

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
INSTITUTO DE GEOCIÊNCIAS

**Alguns Aspectos do Comportamento Geotécnico da Argila  
Dura da Cidade de São Paulo**

**Bruna Cuccurullo Pioli**

Orientador: Prof. Dr. Fernando A. M. Marinho

Dissertação de Mestrado

Programa de Pós- Graduação em Recursos Minerais e Hidrogeologia

SÃO PAULO

2023

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
INSTITUTO DE GEOCIÊNCIAS

**Alguns Aspectos do Comportamento Geotécnico da Argila  
Dura da Cidade de São Paulo**

**Bruna Cuccurullo Pioli**

Dissertação apresentada ao Programa de  
Pós-Graduação em Geociências –  
Recursos Minerais e Hidrogeologia para a  
obtenção do título de Mestre em Ciências

Orientador: Prof. Dr. Fernando Antônio  
Medeiros Marinho

São Paulo, 2023

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

PIOLI, BRUNA

Alguns Aspectos do Comportamento Geotécnico da  
Argila Dura da Cidade de São Paulo / BRUNA PIOLI;  
orientador Fernando Antônio Medeiros Marinho. -- São  
Paulo, 2023.

82 p.

Dissertação (Mestrado - Programa de Pós-Graduação  
em Recursos Minerais e Hidrogeologia) -- Instituto  
de Geociências, Universidade de São Paulo, 2023.

1. Argilas Rijas a Duras. 2. Resistência ao  
Cisalhamento de Argilas. 3. Deformabilidade de  
Argilas. 4. Ensaio Triaxial. I. Antônio Medeiros  
Marinho, Fernando, orient. II. Título.

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
INSTITUTO DE GEOCIÊNCIAS

**Alguns Aspectos do Comportamento Geotécnico da  
Argila Dura da Cidade de São Paulo**

**BRUNA CUCCURULLO PIOLI**

Orientador: Prof. Dr. Fernando Antônio Medeiros Marinho

Dissertação de Mestrado

**Nº 907**

COMISSÃO JULGADORA

Dr. Fernando Antônio Medeiros Marinho

Dr. André Luis Brasil Cavalcante

Dra. Roberta Bomfim Boszczowski

SÃO PAULO  
2023

Á minha família

## Agradecimentos

Agradeço primeiramente aos meus pais e meus irmãos, por seu apoio e amor incondicional, sem os quais não seria possível finalizar essa importante etapa acadêmica e profissional.

Ao meu orientador Professor Dr. Fernando Marinho por toda paciência, compreensão e ensinamentos. Além disso, por seu carinho e preocupação, pois acredito que este trabalho não seria finalizado sem sua amizade, em primeiro lugar.

Ao Rodrigo do IPT pela grande ajuda durante a execução dos ensaios laboratoriais, pelo talento em moldar corpos de prova, pela amizade e opiniões extremamente importantes durante o momento de interpretação dos dados obtidos.

Ao Dito do IPT, também pela ajuda em moldar os corpos de prova, atividade, a qual, foi de extrema dificuldade devido às características especiais do solo estudado.

A Mariane por grande ajuda durante o tratamento dos dados dos ensaios triaxiais.

A equipe e aos amigos da BTX (Aylan, Thaís, Vitor, Denis, Felipe, João, Edu e Amanda), por toda compreensão e conselhos durante a execução deste mestrado.

Ao Saulo, que tornou possível a coleta da amostra indeformada, objeto foco do presente estudo. Sem sua ajuda, não seria possível a finalização deste estudo.

Aos grandes amigos da Geologia, que se tornaram parte da minha família, por todos seus conselhos e acolhimento durante os anos necessários para a finalização deste estudo (Mariângela, Fran, Lucas, Fernando e André).

E por fim, agradeço a todos que direta ou indiretamente contribuíram para minha formação pessoal e profissional até o presente momento.

*“Science is more than a body of knowledge, it is a way of thinking, a skeptical way of interrogating the universe, with full knowledge of human fallibility”*

*Carl Sagan*

## RESUMO

**PIOLI, B.C, 2023, Alguns Aspectos do Comportamento Geotécnico da Argila Dura da Cidade de São Paulo [Dissertação de Mestrado], São Paulo, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, 78 p**

No Brasil, com a ampliação da infraestrutura em todas as regiões, diversas obras têm enfrentado situações em que as argilas duras possuem papel fundamental no comportamento e, portanto, no projeto e execução das obras. Na cidade de São Paulo, é comum que obras de grande porte com fundações profundas interceptem a argila dura da formação Resende, dentre elas, obras do metrô de São Paulo, túneis e cortes de taludes. Todas essas obras têm fornecido informações importantes que contribuem para a ampliação do conhecimento do material. Contudo, poucos estudos no Brasil focaram na caracterização do comportamento das argilas rijas a duras em laboratório de forma sistemática e as investigações de campo são poucas. O presente projeto tem como foco o solo rijo a duro da formação Resende, também denominado Taguá.

Com o objetivo de fornecer subsídios as análises do comportamento destas argilas rijas a duras, o presente projeto se propôs a investigar as características deste material por meio de ensaios laboratoriais realizados em amostras indeformadas. Ressalta-se a grande dificuldade de acesso ao material, devido às cotas profundas em que ocorre e dificuldades também em seu manuseio e moldagem de corpos de prova, devido às características resultantes de seu sobreadensamento. Deste modo, após três tentativas de coleta de bloco indeformado em pontos diversos da cidade de São Paulo, foram extraídos e moldados corpos de prova, para a realização de ensaios de adensamento e resistência. A partir de amostras deformadas, ainda foi realizada caracterização geotécnica do material e ensaio de difratometria de raio X, para caracterização mineralógica. Com base nos resultados obtidos, foi possível realizar análise dos parâmetros de resistência e deformabilidade da amostra caracterizada e observar compatibilidade com a literatura acerca de argilas fortemente pré adensadas. Desse modo, verificou-se que o uso de amostras indeformadas em laboratório é um meio importante e confiável para o fornecimento de parâmetros seguros a serem utilizados em projetos de engenharia.

**Palavras-chave:** argilas duras, Taguá, Formação Resende, trajetórias de tensão-deformação, solos sobreadensados



## ABSTRACT

**PIOLI, B.C, 2023, Some Aspects of the Geotechnical Behavior of Hard Clay from the City of São Paulo [Master's Dissertation], São Paulo, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, 82 p**

In Brazil, with the expansion of infrastructure in all regions, several construction projects have faced situations in which hard clays play a fundamental role in the behavior and, therefore, in the design and execution of the construction. In the city of São Paulo, it is common for large construction sites with deep foundations to intercept the hard clay of the Resende formation, among them works for the São Paulo subway, tunnels and slope cuts. All these works have provided important information that contribute to the expansion of knowledge of the material. However, few studies in Brazil have focused on characterizing the behavior of hard clays in the laboratory in a systematic way and field investigations are few. This project focuses on the hard clay of the Resende formation, also known as Taguá.

With the objective of providing subsidies for the analysis of the behavior of these hard clays, the present project proposed to investigate the characteristics of this material through laboratory tests carried out on undisturbed samples. The great difficulty in accessing the material is highlighted, due to the deep levels in which it occurs and also difficulties in handling and molding test specimens, due to the characteristics resulting from its overconsolidation. Thus, after three attempts to collect an undisturbed block at different points in the city of São Paulo, specimens were extracted and molded to carry out resistance tests. From deformed samples, geotechnical characterization of the material and X-ray diffraction test were performed for mineralogical characterization. Based on the results obtained, it was possible to perform analysis of the parameters of resistance and deformability of the characterized sample and to observe compatibility with the literature about strongly pre-consolidated clays. Thus, it appears that the use of undisturbed samples in the laboratory is an important and reliable means of providing safe parameters to be used in engineering projects.

Keywords: hard clays, Taguá, Resende Formation, stress-strain trajectories, overconsolidated soils

## SUMÁRIO

1.	Introdução .....	1
2.	Objetivos .....	3
2.1.	Organização do Texto .....	3
2.2.	Objetivos Principais .....	3
3.	Justificativa .....	3
4.	GEOLOGIA REGIONAL .....	4
5.	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....	7
5.1.	Adensamento .....	7
5.2.	Resistência ao Cisalhamento- Argilas.....	8
5.3.	Deformabilidade – Argilas .....	10
5.4.	Ensaio Triaxiais em Argilas .....	12
5.5.	Caracterização Geotécnica de Argilas Rijas a Duras no Brasil .....	14
5.5.1.	Argila Rija da Formação Guabirotuba .....	15
5.5.2.	Argilas Rijas a Duras – Formação Resende – Região Metropolitana de São Paulo	19
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	22
7.	(ARTIGO A SER SUBMETIDO) ALGUNS ASPECTOS DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DA ARGILA DURA DA CIDADE DE SÃO PAULO .....	27
	Resumo .....	27
7.1.	Introdução.....	27
7.2.	Contexto Geológico - Geotécnico .....	28
7.3.	Fundamentação Teórica .....	32
7.3.1.	Argilas Rijas a Duras .....	32

7.3.2. Argilas Rijas a Duras – Formação Resende .....	34
7.4. Métodos .....	38
7.4.1. Coleta da Amostra .....	38
7.4.2. Caracterização da Amostra .....	38
7.4.3. Ensaio de Adensamento Edométrico .....	39
7.4.4. Ensaio Triaxiais .....	39
8. RESULTADOS E DISCUSSÕES .....	42
8.1. Caracterização Geotécnica do Material .....	42
8.1.1. Mineralogia .....	44
8.1.2. Adensamento .....	46
8.1.3. Ensaio Triaxiais CIU .....	49
8.1.4. Caracterização Macroscópica após os ensaios de Resistência .....	59
8.2. Conclusões .....	60
9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	64

## Lista de Figuras

Figura 1 –Coluna estratigráfica da porção central da região metropolitana de São Paulo e evolução tectono-sedimentar. Letras: p- leques aluviais proximais; m-d – Leques aluviais medianos a distais associados a planície aluvial de rios entrelaçados; t- depósitos de tálus; c- depósitos coluviais; ca – depósitos colúvio – aluviais; a – depósitos aluviais. (Modificado de Ricomini et al. ,2004).....	5
Figura 2 –Mapa Geológico da bacia de São Paulo e Porção sudoeste da Bacia de Taubaté – 1- embasamento pré cambriano; 2- Formação Resende (leques aluviais proximais); 3- Formação Resende (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 cenozóicas. (Modificado de Ricomini et al. ,2004) .....	6
Figura 3 – Comportamento típico de argilas sobreadensadas e normalmente adensadas (modificado de Skempton, 1964) .....	9
Figura 4 – Comparação do Módulo de Deformabilidade normalizado para ensaios triaxiais da Argila de Londres (Modificado de Gaspare,2014) .....	12
Figura 5 – Trajetórias de tensão de argilas (a) NA e (b) PA. (Ortigão, 2007) .....	13
Figura 6 – Curvas típicas de ensaios triaxiais para solos argilosos (Pinto V.,2019) .....	14
Figura 7 - Curvas tensão cisalhante vs deslocamento horizontal (Kormann et. al.1999).....	18
Figura 8 - Tensão cisalhante máxima vs tensão normal (Kormann et. al.1999) .....	18
Figura 8 -Perfil geotécnico obtido com o ensaio Camkometer na região do parque Ibirapuera. (Pinto e Abramento, 1998) .....	19
Figura 9 –Parâmetros obtidos em ensaios DMT e palheta, na região da Estação Sacomã. (Negro et al 2012) .....	20
Figura 10 -Valores de $E_i$ em função da profundidade (DMT – Sacomã e Camkometer – Ibirapuera). (Massad, 2012) .....	21
Figura 11 –Gráficos de $E_i$ em função de $\sigma'_p$ para os ensaios DMT-1 e DMT-2 (estação Sacomã). (Massad, 2012) .....	21
Figura 12 -- Mapa Geológico com traçado da Linha 6 e localização do ponto onde foi coletada a amostra objeto do presente estudo. (Modificado de WALM, 2012).....	29
Figura 13–Perfil geológico da Linha 6 Laranja – Trecho Brasilândia – São Joaquim (Modificado de WALM, 2012).....	30

Figura 14 – a) Registro fotográfico da parede de escavação de onde foi extraído o bloco de amostra de argila cinza dura foco de estudo do presente trabalho – cota 710 m; b) Bloco proveniente da parede de escavação .....	31
Figura 15 – (a) Processo de adensamento e formação de argila normalmente adensada e sobre-adensada (b) Ilustração física do processo (c) associação com a formação do Taguá. (Modificada de Skempton, 1969) e Kutner e Bjornberg, 1997).....	33
Figura 16 – Bloco retirado da parede escavação da Linha 6 do Metrô, já parafinado e aberto após molde de corpo de prova.....	38
Figura 17 – a) molde do corpo de prova; b) corpo de prova moldado e inserido no disco metálico; c) amostra inserida em câmara para saturação e execução do ensaio .....	39
Figura 18 – Montagem do ensaio de resistência – Traixial na prensa triaxial: a) moldagem do corpo de prova; b) colocação do corpo de prova na prensa com pedra porosa na base; c) corpo de prova posicionado dentro da prensa com pedras porosas nas duas extremidades, revestido por membrana impermeável; d) início do ensaio após inundação da câmara triaxial.....	40
Figura 19 – Foto esquemática da prensa triaxial automatizada a ser utilizada nos ensaios propostos. Onde $\sigma_c$ é a tensão confinante e $\sigma_1$ é a tensão normal .....	41
Figura 20 – Corpo de prova após fase de cisalhamento do ensaio triaxial CIU;a) CIU-200-I-DC; b) CIU-400-I-DC .....	42
Figura 21- Curva granulométrica.....	42
Figura 22 – Classificação do Solo segundo Carta de Plasticidade de Casagrande.....	44
Figura 23: Difratoogramas de raios x do material de acordo com as determinações dos tratamentos natural (linha verde), glicolada (linha azul) e aquecida (linha vermelha). Il= Ilita; Ka = Caulinita; Es = Esmectita; Qz = Quartzo.....	45
Figura 24 – Curva de adensamento do solo estudado. a) resultados atuais; b) curva atual obtida em comparação à curva obtida a partir de amostra reconstituída (Demarchi,2019) normalizadas por $e_0$ .....	47
Figura 25 – Valores de $C_v$ ( $cm^2/s$ ) em função da Tensão Vertical (kPa) para o corpo de prova ensaiado .....	49
Figura 26- Curvas de tensão deformação, variação de poropressão e tensão principal normalizada com a tensão confinante, em função da deformação .....	52
Figura 27 – Registro fotográfico dos corpos de prova após os 04 últimos ensaios triaxiais CIU53	
Figura 29 – Círculos de Mohr e envoltória de ruptura.....	54

Figura 30 – Comparação entre trajetórias de tensão obtidas e trajetória observada a partir de Taguá reconstituído (OCR/RSA = 5).....	56
Figura 31 – Módulos de deformabilidade secante normalizados pelas tensões efetivas atuantes	58
Figura 32 – Comparação de módulos de deformabilidade estudados para a argila foco do presente estudo e para a argila de Londres (modificado de Gasparre, 2014) .....	59
Figura 33- Imagens dos planos de ruptura (a) Plano do corpo de prova ensaiado. pós ensaio triaxial (b) detalhe do plano do corpo de prova (c) amostra indeformada com a superfície polida (slikinsides).....	60

## Lista de Tabelas

Tabela 1 – Parâmetros calculados na literatura acerca de argilas Rijas a Duras .....	37
Tabela 2 – Taxonomia dos Ensaio Triaxiais .....	40
Tabela 3 – Resultados das análises por DRX na fração argila .....	46
Tabela 4 – Dados iniciais da amostra – Ensaio Edométrico.....	47
Tabela 4- Resultados e índices obtidos a partir do ensaio de adensamento .....	48
Tabela 5 – Características iniciais dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais .....	50

## Lista de Siglas

$c'$  = Coesão efetiva (kPa)

$C_c$  = Índice de Compressibilidade

CH = Argila de alta plasticidade

CL = Argila de baixa plasticidade

CIU = Ensaio Triaxial adensado isotrópico não drenado

$C_v$  = Coeficiente de Adensamento

CTE – Caminho (Trajetória) de tensões efetivas

CTT – Caminho (Trajetória) de tensões totais

DRX = Difractometria de Raios X

$e$  = Índice de vazios

$E_s$  = Módulo de Deformabilidade Secante

$I_p$  = índice de Plasticidade (%)

IPT = Instituto de Pesquisas Tecnológicas

$I_v$  = Taxa de Vazios

$K_0$  = Coeficiente de Empuxo

$p'$  = Tensão Efetiva Média (kPa)

$q$  = Tensão Desviadora (kPa)

RCSB = Rift Continental do Sudeste do Brasil

RSA = Razão de Sobreadensamento

$S_u$  = Resistência não Drenada (kPa)

$t$  = Trajetória de Tensão (kPa)

$w$  = Umidade (%)

$w_L$  = Limite de Liquidez (%)

$w_P$  = Limite de Plasticidade (%)



$\Phi'$  = Ângulo de Atrito Efetivo (°)

$\sigma_v'$  = Tensão Efetiva (kPa)

## 1. INTRODUÇÃO

Em uma tradução livre do que escreveu Sir Benjamin Baker em 1881, podemos vislumbrar o que ainda hoje percebemos: “*Autoridades e mais autoridades têm simplesmente rejeitado o desafio das investigações experimentais assumindo que alguns dos elementos que afetam a estabilidade de obras de terra são incertos, e assim justificam suas rejeições*”. Bishop & Bjerrum (1960) enfatizam que em geral todas as forças e cargas que atuam em um talude são razoavelmente conhecidas. A maior incerteza está na resistência ao cisalhamento, sendo, portanto, importante se investigar as variáveis que controlam a resistência ao cisalhamento, além dos demais parâmetros que podem afetar o bom comportamento das obras.

O desenvolvimento da infraestrutura tanto em grandes centros urbanos como em áreas menos habitadas tem gerado a necessidade de estudos aprofundados sobre solos rígidos em todo o mundo. Em particular no Brasil os estudos sobre os solos rijos tiveram forte avanço quando da construção das linhas do metrô de São Paulo nos anos 1970. As novas linhas do metrô de São Paulo e outras obras de infraestrutura vêm gerando informações sobre estes solos, mas com pouco avanço do ponto de vista tecnológico para a obtenção dos parâmetros. A utilização de ensaios *in-situ* é talvez a maior contribuição recente para o aprimoramento das informações sobre as argilas rijas da cidade de São Paulo (e.g. Pinto & Abramento (1998), Kormann (2002) apresenta um extensivo estudo sobre a formação Guabirotuba onde ensaios de campo e laboratório foram analisados. Além de apresentar parâmetros do solo o autor constata a complexidade deste tipo de material e enfatiza a necessidade de estudos sobre seu comportamento.

Contudo, muitos dos ensaios de campo fazem uso de correlações empíricas que necessitam ser aprimoradas por meio de investigações de laboratório onde o controle das condições de ensaio é mais rigorosa. Recentemente (Negro *et al.*, 2012) foi publicada uma compilação de dados referentes a solos da cidade de São Paulo e Curitiba onde encontram-se algumas informações sobre as argilas rijas destas duas cidades. Embora apresentem alguma luz sobre o comportamento destes materiais rígidos os resultados da literatura necessitam ser ampliados de modo a expandir o conhecimento sobre o material e aumentar a base de dados. Destaca-se ainda a necessidade de se fornecer parâmetros que possam ser utilizados em projetos.

Negro *et al* (2012) descreve o uso, com sucesso, de parâmetros obtidos em campo por meio de DMT e em laboratório em análises numéricas, calibradas com monitoramento de campo, para previsão do comportamento da estação de Sacomã do

metrô de São Paulo. Isto demonstra o papel fundamental que o monitoramento tem nas análises de comportamento. Qualquer abordagem adotada para avaliar os problemas relacionados com solos rijos exige uma análise acurada da fonte de informação, seja ela ensaio de campo de laboratório ou mesmo correlações empíricas. Whittle *et al.* (1993) menciona alguns fatores responsáveis pela inacurácia na previsão do comportamento do solo em obras geotécnicas, são eles:

- Estratigrafia, condições iniciais de tensão, nível de água e seu regime de fluxo.
- Incertezas na escolha dos parâmetros do solo associados com: resistência, rigidez, fluxo e adensamento.

Em todos os casos a determinação adequada dos parâmetros depende da correta escolha dos ensaios e sua cuidadosa execução, além de uma caracterização básica bem feita, incluindo os aspectos geológicos e geotécnicos.

May (2007) no seu editorial da edição especial da revista *Géotechnique* aponta a importância de se estudar o comportamento das argilas rijas. Dentre os aspectos mencionados está o fato de que cada vez mais a infraestruturas previstas para as cidades atingem argilas rijas. Se isto é particularmente verdade na Inglaterra, também é uma realidade no Brasil como mencionado anteriormente. Além disto, no Brasil encontramos cada vez mais obras em materiais rígidos, e.g. São Paulo (Taguá), Curitiba (formação Guabirotuba), Pernambuco (Formação Brejo Santo), dentre outros.

A amostragem possui um papel fundamental na determinação de parâmetros de laboratório. Em todos os casos a amostragem exige um processo não drenado. Este processo gera uma substituição das tensões médias de campo pela pressão negativa da água. A sucção gerada no processo de alívio de tensões é um indicador da qualidade da amostragem e é também responsável pela estabilização temporária de cortes em materiais argilosos.

Este projeto tem como foco as propriedades do material *in situ*. Por meio da execução de ensaios em amostras indeformadas, foi possível obter uma caracterização completa do solo. O solo estudado no presente projeto é o solo da Formação Resende, muitas vezes denominado de Taguá, que foi extraído durante as escavações da Linha 6 Laranja do Metrô de São Paulo.

Posteriormente, a caracterização e análises executadas foram relacionadas à literatura acerca de argilas rijas a duras e foi possível estabelecer comparativos satisfatórios.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1. Organização do Texto**

O presente estudo tem como objetivo apresentar a dissertação de mestrado do projeto intitulado Alguns Aspectos do Comportamento Geotécnico da Argila Dura da Cidade de São Paulo. A estrutura da dissertação é composta pelos seguintes itens:

- Objetivos;
- Justificativas;
- Contexto Geológico - Geotécnico –regional em que a amostra objeto de estudo está inserida;
- Fundamentação teórica acerca dos principais conceitos a serem abordados no presente estudo
- Artigo Científico– Alguns Aspectos do Comportamento Geotécnico da Argila Dura da Cidade de São Paulo. (Pioli, B. C., Marinho, F.A.M)

### **2.2. Objetivos Principais**

O projeto visa determinar as propriedades de resistência ao cisalhamento e a deformabilidade da argila rija a dura da Formação Resende da cidade de São Paulo, na condição indeformada.

## **3. JUSTIFICATIVA**

O colapso do túnel do terminal 5 do aeroporto de Heathrow em 1994, além das dificuldades na previsão do comportamento das escavações para obras do metrô de Londres levou a comunidade Britânica a rever as propriedades da argila de Londres com base em uma ampla linha de pesquisa que envolveu a universidade e a indústria. Mais recentemente em um evento especificamente organizado para tratar do comportamento de taludes em solos rijos, patrocinado pela ASCE (Geo-Congress 2013) discutiram-se o comportamento das argilas rijas a duras. No Brasil, com a ampliação da infraestrutura em todas as regiões, diversas obras têm enfrentado situações onde as argilas rijas a duras possuem papel fundamental no comportamento e, portanto, no projeto e execução de várias obras. Obras do metrô de São Paulo, túneis e cortes de taludes na cidade de São Paulo e em outras regiões têm fornecido informações importantes que contribuem para a ampliação do conhecimento e da segurança das obras. Contudo, poucos estudos no Brasil focaram na caracterização do comportamento destes materiais em laboratório de forma sistemática. O presente

projeto tem como foco o comportamento do solo rijo a duro da Formação Resende (Taguá) e pretende estudar o seu comportamento no estado natural.

#### **4. GEOLOGIA REGIONAL**

A amostra analisada foi coletada durante as escavações da Linha 6 do metrô da cidade de São Paulo. A linha atravessará solos cenozóicos da Bacia Sedimentar de São Paulo e solos residuais do embasamento cristalino.

Resumidamente, a Bacia de São Paulo apresenta espessura máxima de 300 m e possui aproximadamente 75 km de extensão na direção ENE com 25 km de largura.

A Bacia localiza-se na área central do município de São Paulo e em porções isoladas ao sul, próximo das represas Billings e Guarapiranga; a leste, por toda a margem esquerda do Tietê e municípios adjacentes.

O trabalho de Riccomini (1989) reformulou a estratigrafia da Bacia de São Paulo, incluindo-a no contexto do Rift Continental do Sudeste do Brasil (RCSB), sendo constituída pelas Formações Resende, Tremembé, São Paulo e Itaquaquecetuba. Ricomini *et al* (2004) apresentou um síntese e atualização dos conhecimentos na bacia, aspectos também discutidos no seminário (*Twin Cities – Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba*), organizado pela ABMS em 2012.

Em relação à estratigrafia da região metropolitana de São Paulo, têm-se três grandes compartimentos, sendo representados, em ordem estratigráfica: o embasamento pré-cambriano, as rochas sedimentares paleógenas a neógenas da Bacia de São Paulo e as coberturas quaternárias. As unidades são descritas brevemente a seguir:

##### Embasamento Cristalino:

O embasamento da Bacia de São Paulo faz parte do Sistema Orogênico Mantiqueira, que corresponde à província Mantiqueira (Almeida et al. 1997), unidade decorrente da orogenia neoproterozóica, Brasileiro – Panafricana, que resultou na formação do paleocontinente Gondwana Ocidental. Segundo Gurgueira (2013), dentro desse contexto, o orógeno Ribeira é a unidade geotectônica que efetivamente abriga a Bacia de São paulo e o seu embasamento, onde, ocorrem majoritariamente duas unidades geológicas separadas pelas falhas de Taxaquara e do Rio Jaguari, além das rochas granitóides intrusivas.

O embasamento da Bacia de São Paulo é basicamente constituído por rochas metamórficas e ígneas, associadas ao Complexo Embu e aos grupos São Roque e

Serra de Itaberaba, além de corpos de rochas granitóides intrusivas (Monteiro et al.,2012).

Preenchimento sedimentar Paleógeno e Neógeno

O preenchimento da Bacia Sedimentar de São Paulo corresponde a deposição paleógena do Grupo Taubaté (Formações Resende, Tremembé e São Paulo) e neógena da Formação Itaquaquetuba. A **Figura 1** apresenta a coluna estratigráfica da Bacia adaptada de Ricominni et al (2004). Segundo Vargas (1992), as argilas sobre adensadas, objeto de estudo do presente trabalho, podem ser encontradas depositadas diretamente sob o embasamento cristalino ou sob as chamadas camadas de “Areias Basais”.

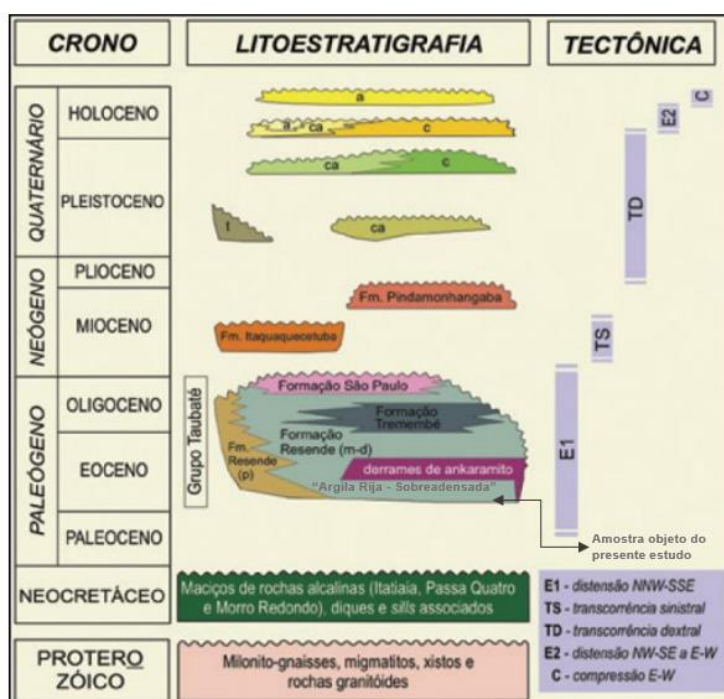


Figura 1 –Coluna estratigráfica da porção central da região metropolitana de São Paulo e evolução tectono-sedimentar. Letras: p- leques aluviais proximais; m-d – Leques aluviais medianos a distais associados a planície aluvial de rios entrelaçados; t- depósitos de tálus; c- depósitos coluviais; ca – depósitos colúvio – aluviais; a – depósitos aluviais. (Modificado de Ricominni et al. ,2004)

A Bacia de São Paulo é uma bacia do tipo rift, retrabalhada por falhas pós-sedimentares que causaram soerguimentos e abatimentos locais de seu substrato. Segundo Gurgueira (2013), o seu formato e distribuição de fácies sedimentares, a bacia era originalmente um hemi-gráben, controlado por falhas normais reativadas ao longo das zonas de cisalhamento de Taxaquara e Jaguari, dispostas ao longo de sua

borda norte. A **Figura 2** apresenta o mapa geológico da Bacia de São Paulo, conforme apresentado por Ricominni *et al.* (2004).

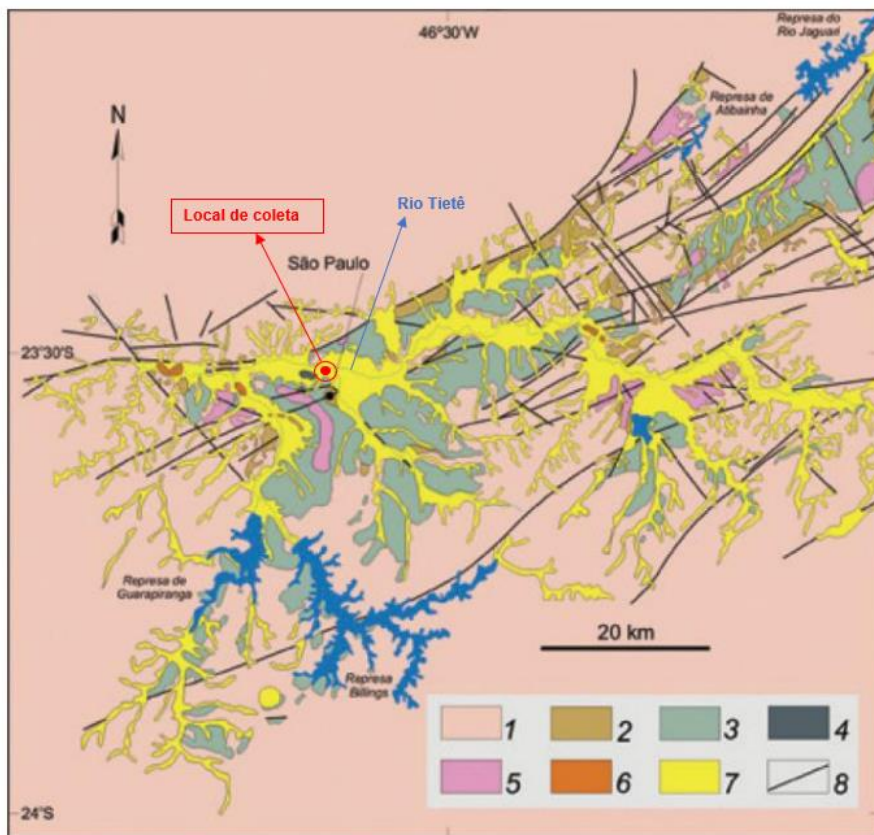


Figura 2 –Mapa Geológico da bacia de São Paulo e Porção sudoeste da Bacia de Taubaté – 1- embasamento pré cambriano; 2- Formação Resende (leques aluviais proximais); 3- Formação Resende (leques aluviais medianos a distais associados a planície aluvial de rios entrelaçados); 4- Formação Tremembé; 5- Formação São Paulo; 6- Formação Itaquaquetuba; 7- sedimentos quaternários; 8- Falhas cenozóicas. (Modificado de Ricominni *et al.*, 2004)

Dentro do preenchimento paleógeno -neógeno da Bacia de São Paulo, destaca-se para o presente estudo a Formação Resende, onde estão inseridas as agilas rijas a duras sobreadensadas.

A Formação Resende, corresponde a unidade basal e lateral do Grupo Taubaté e é constituída por um sistema de leques aluviais associados à planície fluvial de rios entrelaçados. Foi definida na Bacia de Resende, onde está localizada sua seção tipo (Ricominni, 1989). Segundo Ricominni e Coimbra (1992), esta formação apresenta distribuição generalizada e pode chegar a 80% do preenchimento sedimentar da bacia de São paulo, com espessura estimada em 256 m.

A formação compreende duas litofácies principais. A primeira, encerra conglomerados polimíticos, interdigitados com arenitos e lamitos arenosos e corresponde aos leques

aluviais proximais, situados nas proximidades do contato com o embasamento. A segunda litofácies, compreende arenitos intercalados com lamitos e corresponde aos leques aluviais em posição distal, associados aos rios entrelaçados.

### Coberturas Sedimentares Quaternárias

Por fim, é descrito o terceiro grande compartimento da estratigrafia da região metropolitana de São Paulo, o qual corresponde às coberturas sedimentares jovens quaternárias.

São consideradas coberturas quaternárias, os depósitos de idade pleistocênica a holocênica (atual). Estes depósitos correspondem a associações colúvio – aluviais com espessura e distribuição relativamente restritas predominantemente próximas às drenagens atuais.

Segundo melo *et al.* (1987), os depósitos pleistocênicos compreendem coluviões argilo-arenosos, com lentes argilosas a conglomeráticas, ocasionalmente contendo madeira fóssil e aluviões subordinados constituídos por conglomerados basais sobrepostos por areias grossas a conglomeráticas, gradando para areias médias a finas, com porções argilosas.

Os depósitos holocênicos são representados por coluviões e aluviões, com espessuras geralmente inferiores a 10,0 m. Os coluviões são depósitos descontínuos e os depósitos aluviais estão em várzeas e baixos terraços, constituídos por camadas arenosas e argilosas ricas em matéria orgânica.

## **5. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA**

O presente capítulo, visa fundamentar com base na literatura, os principais temas a serem abordados neste trabalho. A iniciar por uma introdução aos conceitos de adensamento, resistência ao cisalhamento e deformabilidade de argilas rijas, seguida por definições acerca de ensaios triaxiais (utilizados para a obtenção de parâmetros foco deste trabalho). Por fim, é apresentada breve compilação de estudos sobre as argilas rijas a duras no Brasil.

### **5.1. Adensamento**

Adensamento é o processo de compressão ao longo do tempo de um solo saturado ocasionada pela expulsão de uma quantidade de água igual à redução do volume de vazios como resultado da transferência gradual do excesso de poro-pressão, gerado pelo carregamento, para a tensão efetiva (Martins, 2016b). No caso das argilas, este



processo acontece de maneira muito lenta (ao contrário das areias, onde, geralmente, o adensamento ocorre de forma quase instantânea).

Há um caso particular de adensamento onde não há deformação horizontal, de modo que as deformações ocorrem apenas na direção vertical. Este é o caso, por exemplo, da formação de depósitos sedimentares em que a sua extensão é muito maior que sua espessura. Esta situação é conhecida como condição de repouso. Atuam no solo uma tensão vertical efetiva  $\sigma'_v$ , a qual provoca deformação vertical, e a tensão horizontal  $\sigma'_h$ , que não gera deformação horizontal, pela condição de contorno. Esta condição pode ser descrita pelo coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ) através da Equação 1:

$$K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v \text{ (quando } \varepsilon_h = 0) \quad [1]$$

Se a tensão vertical efetiva atuante em um solo ( $\sigma'_{v0}$ ) for a maior tensão sob a qual este solo já foi submetido em sua história, diz-se que este solo está normalmente adensado. Por outro lado, caso este solo já tenha sido submetido a uma tensão vertical efetiva ( $\sigma'_{vm}$ ) maior do que a atual ( $\sigma'_{v0}$ ), o solo é dito sobreadensado. Define-se a razão de sobreadensamento (ou OCR, do inglês *overconsolidation ratio*) pela Equação 2 abaixo:

$$OCR = \sigma'_{vm} / \sigma'_{v0} \quad [2]$$

Onde,  $\sigma'_{vm}$  é a maior tensão vertical efetiva que o solo foi submetido ao longo de sua história geológica e  $\sigma'_{v0}$  é a tensão vertical efetiva atuante no presente.

Um solo sobreadensado sofre deformações menores do que um normalmente adensado, pois o efeito do carregamento no trecho de recompressão é menor. Assim, quanto maior for o OCR do corpo de prova, a tendência é que menor seja a deformação no adensamento submetido a um dado carregamento  $\Delta\sigma_v$ , para um mesmo solo.

## 5.2. Resistência ao Cisalhamento- Argilas

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. Como pode ser observado na Figura 3, os ensaios de resistência em argilas rijas nos fornecem informações importantes como a resistência de pico, normalmente adensada ou *fully softened* (termo em inglês para a condição “amolecida”) e a resistência residual, além de permitir a obtenção dos parâmetros de deformabilidade para níveis mais elevados de deformação.

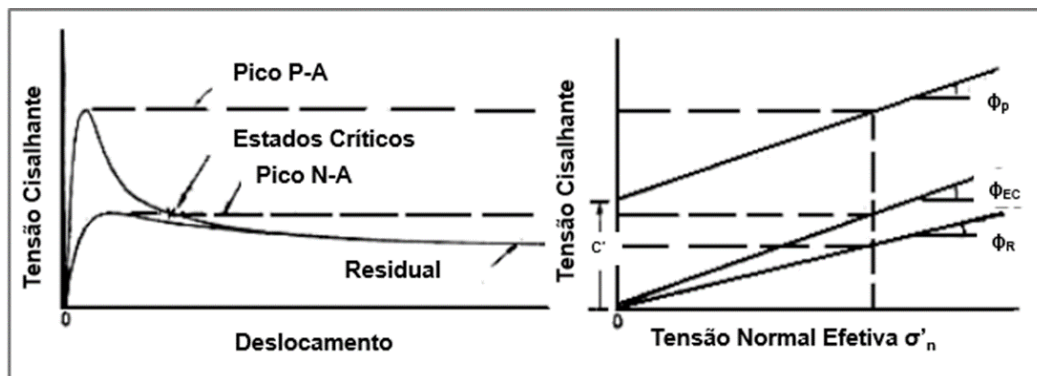


Figura 3 – Comportamento típico de argilas sobreadensadas e normalmente adensadas (modificado de Skempton, 1964)

Na Figura 3, observa-se que a argila, ao ser cisalhada, gera uma resistência ao cisalhamento crescente, porém, o limite de resistência que esta argila pode apresentar sob uma dada tensão efetiva, é a denominada 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, o qual é denominado de resistência residual, que é a resistência que a argila mantém mesmo quando submetida a grandes deformações. Skempton (1964) aponta evidências de que a resistência ao cisalhamento dessas argilas sobreadensadas em campo não é inferior a resistência residual mesmo quando submetidas a grandes deformações como o caso de uma ruptura ou deslizamento.

Outra característica importante das argilas sobreadensadas é o potencial de expansão, principalmente após atingirem o pico de resistência. Isto se deve em parte a um aumento do teor de umidade. 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 e disso conclui-se que este pode ser um fator de redução da resistência das argilas sobreadensadas. E embora outros autores afirmem que estes domínios de orientação comecem em deformações pequenas, há evidências tanto em laboratório quanto em campo da presença de domínios perfeitamente orientados em argilas submetidas a grandes deformações (Goldstein *et al.*, 1961).

No âmbito de argilas rijas, Hight *et al.* 2007 apresentam estudos sobre a microestrutura da argila de Londres, os quais 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 efeito importante no comportamento do solo.

Como a argila de Londres, muitas dessas argilas sobreadensadas possuem fissuras e juntas, inclusive a argila dura 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.

Como apontado por Hight *et al.* (2007) 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.

No Brasil, a respeito das argilas duras, em particular a argila dura cinza-esverdeada da cidade de São Paulo, tem-se pouca informação nesse nível de investigação. Portanto, é fundamental avançar no conhecimento a respeito do comportamento desses materiais não apenas para fins de projeto que se utiliza de investigações superficiais, sem muito avanço do ponto de vista científico.

### **5.3. Deformabilidade – Argilas**

As características tensão-deformação do comportamento do solo são a base para a avaliação das propriedades de engenharia do solo. Esse conhecimento é essencial para a estimativa da resposta do solo à sobrecarga externa. A curva de tensão obtida, por exemplo, a partir de testes de laboratório, é a base para determinar os parâmetros do solo que caracterizam a rigidez do material.

Os módulos de rigidez estão entre os parâmetros geotécnicos mais importantes na caracterização de tensão e deformação de um solo, pois são determinados sob diferentes condições de tensão-deformação em ensaios nas condições drenada e não drenada.

Na bibliografia, existem diferentes terminologias para o módulo do solo (Es). De acordo com Poulos *et. Davis* (1980), este parâmetro é referido como módulo de elasticidade do solo (módulo de Young), enquanto que Briaud (2001) e Gopal Ranjan (2000) denominaram este parâmetro como módulo secante do solo. Ambos os nomes deste módulo Es têm o mesmo significado. No entanto, o solo comporta-se de forma elástica apenas para pequenas deformações (geralmente é um material heterogêneo), sendo mais apropriado referir com módulo secante do solo Es.

O módulo secante do solo  $E$  é obtido a partir do desvio da curva tensão-deformação axial. O módulo  $E_u$  ou  $E_s$  -*undrained*/secante - é obtido a partir de dados do ensaio triaxial não drenado, enquanto que o módulo  $E_d$  -drenado - é obtido a partir ensaios em condições drenadas.

Para argila dura e consolidada, objeto de estudo do presente trabalho, o parâmetro básico investigado em ensaios laboratoriais em altas tensões ( $\varepsilon > 1\%$ ) é o módulo não drenado secante determinado a partir de testes de cisalhamento não drenados.

O módulo secante do solo  $E_s$  é definido como a razão da diferença tensão deviatória e a deformação axial correspondente., conforme apresentado na Equação 3:

$$E = \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) / \Delta\varepsilon_a \quad [3]$$

Onde  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  é a tensão deviatória ou diferença de tensões principais e  $\varepsilon_a$  é a deformação axial.

Na literatura encontra-se algumas informações sobre as características da argila de Londres que se assemelha com a argila foco do presente estudo. Com relação aos estudos sobre deformabilidade e levando em conta que as deformações esperadas em campo são pequenas os estudos abordam a determinação do módulo de deformabilidade para pequenas deformações e o seu decaimento para deformações maiores. Gaspare *et al.* (2014) apresenta a variação do módulo de deformabilidade secante normalizado, obtidos a partir de ensaios de compressão triaxial não drenados executados na argila de Londres. Observa-se que o módulo decai com o aumento da deformação a partir de uma deformação da ordem de 0.01% conforme apresentado na Figura 4.

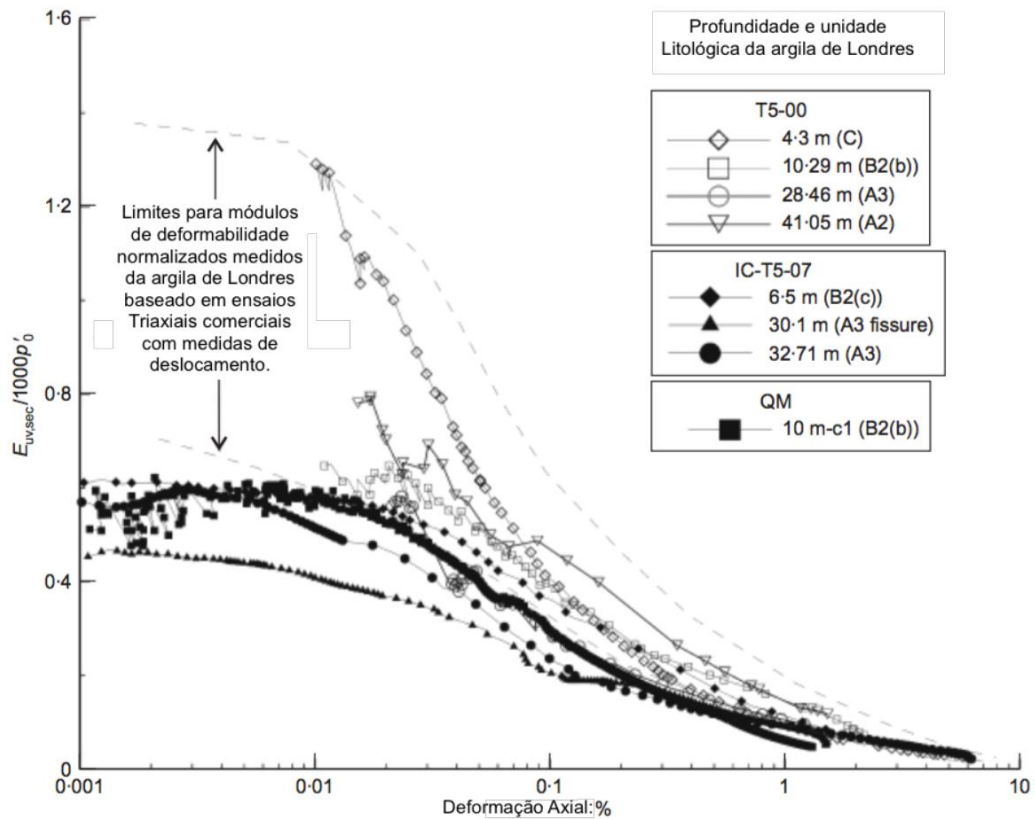


Figura 4 – Comparação do Módulo de Deformabilidade normalizado para ensaios triaxiais da Argila de Londres (Modificado de Gaspare,2014)

#### 5.4. Ensaios Triaxiais em Argilas

O ensaio triaxial permite a determinação do estado de tensões, ou seja, os círculos de Mohr podem ser determinados ao longo do ensaio. Para melhor visualização do comportamento do solo, o círculo é representado por um ponto cuja tensão cisalhante ( $\tau$ ) tem módulo máximo. A sequência dos estados de tensões, representados por estes pontos, durante o ensaio triaxial, é denominada caminho de tensões, que pode ser determinado em termos efetivos (CTE – caminho de tensões efetivas) ou totais (CTT – caminho de tensões totais). Os caminhos de tensões são plotados em um espaço  $t$  vs  $s'$  (CTE) ou  $s$  vs  $t$  (CTT), onde as coordenadas  $s$ ,  $s'$ ,  $t$ ,  $t'$  são definidas por:

$$s = (\sigma_v + \sigma_h)/2 \quad [4]$$

$$s' = (\sigma'_v + \sigma'_h)/2 = s - u \quad [5]$$

$$t = (\sigma_v - \sigma_h)/2 \quad [6]$$

$$t' = (\sigma'_v - \sigma'_h)/2 = [(\sigma'_v - u) - (\sigma_h - u)]/2 = t \quad [7]$$

A tensão desviadora  $\sigma_d$  é a diferença entre  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ , sendo as tensões principais maior e menor representadas por  $\sigma_v$  ou  $\sigma_h$ , de acordo com o tipo de ensaio (compressão ou extensão). Assim sendo, pela definição de resistência não-drenada, o valor de  $S_u$  de uma argila para um determinado ensaio triaxial será o valor máximo, em módulo, da coordenada  $t$  durante o cisalhamento.

As relações supracitadas, também são apresentadas por Ortigão (2007). Na Figura 5, o autor apresenta os resultados de argilas NA (normalmente adensada) e PA (sobreadensada) em termos de trajetória de tensões efetivas (TTE ou CTE) e trajetórias de tensões totais (TTT ou CTT), por meio de um plano de tensões triaxiais,  $t$  x  $s'$ ,

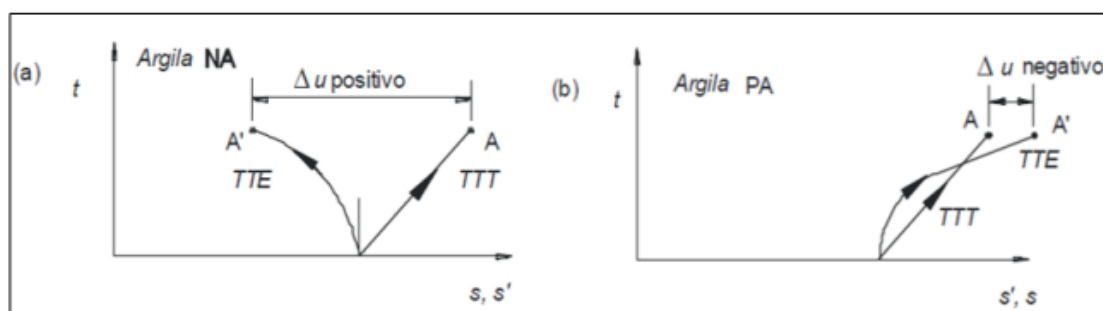


Figura 5 – Trajetórias de tensão de argilas (a) NA e (b) PA. (Ortigão, 2007)

Devido às diferenças nas poro-pressões  $\Delta u$ , o aspecto apresentado pela TTEs (ou CTEs) em ensaios de compressão axial em argilas NA (normalmente adensada) e PA (sobreadensada) é bem distinto: em argilas NA como  $\Delta u$  é positivo durante o cisalhamento, a TTE apresenta uma curvatura à esquerda da TTT do ensaio; já em uma argila PA os valores negativos de  $\Delta u$  é serão plotados à direita da TTT (Ortigão, 2007).

Os ensaios triaxiais possuem a vantagem de possibilitar a definição de diversos tipos de trajetória de tensão e condições de adensamento (isotrópico ou anisotrópico) e condições de drenagem nas fases de adensamento e cisalhamento. É possível a utilização de contrapressão para garantir a completa saturação da amostra.

Nos ensaios não-drenados, é possível ser medida o acréscimo de poro-pressões geradas pelo carregamento e avaliar o comportamento do solo em termos de sua capacidade de contrair ou dilatar durante o cisalhamento.

Os resultados dos ensaios triaxiais podem ser apresentados em gráficos deformação axial ( $\epsilon_a$ ) versus tensão desviadora (ou deviatória) ( $\sigma_d$ ), ou acréscimo de poro-pressões ( $\Delta u$ ).

Pinto V. (2019) apresentou curvas típicas de amostras de solos argilosos, normalmente adensados (OCR=1), levemente pré-adensados (OCR=2) e altamente pré-adensados (OCR=8), conforme ilustrado na Figura 6.

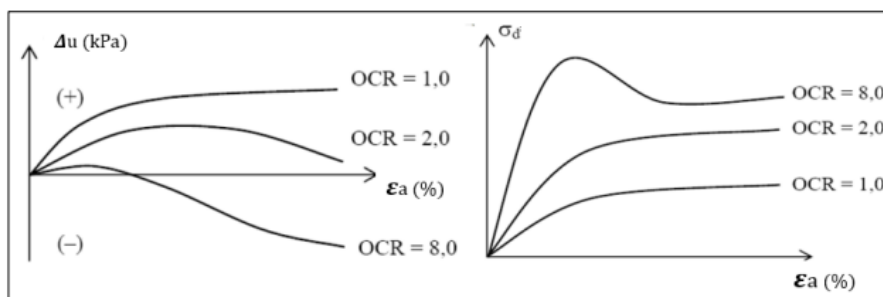


Figura 6 – Curvas típicas de ensaios triaxiais para solos argilosos (Pinto V.,2019)

Para valores de OCR elevados (em geral  $\geq 4$ ) se tem decréscimo de poro-pressão ( $\Delta u < 0$ ) devido a tendência à dilatação do elemento de argila.

Quando um corpo de prova atinge um estado em que as tensões e excesso de poro-pressão não variam mais, sendo que as deformações plásticas podem continuar evoluindo, diz-se que o solo está em uma condição de estado crítico. No estado crítico, os solos continuam a sofrer deformações cisalhantes sem qualquer alteração da tensão cisalhante, ou tensão normal, ou índice de vazios e os deslocamentos estão associados a escoamentos turbulentos. No entanto, para materiais com grãos maiores a variação de volume durante o adensamento e cisalhamento é muitas vezes acompanhada de ruptura dos grãos do solo, sendo então necessária a aplicação de grandes deformações para identificar por completo o comportamento.

### 5.5. Caracterização Geotécnica de Argilas Rijas a Duras no Brasil

Existem poucos estudos na literatura acerca da caracterização geotécnica de depósitos argilosos brasileiros, os quais possuem preenchimento por solo argiloso, fortemente pré adensado, composto pelas denominadas argilas rijas a duras. A consistência elevada, que caracteriza a argila como rija a dura, é traduzida, nos trabalhos rotineiros de obras de engenharia, por meio dos ensaios de campo SPT *Standard Penetration Test*, realizados a cada metro de perfuração nas sondagens à percussão. Na formação Guabirotuba, detalhada no Item a seguir, são frequentes os resultados de SPT elevados, incluindo diversas regiões com SPT igual a 20 golpes ou mais já nos primeiros ensaios, onde a argila é encontrada próxima da superfície

(Chamecki et al., 1998; Kormann, 2002). Já nas argilas da Formação Resende, Negro *et al* (2012) descreveu argilas com SPT entre 10 e 20 em camadas mais superficiais e com SPT maiores que 40 em camadas mais profundas.

#### 5.5.1. Argila Rija da Formação Guabirotuba

As argilas rijas da Formação Guabirotuba possuem uma coloração cinza, cinza esverdeada ou marrom, e freqüentemente apresentam consistência elevada, rija ou dura, sendo por isso denominadas de argilas rijas (Kormann, 1999). Estas argilas rijas são conhecidas popularmente como "sabão de caboclo", pelo fato de tornarem-se lisas e escorregadias quando umedecidas. Ao entrar em contato direto com a atmosfera, um processo de ressecamento com a conseqüente redução volumétrica do solo se manifesta, conferindo ao material um aspecto "empastilhado", elemento fundamental no estudo de sua erodibilidade.

Diversos autores (Kormann, 2002; Boszczowski, 2001; Duarte, 1999) apresentam dados de análises mineralógicas que permitem caracterizar a predominância de um argilo-mineral do grupo das esmectitas, que poderia ser a montmorilonita (Massad et al., 1981).

Embora em superfície os sedimentos intemperizados apresentem características preferencialmente associadas à caulinita (Boszczowski, 2001), análises mineralógicas através da difratometria de raios-x (Duarte, 1986) mostram que na fração argila dos sedimentos não intemperizados ocorre a predominância da montmorilonita (80%), em relação à caulinita (10%) e à ilita (10%). Essa é a causa da ocorrência de solos expansivos e do conseqüente empastilhamento (*slaking*) dos solos da Formação Guabirotuba ao sofrer ressecamento. Apesar da presença dos argilo-minerais que conferem ao solo características de expansão, contração e higroscopia, tais processos de variação volumétrica não se manifestam quando o solo se encontra em sua condição natural, confinado por camadas de solo superficial e protegido por vegetação. Nessas condições, sua umidade natural pouco se altera em decorrência de variações climáticas (Boszczowski, 2001). Porém, esses processos podem ocorrer intensamente quando o solo fica exposto, desprotegido e desconfinado.

A umidade natural dessa argila é normalmente elevada, com valor médio de aproximadamente 32% e, em conseqüência, também o grau de saturação é alto, com o valor médio próximo de 94%. Essa característica pode ser associada ao fenômeno de ascensão capilar, bem como às condições climáticas regionais, com precipitação pluviométrica anual da ordem de 1200 a 2100 mm (Kormann, 2002). Mesmo com alto grau de saturação, a argila rija pode apresentar elevados níveis de sucção matricial,



que interfere diretamente nas tensões efetivas e no comportamento do solo no que se refere à erosão.

Kormann (2002), apresenta um programa de determinação de curvas características e de valores de sucção de amostras na umidade natural, para as argilas rijas da Formação Guabirotuba. Para umidade natural variando de 21,4% a 25,7%, com grau de saturação de 84% a 98%, obteve sucções variando entre 1600 e 2500 kPa.

Outra característica da argila rija, de grande importância geotécnica pois está associada a problemas frequentemente observados em obras de escavações e taludes, é a presença de descontinuidades. Podem ser subdivididas em superfícies polidas ("*slickensides*") e fraturamentos, e sua origem ainda é motivo de hipóteses e pesquisas.

Como salienta Boszczowski (2001), as pequenas juntas e fissuras com espaçamento da ordem de centímetros ou decímetros, são dificilmente perceptíveis na massa de solo intacto. No entanto estão presentes em toda a formação de forma aleatória, ou seja, não apresentam orientação preferencial.

Pesquisas (Kormann, 1999; Kormann et. al., 1999a; Kormann et. al., 1999c; Boszczowski, 2001; Kormann, 2002) confirmam a importância desse sistema de fraturas no comportamento mecânico das argilas rijas da Formação Guabirotuba, por constituírem planos preferenciais de ruptura. As pesquisas apontam para a possibilidade do comportamento do maciço como meio rígido fraturado. Em função de sua intensidade e direcionamento predominante em cada local, as fraturas poderiam chegar a controlar as características geotécnicas como, por exemplo, reduzir a resistência ao cisalhamento e aumentar a permeabilidade. Assim, as obras de engenharia como fundações, escavações e contenções, seriam fortemente influenciadas pelas descontinuidades.

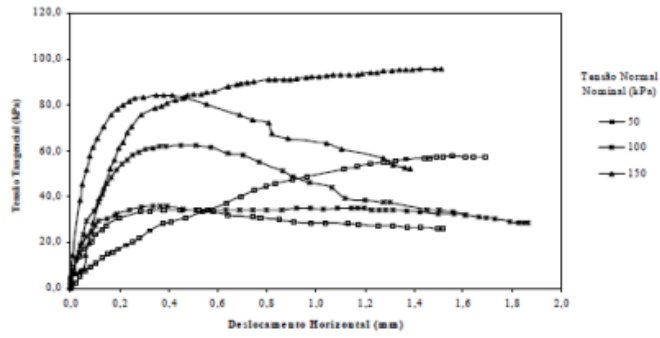
Os resultados de ensaios de campo e de laboratório realizados nas argilas rijas da Formação Guabirotuba tendem a apresentar um importante componente associado ao efeito escala. Quanto maior o volume ou a superfície submetida ao ensaio, maior a presença de fraturas e superfícies polidas na amostra e, conseqüentemente, maior sua influência no resultado. Também constituem características de interesse para o entendimento do comportamento mecânico das argilas rijas, e são objeto de pesquisas (Boszczowski, 2001; Kormann, 2002), o sobre-adensamento, a cimentação e as tensões horizontais elevadas, entre outras.

Para dar uma ideia desses parâmetros geotécnicos da argila rija da Formação Guabirotuba, citam-se alguns dos resultados (valores médios) apresentados por Boszczowski (2001), obtidos em ensaios com amostra indeformada. Ensaios de adensamento edométrico de velocidade constante de deslocamento (CRD), em solo com índice de vazios inicial de 0,669 e peso específico natural de 20,28 kN/m<sup>3</sup>, resultaram em pressão de pré-adensamento vertical de 980 kPa e horizontal de 1030 kPa.

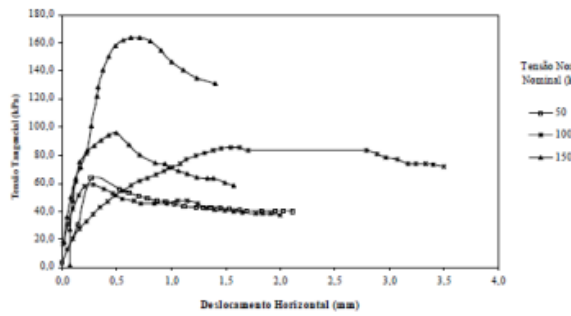
Ensaio de adensamento edométrico convencional da mesma amostra, resultou em pressão de pré-adensamento vertical de 2800 kPa determinada, como as anteriores, pelo método Pacheco Silva. O índice de compressão resultou 0,113 para os ensaios CRD e 0,191 para ensaio convencional, e os índices de expansão 0,025 e 0,037, respectivamente. Os ensaios triaxiais convencionais foram de deformação controlada, não drenados, com velocidade de cisalhamento igual a 0,003 mm/min, em corpos de prova adensados isotropicamente a tensões de confinamento efetivas iniciais entre 189 e 579 kPa.

A partir de ensaios de cisalhamento direto, Kormann *et. al* (1999), sugeriram que os parâmetros de resistência seriam influenciados pela velocidade de deslocamento durante os ensaios triaxiais. Os autores, ensaiaram ao todo, dezoito corpos de prova (51,2 mm x 20 mm), empregando três diferentes velocidades de deslocamento. Os resultados foram apresentados sob a forma de curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal e pontos em um diagrama tensão cisalhante x tensão normal, apresentados nas **Figuras 7 e 8** respectivamente. Os autores concluíram que a dispersão verificada é atribuída à presença das superfícies polidas no interior da massa de solo. Caso o corpo de prova ensaiado possua uma descontinuidade orientada na direção do plano de ruptura, a resistência pode tender a um valor mínimo.

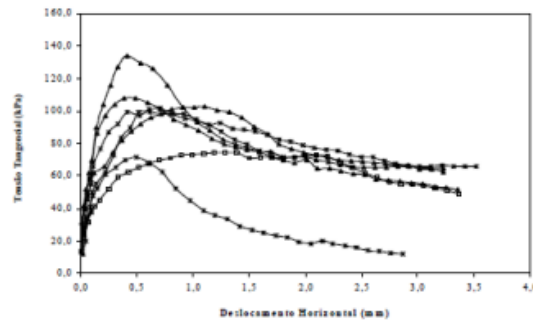
Os parâmetros efetivos de resistência médios entre os ensaios realizados foram ângulo de atrito 25° e coesão de 35 kPa. Porém, conforme citado acima, Kormann (2002) com base em resultados de ensaios de campo e laboratório realizados para analisar o efeito escala, obteve valores significativamente reduzidos, chegando até a coesão nula por influência das descontinuidades do material.



Velocidade de Deslocamento I – 0,0018 mm/min



Velocidade de Deslocamento II – 0,016 mm/min



Velocidade de Deslocamento III – 0,4 mm/min

Figura 7 - Curvas tensão cisalhante vs deslocamento horizontal (Kormann et. al.1999)

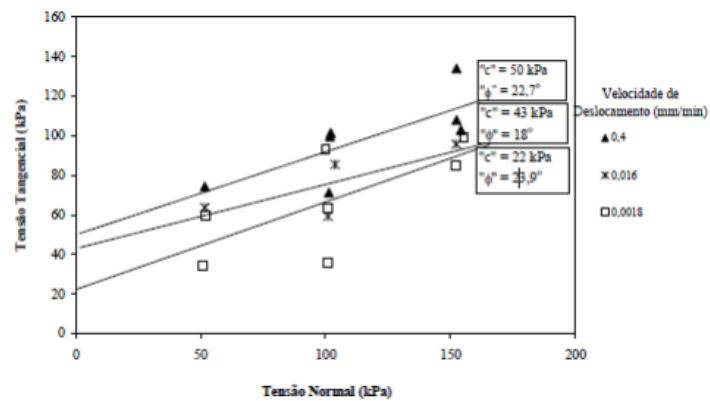


Figura 8 - Tensão cisalhante máxima vs tensão normal (Kormann et. al.1999)

A queda de resistência após um pico bem definido, aspecto observado nas curvas da Figura 7 é uma característica de solos sobre-adensados. Segundo Skempton (1977), a resistência mobilizada após grandes deformações – denominada resistência residual – pode ser sensivelmente Kormann *et al.*, 1999 inferior à de pico, o autor discute as causas desse comportamento. A tendência de um aumento de volume durante o cisalhamento, principalmente após o pico, provoca acréscimo de umidade na região da superfície de ruptura. Desse modo, o acúmulo de deslocamentos tende a conferir uma orientação às partículas, reduzindo-se a coesão.

Estudos de Duarte (1986) sobre as argilas da Formação Guabirota através do ensaio de cisalhamento por torção (*ring shear*) apresentam valores de resistência residual reduzida e um ângulo de atrito residual de aproximadamente 8°.

#### 5.5.2. Argilas Rijas a Duras – Formação Resende – Região Metropolitana de São Paulo

Com relação às argilas duras da Formação Resende, descritas como cinza esverdeadas e fortemente sobreadensadas, verifica-se pouca quantidade de estudos com investigações mais profundas de seus parâmetros.

Massad (2012) discutiu os resultados obtidos através de ensaio Camkometer na região do Ibirapuera e ensaios dilatométricos da Estação Sacomã do Metrô-SP.

Pinto e Abramento (1998) estudaram os resultados do ensaio Camkometer executado na região do Parque Ibirapuera, no complexo viário Ayrton Senna. O perfil geotécnico apresentado na Figura 8 mostra a ocorrência de uma camada de argila variegada, rija, sobrejacente a uma camada de areia compacta (solos variegados), que por sua vez se sobrepõe a argila rija a dura cinza-esverdeada (“taguá”).

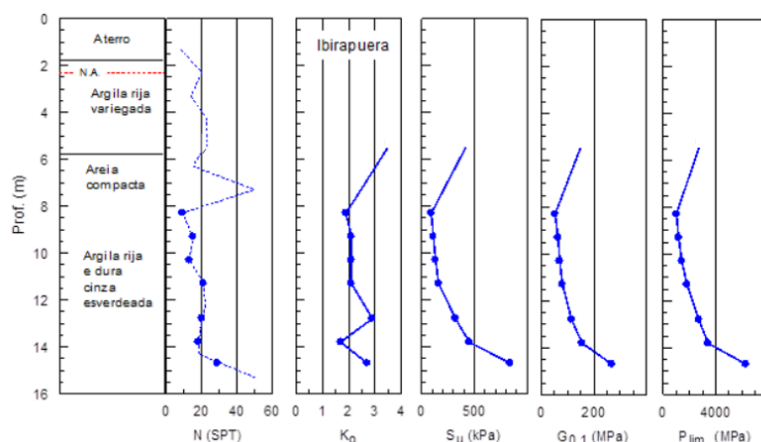


Figura 8 -Perfil geotécnico obtido com o ensaio Camkometer na região do parque Ibirapuera. (Pinto e Abramento, 1998)

Esse gráfico mostra os valores de  $N_{SPT}$ ,  $K_0$ ,  $s_u$ ,  $G_{0,1}$  e  $P_{lim}$  em função da profundidade. A partir dos gráficos é possível afirmar:

- os valores de SPT eram relativamente baixos no “taguá”;
- o lençol freático encontrava-se a pouco mais de 2 metros de profundidade, isto é, o “taguá” estava submerso; e
- o valor de  $K_0$  (coeficiente de empuxo em repouso), obtido para a argila rija variegada, foi da ordem de 3,5, sendo os valores da camada de argila cinza-esverdeada da ordem de 2 e 3. Observa-se que o  $K_0$  é definido pela razão entre as tensões efetivas *in situ*, horizontal e vertical.

Outra campanha de investigações realizada no “taguá”, foram os ensaios dilatométricos realizados na região da Estação Sacomã do Metrô, cujos resultados foram divulgados por Negro *et al.* (2012). Nesse caso, o “taguá” apresentou-se subjacente a aluviões quaternários e os ensaios dilatométricos penetraram alguns metros no “taguá” amolecido. O intervalo de valores de SPT desse solo está entre 18 e 100 golpes, revelando a dureza dessas argilas. Os dados obtidos pelos autores encontram-se sumarizados na Figura 9, onde RSA (ou OCR) corresponde a razão de sobreadensamento.

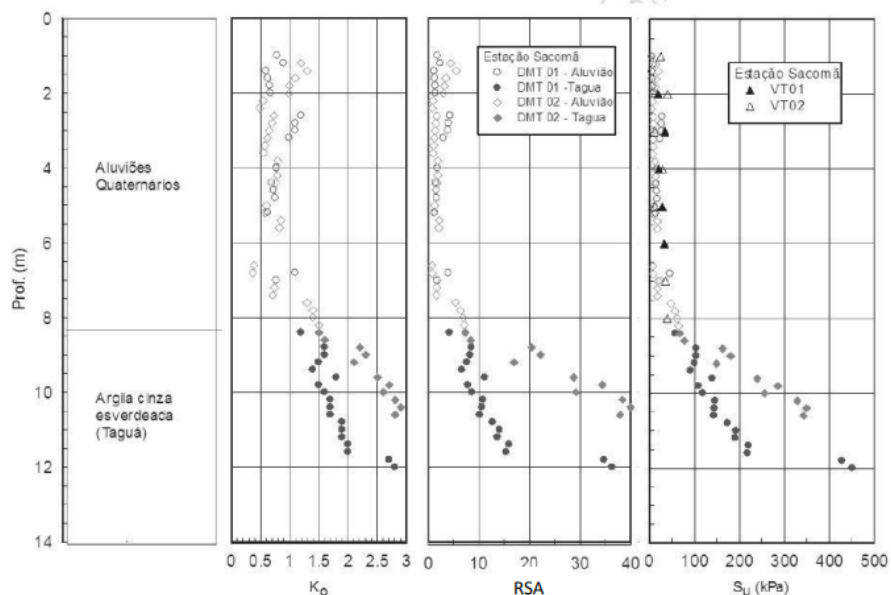


Figura 9 –Parâmetros obtidos em ensaios DMT e palheta, na região da Estação Sacomã. (Negro et al 2012)

Com relação à rigidez do solo, Massad (2012) compilou na Figura 10 valores do ensaio Camkometer, feito no Ibirapuera e de ensaios dilatométricos, da Estação

Sacomã (DMT-1 e DMT-2).

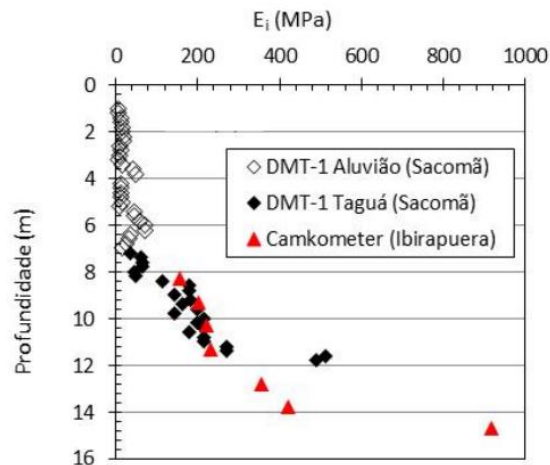


Figura 10 -Valores de  $E_i$  em função da profundidade (DMT – Sacomã e Camkometer – Ibirapuera). (Massad, 2012)

Como resultado pode-se afirmar a grande heterogeneidade do “taguá” amolecido.

Ainda com os dados da Estação Sacomã, a **Figura 11** mostra a correlação entre o  $E_i$  e a pressão de pré-adensamento ( $\sigma'_p$ ) para o “taguá”. Neste contexto, relações do tipo  $E_i/\sigma'_p$  variaram no intervalo de 80 a 500, com média de 176.

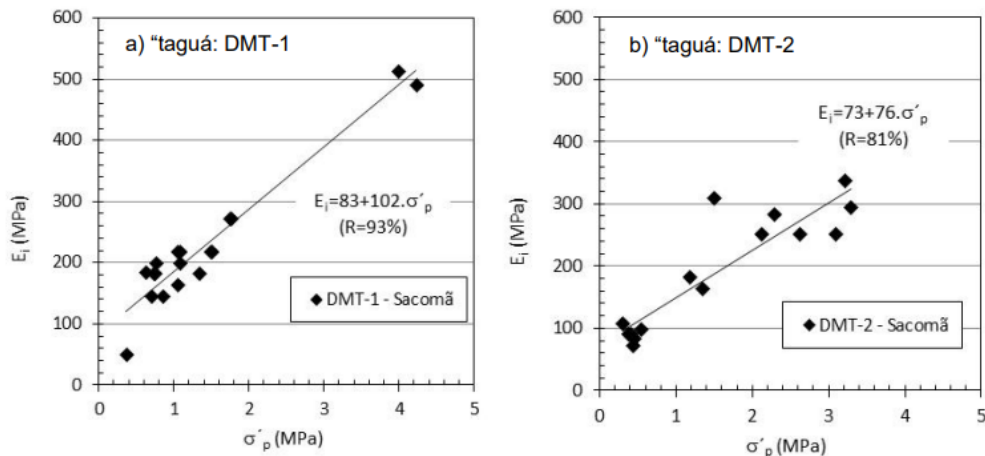


Figura 11 –Gráficos de  $E_i$  em função de  $\sigma'_p$  para os ensaios DMT-1 e DMT-2 (estação Sacomã). (Massad, 2012)

Verifica-se grande heterogeneidade de parâmetros obtidos, assim como de ensaios utilizados. Assim, ressalta-se a importância da realização de ensaios para determinação de parâmetros em cada caso.

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, F.F.M. The system os continental rifts bordering de Santos Basin, Brazil. Anais da Academia Brasileira de Ciências. 48:15-26, 1976
- ALMEIDA, F.F.M.. Fundamentos geológicos do relevo Paulista. Boletim do Instituto de Geografia e Geologia, 41;169-263,1964
- ALMEIDA, F.F.M..Origem e evolução da Plataforma Brsileira. Rio de Janeiro, DNPM/DGM,241,36p, 1967
- BOSZCZOWSKI, R.B. Avaliação da tensão lateral de campo de argilas sobreadensadas: ensaios de laboratório com um solo da Formação Guabirotuba. Rio de Janeiro, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Brasil, 2001. 286 p. (Tese de Mestrado).
- BISHOP, A. W., HENKEL, D. J., 1957, The measurement of Soil Properties in the Triaxial Test. 1 ed. New York, Edward Arnold (Publishers) Ltd.
- Burland (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays, Géotechnique 40, 329-378.
- CARDOSO, R., ROMERO, E. LIMA, A. & FERRARI, A. A comparative study of soil suction measurements using two diferente high range psychrometers. 2nd International Conference os Mechanics os unsaturated Soils, Bauhaus, Weimar, Alemanha: 79-93. 2007.
- CHANDLER & SKEMPTON (1974). The design of permanent cutting slopes in stiff fissured clays. Géotechnique, Volume 24, Issue 4, 01, pages 457 –466. December 1974
- CHANDLER, R. J. Clay sediments in depositional basins the Geotechnical Cycle (3rd Glossop Lecture). Quart. Journal Engineering Geology and Hydrology 33, 5-39. 2000
- Correlations of dilatometer readings with lateral stress in clays. Oslo: NGIPublication, p. 183-193, 1990.
- COTECCHIA F. & CHANDLER, R. J. A general framework for the mechanical behaviour of clays. Géotechnique 50, 431-447.2000
- COUTINHO J. M. V. carta geológica da região metropolitana da grande SãoPaulo. São Paulo: Governo do Estado de São Paulo, Secretaria dos Negócios Metropolitanos e EMPLASA, 1981. 2 mapas. Escala 1:100.000.
- COZZOLINO, V. M. N. Areias basais fofas na área central da Cidade de São Paulo e sua provável relação com o tectonismo local. Revista Solos e Rochas, v. 19. n. 2. p. 163-174, 1996.
- COZZOLINO, V. M. N. Considerações sobre o conceito de camadas, sob o ponto de vista geotécnico, na Bacia de S. Paulo. In: MESA REDONDA: ASPECTOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS DA BACIA SEDIMENTAR DE SÃO PAULO, 1.,1980, São Paulo. Anais. São Paulo. 47 p.

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

DUNCAN, J. M.; BUCHIGNANI, A. L. An engineering manual for settlement studies. Berkeley: Department of Civil Engineering, University of California, 1975

FUTAI, M. M.; CECÍLIO Jr., M. O.; ABRAMENTO, M. Resistência ao cisalhamento e deformabilidade de solos residuais da Região Metropolitana de São Paulo. In: Negro Jr. et al. (Ed.), Twin Cities – solos das regiões metropolitanas de São Paulo e Curitiba. São Paulo: D'Livros. Capítulo 7, p.155-188, 2012.

GALVES & MASSAD, F. Características de argilas duras cinzas esverdeadas 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.; NISHIMURA, M. R. COOP, M.R & JARDINE, R.J. The influence of structure on the behaviour of London Clay. *Géotechnique* 57, 19-31.2007

GASPARRE, A., HIGHT, D.W., COOP, M.R. & JARDINE, R.J. et al. (2014). The laboratory measurement and interpretation of the small -strain stiffness of stiff clays. *Geotechnique* 64, No, 12,942-953

GERSCOVICH, Denise M. S. Estabilidade de Taludes: 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos.p 192. 2016

GURGUEIRA, M.D. Correlação de dados geológicos e geotécnicos da Bacia de São Paulo. Dissertação de Mestrado. Instituto de Geociências. USP. São Paulo 2013.

HARDIN, B. O. AND DRNEVICH, V. P. Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. *Journal of the Soil Mechanics & Foundations Division*, 98(7): 667- 692. 1972a.

HARDIN, B. O. AND DRNEVICH, V. P. Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects. *Journal of the Soil Mechanics & Foundations Division*, 98(6): 603-624.1972b.

HARDIN, B. O. AND KALINSKI, M. E. Estimating the shear modulus of gravelly soils. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, 131(7): 867-875. 2005

HEDBERG, H.D. Gravitational compaction of clays and shales. *Am. J. Sci.*, 5th Ser., 31(184):241-287. .1936

HEAD, K. Manual of Soil Laboratory Testing – Effective stress test. Volume 3. Edição 2. Editorial John Wiley & Sons Ltd.1998

HIGHT, D.W., GASPARRE, A., NISHIMURA, S., MINH, N.A., JARDINE, R.J.& COOP, M.R. Characteristics of London Clay from terminal 5 site at Heathrow Airport. *Geotechnique* 57.No1,3-18

Howard, A. K. (1984). The revised ASTM standard on the Unified Soil Classification System. *Geotechnical Testing Journal*, 7(4): 216-222.



International reference test procedure (IRTP) for the cone penetration test (CPT) and the cone penetration test with pore pressure (CPTU). Proceeding, Amsterdam: Balkema,. p. 2195-2222. 1999

Kormann, A. C. M.(2002). Comportamento geomecânico da formação Guabirotuba: Estudo de Campo e Laboratório. Tese de doutorado. Escola Politécnica da USP. 429p

Kutner, A. S. & Bjornberg, A.J.S. (1997). Contribuição para o conhecimento geológico-geotécnico da bacia de São Paulo litotipos, notação estratigrafia e feições estruturais relevantes. Revista do Instituto de Engenharia. N. 522. pp.65-73.

LAMBE, T. W., 1951, Soil Testing for Engineers. 1 ed. New York, Jonh Wiley & Sons, Inc. LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V., 1969, Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York, Estados Unidos

LEONARDS, G. A. & GIRAULT, P. A study of the one-dimensional consolidation test. Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech., vol. 1, p. 213. 1961.

MARINHO, F.A.M; VARGAS, M & VILLAR, O.M Relations between suction and collapse for a Brazilian porous clay. In: Proceedings of the Second International Conference on Unsaturated Soils. Vol1, p.243-248. International Academic Publishers, China.1998

MARTINS, I. S. M., “Notas de aula da disciplina Resistência ao Cisalhamento dos Solos”, COPPE, Rio de Janeiro, 2016a. MARTINS, I. S. M., “Notas de aula da disciplina Percolação e Adensamento”, COPPE, Rio de Janeiro, 2016b. MARTINS, I. S. S., 2017. Comunicação pessoal em 3 de julho de 2017.

MASSAD, F. Características e propriedades 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. Resistência ao cisalhamento e deformabilidade dos solos sedimentares de São Paulo. Twin Cities – Solos das Cidades de São Paulo e Curitiba. ABMS, São Paulo. p. 107-133, 2012.

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.

May, R. E. Stiff sedimentary clays – Genesis and engineering behaviour – Editorial. Géotechnique 57, 1–2. 2007.

MAYNE, P. W.; KULHAWY, F. H.  $K_0$ -OCR relationships in soil. Journal of Geotechnical Engineering Division, v.108, n.6, p.851-872, 1982.

McClelland, B. Progress of consolidation in delt front and prodelta clays of the Mississipi River. In: Géotechnique, p.22-40, 1967.

MESRI, G. Discussion on “New design procedure for stability of soft clays”. J.Geotech. Eng. Div., ASCE, v.101, p.409-412, 1975.

NEGRO, A.; HATORI, A.C.A.; YASSUDA, A.J. & ROCHA, H.C. Investigações para o projeto e previsão de desempenho da estação Sacomã da Cia do Metropolitano de São Paulo. CD SEFE 7, São Paulo. 2012.

ORTIGÃO, J. A. R. (2007). Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. Terratek, Rio de Janeiro, RJ. 3ª ed., 383 p.

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. & ABRAMENTO, M. Características das argilas rijas e duras, cinza-esverdeadas de São Paulo determinadas por pressômetro de autofuração Cankometer. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica 11, vol 2: 871- 878. 1998.

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.

PROPERTIES, Raleigh. Proceedings New York: American Society of Civil Engineers, 1975. v. 2, p. 255-259. 1975

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

ROBERTSON, P. K. Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotech.Journal, v. 27, n. 1, p. 151-158, 1990.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. Design manual for use of CPT and CPTu. Vancouver: University of British Columbia, 1989. 200 p.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G.; GILLESPIE, D. G.; GREIG, J. Use of piezocone data. In: ASCE SPECIAL CONFERENCE IN SITU '86: USE OF IN SITU TESTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 1., Proceedings...Blacksburg, p. 1263-1280, 1986.

ROBERTSON, P.K., The James K. Mitchell Lecture: Interpretation of in situ tests – some insights. In: GEOTECHNICAL AND GEOPHYSICAL SITE CHARACTERIZATION, 4., 2013, Recife. Anais... London: Taylor & Francis Group.p. 3 – 24.

SCHMERTMANN, J.H. Suggested Method for Performing the Flat Dilatometer Test. ASTM Geotechnical Testing Journal, v.9, n.2, June, 93-101, 1986.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 223 p.

- SHIBUYA, S. (2000) Assessing Structure of Aged Natural Sedimentary Clays. *Soils and foundations*, 40 (3), 1-16
- SKEMPTON, A. W. (1964). Long-term stability of clay slopes, *Géotechnique* 14, 77-101.
- SKEMPTON, A. W. (1969). The consolidation of clays by gravitational compaction. *Quarterly Journal of the Geological Society*, 125(1-4), 373-411.
- SKEMPTON, A. W.(1944). Notes on the compressibility of clays. *Quarterly Journal of the Geological Society*, 100(1-4), 119-135.
- SKEMPTON, A.W. (1970). First-time slides in over consolidated clays. *Géotechnique* 20, 320-324.
- TERZAGHI, K. (1936). Stability of slopes of natural clay. *Proceedings of the 1st International Conference of Soil Mechanics and Foundations*, vol 1. 161-165.
- VANDENBERGE, D., Duncan, J., and Brandon, T. Fully Softened Strength of Natural and Compacted Clays for Slope Stability. *Geo-Congress 2013*: pp. 221-233. 2013
- WALM, Engenharia e Tecnologia Ambiental. Relatório de Impacto Ambiental – RIMA. Linha 6 – Laranja/ Trecho São Joaquim - Brasilândia
- WHITTLE, A.J.;Hashash, Y.M.A. & Whitman, R. V. (1993). Analysis of deep excavation in Boston. *Journal of Geotechnical Engineering* 119, 69-90

## 7. (ARTIGO A SER SUBMETIDO) ALGUNS ASPECTOS DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DA ARGILA DURA DA CIDADE DE SÃO PAULO

Bruna C.Pioli, Fernando A. M. Marinho

### Resumo

No Brasil, com a ampliação da infraestrutura em todas as regiões, diversas obras têm enfrentado situações em que as argilas duras possuem papel fundamental no comportamento e, portanto, no projeto e execução das obras. Na cidade de São Paulo, diversas obras interceptam a argila dura da formação Resende, dentre elas, obras do metrô de São Paulo, túneis e escavações. Todas essas obras têm fornecido informações importantes que contribuem para a ampliação do conhecimento do material. Contudo, poucos estudos no Brasil focaram na caracterização do comportamento das argilas rijas a duras em laboratório de forma sistemática e as investigações de campo são poucas. Com o objetivo de fornecer subsídios as análises do comportamento destas argilas rijas a duras, o presente trabalho investiga as características geotécnicas da argila dura da formação Resende, denominada Taguá. São apresentados resultados de ensaios laboratoriais realizados em amostras indeformadas, além de ensaio de difratometria de raio X, para caracterização mineralógica.

**Palavras-chave:** argilas duras, Taguá, Formação Resende, trajetórias de tensão-deformação, solos sobreadensados

### 7.1. Introdução

O desenvolvimento da infraestrutura tanto em grandes centros urbanos como em áreas menos habitadas tem gerado a necessidade de estudos aprofundados sobre solos rígidos em todo o mundo. Em particular no Brasil os estudos sobre os solos rijos tiveram forte avanço quando da construção das linhas do metrô de São Paulo nos anos 1970. As novas linhas do metrô de São Paulo e outras obras de infraestrutura vêm gerando informações sobre estes solos, mas com pouco avanço do ponto de vista tecnológico para a obtenção dos parâmetros. A utilização de ensaios *in-situ* é talvez a maior contribuição recente para o aprimoramento das informações sobre as argilas rijas a duras da cidade de São Paulo (e.g. Pinto & Abramento (1998), Kormann (2002) apresenta um extensivo estudo sobre a formação Guabirota onde ensaios de campo e laboratório foram analisados. Além de apresentar parâmetros do solo o autor constata a complexidade deste tipo de material e enfatiza a necessidade de estudos sobre seu comportamento.

No entanto, muitos dos ensaios de campo fazem uso de correlações empíricas que necessitam ser aprimoradas por meio de investigações de laboratório onde o controle das condições de ensaio é mais rigorosa. Recentemente (Negro *et al.*, 2012) foi publicada uma compilação de dados referentes a solos da cidade de São Paulo e Curitiba onde encontram-se algumas informações sobre as argilas rijas a duras destas duas cidades. Embora apresentem alguma luz sobre o comportamento destes materiais rígidos os resultados da literatura necessitam ser ampliados de modo a expandir o conhecimento sobre o material e aumentar a base de dados. Destaca-se ainda a necessidade de se fornecer parâmetros que possam ser utilizados em projetos.

Negro *et al* (2012) descreve o uso, com sucesso, de parâmetros obtidos em campo por meio de DMT e em laboratório em análises numéricas, calibradas com monitoramento de campo, para previsão do comportamento da estação de Sacomã do metrô de São Paulo. Isto demonstra o papel fundamental que o monitoramento tem nas análises de comportamento. Qualquer abordagem adotada para avaliar os problemas relacionados com solos rijos exige uma análise acurada da fonte de informação, seja ela ensaio de campo de laboratório ou mesmo correlações empíricas.

May (2007) no seu editorial da edição especial da revista *Géotechnique* aponta a importância de se estudar o comportamento das argilas rijas a duras. Dentre os aspectos mencionados está o fato de que cada vez mais a infraestruturas previstas para as cidades atingem argilas rijas a duras. Se isto é particularmente verdade na Inglaterra, também é uma realidade no Brasil como mencionado anteriormente. Além disto, no Brasil encontramos cada vez mais obras em materiais rígidos, e.g. São Paulo (Taguá), Curitiba (formação Guabirotuba), Pernambuco (Formação Brejo Santo), dentre outros.

Este projeto tem como foco as propriedades do material na condição indeformada. O solo a ser estudado no presente projeto é o solo da Formação Resende, denominado de Taguá, que foi extraído durante as escavações da Linha 6 Laranja do Metrô de São Paulo.

## **7.2. Contexto Geológico - Geotécnico**

A Linha 6 do Metrô da Cidade de São Paulo irá interligar as regiões noroeste e sudeste da Região Metropolitana de São Paulo. A Figura 12 apresenta a localização do traçado da linha dentro do contexto geológico da região metropolitana de São Paulo.

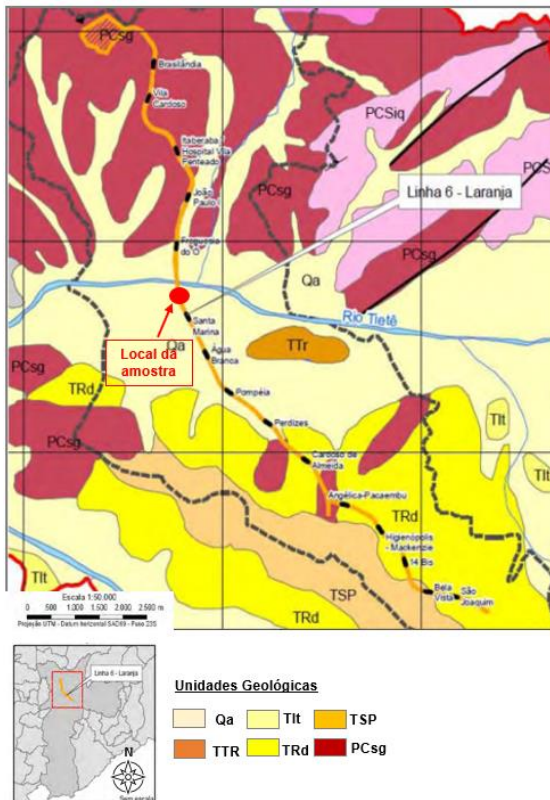


Figura 12 -- Mapa Geológico com traçado da Linha 6 e localização do ponto onde foi coletada a amostra objeto do presente estudo. (Modificado de WALM, 2012)

Verifica-se que a amostra se contextualiza dentro da Formação Resende, a qual se insere na Bacia de São Paulo. Para permitir uma melhor visualização do local da coleta em relação a formação Resende, é apresentado na Figura 13 o perfil geológico traçado ao longo da Linha 6 Laranja do metrô. Nesse perfil é possível visualizar a posição aproximada de onde foi extraída a amostra.

A amostra coletada contemplou um bloco de aproximadamente 50 cm de aresta, extraído pela equipe técnica das obras do metrô, por motivos de segurança. A parede de escavação de onde a amostra foi extraída, localiza-se na cota de 710,0 m aproximadamente.

#### Sedimentos Cenozóicos:

- Qa – Depósitos Aluvionais;
- TIt – Formação Itaquaquecetuba – Sistema fluvial entrelaçado. Conglomerado e areias predominantes. Lamitos e argilitos subordinados. Ocorrências recobertas de sedimentos quaternários;
- TSP – Formação São Paulo – Sistema Fluvial meandrante. Predominância de depósitos arenosos, subordinadamente argilas e conglomerados;
- TTr – Formação Tremembé – Sistema lacustre. Sedimentos argilosos e siltosos. Ocorrências na Bacia de São Paulo recobertas pelos sedimentos quaternários;
- TRd – Formação Resende – Sistemas de leques associados à planície aluvial de rios entrelaçados. Lamitos, arenitos e conglomerados;

#### Embasamento Cristalino Pré Cambriano

- PCsg – Embasamento – Granitos, granodioritos, monzogranitos, granitóides indiferenciados, em partes gnáissicos, sintectônicos e pós tectônicos.

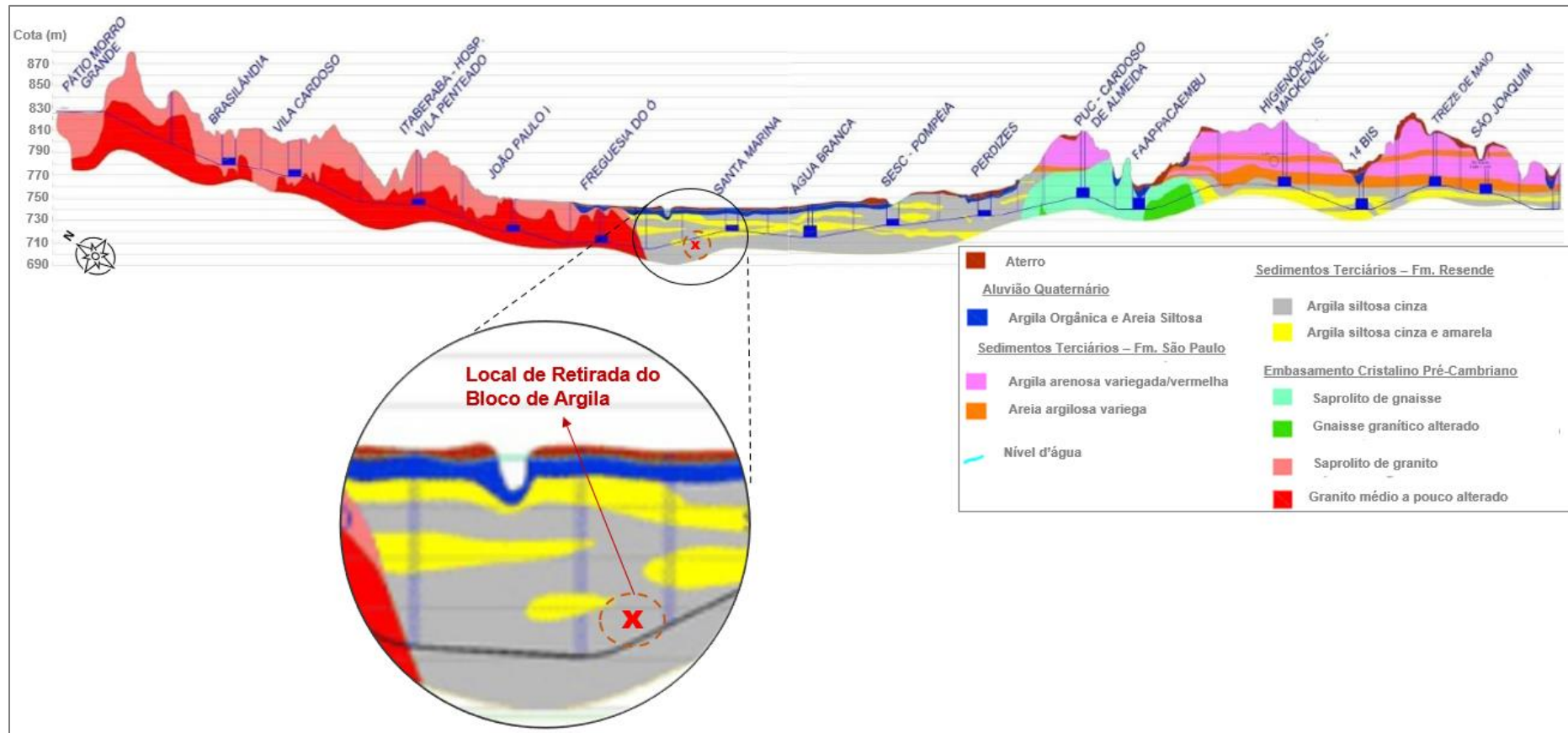


Figura 13–Perfil geológico da Linha 6 Laranja – Trecho Brasília – São Joaquim (Modificado de WALM, 2012)

Na literatura, essas argilas são descritas como cinza-esverdeadas, encontradas em amplas áreas da bacia sedimentar de São Paulo, geralmente abaixo do nível atual de drenagem. O termo geotécnico normalmente conhecido é denominado como “Taguá” e se caracterizam por apresentarem coesão elevada, consistência dura, estando em geral associadas a lentes de areias finas, argilosas, muito compactas de cor cinza escuro (Gurgueira, 2013). O Taguá é encontrado em profundidade, abaixo da cota de 725 m, muitas vezes recobrindo os vales dos Rios Tietê e Pinheiros (Cozzolino, 1972). A coloração varia entre cinza escuro, cinza esverdeado e quando são observadas em cotas mais rasas, apresentam alterações amareladas e com alguma cimentação.

A Figura 14 apresenta registro fotográfico da amostra coletada, foco do presente estudo.

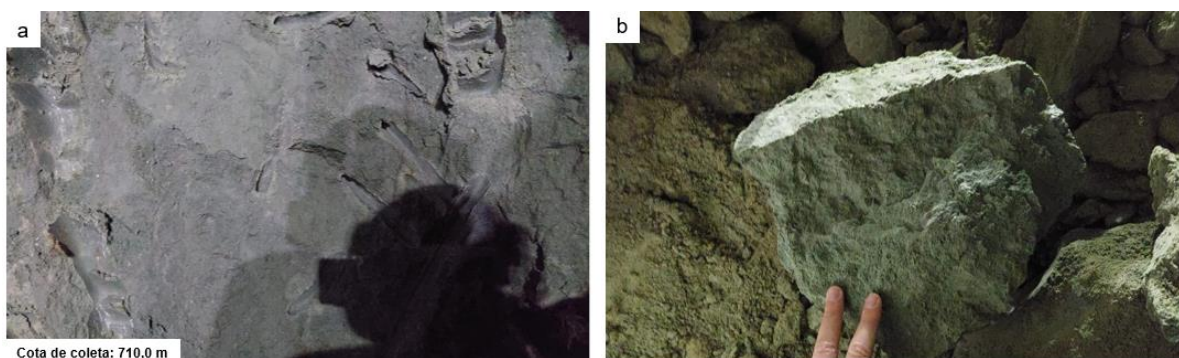


Figura 14 – a) Registro fotográfico da parede de escavação de onde foi extraído o bloco de amostra de argila cinza dura foco de estudo do presente trabalho – cota 710 m; b) Bloco proveniente da parede de escavação.

Outro aspecto importante das argilas rijas a duras da Formação Resende é o padrão de fissuramento comumente observado nos depósitos argilosos estudados. Segundo Penna (1982), o material é friável, apresentando frequentemente grande número de fissuras, as quais tendem a ocorrer mais frequentemente nas porções mais rasas do perfil de solo, podendo sua origem estar relacionada aos alívios de tensões ocasionados pelas remoções de carga durante eventos erosivos, bem como resultado do intemperismo.

A importância da compreensão do padrão de fissuramento no âmbito de argilas duras, se deve ao fato de que as juntas e fissuras representam superfícies de fraqueza que tornam a resistência da argila menor nesses pontos. Conforme apresentado por Skempton (1969), além de reduzir a resistência e permitir o “amolecimento” da argila,



as fissuras promovem concentrações de tensões que irão ceder a resistência de pico nestes locais, levando a um rompimento progressivo do solo.

As argilas foco deste trabalho são descritas na literatura como fortemente sobreadensadas, sendo que algumas hipóteses são levantadas para explicar a origem desse adensamento (Vargas, 1980; Cozzolino, 1972; Massad, 1980; Penna, 1982). A hipótese mais discutida trata-se da causa do sobreadensamento ser atribuída a erosão dos vales dos rios Tietê e Pinheiros, onde, aproximadamente, 100 m de matéria devem ter sido removidos pelos eventos erosivos.

No entanto, Penna (1982) obteve tensões de pré adensamento superiores às máximas tensões efetivas já atuantes, o que indicaria que a carga de soterramento não foi o único fator de sobreadensamento. Uma hipótese que explicaria os resultados obtidos por Penna (1982), envolve o processo de “envelhecimento” das argilas, o qual, segundo Bjerrum (1973) pode ser entendido como um adensamento adicional causado pela atuação prolongada de uma dada carga no solo, gerando uma compressão secundária.

Outras hipóteses levantadas por Penna (1982) seriam o pré adensamento aparente causado por agentes químicos gerados durante o intemperismo e cimentação; e também, o efeito de pré adensamento devido aos ciclos de umedecimento/ressecamento das argilas causados por variações do nível d'água na fase de sedimentação, que explicaria, inclusive, parte dos fissuramentos encontrados nesse material.

### **7.3. Fundamentação Teórica**

#### **7.3.1. Argilas Rijas a Duras**

Trask (1930) apresenta como uma das mais importantes revelações da época o fato do teor de umidade *in situ* depender das características granulométricas do material. Ou seja, quanto mais fino é o material maior o teor de umidade. Trask (1930) faz ainda a seguinte observação “depósitos acumulados em `baixadas` em geral são mais finos do que aqueles acumulados em regiões `altas`. Conseqüentemente, os sedimentos depositados em depressões têm a possibilidade de serem compactados mais do que os que se acumulam em cumes.” Para se ter uma ideia do avanço da compreensão do fenômeno de adensamento de solos argilosos Skempton (1944) diz o seguinte: “o adensamento de um sedimento argiloso pode ser descrito de forma simples como um processo pelo qual a lama é comprimida em uma argila e finalmente, se houver uma sobrecarga suficiente em um folhelho.” Skempton (1944) já apresenta a relação entre

o índice de vazios e a pressão efetiva média atuante, observando as diferenças entre os materiais com diferentes limites de liquidez. Depois de coletar uma maior quantidade de dados Skempton (1969) apresenta detalhadamente o processo de sedimentação, adensamento e sobre-adensamento das argilas.

Na Figura 15a tem-se a curva de adensamento iniciando-se em uma condição de lama, com um índice de vazios um pouco superior ao limite de liquidez. O processo físico de deposição é ilustrado na Figura 15b que se relaciona com a Figura 15c onde é apresentado um perfil esquemático (Kutner e Bjornberg, 1997).

Com relação a argila de interesse (Taguá) considera-se o processo de gênese diretamente ligado a formação estrutural da Bacia de São Paulo e posterior formação dos vales dos rios Tietê e Pinheiros. Com o carregamento e descarregamento fruto do processo de sedimentação e posterior erosão tem-se o material sobre-adensado. A variação do nível de água no trecho superior e eventual ressecamento podem ainda induzir uma maior sobre-adesamento nas camadas mais superficiais. Na Figura 22c observa-se que nos trechos acima dos rios Tietê e Pinheiros o processo de sobre-adensamento devido ao processo erosivo é claro.

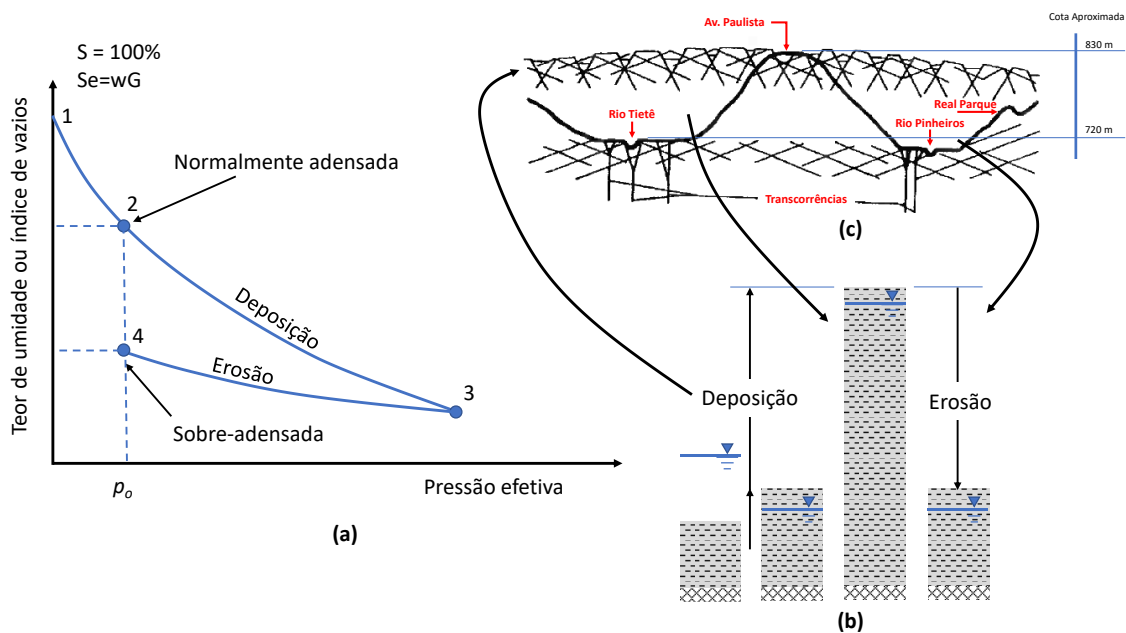


Figura 15 – (a) Processo de adensamento e formação de argila normalmente adensada e sobre-adensada (b) Ilustração física do processo (c) associação com a formação do Taguá. (Modificada de Skempton, 1969) e Kutner e Bjornberg, 1997).

Referente a estudos focados na obtenção de parâmetros de resistência deformabilidade de argilas duras, tem-se que uma das mais investigadas é a denominada argila de Londres. Desde Skempton (1944) a argila de Londres é

investigada. Embora a formação de outras argilas como a argila de Londres seja diversa da do Taguá, muitas características são semelhantes.

Gasparre (2005) estudando a argila de Londres e Kamal (2012) estudando três outras argilas observaram que uma das principais características do comportamento destas argilas é o de exibirem um pico de resistência que é geralmente atingido a baixas deformações (cerca de 2,5%), seguido de uma diminuição de resistência com o aumento das deformações plásticas até se atingir um valor praticamente constante para grandes deformações. Esse comportamento é bem conhecido para solos sobre-adensados. Contudo, um aspecto importante salientado por Gasparre (2005) é que duas das argilas (argilas de Oxford e Londres), foi possível observar um pico de resistência claro, enquanto nas argilas de Gault e Kimmeridge a diferença não foi tão acentuada, tendo sido observada apenas para pressões de adensamento mais elevadas.

Gasparre (2005) observou que a ocorrência do pico de resistência está fortemente relacionada com a geometria do plano de descontinuidade (fissura), que pôde ser identificada visualmente durante o ensaio nas argilas ensaiadas por ele. Kamal (2012) verificou que o valor do pico, da razão  $q/p'$ , tende a ser maior para os ensaios realizados em tensões mais baixas, e, também verificou que para diferentes níveis de tensão esse valor não tende a convergir para um valor único.

Com relação às trajetórias de tensões efetivas obtidas tanto nos ensaios de Gasparre (2005), quanto nos de Kamal (2012) observa-se uma ligeira diminuição de  $p'$  com o aumento da tensão de desvio (ou desviatória) ( $q$ ) desde o início do ensaio seguido de uma tendência de dilatação próximo da ruptura. Esse comportamento indica um leve aumento da poro-pressão de água (tentativa de contração da amostra) seguido de uma diminuição desse excesso na ruptura, com eventual variação negativa de poro-pressão.

### **7.3.2. Argilas Rijas a Duras – Formação Resende**

Existem poucos estudos na literatura acerca da caracterização geotécnica de depósitos de argilas duras brasileiras e fortemente pré adensados. A consistência elevada, que caracteriza a argila como rija a dura, é traduzida, nos trabalhos rotineiros de obras de engenharia, por meio dos ensaios de campo SPT *Standard Penetration Test*. Diversas obras do Metrô da cidade de São Paulo, por exemplo, forneceram dados dos perfis geotécnicos provenientes das malhas de sondagens investigativas. O Taguá foi especialmente interceptado durante a construção da Linha 4 Amarela

(Companhia do Metropolitanos de São Paulo, 1994), onde verifica-se SPT entre 25 e 40 e maiores que 40 golpes em cotas mais profundas (abaixo de 21,50 m).

Verifica-se pouca quantidade de estudos com investigações mais profundas de parâmetros das argilas duras da Formação Resende, descritas como cinza esverdeadas e fortemente sobreadensadas.

Massad (2012) discutiu os resultados obtidos através de ensaio Camkometer na região do Ibirapuera e ensaios dilatométricos da Estação Sacomã do Metrô-SP.

Pinto e Abramento (1998) estudaram os resultados do ensaio Camkometer executado na região do Parque Ibirapuera, no complexo viário Ayrton Senna.

Ensaio de caracterização do Taguá, revelaram composição granulométrica de finos superior a 60%, sendo a fração de areia essencialmente fina. Dados de Penna (1982) e Massad (1992) são similares quanto aos limites de liquidez (40-75%) e limite de plasticidade (15-30%), estando o solo situado acima da Linha A na Carta de Plasticidade de Casagrande. Resultados de Negro *et. al.* (2012), porém, colocam o Taguá abaixo da Linha A. Análises mineralógicas apontam predominância de argilo minerais como caulinita, illita e montmorilonita (Penna,1982, Massad,1992). O índice de atividade médio do Taguá é da ordem de 0,5 (Negro *et. al.*,2012).

Ensaio de adensamento realizados por Pinto e Massad (1972) resultaram em pressões de pré-adensamento entre 700 kPa e 850 kPa. Penna (1982) obteve pressões de pré-adensamento até 2150 kPa.

Com relação aos parâmetros de resistência obtidos, por meio de ensaios de cisalhamento direto realizados por Massad (1980) em amostras indeformadas do Taguá, verificou-se valores em torno de 40 kPa para coesão efetiva ( $c'$ ). Ensaio realizados para a Linha 4 do Metrô (1994), apresentaram nova faixa de valores para  $c'$ , os quais foram comparados por Negro *et. al.* (2012) com os valores de SPT obtidos, sendo que coesões entre 50 kPa e 75 kPa foram observadas para argilas com SPT's entre 10 e 25. Coesões maiores, entre 100 kPa e 150 kPa, foram verificadas para SPT's entre 25 e valores maiores que 40 golpes. Os valores de ângulo de atrito efetivos obtidos por Negro *et. al.* (2012) foram da ordem de 20° a 23°, consistentes com o intervalo de 25° a 30° calculados nos ensaios realizados por Galvez e Massad (1982). Massad (1992), a partir de ensaios Camkometer e dilatométricos, obteve valores entre 25° e 35° para ângulo de atrito efetivo do Taguá.

Mais recentemente, Demarchi (2019) realizou ensaios triaxiais em amostras reconstituídas do Taguá. Referente a granulometria, a autora obteve uma fração de 94% de argila e referente aos limites de consistência, foram observados os valores de 95% para o limite de liquidez e 40% para o limite de plasticidade. Os parâmetros de caracterização obtidos por Demarchi (2019) divergem da literatura acerca do Taguá, no entanto a autora associou a divergência observada ao ambiente geológico de formação natural do solo ou à influência do processo de moagem utilizado durante a reconstituição do solo. Com relação à mineralogia, Demarchi (2019) obteve argilominerais do grupo da caulinita e da illita, no entanto, em ensaios de microscopia eletrônica (MEV) foram observados argilominerais com formatos semelhantes a montmorilonita não verificados na difração de Raio X

A partir de ensaio oedométrico para solo na condição de pré-adensado, Demarchi (2019) obteve coeficientes intrínsecos de expansão (0,14) e de compressão (0,39). O índice de vazios intrínseco obtido foi de 1,22. Com relação aos parâmetros de resistência, a autora obteve coesão efetiva de 0° e ângulo de atrito igual a 20°. As trajetórias de tensão obtidas no trabalho de Demarchi (2019), se assemelharam com as envoltórias de resistência de argilas normalmente adensadas, na condição “amolecida” ou ainda de juntas e fissuras definida por Skempton (1970) para a Argila de Londres.

De forma geral, na literatura, as argilas rijas a duras da Formação Resende possuem seus parâmetros geotécnicos comparados com as argilas da Formação Guabirota, localizada na Bacia Sedimentar de Curitiba e com a denominada Argila de Londres, devido às suas características semelhantes, sendo geralmente descritas como fortemente pré adensadas, fissuradas, rijas a duras, de coloração cinza e cinza esverdeada, posicionadas na carta de plasticidade de Casagrande acima da Linha A.

De modo a estabelecer um comparativo entre os parâmetros já obtidos na literatura acerca do Taguá e as argilas da Formação Guabirota e de Londres, dados obtidos através dos estudos consultados estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Parâmetros calculados na literatura acerca de argilas Rijas a Duras

Principais Parâmetros	Argila cinza rija a dura da cidade de São Paulo (“Taguá”)						Argila cinza e marrom dura da Fm. Guabirota		Argila Dura de Londres			
	Amostras Indeformadas						Amostra Reconstituída	Amostra Indeformada		Amostra Indeformada		Amostra Reconstituída
	Massad (1980)	Penna (1982)	Massad (1992)	Metrô de São Paulo (1994)	Pinto e Abraamento (1998)	Negro et al (2002)	Demarchi (2019)	Kormann et.al (1999)	Kormann et.al (2002)	Skempton (1961) <sup>1</sup> (1969) <sup>2</sup>	Skempton (1970)	Gasparre (2007)
$\phi'$	15°-30°	-	25°-35°	20°-27°	-	20°-23°	21°	18°-23,9°	21,2°	20° <sup>(2)</sup>	20°	20°-25°
c'(kPa)	40-70	-	40	40-100	-	50-150	0	22-50	108	31 <sup>(2)</sup>	0	50-100
$\sigma_p$ (kPa)	800	220-2150	700-850	400-1000	300-4800	300-3000	-	1280	2400-2900	1447-2135 <sup>(1)</sup>	-	-
W <sub>L</sub> (%)	-	40-75	50-90	52-86	40-70	22-80	95	65	45-75	62-76 <sup>(2)</sup>	-	59-75
W <sub>p</sub> (%)	-	15-30	20-40	22-28	-	-	40	35	27-31	-	-	21-32
I <sub>p</sub> (%)	-	15-45	30-60	30-58	-	7-35	55	30	27-34	30 <sup>(2)</sup>	-	33-50
%<2 $\mu$	-	30-70	31-59	-	-	-	93,9	-	44-76	55-60 <sup>(2)</sup>	-	45-60

Os resultados indicados na Tabela 1 sugerem uma grande variabilidade entre os parâmetros, refletindo não somente alguma variação em função do tipo de ensaio, qualidade e tipo de amostragem, mas também uma variabilidade do próprio material. Isso sugere que é sempre necessário a realização de ensaios para determinação de parâmetros em cada caso.

## **7.4. Métodos**

### **7.4.1. Coleta da Amostra**

A amostra utilizada nos ensaios aqui apresentados foi obtida nas escavações da Linha 6 Laranja do Metrô, na altura da futura estação Santa Marina em março de 2021. O bloco foi coletado na cota aproximada de 710 m. A coleta foi feita pela equipe do Metrô devido a limitações de acesso ao local. O bloco tinha aproximadamente 50 cm de aresta em um formato não uniforme e proveniente da parede de frente de escavação. A amostra foi acondicionada em filme plástico e de alumínio e parafinada em laboratório. A Figura 16 apresenta bloco coletado, parafinado após abertura para molde do primeiro corpo de prova utilizados nos ensaios triaxiais executados.



Figura 16 – Bloco retirado da parede escavação da Linha 6 do Metrô, já parafinado e aberto após molde de corpo de prova

### **7.4.2. Caracterização da Amostra**

A caracterização do solo foi realizada a partir de ensaios de análise granulométrica, densidade de grãos e limites de consistência. Além dos ensaios supracitados, foi realizado ensaio de análise mineralógica por difratometria de raios X (DRX)-total. Os

ensaios de caracterização foram realizados no Laboratório de Geotecnia do CT- Obras do Instituto de Pesquisas Tecnológicas da USP (IPT).

#### 7.4.3. Ensaio de Adensamento Edométrico

Para o presente estudo foi utilizado um equipamento de adensamento automático da marca GDS Instrumentos, modelo GDSAOS do Laboratório de Geotecnia do CT- Obras do Instituto de Pesquisas Tecnológicas da USP (IPT). O ensaio é realizado mantendo a amostra saturada e utilizando duas pedras porosas (uma no topo e uma na base) de modo a acelerar a velocidade dos recalques na amostra e, conseqüentemente, diminuir o tempo de ensaio. Durante cada carregamento, são efetuadas leituras dos deslocamentos verticais do topo da amostra e do tempo.

A amostra foi moldada a partir do bloco indeformado extraído. A Figura 17 apresenta as etapas desde a moldagem até a colocação na prensa do adensamento. A carga máxima atingida foi de 5000 kPa. Após atingir o carregamento máximo, descarregou-se o CP em estágios. O ensaio foi realizado com volume constante durante a fase inicial de modo a possibilitar a determinação da pressão de expansão após inundação da célula.



Figura 17 – a) molde do corpo de prova; b) corpo de prova moldado e inserido no disco metálico; c) amostra inserida em câmara para saturação e execução do ensaio

#### 7.4.4. Ensaio Triaxiais

O ensaio triaxial tipo adensado não drenado (CIU) foi realizado em amostras com 38 mm de diâmetro e 80 mm de altura. A figura 18 apresenta seqüência de moldagem até a colocação na câmara triaxial.



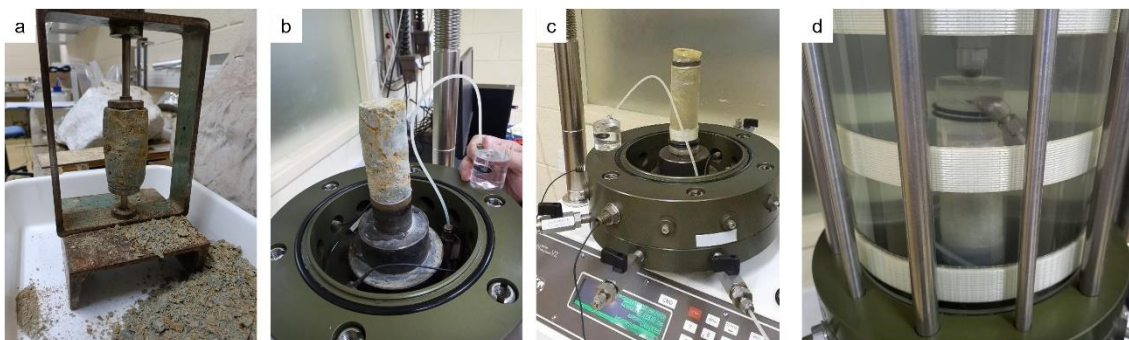


Figura 18 – Montagem do ensaio de resistência – Traixial na prensa triaxial: a) moldagem do corpo de prova; b) colocação do corpo de prova na prensa com pedra porosa na base; c) corpo de prova posicionado dentro da prensa com pedras porosas nas duas extremidades, revestido por membrana impermeável; d) início do ensaio após inundação da câmara triaxial.

Na Tabela 2 estão apresentados os ensaios triaxiais realizados, a descrição e taxonomia utilizada.

**Tabela 2 – Taxonomia dos Ensaio Triaxiais**

Ensaio	Tensão Efetiva (kPa)	Nomenclatura	Descrição
CIU – Adensados isotropicamente e Não Drenados na fase de Cisalhamento	50	CIU-50-I-DC	Amostra Indeformada (I) - Deformação Controlada
	100	CIU-100-I-DC	
	200	CIU-200-I-DC	
	400	CIU-400-I-DC	
	800	CIU-800-I-DC	

Os ensaios triaxiais CIU foram realizados no laboratório de geotecnia do Instituto de Geociências da USP, utilizando-se um Sistema de Ensaio Triaxial (GDSTTS), o qual consiste em um sistema avançado, automatizado. A Figura 19 apresenta registro fotográfico esquemático da prensa triaxial automatizada utilizada durante os ensaios propostos.

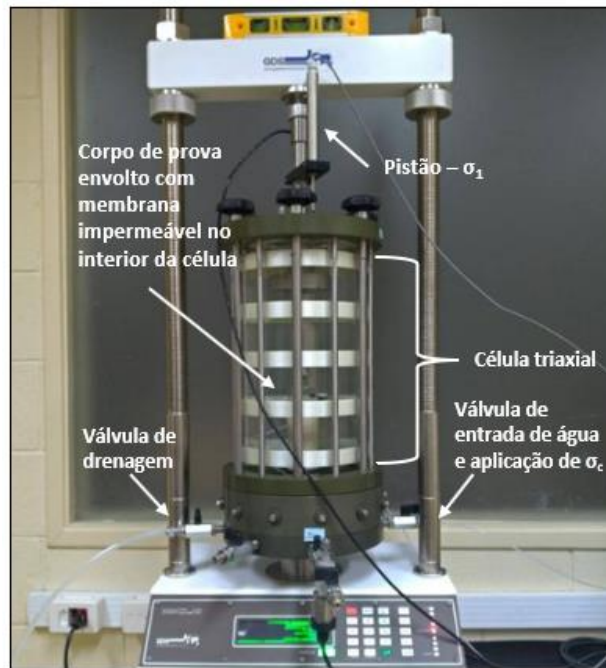


Figura 19 – Foto esquemática da prensa triaxial automatizada a ser utilizada nos ensaios propostos. Onde  $\sigma_c$  é a tensão confinante e  $\sigma_1$  é a tensão normal.

Depois de finalizada a montagem do sistema e inundação da câmara triaxial, iniciou-se a saturação do corpo de prova, realizada por aplicação de contrapressão, mantendo-se uma tensão efetiva de 10kPa. O procedimento de saturação foi realizado até a obtenção do parâmetro B de Skempton entre 0,96 e 0,98. Após etapa de saturação, foi iniciada a etapa de adensamento. Como já exposto acima, o adensamento foi isotrópico e as tensões confinantes adotadas foram de: 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa e 800kPa. A velocidade de carregamento adotada foi de 0,03% por minuto. Durante esta etapa, foram medidas as poro pressões desenvolvidas durante o carregamento. A Figura 20 apresenta o aspecto final do corpo de prova após rompimento do corpo de prova.

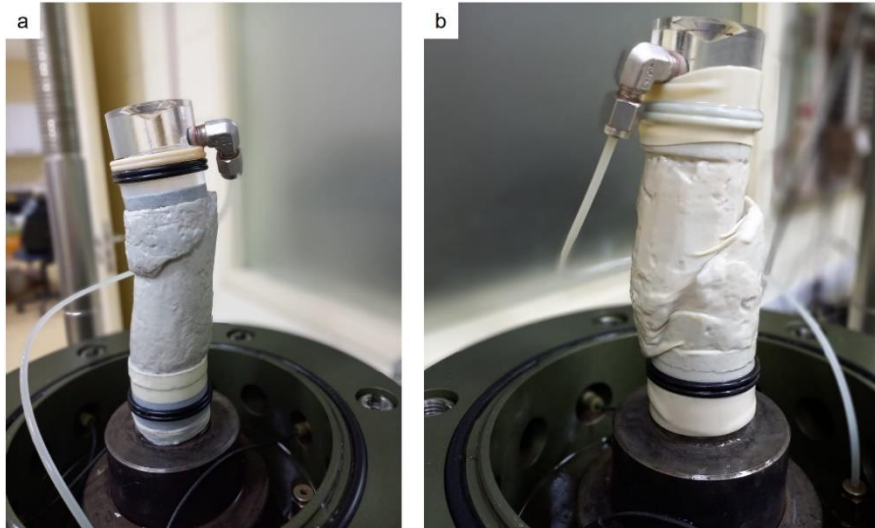


Figura 20 – Corpo de prova após fase de cisalhamento do ensaio triaxial CIU; a) CIU-200-I-DC; b) CIU-400-I-DC

## 8. RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 8.1. Caracterização Geotécnica do Material

A Figura 21 apresenta a curva granulométrica obtida, na qual observa-se que o solo é composto por fração de argila (<0,002 mm) igual a 33,5%.

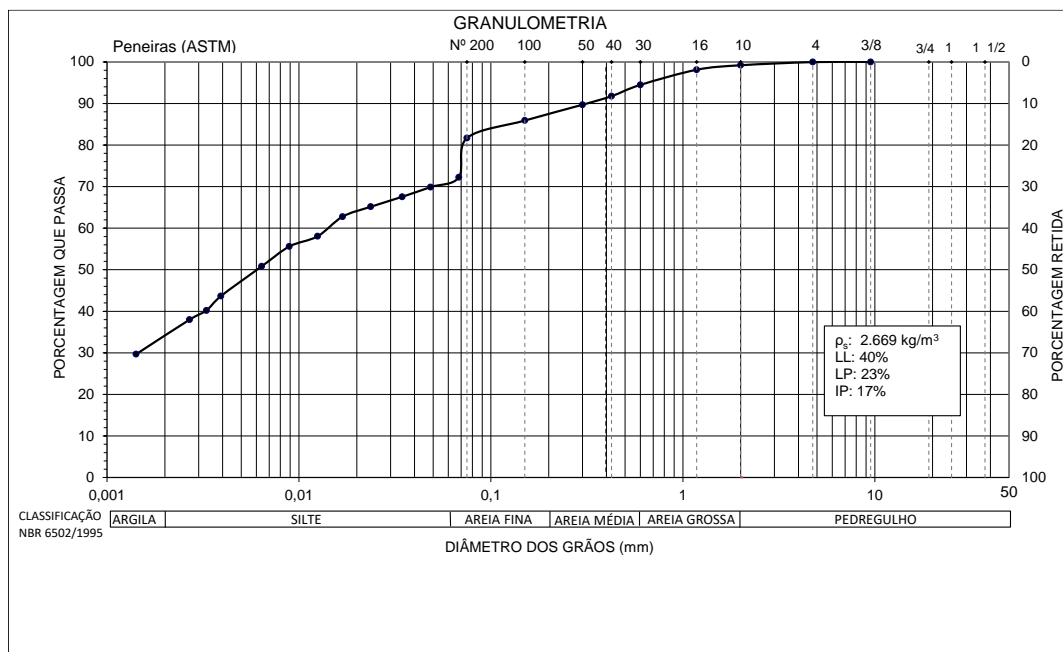


Figura 21- Curva granulométrica

Em comparação com a literatura, observa-se que a fração de argila observada na amostra avaliada encontra-se dentro da faixa obtida nos estudos de Penna (1982), os quais apresentaram intervalo entre 30% e 70% e de Massad (1992) que obteve

valores entre 31% e 59%. Já Demarchi (2019) apresenta valor mais elevado para a fração argila da ordem de 94% que pode estar relacionado ao processo de reconstituição adotado, mas também pode ser devido à natureza do material como indica a autora.

Com relação aos ensaios de massa específica de grãos e limites de consistência, obteve-se densidade dos grãos igual a 2,67 g/cm<sup>3</sup> e limites de liquidez e de plasticidade nos valores de 40% e 23%, respectivamente. Na Carta de Plasticidade de Casagrande, apresentada na Figura 22, a amostra situa-se logo acima da Linha A e a esquerda da Linha B. Segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solo, a amostra é classificada como uma argila de baixa plasticidade (CL). Também foi calculada a atividade do solo considerando os valores do limite de liquidez e da porcentagem da fração argilosa, resultando em  $A = 0,503$ , indicando um valor conceitualmente baixo ( $< 0,75$ ), o que indica baixo potencial de expansão referente a amostra do solo estudado.

Por fim, a partir dos resultados obtidos, conclui-se que o solo cinza esverdeado analisado neste estudo diverge do pacote caracterizado como Taguá, estudado por Pena (1982) e Massad (1992) e argila reconstituída estudada por Demarchi, 2019, os quais observaram resultados de índice de plasticidade entre 70% e 95% , estando o solo situado muito acima da Linha A na Carta de Plasticidade, no entanto se assemelha às características obtidas por Negro et al (2012) que obtiveram classificação com limites de liquidez e índices de plasticidades menores e índice de Atividade médio na ordem de 0,50. A divergência observada pode ser explicada através das diferentes frações de finos  $< 2\mu$  obtidas durante os estudos, sendo que as amostras de Pena, Massad e Demarchi apresentavam frações argilosas significativamente maiores em comparação ao solo foco do presente estudo.

Para efeito de comparação, a Figura 22 apresenta os limites de consistência obtidos no presente estudo (AM-01) e os observados na literatura acerca da argila da cidade de São Paulo (Taguá), argila de Londres e argila da Formação Guabirota. Foram considerados os valores médios dos intervalos obtidos nos estudos consultados para a plotagem.

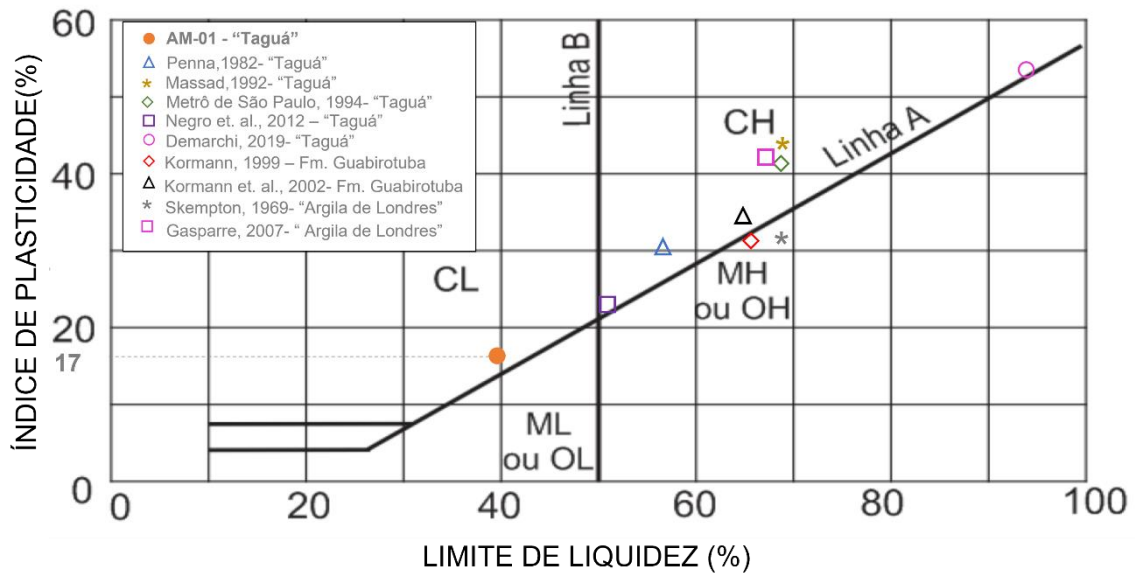


Figura 22 – Classificação do Solo segundo Carta de Plasticidade de Casagrande

### 8.1.1. Mineralogia

A análise mineralógica foi executada a partir de Difração de Raios X (DRX) total, onde foi possível verificar qualitativamente os minerais presentes na amostra analisada.

A partir de difratometria de raios X na fração argilosa, foram obtidos os difratogramas de três determinações, as quais diferem a depender do tratamento recebido, visando determinar os argilominerais sensíveis:

- a) à glicolagem (linha azul);
- b) ao aquecimento a 495°C (linha vermelha) e;
- c) os inertes a estes tratamentos (tratamento natural – linha verde).

A Figura 23 apresenta os difratogramas resultantes.

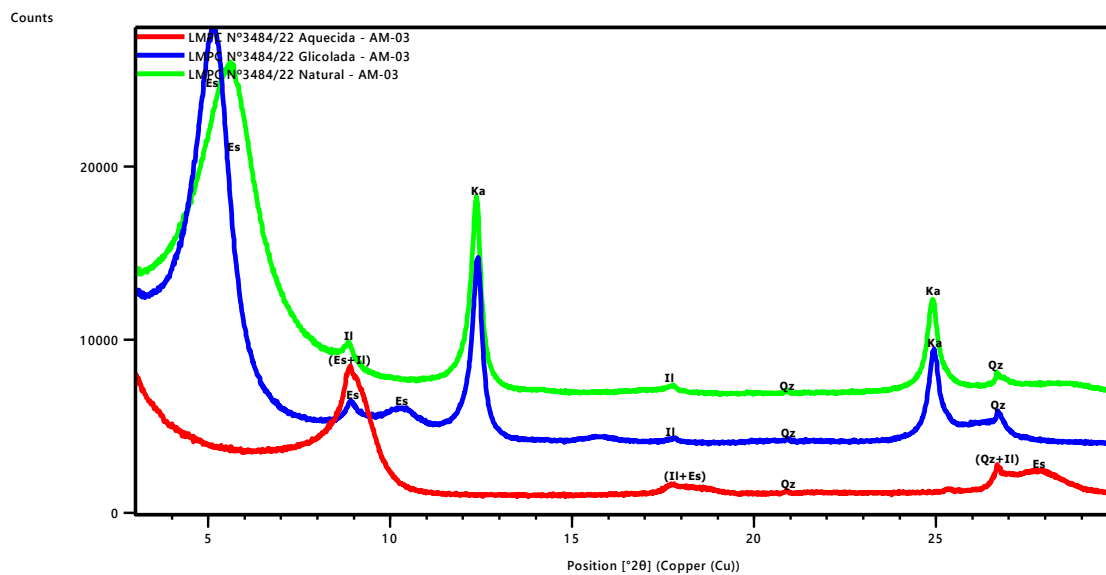


Figura 23: Difratoformas de raios x do material de acordo com as determinações dos tratamentos natural (linha verde), glicolada (linha azul) e aquecida (linha vermelha). Il= Ilita; Ka = Caulinita; Es = Esmectita; Qz = Quartzo

De acordo com as determinações acima apresentadas, os argilominerais identificados são predominantemente do grupo da Esmectita, com presença também de Ilita e Caulinita. A Tabela 3 detalha as porcentagens obtidas.

**Tabela 3 – Resultados das análises por DRX na fração argila**

<b>Compostos ou Fases Mineralógicas</b>	<b>Porcentagem</b>
<b>Argilomineral do grupo esmectita</b>	80,80%
<b>Argilomineral do Grupo Ilita</b>	0,50%
<b>Argilomineral do grupo Caulinita</b>	18,70%
<b>Quartzo</b>	N.Q

N.Q= Presente e não quantificado

Em comparação com os poucos estudos acerca da mineralogia das argilas do Taguá, os resultados se assemelham aos de Massad (1992), devido a presença de illita e Caulinita. Massad (1992), também verificou a ocorrência de montmorillonita, a qual foi verificada apenas qualitativamente no presente trabalho. No entanto, verifica-se divergência de resultados, uma vez que a maior parte da fração mineralógica é composta por minerais do grupo da esmectita, o qual não foi observado em análises de estudos anteriores das argilas de São Paulo.

Os argilominerais predominantes na amostra apresentam caráter expansivo, o que influencia diretamente na expansividade do solo estudado. Assim, a fração argilosa da amostra analisada pode ser considerada como bastante expansiva, devido a predominância de argilominerais do grupo da esmectita, mas é importante ressaltar que esse caráter expansivo se restringe à fração argilosa da amostra. A expansividade observada condiz com informações de campo de localidades com ocorrência de argilas cinza esverdeadas da Formação Resende e diverge da atividade do solo calculada com base nos limites de consistência obtidos ( $0,503 < 0,75$ ). A baixa atividade obtida, possivelmente está relacionada a pequena fração de argila verificada no ensaio de granulometria (33,5%) em comparação com os intervalos de granulometria observados na literatura, os quais indicam frações maiores (até 70% em amostras de Penna, 1982 e 95% nos estudos de Demarchi, 2019).

### **8.1.2. Adensamento**

Conforme apresentado no Item 6.4.3, o ensaio de adensamento foi realizado a partir de amostra extraída do bloco indeformado do “Taguá”. A Tabela 4 apresenta os dados iniciais da amostra ensaiada.

Tabela 4 – Dados iniciais da amostra – Ensaio Edométrico

Características iniciais	Valores
<b>Nomenclatura</b>	AM-01
<b>Diâmetro do corpo de prova (cm)</b>	5,00
<b>Altura do corpo de prova (cm)</b>	1,92
<b>Massa do corpo de prova(g)</b>	83,75
<b>Densidade de grãos (g/cm<sup>3</sup>)</b>	2,67
<b>Densidade natural (g/cm<sup>3</sup>)</b>	2,23
<b>Densidade seca (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1,86
<b>Índice de Vazios (e<sub>0</sub>)</b>	0,432
<b>Altura reduzida (mm)</b>	13,38

Na Figura 24 está apresentado o resultado do ensaio de adensamento em termos de índice de vazios *versus* a tensão efetiva vertical em escala logarítmica. A Figura 31a apresenta os resultados atuais e a Figura 31b demonstra resultados normalizados por e<sub>0</sub> comparados com os resultados obtidos por Demarchi (2019) em amostra reconstituída, também normalizados por e<sub>0</sub>.

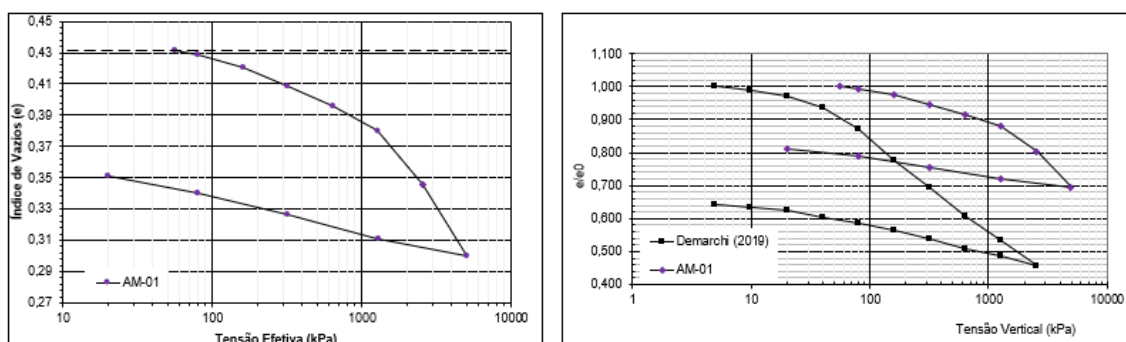


Figura 24 – Curva de adensamento do solo estudado. a) resultados atuais; b) curva atual obtida em comparação à curva obtida a partir de amostra reconstituída (Demarchi,2019) normalizadas por

e<sub>0</sub>



Com base na curva obtida na Figura 24a, verifica-se pequena variação de volume para a faixa de pressões aplicadas aos ensaios. Isso é evidenciado pelos baixos valores do índice de compressão apresentados na Tabela 5. O Taguá encontra-se num arranjo estrutural naturalmente muito denso, sendo essa a causa principal do abatimento nas curvas e os baixos valores de  $C_c$  ( $\leq 0,25$ ).

Com relação à tensão de pré adensamento, essa foi obtida a partir do método de Pacheco e Silva, e foi determinada em aproximadamente 1280 kPa. Dentro dos estudos acerca da tensão de pré adensamento dos solos argilosos cinza esverdeados da Formação Resende, observa-se resultados obtidos entre 700 kPa e 800 kPa por Pinto e Massad (1972). Penna (1982) verificou valores de até 2150 kPa, enquanto Pinto e Abramento (1998), por meio de ensaios pressiométricos, apontaram a possibilidade destas tensões chegarem até 4800 kPa.

Comparando-se os resultados obtidos com os de Demarchi (2019) na Figura 24b, observa-se significativa variação de volumes durante o ensaio com a amostra reconstituída, enquanto a amostra indeformada apresenta um intervalo de variação menor, indicando possivelmente que a amostra reconstituída não reproduziu o arranjo naturalmente denso e fortemente pré adensado do Taguá.

Com relação aos parâmetros obtidos no ensaio, a Tabela 5 sumariza os resultados.

**Tabela 4- Resultados e índices obtidos a partir do ensaio de adensamento**

Pressão de Expansão a volume constante (kPa)	56,43
Tensão de pré adensamento (kPa)	1280,00
Índice de Compressão ( $C_c$ )	0,22
Índice de Expansão ( $C_e$ )	0,14
Índice de Recompressão ( $C_r$ )	0,12

A Figura 25 apresenta os valores dos coeficientes de adensamento ( $C_v$ ) obtidos pelo método de Taylor. Observa-se inflexão no gráfico, a qual coincide com a tensão de pré adensamento estimada.

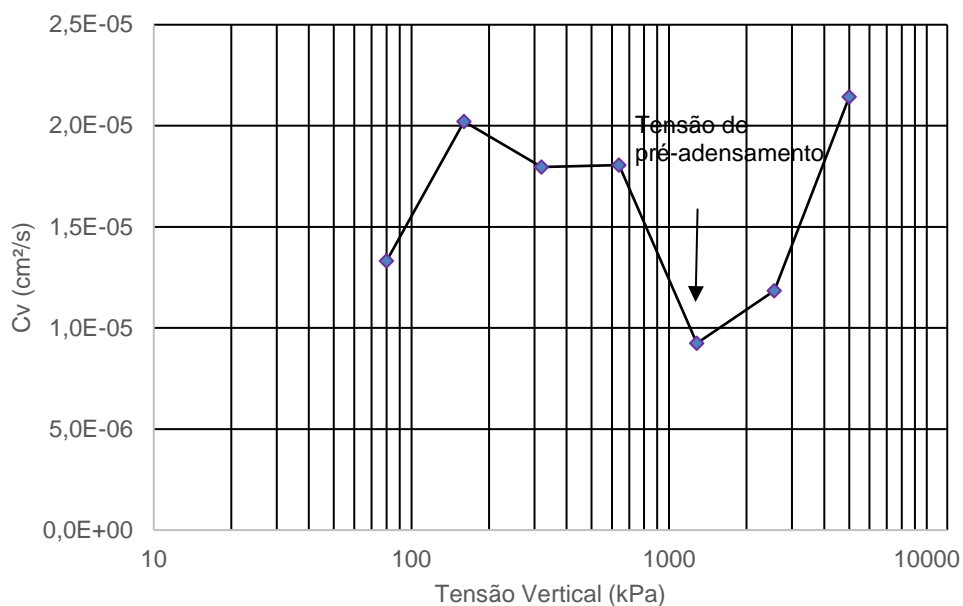


Figura 25 – Valores de Cv (cm<sup>2</sup>/s) em função da Tensão Vertical (kPa) para o corpo de prova ensaiado

### 8.1.3. Ensaios Triaxiais CIU

Foram realizados 5 ensaios CIU com tensões de adensamento de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa. Todos os corpos de prova foram retirados de bloco de solo indeformado, extraído das obras da Linha 6 Laranja do Metrô da Cidade de São Paulo. As características iniciais de cada corpo de prova estão apresentadas na Tabela 5.

Observa-se grande variação dos dados iniciais, o que possivelmente indica que o bloco sofreu ressecamento ao longo dos ensaios realizados.

**Tabela 5 – Características iniciais dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais**

<b>Corpo de Prova</b>	<b>CIU-50-I-DC</b>	<b>CIU-100-I-DC</b>	<b>CIU-200-I-DC</b>	<b>CIU-400-I-DC</b>	<b>CIU-800-I-DC</b>
<b><math>\sigma'_1</math> requerido</b>	50	100	200	400	800
<b>Altura (mm)</b>	79,55	84,65	83,65	81,14	81,80
<b>Diâmetro (mm)</b>	38,11	39,95	37,85	38,2	40,65
<b>Peso úmido (g)</b>	170,00	187,00	199,38	202,22	218,16
<b>Densidade dos grãos (g/cm<sup>3</sup>)</b>	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67
<b>Massa úmida (g)</b>	170,00	187,00	199,38	202,22	218,16
<b>Umidade (%)</b>	14,73	13,60	12,43	14,28	12,49
<b>Massa seca (g)</b>	148,17	164,61	177,33	176,95	193,94
<b><math>\gamma_{wet}</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1,87	1,88	2,12	2,17	2,05
<b><math>\gamma_{dry}</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1,63	1,65	1,88	1,90	1,83
<b>e</b>	0,64	0,62	0,42	0,40	0,46
<b>N(%)</b>	38,34	38,17	29,43	28,77	31,58
<b>S(%)</b>	0,62	0,59	0,80	0,94	0,72

Na Figura 26 são apresentados os gráficos de tensão desviadora, variações de poropressões e tensão principal maior normalizada pela tensão confinante em função da deformação.

As amostras referentes às tensões confinantes menores (50 kPa, 100 kPa e 200 kPa) exibiram um pico de resistência pouco definido atingido a baixas deformações (entre

2,0% e 4%), seguido de uma quebra/diminuição de resistência com acumulação das deformações plásticas até se atingir um valor praticamente constante para grandes deformações. Já nos corpos de prova ensaiados em tensões confinantes maiores (400kPa e 800 kPa), é possível observar mudança no comportamento do material, com a formação de picos de resistência claros em deformações menores, sendo observadas nas deformações de 2,77% e 1,48%, para as tensões confinantes de 400 kPa e 800 kPa, respectivamente. Observa-se que no ensaio com tensão confinante de 800 kPa, foi possível realizar o ensaio a deformações maiores (até 20%). O período adicional pode ser justificado pela proximidade da tensão confinante aplicada com a tensão de pré adensamento obtida para a amostra. A tensões maiores, o corpo de prova ensaiado com 800 kPa de tensão confinante, apresenta discreto ganho de resistência residual a deformações entre 13% e 15%.

De maneira geral, é importante observar que a inclinação elevada das curvas de obtidas em todos os ensaios indicam forte ganho de resistência sob pequenas deformações.

Referente às variações de poropressões, observam-se pequenos intervalos de geração de poropressões positivas nos inícios dos ensaios de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa até a ruptura. Após o pico, verifica-se grande geração de poropressão negativa, a qual se intensifica ao longo da deformação. No entanto, o comportamento da amostra ensaiada com pressão confinante de 800 kPa diverge dos demais, indicando uma possível alteração na estrutura do material, a qual pode ter sido ocasionada pela aplicação de tensões efetivas muito próximas ou maiores à tensão de pré adensamento estimada para a amostra e posterior “restauração”. Observa-se que em deformações maiores, entre 16% e 18%, as poropressões apresentam uma tendência de redução.

Com relação aos resultados normalizados pela tensão confinante, verifica-se compatibilidade com os resultados obtidos a partir das curvas apresentadas, sendo observada relação decrescente dos picos de resistência em relação às tensões confinantes aplicadas.

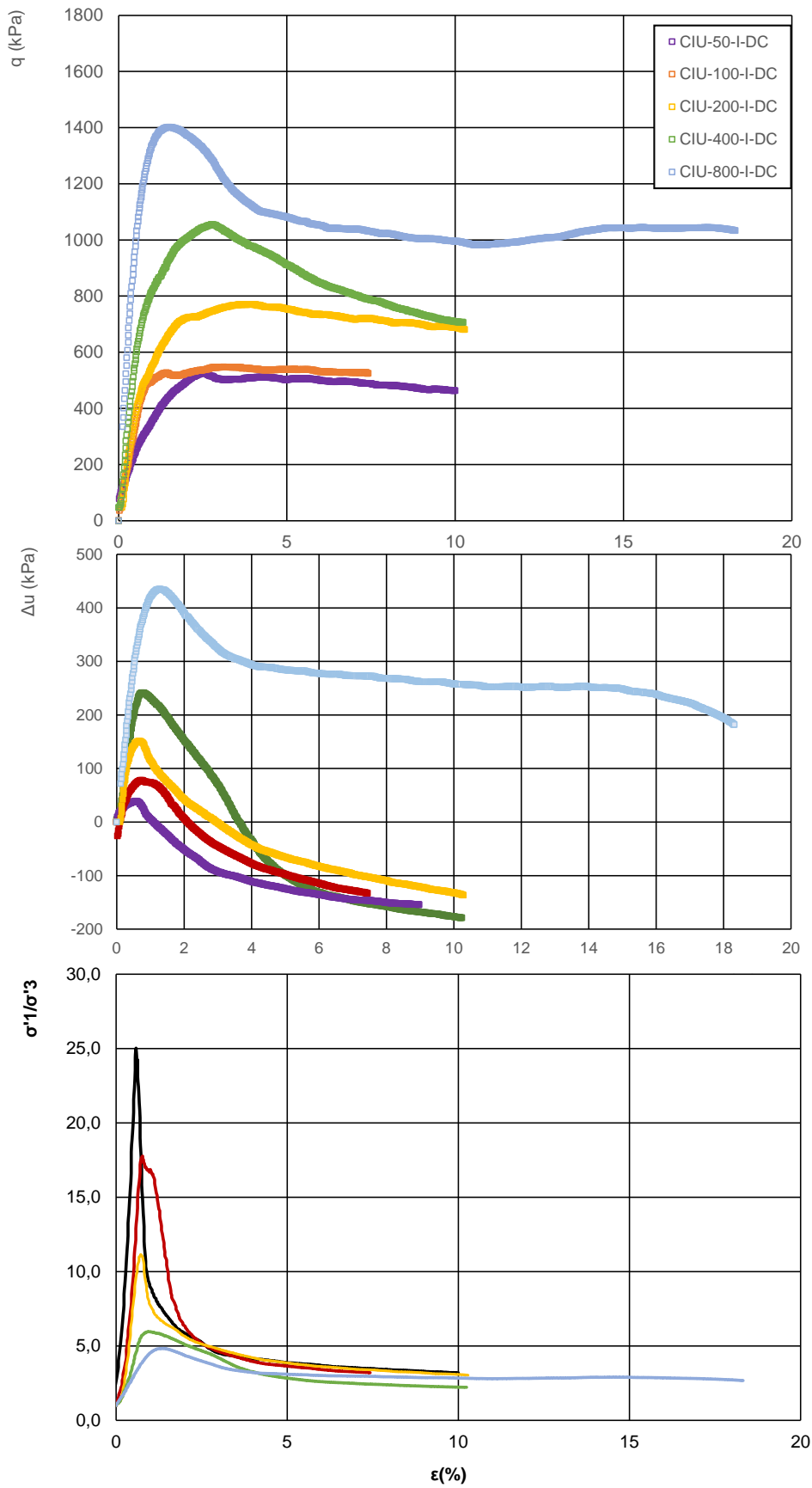


Figura 26- Curvas de tensão deformação, variação de poropressão e tensão principal normalizada com a tensão confinante, em função da deformação

A Figura 27 apresenta registro fotográfico dos corpos de prova após a execução dos ensaios.



Figura 27 – Registro fotográfico dos corpos de prova após os 04 últimos ensaios triaxiais CIU

A figura 28 apresenta as trajetórias de tensão obtidas com a envoltória de ruptura interpretada e a Figura 29 apresenta os círculos de Mohr obtidos. Observa-se uma ligeira tendência a uma envoltória curva para baixas tensões. Ao adotar uma envoltória linear os seguintes parâmetros foram obtidos:  $c' = 79$  kPa e  $\phi' = 37^\circ$ .

Observa-se coerência com os resultados obtidos e relações apresentadas. A mesma mudança de comportamento do material entre os ensaios de 400 kPa e 800 kPa é evidenciada na figura 28 de trajetória de tensões. Verifica-se pequeno intervalo para a geração de poropressão negativa no ensaio de 800kPa, enquanto os ensaios de 200 kPa e 400 kPa, apresentaram o maior intervalo e geração de poropressão negativa.

Os parâmetros de resistência obtidos divergem pouco da literatura acerca das argilas cinza esverdeadas da cidade São Paulo, sendo que o valor de coesão observado se assemelha ao valor obtido por Negro *et al* (2012) e o ângulo de atrito está na mesma ordem de grandeza que o verificado durante os estudos de Massad (1992). As diferenças podem ser explicadas com base na diferente granulometria e índices de consistência observados no presente estudo, sendo de grande influência a parcela de areia da amostra no ângulo de atrito obtido.

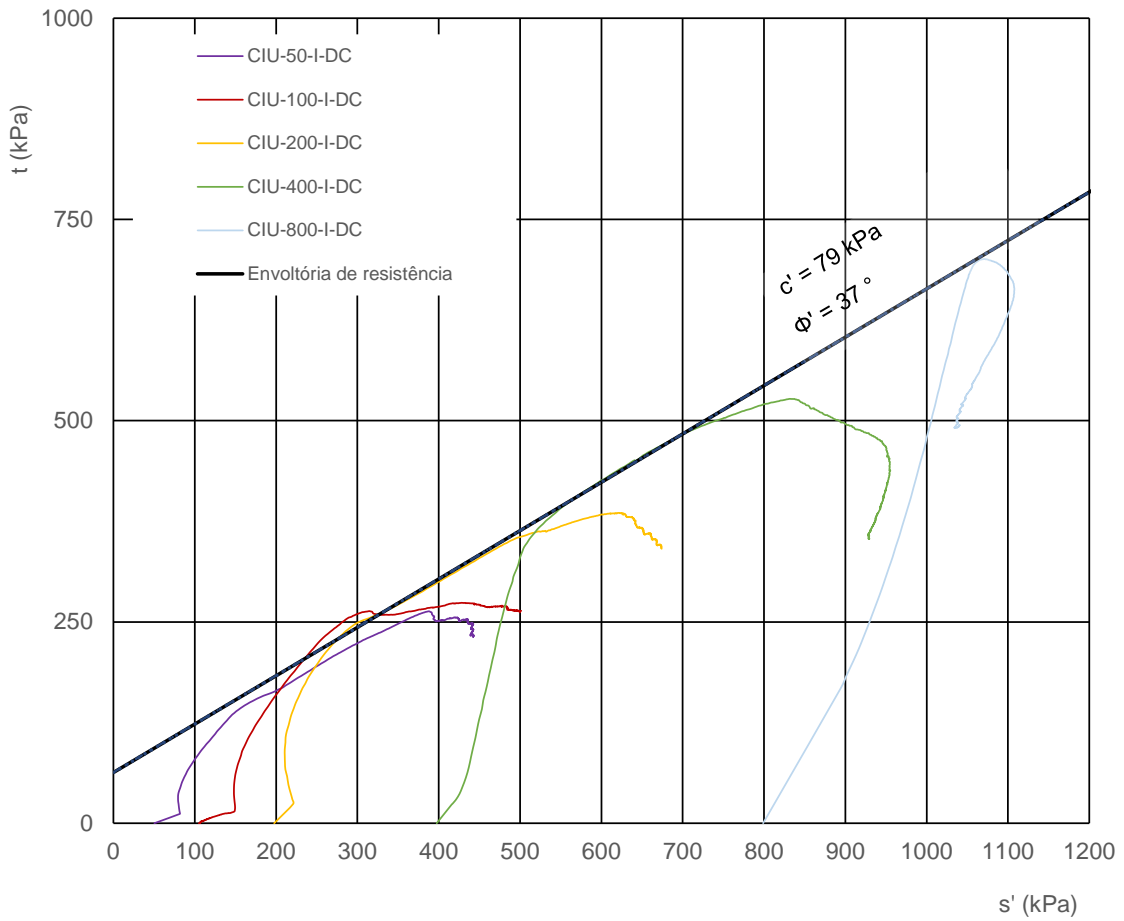


Figura 28 – Trajetórias de Tensões do ensaio de resistência

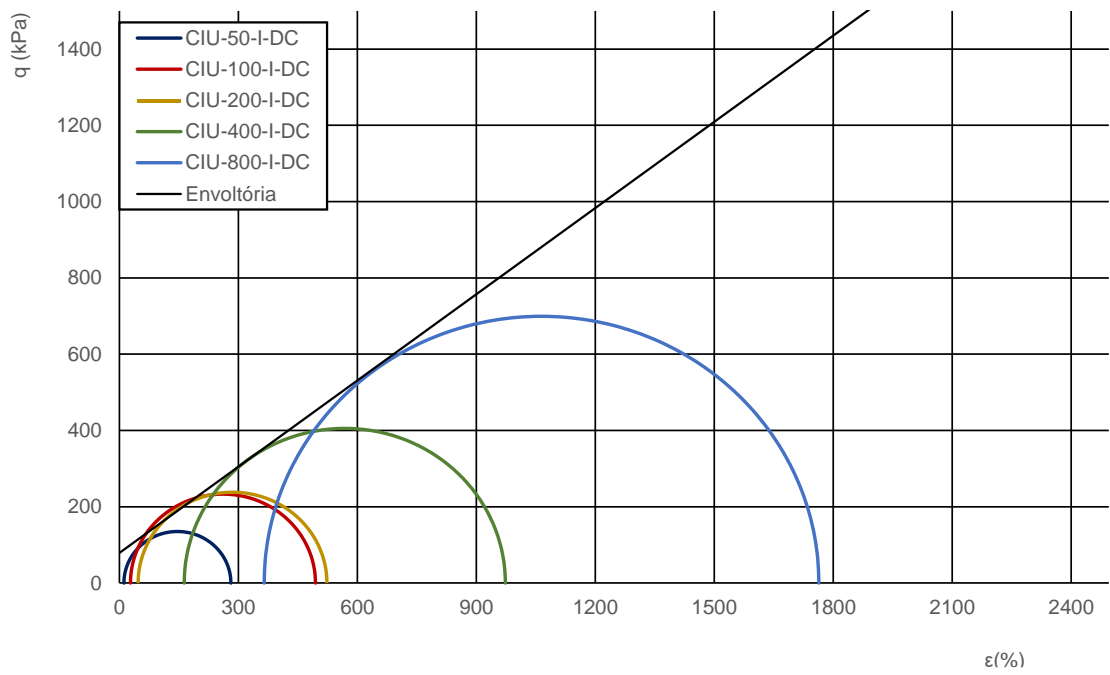


Figura 29 – Círculos de Mohr e envoltória de ruptura

Os dados obtidos, também foram comparados com os resultados observados a partir de ensaios triaxiais CIU apresentados por Demarchi (2019), onde as amostras de argila cinza esverdeada dura da Formação Resende foram ensaiadas em sua condição reconstituída. Salienta-se, no entanto, que a amostra ensaiada por Demarchi (2019) era mais plástica. Na Figura 30a são apresentados os resultados dos ensaios nas amostras indeformadas juntamente com as trajetórias dos ensaios em amostra reconstituídas. Salienta-se que as amostras reconstituídas foram ensaiadas na condição normalmente adensada e para OCRs de 2 e 5. Observa-se que há uma significativa diferença entre as envoltórias dos dois conjuntos de ensaios, mesmo para o corpo de prova ensaiado com OCR = 5. Em termos de comportamento geral, o corpo de prova com OCR = 5 tende a se comportar como a amostra indeformada, mas não apresenta o mesmo nível de resistência, como mostrado em detalhe na Figura 30b. Há indícios de que o processo de reconstituição não reproduz todos os aspectos da formação do material. Há, contudo, uma tendência de convergência para a envoltória obtida para maiores níveis de deformação. Isso sugere que a deformação tende a destruir os processos geológicos de formação do material indeformado.



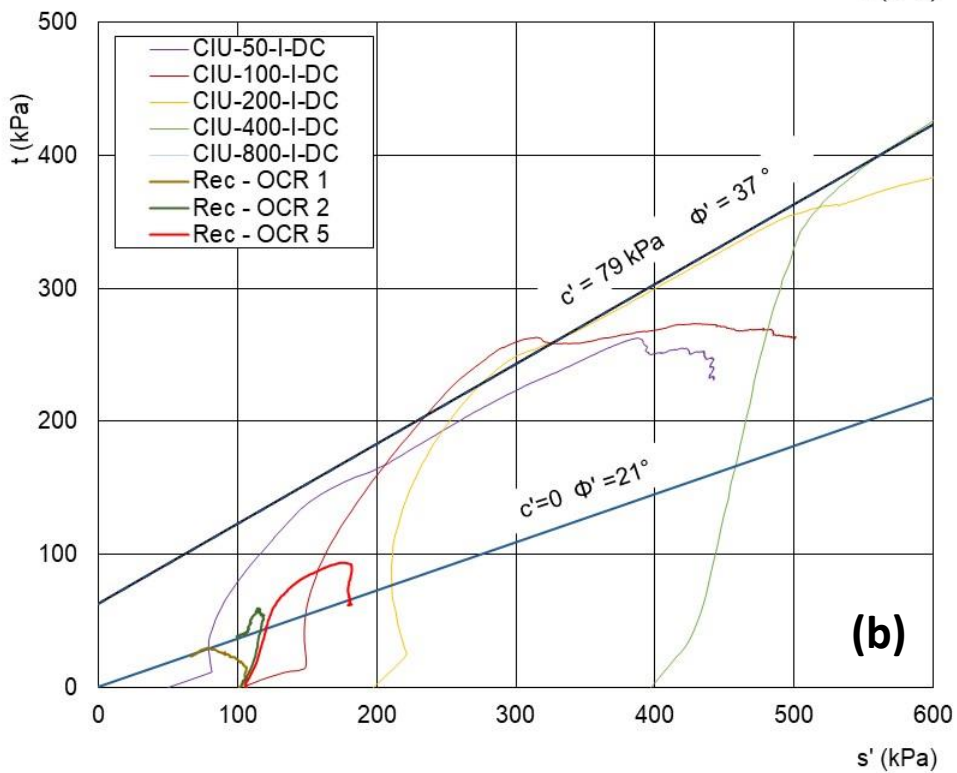
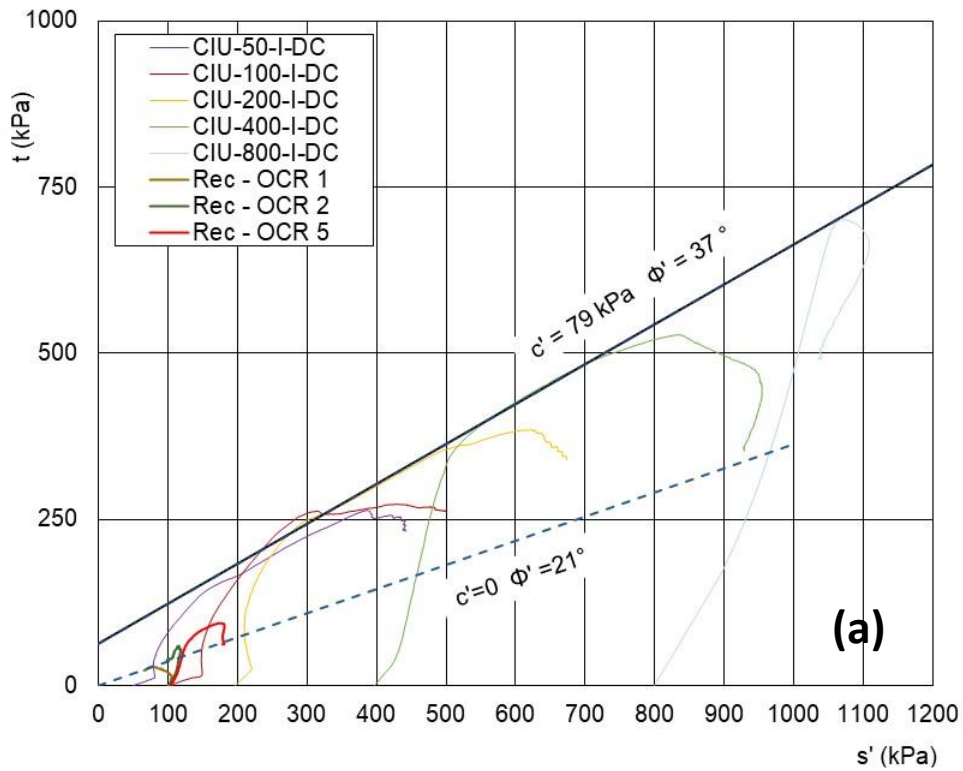


Figura 30 – Comparação entre trajetórias de tensão obtidas e trajetória observada a partir de Taguá reconstituído (OCR/RSA = 5)

Além dos parâmetros de resistência, os ensaios triaxiais permitiram a obtenção de dados acerca da deformabilidade da amostra analisada. A medição dos

deslocamentos foi externa e foi possível a obtenção de dados a partir de deformações de 0,1%.

De maneira geral, nota-se que, tal qual, nos resultados de resistência, os resultados de deformabilidade dos ensaios com confinantes de 400 kPa e 800 kPa, apresentam comportamentos distintos, com módulos de deformabilidades relativamente maiores ao longo do ensaio, se aproximando dos módulos dos demais ensaios com deformações a partir de 5%. No entanto, para todos os ensaios, observa-se ainda que os valores máximos do módulo de deformabilidade são referentes a baixas deformações (entre 0,1% e 0,3 %) e há uma tendência de redução dos módulos com o aumento das taxas de deformação, conforme esperado.

A partir da análise dos resultados dos ensaios com tensão confinante de 100 kPa, nota-se que para baixas deformações, há uma discreta variação do comportamento dos módulos, sendo que em taxa de deformação próxima a 0,6%, há um acréscimo de valores e o comportamento observado no gráfico se funde ao do ensaio de 200 kPa. Esse comportamento é semelhante ao observado no gráfico de tensão em função da deformação axial, para deformações entre 2% e 4% e na figura de trajetória de tensões.

Na Figura 31 são apresentados os módulos de deformabilidade secante normalizados pelas tensões efetivas atuantes, visando analisar o efeito do nível de tensão nos módulos de deformabilidade.

Os módulos normalizados indicam, como esperado, uma redução do módulo conforme há um aumento na taxa de deformação. Além disso, os valores de  $E_s$  normalizados se mostram bem semelhantes a partir de 0,6% para todas as tensões confinantes.

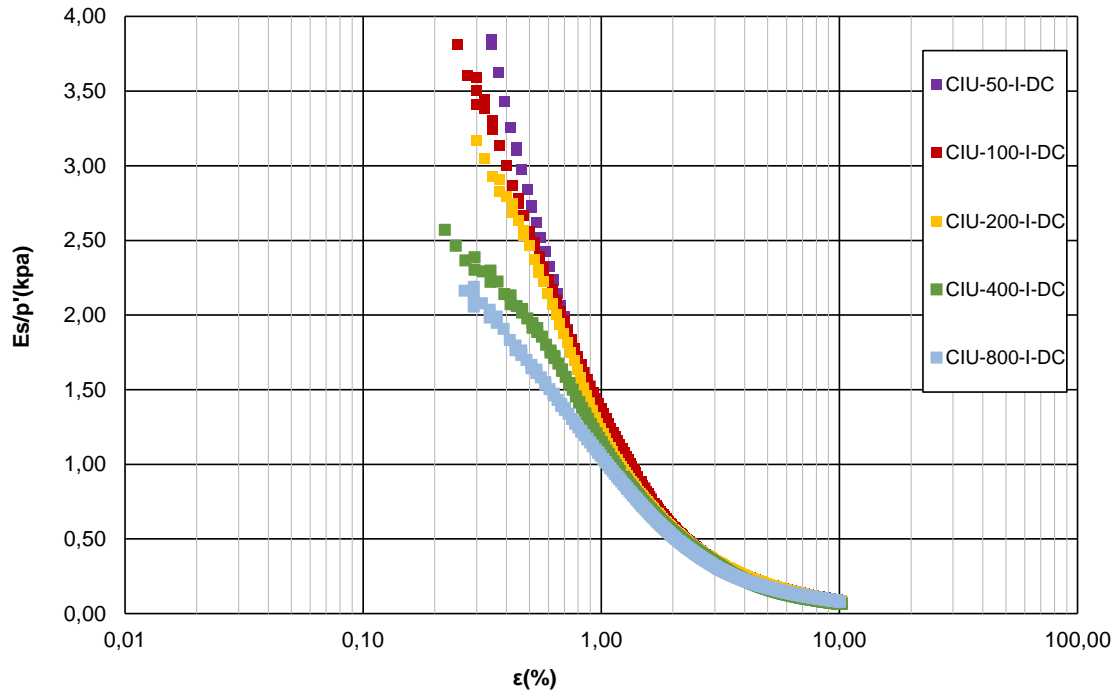


Figura 31 – Módulos de deformabilidade secante normalizados pelas tensões efetivas atuantes

Por fim, a Figura 32 compara os resultados de módulo de deformabilidade normalizados com os obtidos na literatura para a denominada argila de Londres, devido a sua semelhança de comportamento com a argila cinza esverdeada, foco do presente estudo.

Na Figura 32, os resultados atuais obtidos foram sobrepostos (linhas em azul) a figura com módulos de deformabilidade apresentados por Gasparre *et al* (2014). Embora não estejam apresentadas deformações inferiores a 0,01%, considera-se que o decaimento segue a mesma tendência observada para a argila de Londres, no entanto a argila cinza esverdeada de São Paulo apresenta-se mais rígida com módulos maiores.

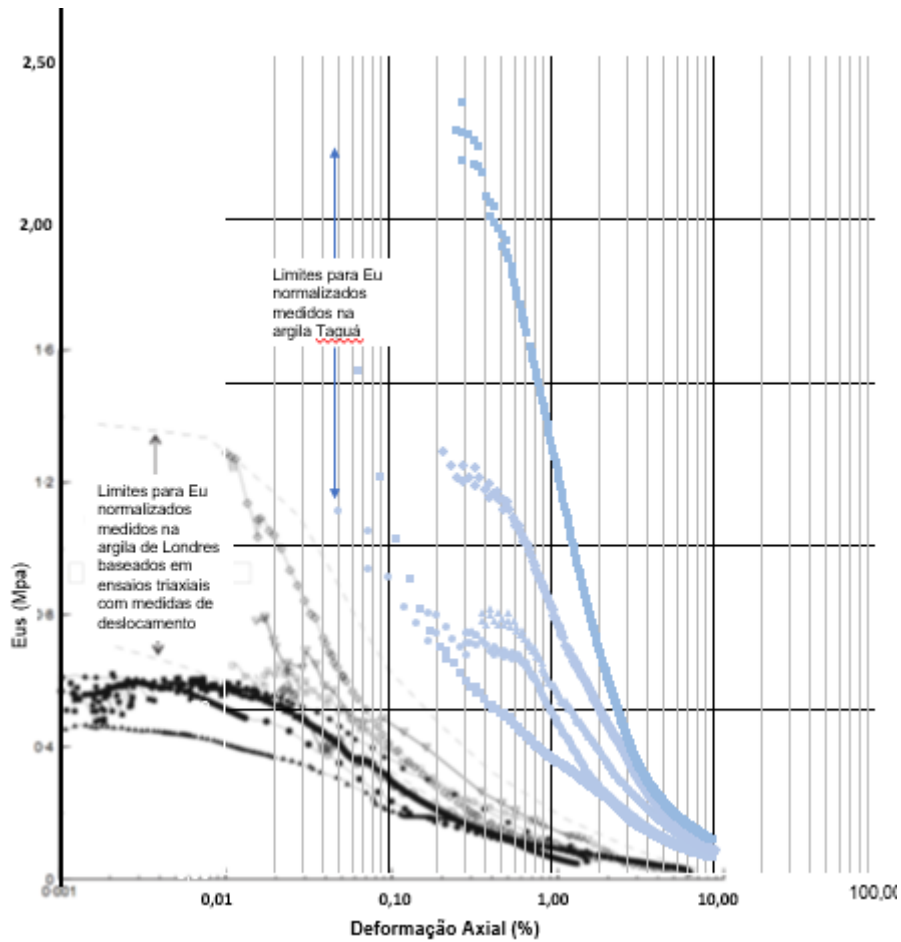


Figura 32 – Comparação de módulos de deformabilidade estudados para a argila foco do presente estudo e para a argila de Londres (modificado de Gasparre, 2014)

#### 8.1.4. Caracterização Macroscópica após os ensaios de Resistência

Observa-se claramente que o plano de ruptura dos ensaios triaxiais apresentam um alinhamento muito semelhante ao encontrado nas amostras indeformadas. Para ilustrar esse aspecto tomou-se o corpo de prova do ensaio tensão confinante de 400 kPa, para uma análise visual mais detalhada. Após secagem do material em estufa para medições de umidade final do corpo de prova, foi feita imagens do plano de ruptura. Da mesma forma tomou-se uma amostra indeformada onde os planos pretéritos aparecem. Na Figura 33 apresentam-se as imagens dos dois casos. Na Figura 33a tem-se o local do corpo de prova onde a imagem da Figura 33b foi feita. Nessa Figura observa-se o alinhamento gerado por uma deformação de aproximadamente 10%. Na Figura 33c tem-se imagens de um plano pretérito (*slickensides*). Constata-se que mesmo para um nível de deformação da ordem de 10% o plano forma-se de maneira semelhante.

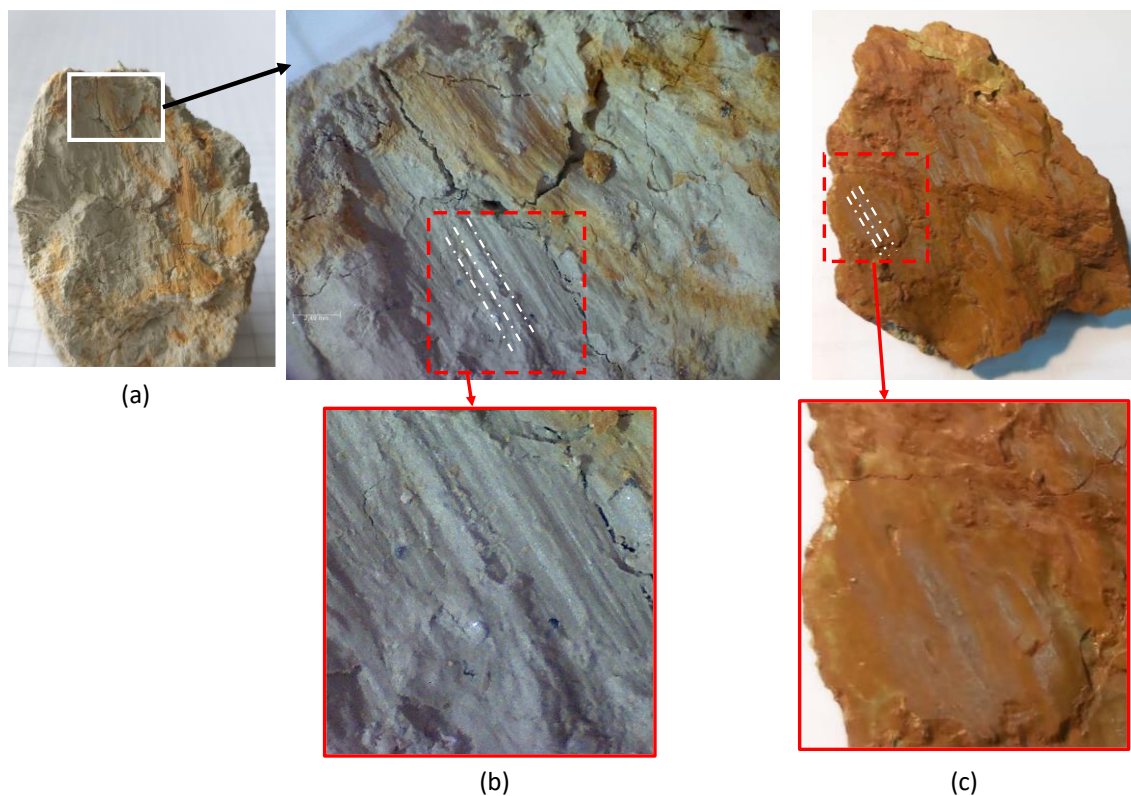


Figura 33- Imagens dos planos de ruptura (a) Plano do corpo de prova ensaiado, pós ensaio triaxial (b) detalhe do plano do corpo de prova (c) amostra indeformada com a superfície polida (slikinsides).

## 8.2. Conclusões

Utilizando uma amostra indeformada da argila dura cinza esverdeada da formação Resende, denominado Taguá, obtida nas escavações da Linha 6 Laranja do Metrô, realizaram-se ensaios geotécnicos e de mineralogia de modo a melhor compreender o comportamento desse material.

A amostragem desse material apresenta dificuldades inerentes a operação de retirada de blocos indeformados em obras com atividade intensas. Além disso, por se tratar de um material com um elevado grau de fissuramento e presença aleatória de planos pretéritos de ruptura (“Slickensides”), os blocos nem sempre apresentam um formato geometricamente simétrico. A moldagem dos corpos de prova também apresenta dificuldades por conta dos mesmos fissuramentos e em alguns casos concreções.

Com base nos resultados obtidos foi possível obter algumas conclusões sobre as características de natureza do material e sobre o seu comportamento mecânico. Para efeito de comparação, os resultados foram relacionados com dados de argilas rijas a duras não só do “Taguá”, mas também das argilas da Formação Guabirotuba e Argilas de Londres, as quais fornecem um paralelo para os dados obtidos devido às

semelhanças das características dos solos estudados (argilas rijas a duras, fortemente pré adensadas e fissuradas).

- Os limites de consistência obtidos indicaram valores de 40% para o limite de liquidez e 23% para o limite de plasticidade, semelhantes aos resultados obtidos por Negro et al (2012) e divergentes aos obtidos por Massad (1992) e Pena (1982). As divergências nesse âmbito, podem ser explicadas pelas diferentes frações de finos < 2 $\mu$  identificadas nos estudos citados, visto que no estudo atual, a fração argilosa da amostra é menor, quando comparada com as obtidas por Pena (1982) e Massad (1992);
- De acordo com o sistema unificado de solos o material se classifica como uma argila de baixa plasticidade (CL).
- A atividade do solo foi calculada em 0.5;

Ao se comparar os dados dos ensaios de classificação com os da literatura observa-se que o material estudado apresenta-se dentro da faixa encontrada por outros pesquisadores, porém tendendo ao limite inferior da plasticidade do Taguá.

- O ensaio de difração de raio X indicou a presença de minerais do grupo das esmectitas em uma proporção de 80.8%.

O valor elevado de minerais do grupo das esmectitas poderia ter sido refletivo no índice de atividade, mas esse apresentou um valor baixo sugerindo baixo potencial de expansão.

- O ensaio de adensamento forneceu os parâmetros de compressibilidade de 0.12 para o índice de recompressão ( $C_r$ ), 0.22 para o índice de compressão ( $C_c$ ) e 0.12 para o índice de expansão ( $C_e$ ).
- O coeficiente de adensamento obtido foi da ordem de  $10^{-5}$  cm<sup>2</sup>/s;
- A pressão de expansão obtida por meio de ensaio com volume constante foi de 56 kPa;
- A tensão de pré adensamento obtida foi de 1280 kPa;

Os valores obtidos para os índices de recompressão, compressão e expansão estão dentro dos valores encontrados na literatura, principalmente dentro do pacote argiloso estudado por Pena, 1982, Massad, 1992, Metrô de São Paulo (Linha Amarela), 1994 e Negro et. al 2012. Da mesma forma que o coeficiente de adensamento obtido. A pressão de expansão observada indicou um valor relativamente baixo, mas de acordo com o esperado pelo índice de atividade. O percentual de esmectita também não pôde ser associado a uma elevada pressão

de expansão, pois é restringido à porção argilosa da amostra, a qual apresentou-se abaixo dos valores obtidos na literatura. O valor da tensão de pré-adensamento mostrou-se elevado, mas abaixo dos valores máximos encontrados na literatura.

- Nos ensaios triaxiais observou-se comportamento típico de argilas sobreadensadas, com geração de picos bem definidos a baixas deformações (entre 2,77% e 1,48%), geração de poro pressão de água negativa;
- Nos ensaios com tensões confinantes menores, as curvas exibiram um pico de resistência pouco definido atingido a baixas deformações (entre 2,0% e 4%), seguido de uma diminuição de resistência com as deformações até se atingir um valor praticamente constante para grandes deformações;
- Com relação à geração de poropressões, observa-se que após a geração de poro pressões de água positivas houve uma geração de variações negativas de poro pressão;
- Os parâmetros de resistência obtidos a partir das trajetórias de tensão foram: ângulo de atrito efetivo =  $37^\circ$  e coesão efetiva = 79kPa;

O comportamento observado nos ensaios reflete o estado de um material sobre adensado, embora não se tenha observado geração de poro pressão de água no início do ensaio. Uma das conclusões mais importantes foi obtida por meio da comparação dos ensaios com amostra indeformada com aqueles obtidos por Demarchi (2019) em amostras reconstituídas. Amostras indeformadas possuem características geológicas que não são reproduzidas no processo de reconstituição, como era de se esperar. Porém, há indicações de que a envoltória no estado crítico, ou para maiores deformações, tendem a ser muito próximas.

- Os módulos de deformabilidade obtidos apresentaram valores entre 1.2 MPa e 2.5 MPa.
- Observa-se que há diferenças de comportamento entre os ensaios com tensões de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, e aqueles com tensão de 400 kPa e 800 kPa.
- A razão de degradação do módulo de deformabilidade com a deformação é muito elevada, sendo maior do que a observada para argila de Londres, principalmente para tensões confinantes maiores.

Os valores de módulo de deformabilidade obtidos são inferiores aos que são encontrados na literatura para o Taguá o que pode estar relacionado aos índices de consistência menores obtidos em comparação aos intervalos obtidos nos principais

estudos consultados (Pena, 1982, Massad, 1992, Metrô de São Paulo – Linha Amarela- 1994, Negro et. al.2012 e Demarchi, 2019).



## 9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BISHOP, A. W., HENKEL, D. J., 1957, The measurement of Soil Properties in the Triaxial Test. 1 ed. New York, Edward Arnold (Publishers) Ltd.
- BURLAND (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays, *Géotechnique* 40, 329-378.
- CHANDLER & SKEMPTON (1974). The design of permanent cutting slopes in stiff fissured clays. *Géotechnique*, Volume 24, Issue 4, 01, pages 457 –466. December 1974
- CHANDLER, R. J. Clay sediments in depositional basins the Geotechnical Cycle (3rd Glossop Lecture). *Quart. Journal Engineering Geology and Hydrology* 33, 5-39. 2000
- COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO Memorial Justificativo dos Parâmetros Geotécnicos. Da Linha Amarela do Metrô. Documento Técnico. 1994
- COTECCHIA F. & CHANDLER, R. J. A general framework for the mechanical behaviour of clays. *Géotechnique* 50, 431-447.2000
- COUTINHO J. M. V. carta geológica da região metropolitana da grande SãoPaulo. São Paulo: Governo do Estado de São Paulo, Secretaria dos Negócios Metropolitanos e EMPLASA, 1981. 2 mapas. Escala 1:100.000.
- COZZOLINO, V. M. N. Areias basais fofas na área central da Cidade de São Paulo e sua provável relação com o tectonismo local. *Revista Solos e Rochas*, v. 19. n. 2. p. 163-174, 1996.
- COZZOLINO, V. M. N. Considerações sobre o conceito de camadas, sob o ponto de vista geotécnico, na Bacia de S. Paulo. In: *Mesa Redonda: Aspectos Geológicos E Geotécnicos Da Bacia Sedimentar De São Paulo*, 1.,1980, São Paulo. Anais. São Paulo. 47 p.
- COZZOLINO, V. Tipos de sedimentos que constituem a Bacia de São Paulo. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da USP. São Paulo 1972
- DUNCAN, J. M.; BUCHIGNANI, A. L. An engineering manual for settlement studies. Berkeley: Department of Civil Engineering, University of California, 1975
- FUTAI, M. M.; CECÍLIO Jr., M. O.; ABRAMENTO, M. Resistência ao cisalhamento e deformabilidade de solos residuais da Região Metropolitana de São Paulo. In: *Negro Jr. et al. (Ed.), Twin Cities – solos das regiões metropolitanas de São Paulo e Curitiba*. São Paulo: D’Livros. Capítulo 7, p.155-188, 2012.
- GALVES & MASSAD, F. Características de argilas duras cinzas esverdeadas 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.; NISHIMURA, M. R. COOP, M.R & JARDINE, R.J. The influence of structure on the behaviour of London Clay. *Géotechnique* 57, 19-31.2007

- GERSCOVICH, Denise M. S. Estabilidade de Taludes: 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos.p 192. 2016
- GURGUEIRA, M.D. Correlação de dados geológicos e geotécnicos da Bacia de São Paulo. Dissertação de Mestrado. Instituto de Geociências. USP. São Paulo 2013.
- HARDIN, B. O. AND DRNEVICH, V. P. Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. Journal of the Soil Mechanics & Foundations Division, 98(7): 667- 692. 1972a.
- HARDIN, B. O. AND DRNEVICH, V. P. Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects. Journal of the Soil Mechanics & Foundations Division, 98(6): 603-624.1972b.
- HARDIN, B. O. AND KALINSKI, M. E. Estimating the shear modulus of gravelly soils. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 131(7): 867-875. 2005
- HEDBERG, H.DGravitational compaction of clays and shales. Am. J. Sci., 5th Ser., 31(184):241-287. .1936
- HOWARD, A. K. (1984). The revised ASTM standard on the Unified Soil Classification System. Geotechnical Testing Journal, 7(4): 216-222.
- KORMANN, A. C. M.(2002). Comportamento geomecânico da formação Guabirotuba: Estudo de Campo e Laboratório. Tese de doutorado. Escola Politécnica da USP. 429p
- KUTNER, A. S. & Bjornberg, A.J.S. (1997). Contribuição para o conhecimento geológico-geotécnico da bacia de São Paulo litotipos, notação estratigrafia e feições estruturais relevantes. Revista do Instituto de Engenharia. N. 522. pp.65-73.
- LEONARDS, G. A. & GIRAULT, P. A study of the one-dimensional consolidation test. Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech., vol. 1, p. 213. 1961.
- LEONARDS,. G. A. &RAMIAH. B. K. (1959). Time effects in the consolidation of clay. A.S.T.M. Soec. Tech. Pub. 254, p. 116.
- MARINHO, F.A.M; VARGAS, M & VILLAR, O.M Relations between suction and collapse for a Brazilian porous clay. In: Proceedings of the Second International Conference on Unsaturated Soils. Vol1, p.243-248. International Academic Publishers, China.1998
- MARTINS, I. S. M., “Notas de aula da disciplina Resistência ao Cisalhamento dos Solos”, COPPE, Rio de Janeiro, 2016a. MARTINS, I. S. M., “Notas de aula da disciplina Percolação e Adensamento”, COPPE, Rio de Janeiro, 2016b. MARTINS, I. S. S., 2017. Comunicação pessoal em 3 de julho de 2017.
- MASSAD, F. Características e propriedades 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. Resistência ao cisalhamento e deformabilidade dos solos sedimentares de São Paulo. Twin Cities – Solos das Cidades de São Paulo e Curitiba. ABMS, São Paulo. p. 107-133, 2012.

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.

MAY, R. E. Stiff sedimentary clays – Genesis and engineering behaviour – Editorial. Géotechnique 57, 1–2. 2007.

MAYNE, P. W.; KULHAWY, F. H.  $K_0$ -OCR relationships in soil. Journal of Geotechnical Engineering Division, v.108, n.6, p.851-872, 1982.

MCCLELLAND, B. Progress of consolidation in delt front and prodelta clays of the Mississippi River. In: Géotechnique, p.22-40, 1967.

MESRI, G. Discussion on “New design procedure for stability of soft clays”. J. Geotech. Eng. Div., ASCE, v.101, p.409-412, 1975.

NEGRO, A.; HATORI, A.C.A.; YASSUDA, A.J. & ROCHA, H.C. Investigações para o projeto e previsão de desempenho da estação Sacomã da Cia do Metropolitano de São Paulo. CD SEFE 7, São Paulo. 2012.

ORTIGÃO, J. A. R. (2007). Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. Terratek, Rio de Janeiro, RJ. 3ª ed., 383 p.

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. & ABRAMENTO, M. Características das argilas rijas e duras, cinza-esverdeadas de São Paulo determinadas por pressiómetro de autofuração Cankometer. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica 11, vol 2: 871- 878. 1998.

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.

PROPERTIES, Raleigh. Proceedings New York: American Society of Civil Engineers, 1975. v. 2, p. 255-259. 1975

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

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 223 p.

- SHIBUYA, S. (2000) Assessing Structure of Aged Natural Sedimentary Clays. *Soils and foundations*, 40 (3), 1-16
- SKEMPTON, A. W. (1964). Long-term stability of clay slopes, *Géotechnique* 14, 77-101.
- SKEMPTON, A. W. (1969). The consolidation of clays by gravitational compaction. *Quarterly Journal of the Geological Society*, 125(1-4), 373-411.
- SKEMPTON, A. W.(1944). Notes on the compressibility of clays. *Quarterly Journal of the Geological Society*, 100(1-4), 119-135.
- SKEMPTON, A.W. (1970). First-time slides in over consolidated clays. *Géotechnique* 20, 320-324.
- TERZAGHI, K. (1936). Stability of slopes of natural clay. *Proceedings of the 1st International Conference of Soil Mechanics and Foundations*, vol 1. 161-165.
- TRASK, P. D. (1931). Compaction of sediments. *AAPG Bulletin*, 15(3), 271-276.
- WALM, Engenharia e Tecnologia Ambiental. Relatório de Impacto Ambiental – RIMA. Linha 6 – Laranja/ Trecho São Joaquim - Brasilândia
- WHITTLE, A.J.;Hashash, Y.M.A. & Whitman, R. V. (1993). Analysis of deep excavation in Boston. *Journal of Geotechnical Engineering* 119, 69-90