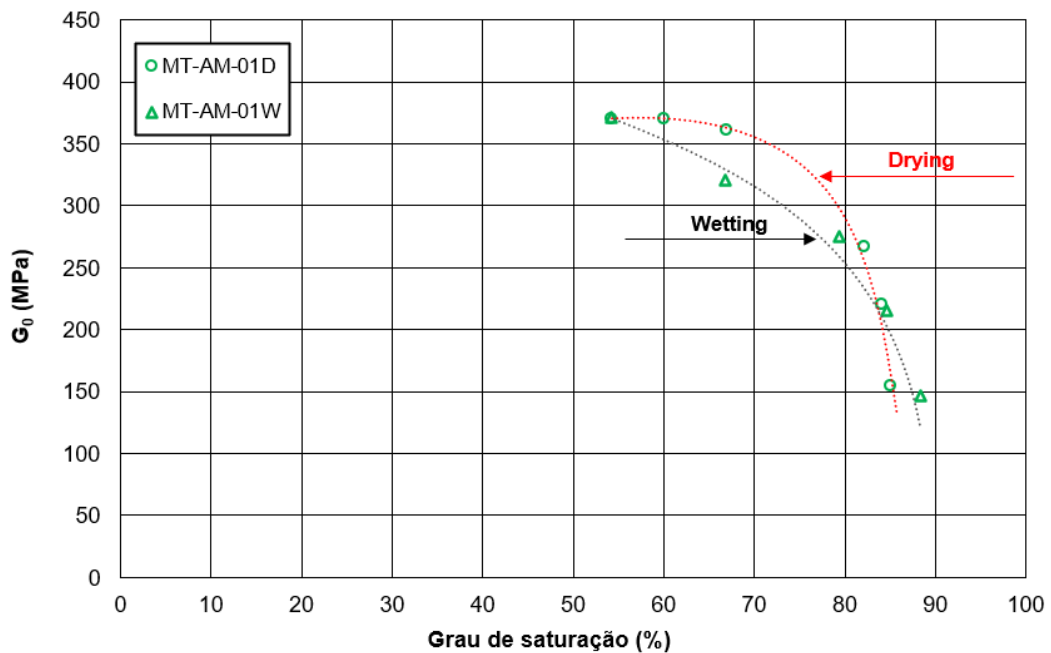


Figura 5.73 – G_0 variando com o grau de saturação do corpo de prova da amostra MT-AM-01.

Foi realizado a medida do módulo cisalhante máximo com uso de sensores Bender Elements. Os resultados desses módulos são apresentados na Figura 5.74 comparando-se os resultados obtidos com aqueles do ensaio de coluna ressonante. Os dados se referem a mesma amostra nas mesmas condições de saturação e mesmas pressões de confinamento.

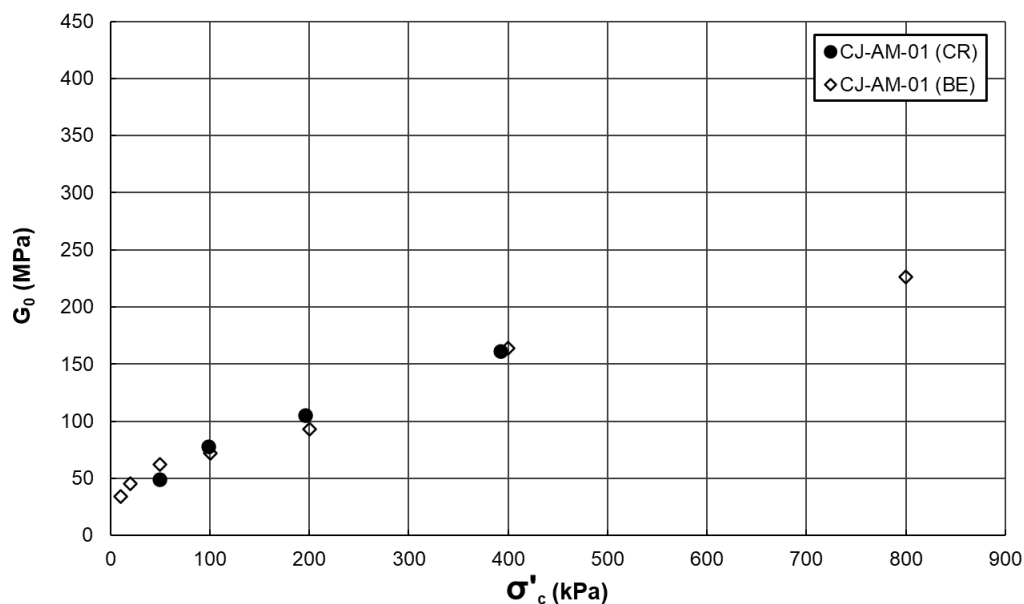


Figura 5.74 – G_0 medido nos ensaios de coluna ressonante e Bender Elements na amostra da Cidade Jardim CJ-AM-01.

Os índices físicos iniciais do corpo de prova usado no ensaio com medição a partir do Bender Elements estão apresentados na Tabela 5.14. Nesta tabela são apresentados também os valores de G_0 e E_0 . O coeficiente de Poisson utilizado foi 0,5.

Tabela 5.14 – Índices físicos iniciais do corpo de prova do ensaio Bender Elements.

Identificação das amostras	Identificação do CP	w (%)	ρ (kg/m ³)	ρ_d (kg/m ³)	e	S (%)	σ'_c (kPa)	G_0 (MPa)	E_0 (MPa)
CJ-AM-01	BE-1	6,9	1811	1694	0,58	32	10	34	102
							20	45	136
							50	62	186
							100	72	216
							200	93	279
							400	164	491
							800	226	678

Percebe-se boa convergência das medidas dos módulos de cisalhamento e deformabilidade de ambos os métodos utilizados.

A partir dos ensaios triaxiais apresentados no item 5.3 pode-se obter as curvas do módulo de deformabilidade secante (E_s). De maneira geral, os valores de E_s obtidos dos ensaios triaxiais se apresentam como esperado, com pequenas reduções para níveis de deformações moderadas (maiores que 0,1%). Aplicando os valores de G medidos no processo de degradação a Eq. 1 foi possível obter os valores do módulo de deformabilidade a partir dos ensaios de coluna ressonante. O coeficiente de Poisson adotado também foi de 0,5. Por fim, os valores de E dos ensaios de coluna ressonante foram integrados aos obtidos dos ensaios triaxiais de forma a obter a curva de decaimento do módulo de deformabilidade em função do nível da deformação cisalhante (γ) para as amostras ensaiadas. As Figuras 5.75 a 5.79 mostram as curvas de decaimento do módulo de deformabilidade integradas.

A integração dos dados mostra que há boa relação quanto ao módulo de deformabilidade entre os dados dos ensaios triaxiais e os dados dos ensaios de coluna ressonante. Seria recomendável compor o trecho faltante por ensaios cíclicos em pesquisas futuras.

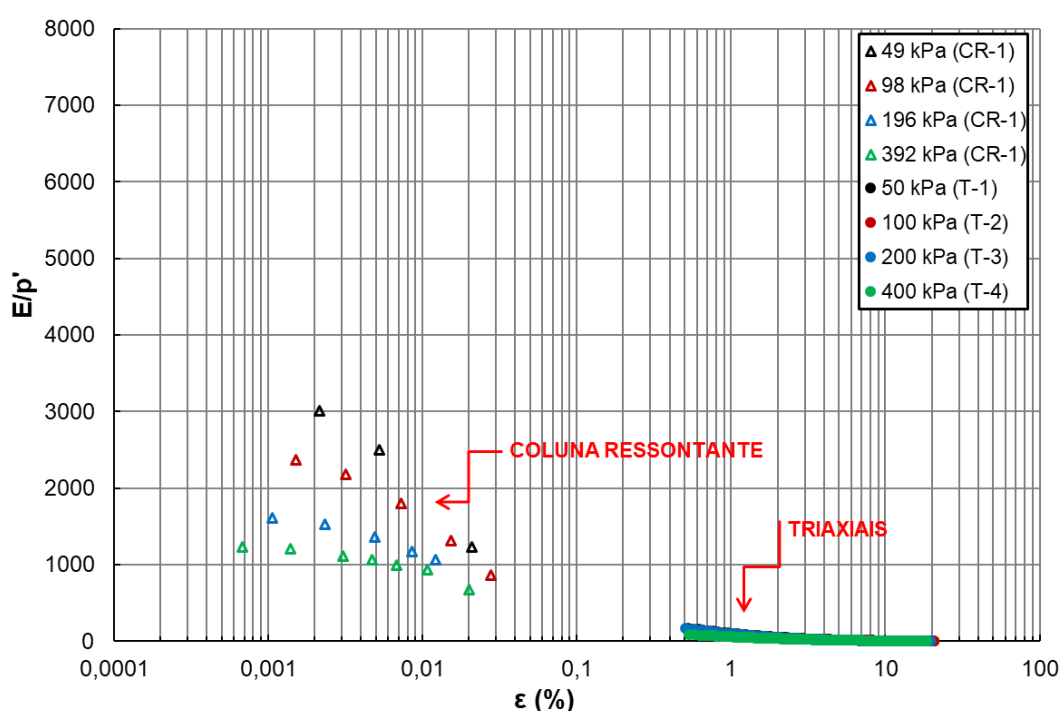


Figura 5.75 – Curva E versus ε da amostra CJ-AM-01 (Cidade Jardim).

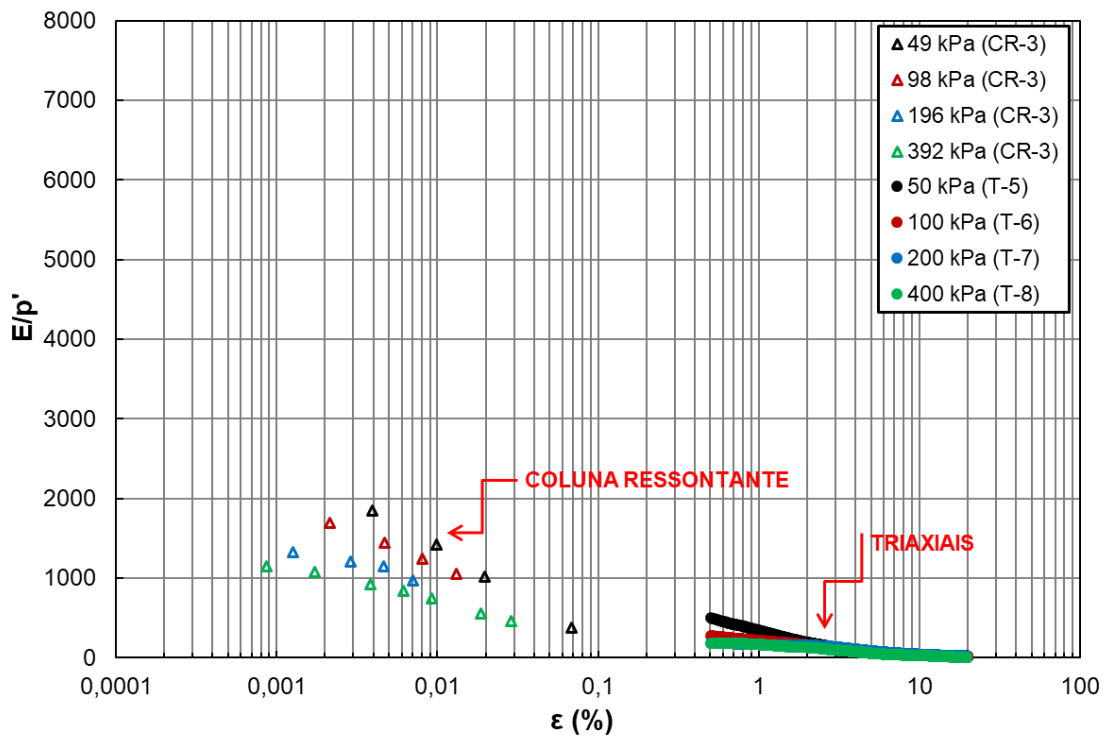


Figura 5.76 – Curva E versus ε da amostra CJ-AM-02 (Cidade Jardim).

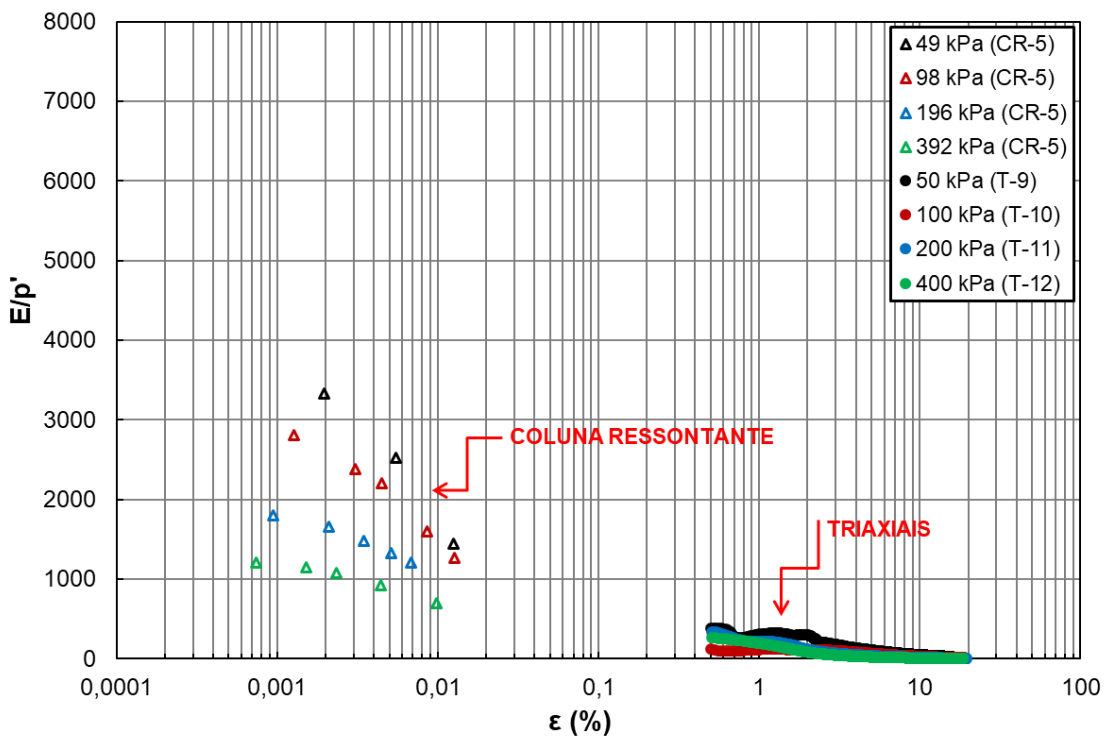


Figura 5.77 – Curva E versus ε da amostra MT-AM-01 (Marginal Tietê).

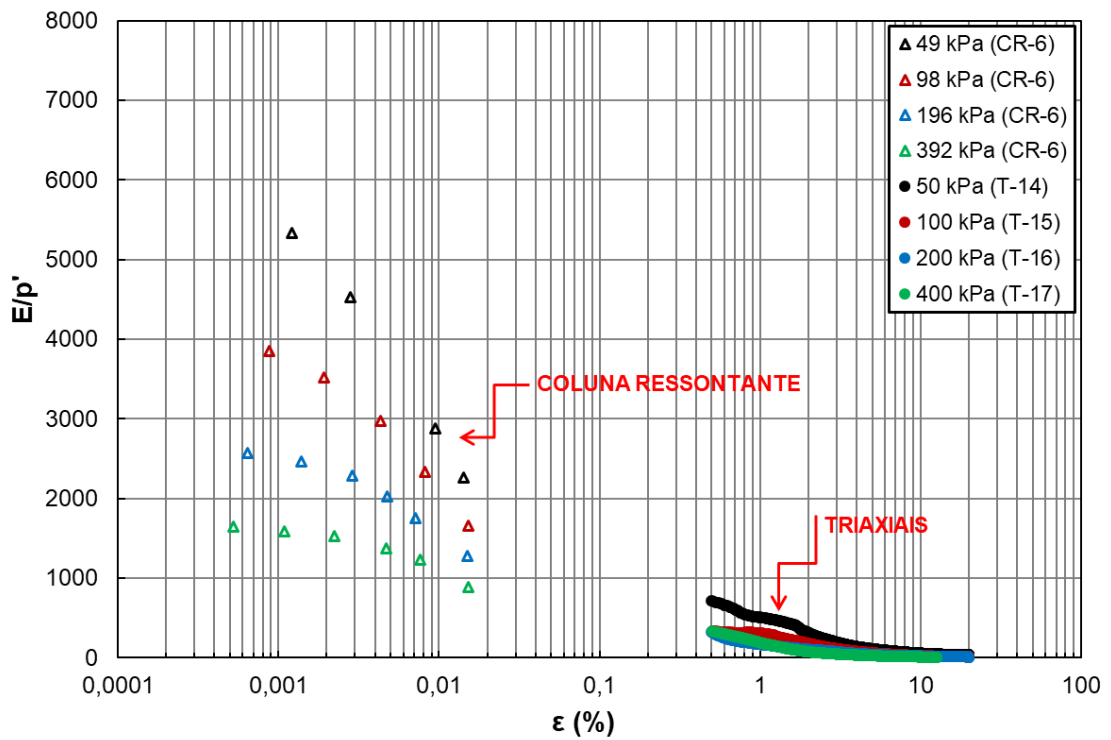


Figura 5.78 – Curva E versus ε da amostra MT-AM-02 (Marginal Tietê).

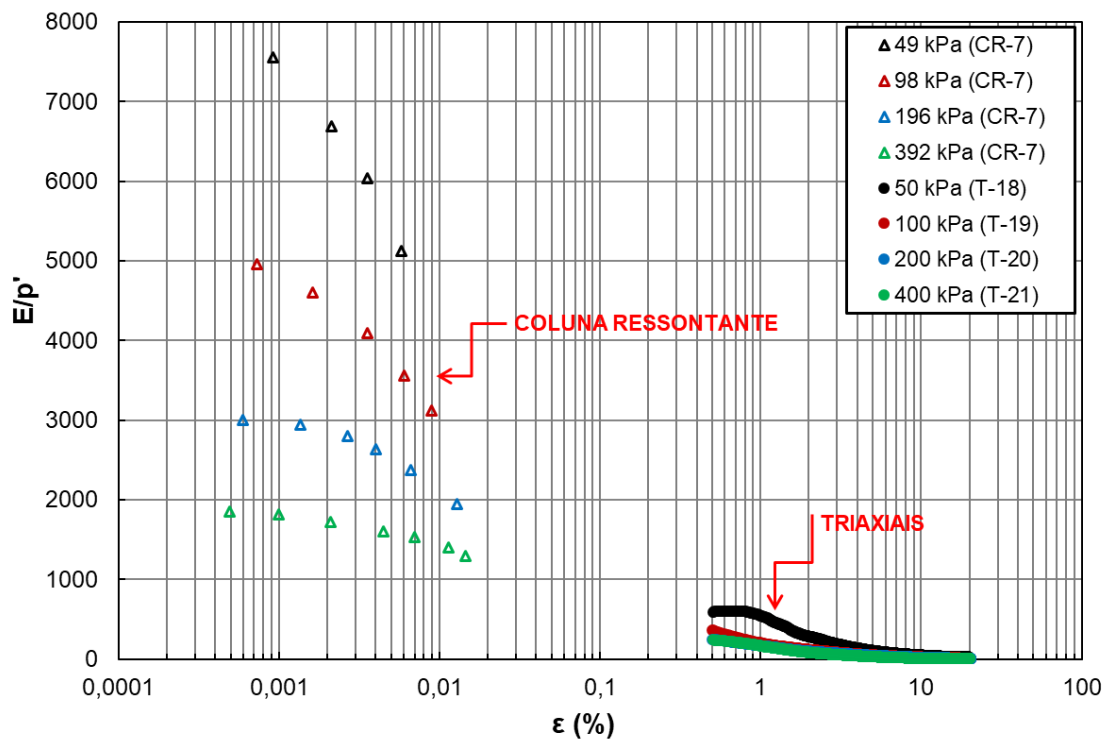


Figura 5.79 – Curva E versus ε da amostra MT-AM-02 (Marginal Tietê).

6. CONCLUSÕES

Foram realizados diversos ensaios em amostras coletadas na Cidade Jardim e na Marginal Tietê, quais sejam: ensaios de caracterização, adensamento, resistência ao cisalhamento (triaxial), ensaios dinâmicos de pequenas deformações (coluna ressonante e Bender Elements) e curva de retenção de água, a partir dos quais foi possível determinar algumas das características e propriedades da argila cinza-esverdeada da Bacia Sedimentar de São Paulo em seu estado natural e ressecado.

A respeito da caracterização das argilas cinza-esverdeada conclui-se:

- ✓ A argila cinza-esverdeada se mostra muito heterogênea quanto à granulometria, principalmente no que tange a fração argila. O valor mais elevado desta fração foi de 79%, já o mais baixo foi de 19%. Os valores são compatíveis com dados da literatura. Essa heterogeneidade provavelmente é oriunda do seu processo de deposição e formação geológica;
- ✓ A massa específica dos grãos das argilas cinza-esverdeadas variou entre 2,63 g/cm³ a 2,76 g/cm³. Os resultados obtidos se enquadram aos dados disponíveis na literatura. As variações deste índice físico são relativamente pequenas, porém, pequenas variações deste índice podem produzir impactos consideráveis em outros índices físicos;
- ✓ O teor de umidade natural, desconsiderando os dados das amostras ressecadas, variou entre 7% e 20%. Na literatura também se encontrou variações dessa ordem. O teor de umidade mostrou-se mais estável nas argilas cinza-esverdeadas com maior teor de argila devido a maior capacidade de retenção de água das argilas;
- ✓ Os pesos específicos naturais das amostras da Marginal Tietê apresentaram baixa dispersão (19,5 kN/m³ a 21,0 kN/m³). Os valores encontrados se enquadram na faixa de variações disponíveis na literatura;
- ✓ Os limites de consistência apresentaram grande dispersão, muito em função da granulometria da amostra, mas, os resultados encontrados situam-se na faixa de valores encontrados na literatura, conforme apresentado.

- ✓ Os índices de atividade das argilas cinza-esverdeadas podem ser considerados razoavelmente baixos. Salienta-se que os dados encontrados na literatura se situam na mesma faixa de valores;
- ✓ As análises mineralógicas mostraram que as amostras da região da Cidade Jardim têm como argilomineral predominante a Caulinita. Já as amostras da região da Marginal Tietê têm como argilomineral predominante a Montmorillonita. Isso indica que os processos de deposição nos dois locais foram diferentes. Na região da Cidade Jardim as argilas devem ter sido depositadas em locais de calmaria como lagos etc. Na região da Marginal Tietê as argilas devem ter sido depositadas em águas mais turbulentas como rios, córregos etc;
- ✓ Segundo a carta de Van der Merwe as argilas cinza-esverdeadas que tem em sua composição argilominerais expansivos como a Montmorillonita são classificadas como de potencial muito alto de expansão. Argilas cinza-esverdeadas que tenham teor de argila muito baixo ou que a Caulinita seja o argilomineral predominante são classificadas como de potencial baixo a médio quanto a expansibilidade;
- ✓ Os índices de vazios das argilas cinza-esverdeadas se apresentam muito dispersos. Observou-se que a faixa de variação deste índice físico é muito ampla, e assim como na literatura, os resultados dos ensaios nesta pesquisa mostram esta dispersão.
- ✓ Apesar da elevada dispersão do índice de vazios, ao comparar este parâmetro nas amostras ressecadas da Cidade Jardim com dados de ensaios realizados em 2018 nestas mesmas amostras, quando ainda se encontravam em condição natural (não ressecada após a amostragem), nota-se que o ressecamento provocou pequena redução deste índice, mesmo havendo grande redução do teor de umidade e grau de saturação. Isso ocorre devido a estrutura já muito densa das argilas cinza-esverdeadas;
- ✓ As curvas de retenção de água indicam que as argilas cinza-esverdeadas possuem elevada capacidade de reter água em seus poros mesmo para níveis altos de sucção. Nos ensaios realizados notam-se que as curvas não

atingiram estágio residual mesmo em níveis de sucção muito elevados. O valor de entrada de ar do material ensaiado variou de 1000 a 2000 kPa.

- ✓ As curvas de secagem e umedecimento nos ensaios realizados no equipamento WP4C apresentam indícios de ocorrência de histerese, porém, de pequena magnitude, no nível de sucção testado. Os ensaios neste equipamento mostraram-se compatíveis com os ensaios convencionais para determinação da curva de retenção de água.

Sobre os ensaios de adensamento e os parâmetros de compressibilidade, conclui-se que:

- ✓ As curvas $e \times \log \sigma'_v$ para as diferentes amostras têm forma similar, apresentando-se na maioria das vezes abatidas, muito curvilíneas e sem clara definição do trecho de compressão virgem. Isso é evidenciado pelos valores de C_c variando entre 0,09 e 0,41 e C_r variando entre 0,01 e 0,03. Isso se deve ao elevado sobreadensamento das argilas cinza-esverdeadas. As curvas que se apresentaram menos abatidas eram de ensaios do tipo expansão livre (EL). Os valores de C_e variaram entre 0,01 e 0,07. Os valores do índice de compressão, índice de re-compressão e índice de expansão obtidos nessa pesquisa se encaixam dentro da faixa de valores disponível na literatura;
- ✓ A expansão nos ensaios do tipo EL pode provocar alguma modificação relevante na estrutura natural das argilas cinza-esverdeadas fazendo com que as curvas de adensamento nessas amostras sejam menos abatidas e apresentem valores de C_r menores;
- ✓ As tensões de pré-adensamento obtidas nos ensaios ficaram entre 540 kPa e 3580 kPa., confirmando o elevado sobreadensamento já muito divulgado pela literatura;
- ✓ Devido ao elevado sobreadensamento destas argilas não fica clara a definição da reta de compressão virgem, dificultando a determinação da tensão de pré-adensamento. Os métodos de Pacheco Silva e Casagrande para determinação de σ'_a são gráficos, portanto, a não definição da reta de compressão virgem pode afetar de forma considerável sua determinação. Essa dificuldade pode subestimar o valor de σ'_a ;

- ✓ Na região da Cidade Jardim σ'_a variou entre 540 kPa e 800 kPa. Na região da Marginal Tietê variou entre 1000 kPa e 3580 kPa. Valores compatíveis com dados dessas argilas apresentados na literatura;
- ✓ A σ'_a cresce exponencialmente com o peso específico inicial do corpo de prova (γ_0);
- ✓ Os valores de σ'_a das amostras da região da Cidade Jardim se mostraram crescentes com a profundidade. As amostras da Marginal Tietê apresentaram constância de σ'_a ao longo da profundidade;
- ✓ Aparentemente a plasticidade e a granulometria das argilas cinza-esverdeadas não tem influência sobre os valores de σ'_a ;
- ✓ A relação $C_c \times LL$ das argilas cinza-esverdeadas usadas nessa pesquisa se enquadram muito bem as curvas teóricas já conhecidas da literatura de Mello & Teixeira (1962), Cozzolino (1969), Pinto & Massad (1972) e Penna (1982) para estas mesmas argilas. Com os dados desta pesquisa foi sugerida nova relação $C_c = 0,003 \cdot LL + 0,06$, o qual a relação foi apresentada na Figura 5.24.
- ✓ Apesar das diferenças de condição das amostras (natural e ressecada), dos tipos de ensaios realizados (EL e VC), de localização (Cidade Jardim e Marginal Tietê) e das características individuais de cada amostra, as pressões de expansão das argilas cinza-esverdeadas apresentaram valores de acordo com a literatura (Figura 5.25). Os valores de pressão de expansão obtidos variaram entre 3 e 222 kPa, a exceção de dois ensaios que apresentaram valores mais elevados devido ao procedimento de inundação e de ensaio empregados.

Analisando os resultados dos ensaios triaxiais de resistência ao cisalhamento, conclui-se que:

- ✓ As curvas tensão x deformação apresentaram comportamentos distintos para cada uma das pressões de confinamento ensaiadas. Nas pressões mais baixas (50 kPa e 100 kPa) não se observou a formação de pico ou houve a formação de um pico, porém, pouco evidente. Nestes ensaios a ruptura ocorreu entre 2% e 4% de deformação;
- ✓ Nas pressões mais altas (200 kPa e 400 kPa) as amostras de argila cinza-esverdeada se comportaram como esperado, apresentando pico bastante

evidente e queda brusca da resistência pós ruptura, típico de solos sobreadensados. Nos ensaios com $\sigma'_c = 200$ kPa, a ruptura ocorreu entre 1% e 4% de deformação. Já nos ensaios com $\sigma'_c = 400$ kPa a ruptura ocorreu entre 0,5% e 2%;

- ✓ A amostra da Cidade Jardim (CJ-AM-01) apresentou comportamento distinto de todas as demais amostras da pesquisa quanto a resistência ao cisalhamento. Todas as pressões apresentaram comportamento de solos normalmente adensados, além de haver indícios de plastificação após a ruptura. A diferença está ligada a expansão do corpo de prova, que ocorre durante a saturação, devido a re-hidratação das partículas, reduzindo significativamente sua resistência. Isso foi comprovado com CP de uma amostra em condição natural da Marginal Tietê, ressecado deliberadamente para este fim;
- ✓ As curvas tensão-deformação, independentemente de sua forma, apresentam-se muito íngremes no início da compressão, indicando se tratar de um material bastante rígido, com elevados módulos de rigidez em baixas deformações;
- ✓ A argila cinza-esverdeada apresenta comportamento dilatante quando submetida a compressão, ou seja, tende a expandir após a ruptura. Este comportamento é comum em solos muito densos ou compactos, caso das argilas muito sobreadensadas usadas nesta pesquisa;
- ✓ As poropressões geradas nas argilas cinza-esverdeadas, quando submetidas a compressão, são positivas até a ruptura, após a qual caminham na direção negativa, atingindo elevadas poropressões negativas. Este comportamento indica se tratar de solos com comportamento dilatante;
- ✓ Os parâmetros de resistência médios obtidos nos ensaios triaxiais foram $c' = 12$ kPa e $\varphi' = 44,5^\circ$, excluindo os dados da amostra da Cidade Jardim (CJ-AM-01). Nesta amostra os parâmetros obtidos foram $c' = 21$ kPa e $\varphi' = 24^\circ$, muito divergente da média apresentada. Os valores de φ' individuais e médio divergem um pouco dos encontrados na literatura para estas argilas;
- ✓ A razão para os elevados valores de φ' encontrados pode ser as baixas pressões de confinamento definidas para os ensaios, por se localizarem muito abaixo de σ'_a .

- ✓ Os parâmetros de resistência residual médios foram $c'_{res} = 0$ kPa e $\varphi'_{res} = 17^\circ$. Foi também excluído desta média os parâmetros obtidos na amostra CJ-AM-01. O valor médio apresentado é muito próximo dos encontrados na literatura para as argilas cinza-esverdeadas;
- ✓ O ângulo de atrito residual apresentou o comportamento esperado, como indica a literatura quanto a sua relação com a plasticidade e granulometria;
- ✓ As amostras da Marginal Tietê apresentaram trajetórias de tensão e envoltórias de resistência muito similares entre si. Já as amostras da Cidade Jardim, apresentaram trajetórias e envoltórias muito distintas entre si. A causa dessa diferença pode ser um efeito da amostragem e das características individuais das amostras, pois nestas duas amostras foram observadas muitas concreções.

Dos ensaios dinâmicos e parâmetros de rigidez e deformabilidade em pequenas deformações, conclui-se:

- ✓ Os módulos cisalhantes máximos (G_0) e os módulos de deformabilidade máximos (E_0) das argilas cinza-esverdeadas apresentaram variações entre as amostras, com diferenças de até 100 MPa. A razão disso é a variabilidade dos processos de formação e histórico de tensões e de seus índices físicos;
- ✓ Os valores de G_0 se comportaram como esperado, apresentando-se maiores, quanto maior é a tensão de pré-adensamento da amostra ensaiada. Portanto, assim como a tensão de pré-adensamento, a rigidez e a deformabilidade das argilas cinza-esverdeadas são crescentes com a profundidade;
- ✓ A variação observada nos parâmetros de rigidez e deformabilidade deve-se principalmente a e_0 e σ'_a . Quando eliminados os fatores que influem diretamente na medida de G_0 usando a expressão proposta por Hardin (1978), as argilas cinza-esverdeadas usadas nesta pesquisa apresentaram valores muito próximos entre si.;
- ✓ Os módulos de cisalhamento obtidos nesta pesquisa divergiram consideravelmente dos dados de Barros (1990). Há diferenças entre as amostras desta pesquisa e da amostra usada por Barros no que tange e_0 e σ'_a . Além disso, duas amostras desta pesquisa encontram-se ressecadas e as outras quatro apresentavam muitas fissuras;

- ✓ A sucção exerce grande influência na rigidez das argilas duras cinza-esverdeadas. Pequenas reduções do teor de umidade e grau de saturação podem provocar aumentos consideráveis nos parâmetros de rigidez e deformabilidade dessas argilas;
- ✓ Sucções inferiores a 5000 kPa exercem grande influência na rigidez e deformabilidade das argilas cinza-esverdeadas. Acima deste nível, há tendência de estabilização destas características.
- ✓ Foi identificado a ocorrência de histerese quando se relaciona G_0 com o teor de umidade gravimétrico, porém, não se observa o mesmo comportamento quando se relaciona o módulo cisalhante com a sucção ou grau de saturação;
- ✓ Os valores do módulo cisalhante máximo obtidos no ensaio Bender Elements, realizado em apenas uma das amostras disponíveis, mostrou-se muito coerente com os resultados obtidos nos ensaios de coluna ressonante.
- ✓ Os ensaios triaxiais e os ensaios de coluna ressonante mostraram boa interação nas curvas de $E \times \varepsilon$.

Como pôde ser visto ao longo do desenvolvimento deste trabalho, as argilas cinza-esverdeadas apresentam propriedades e características muito heterogêneas. Em relação as características podem se apresentar com elevados ou baixos teores de argila (22% a 71%) que influenciam em diversas propriedades deste solo, como consistência, capacidade de retenção de água. Além da heterogeneidade, as fissuras exercem um papel fundamental na redução das propriedades e alteração no comportamento quanto a resistência ao cisalhamento e a deformabilidade. Foi visto que a compressibilidade é mais significativamente influenciada pelo elevado sobreadensamento, dificultando a obtenção clara do trecho de compressão virgem, e reduzindo a precisão dos parâmetros de adensamento. Apesar de haver grande ocupação de argilas cinza-esverdeadas na Formação Resende, esses materiais podem mudar muito seu comportamento de um local para outro, inclusive quanto a sua mineralogia, indicando que apesar de se tratar de mesmo período geológico, os processos envolvidos em sua formação podem ser totalmente distintos.

7. RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

O autor indica a seguir algumas sugestões para investigações futuras sobre o comportamento geomecânico das argilas duras cinza-esverdeadas, em prosseguimento as pesquisas aqui apresentadas:

- Realizar estudos mais específicos sobre a expansão das argilas cinza-esverdeadas com objetivo de verificar os efeitos do ressecamento e da metodologia de inundação empregada nos parâmetros de expansão.
- Realizar estudos mais amplos acerca da determinação de parâmetros de resistência nestas argilas por meio de ensaios triaxiais utilizando variadas trajetórias de tensão com objetivo de identificar as trajetórias que melhor se adequam aos casos de obras nestes solos (escavação para subsolos, escavação para túneis, fundações profundas etc.).
- Investigar mais profundamente os efeitos das fissuras na resistência e deformabilidade dessas argilas fazendo uso de técnicas e instrumentos tecnologicamente mais avançados como uso de tomógrafos acoplados aos ensaios, instrumentações internas etc.
- Realizar outros ensaios como ensaios cíclicos que possam complementar os dados dessa pesquisa quanto a curva característica de comportamento tensão-deformação destas argilas.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458: Grãos de pedregulhos retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água.** Rio de Janeiro, 2016-a. 10p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez.** Rio de Janeiro, 2016-b. 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade.** Rio de Janeiro, 2016-c. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo – Análise granulométrica.** Rio de Janeiro, 2016-d. 12p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007: Solo – Análise granulométrica.** Rio de Janeiro, 1990. 15p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16867: Solo – Determinação da massa específica aparente de amostras indeformadas – Método da balança hidrostática.** Rio de Janeiro, 2020. 5p.

ASAOKA, A.; NAKANO, M.; NODA, T. & KANEDA, K. **Delayed compression/consolidation of natural clay due to degradation of soil structure.** Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, Volume 40, No. 3, p. 75 – 85, 2000.

ATKINSON, J. H; & SALLFORS, G. **Experimental determination of soil properties.** General report to session 1. Proc. 10th ECSMFE, Volume 3, Florence, 1991.

BARROS, J. M. C. **Parâmetros dinâmicos de alguns solos brasileiros determinados em ensaios de coluna ressonante.** In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações 6, Salvador, p. 475 – 484, 1990.

BARROS, J. M. C. **Módulo de Cisalhamento Dinâmico de solos tropicais.** São Paulo, 1997. 497p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações.

BESSO, C.; MOTTA, M. F. B. & CAMPOS, T. M. P **Comparação das técnicas do papel filtro e de um potenciômetro de ponto de orvalho para obtenção da curva de retenção de umidade de dois solos tropicais do Rio de Janeiro.** In: Conferência Brasileira sobre estabilidade de taludes, Santa Catarina, 2017.

BISHOP, A. W. & HIGHT, D. W., **The value of Poisson's ratio in saturated soils and rocks stressed under undrained conditions.** Géotechnique, Volume 27, No. 3, p. 369–384. 1977.

BJERRUM, L. **Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils.** In: Proc. 8th ICSMFE. p. 111-159. 1973.

BURLAND, J. B. **Nineth Laurits Bjerrum Memorial Lecture: Small is beautiful – the stiffness of soil at small strains.** Canadian Geotechnical Journal 26-4, p. 499 – 516, 1989.

BURLAND J. B. **On the compressibility and shear strength of natural clays,** Géotechnique, Volume 40, p. 329 – 378, 1990.

CLAYTON, C.R.I. **Stiffness at small strain: research and practice.** Géotechnique, Volume 61, No. 1, p. 5 – 37, 2011.

CORREIA, A.G. **Características de deformabilidade dos solos que interessam à funcionalidade das estruturas.** Revista Portuguesa Geotécnica, SPG, N° 100, p. 103 – 122, 2004.

COZZOLINO, V. **Tipos de sedimentos que constituem a Bacia de São Paulo.** Tese de doutoramento. Escola Politécnica da USP. São Paulo, 1972.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos.** Oficina de Textos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

DEMARCHI, F. **Comportamento geotécnico da argila dura cinza esverdeada reconstituída da Formação Resende.** Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências – Universidade de São Paulo, São Paulo. 102p. 2019.

DESAI, C. S. & TOTH, J. **Disturbed state constitutive modeling based on stress-strain and nondestructive behaviour.** International Journal of Solids and Structures, Volume 33, No. 11, p. 1619 – 1650, 1996.

DYVIK, R. & MADSHUS, C. **Laboratory Measurements of G_{max} using Bender Elements**. In: Advances in the art of testing soils under cyclic conditions. Detroit, Michigan. Proceedings, ASCE, p. 1 – 7, 1985.

GALVES, G. & MASSAD, F. **Características das argilas duras cinza-erverdeadas da Bacia Sedimentar de São Paulo**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações 7, Recife, v.5. p. 96 – 99, 1982.

GASPARE, A. & COOP, M. R. **Quantification of the effects of structure on the compression of a stiff clay**. Canadian Geotechnical Journal, Volume 57, p. 19 – 31, 2007.

GASPARE, A.; NISHIMURA, M. R. COOP, M.R & JARDINE, R.J. **The influence of structure on the behaviour of London Clay**. Géotechnique, Volume 45, p. 1324 – 1334, 2008.

GOLDSTEIN, M. N., MISUMSKY, V. A., LAPIDUS, L. S., **The theory of probability and statistics in relation to the rheology of soils**. In: Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech., Paris, Vol. 1, p. 123 – 126. 1961.

GURGUEIRA, M. D. **Correlação de dados geológicos e geotécnicos na Bacia de São Paulo**. Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências – Universidade de São Paulo, São Paulo. 80p. 2013.

HARDIN, B. O. & BLACK, W. L. **Vibration modulus of normally consolidated clays**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Volume 94, No. SM2, p. 353 – 369, 1968.

HARDIN, B. O. & BLACK, W. L. **Closure to “Vibration modulus of normally consolidated clays”**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Volume 95, No. SM6, p. 1531 – 1537, 1969.

HARDIN, B. O. & DRNEVICH, V. P. **Shear modulus and damping in soils: Measurement and Parameter Effects**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Volume 98, No. SM6, p. 603 – 624, 1972.

HIGHT, D. W., GASPARRE, A.; NISHIMURA, S.; MINH, N. A.; JARDINE, R. J., & COOP, M. R. **Characteristics of the London Clay fro the Terminal 5 site at Heathrow Airport.** Géotechnique, Volume 57, No. 1, p. 3 – 18, 2007.

KOKUSHO, T.; YOSHIDA, Y. & ESASHI, Y. **Dynamic properties of soft clay for wide strain range.** Soils and Foudations, Japanese Geotechnical Society, Volume 22, No. 4, p. 1 – 18, 1982.

KOVACEVIC, N.; HIGHT, D. W. & POTTS, D. M. **Predicting the stand-up time of temporary London Clay slopes at Terminal 5, Heathrow Airport.** Géotechnique, Volume 57, No. 1, p. 63 – 74, 2007.

KU, T. & MAYNE, P. W. **Yield stress history evaluated from paired in-situ shear moduli of different modes.** Engineering Geology, Volume 152, No. 1, p. 122 – 132, 2013.

LADD, C. C. **Stress-strain Modulus of clay in undrained shear.** Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Volume 90, No. 5, p. 103 – 132, 1964.

LIU, M. D. & CARTER, J. P. **A structured Cam Clay model.** Canadian Geotechnical Journal, Volume 39, No. 6, p. 1313 – 1332, 2002.

MAIR, R. J. **Unwin memorial lecture 1992. Developments in geotechnical engineering research; application to tunnels and deep excavation.** Proceedings of the ICE – Civil Engineering, Volume 97, No. 1, p. 27 – 41, 1993.

MASSAD, F. **Características e propriedades geotécnicas de alguns solos da Bacia de São Paulo.** In: Mesa Redonda: Aspectos geológicos e geotécnicos da Bacia Sedimentar de São Paulo. ABGE, São Paulo, 1980.

MASSAD, F.; PINTO, C.S. & NADER, J.J. **Resistência e deformabilidade.** In: Solos da Cidade de São Paulo. (Ed). São Paulo, ABMS/ABEF, p. 141-180, 1992.

MAYNE, P. W. & POULOS, H. G. **Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundations.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Volume 125, No. 6, p. 453 – 460, 1999.

MAYNE, P. W.; CHRISTOPHER, B. R. & DEJONG, J. **Manual of subsurface investigation**. Publication in FHWA NHI-01-031. Washington D.C: Federal Highway Administration; National Highway Institute, 2001.

MESRI, G., ROKHSAR, A., BOHOR, B. F. **Composition and compressibility of typical samples of Mexico City clay**. Géotechnique, Volume 25, No. 3, p. 527 – 554, 1975.

NEGRO, A. HATORI, A.C.A.; YASSUDA, A. J. & ROCHA, H. C. **Investigações para projeto e previsão de desempenho da estação Sacomã da Companhia do Metropolitano de São Paulo**. SEFE 7 - Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, divulgado em CD, São Paulo, 2012.

PENNA, A.S.D. **Estudo das propriedades das argilas da cidade de São Paulo aplicado à Engenharia de Fundações**. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da USP. São Paulo, 1982.

PINTO, C.S. & MASSAD, F. **Características dos solos variegados da Cidade de São Paulo**. In: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, IPT. Publicação 984, 30p. São Paulo, 1972.

PINTO, C. S., ABRAMENTO, M. **Características das argilas rijas e duras cinza-esverdeadas de S. Paulo determinadas por pressiómetro de auto-furação Camkometer**. In. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 11, v. 2, pp 871-878, 1998.

PIOLI, B. **Alguns aspectos do comportamento geotécnico da argila dura da cidade de São Paulo**. Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências – Universidade de São Paulo, São Paulo. 82p. 2023.

RICCOMINI, C. **O Rift Continental do Sudeste do Brasil**. Tese de doutoramento. Instituto de Geociências – Universidade de São Paulo. São Paulo. 256 p. 1989.

RICCOMINI, C; SANT'ANNA, L.C.; FERRARI, A.L. **Evolução geológica do Rift Continental do Sudeste do Brasil**. In: Geologia do Continente Sul-Americano: Evolução da Obra de Fernando Flávio Marques de Almeida, p. 383-405, 2004.

SENETAKIS, K.; ANASTASIADIS, A. & PITILAKIS, K. **The small-strain shear modulus and damping ratio of quartz and volcanics sands.** Geotechnical Testing Journal, Volume 35, No. 6, p. 1 – 17, 2012

SKEMPTON, A.W. **Long-term stability of clay slopes.** Géotechnique, Volume 14, p. 77-101, 1964.

SKEMPTON, A.W. **First-time slides in over consolidated clays.** Géotechnique, Volume 20, p. 320-324, 1970.

TAKIYA, H. **Aplicação dos métodos quantitativos espaciais a dados geológicos da Bacia de São Paulo.** Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências – Universidade de São Paulo, São Paulo. 109p. 1991.

TEIXEIRA, A. H. & GODOY, N. S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas.** In: Hachich, W. et al. (ed.) Fundações: Teoria e Prática, Pini, São Paulo, 1996.

VARGAS, M. Geotecnia do Terciário de São Paulo – Histórico. **In: Mesa Redonda: Aspectos Geológicos e Geotécnicos da Bacia Sedimentar de São Paulo.** ABGE, São Paulo. 1980.

VARGAS, M. Evolução dos conhecimentos. **In: Solos da Cidade de São Paulo.** (Ed). São Paulo, ABMS/ABEF, p. 1-35, 1992.

VIGGIANI, G. & ATKINSON, J. H. **Interpretation of Bender Elements tests.** Géotechnique, Volume 45, No. 1, p. 149-154, 1995.

YAMASHITA, S.; KAWAGUCHI, T.; NAKATA, Y.; MIKAMI, T.; FUJIWARA, T. & SHIBUYA S. **Interpretation of international parallel test on the measurement of G_{max} using Bender Elements tests.** Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, Volume 49, No. 4, p. 631-650, 2009.

**APÊNDICE A: (ARTIGO A SER SUBMETIDO) EFEITO DA SUCÇÃO NAS
CARACTERÍSTICAS DE DEFORMABILIDADE DA ARGILA DURA CINZA-
ESVERDEADA DA FORMAÇÃO RESENDE**

EFEITO DA SUÇÃO NAS CARACTERÍSTICAS DE DEFORMABILIDADE DA ARGILA DURA CINZA-ESVERDEADA DA FORMAÇÃO RESENDE

Effect of suction on the deformability characteristics of greenish-gray hard clay from the Resende Formation

Rodrigo Serafim; Fernando A. M. Marinho

Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, Brasil.

RESUMO – As argilas rijas e duras são solos com características muito peculiares, cuja compreensão de seu comportamento conduz a execução de obras mais seguras. Na cidade de São Paulo há ocorrência de uma argila dura muito conhecida no meio geotécnico como argila dura cinza-esverdeada, pertencente a Formação Resende da Bacia de São Paulo. As argilas rijas e duras da Formação Resende apresentam grande complexidade quanto ao seu processo de formação e suas propriedades dependem de variáveis como formação geológica, tensões atuantes e histórico de tensões. A ação do homem em meio a execução de obras geotécnicas profundas, introduz uma nova variável, que pode resultar em processos de rebaixamento do nível d'água causando dessaturação ou alteração no equilíbrio do teor de umidade destas argilas, que naturalmente encontram-se abaixo do lençol freático. Com a alteração dessas propriedades, surgem tensões de sucção que podem influenciar significativamente o comportamento geotécnico dessas argilas, promovendo mudanças nas suas características de resistência e deformabilidade. A compreensão do comportamento dos parâmetros de deformabilidade quando surgem tensões de sucção torna-se crucial para o desenvolvimento de novos projetos. Neste estudo, foram feitos ensaios de caracterização, curvas de retenção de água e ensaios dinâmicos de pequenas deformações em amostras provenientes das regiões Cidade Jardim e Marginal Tietê. As argilas ensaiadas revelaram propriedades heterogêneas, influenciadas por diversos fatores, como granulometria, mineralogia e sucção.

ABSTRACT – Stiff and hard clays are soils with very peculiar characteristics, whose understanding of their behavior leads to the execution of safer works. In the city of São Paulo there is an occurrence of a hard clay well known in geotechnical circles as greenish-gray hard clay, belonging to the Resende Formation of the São Paulo Basin. The stiff and hard clays of the Resende Formation present great complexity in terms of their formation process and their properties depend on variables such as geological formation, acting stresses and stress history. The action of man during the execution of deep geotechnical works introduces a new variable, which can result in processes of lowering the water level, causing desaturation or changes in the balance of the moisture content of these clays, which are naturally below the groundwater. With the change in these properties, suction stresses arise that can significantly influence the geotechnical behavior of these clays, promoting changes in their resistance and deformability characteristics. Understanding the behavior of deformability parameters when suction stresses arise becomes crucial for the development of new projects. In this study, characterization tests, soil water retention curves and dynamic tests of small deformations were carried out on samples from the Cidade Jardim and Marginal Tietê regions. The clays tested revealed heterogeneous properties, influenced by several factors, such as grain size, mineralogy and suction.

Palavras Chave – argilas duras, solos não-saturados, curvas de retenção de água, parâmetros de deformabilidade.

Keywords – hard clays, unsaturated soils, soil water retention curves, deformability parameters.

1. INTRODUÇÃO

É comum na cidade de São Paulo durante a execução de uma obra se deparar com solos argilosos rijos ou duros, principalmente quando essas obras são realizadas em grandes profundidades. As argilas duras apresentam ótima capacidade de suporte quando confinadas, ou seja, é um excelente material para apoio de fundações. Porém, a depender de suas características de formação geológica podem se tornar muito instáveis para escavações de túneis e taludes para construção de subsolos.

As investigações geotécnicas acerca das argilas duras no Brasil tiveram início na década de 1970, notadamente devido às obras do metrô de São Paulo realizadas em grande parte nas argilas duras cinza-esverdeadas da Formação Resende. A complexidade da formação das argilas rijas e duras da Formação Resende, cujas propriedades dependem de variáveis como formação geológica, tensões atuantes e histórico de tensões, resultou no desenvolvimento de diversas correlações empíricas, com poucos ensaios de laboratório para uma compreensão mais aprofundada do comportamento desse material.

Muitos dados a respeito do comportamento geológico-geotécnico dessas argilas foram expostos por diversos autores, no entanto, persistem lacunas significativas de conhecimento sobre esse solo. É possível encontrar na literatura disponível dados a respeito das propriedades físicas, compressibilidade e resistência dessas argilas. Quanto a deformabilidade, são pouquíssimos os dados disponíveis a partir de ensaios de laboratório. Em geral, esses dados são obtidos de ensaios *in situ* (e.g. Pinto e Abramento, 1998; Negro et al., 2012).

Além dos poucos dados relativos aos parâmetros de deformabilidade, não são encontrados na literatura dados a respeito da sucção gerada pela exposição desses solos ao ar, rebaixamento do nível d'água, ou alteração no equilíbrio da umidade no interior da camada de solo, e a influência da sucção nos parâmetros de deformabilidade em pequenas deformações.

A ampliação da rede metroviária e a utilização cada vez mais frequente do subsolo na cidade de São Paulo motiva a necessidade de avanços tecnológicos na obtenção de parâmetros. Considerando esses aspectos, este trabalho objetiva analisar a influência da sucção nos parâmetros de deformabilidade em pequenas deformações, indicando os principais agentes de heterogeneidade envolvidos.

2. DEFORMABILIDADE DOS SOLOS

A deformabilidade dos solos é o estudo das relações entre as tensões atuantes num solo e as deformações provocadas pela alteração de seu estado de tensões. No estado natural, os solos encontram-se normalmente num estado de equilíbrio de tensões, chamado de equilíbrio hidrostático. A execução de obras geotécnicas provoca alterações do estado de tensões no solo, e essas alterações resultam em deformações no qual as magnitudes dependem das propriedades de deformabilidade do solo em questão.

Para compreender corretamente as características de deformabilidade dos solos, é preciso que os parâmetros de deformabilidade, ou seja, que os módulos de deformabilidade (E) e cisalhamento (G) sejam determinados corretamente, de acordo com as melhores técnicas disponíveis.

Há diversos métodos para determinar estes parâmetros a partir de ensaios de campo e ensaios de laboratório. É necessário atentar-se aos níveis de deformação que a obra em questão provocará ao solo, pois, a escolha do melhor método deve estar ligada a faixa de interesse quanto as deformações. As faixas típicas de deformação comum as obras geotécnicas, assim como a curva característica do comportamento tensão-deformação de um solo são exemplificadas na Figura 1.

Burland (1989) mostrou que a interação entre bons parâmetros geotécnicos e modelagens numéricas tensão-deformação nas argilas rijas de Londres conduziu a modelos geotécnicos mais adequados a estes tipos de solos.

Um dos métodos de laboratório mais utilizados para determinação de parâmetros de deformabilidade é o ensaio de coluna ressonante. Neste equipamento o corpo de prova é submetido a solicitações de torque em amplitudes muito baixas de deformação (10⁻⁴% a 10⁻²%). Estas solicitações provocam um movimento em forma de ondas senoidais no corpo de prova, de onde é possível obter sua frequência de ressonância. A partir da teoria da propagação de ondas em barras é possível determinar o valor de G num determinado estado hidrostático de tensão.

Para obter o módulo de deformabilidade do solo basta aplicar módulo de cisalhamento a equação da teoria da elasticidade de Timoshenko (1934), juntamente do coeficiente de Poisson adequado ao solo:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

onde G é o módulo de cisalhamento, E é o módulo de deformabilidade e ν é o coeficiente de Poisson.

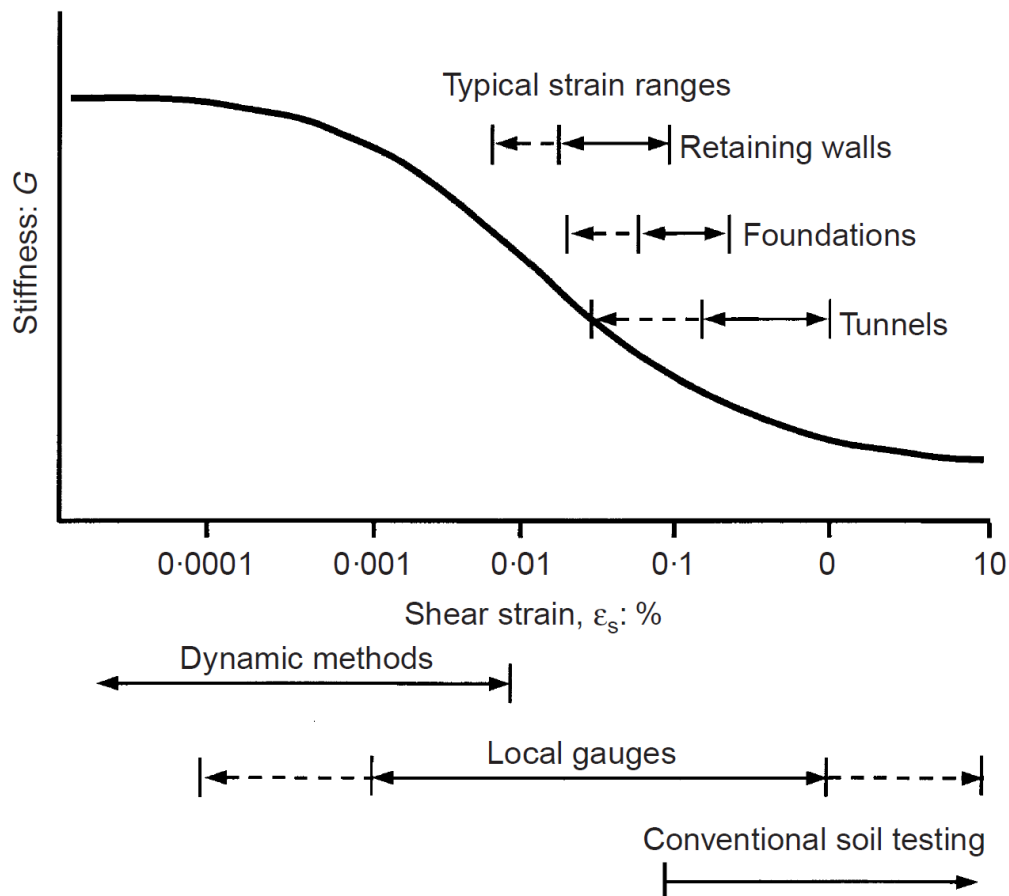


Figura 1 – Comportamento tensão-deformação característico de um solo e faixas típicas de deformação para ensaios em laboratórios e estruturas (Atkinson & Salfors, 1991; Mair, 1993).

Conhecida a curva característica da deformabilidade de um solo, é possível obter seus módulos em qualquer nível de deformação, desde que sejam conhecidos os níveis de deformação a que os solos serão submetidos.

Na Figura 4 ocorrem dois patamares onde os módulos de cisalhamento não variam com as deformações. No primeiro trecho, à esquerda, a alteração do estado de tensões promove deformações tão baixas que os módulos não são afetados. Já no trecho a direita, a mudança no estado de tensões provocou deformações tão excessivas que a parcela de resistência ainda presente é a residual, que tende a se manter constante acima de um certo nível de deformações e faz com que não haja variações nos módulos de deformabilidade.

3. AS ARGILAS DURAS CINZA-ESVERDEADAS

As argilas duras cinza-esverdeadas, pertencentes à Formação Resende, estão amplamente distribuídas na Bacia de São Paulo, geralmente localizadas abaixo do lençol freático. Descritas por Cozzolino (1972); Massad (1980); Gurgueira (2013), entre outros, essas argilas exibem plasticidade de média a muito plástica, elevada coesão, consistência rija a dura e sobreadensamento elevado.

A hipótese mais comum acerca do elevado sobreadensamento é que os processos erosivos removeram dezenas a centenas de metros de material sobrejacente a estas argilas. Outra hipótese diz respeito à compressão secundária e o envelhecimento de argilas (e.g. Bjerrum, 1973). Penna (1982) levanta ainda outras hipóteses como agentes químicos gerados durante os processos de intemperismo e cimentação (alteração de concentrações iônicas, alterações no pH, lixiviação, oxidação, entre outros) e ciclos de umedecimento e ressecamento causado por variações do nível de água.

Estas argilas podem estar associadas a lentes de areias finas, argilosas e muito compactas, caracterizadas por uma coloração cinza escuro. São tipicamente encontradas em profundidades significativas (de 10 até 40 m em relação a superfície), ocasionalmente cobrindo os vales dos Rios Tietê e Pinheiros, conforme observado por Cozzolino (1972). Vargas (1992) acrescenta que essas argilas podem sobrepor-se ao embasamento pré-cambriano e às areias basais, com alternâncias em sua deposição ao longo de toda a extensão da Bacia de São Paulo.

Essas argilas apresentam comportamento friável e podem ser encontrados frequentemente com grande quantidade de fissuras (Penna, 1982). As fissuras observadas não apresentam qualquer orientação, podendo ter origem em diferentes fontes como alívios de tensão promovidos pelos processos erosivos, resultados do intemperismo físico e químico, ou ainda a ocorrência de tectonismo (Demarchi *et al.*, 2023).

Dados disponíveis na literatura revelam que as argilas duras cinza-esverdeadas têm granulometria essencialmente fina, com fração de finos superior a 60% e fração de areia composta basicamente por areia fina. Os limites de liquidez situam-se entre 40% e 75% e os limites de plasticidade entre 15% e 30%, em geral se posicionando acima da Linha A na carta de plasticidade (Massad *et al.*, 1992 e Penna, 1982).

O elevado sobreadensamento confere a essas argilas valores elevados da pressão de pré-adensamento. Penna (1982) obteve valores de até 2150 kPa, já Pinto e Massad (1972) obtiveram valores que variaram entre 700 e 850 kPa. Pinto e Abramento (1998) em ensaios de pressiómetro auto-cravável encontraram valores de até 4800 kPa. Muitos dos valores da pressão de pré-adensamento disponíveis na literatura não podem ser explicados apenas pelo histórico de tensões.

A respeito da resistência ao cisalhamento, Massad (1980) apresentou valores de 40 kPa e 70 kPa para c' e valores de 15° a 26° para φ' . Galves e Massad (1982) a partir de ensaios de cisalhamento direto obtiveram valores de coesão efetiva c' entre 0 e 35 kPa e ângulo de atrito efetivo φ' de 25° a 30° , respectivamente. Demarchi *et al.* (2023) apresentaram valores de c' igual a 0 e φ' igual a 21° para ensaios triaxiais nestas argilas reconstituídas. Pioli (2023) obteve valores de c' igual a 79 kPa e φ' igual a 37° .

Com relação aos módulos de cisalhamento, Barros (1990) realizou ensaios em equipamento de coluna ressonante para determinação dos módulos de cisalhamento máximo (G_0), encontrando valores entre 240 MPa e 440 MPa, a depender da pressão em que o ensaio foi realizado. Pinto e Abramento (1998) e Negro *et al.* (2012), pois, ensaios dinâmicos de laboratório conduzem a níveis muito baixos de deformação (da ordem de $10^{-4}\%$), em comparação aos ensaios de campo que conduzem a deformações mais elevadas (cerca de $10^{-1}\%$).

Não foram encontrados na literatura resultados disponíveis acerca da curva de retenção de água das argilas duras cinza-esverdeadas em condição indeformada, nem análises a respeito da influência da sucção nas características de deformabilidade dessas argilas.

A Tabela 1 apresenta um resumo dos principais parâmetros determinado pelos autores citados no decorrer do presente trabalho.

Tabela 1 – Parâmetros da argila dura cinza-esverdeada determinados por diversos autores.

	Massad (1980)	Penna (1982)	Barros (1990)	Pinto e Abramento (1997)	Negro <i>et al.</i> (2012)	Demarchi <i>et al.</i> (2023)	Pioli (2023)
% < 2 μm	31 – 59	30 – 70	-	> 60	< 95	94	33,5
w (%)	22 – 29	15 – 25	14,2	-	-	-	12,4 – 14,7
e	0,61 – 0,87	0,45 – 0,60	0,45	-	-	-	0,40 – 0,64
S (%)	85 – 96	90 - 100	84	-	-	-	59 – 94
w _L (%)	50 – 90	40 – 75	40	50 – 90	18 – 64	95	40
w _P (%)	20 – 40	15 – 30	22	-	-	40	23
I _P (%)	30 – 60	15 – 45	18	30 – 60	6 – 30	55	17
σ'_a (kPa)	700 – 2150	220 – 2150	2371	300 – 4800	-	-	1280
ϕ' (°)	15 – 26	-	-	-	-	21	37
c' (kPa)	40 – 70	-	-	-	-	0	79
G (MPa)	-	-	240 - 440	50 – 250	17,7 · SPT	-	-

4. MATERIAIS E MÉTODOS

O solo usado nos ensaios deste estudo é proveniente da cidade de São Paulo, na região da Marginal Tietê nas proximidades da ponte Freguesia do Ó. A amostra foi coletada a partir de blocos que se desprendiam das paredes durante a escavação e que foram cuidadosamente selecionados e devidamente selados para uso no laboratório (Figura 2). Este procedimento foi adotado devido a grande quantidade de fissuras presentes no solo, que impossibilitou a coleta da amostra indeformada em bloco como tradicionalmente é realizada.



Figura 2 – Amostra indeformada de argila dura cinza-esverdeada usado nos ensaios do presente estudo.

Na Tabela 2 consta a identificação da amostra, sua localização, cota e profundidade em relação a superfície no qual foi realizada a coleta do bloco de amostra indeformada.

Tabela 2 – Identificação e detalhes de posição da amostra.

Identificação	Local	Cota (m)	Profundidade (m)
AM-01	Marginal Tietê (Próximo a ponte Freguesia do Ó)	705,0	17,0

4.1. Caracterização do solo

Objetivando caracterizar a amostra usada neste estudo, foram realizados ensaios de análise granulométrica, massa específica dos grãos, limites de consistência (limite de liquidez e limite de plasticidade) e massa específica aparente natural. Os ensaios de caracterização foram realizados seguindo os procedimentos descritos normas brasileiras (NBR 7181, 2018; NBR 6458, 2017; NBR 6459, 2017; NBR 7180, 2016; NBR 16867, 2020). Além disso, foi feita análise mineralógica por difração de raios X, de acordo com procedimento IPT15742 – CTOBRAS-LMCC-Q-PE-092 (2015). O objetivo dessa análise foi identificar os argilominerais que constituem a amostra deste estudo.

4.2. Curva de retenção de água

Para obtenção da curva de retenção do solo estudado foram usadas três técnicas: o método da placa de sucção, método da placa de pressão e o método do papel filtro. Os dois primeiros ensaios foram realizados de acordo com o procedimento IPT N° 3851. O corpo de prova, moldado diretamente do bloco indeformado, teve diâmetro de 55 mm e altura de 40 mm. Iniciou-se os ensaios na placa de sucção (sucções entre 10 e 25 kPa). Em seguida passou-se ao método da placa de pressão (sucções entre 50 e 1500 kPa. Também foi utilizado o método que determina a sucção por meio da determinação da umidade relativa em equilíbrio com a amostra. Utilizou-se para isso o equipamento WP4C da Meter Instruments. Com essa técnica foram obtidos dados de secagem e umedecimento.

4.3. Ensaio de coluna ressonante

O corpo de prova utilizado nos ensaios de coluna ressonante foi moldado a partir do bloco indeformado com diâmetro de 35 mm e altura de 79 mm. Tendo em vista que o ensaio de coluna ressonante é um ensaio não destrutivo, pode-se usar o mesmo corpo de prova para diversas pressões de confinamento. O corpo de prova foi submetido a quatro estágios de pressão de confinamento 49 kPa, 98 kPa, 196 kPa e 392 kPa. Em cada estágio, após aplicada a pressão de confinamento, o corpo de prova foi adensado e foram feitas medidas da frequência, amplitude de torque e deslocamento nos intervalos de tempo (t) 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240, 480 e 1440 minutos. Ao final de cada estágio de pressão, foi realizada a degradação do módulo cisalhante, onde a amplitude de torque foi gradativamente aumentada, de forma que as deformações cisalhantes máximas a que o corpo de prova foi submetido fosse da ordem de 0.01%.

Finalizada as medidas nas 4 pressões de confinamento estipuladas, deixou-se o corpo de prova secar ao ar para induzir uma pequena redução de seu teor de umidade. O processo de secagem foi controlado por pesagens constantes do corpo de prova. Após o processo de secagem o corpo de prova foi novamente colocado no equipamento de coluna ressonante, submetido a pressão de confinamento de 392 kPa e novas medidas de frequência, amplitude de torque, deslocamento e degradação foram realizadas. Este processo foi repetido até que o corpo de prova não apresentasse variação significativa de peso quando exposto ao ar.

Concluída a fase de secagem, o corpo de prova foi então submetido ao processo de umedecimento, realizado em recipiente hermeticamente fechado e com uso de nebulizador para auxiliar o ganho de umidade. Nesta etapa o ganho de umidade também foi controlado

pelo peso do corpo de prova. Ao fim de cada estágio de umedecimento novas medidas foram realizadas, assim como na etapa de secagem.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1. Caracterização física e mineralógica do solo

A distribuição granulométrica da amostra usada nos ensaios indicou elevada quantidade de argila e silte na composição desta do material. Mais precisamente este solo contém aproximadamente 71% de argila, 22% de silte e 7% de areia fina e média. Conforme apresentado na Tabela 1, os percentuais de argila apresentam uma grande variabilidade, mas com uma tendência a valores superiores a 60%.

Os resultados dos ensaios de caracterização estão apresentados na Tabela 3. A massa específica dos grãos (G_s) do solo foi de 2,76 g/cm³. Os limites de consistência foram de 66% para o limite de liquidez, 28% para o limite de plasticidade e conseqüentemente 38% para o índice de plasticidade. Esses valores também estão dentro das faixas, amplas, encontrados na literatura.

Tabela 3 – Resultados dos ensaios de caracterização na amostra usada neste estudo

	AM-01
Teor de umidade (%)	19,7
G_n (kN/m ³)	19,9
G_s (g/cm ³)	2,76
w_L (%)	66
w_P (%)	28
I_P (%)	38
% < 2 μ m	71
IA	0,54

Na Figura 3 são apresentados dados dos limites de consistência encontrados na literatura, juntamente com os valores para o solo do presente estudo. Adicionalmente está incluído um dado da argila de Londres como referência a um material com características de dureza semelhante.

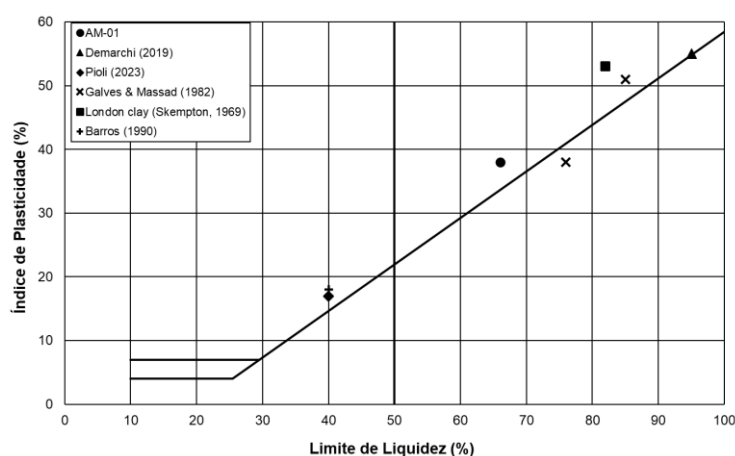


Figura 3 – Carta de plasticidade da argila cinza-esverdeada e dados da literatura.

As análises de DRX indicaram uma predominância de argilominerais do grupo das esmectitas (71%), seguido de caulina (26%) e illita (3%). Salienta-se que esses percentuais se referem a fração argila. A Tabela 4 apresenta os percentuais dos argilominerais presentes na composição da fração argila da amostra usada no presente estudo.

Tabela 4 – Resultados das análises mineralógicas por difração de raios X da amostra usada neste estudo

Compostos ou fases mineralógicas	Resultado em %
Argilomineral do grupo da esmectita	71
Argilomineral do grupo da caulinita	26
Argilomineral do grupo da illita	3

5.2. Curva de retenção de água

A curva de retenção de água obtida está apresentada na Figura 4, com a relação de teor de umidade gravimétrico e grau de saturação versus a sucção. Na Figura está indicado o método utilizado em cada trecho e a trajetória adotada, secagem e umedecimento. O material possui elevada capacidade de retenção de água e indica que a dessaturação do material ocorre para valores de sucção muito elevados e da ordem de 1 MPa. Ou seja, até aproximadamente esse valor o princípio das tensões efetivas é válido. O último ponto da curva se refere a condição seca ao ar, onde estimou-se um valor de 60 MPa, com base na umidade relativa do ar onde o corpo de prova foi deixado secar. Os dados das determinações de sucção com o uso do WP4C indicam que a histerese obtida não foi muito significativa em termos de umidade gravimétrica, mas em termos de sucção observou-se uma histerese maior.

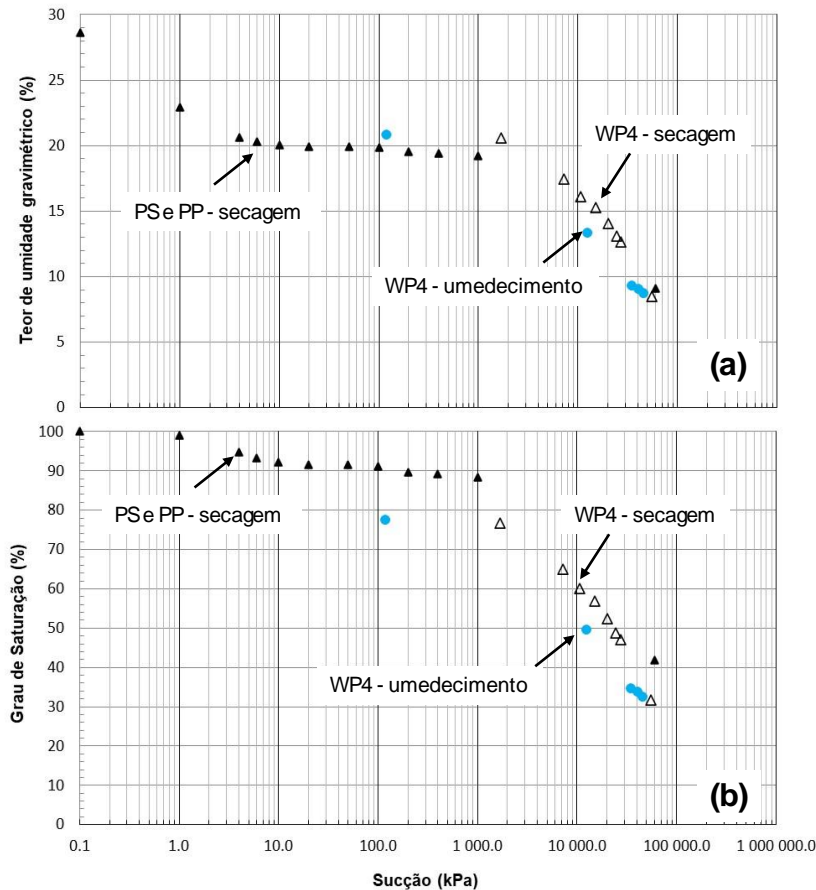


Figura 4 – Curvas de retenção de água da amostra usada neste estudo.

A elevada capacidade de retenção de água da amostra se deve aos argilominerais presentes em sua composição, a fração argila é muito influente no comportamento, e principalmente sua estrutura muito densa que induz um tamanho de poros muito pequeno.

5.3. Ensaio de coluna ressonante e análises da deformabilidade

Os resultados da variação do módulo de cisalhamento (G_0) da amostra de argila em função da pressão de confinamento (σ'_c) na condição natural, anterior a execução das fases de secagem e umedecimento, estão apresentados na Figura 5, juntamente com os dados de G_0 obtidos com confinante de 392 kPa e diversos níveis de sucção. Na Tabela 5 são apresentados os índices físicos iniciais do corpo de prova e os valores de G_0 em cada uma das tensões de confinamento. Os valores de G_0 obtidos no presente estudo são inferiores àqueles apresentados por Barros (1990). Isso provavelmente se deve as diferenças de índice de vazios e tensão de pré-adensamento apresentadas pelo autor, além disso, a amostra de argila usada neste estudo apresentava-se muito fissurada. De acordo com Hight *et al.* (2007) a fissuração pode comprometer significativamente a rigidez e a resistência ao cisalhamento das argilas rijas e duras.

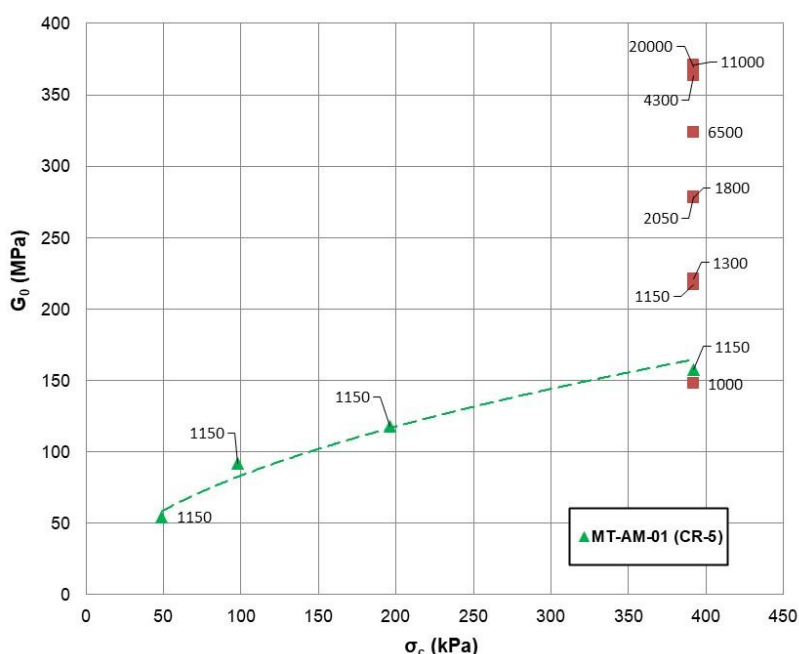


Figura 5 – G_0 em função de σ'_c para a amostra de argila dura cinza-esverdeada.

Tabela 5 – Dados do corpo de prova ensaiado.

Identificação das amostras	w_i (%)	e_i	S (%)	σ'_c (kPa)	G_0 (MPa)	e_f
MT-AM-01	20,1	0,65	85	49	56	0,631
				98	90	0,625
				196	116	0,620
				392	155	0,611

Na Figura 6 apresentam a influência da sucção e do grau de saturação no módulo cisalhante máximo (G_0). Nestas figuras os dados representados pela letra “D” referem-se a fase de secagem, já os dados identificados com a letra “W” referem-se a fase de umedecimento. Não se observa uma clara diferença entre a trajetória de secagem e umedecimento. Tanto em termos de variação de G_0 com a sucção (Figura 6a), quanto em termos de grau de saturação (Figura 6b) constata-se um patamar tendendo a estabilização, ou seja, para sucções muito elevadas (acima de 5000 kPa) a influência da sucção sobre a medida de G_0 é pequena. O mesmo ocorre com o grau de saturação, para valores abaixo de cerca de 70% a influência da sucção em G_0 não se mostra significativa. De todo modo com a redução do grau de saturação e conseqüente aumento da sucção o G_0 aumenta aproximadamente duas vezes para uma variação de sucção de 1MPa a 5MPa.

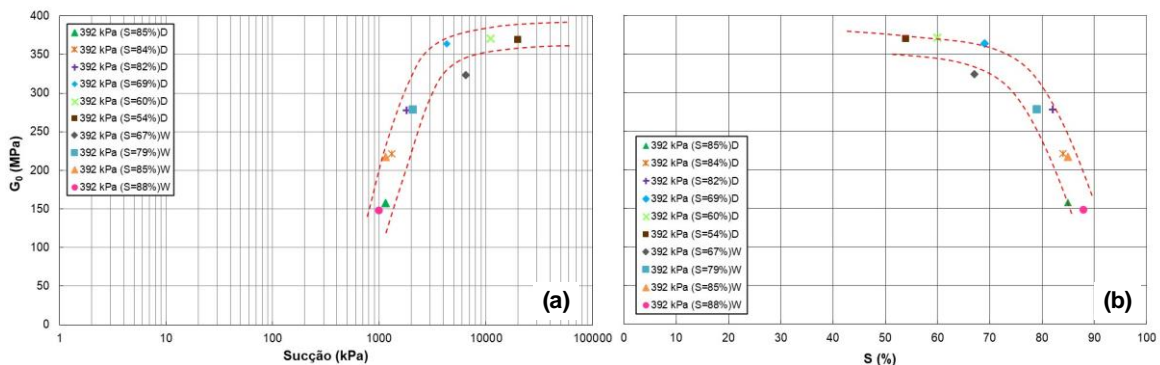


Figura 6 – Modulo cisalhante em função da (a) sucção e (b) grau de saturação.

Na Figura 7a estão apresentados os resultados da degradação dos módulos cisalhantes (G_0) com a deformação cisalhante. Não se observa efeito da trajetória de secagem e umedecimento, e verifica-se também que há uma tendência de unificação dos valores para deformações cisalhantes superiores a 0.02%. Na Figura 7b estão apresentadas os resultados da degradação do módulo cisalhante normalizado, executados nas condições naturais e nas fases de secagem e umedecimento. Apesar da sucção exercer considerável influência nos valores de G_0 , aparentemente os módulos cisalhantes normalizado para níveis mais elevados de deformação cisalhante apresentam a mesma tendência.

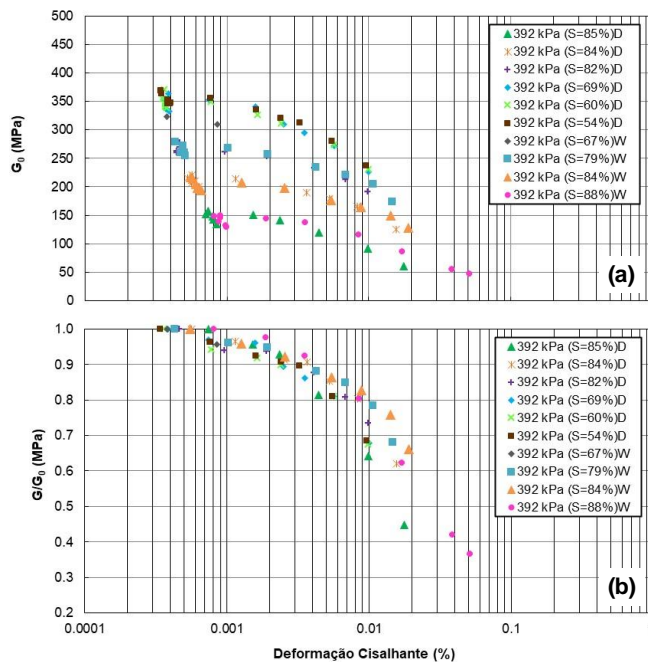


Figura 7 – Modulo cisalhante normalizado em função da deformação cisalhante para diversas pressões confinantes e graus de saturação.

Quando se correlaciona o módulo cisalhante com o teor de umidade gravimétrico observa-se uma histerese, conforme ilustra a Figura 8a. Para fins de comparação são apresentados na Figura 8b os dados em termos de grau de saturação, igual a Figura 6b anteriormente apresentada, onde não se observa histerese. Com base nos valores de teor de umidade observou-se que os módulos se apresentam menores na trajetória de umedecimento.

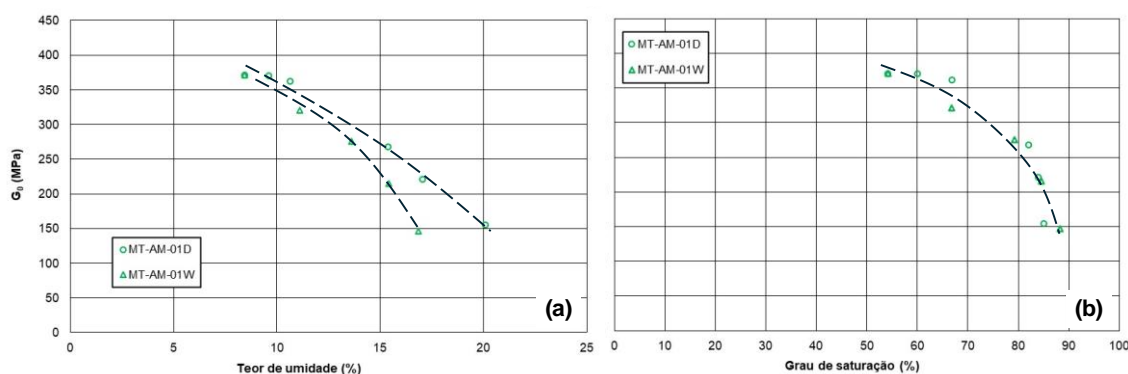


Figura 8 – Variação do módulo cisalhante na secagem e umedecimento em função do (a) teor de umidade e (b) grau de saturação.

6. CONCLUSÕES

O presente trabalho foi realizado usando amostras indeformadas de uma argila dura cinza-esverdeada coletada nas imediações da Ponte da Freguesia do Ó, São Paulo. Os ensaios foram iniciados com a amostra na condição que veio de campo, ou seja, com grau de saturação de aproximadamente 85% e sucção de 1,5 MPa. Os ensaios de caracterização geotécnicas e mineralógicos indicaram um material com teor menor que 2 μ m de aproximadamente 71%, com predominância de esmectitas na fração argilosa.

Foram ainda realizados ensaios para determinação da curva de retenção de água e ensaios de coluna ressonante, com objetivo de avaliar a influência da sucção nas características de deformabilidade do solo estudado.

Destacam-se as seguintes conclusões:

- As argilas duras cinza-esverdeadas têm elevada capacidade de retenção de água, devido a sua composição mineralógica e índice de vazios baixo, fruto do seu sobre adensamento.
- A sucção exerce considerável influência nas medidas dos módulos cisalhantes até valores de sucção da ordem de 5 MPa. Após esse valor observa-se uma tendência de estabilização do G_0 .
- Observou-se uma tendência de unificação dos valores de G_0 com a deformação cisalhante, independentemente do grau de saturação dos corpos de prova.
- Nos processos de secagem e umedecimento não foi observado histerese nas relações do módulo com a sucção e com o grau de saturação. Contudo, verificou-se uma histerese quando o módulo foi correlacionado com o teor de umidade gravimétrico.

7. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao IPT e seus colaboradores dos diferentes laboratórios pelo apoio na realização dos ensaios que viabilizaram a realização deste estudo.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 6458: Grãos de pedregulhos retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2016-a. 10p.

ABNT NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016-b. 5p.

ABNT NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016-c. 3p.

ABNT NBR 7181: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016-d. 12p.

ATKINSON, J. H. & SALLFORS, G. Experimental determination of soil properties. Proceedings of the 10th ECSMFE, Vol. 3, p 915 – 956, 1991.

BARROS, J. M. C. Parâmetros dinâmicos de alguns solos brasileiros determinados em ensaios de coluna ressonante. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações 9, Salvador, p. 475 – 484, 1990.

BARROS, J. M. C. Módulo de Cisalhamento Dinâmico de solos tropicais. São Paulo, 1997. 497p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações.

BJERRUM, L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils. In: Proc. 8th ICSMFE. p. 111-159. 1973.

BURLAND, J. B. Nineth Laurits Bjerrum Memorial Lecture: Small is beautiful – the stiffness of soil at small strains. Canadian Geotechnical Journal 26-4, p. 499 – 516, 1989.

COZZOLINO, V. Tipos de sedimentos que constituem a Bacia de São Paulo. Tese de doutoramento. Escola Politécnica da USP. São Paulo, 1972.

DEMARCHI, F. Comportamento geotécnico da argila dura cinza esverdeada reconstituída da Formação Resende. Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências – Universidade de São Paulo, São Paulo. 102p. 2019.

GALVES, G. & MASSAD, F. Características das argilas duras cinza-erverdeadas da Bacia Sedimentar de São Paulo. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações 7, Recife, v.5. p. 96 – 99, 1982.

GURGUEIRA, M. D. Correlação de dados geológicos e geotécnicos na Bacia de São Paulo. Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências – Universidade de São Paulo, São Paulo. 80p. 2013.

HIGHT, D. W., GASPARRE, A., NISHIMURA, S., MINH, N. A., JARDINE, R. J., & COOP, M. R. Characteristics of the London Clay fro the Terminal 5 site at Heathrow Airport. Géotechnique, Volume 57, No. 1, p. 3 – 18, 2007.

MASSAD, F. Características e propriedades geotécnicas de alguns solos da Bacia de São Paulo. In: Mesa Redonda: Aspectos geológicos e geotécnicos da Bacia Sedimentar de São Paulo. ABGE, São Paulo, 1980.

MASSAD, F.; PINTO, C.S. & NADER, J.J. Resistência e deformabilidade. In: Solos da Cidade de São Paulo. (Ed). São Paulo, ABMS/ABEF, p. 141-180, 1992.

NEGRO, A. HATORI, A.C.A.; YASSUDA, A. J. & ROCHA, H. C. Investigações para projeto e previsão de desempenho da estação Sacomã da Companhia do Metropolitano de São Paulo. SEFE 7 - Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, divulgado em CD, São Paulo, 2012.

PENNA, A.S.D. Estudo das propriedades das argilas da cidade de São Paulo aplicado à Engenharia de Fundações. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da USP. São Paulo, 1982.

PINTO, C.S. & MASSAD, F. Características dos solos variegados da Cidade de São Paulo. In: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, IPT. Publicação 984, 30p. São Paulo, 1972.

PINTO, C. S., ABRAMENTO, M. Características das argilas rijas e duras cinza-esverdeadas de S. Paulo determinadas por pressiômetro de auto-furação Camkometer. In. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 11, v. 2, pp 871-878, 1998.

PIOLI, B. Alguns aspectos do comportamento geotécnico da argila dura da cidade de São Paulo. Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências – Universidade de São Paulo, São Paulo. 82p. 2023.

VARGAS, M. Evolução dos conhecimentos. In: Solos da Cidade de São Paulo. (Ed). São Paulo, ABMS/ABEF, p. 1-35, 1992.

VILAR, O. M. Mecânica dos solos não saturados: fundamentos. São Carlos, 2021. 623p.