

MARIANA KOZLOWSKI CALDO

**Estimativa de parâmetros geotécnicos dos solos variegados
da Formação São Paulo utilizando ensaios *in situ***

São Paulo

2015

MARIANA KOZLOWSKI CALDO

**Estimativa de parâmetros geotécnicos dos solos variegados
da Formação São Paulo utilizando ensaios *in situ***

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Ciências

São Paulo
2015

MARIANA KOZLOWSKI CALDO

**Estimativa de parâmetros geotécnicos dos solos variegados
da Formação São Paulo utilizando ensaios *in situ***

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Ciências

Área de Concentração:
Engenharia Geotécnica

Orientador:
Prof. Dr. Faïçal Massad

São Paulo

2015

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, _____ de _____ de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catlogação-na-publicação

Caldo, Mariana

Estimativa de parâmetros geotécnicos dos solos variegados da Formação São Paulo utilizando ensaios in situ / M. Caldo -- versão corr. -- São Paulo, 2015.

134 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil.

1.Solos 2.Ensaios dos Solos 3.Bacias Sedimentares I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Construção Civil II.t.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Faiçal Massad, pela orientação e dedicação durante toda a pesquisa.

Ao engenheiro Marlísio Cecílio Jr. pelas valiosas contribuições.

À Companhia do Metropolitano de São Paulo – Metrô, por ter cedido os dados para esta pesquisa. Aos geólogos Hugo Cássio Rocha, Marcelo Denser Monteiro e Fabrícia Mansoni pela atenção durante todo o desenvolvimento do trabalho.

Às empresas Bureau de Projetos e Engecorps, que me apoiaram durante o tempo dedicado ao mestrado.

Aos professores da Escola Politécnica, Marcos Massao Futai, José Jorge Nader, Maria Eugênia G. Boscov, Fernando Marinho e Waldemar C. Hachich pelos ensinamentos.

Aos funcionários do laboratório de Mecânica dos Solos, Antônio C. Heitzman, e Joaquim Costa Jr e às secretárias Gessimara e Wandréa Dantas.

Aos companheiros de trabalho Paulo Boschiero, Daniel Caldo, Mathias Hueck e Hugo Fernandes, que de alguma forma contribuíram para essa pesquisa.

Por fim, agradeço aos meus pais pelo amor, educação e oportunidades. Aos meus irmãos, pelas conversas; ao meu marido e a todos os amigos.

CALDO, M. K. **Estimativa de parâmetros geotécnicos dos solos variegados da Formação São Paulo utilizando ensaios *in situ***. 2015. 134p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2015.

RESUMO

Esta dissertação tem por objetivo a obtenção de parâmetros geotécnicos dos solos variegados da Formação São Paulo utilizando ensaios *in situ*, visando em especial estabelecer correlações entre os parâmetros de histórico de tensões, coeficiente de empuxo em repouso, módulos de deformabilidade e resistência não drenada do solo obtidos através de ensaios com o piezocone e dilatométricos.

A realização de ensaios *in situ* tem como principal vantagem a obtenção de parâmetros do solo no local de projeto, minimizando os efeitos de perturbação de amostras "indeformadas", com todas as suas consequências nos ensaios de laboratório.

Utilizando dados da expansão da Linha 2 – Verde da Companhia do Metropolitano de São Paulo (Metrô-SP) foi possível obter valores da pressão de pré-adensamento (σ_p), razão de sobreadensamento (OCR), coeficiente de empuxo em repouso (K_0), módulo de elasticidade tangente inicial (E_i), módulo de cisalhamento tangente inicial (G_0), módulo edométrico (M) e resistência ao cisalhamento não drenada (s_u) para os solos variegados da Formação São Paulo.

Esses solos são marcados por intercalações centimétricas a métricas de argilas e areias, constituindo uma característica própria com parâmetros geotécnicos distintos e lençóis empoleirados. Por esse motivo, ainda existem lacunas de conhecimento nos parâmetros de projeto.

Para concluir, foi possível validar correlações apropriadas envolvendo os parâmetros: coeficiente de empuxo em repouso, razão de sobreadensamento, módulo de elasticidade tangente inicial, módulo de cisalhamento tangente inicial (G_0), resistência não drenada e pressão de pré-adensamento através de resultados de ensaios de campo e laboratório apresentados por outros autores.

Palavras-chave: Solos variegados, piezocone e dilatômetro.

CALDO, M. K. **Assessment of Geotechnical Parameters for Soils of Sao Paulo Formation by means of in situ tests.** 2015. 134p. Thesis (Master of Sciences in Geotechnical Engineering) – Polytechnic School, University of São Paulo, São Paulo, 2015.

ABSTRACT

The purpose of this research is to obtain geotechnical parameters of the variegated soils from São Paulo's Formation through in situ tests (piezocone and dilatometer), aiming in particular to establish correlations between stress history parameters, earth pressure coefficients at rest, deformability modules and undrained strength.

The in situ tests have the major advantage of obtaining soil parameters in the project site, minimizing the effects of soil disturbances that may affect the results of laboratory tests.

Using data from geotechnical investigation carried out during the basic design of the Green Line expansion for the Metrô – SP it was possible to obtain preconsolidation pressure (σ'_p), over consolidation ratio (OCR), earth pressure coefficients at rest (K_0), Young's module (E_i), initial shear module (G_0), constrained module (M) and undrained shear strength (s_u) for the variegated soils from São Paulo Formation.

These soils are characterized by alternate layers of clays and sands, being the heterogeneity their major characteristic with different geotechnical parameters and also perched water table. For this reason, there are still knowledge gaps in the design parameters.

To conclude, it was possible to validate appropriated correlations between preconsolidation pressure (σ'_p), earth pressure coefficients at rest (K_0), over consolidation ratio (OCR), Young's module (E_i), shear module (G_0), undrained shear strength (s_u) through field and laboratory testing from others authors.

Key-words: *variegated soils, piezocone and dilatometer.*

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 1 – Introdução

Figura 1.1 – Localização do trecho de expansão da Linha 2 – Verde do Metrô-SP.	16
--	----

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica

Figura 2.1 – Mapa geológico esquemático da Região Metropolitana de São Paulo.	19
Figura 2.2 – Coluna estratigráfica dos sedimentos da Bacia de São Paulo.	21
Figura 2.3 – Mapa geológico da área de estudo.	24
Figura 2.4 – Esquema da ponteira do piezocone.	29
Figura 2.5 – Localização da pedra porosa nas posições u_1 , u_2 e u_3 no equipamento piezocone.	30
Figura 2.6 – Ábacos para o tipo de comportamento do solo segundo a classificação STBn.	32
Figura 2.7 – Curva típica de carregamento e módulos de elasticidade.	35
Figura 2.8 – Obtenção do OCR através da relação E_{u25}/s_u	36
Figura 2.9 – À esquerda, fotografia do equipamento; à direita, esquema simplificado do dilatômetro.	39
Figura 2.10 – Detalhes da lâmina dilatométrica do equipamento DMT.	39
Figura 2.11 – Equipamentos para a cravação da lâmina.	40
Figura 2.12 – Detalhes da expansão da membrana.	41
Figura 2.13 – Ábaco para classificação do comportamento dos solos e índice do material.	43
Figura 2.14 – Correlação entre K_0 e K_D	46
Figura 2.15 – Perfil geotécnico obtido com o ensaio Camkometer na região do Parque Ibirapuera.	51
Figura 2.16 – Correlações entre K_0 e OCR para o “taguá” (DMT – Sacomã e Camkometer – Ibirapuera).	52

Figura 2.17 – Valores de E_i em função da profundidade (DMT – Sacomã e Camkometer – Ibirapuera).	53
Figura 2.18 – Valores de E_i em função do SPT (DMT – Sacomã e Camkometer – Ibirapuera).	54
Figura 2.19 – Relação de E_i em função de s_u (DMT – Sacomã e Camkometer – Ibirapuera).	54
Figura 2.20 – Gráficos de E_i em função de σ'_p para os ensaios DMT-1 e DMT-2 (Estação Sacomã).	55
Figura 2.21 – Resistência não drenada (s_u) dos DMTs e do Camkometer em função do SPT	56
Figura 2.22 – Resistência não drenada (s_u) e pressão de pré-adensamento (σ'_p).	56
Figura 2.23 – Curvas granulométricas dos solos variegados da Formação São Paulo.	58
Figura 2.24 – Distribuição dos solos variegados da Formação São Paulo na Carta de Plasticidade.	58
Figura 2.25 – Solos Variegados – Praça Clóvis Bevilacqua	60
Figura 2.26 – Relação entre módulo de elasticidade tangente inicial e resistência não drenada.	61
Figura 2.27 – Perfil geotécnico, N_{SPT} e parâmetros obtidos por meio do pressiómetro (Camkometer) na região Estação Sumaré do Metrô, Vila Madalena.	61
Figura 2.28 – Tendências de variação do $G_{0,1}$ com o SPT, através do Camkometer na Av. Paulista (Argilas Vermelhas) e na Vila Madalena (Solos Variegados)	62
Figura 2.29 – Tendências de variação de s_u com o SPT, através do Camkometer na Av. Paulista (Argilas Vermelhas) e na Vila Madalena (Solos Variegados).	62

Capítulo 3 – Materiais e Métodos

Figura 3.1 – Planta de localização dos ensaios e sondagens.	64
Figura 3.2 – Perfil geológico da expansão da Linha 2 - Verde.	65
Figura 3.3 – Execução do ensaio piezocone na Ilha de ensaio 5221.	71

Capítulo 4 – Apresentação e Análise dos Resultados

Figura 4.1 – Curva granulométrica para os solos argilosos da Formação São Paulo (fácies 3Ag1).	75
Figura 4.2 – Curva granulométrica para os solos argilosos da Formação São Paulo (fácies 3Ag2).	76
Figura 4.3 – Curva granulométrica para os solos arenosos da Formação São Paulo (fácies 3Ar1).	76
Figura 4.4 – Curva granulométrica para os solos arenosos da Formação São Paulo (fácies 3Ar2).	77
Figura 4.5 – Carta de Plasticidade de Casagrande dos solos estudados.	78
Figura 4.6 – Índice de atividade dos solos variegados estudados.	78
Figura 4.7 – Ábaco de classificação do comportamento dos solos através dos resultados do CPTu das doze ilhas	80
Figura 4.8 – Correlação entre K_0 e OCR com equações de diferentes autores .	87
Figura 4.9 – Correlação entre E_i e s_u (continua).	91
Figura 4.9 (continuação) – Correlações entre E_i e SPT.	92
Figura 4.10 – Correlações entre E_i e s_u com SPT, com dados obtidos nos ensaios CPTu	93
Figura 4.11 – Correlações entre E_i e s_u com SPT, com dados obtidos nos ensaios DMT.	93
Figura 4.12 – Gráficos de s_u em função σ'_{vo} (continua).	96
Figura 4.12 (continuação) – Gráficos de s_u em função σ'_{vo}	97
Figura 4.13 – Gráficos G_0 em função de σ'_p (continua).	99
Figura 4.13 (continuação) – Gráficos G_0 em função de σ'_p	100

LISTA DE TABELAS

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica

Tabela 2.1 - Propriedades dos solos das formações São Paulo e Resende. . . .	27
Tabela 2.2 – Correlações entre R_M e K_D	48
Tabela 2.3 – Compilação das principais características dos solos variegados. .	59

Capítulo 4 – Apresentação e Análise dos Resultados

Tabela 4.1 – Resumo dos parâmetros de histórico de tensões.	82
Tabela 4.2 – Resumo dos parâmetros de resistência e módulos de deformabilidade.	84
Tabela 4.3 – Valores dos parâmetros de projeto.	85

LISTA DE SÍMBOLOS

3Agp1	Argila porosa, siltosa pouco arenosa
3Agp2	Argila siltosa, pouco arenosa
3Ag1	Argila siltosa pouco arenosa
3Ag2	Argila arenosa pouco siltosa
3Ar1	Areia fina a média argilosa
3Ar2	Areia média a grossa argilosa com pedregulhos finos e médios
4Ag1	Argila siltosa pouco arenosa
4Ag2	Argila arenosa (areia fina e média), pouco micácea
4Ag3	Argila arenosa, pouco siltosa, pouco micácea, com pedregulhos
4Ar1	Areia fina e média argilosa, pouco siltosa, pouco micácea
4Ar2	Areia média e grossa pouco argilosa
4Ar3	Areia média e grossa, pouco siltosa, com fragmentos de quartzo e pedregulhos variados
A	Teor de fração argila
B_q	Parâmetro normatizado
c'	Coesão efetiva
C_c	Índice de compressão
CPTu	Ensaio Piezocone
CU	Ensaio triaxial pré-adensado não drenado (R)
DMT	Ensaio dilatométrico
e	Índice de vazios
e_0	Índice de vazios inicial
E	Módulo de Deformabilidade
E_0	Módulo de Deformabilidade Tangente Inicial
E_{25}/E_{50}	Módulo de Deformabilidade para 25 % e 50 % da resistência
E_D	Módulo Dilatométrico (Parâmetro Intermediário do DMT)
f_s	Atrito lateral
G_0	Módulo de cisalhamento inicial

$G_{0,1}$	Módulo de cisalhamento para 0,1 % de deformação (distorção)
G_1	Módulo de cisalhamento para 1 % de deformação (distorção)
G_{25}/ G_{50}	Módulo de cisalhamento para 25 % e 50 % de deformação/distorção
g	Massa específica dos grãos
IA	Índice de atividade do solo
I_c	Índice de tipo de comportamento do solo
IP	Índice de plasticidade
I_D	Índice de Material (Parâmetro Intermediário do DMT)
K_D	Índice de Tensão Horizontal (Parâmetro Intermediário do DMT)
K_0	Coefficiente de empuxo em repouso
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
m_v	Coefficiente de compressão volumétrica
M	Módulo edométrico ou de Young
n.a.	Normalmente adensado
OCR	Razão de sobreadensamento
P_{lim}	Pressão limite (ensaio pressiométrico)
q_c	Resistência de ponta
q_t	Resistência total
Q_t	Parâmetro normalizado
R_f ou F_r	Razão de atrito
S	Grau de saturação
s.a.	Sobre-adensado
SPT	Número de golpes para cravar os 30 cm finais do amostrador
s_u	Resistência não drenada
ν	Coefficiente de Poisson
φ'	Ângulo de atrito efetivo acima dos efeitos do pré-adensamento
φ'_a	Ângulo de atrito efetivo abaixo dos efeitos do pré -adensamento
γ_n	Peso específico natural
σ'_p	Pressão de pré-adensamento

σ'_v/σ'_h	Tensão vertical efetiva ou horizontal
σ_{v0}	Tensão vertical inicial
σ'_{v0}	Tensão vertical efetiva inicial

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	OBJETIVOS E JUSTIFICATIVA.....	17
1.2	SÍNTESE DOS CAPÍTULOS.....	17
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1	ASPECTOS GEOLÓGICOS	18
2.1.1	Geologia Regional	18
2.1.1.1	Embasamento Cristalino.....	18
2.1.1.2	Sedimentos Cenozóicos.....	20
2.1.1.3	Condicionamento Estrutural.....	22
2.1.2	Geologia Local	22
2.1.2.1	Formação Resende.....	23
2.1.2.1	Formação São Paulo.....	25
2.2	ENSAIOS DE CAMPO	28
2.2.1	Ensaio com Piezocone - CPTu	28
2.2.1.1	Descrição do Equipamento e Procedimentos.....	28
2.2.1.2	Resultado do Ensaio com o Piezocone.....	31
2.2.1.3	Estimativa de Parâmetros Geotécnicos.....	33
2.2.2	Ensaio Dilatométrico - DMT	38
2.2.2.1	Descrição do Equipamento e Procedimentos.....	38
2.2.2.2	Parâmetros Intermediários.....	41
2.2.2.3	Estimativa de Parâmetros Geotécnicos.....	44
2.3	ASPECTOS GEOTÉCNICOS	49
2.3.1	Argilas cinza-esverdeadas ("taguá") da Formação Resende	49
2.3.2	Solos Variegados da Formação São Paulo	57
3	MATERIAIS E MÉTODOS	63

3.1	SONDAGENS	69
3.2	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	70
3.3	ENSAIO PIEZOCONE – CPTu	70
3.3.1	Histórico de Tensões	72
3.3.2	Módulos de Elasticidade	72
3.3.3	Resistência ao Cisalhamento	73
3.4	ENSAIO DILATOMÉTRICO – DMT.....	73
3.4.1	Histórico de Tensões	73
3.4.2	Módulos de Elasticidade	74
3.4.3	Resistência ao Cisalhamento	74
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	75
4.1	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO (LABORATÓRIO)	75
4.2	ENSAIOS COM O PIEZOCONE E DILATÔMETRO DE MARCHETTI	79
4.2.1.	Classificação do comportamento dos solos	80
4.2.2.	Faixas de variação de alguns parâmetros geotécnicos	81
4.4	CORRELAÇÕES.....	85
4.4.1	Coeficiente de empuxo em repouso e razão de sobreadensamento	85
4.4.2	Módulo de elasticidade tangente inicial e resistência não drenada	88
4.4.3	Resistência não drenada e pressão de pré-adensamento	94
4.4.4	Módulo de cisalhamento tangente inicial e pressão de pré- adensamento	98
5	CONCLUSÕES	101
5.1	PROPOSTAS PARA PESQUISAS FUTURAS.....	103
	REFERÊNCIAS	104
	APÊNDICES	110

1 INTRODUÇÃO

O crescimento populacional nas principais cidades do mundo exige cada vez mais investimentos em infraestrutura, com destaque para o transporte público de grande capacidade, por meio de trens e metrô.

Uma vez que essas obras localizam-se nos grandes centros urbanos, elas demandam cada vez mais segurança e rapidez na sua execução, bem como racionalização de custos, aumentando a viabilidade de financiamento e modicidade tarifária.

Para tal finalidade, tem-se utilizado cada vez mais os ensaios *in situ* como forma de se obter os parâmetros para os projetos geotécnicos de forma rápida, segura e precisa.

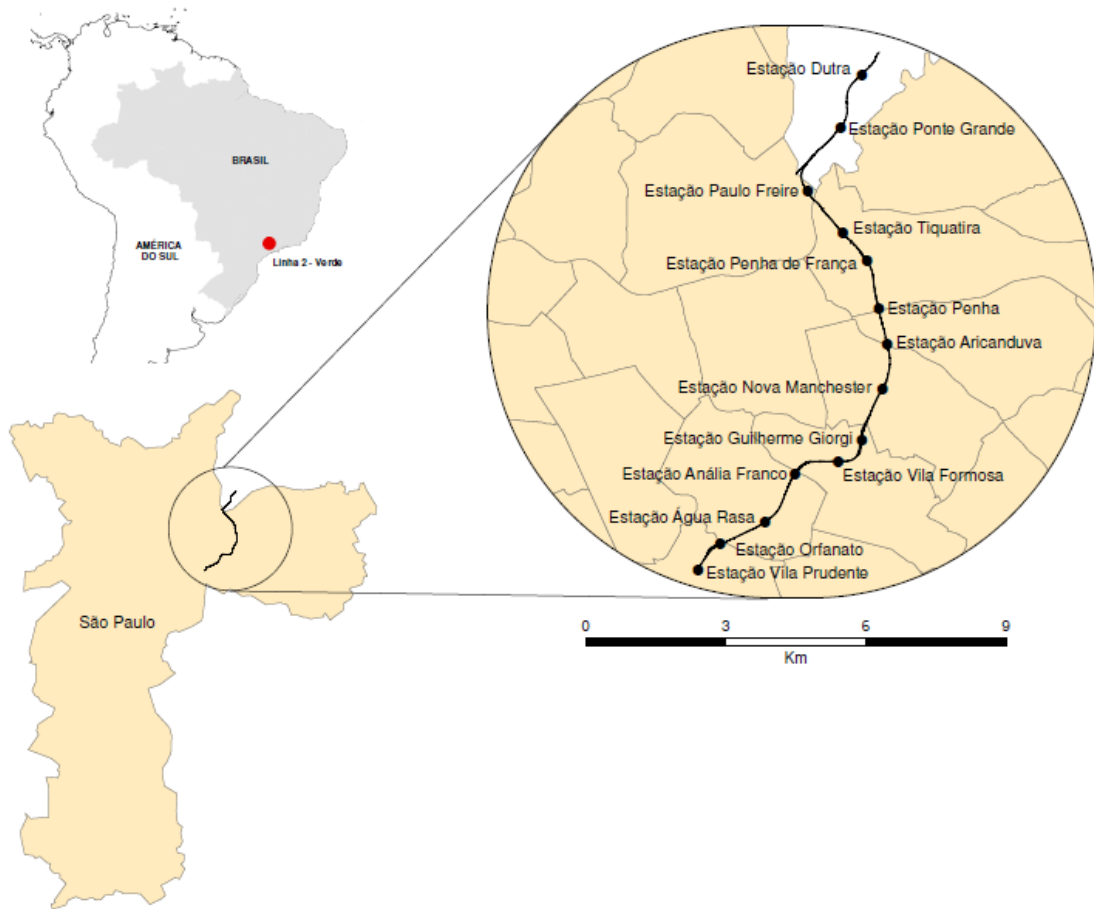
Estes ensaios são feitos no próprio lugar de construção da obra, têm custos menores em relação ao total de amostras abrangidas, prazo de execução rápido e permitem ensaiar grandes volumes de solos.

As obras da Companhia do Metropolitano de São Paulo (Metrô-SP) têm utilizado estes ensaios, em especial o ensaio com o piezocone (CPTu) e o dilatométrico (DMT), os quais foram executados no projeto básico da expansão da Linha 2 – Verde, na zona leste da cidade de São Paulo.

Desta forma, a presente pesquisa consiste na análise dos dados de investigações geológico-geotécnicas executados no projeto básico dessa expansão, a qual inclui as estações Vila Prudente (em operação), Orfanato, Água Rasa, Anália Franco, Vila Formosa, Guilherme Giorgi, Nova Manchester, Aricanduva, Penha, Penha de França, Tiquatira, Paulo Freire, Ponte Grande e Dutra. A Figura 1.1 apresenta a localização da área de estudos.

O traçado da expansão da Linha 2 - Verde atravessa entre outras litologias, os solos variegados da Formação São Paulo, pertencentes à Bacia de São Paulo e os quais compõem grande parte dos solos do município.

Figura 1.1 – Localização do trecho de expansão da Linha 2 – Verde do Metrô-SP.



Os solos variegados são marcados por intercalações centimétricas a métricas de argilas e areias, constituindo uma característica própria com parâmetros geotécnicos distintos e lençóis empoleirados. Massad (2012) comenta a necessidade de novos estudos para apresentar faixas de valores e correlações entre parâmetros geotécnicos para esse tipo de solo.

Para identificação dos valores de histórico de tensões, módulos de deformabilidade e resistência não drenada, utilizaram-se os dados cedidos pelo Metrô-SP, os quais constituíram-se em sondagens, ensaios de caracterização do solo, ensaios com o piezocone e ensaios dilatométricos, realizados na ocasião do projeto básico da expansão da Linha 2 – Verde.

Sendo assim, os parâmetros dos solos variegados obtidos nesta pesquisa através dos ensaios *in situ* podem servir de base para outros projetos de engenharia, diminuindo as incertezas assumidas nos projetos de engenharia.

1.1 OBJETIVOS E JUSTIFICATIVA

A presente pesquisa objetiva a obtenção de parâmetros geotécnicos através da interpretação dos ensaios *in situ* realizados na campanha de investigações geológico-geotécnicas do projeto básico de expansão da Linha 2 – Verde do Metrô na cidade de São Paulo, Brasil, prevista para estabelecer ligação entre a atual Estação Vila Prudente e a futura Estação Dutra, zona leste da cidade.

Utilizando em especial os dados de sondagens, ensaios de caracterização do solo e ensaios com o piezocone e ensaios dilatométricos, o presente estudo visa caracterizar os solos variegados com relação ao seu histórico de tensões, coeficiente de empuxo em repouso (K_0), módulos de deformabilidade e resistência não drenada.

A definição desses parâmetros através da comparação desses ensaios vem preencher uma lacuna de conhecimento, apresentando uma importante ferramenta para futuros projetos, com a diminuição das incertezas geológico-geotécnicas, aumento do grau de confiabilidade das obras e consequente diminuição dos riscos assumidos e eventual racionalização de custos.

1.2 SÍNTESE DOS CAPÍTULOS

A estrutura da dissertação da presente pesquisa consiste em cinco capítulos, além dos itens de referências bibliográficas e apêndices.

O primeiro capítulo trata da introdução, com a descrição dos objetivos, a justificativa da pesquisa e síntese dos capítulos.

A revisão bibliográfica do tema é apresentada no Capítulo 2, abrangendo os aspectos geológicos da região, ensaios de campo utilizados na pesquisa e aspectos geotécnicos dos solos em questão.

No Capítulo 3 são apresentados os materiais e métodos utilizados nesta pesquisa, envolvendo a apresentação dos dados obtidos e a metodologia para análise.

Os resultados das análises são mostrados no Capítulo 4 e as conclusões desta pesquisa são apresentadas no Capítulo 5.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta pesquisa envolve os aspectos dos solos da Bacia de São Paulo (em especial a Formação São Paulo) e dos ensaios *in situ* disponíveis para obtenção de parâmetros.

Neste capítulo é apresentada a revisão da literatura sobre os aspectos geológicos, ensaios de campo e aspectos geotécnicos.

2.1 ASPECTOS GEOLÓGICOS

2.1.1 Geologia Regional

A expansão da Linha 2 – Verde do Metrô de São Paulo atravessará solos Cenozóicos da Bacia Sedimentar de São Paulo e solos residuais do embasamento.

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, uma das unidades integrantes do *Rift* Continental do Sudeste do Brasil – RCSB (RICCOMINI, 1989), iniciou seu preenchimento concomitante com sua depressão original ocorrida durante o Paleógeno. Sua formação ocorreu sob a ação de um campo de esforços distensivos de direção NNW-SSE, causador da reativação, como falhas normais, de antigas zonas de cisalhamento Proterozóicas de direção NE-ENE. Durante o Cenozóico, novas reativações ocorreram ao longo das falhas pré-existentes gerando, em menor escala, novas estruturas (RICCOMINI; SANT'ANNA; FERRARI, 2004).

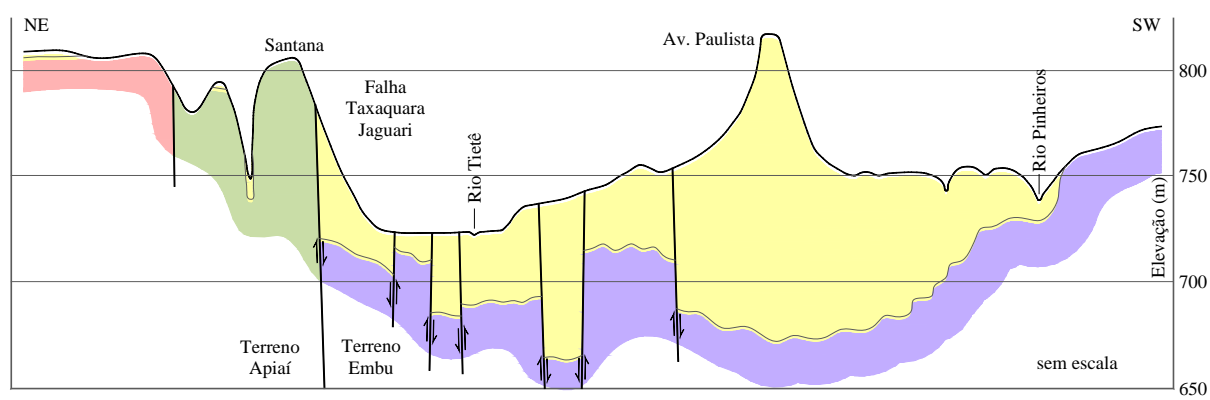
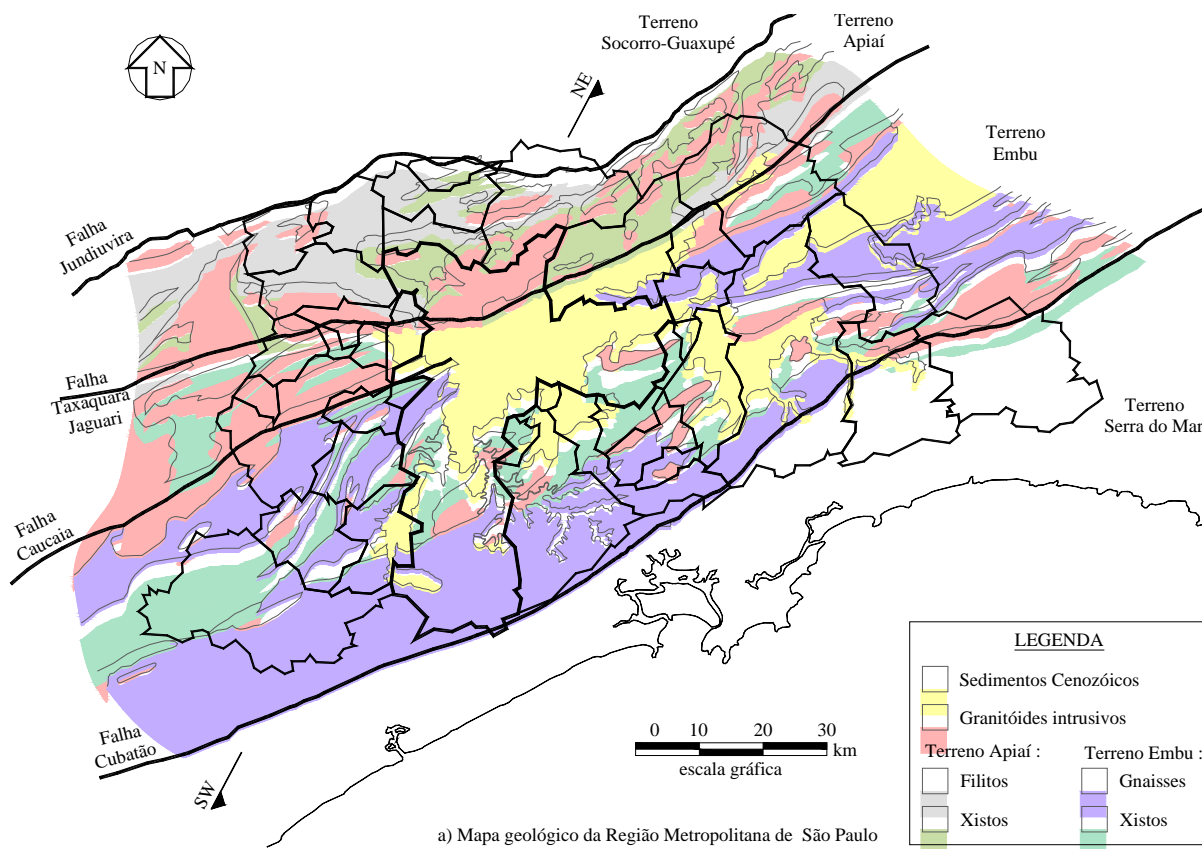
2.1.1.1 Embasamento Cristalino

O embasamento da Bacia de São Paulo é contextualizado na Faixa Ribeira, unidade tectono-estrutural formada durante o evento orogenético Brasileiro, Neoproterozóico, onde terrenos distintos estão tectonicamente justapostos por meio de um complexo conjunto de falhas transcorrentes de orientação ENE-WSW. A Zona de Cisalhamento Taxaquara-Jaguari separa as principais unidades nas quais está sedimentada a Bacia de São Paulo. São elas, o Complexo Embu (pertencente ao

Terreno Embu), a sul, e os grupos São Roque e Serra do Itaberaba (pertencentes ao Terreno Apiaí), a norte (PERROTTA *et al.*, 2005).

A Figura 2.1 representa esquema da geologia da Região Metropolitana de São Paulo com relação aos municípios da região metropolitana e seção esquemática NE-SW.

Figura 2.1 – Mapa geológico esquemático da Região Metropolitana de São Paulo.



Fonte: Futai; Cecílio e Abramento (2012).

O Terreno Embu é composto por rochas supracrustais metamorfasadas em diferentes graus, apresentando rochas gnaiss-migmatíticas e metapelitos.

O Terreno Apiaí apresenta-se em uma faixa de quase 200 km de extensão por 50 km de largura e é dividido em dois grupos de rochas metavulcanossedimentares, os grupos São Roque, com baixo grau metamórfico, na qual predominam filitos, metarenitos e metacarbonatos, e a Serra do Itaberaba, de grau metamórfico médio, na qual predominam micaxistos. Devido à intensa tectônica transcorrente atuante na região a estratigrafia dos diferentes grupos e mesmo a relação entre eles é bastante discutida (JULIANI, 1992).

A intrusão de diversos corpos, variando de *stocks* a batólitos, é resultado do intenso magmatismo granítico que afeta os terrenos Embu e Apiaí. Estes corpos podem ser individualizados em suítes de acordo com seu caráter tectônico, que varia entre pré-, sin- e pós-colisional.

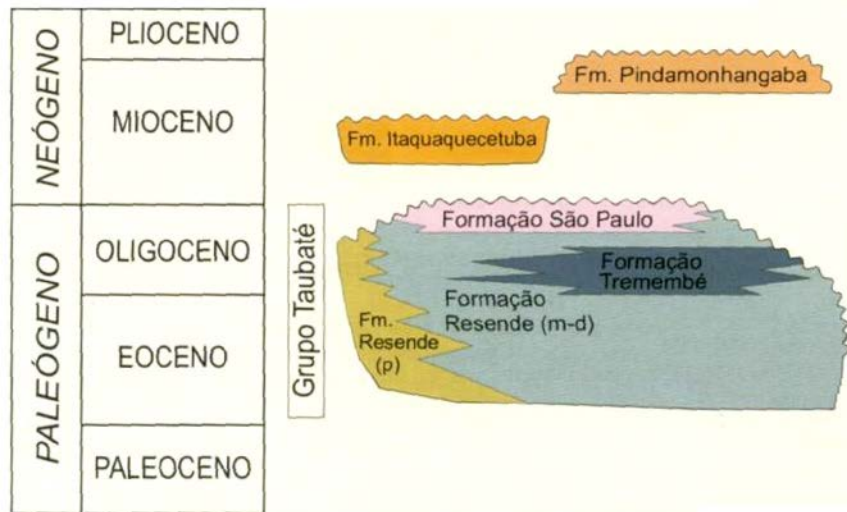
2.1.1.2 Sedimentos Cenozóicos

A Bacia de São Paulo é preenchida por sedimentos neógeno-paleógenos. Ela encontra-se na área central do município e em manchas isoladas ao sul, próximo das represas Billings e Guarapiranga; a leste, por toda a margem esquerda do Tietê e municípios adjacentes; e a sudeste, invadindo os municípios de São Caetano e São Bernardo.

As principais unidades sedimentares que compõem a estratigrafia da Bacia de São Paulo são, da mais antiga para a mais nova, o Grupo Taubaté, composto das formações Resende, Tremembé e São Paulo, e a Formação Itaquaquecetuba e Pindamonhangaba. A Figura 2.2 mostra a coluna litoestratigráfica representante da bacia.

Os sedimentos da Formação Resende, amplamente distribuídos na base da Bacia de São Paulo, foram depositados em ambientes de leques aluviais em posições proximais e depósitos aluviais de rios entrelaçados nas porções distais, podendo chegar a espessuras superiores a 250 metros. A porção proximal, disposta nos níveis basais e laterais da bacia, próximos às zonas de falha tectonicamente ativas durante a deposição, constituem-se de conglomerados, brechas e diamictitos polimícticos em matriz argilosa a arenosa. Os depósitos distais compreendem lamitos e arenitos ocasionalmente conglomeráticos de coloração cinza-esverdeada.

Figura 2.2 – Coluna estratigráfica dos sedimentos da Bacia de São Paulo.



Fonte: modificado de Riccomini; Sant'Anna e Ferrari (2004).

A Formação Tremembé, crono-correlata à Formação Resende, teve sua deposição associada a ambientes lacustres em condições semi-áridas, resultando em uma intercalação decimétrica de argilas esverdeadas e argilas orgânicas cinza-escuras a pretas. Ocorre de forma restrita na Bacia de São Paulo.

A Formação São Paulo, correspondente ao topo do Grupo Taubaté, ocorre em porções altas da bacia, especialmente ao longo do espigão central da Paulista, onde pode chegar a espessuras de até 70 m. Sua deposição se deu em clima úmido associado a rios meandrantos, o que resultou em duas litofácies distintas, uma de areias grossas a conglomeráticas com níveis métricos siltíticos e argílicos, associadas a canais dos rios meandrantos, e outra a qual predomina uma gradação de areias grossas a argilitos, associada a depósitos de rompimento de diques marginais e de planícies de inundação.

A Formação Itaquaquetuba, a qual não se relaciona com o Grupo Taubaté, ocorre sobre rochas do embasamento cristalino da Bacia de São Paulo e depósitos aluviais holocênicos dos rios Tietê, Pinheiros e Tamanduateí. Sua deposição está associada a um sistema fluvial entrelaçado, com predomínio de areias de granulação variada, podendo apresentar estratificações cruzadas, além de conglomerados polimíticos e lamitos maciços esverdeados.

Os sedimentos aluviais quaternários ocorrem ao longo dos córregos e várzeas do município, raramente ultrapassando espessuras maiores que 10 metros. Geralmente estão associados a conglomerados basais e argilo-arenosos com

presença de estratificações cruzadas nos níveis arenosos, capeados por argilas com concentração variável de matéria orgânica.

Pacotes descontínuos de colúvio encontram-se de forma generalizada na Região Metropolitana de São Paulo e possuem espessuras pouco significativas. Tratam-se de sedimentos caracterizados por cascalheiras com fragmentos arredondados de quartzo e quartzito formando *stone lines* na base do pacote, capeados por sedimentos argilo-arenosos.

2.1.1.3 Condicionamento Estrutural

O condicionamento estrutural predominante do embasamento cristalino da Bacia de São Paulo são as zonas de cisalhamento e falhas transcorrentes com direção, em escala regional, ENE-WSW. Este sistema de falhas foi desenvolvido durante o Neoproterozóico, no clímax metamórfico e deformacional destas rochas e foi reativado em diversas ocasiões durante o Cenozóico, destacando-se aí a importância dos falhamentos normais associados às grandes zonas de cisalhamento que foram, em parte, responsáveis pela subsidência que gerou o *rift* no qual a Bacia de São Paulo se desenvolveu.

Uma análise da profundidade dos sedimentos da bacia indica como o abatimento de blocos foi importante para o processo de subsidência que gerou o espaço físico para seu preenchimento, por meio da reativação, com deslocamento normal, das falhas do embasamento da bacia, como foi apontado por um exame dos tensores de deformação destas falhas (CAMPANHA *et al.*, 1985). A reativação destas falhas foi um processo que se manteve após a sedimentação da bacia, gerando falhas no pacote sedimentar. Riccomini (1989) aponta para o desenvolvimento estrutural Cenozóico da Bacia de São Paulo uma história mais complexa do que somente a reativação normal das falhas, envolvendo também eventos compressivos transcorrentes locais.

2.1.2 Geologia Local

A geologia local do trecho estudado compreende os solos sedimentares da Bacia de São Paulo, solos residuais e rocha do embasamento cristalino da bacia, além de depósitos aluvionares e tecnogênicos.

A presente pesquisa visa obter parâmetros geotécnicos e correlações dos solos variegados da Formação São Paulo. Além disso, são feitas análises comparativas com os solos da Formação Resende. Dessa forma, este item descreve as principais características dos solos da Bacia de São Paulo, com ênfase para as formações Resende e São Paulo.

A Figura 2.3 apresenta o mapa geológico da expansão da Linha 2 – Verde, localizando o traçado do Metrô e as estações previstas no projeto básico.

O mapa geológico apresentado mostra o traçado da expansão da Linha 2 – Verde e a localização das estações previstas no projeto básico. Nota-se que a maior parte das estações encontra-se sobre os sedimentos da Bacia de São Paulo.

A denominação das unidades litológicas utilizada neste trabalho refere-se à mesma nomenclatura adotada pelo Metrô nos seus projetos, a qual foi apresentada inicialmente por Kutner e Bjornberg (1997), com a finalidade de padronizar uma nomenclatura, atribuindo a cada litologia suas principais propriedades e características.

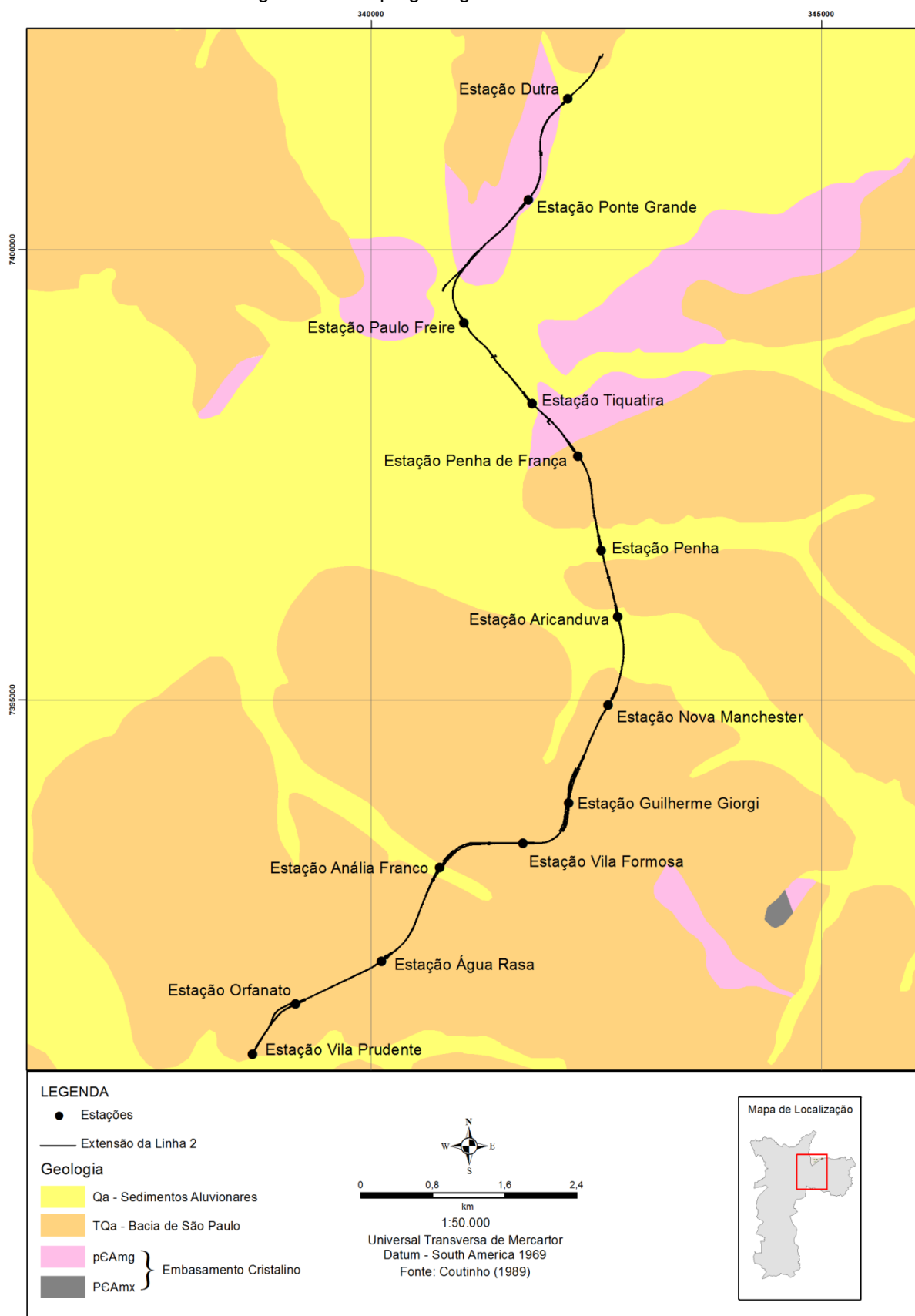
2.1.2.1 Formação Resende

A Formação Resende se estende por quase toda a base da expansão da Linha 2 – Verde. Ela é subdividida nas seguintes fácies argilosa e arenosa, descritas a seguir.

Fácies Argilosa:

- Argila siltosa pouco arenosa (areia fina e média), medianamente plástica a plástica, de consistência rija a dura, cinza-esverdeada (4Ag1);
- Argila arenosa (areia fina e média), pouco micácea, pouco a medianamente plástica, de consistência rija e dura, cinza (4Ag2); e
- Argila arenosa, pouco siltosa, com pedregulhos variados, medianamente plástica a plástica, de consistência rija a dura, cinza e marrom (4Ag3).

Figura 2.3 - Mapa geológico da área de estudo.



Fonte: adaptado de Coutinho (1981).

Fácies Arenosa:

- Areia fina e média argilosa, pouco siltosa, pouco micácea, pouco plástica, pouco compacta a compacta, cinza e amarela (4Ar1);
- Areia média e grossa argilosa pouco siltosa, medianamente a muito compacta, cinza e amarela (4Ar2); e
- Areia média e grossa pouco siltosa, com fragmentos de quartzo e pedregulhos variados, medianamente a muito compacta, cinza e amarela (4Ar3).

Na área da pesquisa ocorre predomínio de areia fina e média argilosa (4Ar1), intercalada com pacotes de argila siltosa pouco arenosa (4Ag1).

A Formação Resende apresenta valores de N_{SPT} consideravelmente mais elevados do que os valores da Formação São Paulo, algo em torno de 20 a 60 golpes. Valores atipicamente baixos de N_{SPT} ocorrem e podem estar relacionado à ocorrência de paleoleitos de rios, que podem ter gerado um retrabalhamento destes sedimentos Neógeno-Paleógenos. Outra hipótese consiste em uma movimentação recente destes sedimentos, possivelmente tectônica, responsável por diminuir sua resistência nos ensaios de penetração e que pode inclusive ter condicionado o traçado do curso d'água (METRÔ-SP, 2012).

No trecho em questão ocorre a presença de sedimentos litificados da Formação Resende, conhecido geotecnicaamente por “taguá”, resultado de um processo hidrotermal (METRÔ-SP, 2012). Além disso, intercalados a estes sedimentos, encontram-se camadas de “taguá amolecido”, denominação apresentada inicialmente por Pinto e Abramento (1998).

O contato entre as formações Resende e São Paulo apresenta-se irregular, entre as cotas 735 e 740 (METRÔ-SP, 2012).

2.1.2.2 Formação São Paulo

A Formação São Paulo ocorre, em geral, nas cotas acima de 735 a 740 metros, sobreposta à Formação Resende. As fácies constituintes desta formação são:

Fácies Argilosa – Argilas Vermelhas:

- argila porosa, siltosa pouco arenosa, de consistência mole a média, vermelha (3Agp1); e
- argila siltosa pouco arenosa, de consistência rija, vermelha (3Agp2).

Fácies Argilosa – Solos Variegadas:

- argila siltosa pouco arenosa, de consistência rija e dura, variegada (3Ag1); e
- argila arenosa pouco siltosa, de consistência média a dura, variegada (3Ag2).

Fácies Arenosa – Solos Variegados:

- areia fina a média argilosa, medianamente compacta a compacta, amarela e vermelha (3Ar1); e
- areia de granulação variada argilosa, com pedregulhos finos e médios, compacta a medianamente compacta, vermelha (3Ar2).

No trecho analisado, predominam camadas de argilas siltosas pouco arenosas (3Ag1) com intercalações de areias finas e médias argilosas (3Ar1), com ocorrências subordinadas de unidades de argila arenosa (3Ag2) e areias médias a grossas argilosas (3Ar2). Essa intercalação caracteriza solos variegados, alvo de estudo nesta pesquisa.

Além destas intercalações, ocorrem argilas porosas vermelhas (3Agp1 e 3Agp2) restritas às porções mais elevadas do trecho, em sua maioria acima dos 785 metros. Elas formam uma cobertura superficial dos sedimentos do Grupo Taubaté, recobertos por aterro. Embora a unidade 3Agp2 não seja descrita como porosa na proposta original de Kutner e Bjornberg (1997), ela apresenta similaridades com a unidade de argilas porosas, 3Agp1, e possui um índice de vazios relativamente elevado, da ordem de 1,2 a 1,3 (METRÔ-SP, 2012).

Na área investigada, os valores de N_{SPT} na Formação São Paulo concentram-se entre 13 e 30. Existe uma tendência, ainda que sutil, destes valores aumentarem conforme maior a profundidade (METRÔ-SP, 2012).

A Tabela 2.1 apresenta um resumo das principais características dos solos das dessas formações, com ênfase para granulometria, plasticidade, consistência e cor.

Tabela 2.1 - Propriedades dos solos das formações São Paulo e Resende.

Formação	Predominância	Nome popular	Fácies*	Granulometria	Plasticidade	Consistência	Cor	Idade
São Paulo	Argila	Argila Porosa	3Agp1	Argila porosa, siltosa pouco arenosa	-	Mole / Média	Vermelha	Paleógeno
			3Agp2	Argila siltosa, pouco arenosa	-	Rija	Vermelha	
		Solos variegados	3Ag1	Argila siltosa pouco arenosa	-	Rija / Dura	Amarela / Cinza / Vermelha	
			3Ag2	Argila arenosa pouco siltosa	-	Média / Dura	Amarela / Cinza / Vermelha	
	Areia	Solos variegados	3Ar1	Areia fina a média argilosa	-	Medianamente / Compacta	Amarela / Vermelha	
			3Ar2	Areia média a grossa argilosa com pedregulhos finos e médios	-	Medianamente / Compacta	Vermelha	
Resende	Argila	"Taguá"	4Ag1	Argila siltosa pouco arenosa	Medianamente / Plástica	Rija / Dura	Cinza Esverdeada	Paleógeno
		-	4Ag2	Argila arenosa (areia fina e média), pouco micácea	Pouco / Medianamente	Rija / Dura	Cinza	
			4Ag3	Argila arenosa, pouco siltosa, pouco micácea, com pedregulhos	Pouco	Rija / Dura	Cinza / Amarela	
	Areia	Areias Basais	4Ar1	Areia fina e média argilosa, pouco siltosa, pouco micácea	Pouco	Pouco Compacta / Muito Compacta	Cinza / Amarela	
			4Ar2	Areia média e grossa pouco argilosa	-	Medianamente / Muito Compacta	Cinza / Amarela	
			4Ar3	Areia média e grossa pouco siltosa, com fragmentos de quartzo e pedregulhos variados	-	Medianamente / Muito Compacta	Cinza / Amarela	

Fonte: adaptado de Metrô-SP (2012). *Nomenclatura apresentada por Kutner e Bjornberg (1997).

2.2 ENSAIOS DE CAMPO

Para o desenvolvimento da presente pesquisa, analisaram-se os resultados dos ensaios CPTu e DMT cedidos pelo Metrô-SP.

Esse item apresenta a descrição desses ensaios envolvendo os equipamentos, os dados obtidos com os ensaios e a interpretação dos resultados através de correlações empíricas.

2.2.1 Ensaio com Piezocone - CPTu

O ensaio do cone de penetração, que posteriormente evoluiu para o piezocone, consiste na cravação de uma ponteira cônica no terreno a uma velocidade constante. Como resultado é possível determinar a estratigrafia de perfis de solo, as propriedades geotécnicas deste e a previsão da capacidade de carga de fundações.

As primeiras referências a este ensaio se deram na década de 30 na Holanda (BARENTSEN, 1936; BOONSTRA, 1936), consolidando-se a partir da década de 50 (BEGEMANN, 1965).

A dificuldade de comparação dos dados obtidos com os diferentes ensaios levou a uma padronização pela *International reference test procedure* - IRTP (LUNNE *et al.*, 1999) acompanhado de normas regionais: no Brasil NBR 12.069/MB-3406 (ABNT, 1991), restrito ao ensaio de cone e nos Estados Unidos D-5778 (ASTM, 1995, revisada em 2000), abrangendo o piezocone.

2.2.1.1 Descrição do Equipamento e Procedimentos

O piezocone é um cone elétrico instrumentado com células de carga que medem os valores de resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s) à medida que se dá a cravação a uma velocidade constante de $20 \text{ mm/s} \pm 5 \text{ mm/s}$. Além destas medidas, o equipamento permite a contínua monitoração das pressões neutras (u) geradas durante o processo.

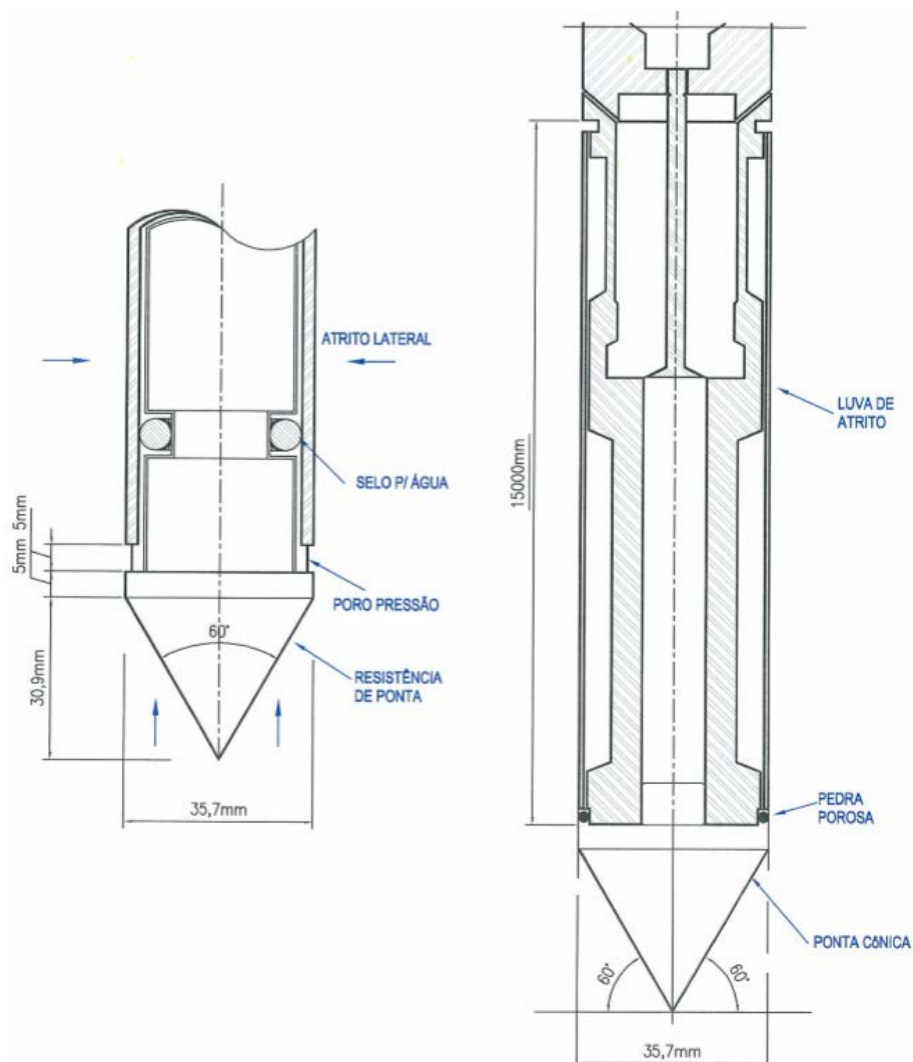
A norma brasileira padroniza apenas os cones com medida de resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s). Para as medidas de pressões neutras (u), obtidas através do equipamento piezocone, recorre-se às normas internacionais.

Segundo a NBR 12.069/MB-3406 (ABNT, 1991), o cone da ponteira padrão (10 cm^2) deve ter um ângulo da ponta de $60^\circ \pm 5^\circ$ e diâmetro de base entre 34,8 mm e 36,0 mm, resultando numa área em projeção horizontal compreendida entre $9,5 \text{ cm}^2$ e $10,2 \text{ cm}^2$. Deve ter e manter com o uso uma rugosidade média (R_a), como definida pela NB-93 (ABNT, 2002), inferior a $1 \mu\text{m}$. A base cilíndrica do cone elétrico deve ter uma altura compreendida entre 2 mm a 10 mm.

A luva de atrito deve ter o mesmo diâmetro da base do cone, com tolerância de 0,5 mm. A área da superfície externa da luva deve ser de $150 \text{ cm}^2 \pm 3 \text{ cm}^2$, mantendo o mesmo padrão de rugosidade definido para o cone.

Para representar a ponteira do piezocone, a Figura 2.4 mostra o esquema do cone com a localização dos sensores de medição da resistência de ponta, atrito lateral e pressão neutra.

Figura 2.4 – Esquema da ponteira do piezocone.

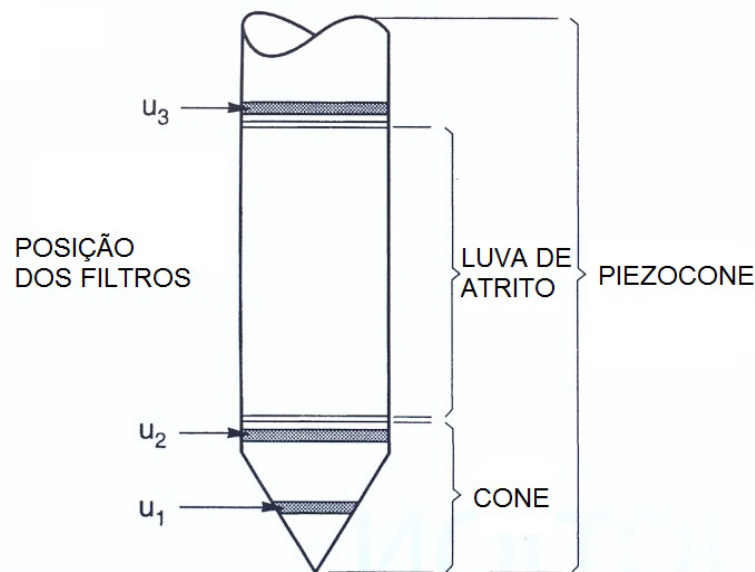


Fonte: Metrô-SP (2012).

No caso do piezocone, a pedra porosa ou filtro pode estar posicionado na ponta cônica (posição u_1), entre a ponta e a luva (posição u_2) ou na luva (posição u_3). O diâmetro deste elemento deve ser 0,2 mm inferior ao do cone e luva. Os dados referentes aos valores de poropressão utilizados nesta pesquisa referem-se à u_2 , portanto, sempre que for citado este valor, trata-se de u_2 .

A Figura 2.5 apresenta o esquema do piezocone com as diferentes posições dos filtros.

Figura 2.5 – Localização da pedra porosa nas posições u_1 , u_2 e u_3 no equipamento piezocone.



Fonte: Lunne; Robertson e Powell (1997).

O sistema de transmissão de dados geralmente é automático e composto por um conversor analógico/digital (*data logger*) e um computador. Existem no mercado diversos tipos de sistemas, como os que utilizam cabos na transmissão dos dados, os que utilizam sistema *wireless*, os que armazenam dados na própria ponteira e sistemas híbridos que possuem o sistema *wireless* junto com o cartão de memória para armazenamento dos dados na ponta do cone.

Antes de se proceder ao ensaio, devem ser feitos procedimentos de manutenção e calibração do equipamento, inspecionando os desgastes e avarias na ponta cônica e na luva de atrito. Além disso, a calibração da ponteira deve ser feita periodicamente, de acordo com o uso, utilizando uma célula de carga e um macaco hidráulico manual reagindo na própria estrutura de cravação (CAMPANELLA, 2005).

Dois procedimentos são utilizados para a saturação dos elementos filtrantes do piezocone, saturação por meio da aplicação de vácuo em câmara de calibração/saturação no piezocone, e a saturação somente dos elementos porosos e do fluido em câmara de vácuo, com posterior montagem do piezocone em campo. O fluido de saturação pode ser água deairada, óleo de silicone, óleo de glicerina ou óleo mineral.

2.2.1.2 Resultados do Ensaio com o Piezocone

Embora não execute coleta de amostras para a classificação do tipo de solo, os resultados obtidos com os ensaios com o piezocone permitem a classificação do comportamento dos solos e a obtenção de parâmetros geotécnicos através de correlações empíricas.

Os dados primários obtidos com esses ensaios são a resistência de ponta (q_c), o atrito lateral (f_s) e a poropressão (u_2). A razão de atrito (R_f ou F_r , em inglês) é o primeiro parâmetro obtido com estes resultados e é obtido dividindo o atrito lateral e a resistência de ponta.

É necessário corrigir a resistência de ponta (q_c), face à atuação da pressão neutra (u_2) na base do cone, correção que é insignificante nas areias (desde que os valores de q_c sejam muito maiores do que os valores de u_2) e pode ser representativa em solos de granulção fina.

O uso de ábacos para identificação do solo foi difundido por Robertson *et al.* (1986) e Robertson (1990), através da determinação de 9 zonas de classificação, baseadas no “tipo de comportamento do solo”, cujo termo em inglês é *soil behaviour type* – *SBT*. Salieta-se que esta classificação responde ao comportamento mecânico do solo, como a resistência, sobreadensamento (OCR) e sensibilidade e não diretamente aos critérios de classificação baseados na granulometria e plasticidade dos solos.

Em geral, a classificação apresentada pelo ensaio CPTu tem uma boa correspondência com as classificações geológicas. No entanto, em alguns casos podem ocorrer discordâncias, por exemplo, um solo com 60% de areia e 40% de argila é classificado como argila arenosa e não areia argilosa, pois o comportamento plástico da argila é predominante no comportamento deste solo (ROBERTSON, 2013).

Dessa forma, Robertson (1990) propôs a utilização de parâmetros normalizados (Q_t , B_q e F_r) para estimar o tipo de comportamento do solo, segunda as equações:

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{(\sigma_{v0} - u_0)} \quad (2.1)$$

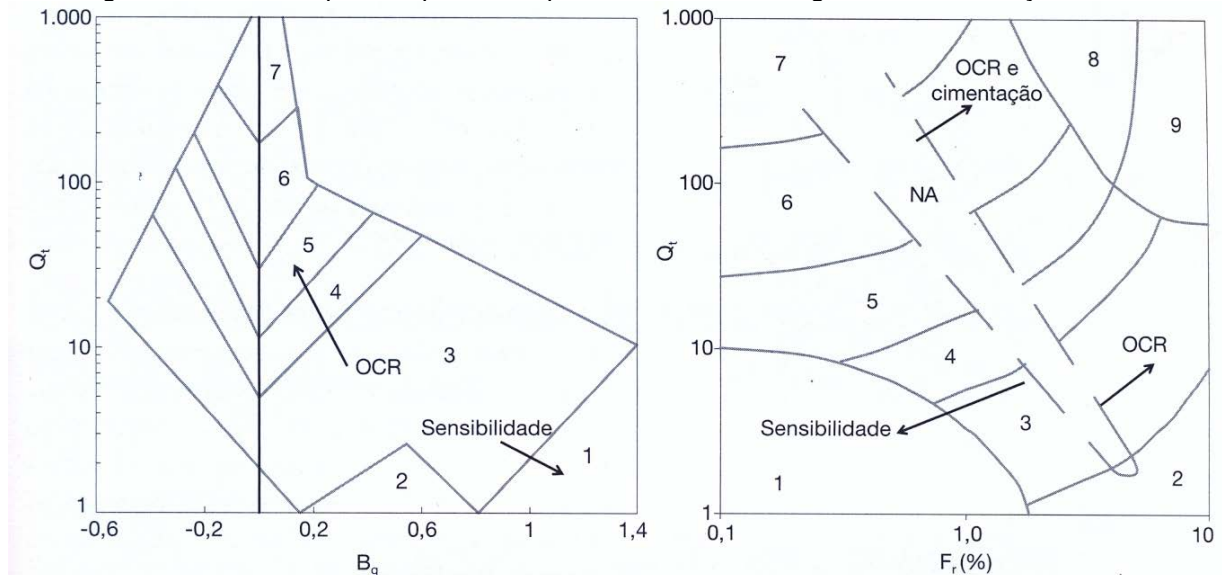
$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad (2.2)$$

$$R_f = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \cdot 100\% \quad (2.3)$$

onde u_0 são as pressões hidrostáticas e σ_{v0} é a tensão vertical *in situ*.

A Figura 2.6 apresenta os ábacos para orientar a identificação do tipo comportamento do solo com parâmetros normalizados.

Figura 2.6 – Ábacos para o tipo de comportamento do solo segundo a classificação STBn.



Legenda: zona 1: Solo fino sensível; zona 2: solo orgânico e turfas; zona 3: argilas – argilas siltosas; zona 4: argila siltosa – silte argiloso; zona 5: siltes arenosos – areias siltosas; zona 6: areias limpas – areias siltosas; zona 7: areias com pedregulhos – areias; zona 8: areias – areias limpas; zona 9: areias finas rígidas.

Fonte: original em Robertson (1990); reproduzido em Schnaid e Odebrecht (2012).

2.2.1.3 Estimativa de Parâmetros Geotécnicos

Através dos resultados dos ensaios e de correlações empíricas é possível obter os seguintes parâmetros geotécnicos: pressão de pré-adensamento (σ'_p), razão de sobre-adensamento (OCR), coeficiente de empuxo em repouso (K_0), módulo de elasticidade tangente inicial (E_i), módulo de cisalhamento tangente inicial (G_0), módulo edométrico (M) e resistência ao cisalhamento não drenado (s_u).

Pressão de Pré-adensamento (σ'_p)

A pressão de pré-adensamento (σ'_p), máxima tensão efetiva pela qual o solo foi submetido no passado, é diretamente correlacionada à resistência da ponta do piezocone ou ao excesso de poropressão gerado durante a cravação.

Para os solos da Bacia de São Paulo não é confiável a utilização de valores de poropressão, pois a intercalação de areias e argilas e a presença de lençóis empoleirados podem produzir um efeito de sucção no solo, o que faria a pedra porosa perder sua saturação e medir valores não representativos do solo.

Diferentes autores, como Kulhawy e Mayne (1990) e Chen e Mayne (1996), apresentam o cálculo da pressão de pré-adensamento para solos com essa característica através da Equação 2.4.

$$\sigma'_p = K_1(q_t - \sigma_{vo}) \quad (2.4)$$

O que difere entre esses autores é o coeficiente K_1 . Na literatura, estes valores variam entre 0,1 e 0,5 apontando para um valor médio igual a 0,3. Através da análise de alguns solos, Kulhawy e Mayne (1990) apresentaram o valor de K_1 igual a 0,33 e Chen e Mayne (1996) mostraram que K_1 é igual a 0,305.

Razão de Sobre-adensamento (OCR)

A razão de sobre adensamento, relação entre a máxima tensão vertical efetiva que o solo já foi submetido e a tensão vertical efetiva atuante, pode ser definida através da Equação 2.5.

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (2.5)$$

A sua aplicação requer a determinação da tensão vertical efetiva, o que é relativamente fácil de obter quando o solo se encontra submerso. Em casos de subsolos com lençóis empoleirados, o efeito da sucção se manifesta, dificultando ou mesmo impossibilitando a determinação do OCR. Seria necessário valer-se de cones que permitam medir, direta ou indiretamente, a sucção, conforme está sendo estudado por Giacheti (2015) na sua linha de pesquisa ao desenvolver o uso de ponteira TDR (*Time Domain Reflectometry*) para avaliação do efeito da sucção na interpretação de resultados de ensaio CPT. A adaptação dessa ponteira para o uso conjugado com o piezocone foi apresentada por Esquivel e Vaz (2009), com objetivo de medir a sucção nos solos insaturados.

Coefficiente de Empuxo em Repouso (K_0)

O coeficiente de empuxo em repouso é definido pela razão entre as tensões efetivas *in situ*, horizontal e vertical, conforme Equação 2.6.

$$K_0 = \frac{\sigma'_{ho}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.6)$$

Através de correlações empíricas, diferentes autores apresentaram propostas para a obtenção dos valores de K_0 para solos coesivos através dos resultados do ensaio com o piezocone.

Dados de diversos pesquisadores (*apud* PINTO, 2000) permitiram estender a conhecida Fórmula de Jaky (1944) para a obtenção do K_0 de solos sobreadensados, como mostra a Equação 2.7.

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi')\text{OCR}^{\text{sen}\phi'} \quad (2.7)$$

Os valores de OCR dessa equação dependem da pressão de pré-adensamento (σ'_p), que é determinado utilizando-se a Equação 2.4 de Kulhawy e Mayne (1990).

Kulhawy; Jackson e Mayne (1989) e Kulhawy e Mayne (1990) apresentaram correlação empírica para estimar o K_0 através da Equação 2.8.

$$K_0 = 0,1 \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \quad (2.8)$$

Expressões como essa requerem sempre a sua validação, através de comparações com valores de K_0 obtidos através de outros tipos de ensaios, sejam de laboratórios, sejam de campo.

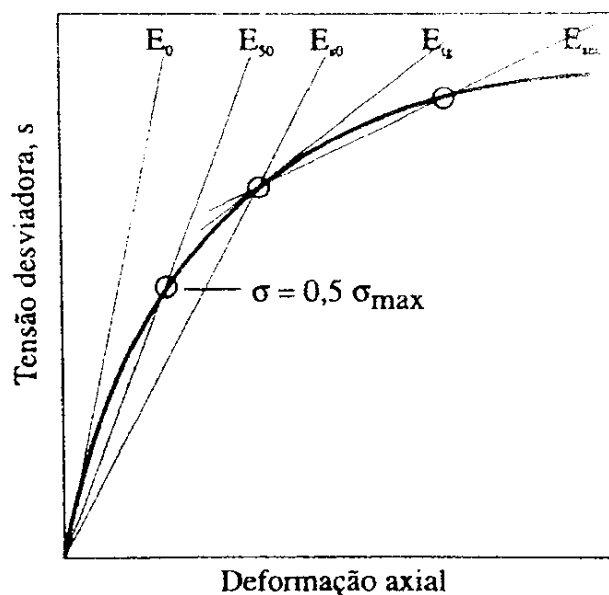
Módulo de Elasticidade Tangente Inicial (E_i)

O comportamento tensão-deformação dos solos, de modo geral, não pode ser considerado elástico, pois após um carregamento normalmente se verifica uma respectiva deformação irreversível.

Ao tentar representar esse carregamento em um gráfico tensão-deformação, verifica-se uma curva semelhante à apresentada na Figura 2.7, com várias formas de caracterizar o módulo de elasticidade de um solo.

Por exemplo, o módulo de elasticidade tangente inicial (E_i ou E_0) corresponde à condição inicial do carregamento, com deformação nula ou muito pequena e o módulo E_{50} corresponde à deformação associada a 50% da tensão de ruptura.

Figura 2.7 – Curva típica de carregamento e módulos de elasticidade.



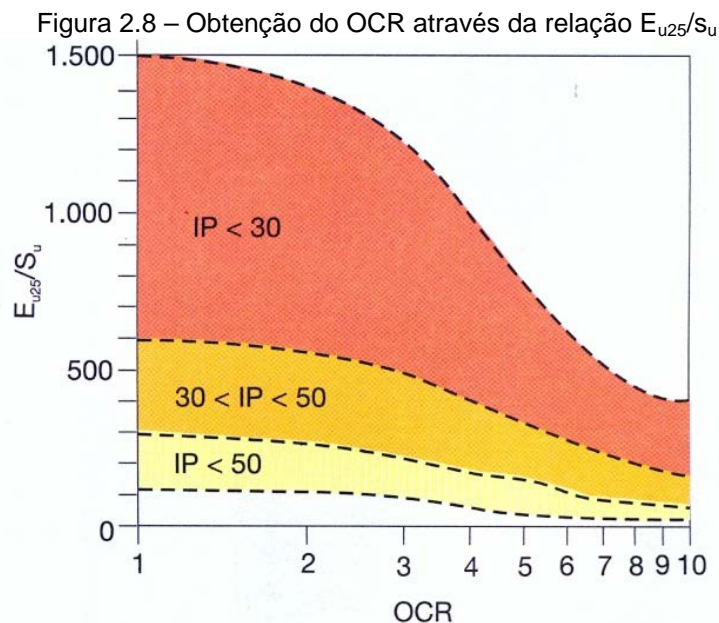
Fonte: Pinto (1998).

É possível correlacionar o módulo de elasticidade (E_{u25}) com a resistência não drenada para argilas (s_u). Dessa forma, o módulo de elasticidade não drenado (E_{u25}) é obtido através da Equação 2.9.

$$E_{u25} = n \cdot s_u \quad (2.9)$$

Duncan e Buchignani (1975) propõem o gráfico da Figura 2.8 como correlação entre o conhecimento da história de tensão do solo (OCR) e seu índice de plasticidade (IP) para obtenção da razão E_{u25}/s_u (equivalente ao coeficiente n).

Ressalta-se que este gráfico corresponde ao valor do módulo de elasticidade para argilas, na condição não drenada e corresponde ao acréscimo de tensão igual a 25% do acréscimo que provocaria a ruptura do solo.



Fonte: Duncan e Buchimignani (1975).

Para os solos coesivos, é possível correlacionar o E_i com os resultados do piezocone ($q_t - \sigma_{v0}$), conforme a Equação 2.10.

$$E_i = \alpha (q_t - \sigma_{v0}) \quad (2.10)$$

Tal como fizeram Kulhawy e Mayne (1990) com relação aos módulos de deformabilidade edométricos de carga e descarga. Recorrer-se-á a uma expressão desse tipo nas análises dessa pesquisa.

Módulo de Cisalhamento Tangente Inicial (G_0)

O módulo de cisalhamento é a razão entre a tensão de cisalhamento aplicada no material e sua deformação específica. Watabe; Tanaka e Takemura (2004) propuseram a Equação 2.11 para a obtenção do G_0 - módulo de cisalhamento tangente inicial - a partir dos resultados do piezocone. Essa expressão tem a mesma forma da Equação 2.10.

$$G_0 = 50 (q_t - \sigma_{v0}) \quad (2.11)$$

Módulo Edométrico (M)

O módulo edométrico (deformabilidade sob condição de deformação lateral nula), inverso da compressibilidade volumétrica (m_v), é geralmente obtido em ensaio edométrico em laboratório. A Equação 2.12 apresenta sua definição.

$$M = \frac{\delta\sigma_v}{\delta\varepsilon_v} = \frac{1}{m_v} \quad (2.12)$$

Nessa expressão, $\delta\sigma_v$ é a variação de tensão vertical aplicada, $\delta\varepsilon_v$ é a variação de deformação ocorrida.

Para obter o valor do módulo edométrico para solos coesivos a partir do ensaio com o piezocone, Kulhawy e Mayne (1990) propuseram a Equação 2.13.

$$M = 8,25 (q_t - \sigma_{v0}) \quad (2.13)$$

Resistência não drenada (s_u)

O valor da resistência ao cisalhamento não drenada (s_u) de um determinado tipo de solo varia de acordo com o histórico de tensões a que este foi submetido e o tipo de carregamento, além do tipo de análise que se pretende efetuar.

Várias correlações empíricas entre a resistência de ponta corrigida do piezocone e o s_u foram desenvolvidas, todas através da Equação 2.14.

$$s_u = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{N_{kt}} \quad (2.14)$$

Valores típicos de N_{kt} variam entre 8 e 18 para argilas marinhas brasileiras, conforme Schnaid e Odebrecht (2012).

Nessa pesquisa procurou-se validar o valor de N_{kt} através de outros ensaios, sejam de laboratório ou de campo.

2.2.2 Ensaio Dilatométrico - DMT

O ensaio dilatométrico, apresentado pelo Professor Silvano Marchetti, foi desenvolvido inicialmente com o objetivo de investigar valores de deformabilidade do solo em estacas cravadas, carregadas lateralmente (MARCHETTI, 1975).

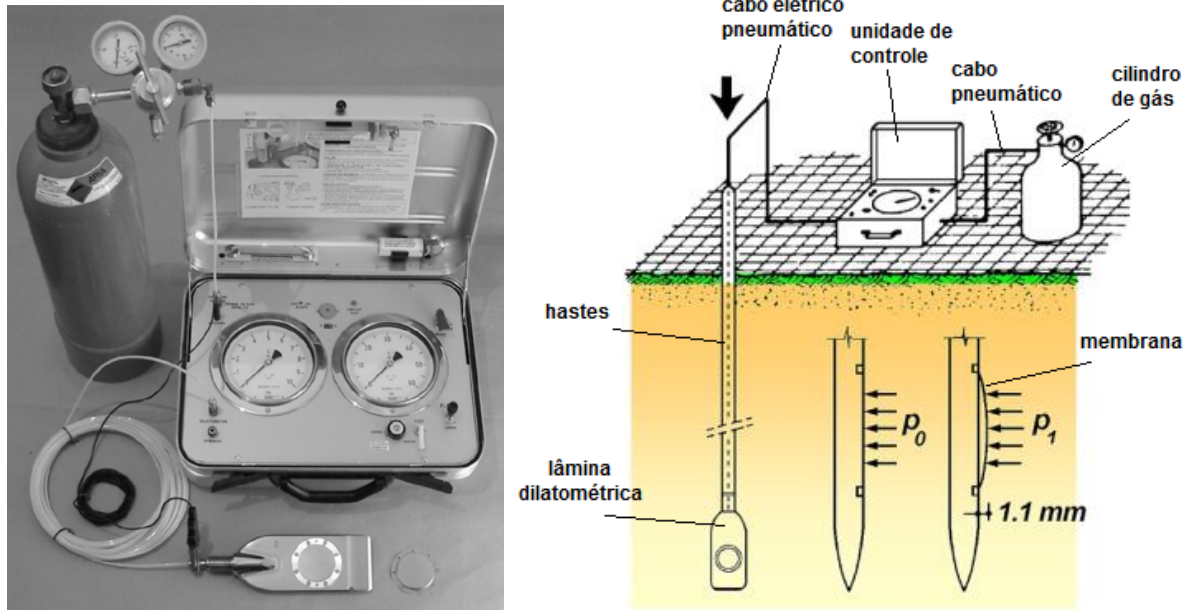
Esse ensaio consiste na cravação de uma lâmina de aço inoxidável dotada de uma membrana circular muito fina em uma de suas faces, a qual através de pressão de gás se expande para o interior da massa de solo, obtendo valores intermediários que, corrigidos, representam parâmetros do solo.

É padronizado pelas normas técnicas internacionais “Standart Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer Test” – D 6635-01 nos Estados Unidos (ASTM, 2001) e Eurocode 7 – Geotechnical Design – Part 3 – “Design Assisted by Field Testing – Section 9 – Flat Dilatometer Test (DMT)” na Europa (EUROCODE 7, 1997).

2.2.2.1 Descrição do Equipamento e Procedimentos

O equipamento é constituído de lâmina dilatométrica dotada de uma membrana circular, hastes para cravação, cabo elétrico-pneumático, unidade de controle, cabo pneumático e cilindro de gás. A Figura 2.9 apresenta esquema simplificado do equipamento.

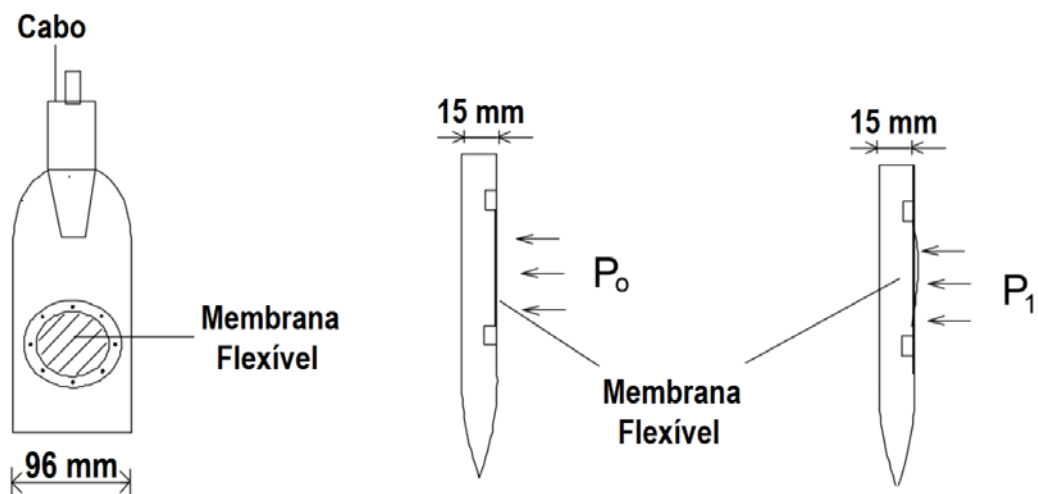
Figura 2.9 – À esquerda, fotografia do equipamento; à direita, esquema simplificado do dilatômetro.



Fonte: À esquerda (retirado de <http://www.marchetti-dmt.it/>), à direita (adaptado de MARCHETTI, 1997).

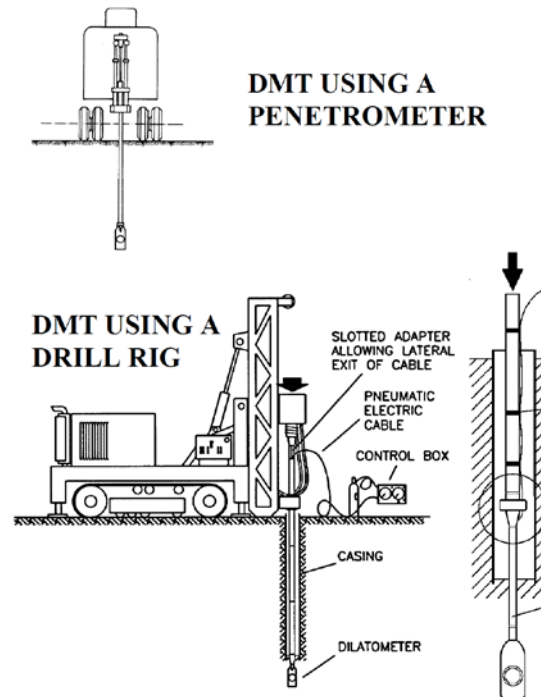
A lâmina dilatométrica e a membrana circular são produzidas de aço inoxidável de alta resistência. Schmertmann (2007) apresenta as dimensões da lâmina com 96 ± 1 mm de largura e 15 ± 1 mm de espessura, sem especificação para a altura do equipamento. A membrana deve ter 60 ± 1 mm de diâmetro. A Figura 2.10 apresenta detalhes da lâmina dilatométrica.

Figura 2.10 – Detalhes da lâmina dilatométrica do equipamento DMT.



Para a instalação, a lâmina é conectada às hastes e ao dispositivo de cravação, que introduz o equipamento no solo de forma contínua com velocidade de 1 a 3 cm/s (EUROCODE 7, 1997). Este dispositivo é mostrado na Figura 2.11.

Figura 2.11 – Equipamentos para a cravação da lâmina.



Fonte: Marchetti (2001).

As hastes geralmente utilizadas para a cravação são as mesmas que do ensaio de cone e SPT. A cada 20 cm de cravação da lâmina, a membrana é expandida através da injeção de gás e a pressão de expansão fornece os valores de A, B e C.

Estes valores devem ser corrigidos com os dados obtidos através da calibração da membrana antes e depois da sua cravação no solo, determinando-se as pressões necessárias para vencer a rigidez da membrana ao ar livre (ΔA e ΔB). ΔA é obtido aplicando-se um vácuo atrás da membrana com uma seringa até a expansão na membrana atingir + 0,05 mm e ΔB é realizado empurrando-se o embolo da seringa até a expansão atingir 1,10 mm.

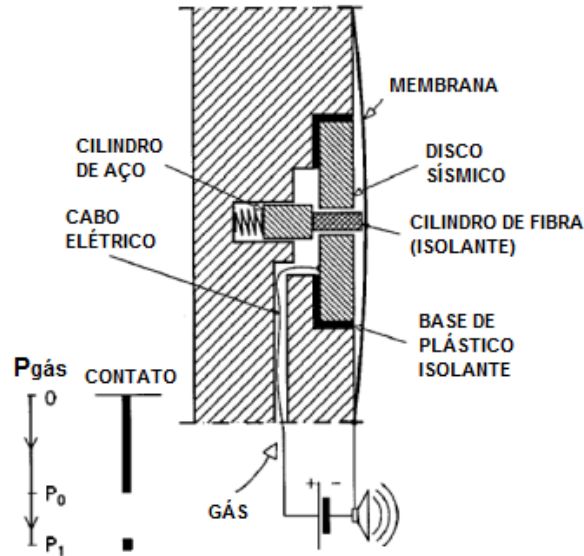
No ensaio três valores são registrados pela unidade de controle, que são:

- pressão A, valor necessário para um deslocamento horizontal do centro da membrana de 0,05 mm ($\pm 0,02$ mm) e voltar na posição zero – *lift-off*;
- pressão B, deslocamento radial da membrana de 1,10 mm ($\pm 0,03$ mm); e

- pressão C, pressão no diafragma durante a despressurização do sistema, quando a membrana retorna ao deslocamento correspondente a 0,05 mm.

A Figura 2.12 apresenta detalhes da expansão da membrana.

Figura 2.12 – Detalhes da expansão da membrana.



Fonte: adaptado de Marchetti (1997).

2.2.2.2 Parâmetros Intermediários

Para obter os parâmetros intermediários do ensaio, procede-se à correção das pressões com os valores de calibração. Dessa forma, as pressões corrigidas P_0 , P_1 e P_2 , são dadas através das Equações 2.15, 2.16 e 2.17, respectivamente.

$$P_0 = 1,05(A - Z_m + \Delta A) - 0,05(B - Z_m - \Delta B) \quad (2.15)$$

$$P_1 = B - Z_m - \Delta B \quad (2.16)$$

$$P_2 = C - Z_m + \Delta A \quad (2.17)$$

ΔA e ΔB são as correções devidas à rigidez da membrana (calibração), relativas às leituras A e B, respectivamente, e Z_m a pressão quando o equipamento está à pressão atmosférica.

Através das medidas corrigidas P_0 , P_1 e P_2 , Marchetti (1980) definiu três índices básicos adotados na interpretação dos ensaios, chamados de parâmetros intermediários, o índice do material (I_D), o índice de tensão horizontal (K_D) e o módulo dilatométrico (E_D), apresentados a seguir.

Índice do Material - I_D

Este índice é obtido através da Equação 2.18.

$$I_D = \frac{(P_1 - P_0)}{(P_0 - u_0)} \quad (2.18)$$

sendo P_1 e P_0 valores obtidos através do ensaio e u_0 a pressão hidrostática no solo.

Este valor é um indicador do tipo de solo encontrado no local do ensaio, controlado pelo tamanho dos grãos, pouco afetado pela OCR e independente das condições de drenagem (MARCHETTI, 1980). O ábaco da Figura 2.13, elaborado para solos normalmente adensados, foi apresentado por Marchetti e Crapps (1981) para determinar diferentes tipos de comportamento de solos através do índice de material (I_D) e do módulo dilatométrico (E_D).

Índice de Tensão Horizontal - K_D

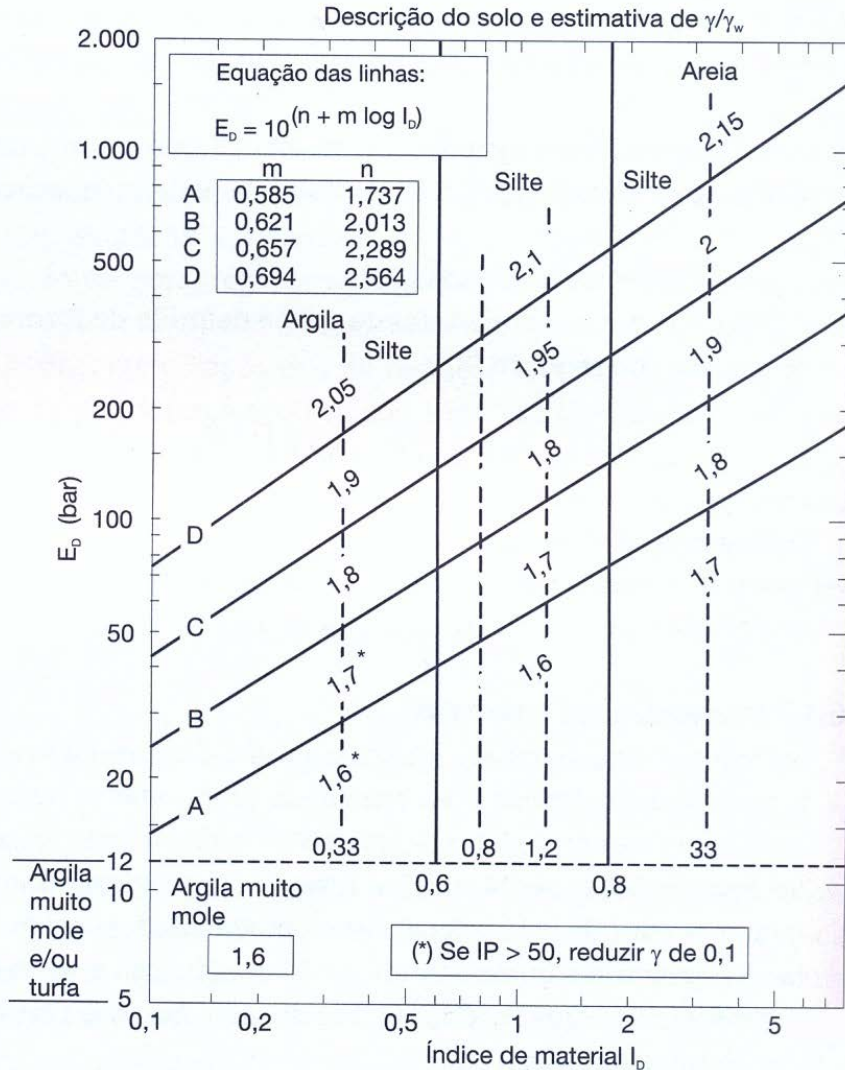
O índice de tensão horizontal (K_D) do solo é definido pela relação apresentada na Equação 2.19.

$$K_D = \frac{P_1 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (2.19)$$

onde σ'_{v0} é a tensão vertical inicial efetiva.

O aumento de K_D é proporcional à tensão horizontal *in situ* e varia também com o OCR, a idade e grau de cimentação do solo (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Figura 2.13 – Ábaco para classificação do comportamento dos solos e índice do material.



Fonte: Marchetti e Crapps (1981), reproduzido por Schnaid e Odebrecht (2012).

Módulo Dilatométrico - E_D

O módulo dilatométrico drenado para as areias e não drenado para as argilas é obtido através da Teoria da Elasticidade, através da Equação 2.20.

$$E_D = 34,7(P_1 - P_0) \quad (2.20)$$

2.2.2.3 Estimativa de Parâmetros Geotécnicos

Através dos parâmetros intermediários é possível obter, por meio de correlações empíricas disponíveis na literatura técnica, a pressão de pré-

adensamento (σ'_p), razão de sobreadensamento (OCR), coeficiente de empuxo em repouso (K_0), módulo de elasticidade tangente inicial (E_i), módulo de cisalhamento tangente Inicial (G_0), módulo edométrico (M) e a resistência não drenada (s_u).

As correlações aqui apresentadas correspondem aos solos argilosos, pois os solos da Formação São Paulo apresentam-se sempre com porcentagens significativas de argila, predominando o comportamento do mesmo. Essa característica será apresentada no Capítulo 4.

Pressão de Pré-adensamento (σ'_p)

Os valores de pressão de pré-adensamento, máxima tensão efetiva pela qual o solo já foi submetido, são obtidos através dos valores de OCR e da tensão vertical efetiva, conforme a Equação 2.21.

$$\sigma'_p = \text{OCR } \sigma'_{v0} \quad (2.21)$$

Razão de Sobreadensamento (OCR)

A razão de sobreadensamento pode ser calculada através dos resultados obtidos com o ensaio dilatométrico.

Para argilas não cimentadas com valores de I_D variando entre 0,2 e 2,0 Marchetti (1980) observou uma semelhança entre os perfis de K_D e OCR através da análise de solos estudados em aproximadamente quarenta sítios investigados, mostrada pela Equação 2.22.

$$\text{OCR} = (0,5 K_D)^{1,56} \quad (2.22)$$

Para *cemented-aged-structured clays* essas correlações superestimam os OCRs, como enfatizaram Marchetti *et al.* (2001).

A partir dessa correlação, novas equações foram apresentadas. Lunne; Lacasse e Rad (1989) apresentaram equações de OCR em função dos valores resultantes da razão entre s_u e σ'_{v0} , conforme as Equações 2.23 e 2.24.

$$\text{OCR} = (0,30K_D)^{1,17} \quad \text{para } \frac{s_u}{\sigma'_v} < 0,8 \quad (2.23)$$

$$\text{OCR} = (0,27K_D)^{1,17} \quad \text{para } \frac{s_u}{\sigma'_v} > 0,8 \quad (2.24)$$

Da mesma forma, Kamei e Iwasaki (1995) realizaram vários ensaios em solos argilosos japoneses e propuseram a Equação 2.25.

$$\text{OCR} = 0,34K_D^{1,43} = (0,47K_D)^{1,43} \quad (2.25)$$

Coeficiente de Empuxo em Repouso (K_0)

O coeficiente de empuxo em repouso (K_0) é a relação entre as tensões efetivas horizontais e verticais *in situ*, como mostra a Equação 2.6 do item referente ao ensaio piezocone.

Este valor pode apresentar-se alterado por variações no nível d'água, efeitos da sucção e capilaridade, movimentos tectônicos, cimentação ou envelhecimento do solo.

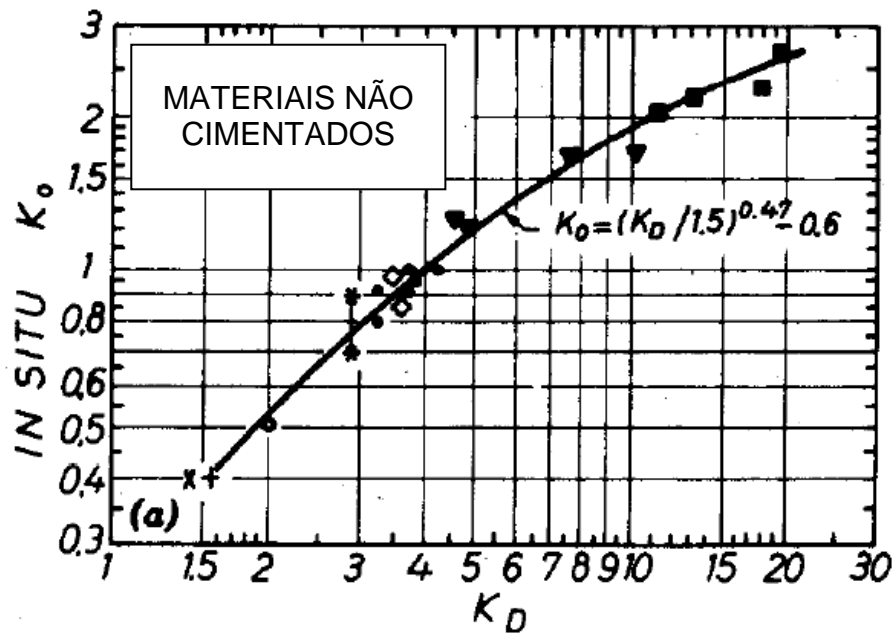
As correlações empíricas para obter este valor a partir do dilatômetro levam em consideração a perturbação do solo durante a cravação da lâmina.

Diferentes correlações são apresentadas para solos argilosos e arenosos. As equações que melhor se ajustaram aos solos da presente pesquisa foram desenvolvidas para solos argilosos, uma vez que há uma porcentagem significativa de fração argila nos solos da Bacia de São Paulo.

Marchetti (1980) apresentou a primeira correlação para a determinação dos valores de K_0 em solos argilosos através de ensaios realizados em diferentes sítios estudados por ele (Equação 2.26).

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1,5}\right)^{0,47} - 0,6 \quad (2.26)$$

Essa correlação é semi-empírica e válida para depósitos de consistência mole à média e não cimentados, que apresentem valores de $I_D \leq 1,2$. A Figura 2.14 apresenta essa correlação.

Figura 2.14 - Correlação entre K_0 e K_D .

Fonte: Marchetti (1980).

Com o mesmo objetivo, Powell e Uglow (1988), Lacasse e Lunne (1988) e Lunne *et al.* (1990) estimam K_0 em função do envelhecimento da argila.

Para as argilas jovens (formadas a menos de 70 mil anos), a Equação 2.27 apresenta a obtenção de K_0 .

$$K_0 = 0,34 K_D^{0,54} \quad \text{para } \frac{s_u}{\sigma'_{vo}} \leq 0,5 \quad (2.27)$$

Para as argilas velhas (formadas a mais de 60 milhões de anos), a Equação 2.28 apresenta a obtenção de K_0 .

$$K_0 = 0,68 \cdot K_D^{0,54} \quad \text{para } \frac{s_u}{\sigma'_{vo}} > 0,8 \quad (2.28)$$

Módulo de Elasticidade Tangente Inicial (E_i)

O módulo de elasticidade tangente inicial (E_i) é correlacionado com o módulo dilatométrico (E_D) através do coeficiente de Poisson (ν) pela Equação 2.29 (MARCHETTI, 1980):

$$E = E_D (1 - \nu^2) \quad (2.29)$$

Robertson *et al.* (1989) e Campanella *et al.* (1985) propuseram a estimativa dos valores de E através da correlação apresentada na Equação 2.30.

$$E = F \cdot E_D \quad (2.30)$$

Robertson *et al.* (1989) apresentaram o fator de conversão (F) igual a 10 para solos coesivos e 2 para solos arenosos.

Módulo de Cisalhamento Tangente Inicial (G_0)

O módulo de cisalhamento tangente inicial (G_0), que relaciona a variação da tensão cisalhante com a deformação (distorção), pode ser obtido através da Teoria da Elasticidade, conforme a Equação 2.31.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.31)$$

Para obter o módulo de cisalhamento tangente inicial (G_0) através do ensaio dilatométrico, Lunne *et al.* (1990) propuseram a Equação 2.32 para solos coesivos em função de K_D e de σ'_{vo} .

$$G_0 = \alpha K_D \sigma'_{vo} \quad (2.32)$$

com α variando entre 75 a 150.

Módulo Edométrico (M)

O ensaio dilatométrico é utilizado para se obter uma estimativa de deformabilidade do solo em casos em que há um confinamento lateral.

Estudos indicam uma correlação entre o módulo edométrico (M) e E_D (MARCHETTI, 1980; LUNNE *et al.*, 1990), estabelecendo a seguinte correlação apresentada na Equação 2.33.

$$M_{DMT} = R_M \cdot E_D \quad (2.33)$$

Onde R_M pode assumir os seguintes valores, que dependem de I_D e K_D , conforme a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Correlações entre R_M e K_D .

I_D	R_M
$I_D \leq 0,6$	$R_M = 0,14 + 2,36 \log K_D$
$0,6 < I_D < 3,0$	$R_M = R_{M0} + (2,5 - R_{M0}) \log K_D$
$3,0 > I_D < 10,0$	$R_M = 0,5 + 2 \log K_D$
$I_D > 10,0$	$R_M = 0,32 + 2,18 \log K_D$

Fonte: Marchetti (1980); Lunne *et al.* (1990).

Caso $R_M < 0,85$ adotar $R_M = 0,85$, sendo $R_{M0} = 0,14 + 0,15 (I_D - 0,6)$.

Resistência não drenada de argilas (s_u)

Para determinação do valor de s_u em solos sobreadensados, Ladd *et al.* (1977) propuseram a Equação 2.34.

$$\left(\frac{s_u}{\sigma'_{vo}} \right)_{s.a.} = \left(\frac{s_u}{\sigma'_{vo}} \right)_{n.a.} \cdot OCR^m \quad (2.34)$$

Os valores de m variam entre 0,75 e 0,85. Comumente, adota-se m igual a 0,80.

Através de retro-análises de rupturas de aterros sobre solos moles, Mesri (1975) propôs como limite inferior de s_u a Equação 2.35.

$$\left(\frac{s_u}{\sigma'_p} \right) \cong 0,22 \quad (2.35)$$

Essa última expressão, na condição solo normalmente adensado, se reduz a $(s_u/\sigma'_{vo})_{n.a.} = 0,22$.

Marchetti (1980) combinou a Equação 2.22, de sua autoria, com as Equações 2.34 e 2.35, e propôs para o cálculo da resistência não drenada em argilas a Equação 2.36.

$$s_u = 0,22 \sigma'_{vo} (0,5K_D)^{1,25} \quad (2.36)$$

Outras expressões foram propostas posteriormente, como a de Kamei e Iwasaki (1995), indicada na Equação 2.37.

$$s_u = 0,35 \sigma'_{vo} (0,47K_D)^{1,14} \quad (2.37)$$

2.3 ASPECTOS GEOTÉCNICOS

A caracterização dos aspectos geotécnicos dos solos da Bacia de São Paulo é importante para embasar as análises dos resultados dos ensaios em questão nesta pesquisa.

Este item trata dos principais aspectos geotécnicos dos solos da Formação Resende e da Formação São Paulo com enfoque para o “taguá” e solos variegados, respectivamente.

2.3.1 Argilas cinza-esverdeadas ("taguá") da Formação Resende

A Formação Resende engloba as argilas siltosas pouco arenosas (areia fina e média), medianamente plásticas a plásticas, de consistência rija a dura, cinza esverdeada (4Ag1), e as argilas arenosas com presença de mica (4Ag2) ou pedregulhos (4Ag3) de coloração cinza ou cinza-amarronzado, além das areias basais (4Ar1, 4Ar2 e 4Ar3).

As argilas mais estudadas da Formação Resende são as argilas cinza-esverdeadas conhecidas como “taguá”. Estas argilas encontram-se intercaladas com lentes de areias finas, argilosas, muito compactas e de coloração cinza-escura (COZZOLINO, 1980). O “taguá” ocorre em amplas áreas da bacia sedimentar de São Paulo, sempre abaixo do nível atual de drenagem.

Apresenta-se a seguir uma síntese dos conhecimentos atuais do “taguá”, com ênfase nos estudos mais recentes, obtidos através de ensaios de campo como o

Pressiométrico (Camkometer) e o DMT. Este último, ao lado do CPTu, gerou a base de dados utilizada na presente pesquisa. Quando pertinentes, comparações serão feitas entre o “taguá” e os solos variegados.

A composição granulométrica do “taguá” apresenta uma fração de finos superior a 60% e fração de areia essencialmente fina. Na Carta de Plasticidade situam-se acima da linha A, com os limites de liquidez variando entre 22 a 90 % e índice de plasticidade entre 7 a 60 %. O índice de atividade aponta valores entre 0,3 e 1,2, mas com predominância entre 0,3 e 0,5.

O sobreadensamento marcante do “taguá” (ou para as chamadas *cemented-aged-structured clays*) é descrito por Vargas (1954 e 1980) como efeito provocado por erosão dos atuais vales dos Rios Tietê e Pinheiros.

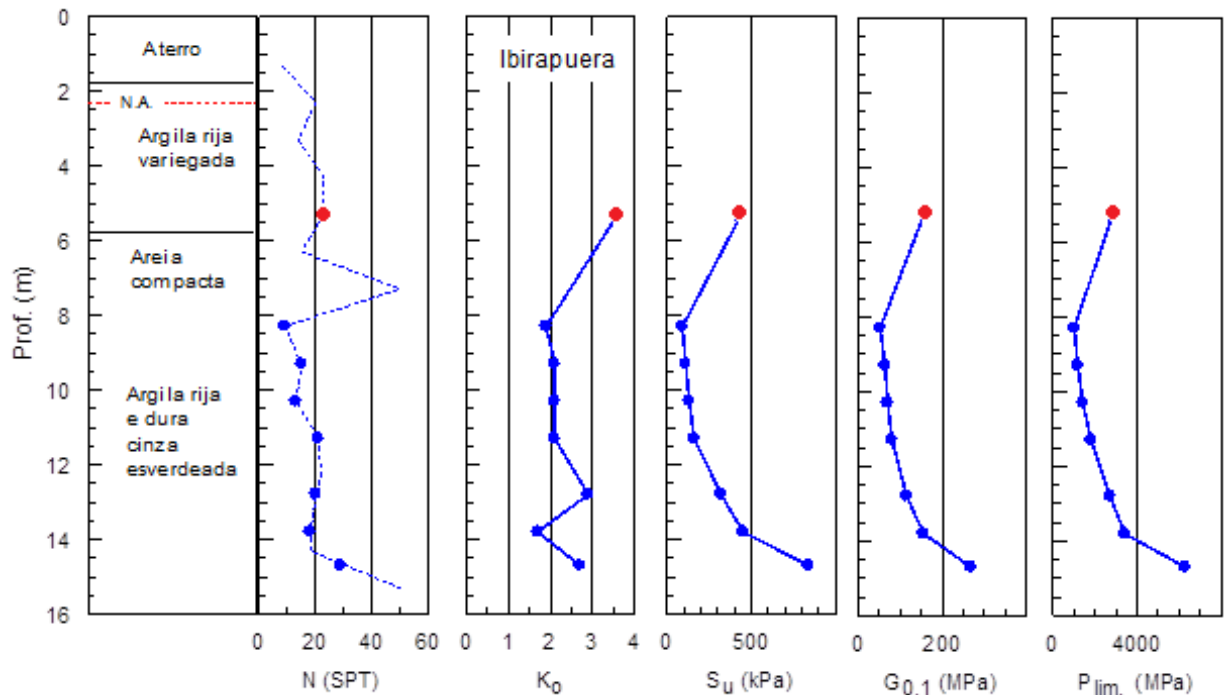
Essa afirmação foi colocada em questão por Pinto e Abramento (1998), que dizem que o referido sobreadensamento seria decorrente de fenômenos mais complexos, sendo uma das alternativas a deposição de agentes cimentícios, mais intensa nas partes inferiores da camada de “taguá”, ou a perda parcial do elevado pré-adensamento, nas suas partes superiores, por efeito de deformações lentas, que teriam “amolecido” o material. Pinto e Abramento (1998) estimaram, para o “taguá”, pressões de pré-adensamento no intervalo de 300 a 4800 kPa, obtidos através de ensaio Camkometer.

Para o desenvolvimento desta pesquisa, considerou-se relevante apresentar resultados obtidos através de ensaio Camkometer na região do Ibirapuera e ensaios dilatométricos da Estação Sacomã do Metrô-SP, ambos discutidos por Massad (2012).

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 2.15 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 e dura cinza-esverdeada (“taguá”).

O valor correspondente à argila variegada é apresentado como um ponto vermelho nos gráficos da Figura 2.15.

Figura 2.15 - Perfil geotécnico obtido com o ensaio Camkometer na região do Parque Ibirapuera.



Fonte: 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:

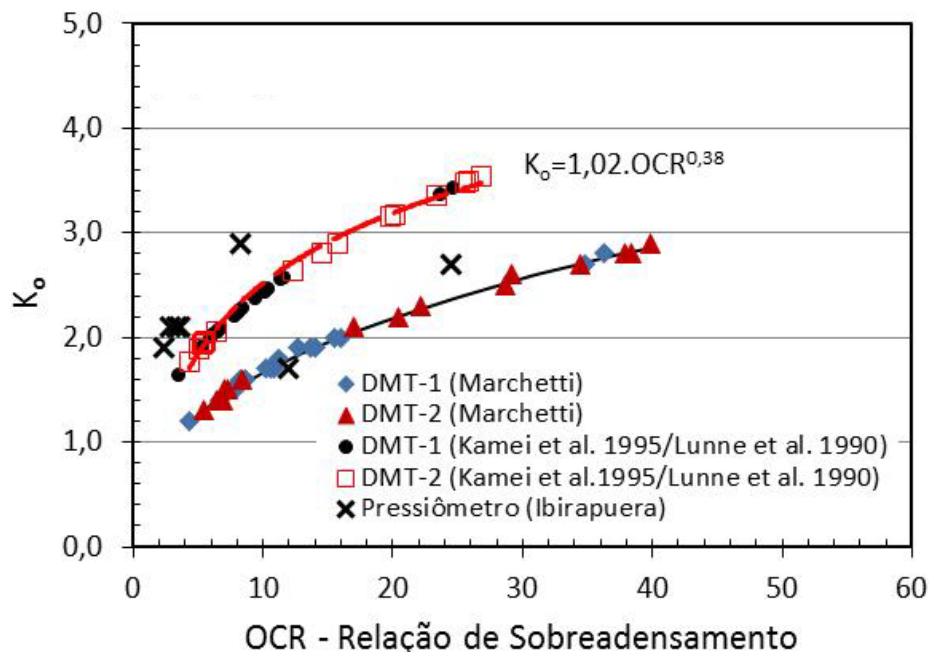
- os valores de SPT eram relativamente baixos no “taguá”;
- o lençol freático encontrava-se a pouco mais de 2 metros de profundidade, isto é, o “taguá” estava submerso; e
- o valor de K_0 , obtido para a argila rija variegada, foi da ordem de 3,5, sendo os valores da camada de argila cinza-esverdeada da ordem de 2 a 3.

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.

Massad (2012) comparou os valores de K_0 em função da OCR obtidos nesses ensaios dilatométricos com os do Camkometer do Ibirapuera, através do gráfico apresentado na Figura 2.16.

Os excelentes ajustes são consequência da forma como estes parâmetros são determinados, ambos são função do índice de tensão horizontal (K_D) do ensaio dilatométrico e embutem correlações empíricas propostas por Marchetti (1980), Lunne *et al.* (1990) e Kamei e Iwasaki (1995).

Figura 2.16 – Correlações entre K_0 e OCR para o “taguá” (DMT – Sacomã e Camkometer – Ibirapuera).



Fonte: Massad (2012).

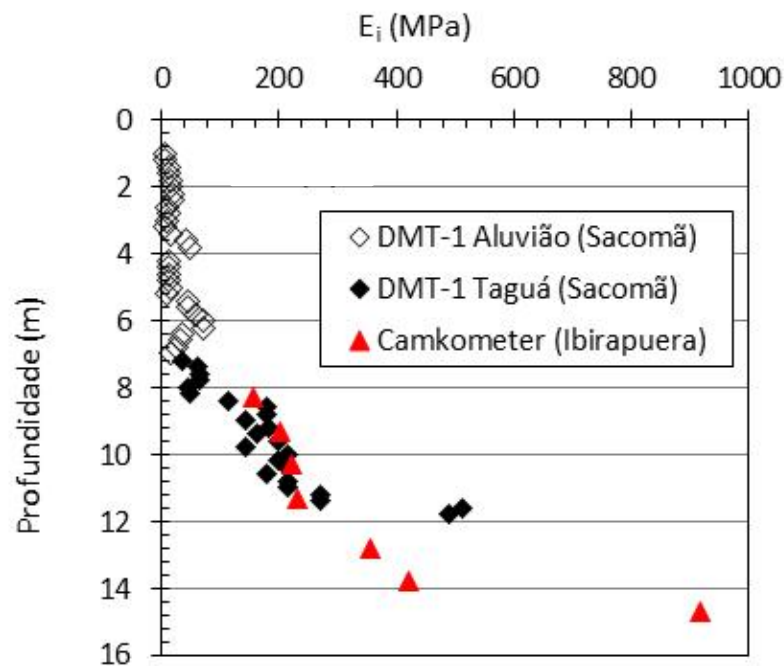
A curva inferior da Figura 2.16 mostra valores de K_0 em função de OCR, estimados pelas correlações de Marchetti (1980), válidas para argilas não cimentadas. Para as *cemented-aged-structured clays* essas correlações superestimam os valores de OCR, como enfatizado por Marchetti *et al.* (2001).

A curva superior refere-se a estimativas de K_0 e de OCR pelas correlações de Lunne *et al.* (1990) (para $s_u/\sigma'_{vo} > 0,8$, Equação 2.24) e Kamei e Iwasaki (1995) (Equação 2.25), respectivamente. Ela se aproxima dos valores obtidos por Pinto e Abramento (1998) nos ensaios Camkometer feitos no “taguá” do Ibirapuera, identificados com uma cruz preta na figura. Os valores elevados de K_0 (entre 1,5 e 3,0) são consequência de seu acentuado sobreadensamento.

Com relação à rigidez do solo, Massad (2012) compilou na Figura 2.17 valores do ensaio Camkometer, feito no Ibirapuera e de ensaios dilatométricos, da Estação Sacomã (DMT-1 e DMT-2).

O módulo de elasticidade tangente inicial (E_i) foi estimado com base nos ensaios dilatométricos usando a Equação 2.30. Massad (2012) adotou $F=10$ para solos coesivos e $F = 2$ para areias; para os siltes o autor tomou um valor médio, isto é, $F = 6$.

Figura 2.17 – Valores de E_i em função da profundidade (DMT – Sacomã e Camkometer – Ibirapuera).

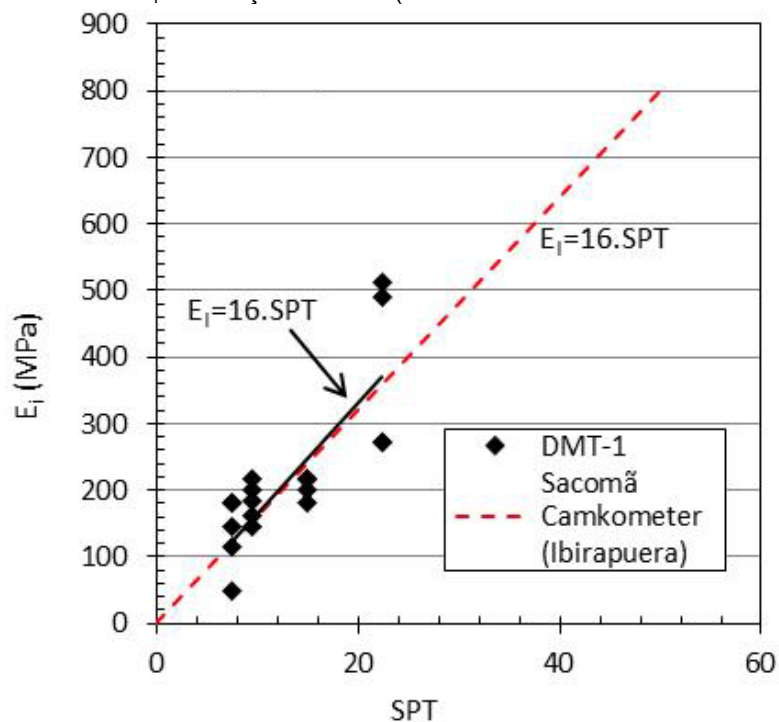


Fonte: Massad (2012).

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

Para validar a escolha da equação utilizada para a determinação do módulo de elasticidade tangente inicial e dos valores dos coeficientes para areias, argilas e siltes, a Figura 2.18 apresenta a correlação dos valores do módulo de elasticidade tangente inicial (E_i) em função dos valores do SPT (MASSAD, 2012). A linearidade dos pontos indicou uma boa concordância dos módulos calculados para os ensaios da Estação Sacomã e do Ibirapuera.

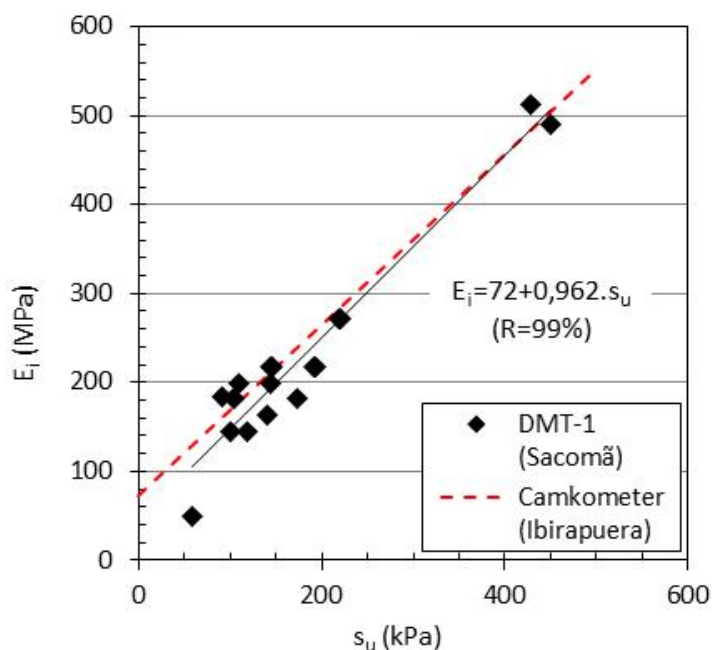
Figura 2.18 – Valores de E_i em função do SPT (DMT – Sacomã e Camkometer – Ibirapuera).



Fonte: Massad (2012).

Com o mesmo objetivo, a Figura 2.19 apresenta a correlação entre E_i e s_u dos dados obtidos com o DMT-1, da Estação Sacomã e a comparação com a tendência dos valores do Camkometer, do Ibirapuera.

Figura 2.19 – Relação de E_i em função de s_u (DMT – Sacomã e Camkometer – Ibirapuera).

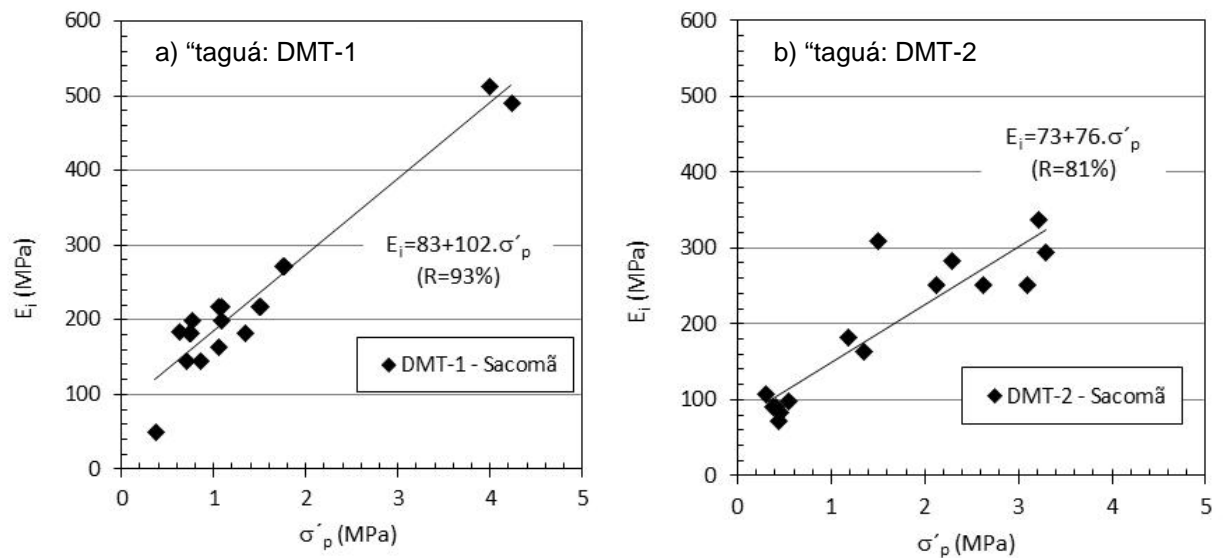


Fonte: Massad (2012).

Da mesma forma que na Figura 2.18, a linearidade dos pontos da Figura 2.19 indicou uma boa concordância dos módulos calculados para os ensaios da Estação Sacomã e do Ibirapuera.

Ainda com os dados da Estação Sacomã, a Figura 2.20 mostra a correlação entre o E_i e a pressão de pré-adensamento (σ'_p) para o “taguá”. Neste contexto, relações do tipo E_i/σ'_p variaram no intervalo de 80 a 500, com média de 176.

Figura 2.20 – Gráficos de E_i em função de σ'_p para os ensaios DMT-1 e DMT-2 (Estação Sacomã).

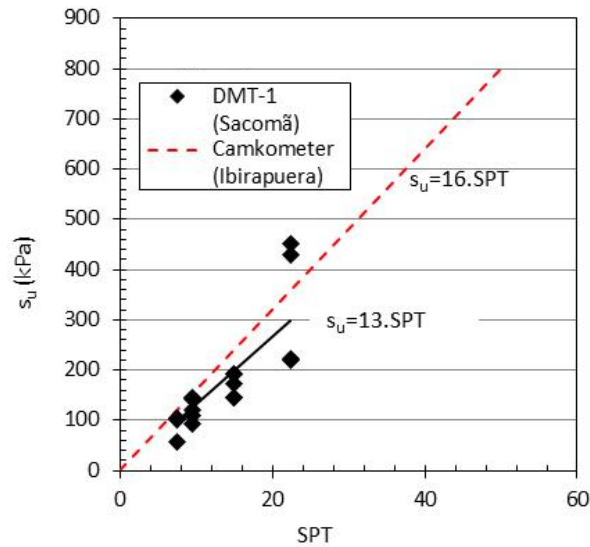


Fonte: Massad (2012).

Com relação à resistência não drenada (s_u) do “taguá”, Massad (2012) calculou os valores de s_u obtidos com o ensaio dilatométrico da Estação Sacomã através da Equação 2.36 e os apresentou através da Figura 2.21 em função de SPT, correlação de interesse prático.

As correlações apresentadas confirmam boa concordância destes valores com os obtidos com o Camkometer no Ibirapuera, identificados no gráfico com linha pontilhada.

Figura 2.21 – Resistência não drenada (s_u) dos DMTs e do Camkometer em função do SPT.

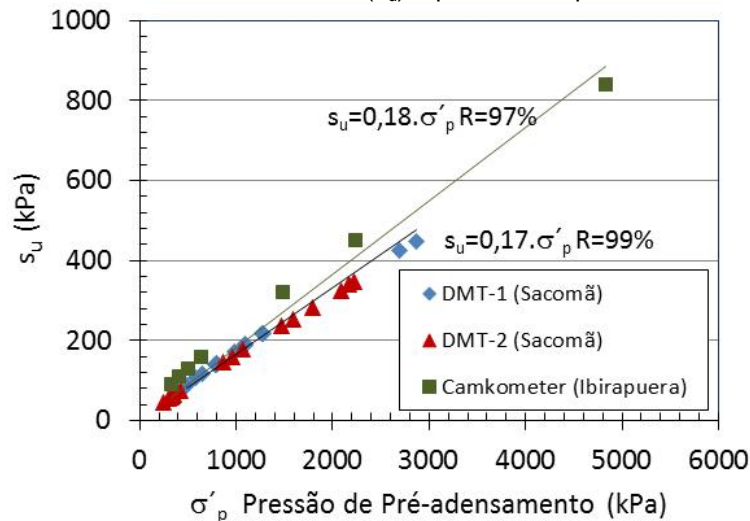


Fonte: Massad (2012).

Por fim, para obter uma correlação entre os valores da resistência não drenada e valores da pressão de pré-adensamento, Massad (2012) apresentou na Figura 2.22 os pontos obtidos com os ensaios dilatométricos feitos na Estação Sacomã. As estimativas das propriedades dos solos foram feitas com base nos parâmetros intermediários (I_D , K_D e E_D) do solo.

Conforme recomendado pelo relatório do comitê técnico - TC 16 (MARCHETTI *et al.*, 2001), Massad (2012) preocupou-se em validá-las com dados obtidos de outra forma, incluindo nesse gráfico a relação $s_u/\sigma'_p = 0,18$, obtida com os resultados do Camkometer (Ibirapuera).

Figura 2.22 – Resistência não drenada (s_u) e pressão de pré-adensamento (σ'_p)



Fonte: Massad (2012).

As correlações apresentadas confirmam muito boa concordância destes valores com os obtidos com o Camkometer no Ibirapuera.

2.3.2 Solos Variegados da Formação São Paulo

A Formação São Paulo engloba as unidades geotécnicas: argilas vermelhas laterizadas e solos variegados.

As argilas vermelhas se dividem em argilas porosas e as argilas rijas, porém não serão tratadas nesta revisão, pois não fazem parte do escopo desta pesquisa.

Os solos variegados constituem camadas de argilas de coloração variegada (fácies argilosa – 3Ag1 e 3Ag2) intercaladas com camadas de areias (fácies arenosa – 3Ar1 e 3Ar2), com espessuras variando de alguns centímetros até cerca de 10 metros. Devido essas intercalações, a principal característica deste solo é a heterogeneidade. Eles ocorrem em uma ampla área da Bacia de São Paulo, entre as cotas 790 e 715 (MASSAD; PINTO; NADER, 1992).

Em geral, os solos variegados apresentam valores de SPT variando entre 6 a 18 golpes, dependendo do teor de argila no solo. No entanto, em regiões de falhas geológicas, esses valores podem ficar entre 2 a 6 golpes (COZZOLINO, 1996).

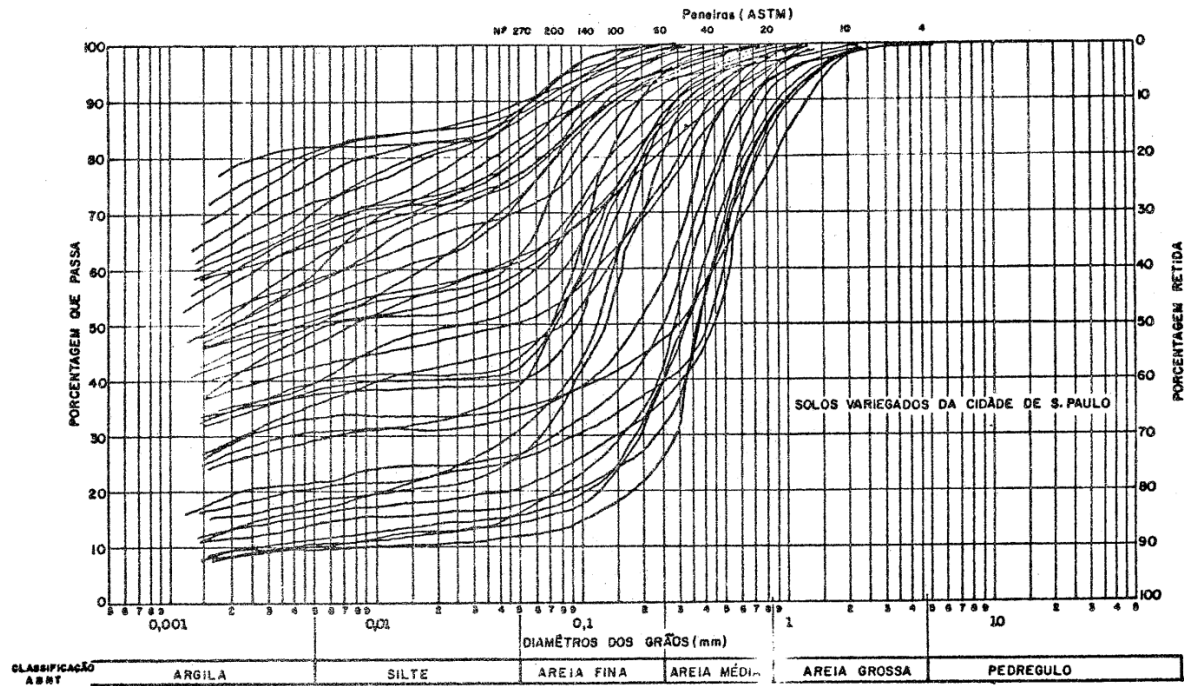
Além das falhas geológicas, fatores que podem afetar os valores de SPT podem ser atribuídos às movimentações sísmicas pós-formação da Bacia de São Paulo (RICCOMINI, 1989), ao alívio de tensão em vales íngremes ou até mesmo aos secamentos do solo (WOLLE *et al.*, 1992).

Pinto e Massad (1972) e Massad (2012) apresentaram as principais características físicas dos solos variegados da cidade de São Paulo, como a distribuição granulométrica, a plasticidade e o índice de atividade, além de parâmetros geotécnicos.

Os autores utilizaram amostras coletadas por meio de amostrador tipo Shelby na ocasião dos estudos para o projeto da linha Norte-Sul do Metrô-SP em parceria com o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT).

A Figura 2.23 apresenta as curvas granulométricas para os solos variegados da Formação São Paulo. Com base nessas curvas pode-se reiterar que os solos variegados são intercalações de camadas de argilas pouco arenosas e areias pouco argilosas, com porcentagens variadas da fração silte, confirmando a sua grande heterogeneidade. A porcentagem de argila varia de 10 % e 80 %.

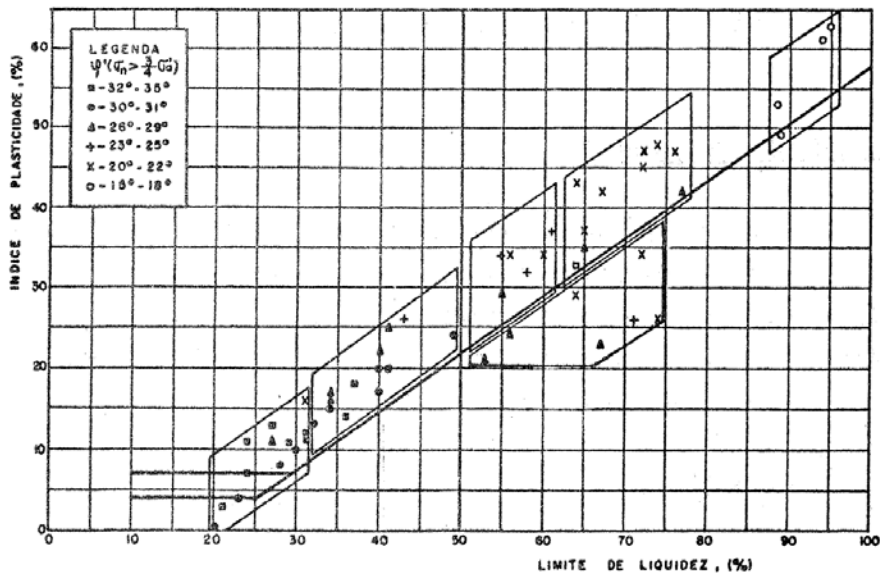
Figura 2.23 – Curvas granulométricas dos solos variegados da Formação São Paulo.



Fonte: Pinto e Massad (1972).

A Figura 2.24 apresenta a Carta de Plasticidade para estes solos também elaborada por Pinto e Massad (1972). Como resultado, nota-se que a maioria dos dados situa-se acima da Linha A, com exceção de poucas amostras com limites de liquidez entre 50 a 75. Através deste gráfico constata-se novamente a grande heterogeneidade destes solos. O índice de atividade é da ordem de 0,65.

Figura 2.24 – Distribuição dos solos variegados da Formação São Paulo na Carta de Plasticidade.



Fonte: Pinto e Massad (1972).

Na Tabela 2.3 são apresentadas as principais características desses solos.

Tabela 2.3 – Compilação das principais características dos solos variegados.

Características	Solos variegados	
	Intervalo	Correlações
LL	20 - 95	-
IP	0 - 65	-
% < 2 μ	10 - 80	-
σ'_p (kPa)	100 - 1500	$\sigma'_p = 4,5.A+182$
C_c	0,10 - 0,50	$C_c/(1+e_0) = 15$
e	0,48 - 1,55	-
S (%)	50 - 100	-
w (%)	16 - 43	-
γ_n (kN/m ³)	15,5 - 21,4	-
c' (kPa) (CU)	10 - 90	$c' = 0,10.\sigma'_p$
φ'_a (CU)	11 - 35	$\text{tg } \varphi'_a = \text{tg } \varphi' - 0,133$
φ' (CU)	15 - 35	$\varphi' = 33,2 - 0,17A$ ou $\varphi' = 33,5 - 0,25IP$

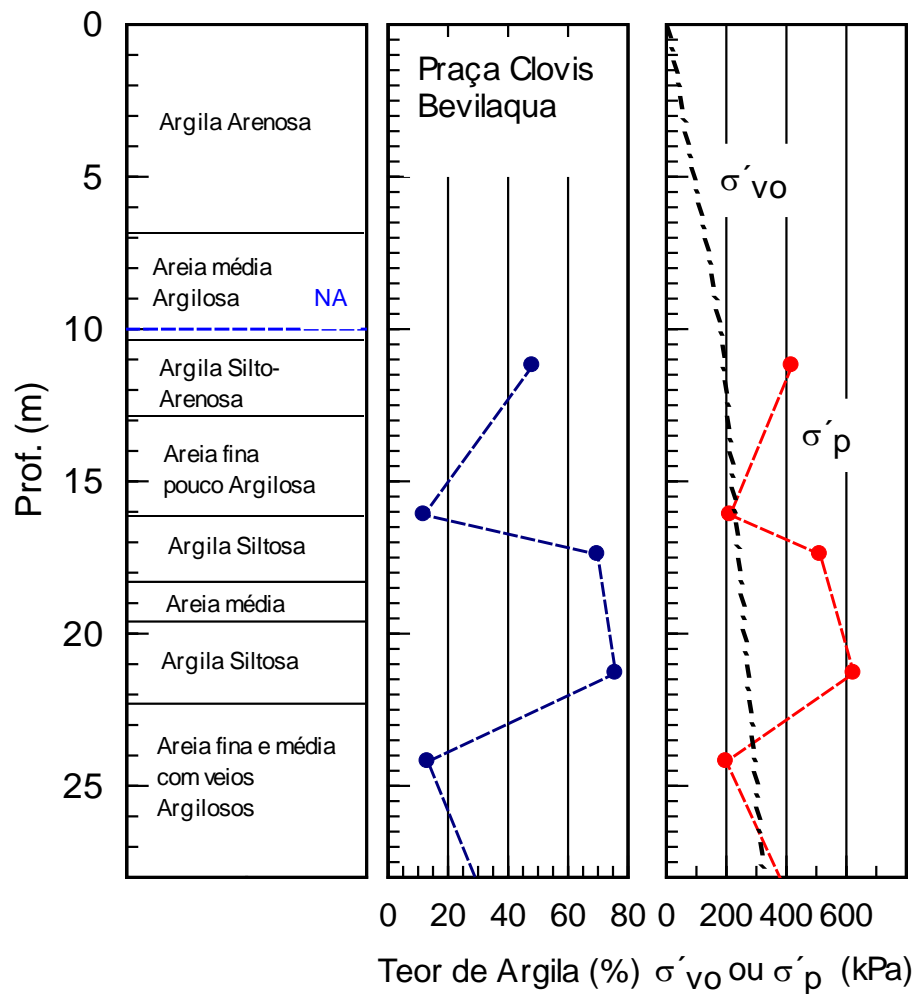
Fonte: Massad (2012).

Em geral, os solos variegados são sobreadensados, com pressões de pré-adensamento variando de 100 a 1500 kPa, sem guardar relação com o peso, atual ou passado, de terra erodida. Pinto e Massad (1972) atribuíram este fato a ciclos de sedimentação sucessivos, com secagem dos solos e o efeito das tensões capilares, que são tanto maiores quanto mais finas são as partículas de solo. Outra hipótese é a ocorrência de cimentação química das partículas de solo, consequência de evolução pedológica.

Indícios de intemperismo são marcados pela presença de crostas de limonita na Bacia de São Paulo (SUGUIO, 1980), além da coloração variegada destes solos (COZZOLINO, 1980).

A Figura 2.25 mostra um perfil deste solo com indicações dos teores de argila e das pressões de pré-adensamento, colocados lado a lado e mostrando um paralelismo muito significativo. O teor de argila (A) revelou-se ser útil em correlações envolvendo a pressão de pré-adensamento e o ângulo de atrito efetivo acima dos efeitos do pré-adensamento, como mostra a Tabela 2.3.

Figura 2.25 - Solos Variiegados – Praça Clóvis Bevilacqua.

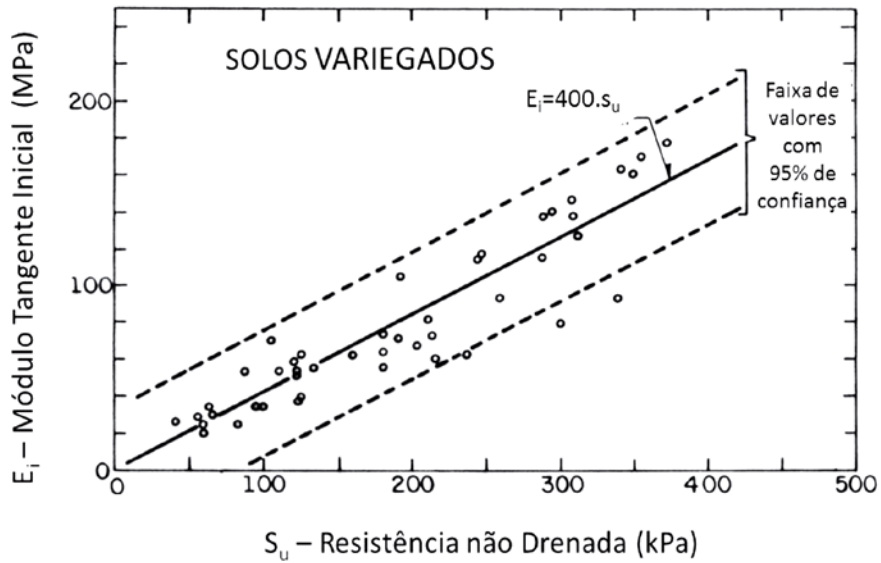


Fonte: Massad (1980) e Massad; Pinto e Nader (1992).

Massad (1980) e Massad; Pinto e Nader (1992) apresentaram os resultados dos ensaios de laboratório triaxiais CU (*consolidated undrained*) feitos na Praça Clóvis Bevilacqua, obtendo valores da relação E_i/s_u variando entre 300 e 600, com média de 400, que será utilizada na presente pesquisa. A Figura 2.26 mostra a correlação entre estes dois parâmetros.

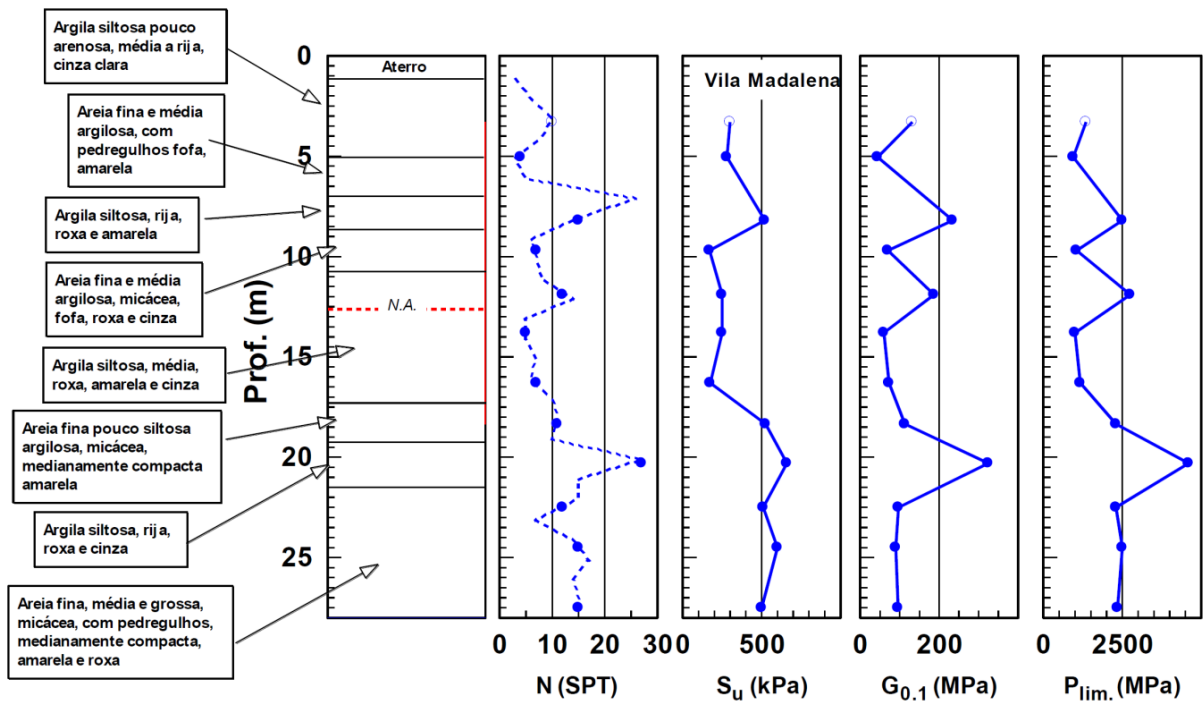
Outro trabalho que envolve os solos variegados foi publicado por Pinto (1998), que apresentou dados obtidos na esquina das ruas Votuporanga e Taboão, no Bairro de Vila Madalena, feitos durante o projeto da obra da Estação Sumaré do Metrô-SP. Os gráficos da Figura 2.27 mostram as alternâncias entre camadas de areias e argilas, típicas desta formação, sem a camada superior de Argila Vermelha Porosa. Os parâmetros s_u , $G_{0,1}$ e P_{lim} , indicados nessa figura, foram obtidos através do ensaio pressiométrico.

Figura 2.26 – Relação entre módulo de elasticidade tangente inicial e resistência não drenada.



Fonte: Massad (1980).

Figura 2.27 – Perfil geotécnico, N_{SPT} e parâmetros obtidos por meio do pressômetro (Camkometer) na região Estação Sumaré do Metrô, Vila Madalena.

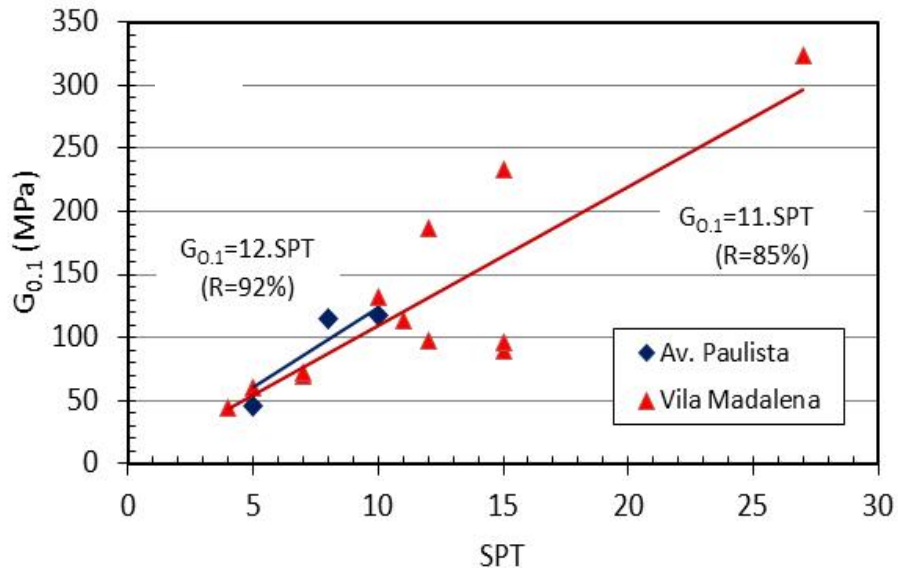


Fonte: Pinto (1998).

A Figura 2.28 apresenta a variação de $G_{0.1}$ com relação aos valores de SPT, através dos ensaios obtidos nessa mesma campanha de investigações. Como comparativo essa figura mostra os valores de ensaios realizados nas argilas

vermelhas feitos na Avenida Paulista por Pinto e Abramento (1998). As duas investigações foram desenvolvidas com o ensaio Camkometer.

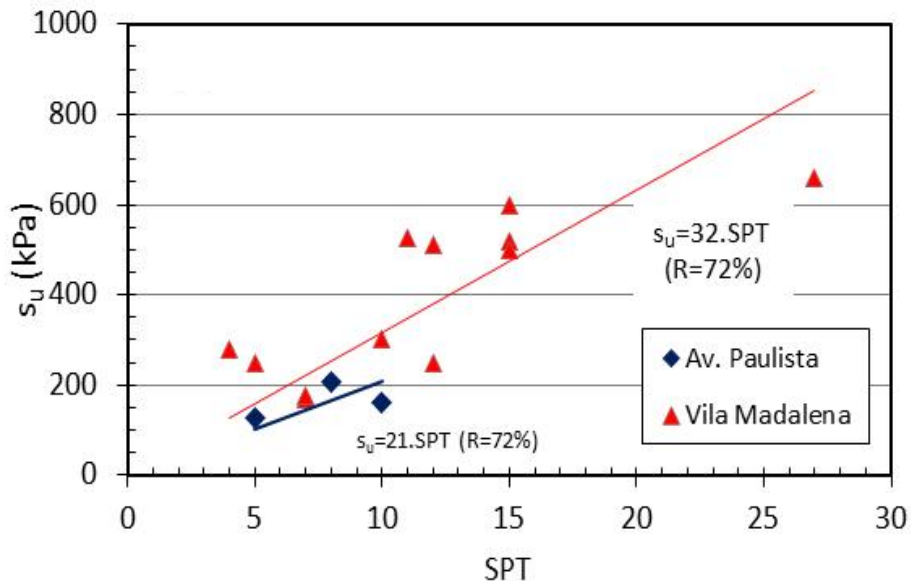
Figura 2.28 - Tendências de variação do $G_{0,1}$ com o SPT, através do Camkometer na Av. Paulista (Argilas Vermelhas) e na Vila Madalena (Solos Variegados).



Fonte: Pinto (1998) e Pinto e Abramento (1998).

Finalizando, a Figura 2.29 apresenta a variação da resistência não drenada (s_u) com valores de SPT, comparando os dados da Estação Sumaré, Vila Madalena (PINTO, 1998) com os da Avenida Paulista (PINTO E ABRAMENTO, 1998)

Figura 2.29 - Tendências de variação de s_u com o SPT, através do Camkometer na Av. Paulista (Argilas Vermelhas) e na Vila Madalena (Solos Variegados)



Fonte: Pinto (1998) e Pinto e Abramento (1998).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Com objetivo principal de obter parâmetros geotécnicos dos solos variegados da Formação São Paulo, este item apresenta os dados cedidos pelo Metrô, o tratamento e a metodologia de trabalho adotada na presente pesquisa.

Os dados coletados referem-se à campanha de investigações geológico-geotécnicas executada no projeto básico da expansão da Linha 2 – Verde.

A partir dos dados cedidos, foram segregadas doze ilhas que continham ensaios SPT, CPTu e DMT, e que estavam inseridos na Formação São Paulo, localizadas na Figura 3.1.

Para representar a geologia, a Figura 3.2 apresenta o perfil geológico simplificado da expansão da Linha 2 com destaque para as doze ilhas de ensaios: 28, 5042, 5112, 5146, 5182, 5221, 5249, 5282, 5299, 5341, 5377 e 5438, numeradas de acordo com a campanha de investigações do projeto básico do Metrô-SP. No perfil geológico, as ilhas de ensaios são identificadas através do perfil individual da sondagem de referência, exceto para a Ilha 28, a qual se encontra fora do traçado da Linha 2.

Nota-se que este perfil é resultado da união de perfis geológicos executados no projeto básico de diferentes lotes de projeto e cedidos pelo Metrô-SP. Dessa forma, alguns encaixes não estão bem representados, pois foram desenvolvidos por diferentes empresas.

A fim de facilitar a visualização do contexto geológico através de escala compatível, as fácies argilosas e arenosas de cada Formação da Bacia de São Paulo foram agrupadas em diferentes unidades. O embasamento e os solos de alteração de rocha também foram unificados em uma única unidade.

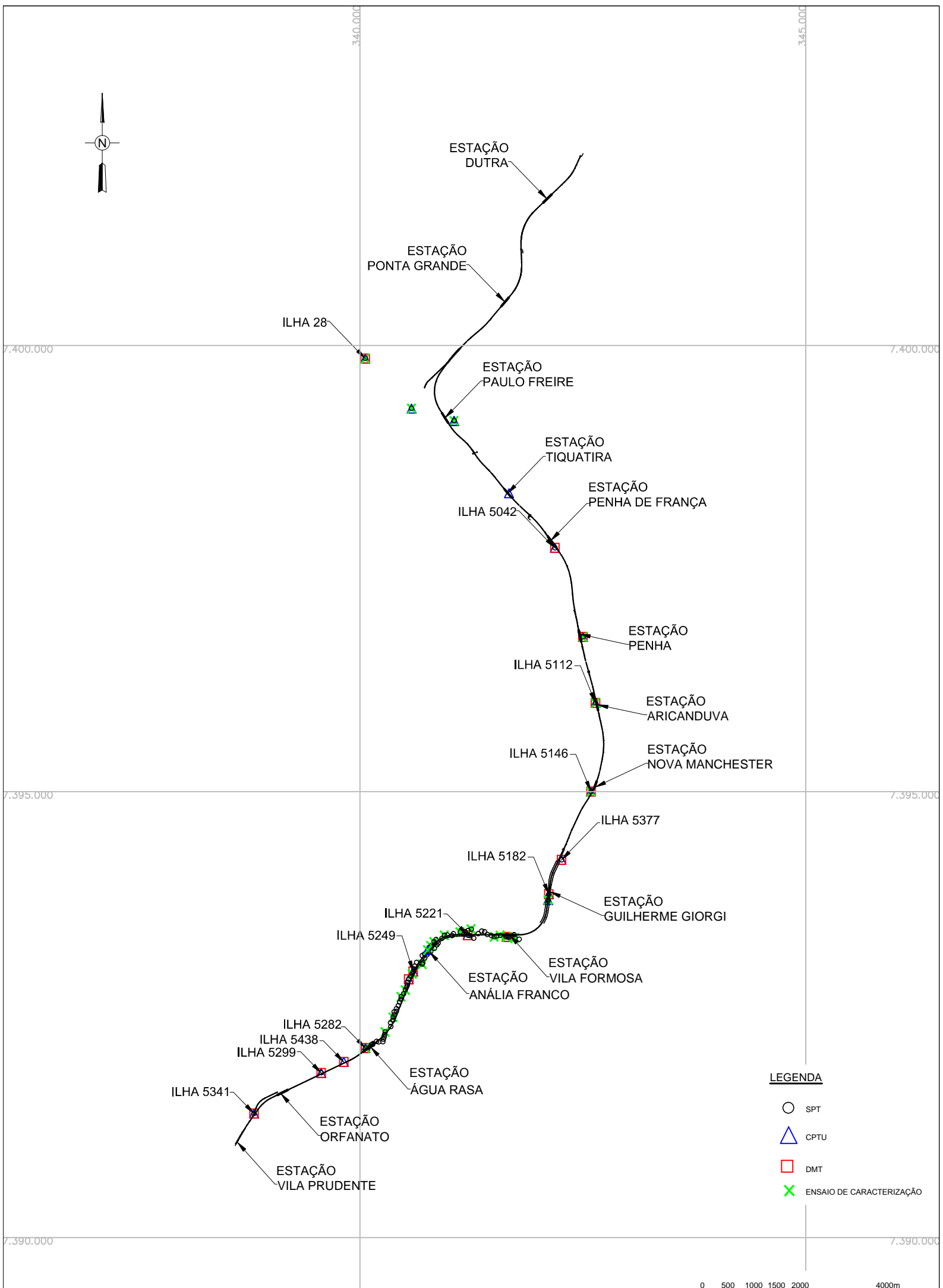


FIGURA 3.1 - PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DOS ENSAIOS E SONDAGENS

0 500 1000 1500 2000 4000m
1:50.000 ESCALA GRÁFICA

LEGENDA

- CONTATOS LITOLÓGICOS
- - - PROJEÇÃO DO TÚNEL DE VIA

- ATERRO
 - ALUVIÃO
 - HIDROTERMALISMO
- BACIA DE SÃO PAULO**
- ARGILA POROSA (3Agp1, 3Agp2)
 - FÁCEIS ARGILOSA (3Ag1, 3Ag2)
 - FÁCEIS ARENOSA (3Ar1, 3Ar2)
- FORMAÇÃO SÃO PAULO**
- FORMAÇÃO RESENDE**
- FÁCEIS ARGILOSA (4Ag1, 4Ag2, 4Ag3)
 - FÁCEIS ARENOSA (4Ar1, 4Ar2, 4Ar3)
- EMBASAMENTO CRISTALINO**
- ROCHA E SOLOS ALTERAÇÃO DE ROCHA

PLANTA DE LOCALIZAÇÃO

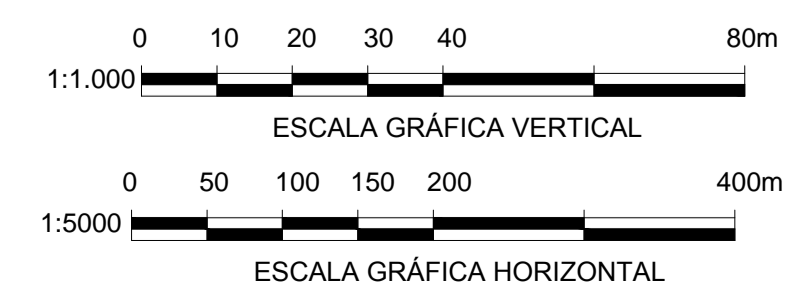
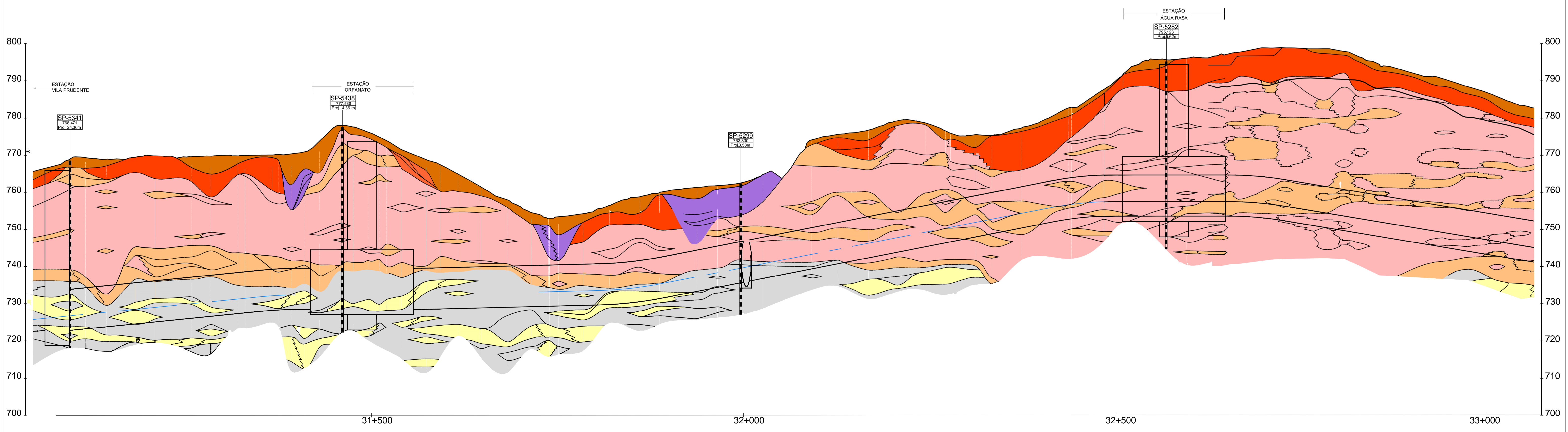
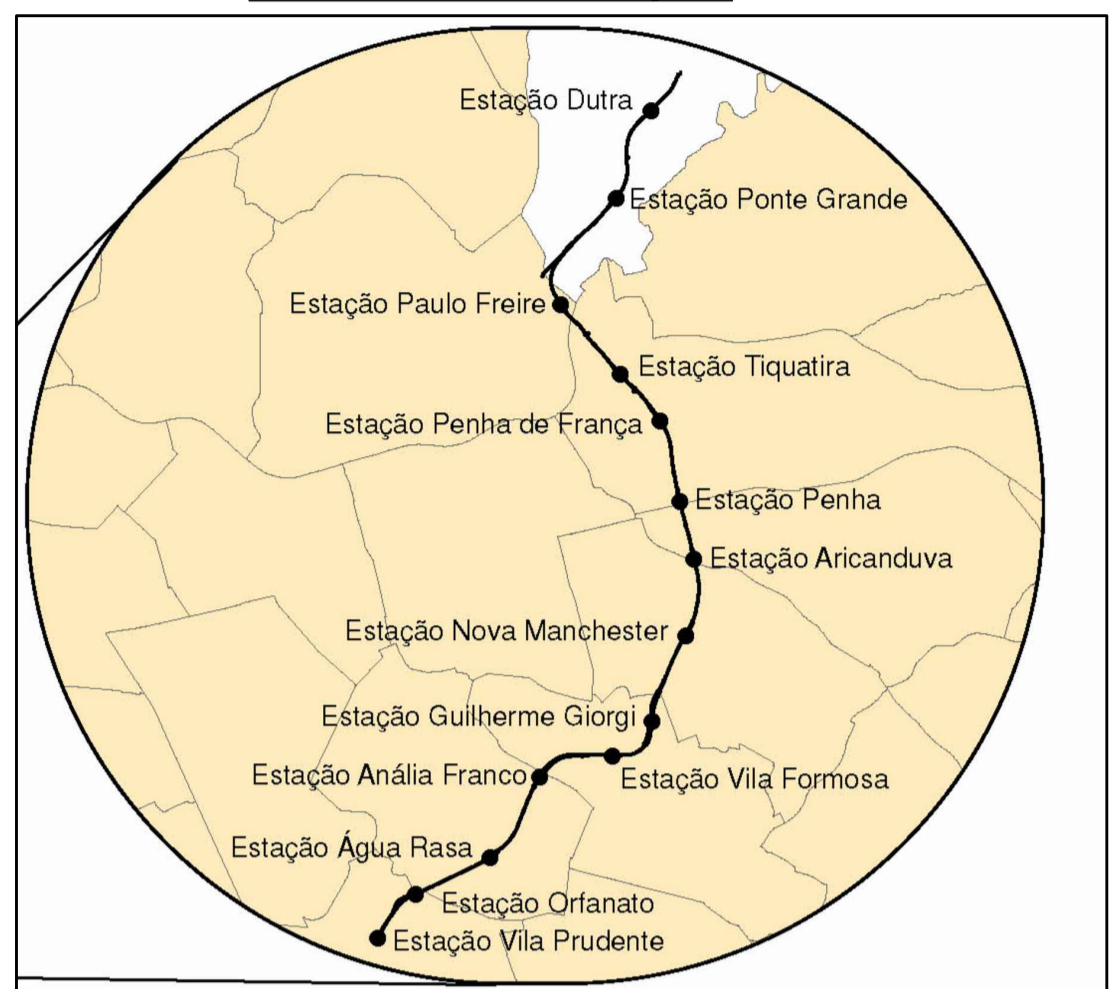
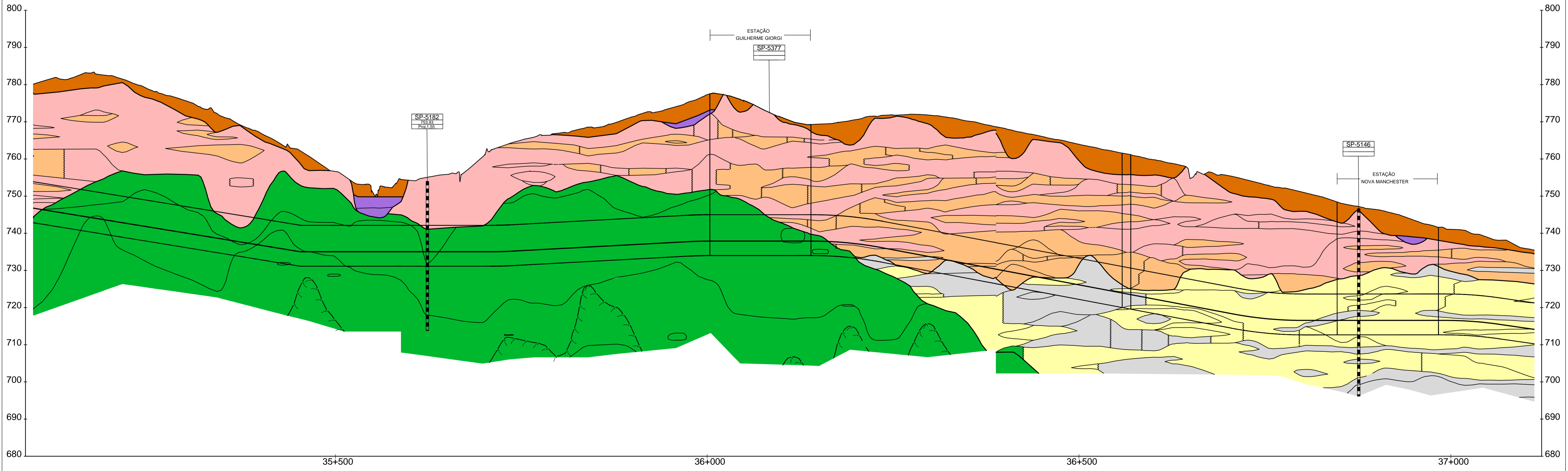
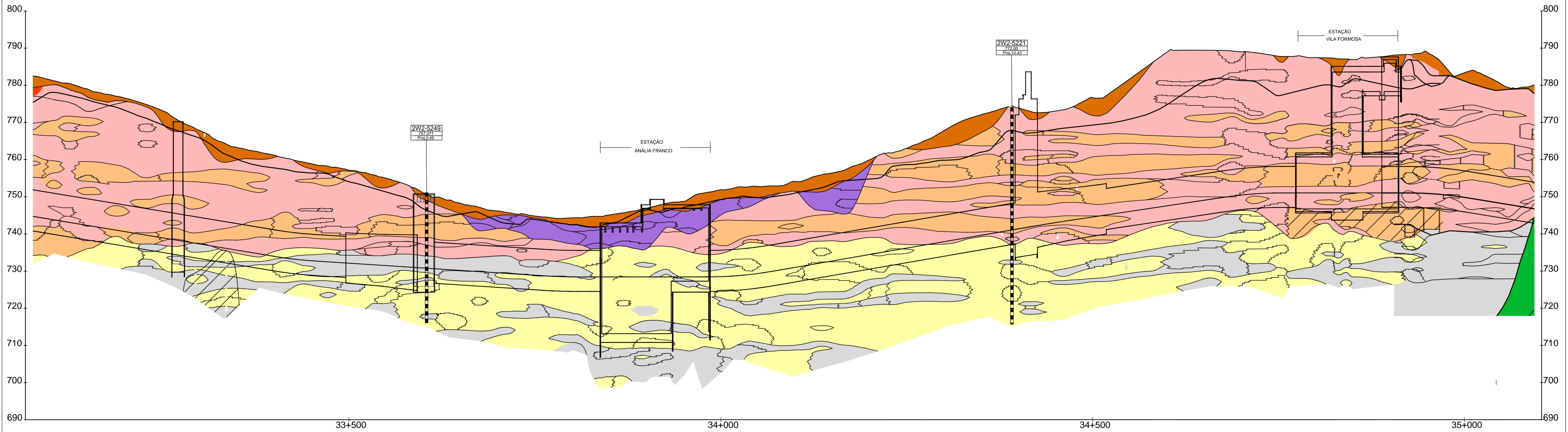
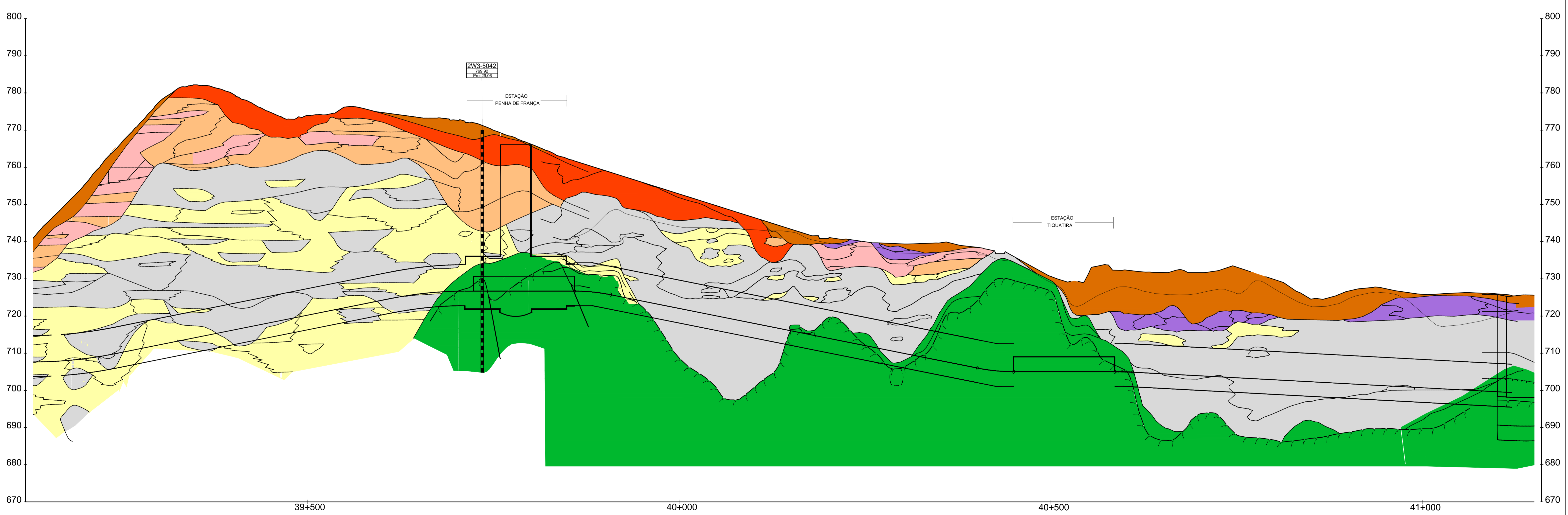
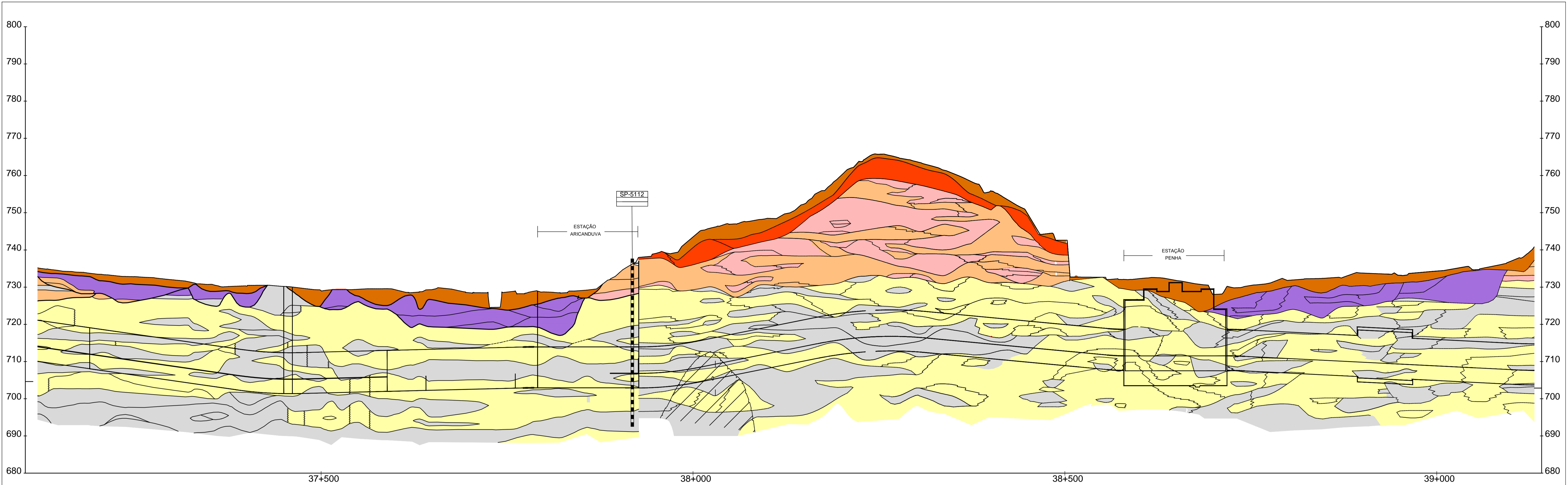
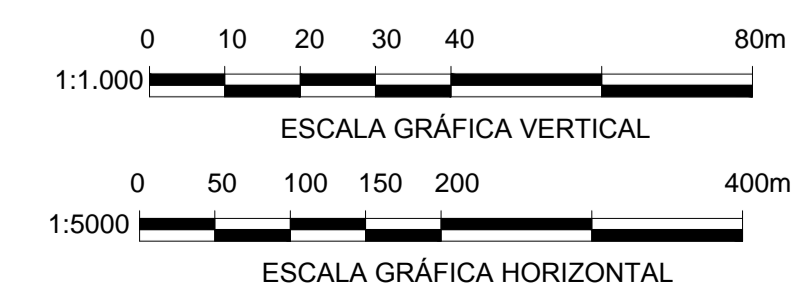
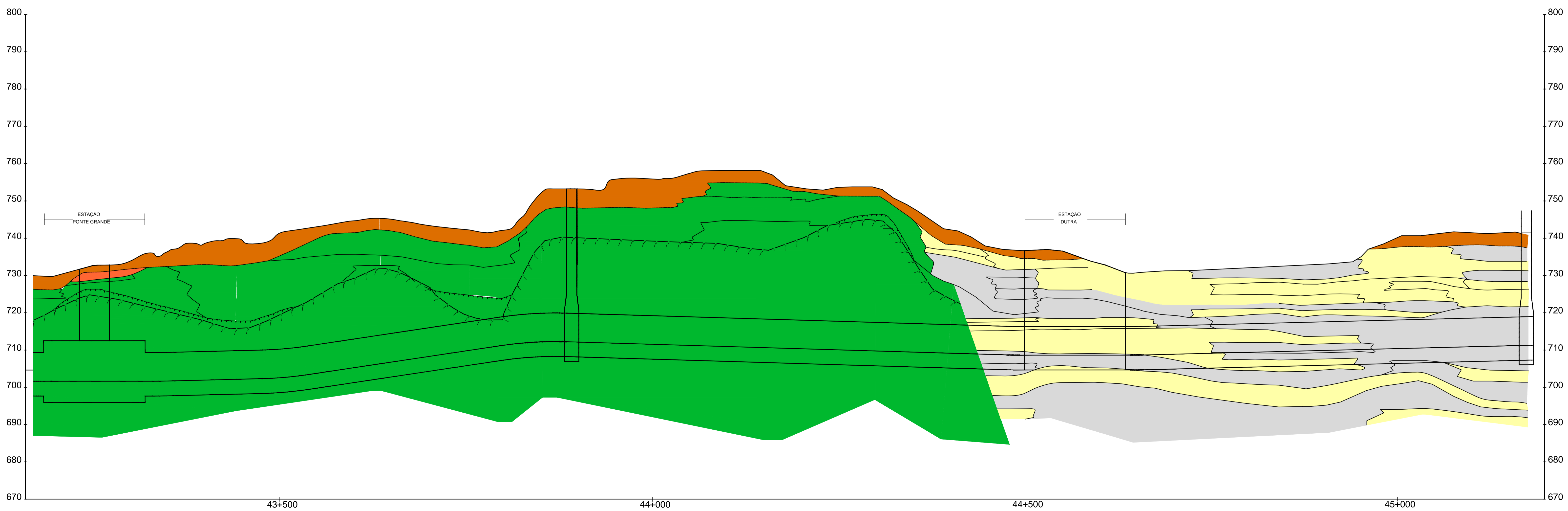
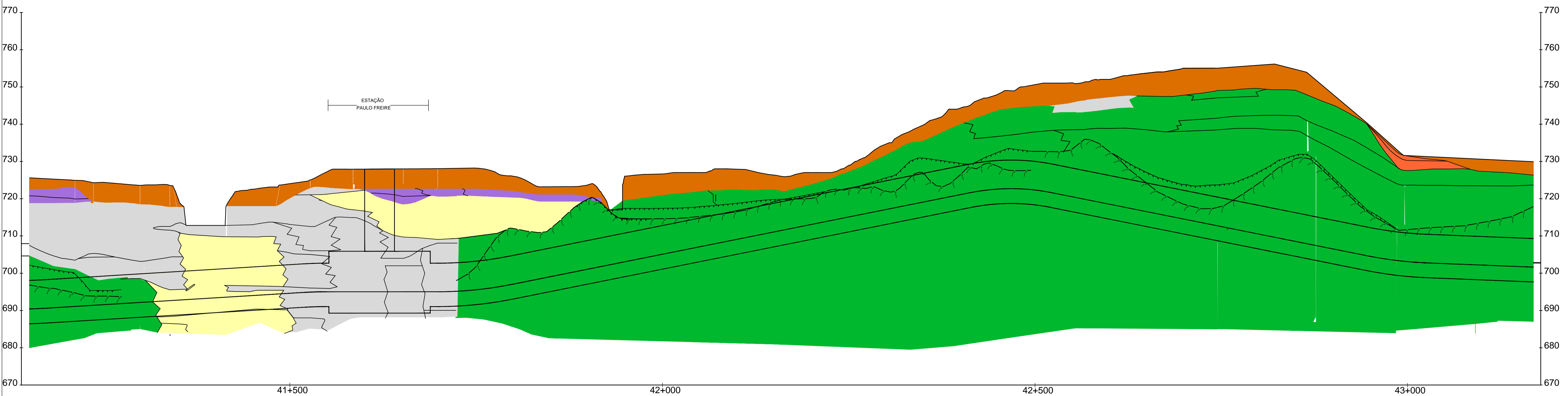


FIGURA 3.2 - PERFIL GEOLÓGICO DA EXPANSÃO DA LINHA 2 - VERDE







A Formação Resende está representada pelas cores cinza e amarela para as fácies argilosa e arenosa, respectivamente. A Formação São Paulo está representada pelas cores laranja, rosa e vermelho, referente às fácies arenosa, argilosa e a argila porosa, respectivamente. Os aluviões quaternários estão identificados com a cor roxa e os solos antrópicos (aterros) na cor marrom. O embasamento cristalino e os solos de alteração são representados na cor verde.

O traçado da expansão da Linha 2- Verde atravessa o Rio Tietê e córregos da zona leste da cidade. Dessa forma, ao longo do trecho existem diferentes condições hidrogeológicas no que diz respeito à Bacia de São Paulo. Como exemplo, cita-se a presença de lençóis suspensos nas camadas de solos superiores ao nível freático de base referente para cada região.

Os lençóis suspensos ou empoleirados são níveis de água independentes do nível freático de base e causam um efeito complicador nas análises dos parâmetros dos solos. Em lençóis suspensos ocorrem camadas de solos arenosos parcialmente saturados, além de fluxo de água, com variações anômalas da pressão neutra (u) e seus reflexos nos parâmetros que dela dependem, em especial o σ'_{vo} . Esse fato será evidenciado nas análises apresentadas ao longo da dissertação.

Os subitens a seguir apresentam os dados cedidos pelo Metrô-SP (sondagens, ensaios de caracterização, ensaios piezocone e dilatométricos) e a metodologia usada na análise de cada informação.

3.1 SONDAGENS

As sondagens a percussão do projeto básico da expansão da Linha 2 do Metrô foram realizadas pelas empresas LENC e Alphageos entre o final de 2011 e início de 2012 com objetivo de obter um reconhecimento das camadas de solo e identificação do nível d'água.

Elas foram realizadas de acordo com a norma brasileira NBR 6484 (ABNT, 2001).

Os valores de tensão vertical efetiva utilizados para obtenção dos parâmetros geotécnicos dos solos variegados foram obtidos através do nível d'água identificado nos boletins de sondagens.

3.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Visando a caracterização do material em estudo, foram realizados ensaios de análise granulométrica por peneiramento e sedimentação com a determinação da densidade real dos grãos do solo, além de ensaios para a determinação dos limites de liquidez e plasticidade.

As amostragens foram feitas através da coleta de solo em diferentes profundidades nos furos de sondagem a percussão e os ensaios foram realizados pelas empresas LENC, Alphageos e Progeo entre o final de 2011 e início de 2012.

Os ensaios granulométricos foram desenvolvidos de acordo com a norma brasileira NBR 7181 (ABNT, 1984-a, revisada em 1988). Para a determinação da massa específica dos grãos (g), os ensaios foram executados de acordo com a norma brasileira NBR 6508 (ABNT, 1984-b). A determinação do Limite de Liquidez (LL) e de Limite de Plasticidade (LP) foi realizada de acordo com as normas brasileiras NBR 6459 (ABNT, 1984-c) e 7180 (ABNT, 1984-d, revisada em 1988), respectivamente. A partir da determinação dos dois limites, determina-se o Índice de Plasticidade (IP) como a diferença (LP - LL).

3.3 ENSAIO PIEZOCONO – CPTu

A empresa Alphageos – Tecnologia Aplicada S.A realizou 27 ensaios piezocone (CPTu) na expansão da Linha 2 entre setembro/2012 e outubro/2012 (METRÔ-SP/ALPHAGEOS, 2012).

A Figura 3.3 apresenta fotografias da equipe e equipamento utilizado para a realização do ensaio piezocone (CPTu) executado na Ilha de ensaio 5221.

Figura 3.3 – Execução do ensaio piezocone na Ilha de ensaio 5221.



O equipamento utilizado é do tipo elétrico, o *CPT Probes Classic* fabricado pela empresa *Geotech*, com medições de pressões através de sensores *strain gauges* instalados na ponteira de aço.

A ponteira, cuja relação de áreas do cone é 0,58, foi cravada no solo estaticamente, de forma contínua, com velocidade constante de 20 mm/s. A leitura dos sensores é feita a cada 2 cm.

No ensaio a ponteira é instrumentada com três sensores, permitindo as leituras da resistência de ponta (q_c), poropressão (correspondente às leituras u_2) e resistência ao atrito lateral (f_s).

Para a cravação do equipamento piezocone foi utilizada a perfuratriz CME-55 montada sobre chassi de caminhão com capacidade de reação de 15 toneladas. O sistema de piezocone completo foi instalado na parte posterior da perfuratriz e acionado pelo sistema hidráulico do próprio equipamento.

Para análise do histórico de tensões, módulos de deformabilidade e resistência ao cisalhamento através dos resultados obtidos nos ensaios piezocone (CPTu)

foram escolhidas equações consagradas na literatura através análises e justificativas apresentadas nos subitens a seguir.

A opção por equações referentes a solos coesivos é justificada no Capítulo 4, junto com a validação de cada uma.

3.3.1 Histórico de Tensões

Com objetivo de se obter os parâmetros do histórico de tensões (pressão de pré-adensamento, razão de sobreadensamento e coeficiente de empuxo em repouso) através dos resultados do CPTu, analisaram-se as equações apresentadas por diversos autores para determinados tipos de solos.

A equação utilizada para a determinação da pressão de pré-adensamento para os solos variegados da Formação São Paulo é a Equação 2.4, com o coeficiente K_1 igual a 0,33, conforme Kulhawy e Mayne (1990).

Essa equação foi escolhida porque não se pode confiar no valor de u_2 , visto que a pedra porosa atravessa uma intercalação de solos argilosos e arenosos, podendo perder sua saturação através da sucção nos trechos insaturados.

A razão de sobreadensamento foi determinada através da razão entre a pressão de pré-adensamento e a tensão vertical efetiva inicial, conforme Equação 2.5.

A equação do coeficiente de empuxo em repouso utilizada nesta pesquisa foi a Equação 2.7, com φ' igual a 25° , média do intervalo apresentado por Massad (2012) na Tabela 2.3.

3.3.2 Módulos de Elasticidade

Da mesma forma, para se obter os módulos de elasticidade (módulo de elasticidade tangente inicial, módulo de cisalhamento tangente inicial e módulo edométrico), analisaram-se as equações apresentadas por diversos autores.

Os valores do módulo de elasticidade tangente inicial definido nas doze ilhas de ensaios foram determinados de acordo com a Equação de Kulhawy e Mayne (1990), apresentada na Equação 2.10, com coeficiente α igual a 20. A validação desse valor é discutida no Capítulo 4.

O módulo de cisalhamento tangente inicial foi determinado de acordo com a Equação de Watabe; Tanaka e Takemura (2004), conforme Equação 2.11 e o módulo edométrico foi determinado de acordo com a Equação de Kulhawy e Mayne (1990), conforme Equação 2.13.

3.3.3 Resistência ao Cisalhamento

Nesta pesquisa, a resistência ao cisalhamento é caracterizada através da resistência não drenada. Através da análise das equações, para a determinação da resistência não drenada utilizou-se a Equação 2.14, com $N_{kt}=20$.

3.4 ENSAIO DILATOMÉTRICO – DMT

A empresa Alphageos – Tecnologia Aplicada S.A realizou 14 ensaios dilatométricos (DMT) na expansão da Linha 2 entre dezembro/2012 e janeiro/2013 (METRÔ-SP/ALPHAGEOS, 2012). O equipamento utilizado para este ensaio é o dilatômetro de Marchetti, com leitura de dados feita a cada 20 cm.

O procedimento utilizado no ensaio seguiu as orientações da norma americana D 6635-01 (ASTM, 2001).

Para análise do histórico de tensões, módulos de deformabilidade e resistência ao cisalhamento através dos resultados obtidos nos ensaios dilatométricos (DMT) foram escolhidas equações consagradas na literatura através análises e justificativas apresentadas nos subitens a seguir.

Da mesma forma que os ensaios piezocone, a validação da escolha destas equações é discutida no Capítulo 4.

3.4.1 Histórico de Tensões

Através dos resultados dos ensaios dilatométricos, analisaram-se as equações apresentadas por diversos autores para a obtenção dos parâmetros do histórico de tensões (pressão de pré-adensamento, razão de sobreadensamento e coeficiente de empuxo em repouso).

Para a obtenção dos valores de pressão de pré-adensamento, utilizou-se a razão de sobreadensamento e a tensão vertical efetiva inicial, conforme Equação 2.21.

Para a determinação do OCR, utilizou a Equação de Kamei e Iwasaki (1995), conforme Equação 2.25.

Para a determinação do K_0 , utilizou a Equação Lunne *et al.* (1990), Equação 2.28.

3.4.2 Módulos de Elasticidade

Com objetivo de se obter os módulos de elasticidade (módulo tangente inicial, módulo cisalhante tangente inicial e módulo edométrico) através dos resultados do DMT, analisaram-se as equações apresentadas por diversos autores.

O módulo de elasticidade tangente inicial (E_i) foi determinado através da Equação de Robertson *et al.* (1989), com separação para fáceis arenosa e argilosa, conforme Equação 2.30.

Como os solos da presente pesquisa comportam desde argilas pouco arenosas até areias pouco argilosas, para o valor do coeficiente F , testaram-se valores e foi adotado cinco para solos argilosos e dois para solos arenosos.

O módulo de cisalhamento tangente inicial (G_0) foi determinado através da Equação 2.32, de Lunne *et al.* (1990) com coeficiente α igual a 112,5, valor médio do intervalo proposto pelo autor.

Para o módulo edométrico (M) utilizou-se a Equação 2.33, com os valores de R_M variando de acordo com K_D , em função de I_D .

3.4.3 Resistência ao Cisalhamento

Os valores de resistência não drenada foram obtidos através da Equação 2.36 do Marchetti (1980).

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

O objetivo deste capítulo é apresentar os resultados e análises dos ensaios de caracterização, piezocone e dilatométricos realizados nos solos variegados da Formação São Paulo referentes às doze ilhas de ensaios.

Além disso, são apresentadas correlações entre parâmetros geotécnicos e feitas comparações com dados da literatura com a finalidade de validar os resultados obtidos nessa pesquisa.

4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO (LABORATÓRIO)

A caracterização física das amostras dos solos variegados foi feita através dos resultados dos ensaios granulométricos, da densidade real dos grãos e dos limites de liquidez e plasticidade.

As Figuras 4.1 a 4.4 apresentam as curvas granulométricas para cada uma das quatro fácies representativas da Formação São Paulo, que integra os solos variegados (3Ag1, 3Ag2, 3Ar1 e 3Ar2).

Figura 4.1 – Curva granulométrica para os solos argilosos da Formação São Paulo (fácies 3Ag1).

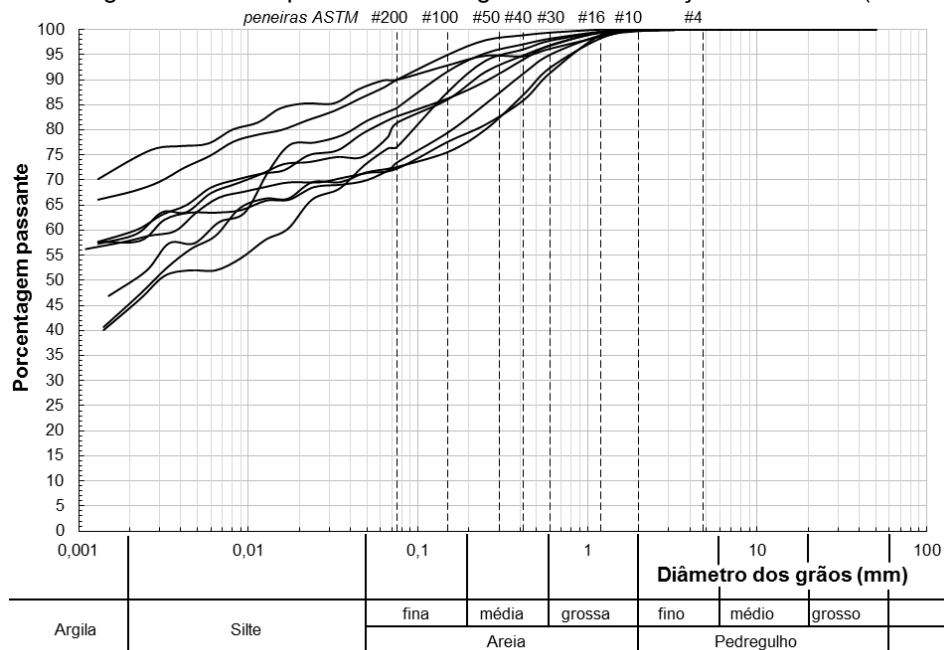


Figura 4.2 – Curva granulométrica para os solos argilosos da Formação São Paulo (fácies 3Ag2).

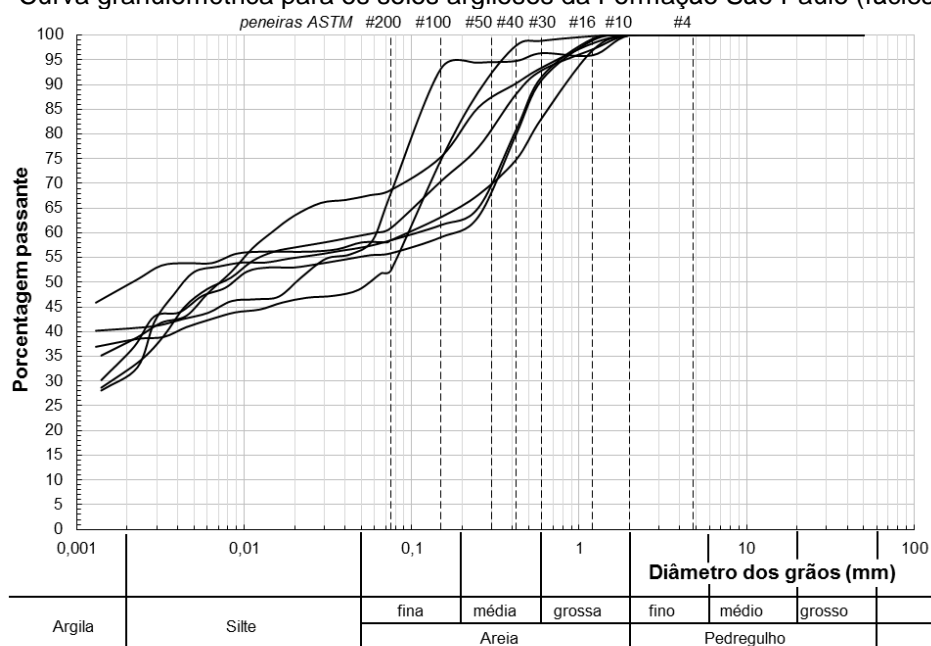


Figura 4.3 – Curva granulométrica para os solos arenosos da Formação São Paulo (fácies 3Ar1).

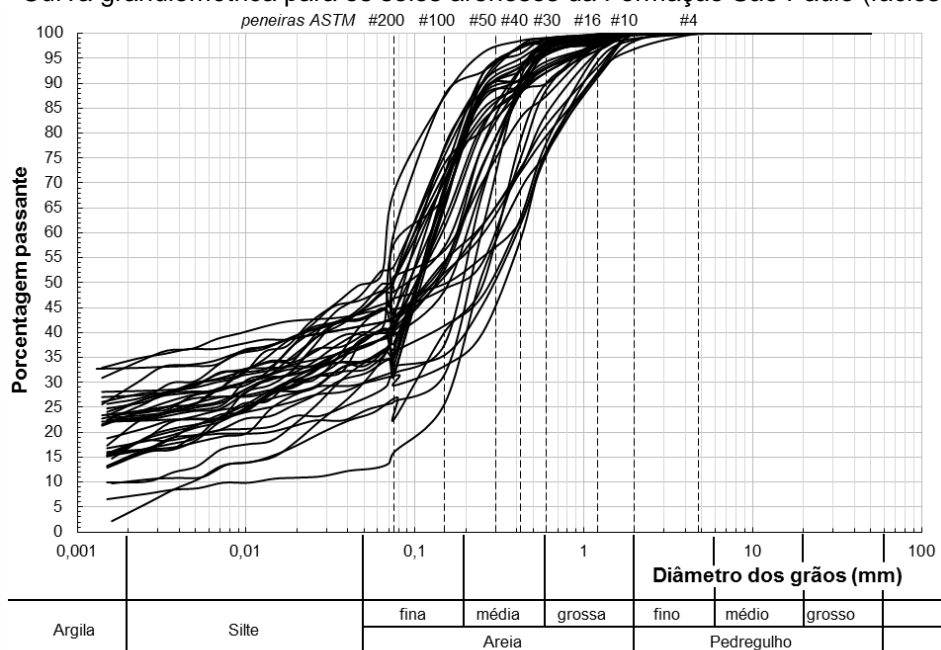
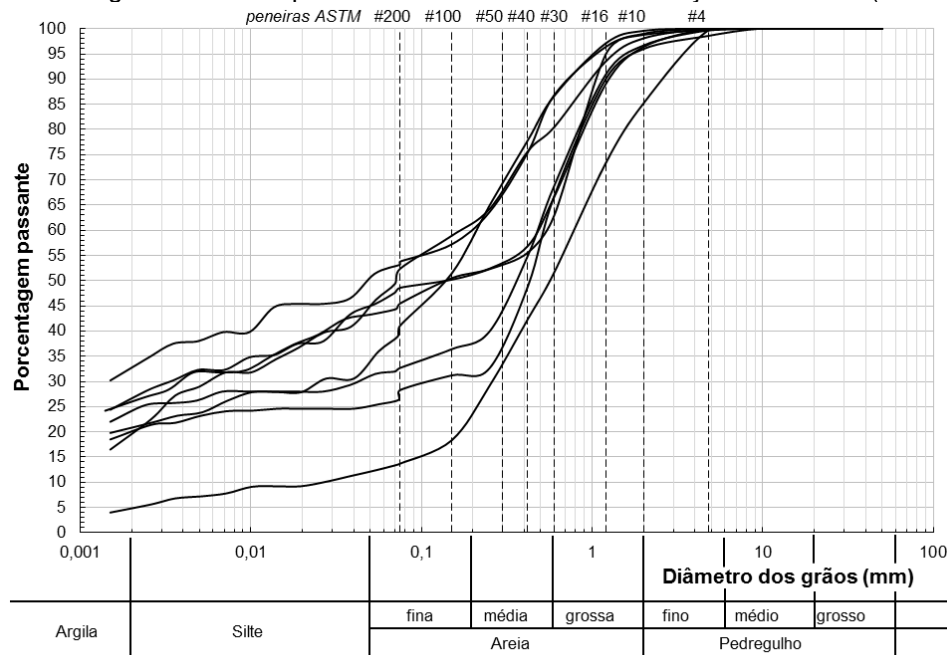


Figura 4.4 – Curva granulométrica para os solos arenosos da Formação São Paulo (fácies 3Ar2).



Esses resultados têm correspondência com os dados apresentados por Pinto e Massad (1972), que foram reproduzidos no Item 2.3.2 desta pesquisa, na Figura 2.23.

Através da análise destes gráficos, é possível afirmar que as fácies argilosas da Formação São Paulo (3Ag1 e 3Ag2) apresentam um predomínio da fração argila e silte, mas também ocorrendo porcentagem significativa da fração areia.

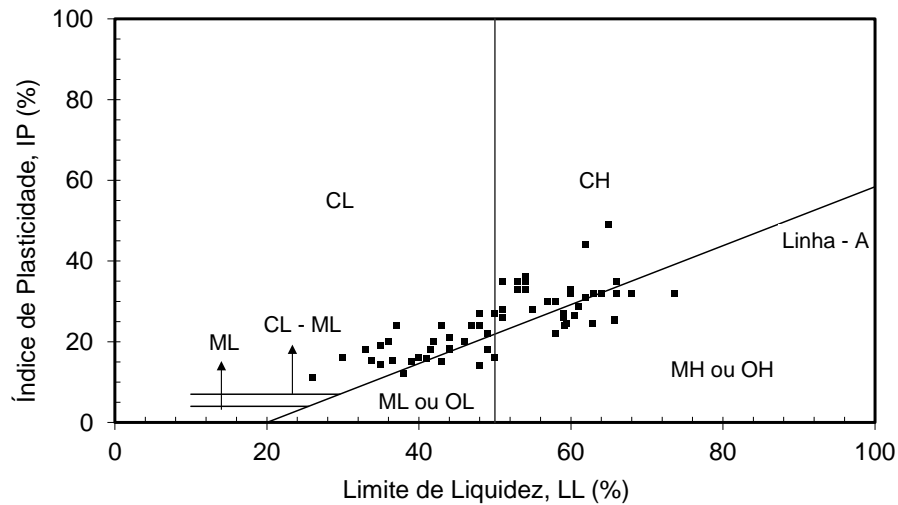
Por outro lado, as fácies arenosas da Formação São Paulo (3Ar1 e 3Ar2) apresentam predomínio de fração areia e silte, contendo também quantidade significativa de fração argila.

Isso indica que os solos variegados da Formação São Paulo não podem ser tratados como argila ou areia pura. A justificativa da escolha das equações para solos coesivos tem por base o fato da fração argila influencia o comportamento dos solos, mesmo nas fácies arenosas.

Com relação à densidade dos grãos, tem-se que a média dos valores obtidos para os solos variegados estudados nesta pesquisa é $2,71 \text{ g/cm}^3$.

A Figura 4.5 apresenta a Carta de Plasticidade (Gráfico de Casagrande) obtida para as amostras de solos variegados analisados.

Figura 4.5 – Carta de Plasticidade de Casagrande dos solos estudados.

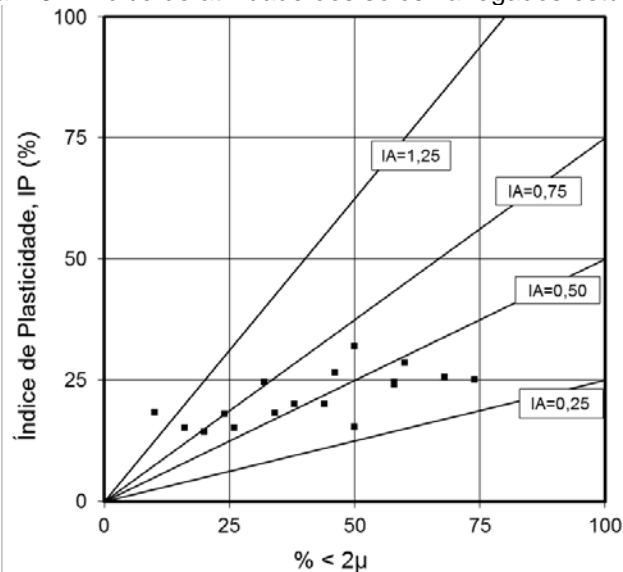


Através desse gráfico, pode-se afirmar que grande parte dos resultados se situa em torno da Linha A, com exceção de algumas amostras que se encontram abaixo, nas faixas de limites de liquidez entre 55 a 75 e entre 35 a 50.

Assim como os resultados das análises granulométricas, nota-se uma variação contínua dos resultados, indicando a existência de um único universo. Estes resultados se assemelham à Carta de Plasticidade apresentada por Pinto e Massad (1972) para solos variegados da Formação São Paulo, mostrada na Figura 2.24.

A fim de determinar o índice de atividade dos solos analisados nessa pesquisa, a Figura 4.6 apresenta o gráfico correlacionando o índice de plasticidade (IP) e a porcentagem de fração argila nestes solos.

Figura 4.6 – Índice de atividade dos solos variegados estudados.



Através deste gráfico nota-se que o índice de atividade deste solo varia entre 0,25 e 0,75, englobando o valor apresentado por Pinto e Massad (1972) para os solos variegados da cidade de São Paulo, que é da ordem de 0,65, como foi mencionado na revisão bibliográfica.

4.2 ENSAIOS COM O PIEZOCONE E DILATÔMETRO DE MARCHETTI

Nos Apêndices A a L são apresentados, para cada ilha de ensaio, os parâmetros medidos e calculados, em duas folhas de gráficos. As primeiras folhas de cada apêndice apresentam resultados do CPTu na parte superior resultados do DMT na parte inferior.

Na parte superior constam:

- os parâmetros q_t , f_s , R_f em função da profundidade; e
- valores de u e u_2 , obtidos através das sondagens e ensaio CPTu, respectivamente.

Na parte inferior:

- os valores de p_0 e p_1 ; e
- os parâmetros intermediários do DMT em função da profundidade.

As segundas folhas de cada apêndice mostram os perfis geológicos, valores de SPT e os parâmetros pressão de pré-adensamento (σ_p), razão de sobreadensamento (OCR), coeficiente de empuxo em repouso (K_0), módulo de elasticidade tangente inicial (E_i), módulo de cisalhamento tangente inicial (G_0), módulo edométrico (M) e resistência ao cisalhamento não drenada (s_u) calculados através das equações mostradas no capítulo anterior e que serão validadas no Item 4.4.

Analisando-se as doze ilhas de ensaio, conclui-se novamente que o subsolo é muito heterogêneo, o que é evidenciado nos perfis geológicos simplificados apresentados junto aos gráficos.

A presença de lençóis freáticos suspensos está evidenciada pelas linhas pontilhadas nos gráficos de pressão neutra em função da profundidade. Essa característica dos solos variegados dificultou as análises como será exposto adiante,

em alguns casos inviabilizando a obtenção de parâmetros que dependam da pressão neutra.

Nota-se também que, apesar da enorme dispersão, os índices de tensão horizontal (K_D) para as doze ilhas apresentam valores maiores que dois, indicando o sobreadensamento característico desses solos, já comentado na literatura.

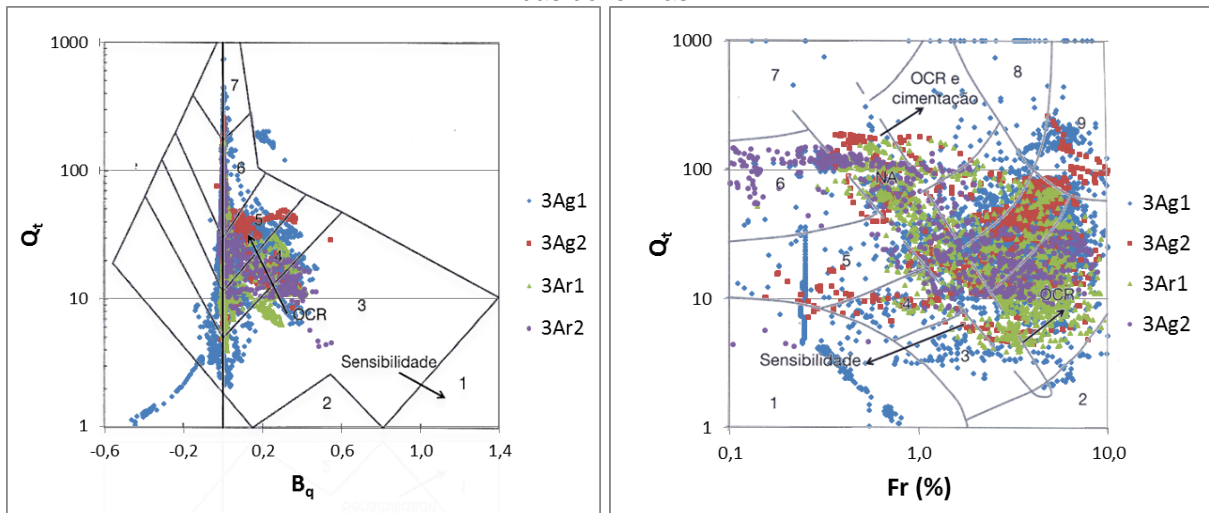
Algumas ilhas apresentaram resultados diferenciados, potencialmente evidenciando uma anomalia geológica ou problemas na execução dos ensaios. De forma a evitar a distorção dos dados, algumas dessas ilhas foram desconsideradas, como também se verá adiante.

4.2.1. Classificação do comportamento dos solos

Primeiramente, foi possível utilizar os resultados do CPTu para classificação do comportamento do solo através do ábaco de Robertson (1990), como apresentado na Figura 4.7.

A fim de representar a heterogeneidade dos solos variegados, os resultados para as doze ilhas foram separados entre as fácies arenosa (3Ar1 e 3Ar2) e argilosa (3Ag1 e 3Ag2) da Formação São Paulo.

Figura 4.7 – Ábacos de classificação do comportamento dos solos através dos resultados do CPTu das doze ilhas.



Fonte: adaptado de Robertson (1990).

Como resultado, é possível afirmar através da análise dos dois gráficos que as fáceis argilosas e arenosas se distribuem ao longo de todo o ábaco, independente da fração granulométrica principal.

Essa característica indica que as unidades estudadas nesta pesquisa não são puramente argilosas ou arenosas, mas uma composição dessas frações, o que confere uma característica coesiva a esses solos, como já citada anteriormente. Esse fato justifica a escolha de equações para esse tipo de comportamento na determinação de parâmetros geotécnicos desta pesquisa.

Além disso, os dois ábacos apresentam pontos predominantemente localizados no sentido de aumento do OCR.

Com relação aos ensaios dilatométricos, através do ábaco definido por Marchetti e Crapps (1981), apresentado na Figura 2.13, também é possível determinar o comportamento dos solos através do índice de material do solo (I_D), o qual indica suas frações granulométricas. Através da análise dos gráficos do I_D , constantes nos apêndices A a L, fica evidente a heterogeneidade dos solos variegados, uma vez que, em geral, a curva apresentada corresponde às três unidades do gráfico (argila, silte e areia).

4.2.2. Faixas de variação de alguns parâmetros geotécnicos

Com relação aos resultados obtidos com os ensaios CPTu e DMT, foram estabelecidas faixas de valores para os parâmetros de histórico de tensões, coeficiente de empuxo em repouso, módulos de deformabilidade e resistência não drenada.

Foi feita uma análise dos dados, excluindo valores anômalos das faixas características de cada ilha. Os valores são apresentados nas Tabelas 4.1 e 4.2.

A Tabela 4.1 apresenta resultados relativos à pressão de pré-adensamento (σ'_p) obtidos com o CPTu e valores de razão de sobreadensamento (OCR) e coeficiente de empuxo em repouso (K_0), ambos obtidos com os resultados do DMT.

Esses parâmetros foram estimados pelas Equações 2.4, 2.25 e 2.28, respectivamente, que independem do valor de σ'_{vo} , que por sua vez, é calculado através da poropressão. Com as características intrínsecas dos lençóis

empoleirados, os valores das poropressões apresentados nos Apêndices A a L são questionáveis.

Os parâmetros dependentes de σ'_{vo} , como σ'_p (DMT), OCR (CPTu) e K_0 (CPTu) foram descartados na determinação da faixa de valores apresentada nessa tabela.

Tabela 4.1 – Resumo dos parâmetros de histórico de tensões.

Ilhas	σ'_p (kPa) - CPTu	OCR - DMT	K_0 - DMT
28	200 - 1.500	1,3 - 13	1 - 2,4
5042	120 - 2.700	1 - 8	1 - 2,1
5112	400 - 4.200	1 - 12	1 - 3,3
5146	100 - 5.000	1 - 8	1 - 2,4
5221	250 - 3.000	1,3 - 18	1 - 3,7
5249	400 - 3.800	1,9 - 12	1,1 - 2,4
5282	250 - 3.000	2,6 - 16	1,3 - 2,6
5299	250 - 2.800	1,1 - 29	1 - 3,2
5341	150 - 2.800	2,2 - 30	1,2 - 3,9
5377	270 - 2.800	1 - 17	1 - 2,6
5438	100 - 2.800	1,1 - 40	1 - 4,3

Os valores mais altos de pressão de pré-adensamento, razão de sobreadensamento e coeficiente de empuxo em repouso das doze ilhas referem-se, em geral, às camadas mais arenosas. É possível verificar esse fato através dos gráficos apresentados nas segundas folhas de cada apêndice em comparação com o perfil estratigráfico de cada ilha.

As equações disponíveis na literatura para obtenção dos parâmetros geotécnicos referem-se a solos puramente argilosos ou puramente arenosos. No entanto, mesmo as frações arenosas dos solos variegados da Bacia de São Paulo apresentam comportamento coesivo, pela presença de argila, conforme exposto através do ábaco de Robertson (CPTu) e dos valores de I_D do DMT. Com a utilização de equações adaptadas a argilas, as parcelas de solo com grande presença de areia podem indicar valores anômalos. Fazendo-se necessário, um

estudo mais aprofundado do comportamento das frações arenosas com características coesivas dos solos variegados.

Além disso, foram descartados os dados referentes à Ilha 5182, que apresentou valores anômalos dos parâmetros, podendo estar associados a uma zona de falha ou fratura. Tais zonas são associadas a eventos tectônicos na Bacia de São Paulo, conforme apontado por Riccomini (1989) e descrito na revisão bibliográfica. Mesmo assim, seus gráficos são apresentados no Apêndice E.

Da análise dos dados da Tabela 4.1 pode-se concluir que:

- os valores da pressão de pré-adensamento variam entre 100 e 5.000 kPa;
- os valores do OCR oscilaram entre 1 e cerca de 40; os valores abaixo de 1, associados a K_D menores do que 2, valor limite entre os solos normalmente adensados e sobre-adensados, foram descartados; e
- os valores dos coeficientes de empuxo em repouso variam entre 1 e 3,9.

A Tabela 4.2 apresenta os intervalos de valores dos parâmetros de resistência não drenada (s_u), módulo de elasticidade tangente inicial (E_i), módulo de cisalhamento tangente inicial (G_0) e módulo edométrico (M) para os solos variegados das doze ilhas. Esses parâmetros foram estimados com base nas Equações 2.14 (s_u - CPTu); 2.10 e 2.30 (E_i - CPTu e E_i - DMT, respectivamente); 2.11 (G_0 - CPTu); e 2.13 e 2.33 (M - CPTu e M - DMT, respectivamente).

A escolha dessas equações se deve ao fato de independerem de σ'_{v0} , como foi justificado acima. Da mesma forma que para a Tabela 4.1, os parâmetros que dependem de σ'_{v0} foram descartados.

Tabela 4.2 – Resumo dos parâmetros de resistência e módulos de deformabilidade.

Ilhas	s_u (kPa)	E_i (MPa)		G_0 (MPa)	M (MPa)	
	CPTu	CPTu	DMT	CPTu	CPTu	DMT
28	30 - 220	10 - 100	15 - 160	30 - 220	5 - 40	3,5 - 65
5042	19 - 400	7 - 190	1 - 200	19 - 400	3 - 80	4 - 100
5112	60 - 600	24 - 300	8 - 200	60 - 600	10 - 200	2 - 110
5146	15 - 600	6 - 300	5 - 200	15 - 600	2,5 - 200	2 - 150
5221	35 - 400	15 - 200	17 - 200	35 - 400	5,9 - 100	10 - 200
5249	60 - 600	25 - 100	11 - 140	60 - 600	10 - 100	10 - 80
5282	40 - 400	15 - 200	130 - 300	40 - 400	40 - 100	60 - 150
5299	40 - 400	15 - 150	5,5 - 200	40 - 400	6,5 - 60	15 - 100
5341	40 - 400	15 - 200	10 - 200	40 - 400	6 - 80	5 - 100
5377	40 - 400	15 - 200	10 - 200	40 - 400	7 - 100	5 - 80
5438	15 - 400	6 - 140	8,0 - 250	15 - 400	2,5 - 80	15 - 110

De sua análise pode-se concluir que:

- o intervalo de valores de resistência não drenada (s_u) é de 15 a 600 KPa;
- o módulo de elasticidade tangente inicial dos resultados do CPTu apresentam variação entre 6 e 300 MPa e dos resultados do DMT uma variação entre 1 e 300 MPa;
- os valores do módulo de cisalhamento tangente (G_0) resultantes dos ensaios com o CPTu variam entre 15 e 600 MPa; e
- o valor do módulo edométrico (M) para os ensaios com o CPTu encontra-se na faixa entre 2,5 e 200 MPa. Para o DMT, a faixa de valores é de 2 a 200 MPa.

A compilação dos dados apresentados nas Tabelas 4.1 e 4.2 permitiu a comparação de valores obtidos com os valores da literatura, conforme apresentado na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Valores dos parâmetros de projeto.

Parâmetros	Intervalos (CTPu e DMT)	Intervalos da literatura
σ'_p (kPa)	100 – 5.000	100 e 1.500 KPa – Massad (2012)
OCR	1 – 40	
K_0	1 – 4,3	3,5 – Pinto e Abramento (1998)
s_u (kPa)	15 – 600	
E_i (MPa)	1 – 300	
G_0 (MPa)	15 – 600	
M (MPa)	2 – 200	

Nota-se que os valores de σ'_p desta pesquisa abrangem um intervalo maior com relação à Massad (2012). Para os valores de K_0 , o intervalo indicado contém o valor apresentado por Pinto e Abramento (1998).

4.4 CORRELAÇÕES

Com objetivo de validar os valores obtidos através da análise dos ensaios com CPTu e DMT das doze ilhas, foram feitas correlações possíveis entre os seguintes parâmetros dos solos variegados:

- coeficiente de empuxo em repouso e razão de sobreadensamento;
- módulo de elasticidade tangente inicial e resistência não drenada;
- resistência não drenada e pressão de pré-adensamento; e
- módulo de cisalhamento tangente inicial e pressão de pré-adensamento.

Além disso, este item faz comparações dessas relações com valores apresentados na literatura.

4.4.1 Coeficiente de empuxo em repouso e razão de sobreadensamento

Para definir qual equação proposta pela literatura melhor se adequa aos solos variegados quanto ao coeficiente de empuxo em repouso (K_0) e à razão de sobreadensamento (OCR), foram comparadas as equações com dados de Pinto e

Abramento (1998) para a argila variegada em ensaio Camkometer feito no Ibirapuera.

Com relação aos resultados dos ensaios dilatométricos, as equações propostas por Marchetti (1980), Lunne; Lacasse e Rad (1989), Lunne *et al.* (1990) e Kamei e Iwasaki (1995) foram combinadas através de K_D , de forma a correlacionar K_0 e OCR diretamente.

K_0 – Marchetti (1980) e OCR - Marchetti (1980):

Substituindo a Equação do K_D (obtida através da Equação 2.26 do K_0) na do OCR (Equação 2.22), tem-se a Equação 4.1.

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1,5} \right)^{0,47} - 0,6$$

$$\text{OCR} = (0,5 \cdot K_D)^{1,56}$$

$$K_0 = 1,14 \cdot \text{OCR}^{0,30} - 0,6 \quad (4.1)$$

K_0 - Lunne *et al.* (1990) e OCR - Kamei e Iwasaki (1995):

Analogamente, substituindo a Equação do K_D (obtida através da Equação 2.28 do K_0) na do OCR (Equação 2.25), tem-se a Equação 4.2.

$$K_0 = (0,4 \cdot K_D)^{0,54}$$

$$\text{OCR} = 0,34 \cdot (K_D)^{1,43}$$

$$K_0 = 0,92 \cdot \text{OCR}^{0,38} \quad (4.2)$$

K_0 - Lunne *et al.* (1990) e OCR - Lunne; Lacasse e Rad (1989):

Para essa última combinação, a substituição da Equação do K_D (obtida através da Equação 2.28 do K_0) na do OCR (Equação 2.24), resulta na Equação 4.3.

$$K_0 = (0,4 \cdot K_D)^{0,54}$$

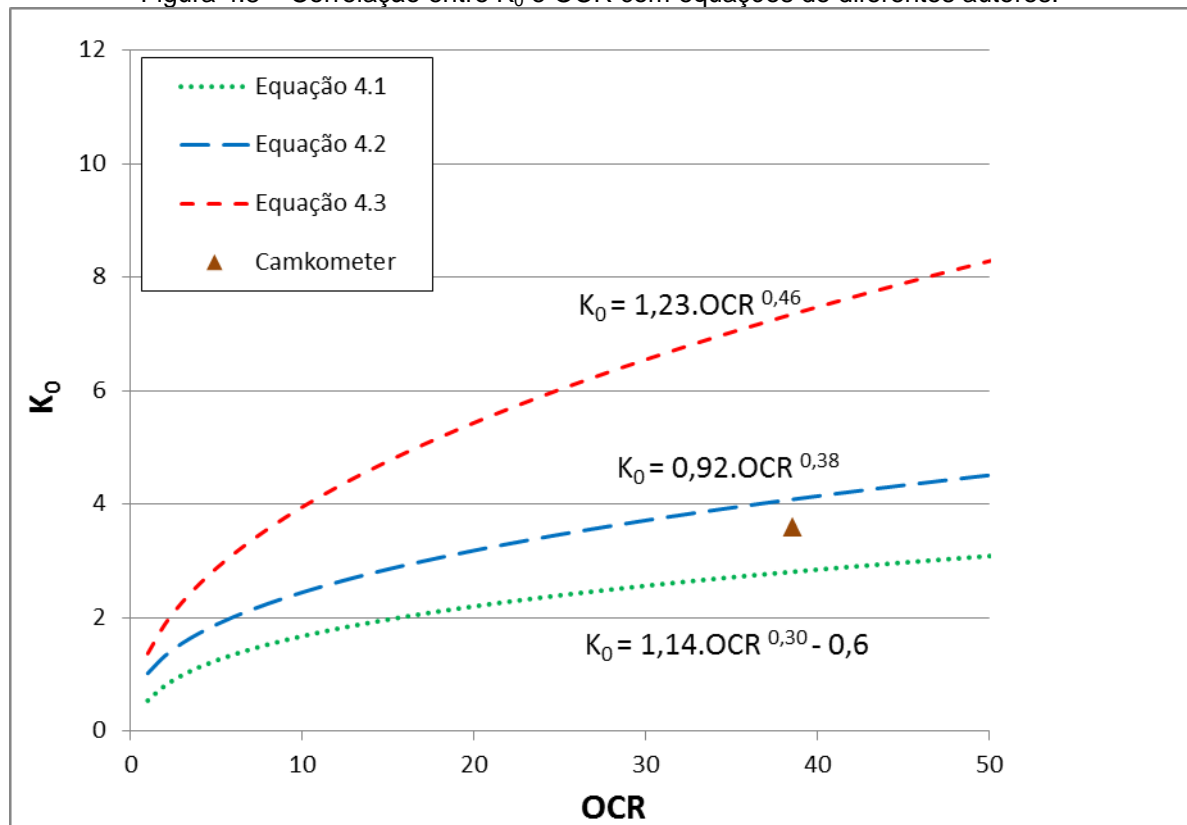
$$\text{OCR} = (0,27 \cdot K_D)^{1,17}$$

$$K_0 = 1,23 \cdot \text{OCR}^{0,46} \quad (4.3)$$

Para avaliar qual das três Equações 4.1, 4.2 ou 4.3 representa um melhor resultado para os solos variegados, a Figura 4.8 apresenta graficamente suas curvas. Nesse mesmo gráfico foi lançado o ponto obtido por Pinto e Abramento (1998) para a argila variegada da Formação São Paulo através do Camkometer executado próximo ao Parque Ibirapuera, conforme mostrado na Figura 2.15.

Ressalta-se que o referido ensaio trata apenas de um valor de K_0 por OCR, pois os solos dessa região são, em grande parte, da Formação Resende. A disponibilidade de um dado somente pode afetar a acurácia do resultado apresentado abaixo.

Figura 4.8 – Correlação entre K_0 e OCR com equações de diferentes autores.



Como resultado, foi possível concluir que para o DMT, a Equação 4.2 é a que melhor se adequa aos solos variegados, pois mais se aproxima do ponto do Camkometer (PINTO; ABRAMENTO, 1998). Ela se refere às equações de Lunne *et al.* (1990) para o K_0 e Kamei e Iwasaki (1995) para o OCR.

Com relação aos resultados dos ensaios com o piezocone, para o cálculo de OCR pela Equação 2.5 é necessário o conhecimento de σ'_{vo} e para a obtenção de K_0 pela Equação 2.7, é preciso conhecer os valores dos ângulos de atrito (ϕ'). Estes últimos mostrados na Tabela 2.3. No entanto, face à existência dos lençóis suspensos e as consequentes incertezas na determinação de σ'_{vo} , como foi enfatizado anteriormente, descartou-se o uso dessas duas equações.

Além da Equação 2.7, conforme foi visto na revisão bibliográfica, o ensaio piezocone também permite determinar o K_0 através da Equação 2.8. Mas novamente defronta-se com o problema da determinação do σ'_{vo} , com todas as incertezas apontadas acima.

4.4.2 Módulo de elasticidade tangente inicial e resistência não drenada

Para validar a equação que melhor se adequa aos solos variegados quanto ao módulo de elasticidade tangente inicial (E_i) e a resistência não drenada (s_u), foram comparadas as equações do CPTu com dados de ensaios triaxiais CU (*consolidated undrained*) feitos em amostras de solos variegados da Praça Charles Bevilacqua, durante a obra da Linha Azul do Metrô-SP e apresentados por Massad (1980) e Massad; Pinto e Nader (1992).

A comparação entre os resultados é apresentada na Figura 4.9.

No que se refere aos resultados dos ensaios de laboratório (triaxiais CU) feitos em amostras de solos variegados da Praça Charles Bevilacqua, os autores apresentaram uma faixa de valores para a relação E_i/s_u entre 300 e 600, com média igual a 400, como apresentado na revisão bibliográfica (Figura 2.26).

Sobre os parâmetros E_i e s_u obtidos através dos ensaios com o piezocone, procedeu-se da seguinte forma:

- os valores de s_u foram estimados através da Equação 2.14, com $N_{kt}=20$; e

- para os valores de E_i , recorreu-se à Equação 2.10, com α a ser determinado por comparação com resultados de ensaios laboratoriais (Praça Charles Bevilacqua).

A adoção de $N_{kt}=20$ será justificada no Item 4.4.3.

Para a aplicação da Equação 2.10 foi feito um ajuste no valor de α visando adequá-lo conforme valores obtidos em laboratório por Massad (1980) e Massad; Pinto e Nader (1992) para os solos variegados. Para justificar a escolha de α igual a 20 segue o seguinte raciocínio:

Como as equações $E_i = \alpha (q_t - \sigma_{vo})$ e $s_u = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{20}$ (Equações 2.14 e 2.10, respectivamente), apresentam um coeficiente comum, é possível deduzir a Equação 4.5 através da combinação entre elas.

$$\frac{E_i}{s_u} = 20 \alpha \quad \text{ou} \quad \alpha = \frac{E_i}{20s_u} \quad (4.5)$$

Igualando essa relação à média laboratorial dos ensaios feitos nos solos variegados da Praça Charles Bevilacqua, E_i/s_u igual a 400, foi possível obter α igual a 20, conforme demonstrado abaixo.

$$\alpha = \frac{400}{20} = 20 \quad (4.6)$$

Apesar da utilização de unidades de mesma grandeza ser mais adequada, para melhor visualização gráfica tanto as ilhas de ensaios quanto os gráficos da Figura 4.9 apresentam os valores de E_i em MPa e os valores de s_u em kPa. Dessa forma, a média de laboratório da razão E_i/s_u é igual a 0,40 ou 400 tomando-se como unidade desses parâmetros o kPa, conforme a Equação 4.7.

$$\frac{E_i}{s_u} = 20 \alpha = 20.20 = 400 \quad (4.7)$$

Os gráficos da Figura 4.9, referentes às doze ilhas de ensaios, apresentam os pontos dos ensaios com o piezocone em vermelho e, como comparativo, foram plotadas, na cor preta, linhas referentes aos extremos da relação E_i/s_u de laboratório, 300 e 600, mencionados acima.

Nota-se que a relação da Equação 4.7 é consistente com os dados da Figura 2.8, admitindo-se que $E_i \cong E_{25}$. De fato, para os solos variegados das doze ilhas, o IP varia entre 15 e 40%, com média de 20%, e o OCR médio pode ser tomado como sendo da ordem de 5. Com esses dados, conclui-se que o parâmetro da Equação 2.9 varia na faixa de 250 a 600.

Para os ensaios dilatométricos, foi comentado no Item 4.2 que, entre outros, o parâmetro s_u fornecido por esses ensaios depende de σ'_{v0} que, por sua vez, é afetado pela incerteza no valor da poropressão, face aos lençóis empoleirados. Essa incerteza causou uma grande dispersão dos pontos nos gráficos. Portanto, não são apresentados na Figura 4.9.

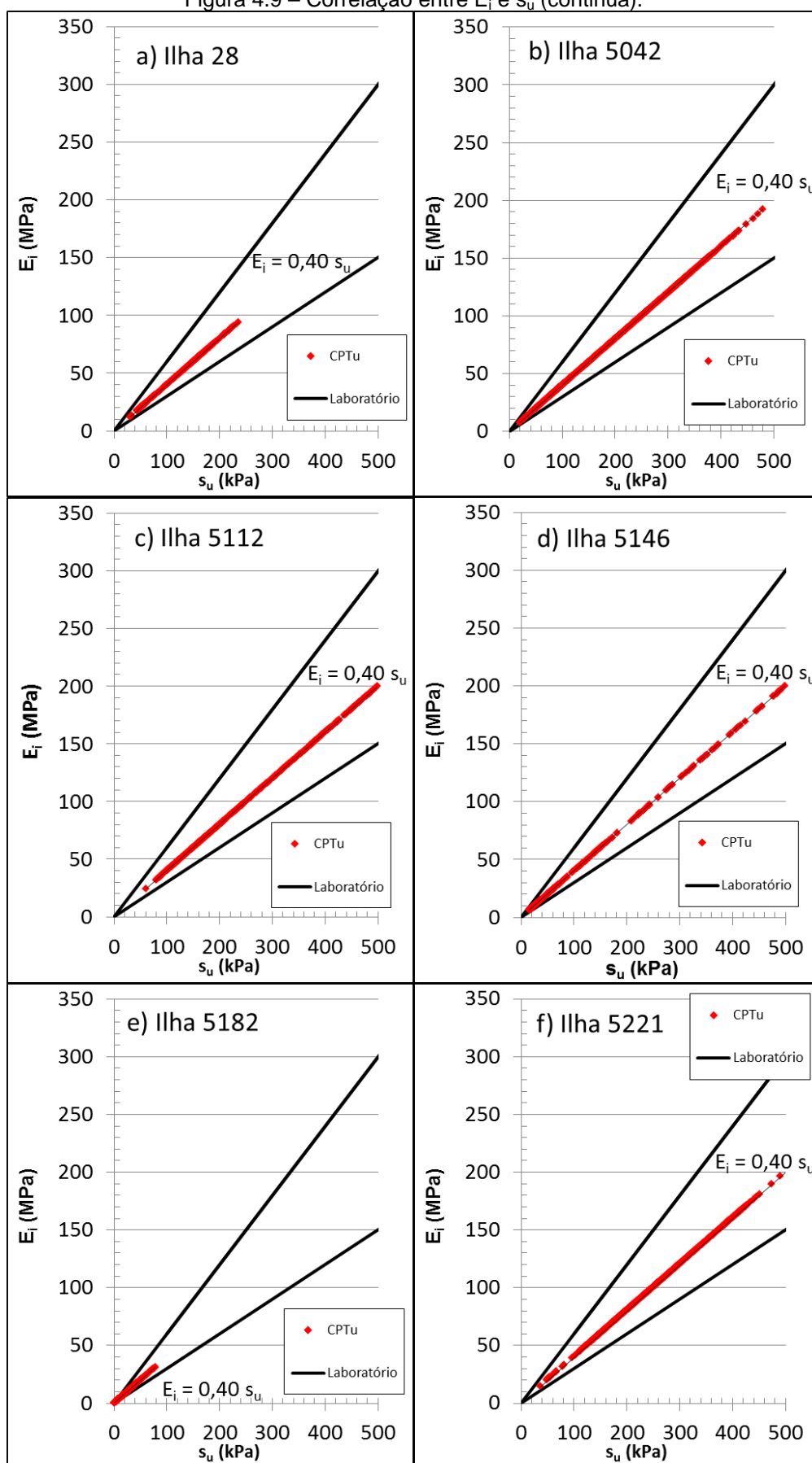
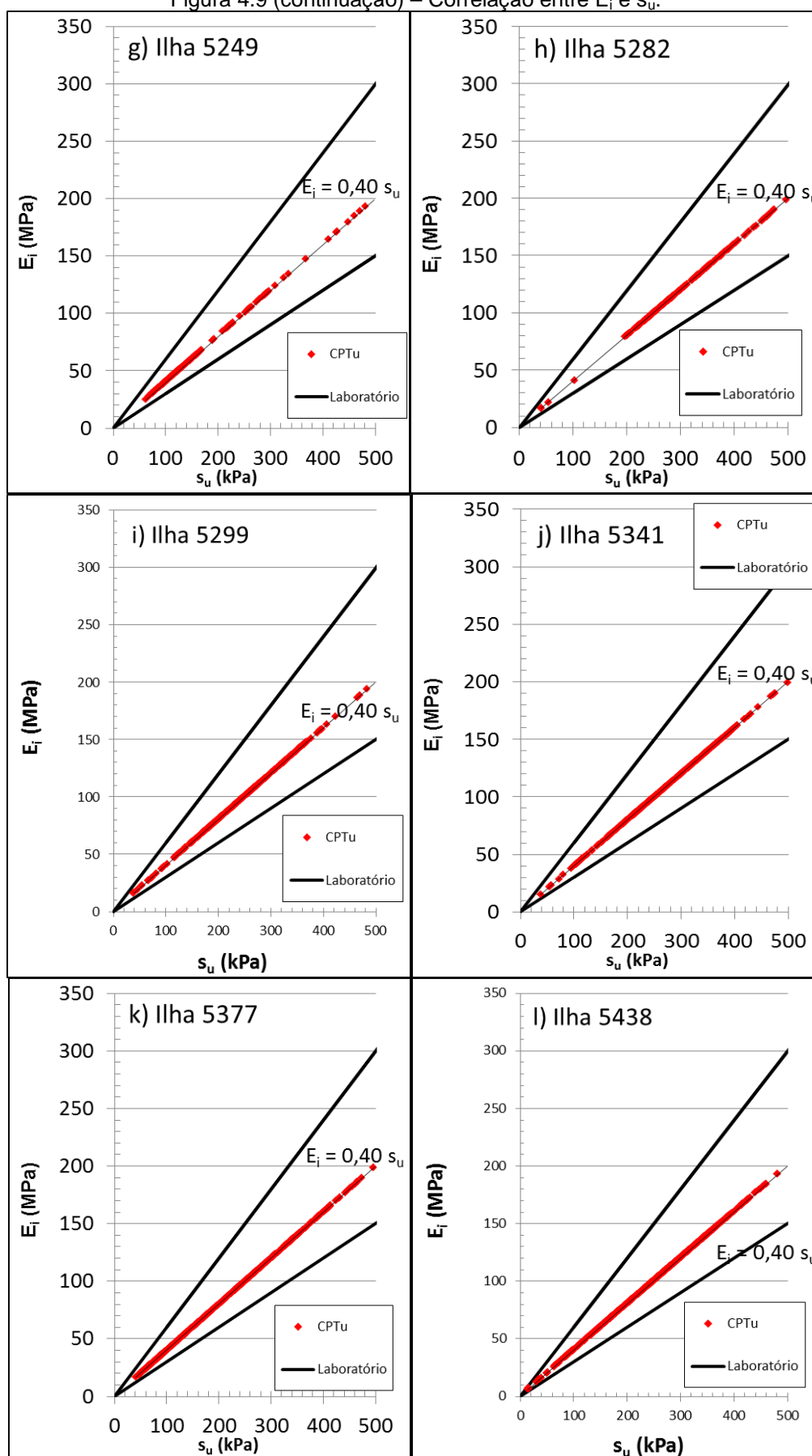
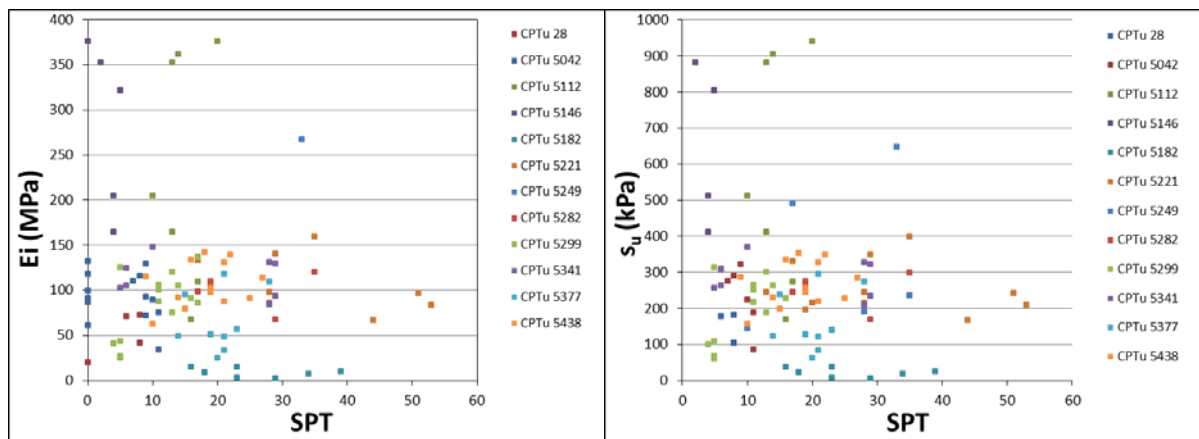
Figura 4.9 – Correlação entre E_i e s_u (continua).

Figura 4.9 (continuação) – Correlação entre E_i e s_u .

Com relação ao E_i e s_u nos solos variegados, há um ponto importante quanto à característica dos solos variegados. Trata-se da ocorrência de intercalações de pacotes de argilas pouco arenosas e areias pouco argilosas e da presença de lençóis empoleirados, que geram dispersões acentuadas em parâmetros geotécnicos desses solos.

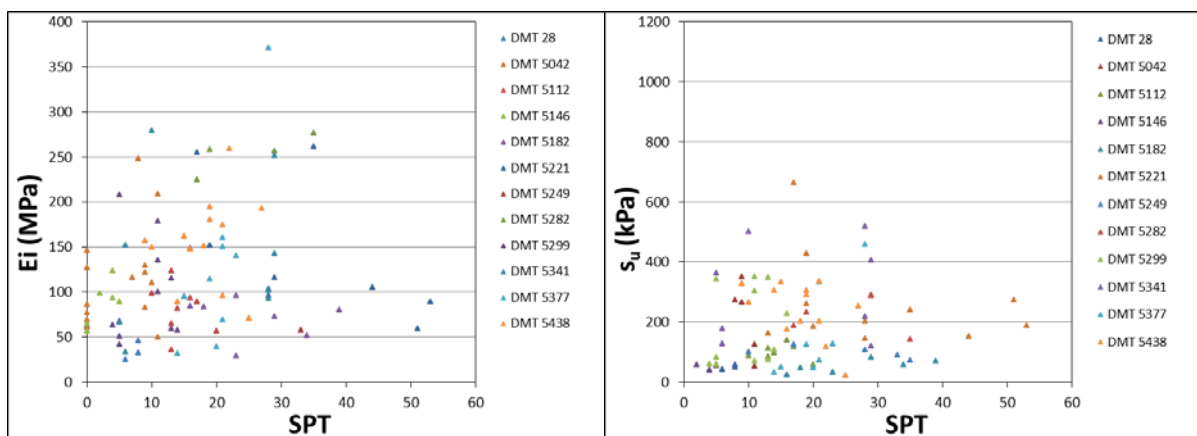
Com o objetivo de mostrar essa dispersão, a Figura 4.10 relaciona valores de E_i e s_u obtidos com o CPTu em função do SPT para cada uma das doze ilhas de ensaios separadamente. Os E_i e s_u representam a média de valores a cada metro e os valores de SPTs concernem às sondagens executadas nessas ilhas.

Figura 4.10 – Correlações entre E_i e s_u com SPT, com dados obtidos nos ensaios CPTu.



Os resultados do DMT também mostram grande dispersão, conforme apresentado na Figura 4.11, em que são mostradas correlações entre E_i e s_u com o SPT. Nesse caso, é possível afirmar que para os solos variegados o SPT não é um bom indicador.

Figura 4.11 – Correlações entre E_i e s_u com SPT, com dados obtidos nos ensaios DMT.



Para obter maior precisão nas medidas de poropressão nos solos variegados, seria necessário valer-se de cones que permitam medir, direta ou indiretamente, a sucção, conforme foi citado na revisão bibliográfica dos ensaios CPTu e está sendo estudado por Giacheti (2015). Esse problema não ocorreu com o “taguá”, da Formação Resende, com uma dispersão relativamente pequena (ver Figuras 2.17 a 2.22), pois esse solo ocorre sempre abaixo do nível atual de drenagem, conforme mencionado na revisão bibliográfica.

4.4.3 Resistência não drenada e pressão de pré-adensamento

Para validar as equações escolhidas para aplicação nos solos variegados desta pesquisa quanto à resistência não drenada (s_u) e pressão de pré-adensamento (σ'_p) foram comparadas essas equações com dados de ensaios triaxiais adensados-rápido (CIU) apresentados em Massad (1980 e 2012).

Para os ensaios dilatométricos foram utilizadas:

- a Equação 2.36 de Marchetti (1980) para determinar a resistência não drenada (s_u); e
- a Equação 2.21 para determinar a pressão de pré-adensamento (σ'_p), com os valores de OCR obtidos por Kamei e Iwasaki (1995) pela Equação 2.25.

Extraíndo K_D da fórmula de Kamei e Iwasaki (1995) e substituindo-a na expressão de Marchetti (1980), é possível chegar à seguinte expressão:

$$\frac{s_u}{\sigma'_p} = \frac{0,29}{OCR^{0,13}} \quad (4.9)$$

Tanto o s_u quanto σ'_p obtidos pelo DMT, dependem do valor de σ'_{vo} , o que ocasionaria problemas em virtude da presença de lençóis empoleirados, como demonstrado anteriormente. No entanto, o expoente de OCR na Equação 4.9 é próximo de zero, o que torna a relação s_u/σ'_p praticamente constante e independente de σ'_{vo} . É o que mostram os gráficos apresentados na Figura 4.12.

Para os ensaios com o piezocone foram utilizadas as Equações 2.4 (com $K_1 = 0,33$) e 2.14 (com $N_{kt} = 20$) para determinação de σ'_p e s_u , respectivamente.

Com base nessas equações chega-se facilmente à relação 4.10, também incluída nos gráficos da Figura 4.12.

$$\frac{s_u}{\sigma'_p} = \frac{1}{K_1 \cdot N_{kt}} = \frac{1}{0,33 \cdot 20} = 0,15 \quad (4.10)$$

Massad (1980 e 2012) mostrou que para solos variegados da cidade de São Paulo vale a relação $c'/\sigma'_p \cong 0,10$, onde c' é o intercepto de coesão efetiva de ensaios triaxiais adensados-rápido (CIU) no trecho sobre-adensado ($OCR > 1$). Nesse trecho pode-se admitir, em primeira aproximação, que a envoltória de resistência em termos de tensões efetivas praticamente coincide com a envoltória de tensões totais (veja-se, por exemplo, PINTO, 2000 - p. 297). Donde $s_u/\sigma'_p \cong 0,10$, que foi incluído nos gráficos sob a rubrica "Laboratório" e que pode ser tomado como um limite inferior dessa razão. O fato dos resultados de laboratório apresentarem-se como limite inferior pode ser justificado pela perturbação do solo quando os corpos de prova são manipulados nos ensaios laboratoriais.

Como resultado das análises dos gráficos, conclui-se que a razão s_u/σ'_p varia entre 0,16 e 0,20 para os ensaios dilatométricos, com média de 0,18, desvio padrão de 0,013 e coeficiente de correlação entre 98% e 99%.

Finalmente, como para os ensaios com o piezocone a relação s_u/σ'_p encontrada foi 0,15 (Equação 4.10), que se situa a meio caminho entre 0,10 e 0,20, pode-se considerar como justificado o valor de $N_{kt} = 20$ adotado nas análises.

Para o "taguá", a relação s_u/σ'_p é igual a 0,17 a 0,18, conforme apresentado na Figura 2.22.

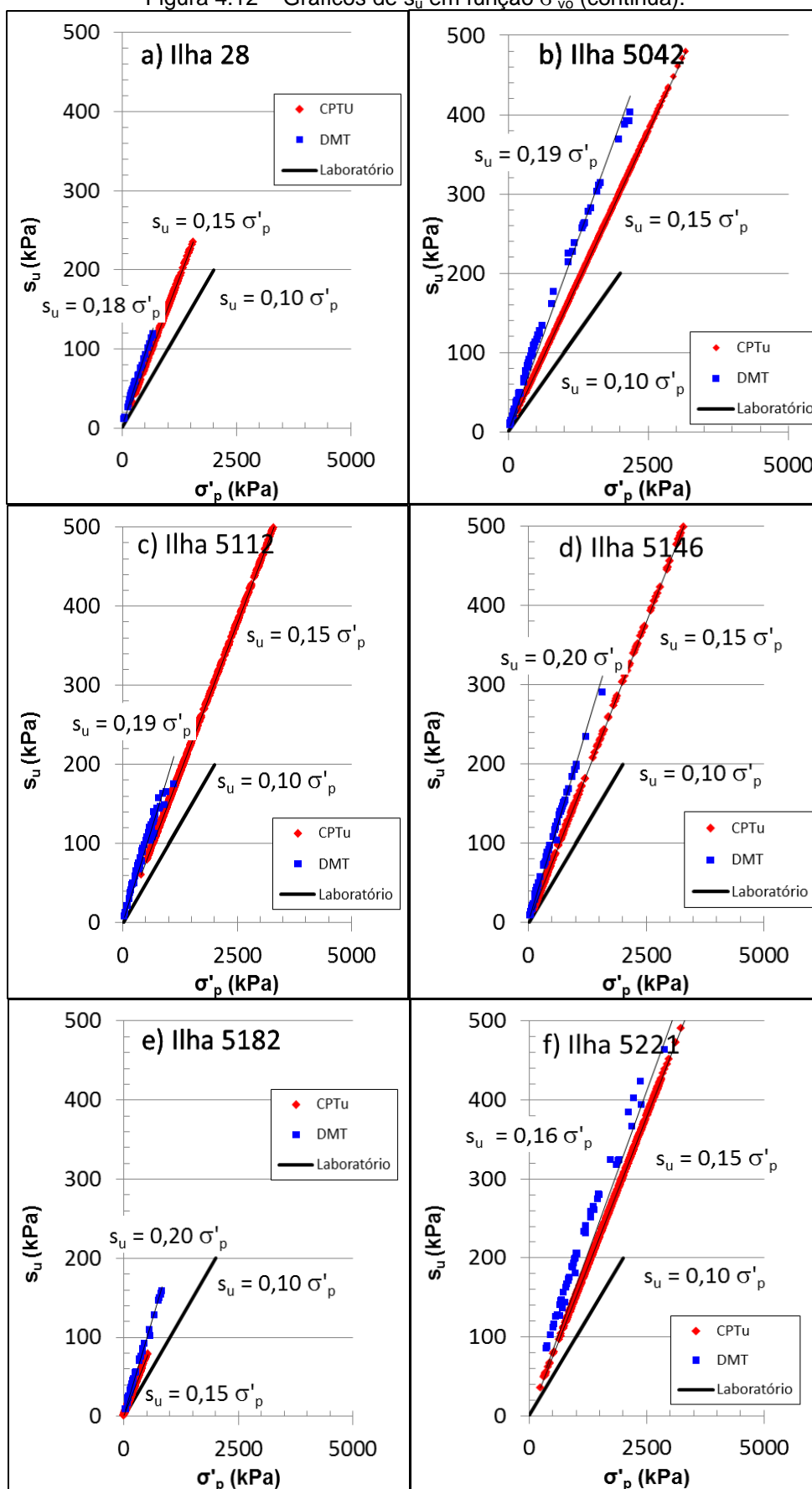
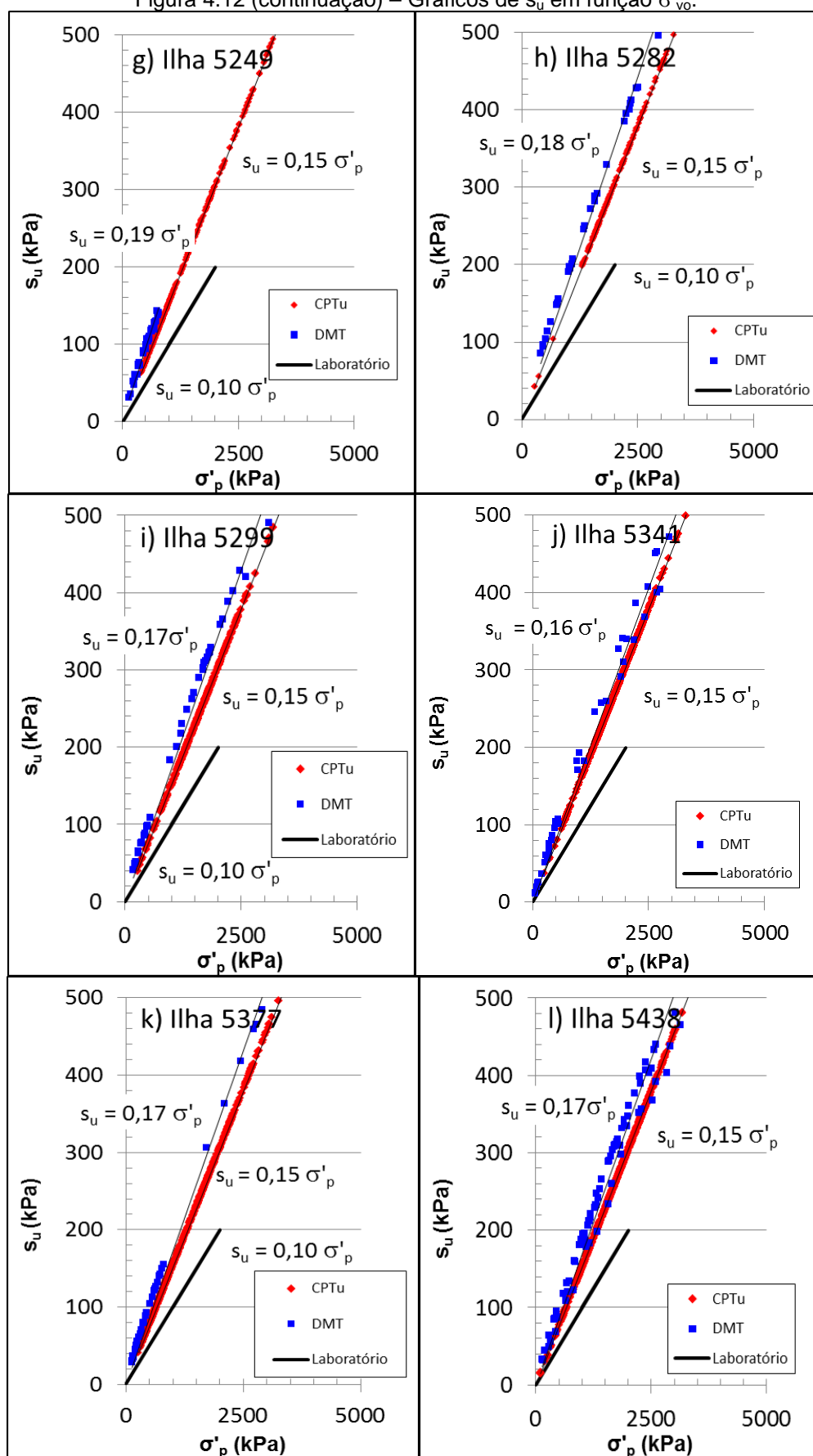
Figura 4.12 – Gráficos de s_u em função σ'_{vo} (continua).

Figura 4.12 (continuação) – Gráficos de s_u em função σ'_{vo} .

4.4.4 Módulo de cisalhamento tangente inicial e pressão de pré-adensamento

Para correlacionar o módulo de cisalhamento tangente inicial (G_0) com a pressão de pré-adensamento (σ'_p) foi preparada a Figura 4.13.

Para os ensaios com o piezocone foram utilizadas:

- a Equação 2.11 de Watabe; Tanaka e Takemura (2004) para estimar o G_0 ; e
- a Equação 2.4 para estimar σ'_p com K_1 igual a 0,33 (Kulhawy e Mayne, 1990).

Através dessas equações, é fácil de constatar que a relação $G_0/\sigma'_p = 50 / 0,33 = 150$ ou 0,15, se as unidades de G_0 forem em MPa e as de σ'_p em kPa.

Para a análise dos ensaios DMT utilizaram-se:

- a Equação 2.32 de Lunne *et al.* (1990) para estimar o G_0 ; e
- a Equação 2.21 para determinar a pressão de pré-adensamento (σ'_p), com os valores de OCR obtidos por Kamei e Iwasaki (1995) pela Equação 2.25.

Da mesma maneira que foi descrita no Item 4.4.3, os parâmetros G_0 e σ'_p para o ensaio dilatométrico dependem de σ'_{vo} , sendo influenciados, portanto, por todos os problemas do lençol suspenso. Sendo assim, para determinar a influência do valor de σ'_{vo} na razão G_0/σ'_p , manipularam-se as Equações 2.32, 2.21 e 2.25 e chegou-se à seguinte expressão:

$$\frac{G_0}{\sigma'_p} = \frac{526,2}{(OCR)^{0,30}} \quad (4.11)$$

Como resultado, tem-se uma situação análoga à Equação 4.9, mostrando uma influência mais acentuada de σ'_{vo} , mas ainda relativamente pequena, na relação G_0/σ'_p . Os gráficos da Figura 4.13 mostram que essa relação varia de 0,10 a 0,20, com a cifra 0,15 do CPTu ficando numa posição intermediária. O coeficiente de correlação do DMT fica entre 97% e 99%.

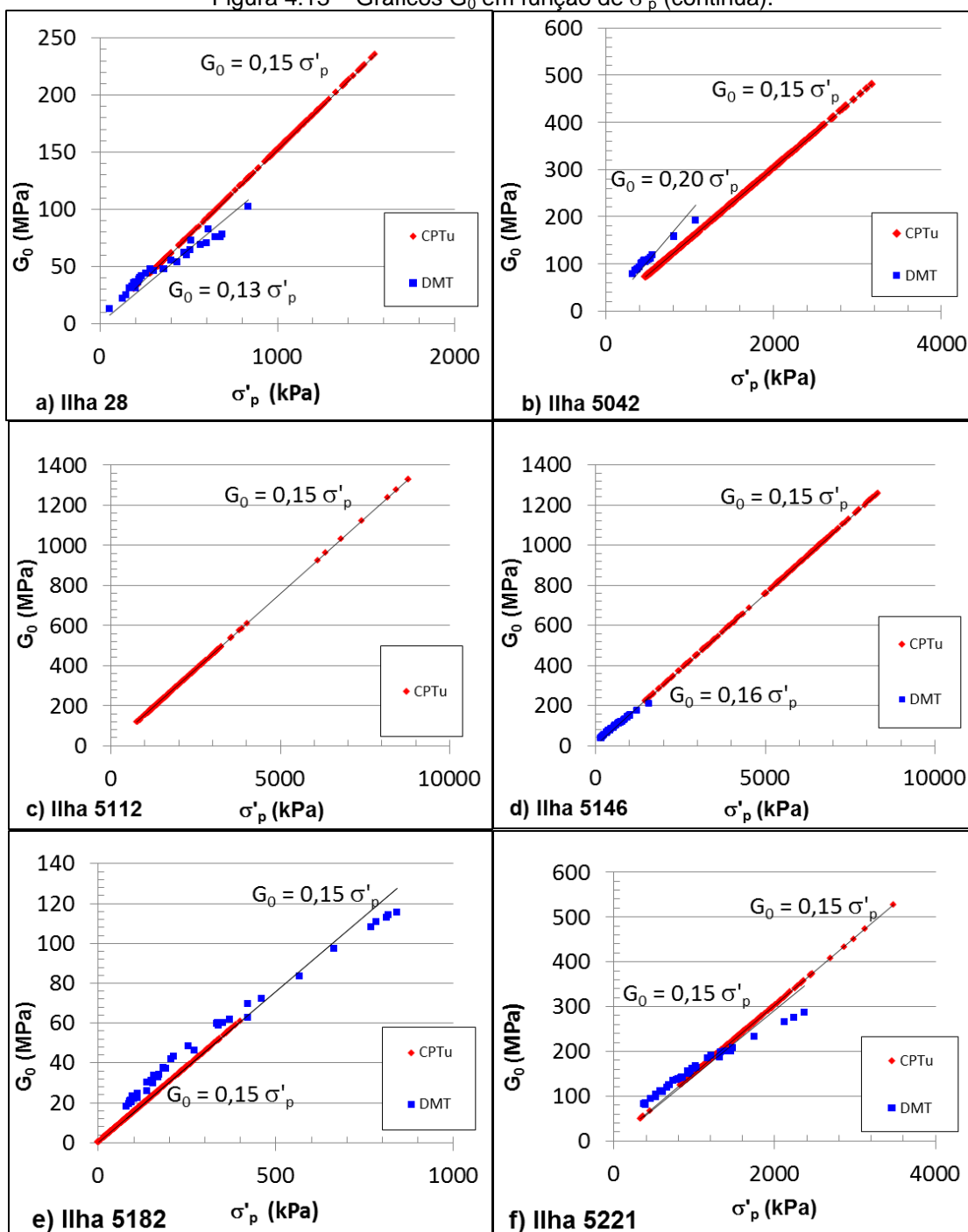
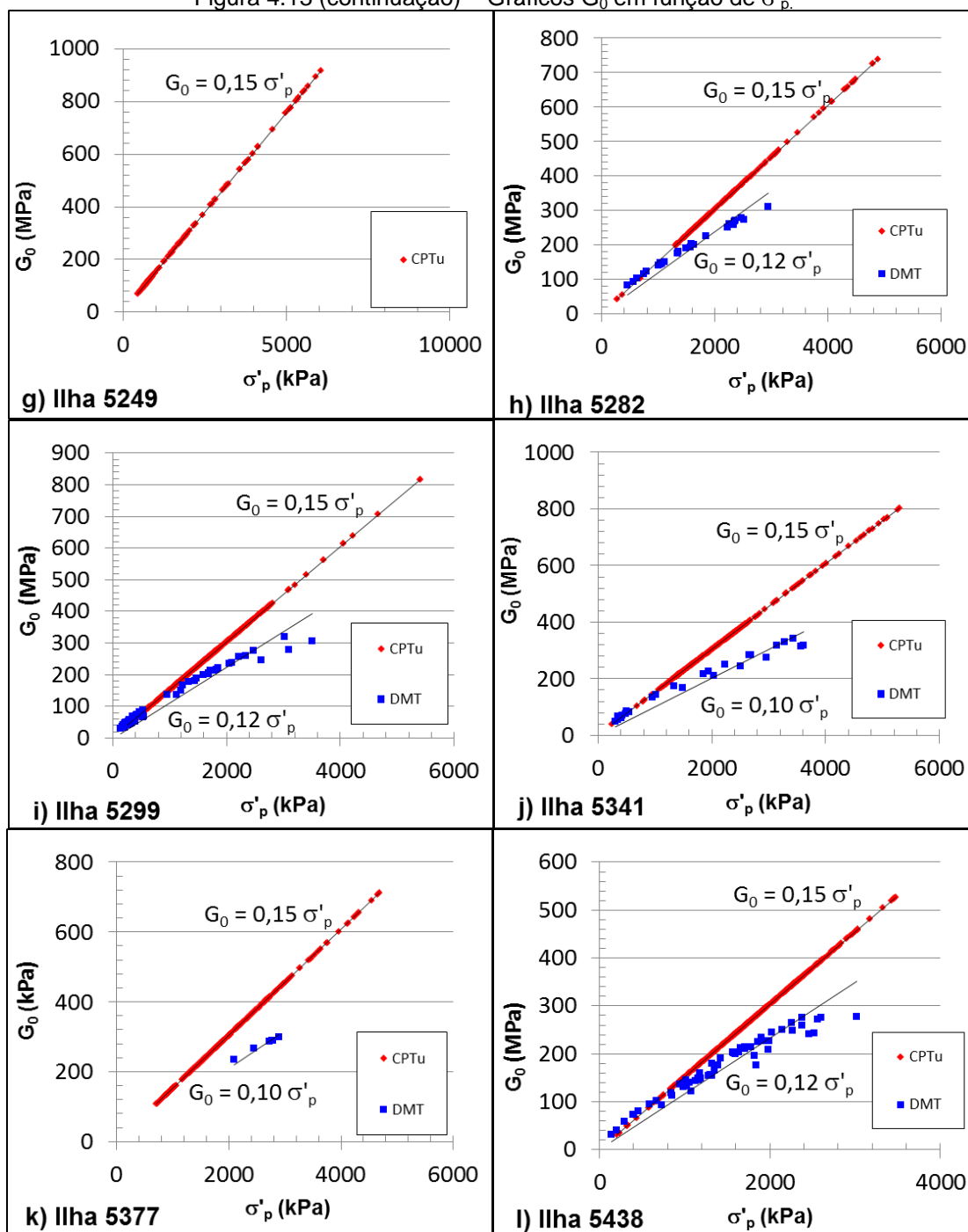
Figura 4.13 – Gráficos G_0 em função de σ'_p (continua).

Figura 4.13 (continuação) – Gráficos G_0 em função de σ'_p .

5 CONCLUSÕES

A importância do estudo aprofundado de parâmetros geotécnicos dos solos variegados da Formação São Paulo se dá em razão da sua localização geográfica, no maior centro urbano do país.

Através de informações da literatura técnica e, principalmente, da análise de ensaios *in situ* cedidos pelo Metrô-SP, a presente dissertação visou a obtenção de intervalos de valores e correlações válidas entre parâmetros dos solos variegados, procurando preencher algumas lacunas de conhecimentos sobre esses solos.

Como resultado, foram apresentadas faixas de valores para os parâmetros pressão de pré-adensamento (σ_p), razão de sobreadensamento (OCR), coeficiente de empuxo em repouso (K_0), módulo de elasticidade tangente inicial (E_i), módulo de cisalhamento tangente inicial (G_0), módulo edométrico (M) e resistência ao cisalhamento não drenada (s_u) dos solos variegados obtidos através dos ensaios CPTu e DMT. Sempre que possível, foram feitas comparações com dados da literatura referentes aos solos variegados e ao “taguá”.

A grande dispersão de valores reflete a heterogeneidade dos solos variegados que, como foi enfatizada na revisão bibliográfica, comportam camadas alternadas de areias pouco argilosas e de argilas pouco arenosas, com frações de siltes. As camadas mais arenosas apresentam certas quantidades de argila, que lhes confere comportamento coesivo, como revelado pelos ensaios *in situ*, através dos ábacos de Robertson (1990) e Marchetti e Crapps (1981).

Foram adotadas equações da literatura envolvendo parâmetros dos CPTu e DMT, relativas a solos coesivos, com objetivo de validar as que melhor se adequassem aos solos variegados.

A maior dificuldade encontrada decorreu da existência de lençóis suspensos, com todas as conseqüentes incertezas na determinação de σ'_{vo} , o que impediu o uso de algumas dessas equações. Por esse motivo, destaca-se a importância da utilização dos dois ensaios na mesma ilha, pois tanto no CPTu quando o DMT resultaram em parâmetros duvidosos que foram descartados. Para achar o σ'_p , s_u e G_0 o ensaio mais adequado foi o CPTu; para os resultados mais confiáveis de OCR e K_0 , o melhor ensaio foi o DMT; e para o E_i e M, ambos os ensaios forneceram bons resultados.

Foram obtidas algumas correlações entre diversos parâmetros dos solos, a descrever.

Com relação ao coeficiente de empuxo em repouso (K_0) e a razão de sobreadensamento (OCR), foi possível concluir que a melhor combinação é $K_0 = 0,92 \cdot OCR^{0,38}$, utilizando dados do DMT e as Equações de Lunne *et al.* (1990) e de Kamei e Iwasaki (1995) para a determinação de K_0 e do OCR, respectivamente. Essa correlação foi validada através de resultado obtido com o Camkometer por Pinto e Abramento (1998) em solo variegado.

Para a correlação entre a resistência não drenada (s_u) e a pressão de pré-adensamento (σ'_p), através dos DMT, foram utilizadas as Equações de Marchetti (1980) para o s_u e de Kamei e Iwasaki (1995) para o $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$. A combinação entre essas equações resultou numa expressão que minimiza o efeito do valor de σ'_{v0} na correlação entre s_u e σ'_p . Dessa forma, foram obtidos valores de s_u / σ'_p entre 0,16 e 0,20, com média de 0,18, praticamente a mesma cifra indicada por Massad (2012) para o “taguá” da Formação Resende. Através de resultados de ensaios triaxiais, Massad (1980 e 2012) mostrou que para solos variegados da cidade de São Paulo vale a relação $c' / \sigma'_p \cong 0,10$, que pode ser tomada como um limite inferior de s_u / σ'_p , ao considerar que, para solos sobreadensados, a envoltória de resistência em termos de tensões efetivas praticamente coincide com a envoltória de tensões totais. Com relação ao CPTu, verificou-se que adotando o fator empírico $N_{kt}=20$, foi obtida a relação $s_u / \sigma'_p = 0,15$, valor intermediário entre 0,10 e 0,20.

Ao correlacionar o módulo de cisalhamento tangente inicial (G_0) com a pressão de pré-adensamento (σ'_p) foi possível obter com o DMT valores de $G_0 / \sigma'_p = 0,10$ a 0,20. Da mesma forma que a relação s_u / σ'_p , a combinação matemática entre as equações de Lunne *et al.* (1990), para o G_0 , e de Kamei e Iwasaki (1995) para o $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$, resultou numa expressão em que a influência de σ'_{v0} foi minimizada. Por outro lado, para o CPTu, usando as Equações de Watabe; Tanaka e Takemura (2004), para o G_0 , e Kulhawy e Mayne (1990) para σ'_p , obteve-se $G_0 / \sigma'_p = 0,15$, valor intermediário entre 0,10 e 0,20.

Finalmente, para a correlação entre o módulo de deformabilidade (E_i) e a resistência não drenada (s_u) foi utilizada a Equação 2.10 de Kulhawy e Mayne (1990) para o E_i e a fórmula da expansão da cavidade cilíndrica (Equação 2.14) para o s_u , com $N_{kt}=20$, aplicada aos dados dos CPTu. Impondo $E_i / s_u = 400$, valor médio de

laboratório obtido por Massad (1980) e Massad; Pinto e Nader (1992) e consistente com dados de Duncan e Buchimignani (1975), chegou-se a $\alpha=20$, da Equação de Kulhawy e Mayne (1990).

5.1 PROPOSTAS PARA PESQUISAS FUTURAS

A principal característica dos solos variegados é a intercalação de camadas de argilas arenosas e areias argilosas, que lhes confere uma grande heterogeneidade, dificultando a definição de parâmetros para os projetos geotécnicos. Acresça-se a essa dificuldade a existência de lençóis empoleirados, envolvendo solos não saturados e fluxos de água, gerando incertezas quanto às pressões neutras e as tensões efetivas iniciais ocorrentes.

A presença desses níveis freáticos suspensos deve ser melhor estudada a fim de minimizar a sua influencia nos valores de parâmetros como o OCR e preencher as lacunas de conhecimento que ainda subsistiram. Será necessário valer-se de cones que permitam medir, direta ou indiretamente, a sucção. Esforços nesse sentido tem sido feitos por Giacheti (2015). Além disso, será interessante a instalação de piezômetros em áreas a serem submetidas aos CPTu e DMT para poder investigar a questão do fluxo de água.

Finalmente, recomenda-se que em pesquisas futuras seja aprofundado o conhecimento sobre a segregação do comportamento das frações de argila e areia dos solos variegados, com a eventual obtenção de correlações específicas para os solos mais arenosos.

REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D-5778**: standard test method for electronic friction cone and piezocone penetration testing of soils, 1995, revisada em 2000.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 6635-01**: standard test method for performing the flat plate dilatometer, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-93**: rugosidades das superfícies. Rio de Janeiro, 2002. 6 p.

_____. **NBR 6459**: Solo - determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984-c. 6p.

_____. **NBR 6484**: solo - sondagens de simples reconhecimento com SPT - método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001. 17p.

_____. **NBR 6508**: grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - determinação da massa específica, 1984-b. 8p.

_____. **NBR 7180**: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984-d. 3p.

_____. **NBR 7181**: solo - análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984-a. 13p. Revisada em 1988.

_____. **NBR 12.069/MB-3406**: solo - ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT). Rio de Janeiro, 1991. 10p.

BARENTSEN, P. Short description of a field testing method with cone-shaped sounding apparatus. In: INTERNATIONAL SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1., 1936, Cambridge. **Proceedings...** Cambridge: Harvard Printing Office, 1936. v. 1. p. 6-10.

BEGEMANN, H. K. S. The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile. In: INTERNATIONAL SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 6., 1965, Montreal. **Proceedings...** Toronto: University of Toronto Press, 1965. v. 1. p. 17-20.

BOONSTRA, G. C. Pile loading tests at Zwijndrecht, Holland. In: INTERNATIONAL SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1., 1936, Cambridge. **Proceedings...** Cambridge: Harvard Printing Office, 1936. p. 185-194.

CAMPANELLA, R. G.; ROBERSTON, P. K.; GILLESPIE, D.; GRIEG, J. Recent developments of in situ testings of soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE SOIL MECHANICS FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985, San Francisco. **Proceedings...** San Francisco: CRC Press, 1985. v. 2. p. 849-854.

CAMPANELLA, R. G. **A manual on interpretation of seismic piezocone test data for geotechnical design**. Vancouver: UBC, 2005. 235 p.

CAMPANHA, G. A. C.; RICCOMINI, C.; MELO, M. S.; HASUI, Y.; ALMEIDA, F. F. M.; DEHIRA, L. K. Análise do padrão de fraturamento mesozóico-cenozóico de bacias tafrogênicas continentais do sudeste brasileiro. In: SIMPÓSIO REGIONAL DE GEOLOGIA, 5., 1985, São Paulo. **Atas...** São Paulo, Sociedade Brasileira de Geologia. v. 1. p. 337-350.

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

COUTINHO J. M. V. **carta geológica da região metropolitana da grande São Paulo**. 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. 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. 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.

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

ESQUIVEL, E. R.; VAZ, C. M. P. Development of a new TDR probe for assessing the soil water content at different depths. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 17., 2009, Egito. **Proceedings...** Amsterdam: IOS press, 2011. v. 5. p. 3443-3446.

EUROCODE 7. **Geotechnical design – Part 3: Design assisted by field testing**, Section 9: Flat dilatometer test (DMT). Final Draft, ENV 1997-3, Apr., 66-73. CEN – European Committee for Standardization, 1997.

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.

GIACHETTI, H. L. Informação obtida na Plataforma Lattes. Disponível em: <<http://buscatextual.cnpq.br/buscatextual/visualizacv.do?id=K4787343Z7>> Acesso em: junho 2015.

JAKY, J. The coefficient of earth pressure at rest. **Journal of the society of hungarian architects and engineers**, p.355-358, 1944.

JULIANI C. O embasamento pré-cambriano da bacia de São Paulo. In: SEMINÁRIO SOBRE PROBLEMAS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS NA REGIÃO METROPOLITANA DE SÃO PAULO. **Anais...** São Paulo: Abas, ABGE, SBG/SP. p. 3-20, 1992.

KAMEI, T.; IWASAKI, K. Evaluation of undrained shear strength of cohesive soils using a flat dilatometer. **Journal Soil Mechanics Foundation Engineering**, v. 35, n.2, p. 111-116, 1995.

KULHAWY, F. H.; JACKSON, C. S.; MAYNE, P. W. First-order estimation of K_0 in sands and clays. **Foundation engineering: current principles and practices**. v. 1, p. 121-134, 1989.

KULHAWY, F. H.; MAYNE, P. W. **Manual on estimating soil properties for foundation design**. Ithaca: Geotechnical Engineering Group, Cornell University, 1990. 308 p.

KUTNER, A. S.; BJORNBERG, A. J. S. Contribuição para o conhecimento geológico - geotécnico da Bacia de São Paulo: litotipos, notação estratigráfica e feições estruturais relevantes. Engenharia, **Revista Instituto de Engenharia**, v. 54, n. 522, 1997.

LACASSE, S.; LUNNE, T. Calibration of dilatometer correlations. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, ISOPT, 1., 1988, Orlando. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema publication. v. 1, p. 539-548.

LADD, C. C. *et al.* Stress-deformation and strength characteristics: state-of-art report. In: INTERNATIONAL CONFERENCE SOIL MECHANICS FOUNDATION ENGINEERING, 9. 1977. **Proceedings...** Tokyo: Foundation Engineering, v. 2, p. 421-494.

LUNNE, T.; LACASSE, S.; RAD, N. S. SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments on in situ testing of soils. General Report Session. In: INTERNATIONAL CONFERENCE SOIL MECHANICS FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989. **Proceedings....** [S.I.]: Foundation Engineering, p. 2339-2404.

LUNNE, T.; POWELL, J. J. M.; HAUGE, E.; UGLOW, I. M.; MOKKELBOST, K. H. **Correlations of dilatometer readings with lateral stress in clays**. Oslo: NGI Publication, p. 183-193, 1990.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. **Cone penetration testing in geotechnical practice**. Nova Iorque: Blackie Academic & Professional, 1997. 312 p.

LUNNE, T.; POWELL, J. J. M.; HAUGE, E.; UGLOW, I. M.; MOKKELBOST, K. H. International reference test procedure (IRTP) for the cone penetration test (CPT) and the cone penetration test with pore pressure (CPTU). **Proceedings...** Amsterdam: Balkema, 1999. p. 2195-2222.

MARCHETTI, S. A new in situ test for the measurements of horizontal soil deformability. In: CONFERENCE ON IN SITU MEASUREMENT OF SOIL PROPERTIES, 1975, Raleigh. **Proceedings ...** New York: American Society of Civil Engineers, 1975. v. 2, p. 255-259.

MARCHETTI, S. In situ tests by flat dilatometer. **Journal Geotechnical Engineering Division**, v. 106, n GT3, p. 299-321, 1980.

MARCHETTI, S.; CRAPPS, D. K. **Flat dilatometer manual**. Internal Report Schmertmann & Crapps, Gainesville, USA, 1981.

MARCHETTI, S. **The flat dilatometer**: design applications. Geotechnical Engineering Conference, 3., Cairo University, Keynote Lecture, 26 p., 1997.

MARCHETTI, S.; MONACO P.; TOTANI G. & CALABRESE M. The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations. In: INTERNATIONAL FLAT DILATOMETER CONFERENCE, 2., 2001. **Proceedings...** Bali, Indonesia, May 2001, 41 pp.

MARCHETTI, S. Apresenta um banco de dados sobre o ensaio dilatométrico. Disponível em: <<http://www.marchetti-dmt.it/>>. Acesso em: 27/01/2013.

MASSAD, F. Características e propriedades geotécnicas de alguns solos do Terciário da Cidade de São Paulo. In: MESA REDONDA ASPECTOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS DA BACIA SEDIMENTAR DE SÃO PAULO. Publicação Especial da ABGE e SBG, S. Paulo, **Anais...** 53 p. 1980.

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

MASSAD, F. **Argilas marinhas da Baixada Santista**: características e propriedades geotécnicas. São Paulo: Oficina de Textos, 2009. 247p.

MASSAD, F. **Resistência ao cisalhamento e deformabilidade dos solos sedimentares de São Paulo**. In: Twin Cities – solos das regiões metropolitanas de São Paulo e Curitiba, 2012.

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.

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

METRÔ-SP. RT-15.03.00.00/4C3-002. Relatório Geológico-Geotécnico – Lote 2, 2012.

METRÔ-SP/ALPHAGEOS. Relatório AGR/3135. Relatório de ensaios CPTu. Linha 2/Verde. São Paulo/SP, 2012.

NEGRO Jr., A.; HATORI, A. C. A.; YASSUDA, A. J.; ROCHA, H. C. **Investigações para o projeto e previsão de desempenho da Estação Sacomã da Companhia do Metropolitano de São Paulo**. 2012.

PERROTTA, M. M.; SALVADOR, E. D.; LOPES, R. C.; D'AGOSTINO, L. Z.; PERUFFO, N.; GOMES, S. D.; SACHS, L. L. B.; MEIRA, V. T.; GARCIA, M. G. M. & LACERDA FILHO, J. V. **Mapa Geológico do Estado de São Paulo**. Programa Geologia do Brasil – PGB, CPRM. São Paulo, 2005. Escala 1:750.000.

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

PINTO, C. S.; ABRAMENTO, M. Características das argilas rijas e duras, cinza-esverdeadas de S. Paulo determinadas por pressiómetro de auto-furação Camkometer. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., v. 2. p. 871-878. 1998.

PINTO, C. S. Apresentação dos resultados dos ensaios pressiométricos realizados no trecho Poço Juatuba – Estação Sumaré, da Linha Vila Madalena – Vila Prudente do Metrô de São Paulo. 1998.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 355 p.

POWELL, J. J. M.; UGLOW, I. M. Marchetti dilatometer tests in UK. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1., Orlando. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema Publisher, 1988. v. 1, p. 555-562.

RICCOMINI, C. **O rift continental do sudeste do Brasil**. São Paulo: Tese (Doutorado) Instituto de Geociências. Universidade de São Paulo, 256 p. 1989.

RICCOMINI, C.; SANT'ANNA, L. G.; FERRARI, A. L. Evolução Geológica do Rift Continental o Sudeste do Brasil. In: Mantesso-Neto *et al.* (Ed.) **Geologia do Continente Sul-Americano** – Evolução da Obra de Fernando Flávio Marques de Almeida. Beca, p. 383-405, 2004.

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

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

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. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 223 p.

SUGUIO, K. **Rochas sedimentares**: Propriedades, gênese, importância e economia. São Paulo: Edgard Blucher, 1980. 416p.

VARGAS, M. **Problemas de fundações de edifícios em São Paulo e sua relação com a formação geológica local**. São Paulo: IPT, 1954. Publicação número 524.

VARGAS, M. Geotecnia do terciário de São Paulo. In: MESA REDONDA ASPECTOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS DA BACIA SEDIMENTAR DE SÃO PAULO. São Paulo, **Anais...** p.37, 1980.

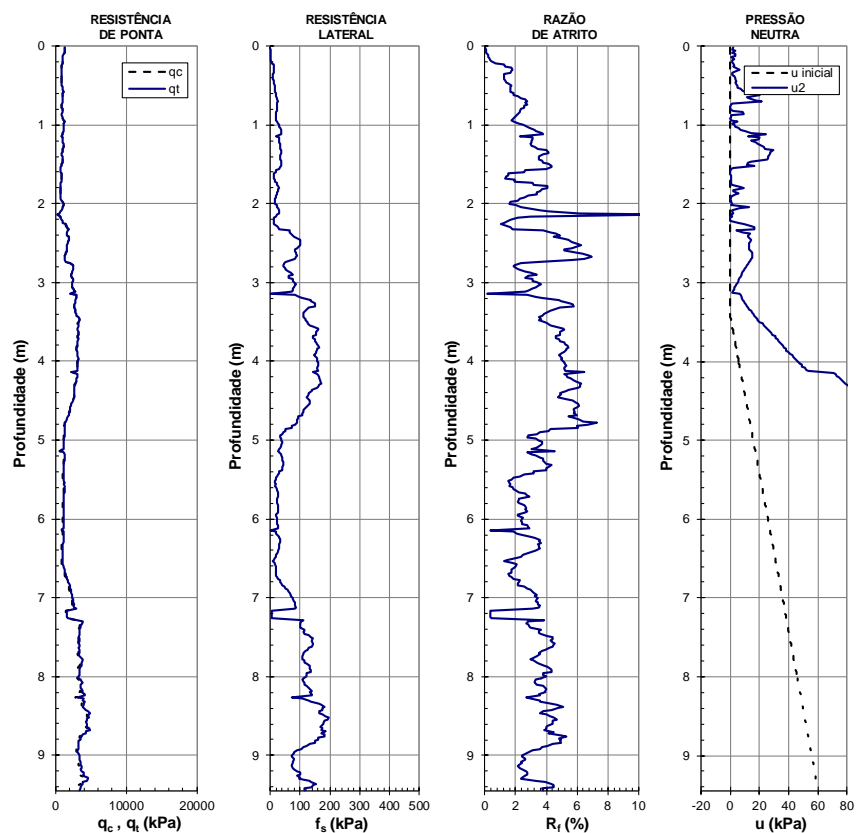
WATABE, Y.; TANAKA, M.; TAKEMURA, J. Evaluation of in situ K_0 for Ariake, Bangkok and Hai-Phong clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SITE CHARACTERIZATION, 2., Porto, Portugal. **Proceedings...** Rotterdam: Millpress, 2004. p. 167-175.

APÊNDICES

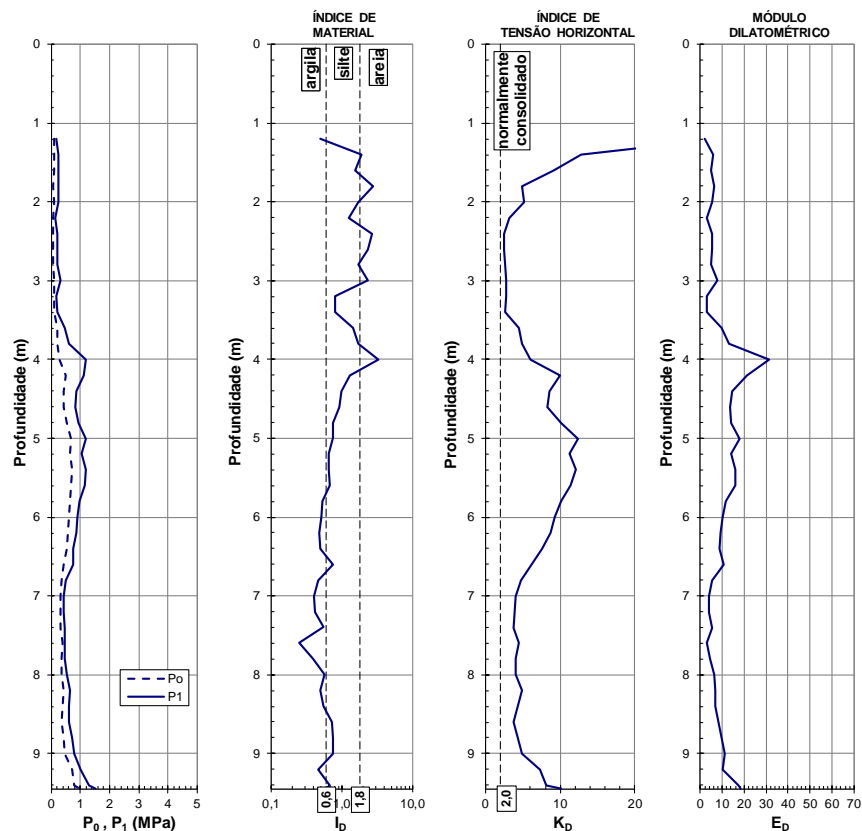
APÊNDICE A – ILHA 28

ILHA DE ENSAIOS Nº 28 Local: VSE Cabo Quevedo

ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE Data: 06/11/12

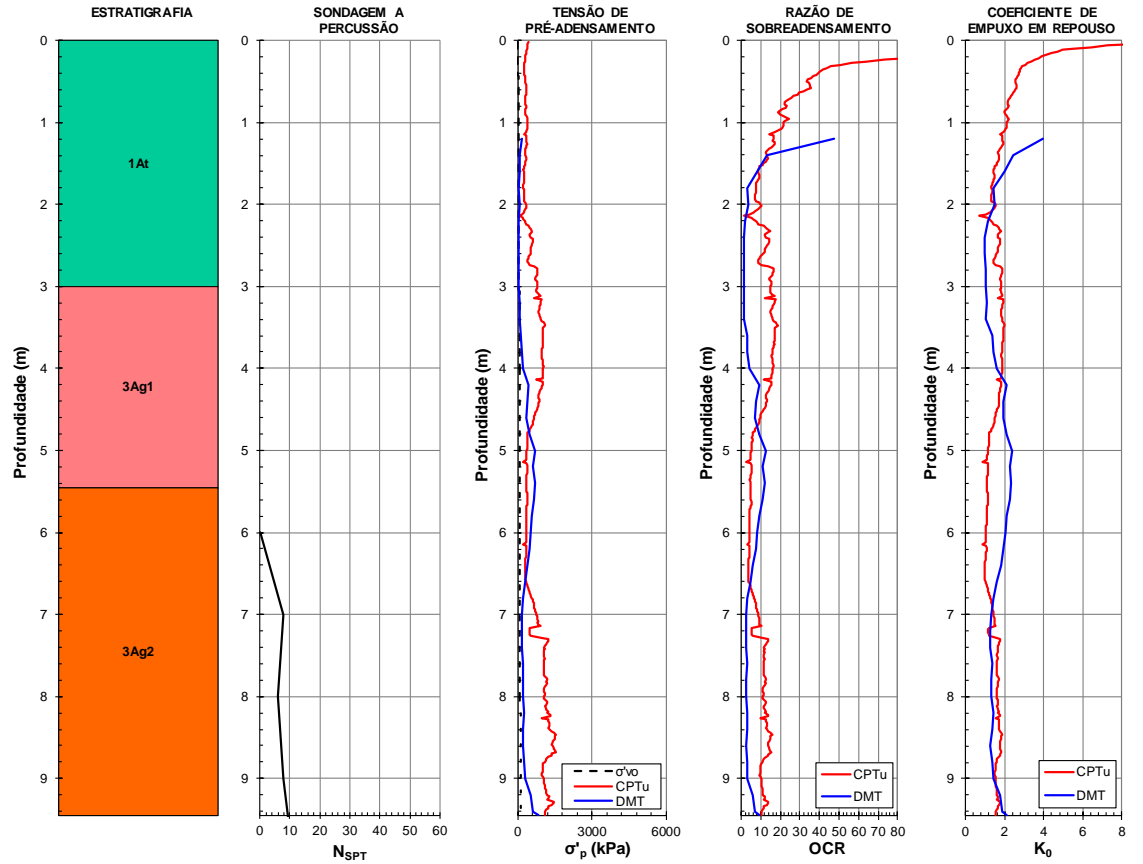


ENSAIO DILATOMÉTRICO Data: 21/12/12

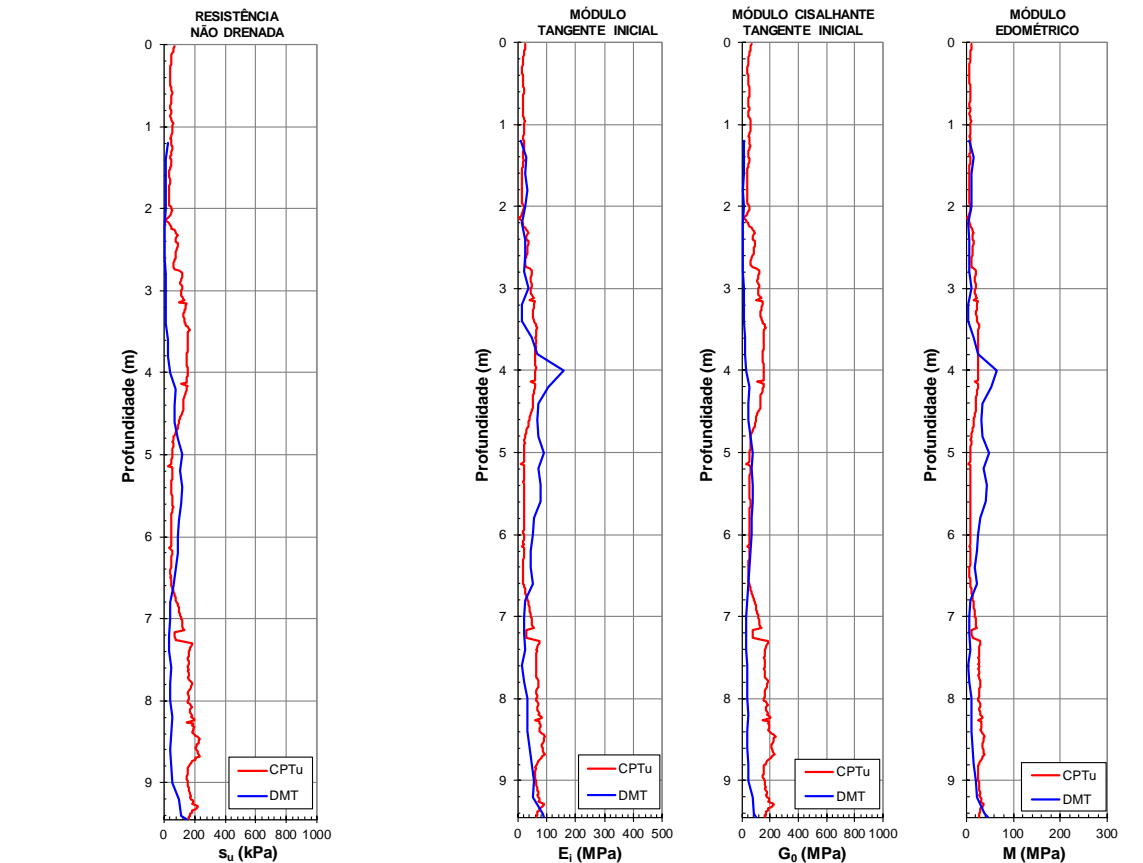


ILHA DE ENSAIOS Nº 28 Local: VSE Cabo Quevedo

Perfil Descritivo Histórico de tensões



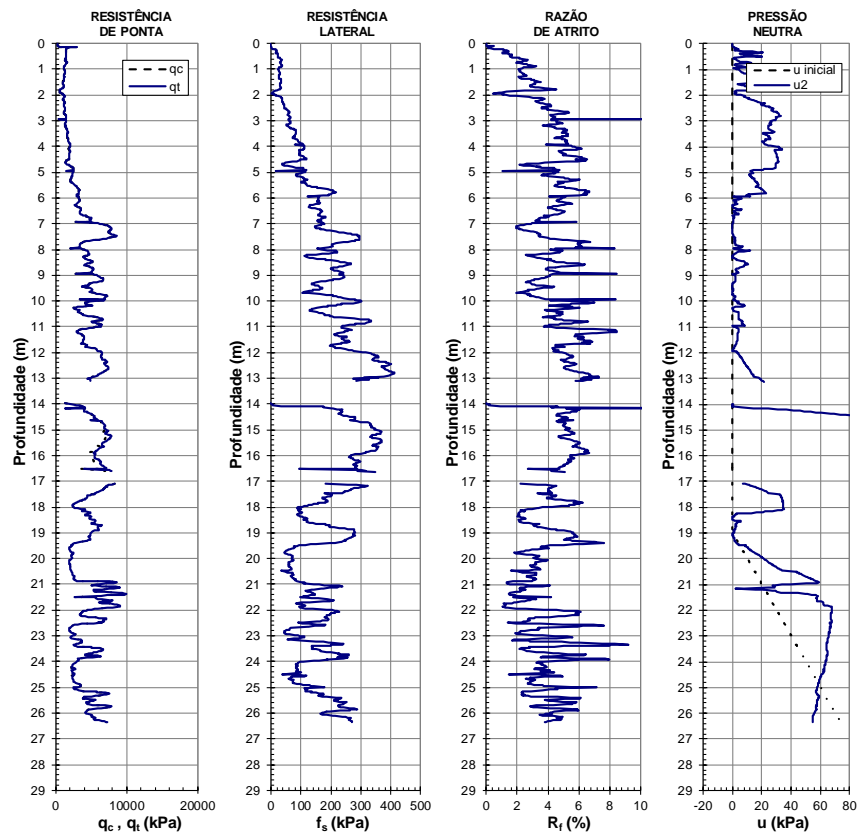
Resistência ao cisalhamento Deformabilidade



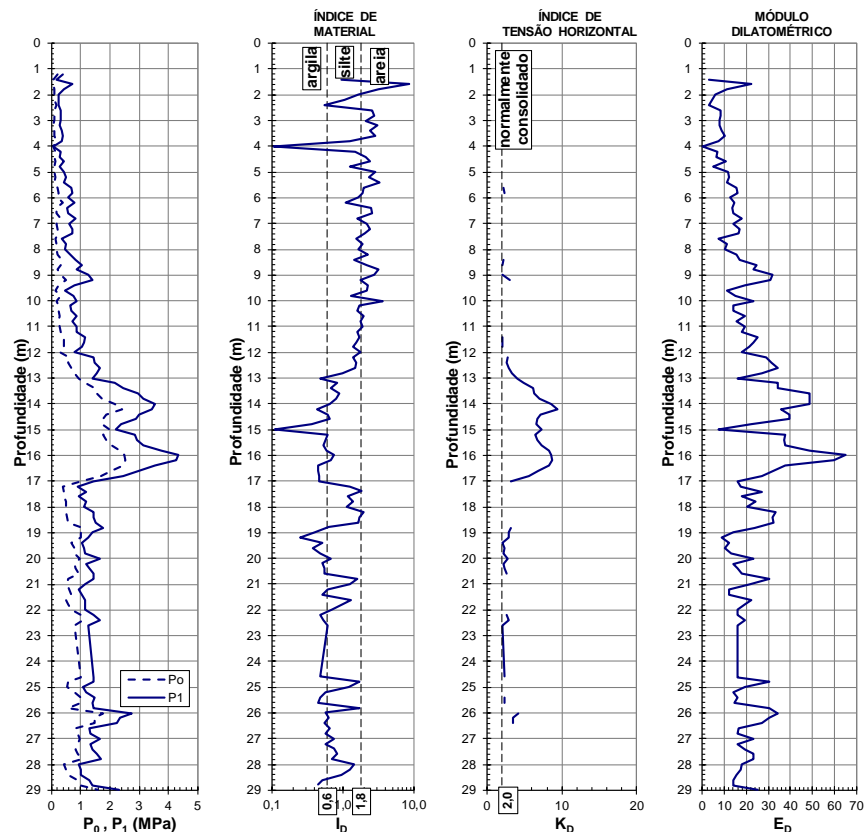
APÊNDICE B – ILHA 5042

ILHA DE ENSAIOS Nº 5042 Local: Estação Penha de França

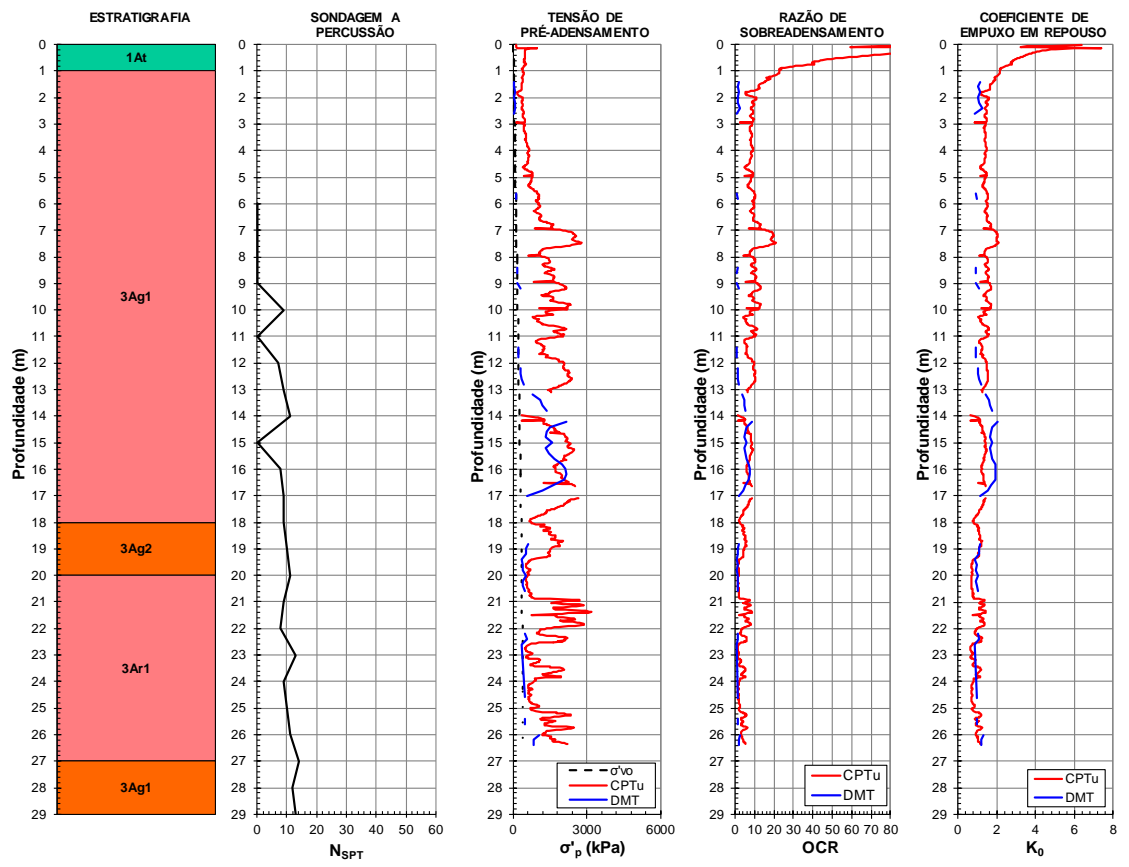
ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE Data: 05/11/12



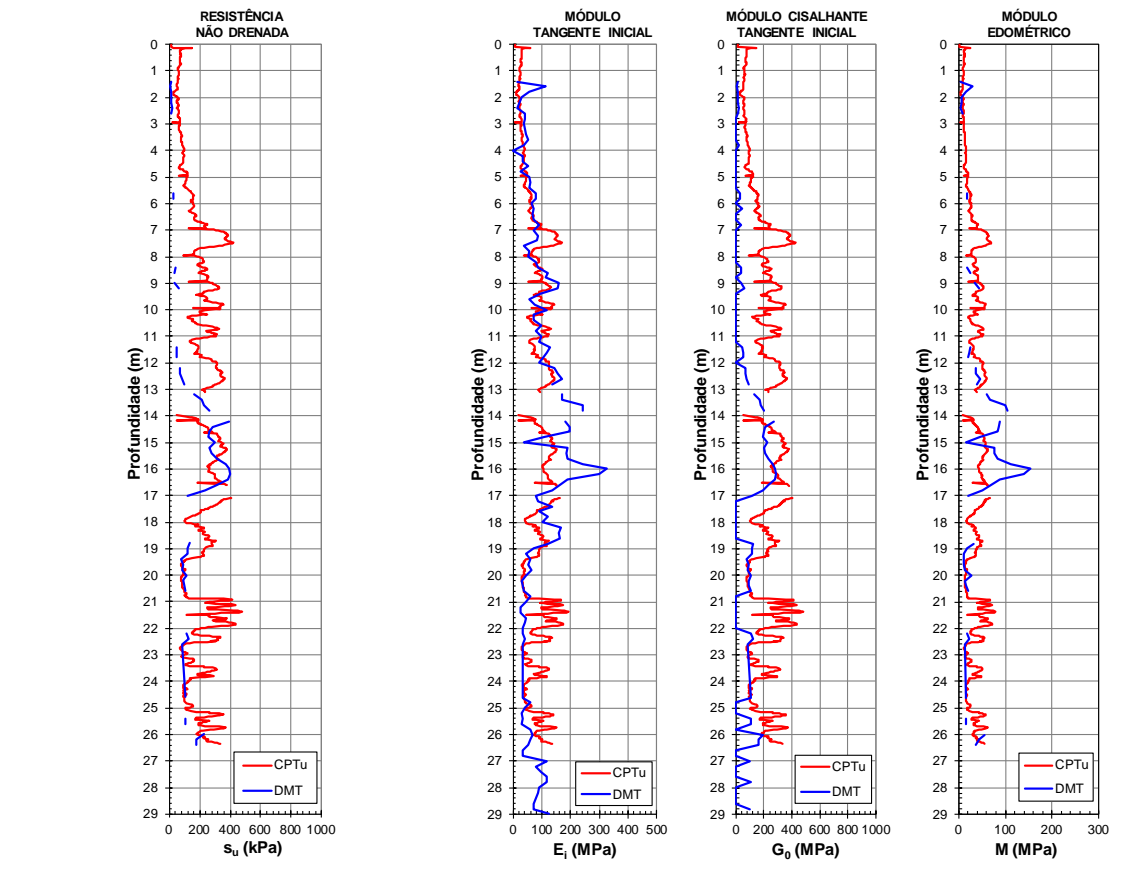
ENSAIO DILATOMÉTRICO Data: -



Perfil Descritivo Histórico de tensões



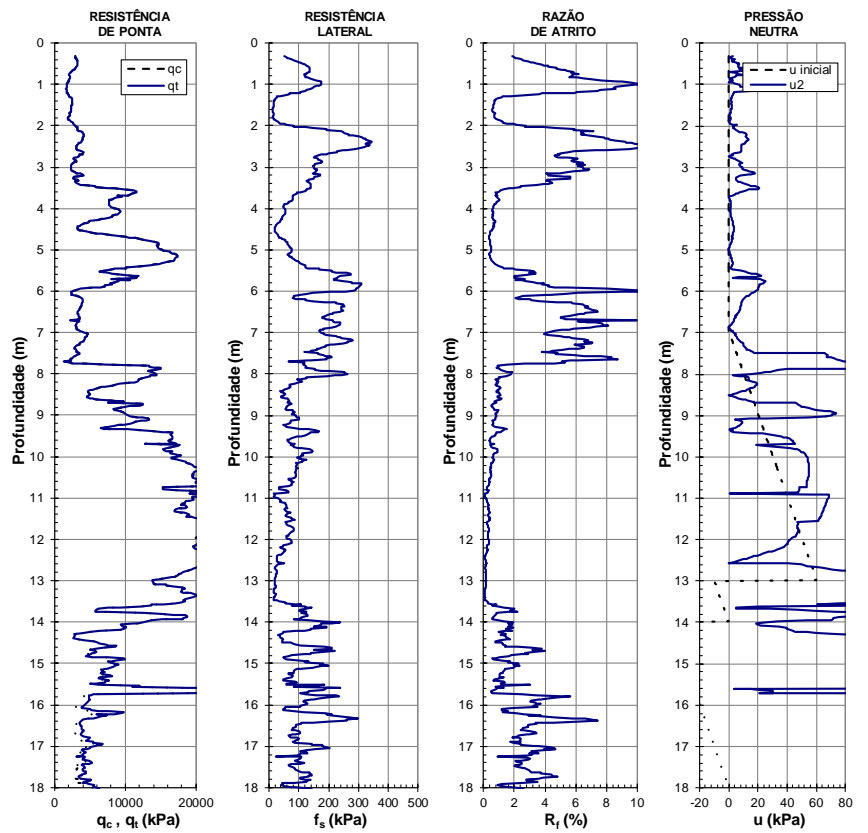
Resistência ao cisalhamento Deformabilidade



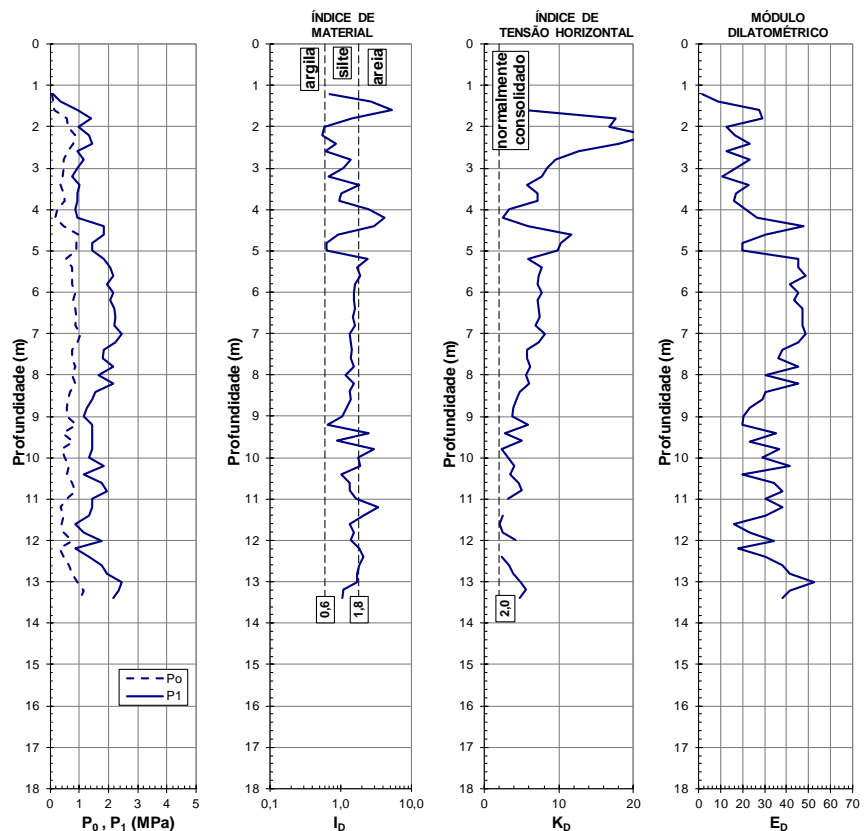
APÊNDICE C – ILHA 5112

ILHA DE ENSAIOS Nº 5112 Local: Estação Aricanduva

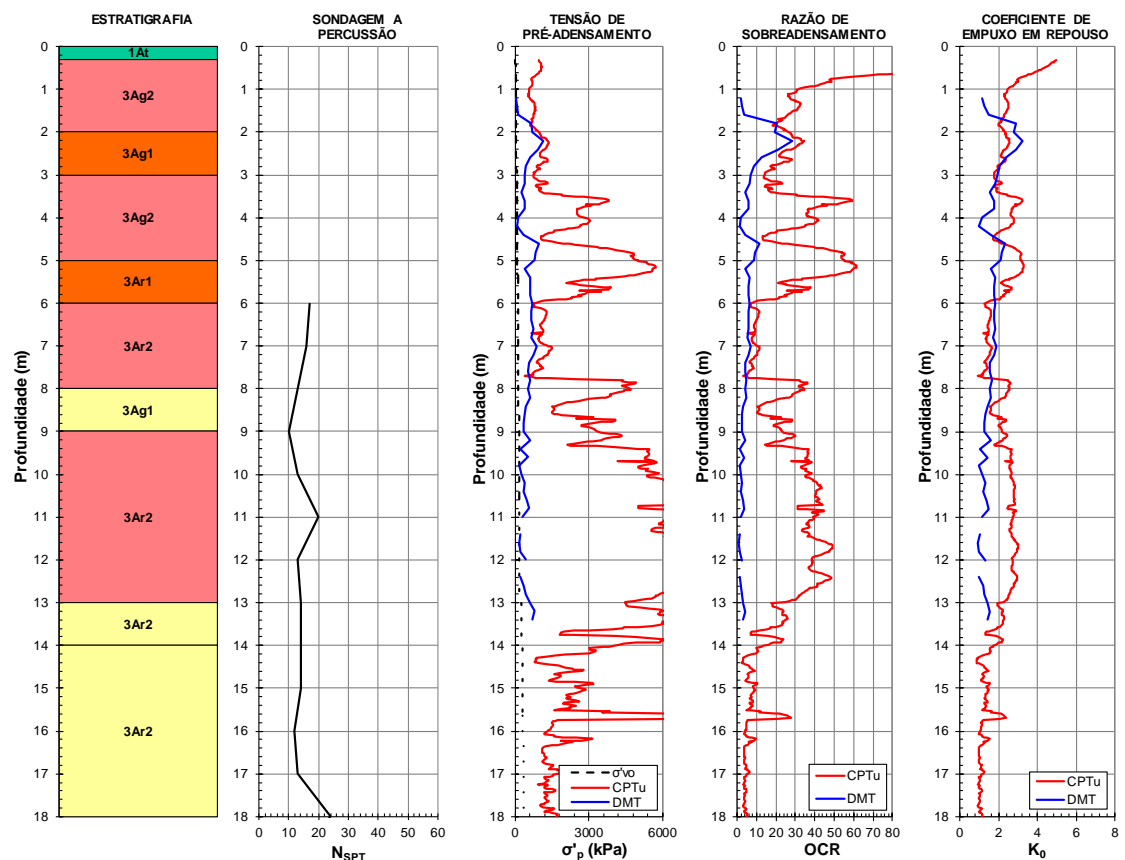
ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE Data: 06/09/12



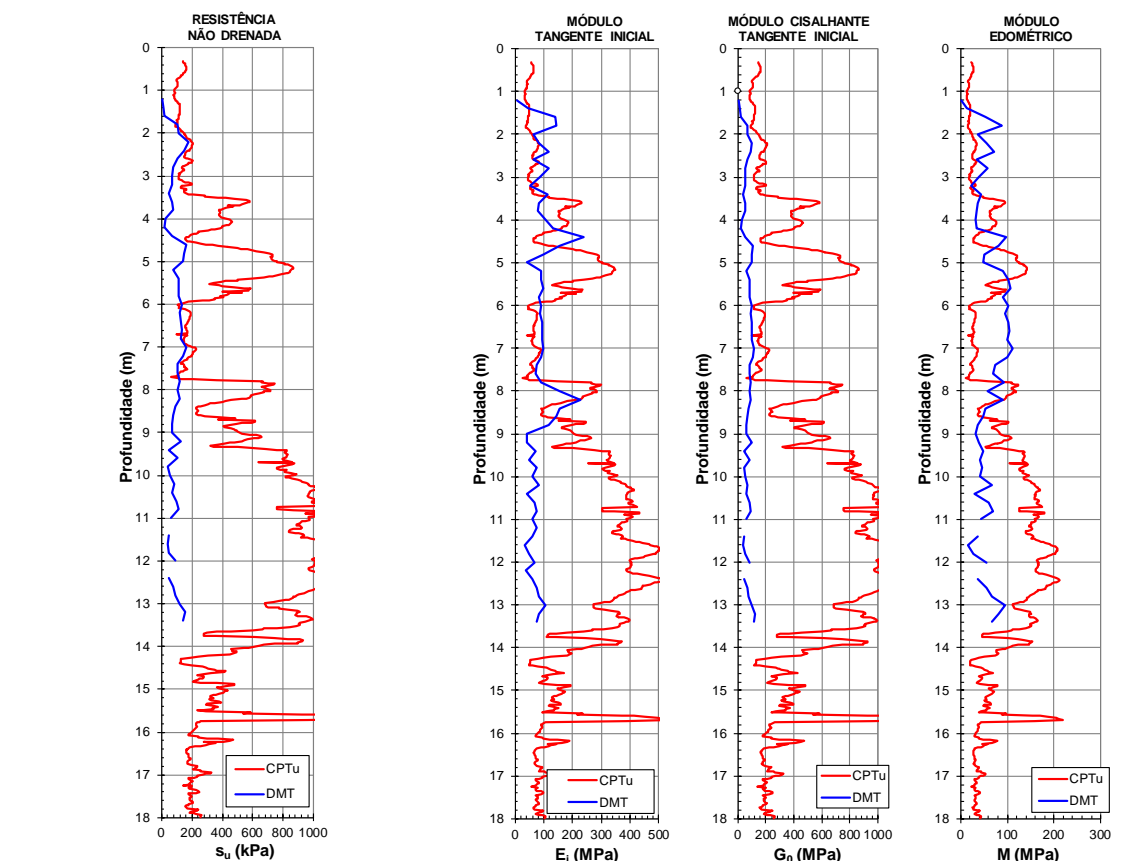
ENSAIO DILATOMÉTRICO Data: 02/01/13



Perfil Descritivo Histórico de tensões



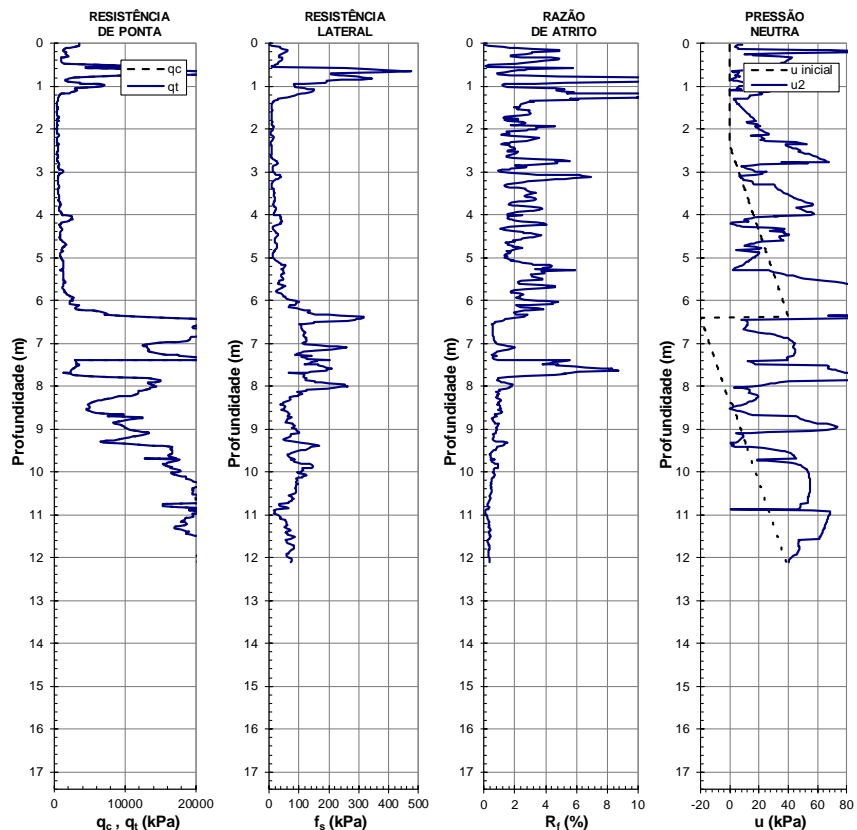
Resistência ao cisalhamento Deformabilidade



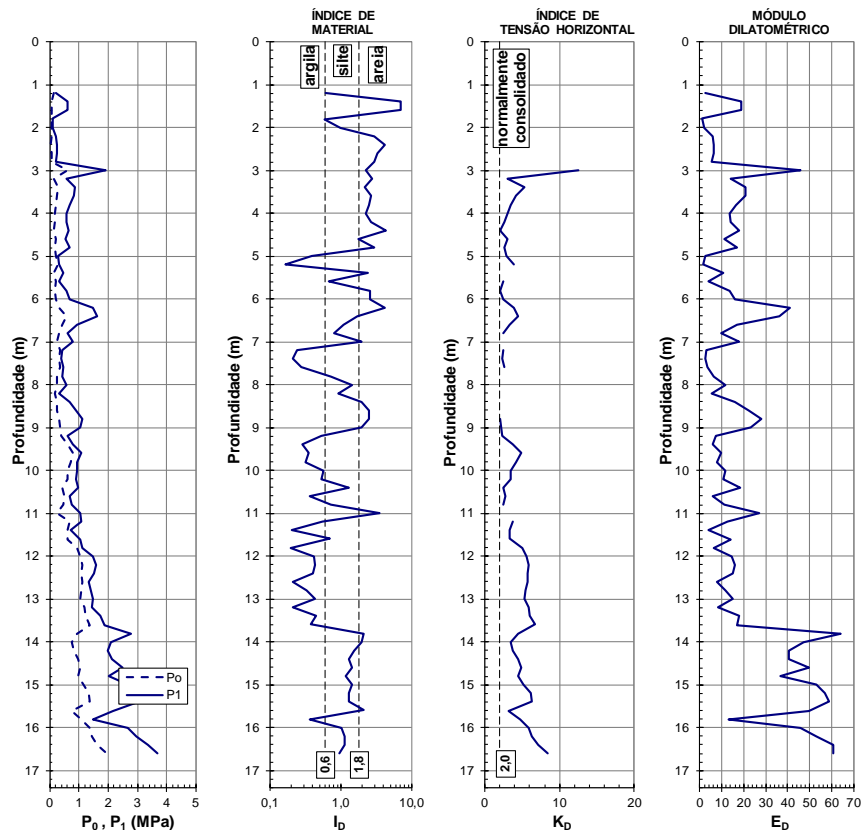
APÊNDICE D – ILHA 5146

ILHA DE ENSAIOS Nº 5146 Local: Nova Manchester

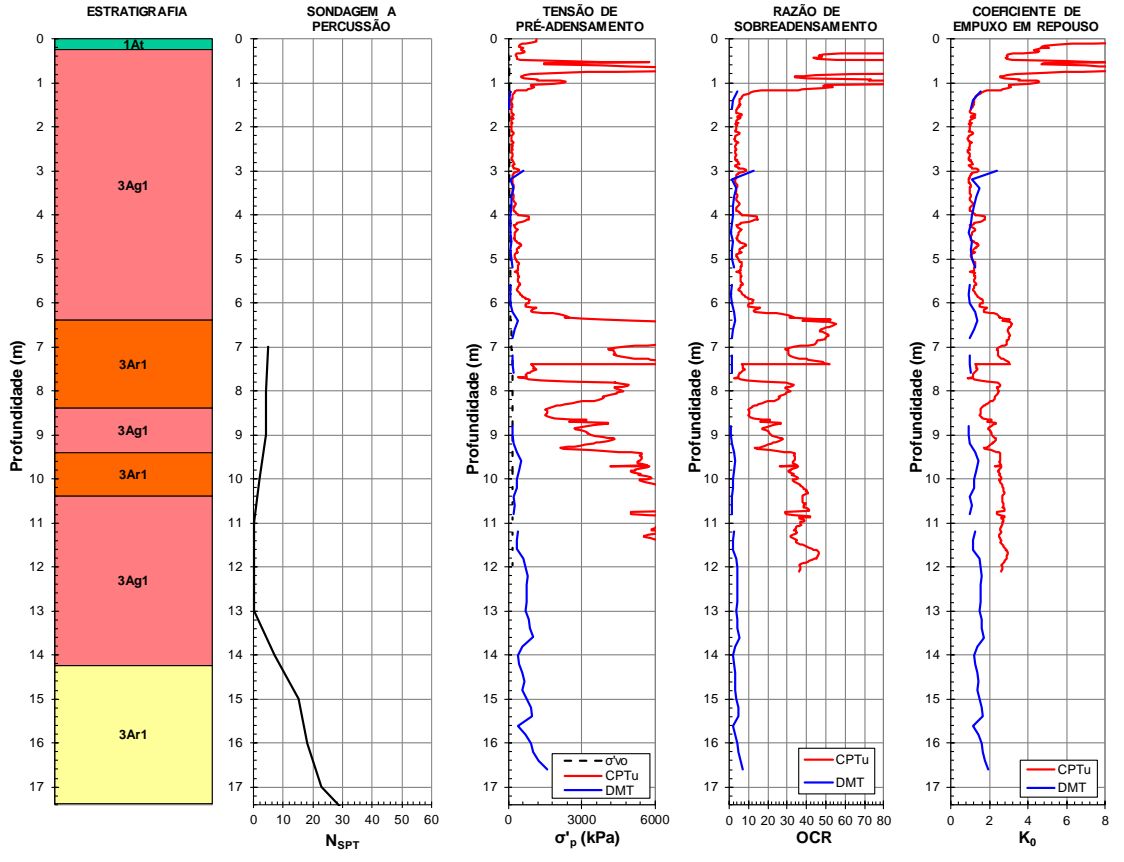
ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE Data: 11/09/12



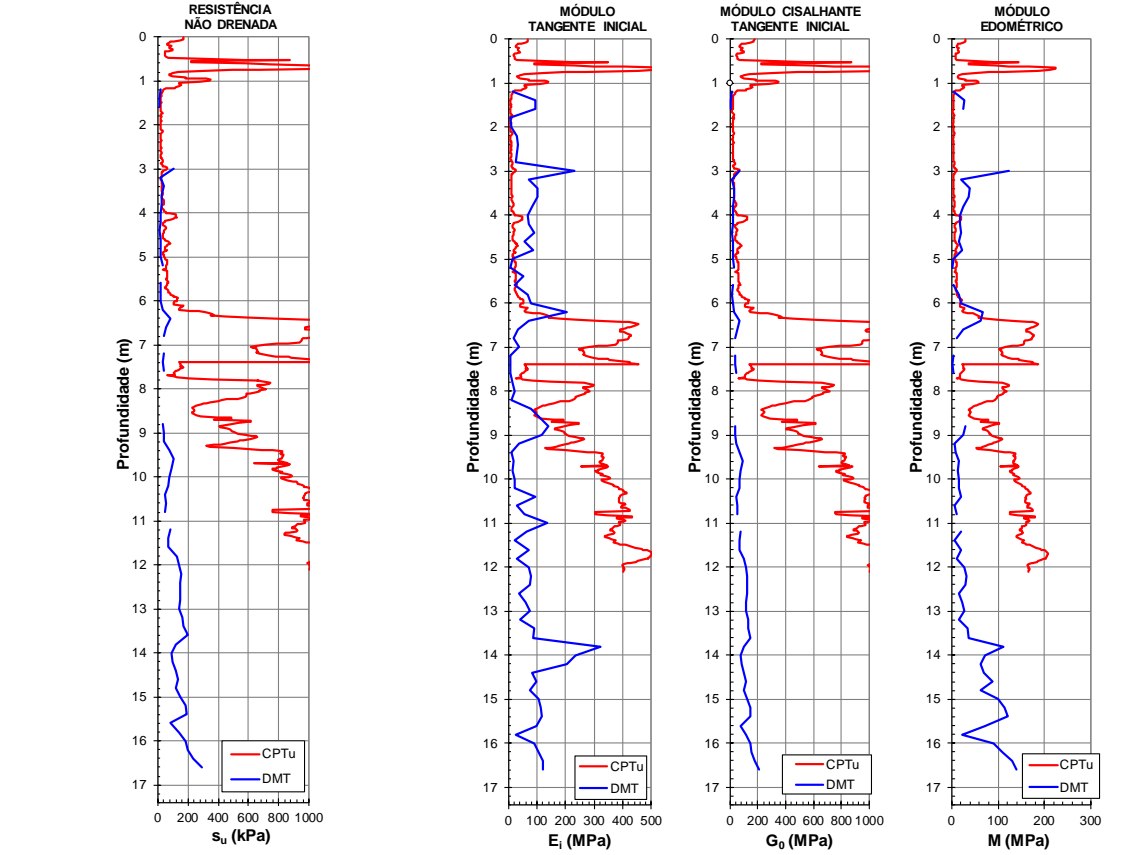
ENSAIO DILATOMÉTRICO Data: 02/01/13



Perfil Descritivo Histórico de tensões



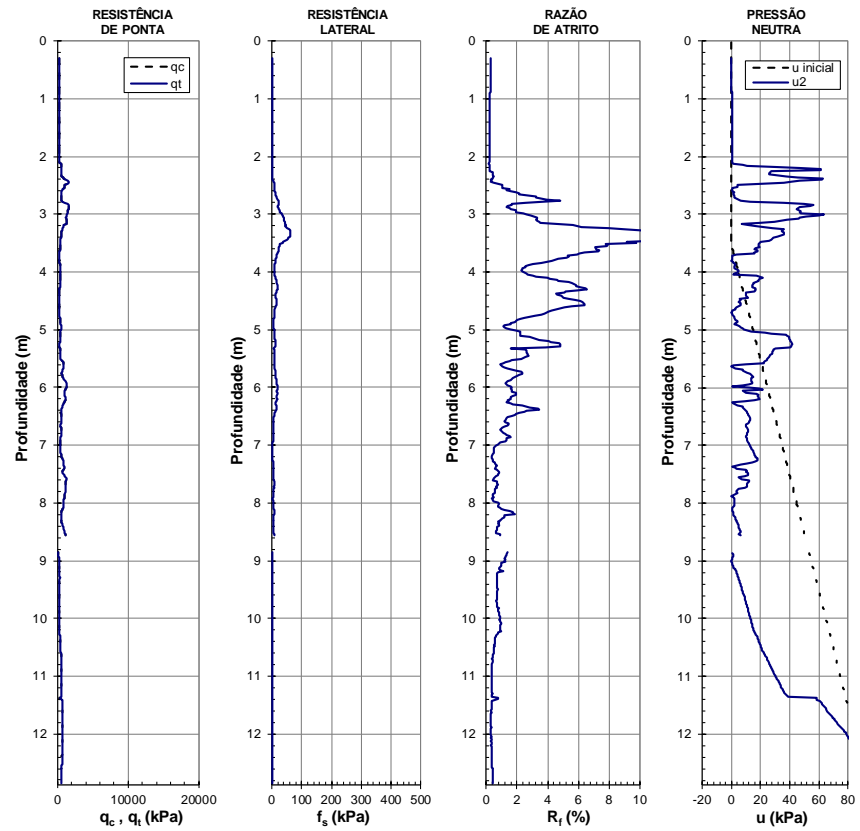
Resistência ao cisalhamento Deformabilidade



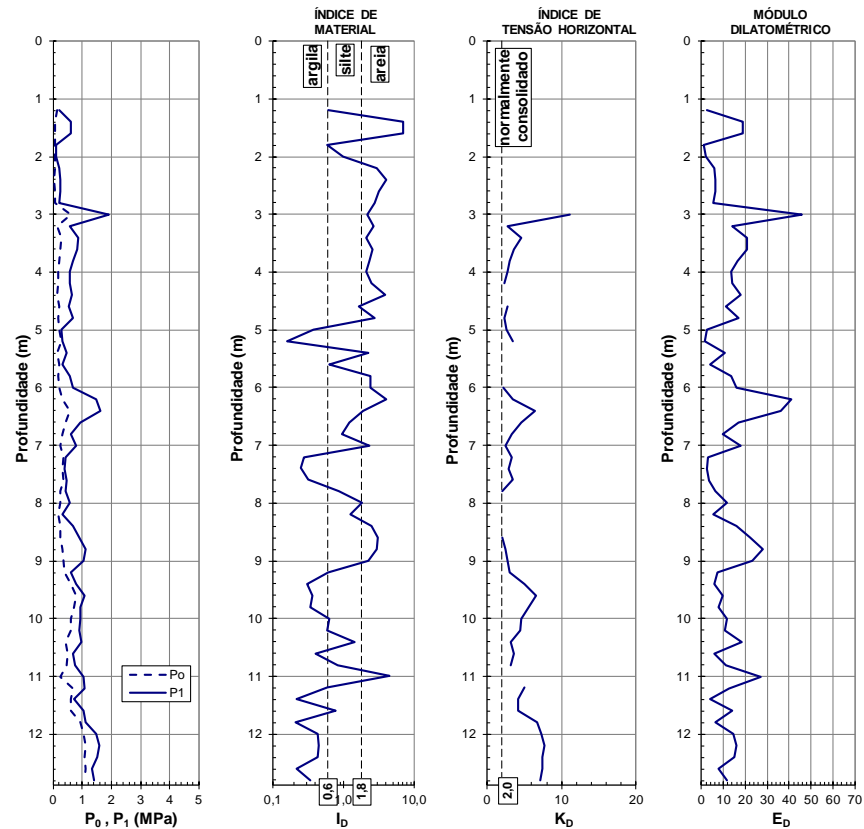
APÊNDICE E – ILHA 5182

ILHA DE ENSAIOS Nº 5182 Local: VCA RAPADURA

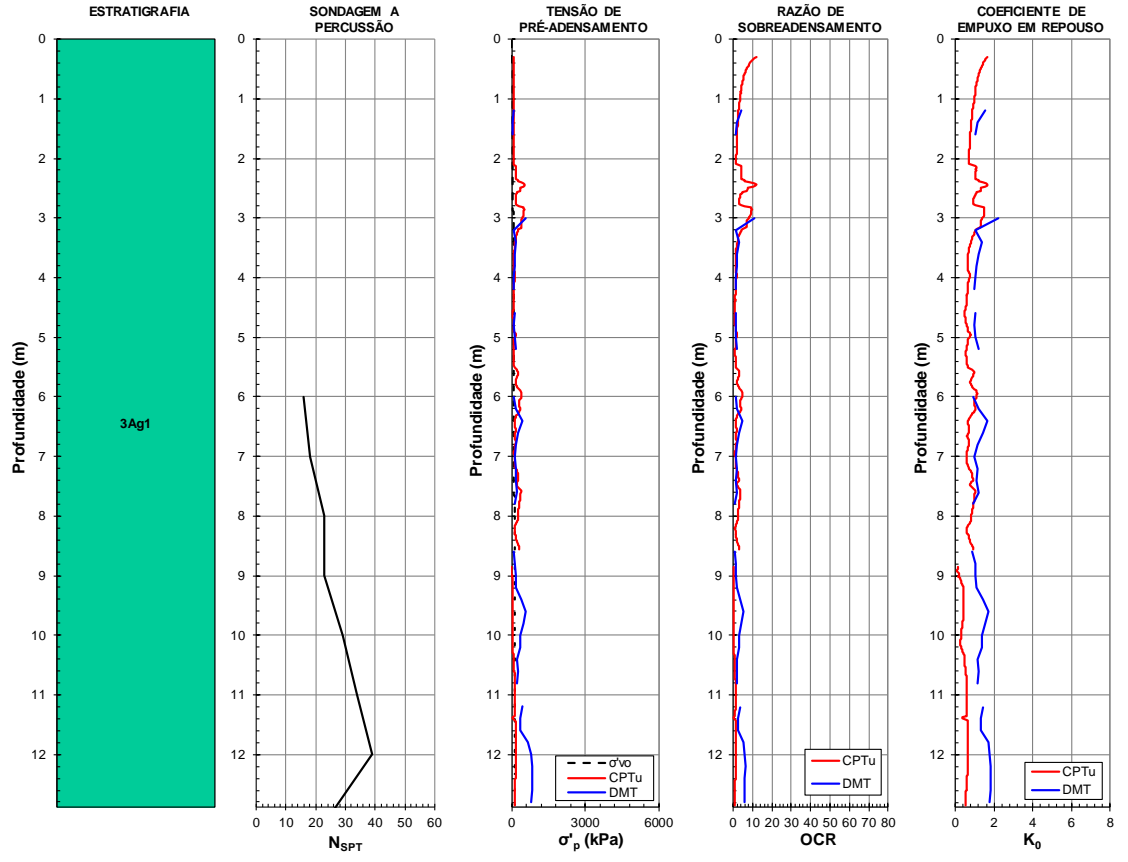
ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE Data: 11/09/12



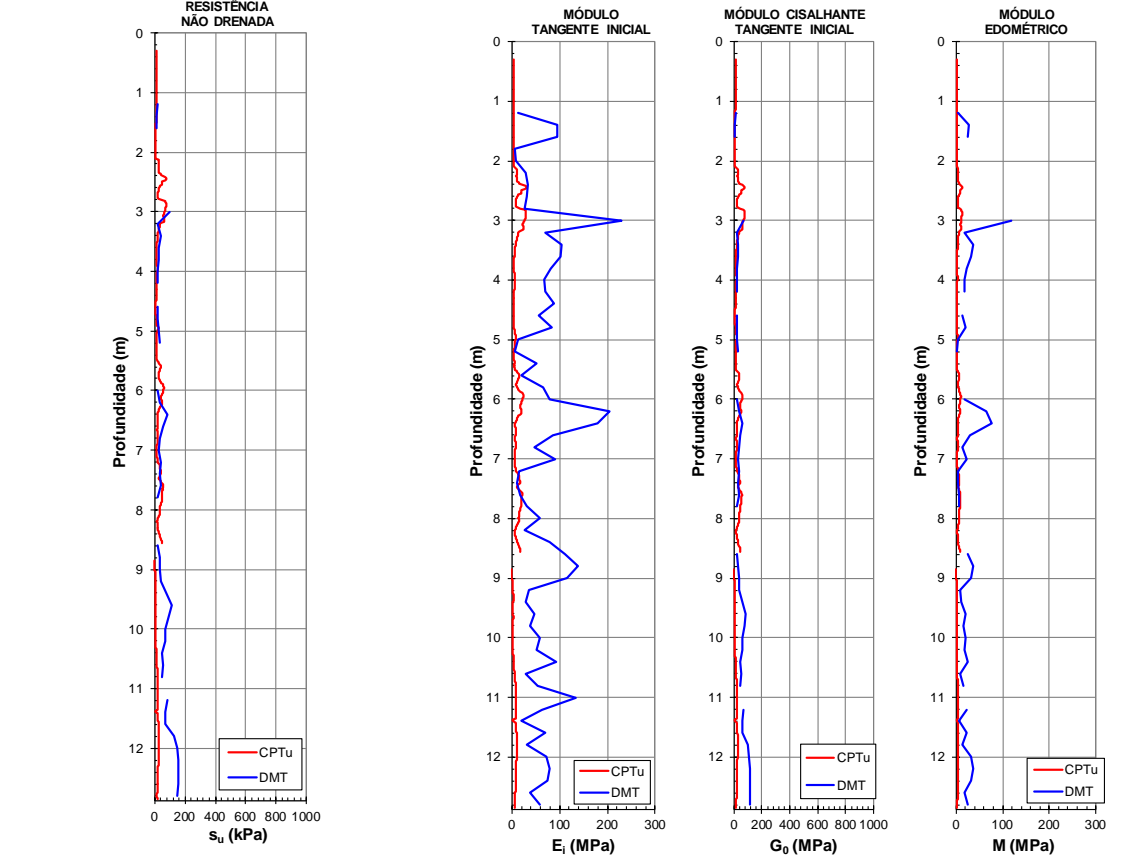
ENSAIO DILATOMÉTRICO Data: 02/01/13



Perfil Descritivo Histórico de tensões



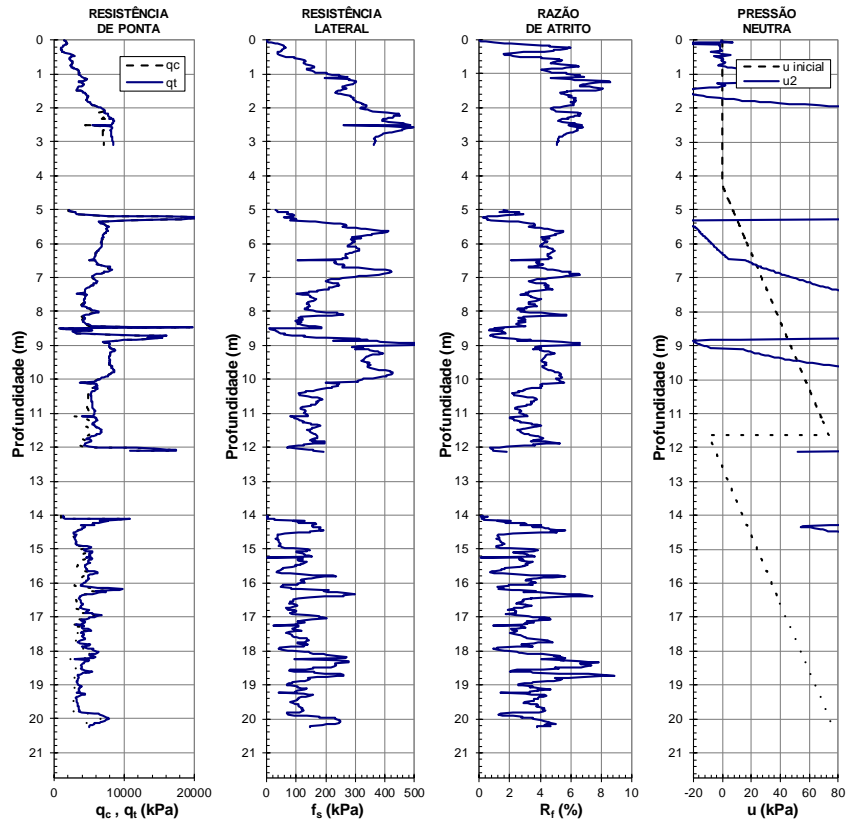
Resistência ao cisalhamento Deformabilidade



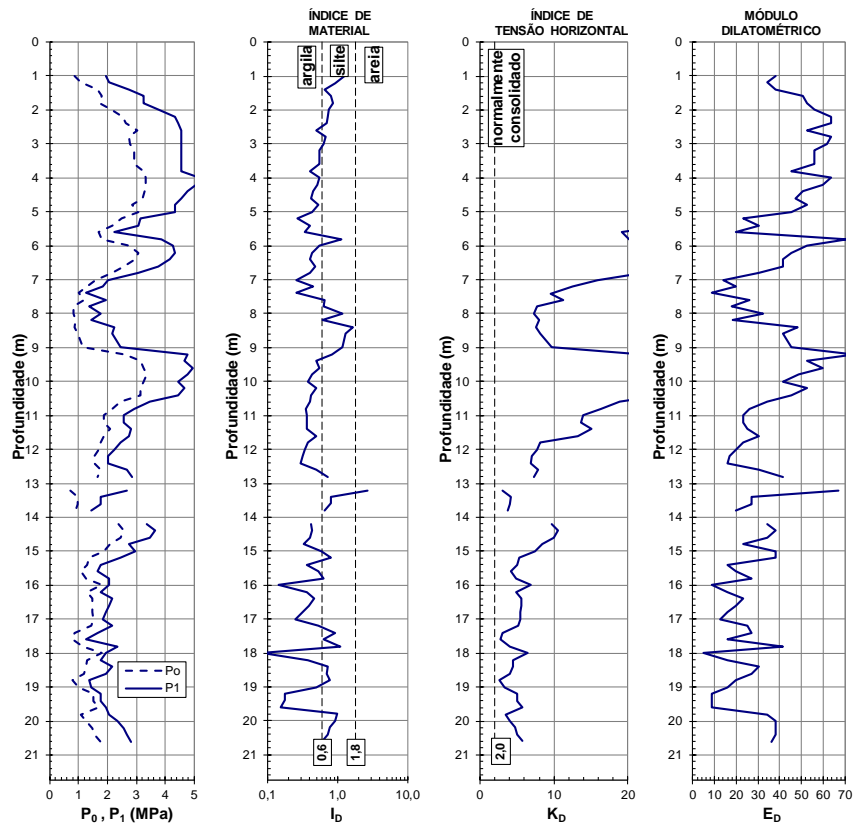
APÊNDICE F – ILHA 5221

ILHA DE ENSAIOS Nº 5221 Local: Poço Coxim

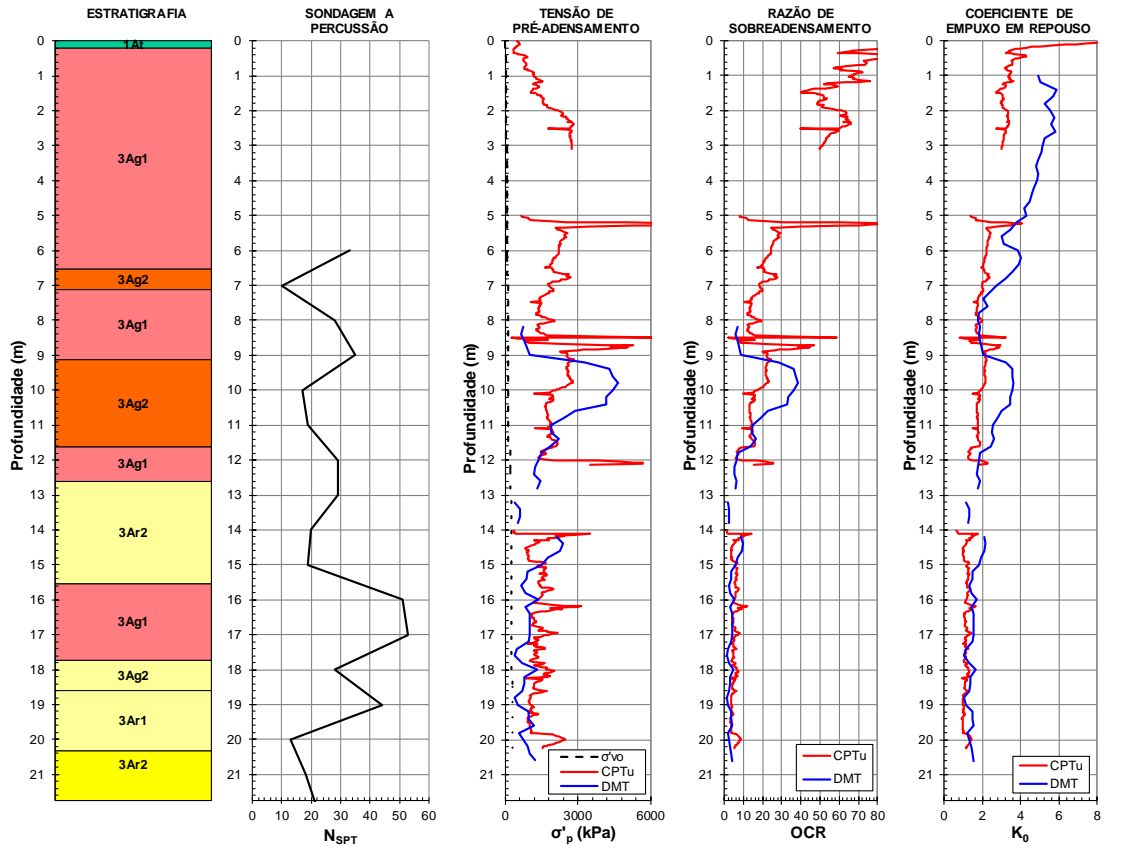
ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE Data: 13/09/12



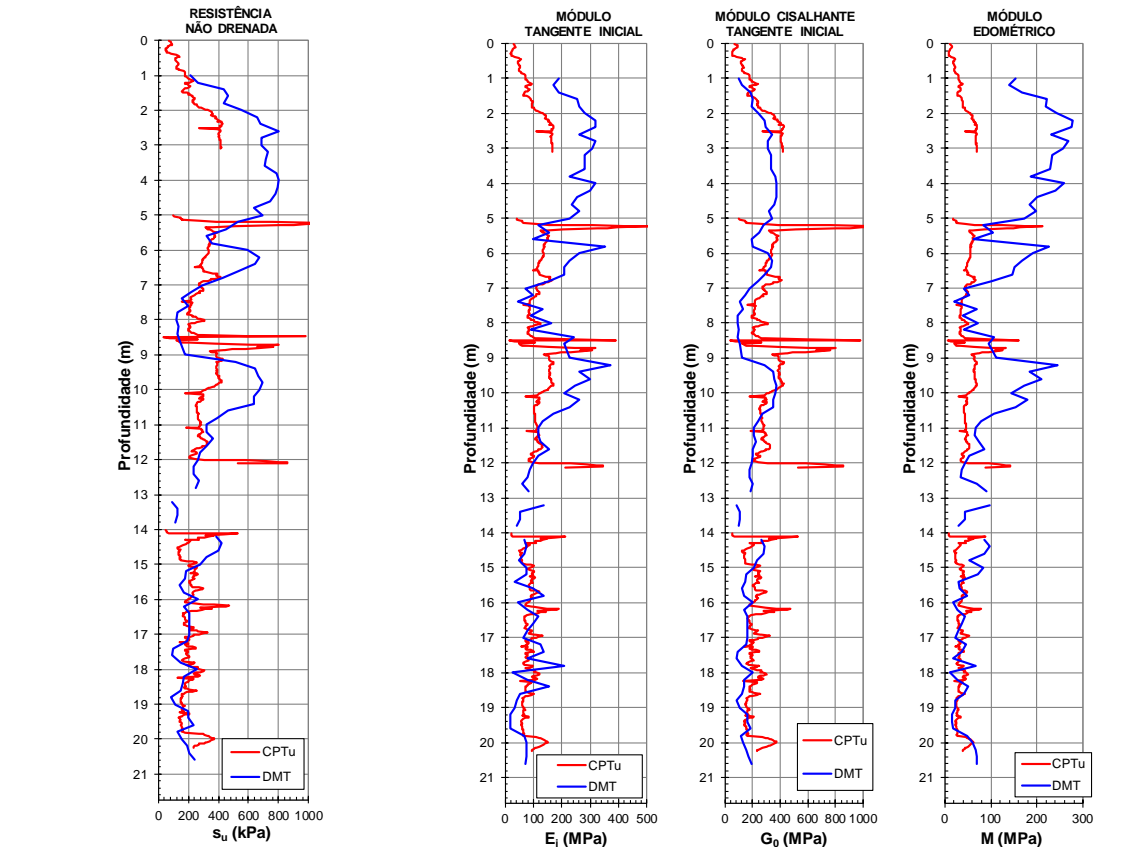
ENSAIO DILATOMÉTRICO Data: 02/01/13



Perfil Descritivo Histórico de tensões



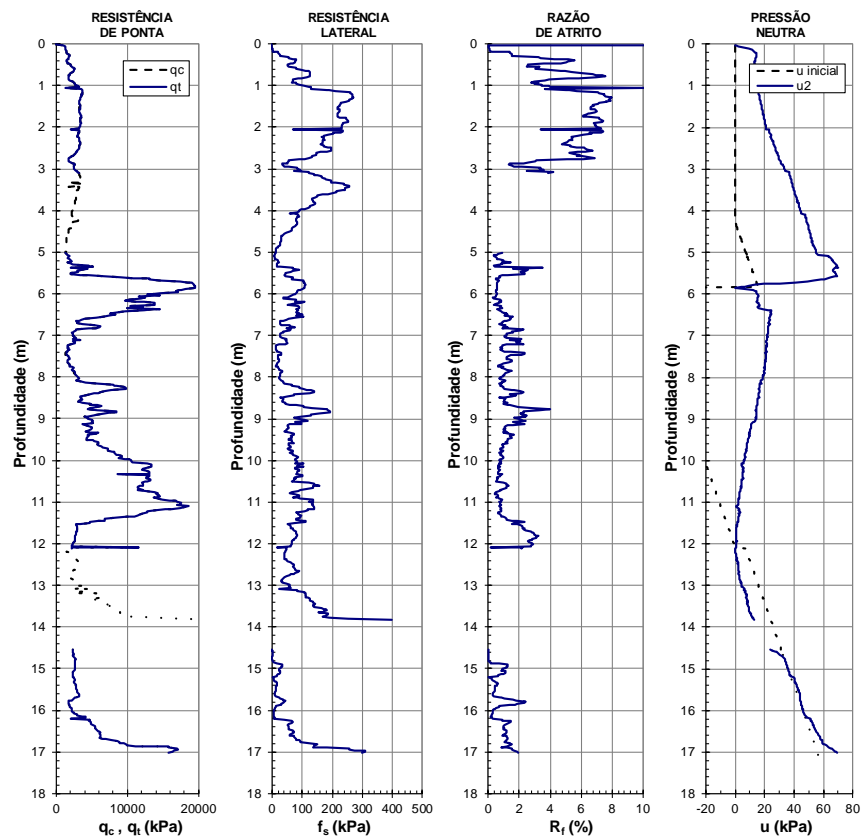
Resistência ao cisalhamento Deformabilidade



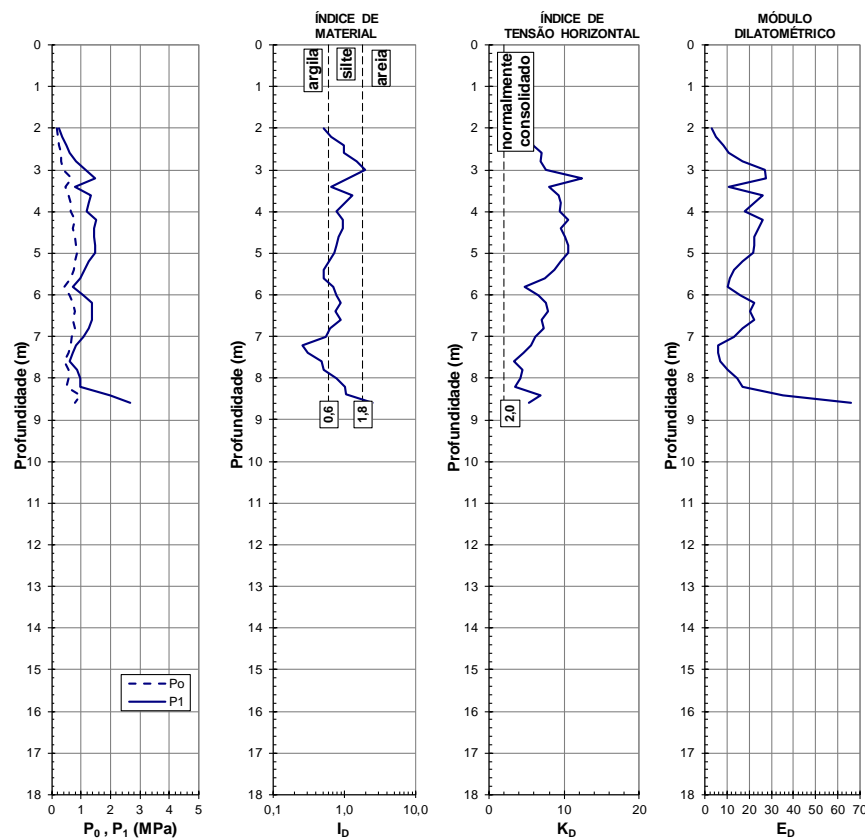
APÊNDICE G – ILHA 5249

ILHA DE ENSAIOS Nº 5249 Local: PS Capitão

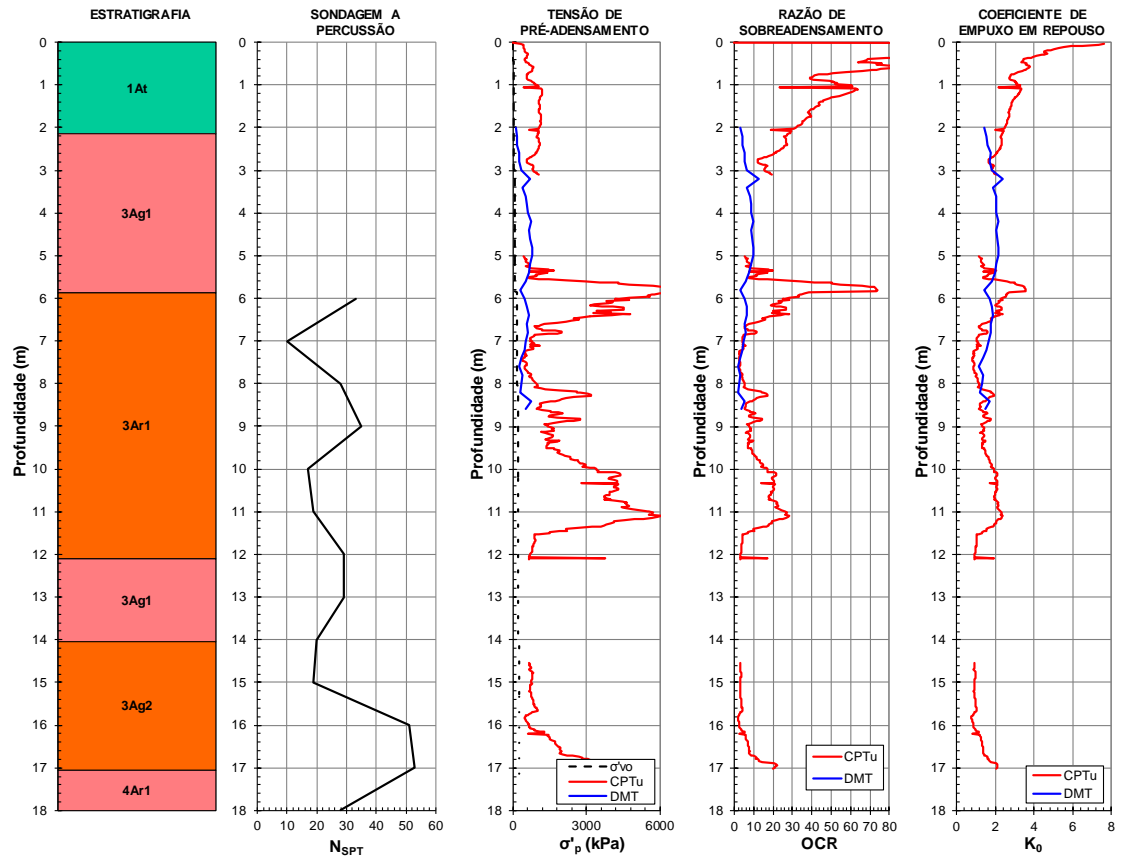
ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE Data: 23/10/12



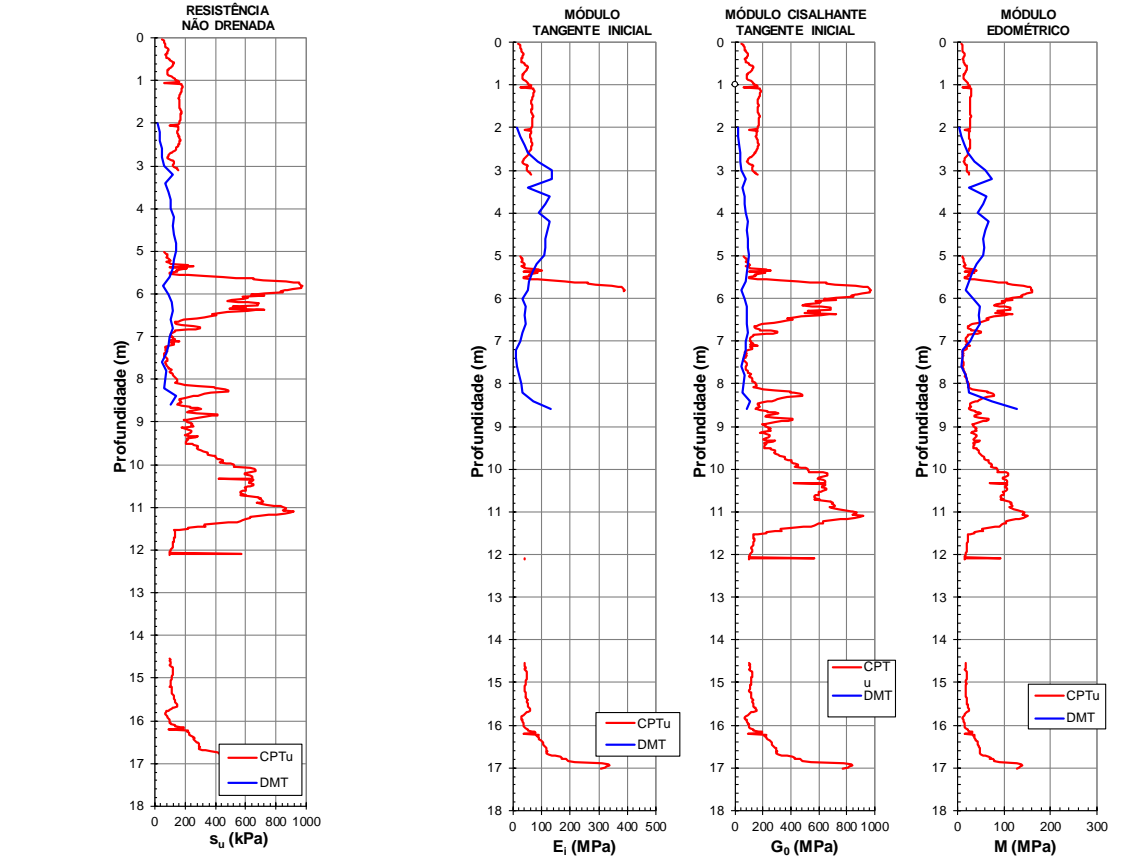
ENSAIO DILATOMÉTRICO Data: 21/12/12



Perfil Descritivo Histórico de tensões



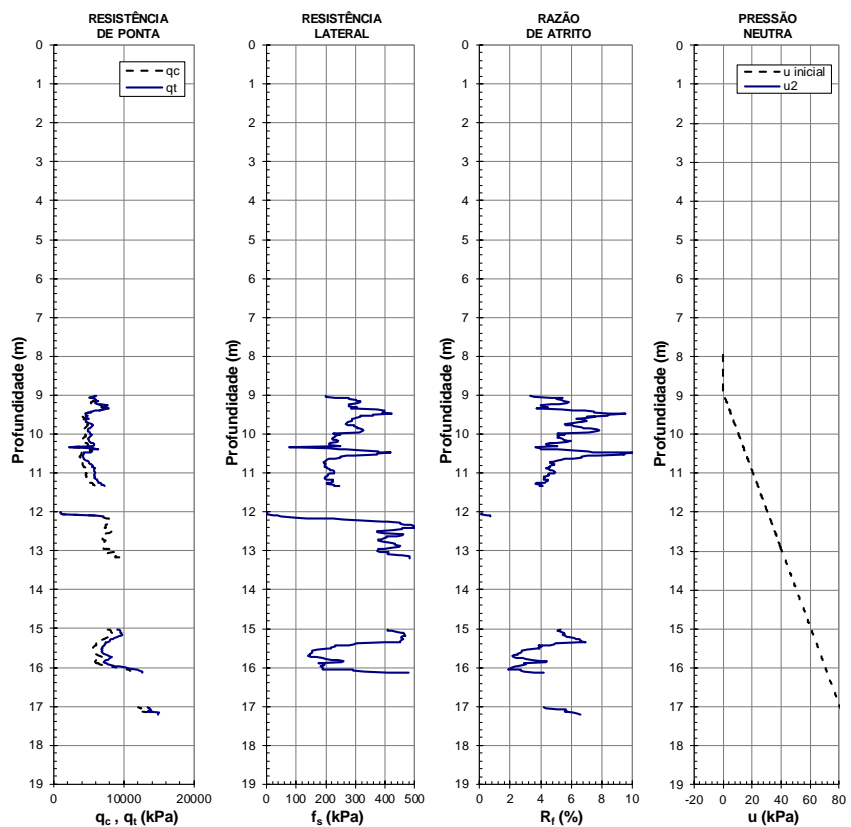
Resistência ao cisalhamento Deformabilidade



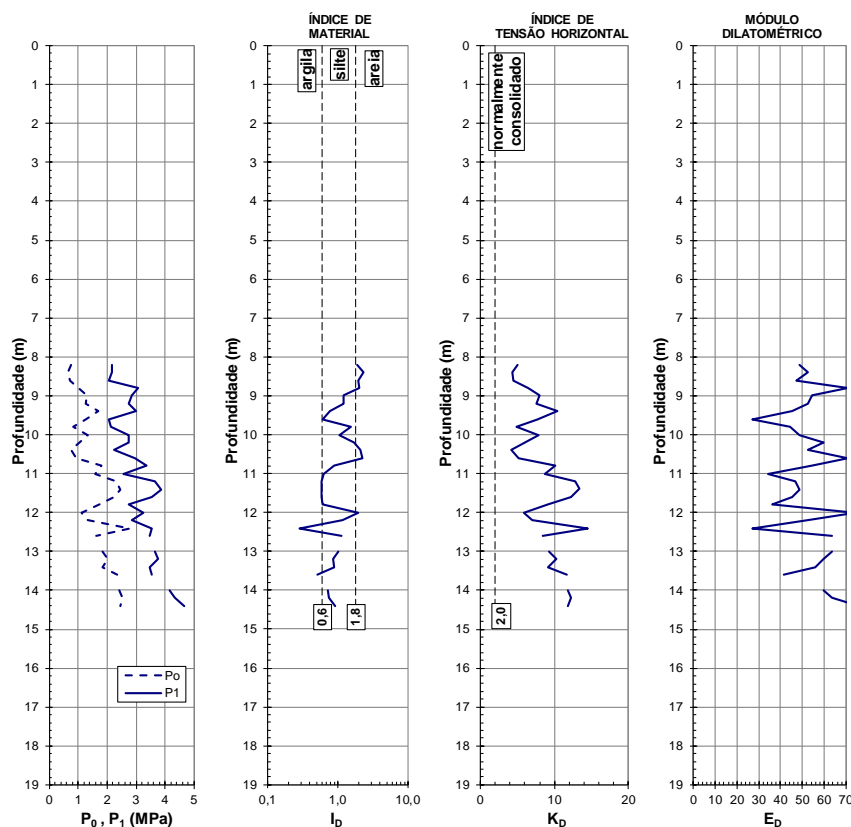
APÊNDICE H – ILHA 5282

ILHA DE ENSAIOS Nº 5282 Local: Estação Água Rasa

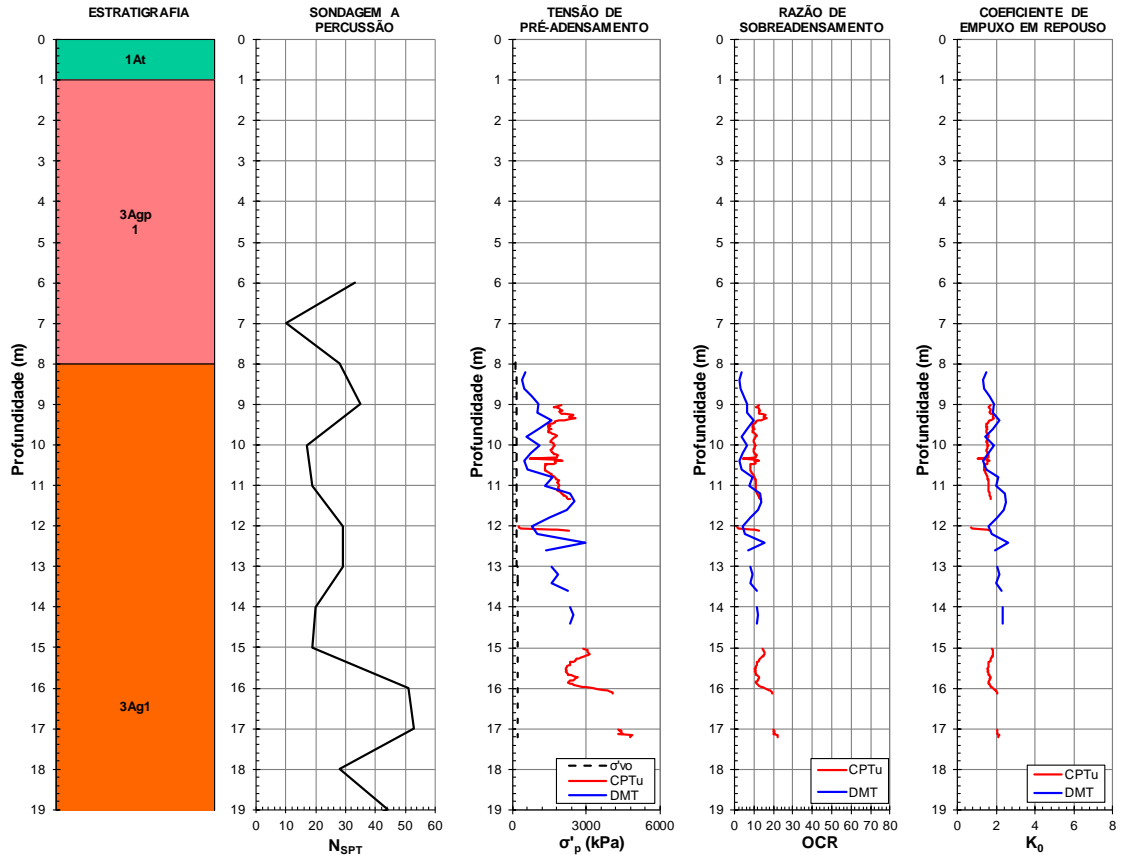
ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE Data: 18/09/12



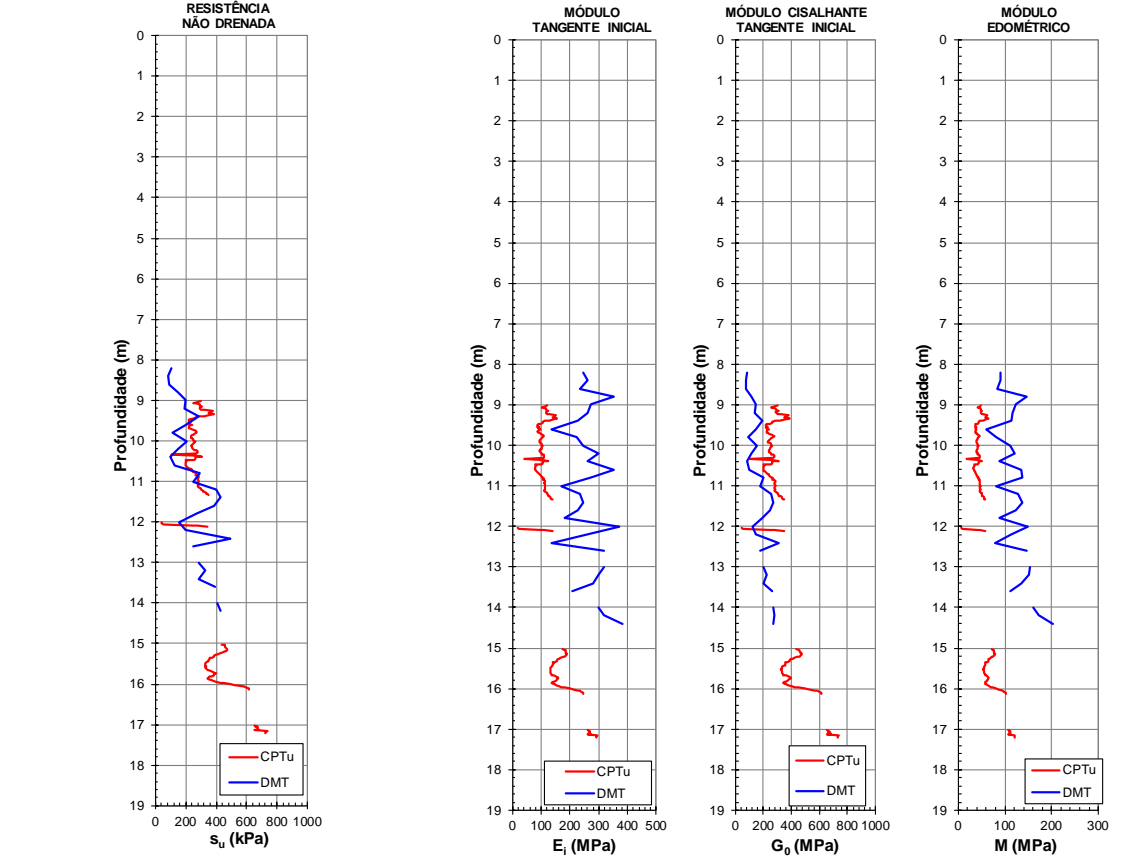
ENSAIO DILATOMÉTRICO Data: 00/01/00



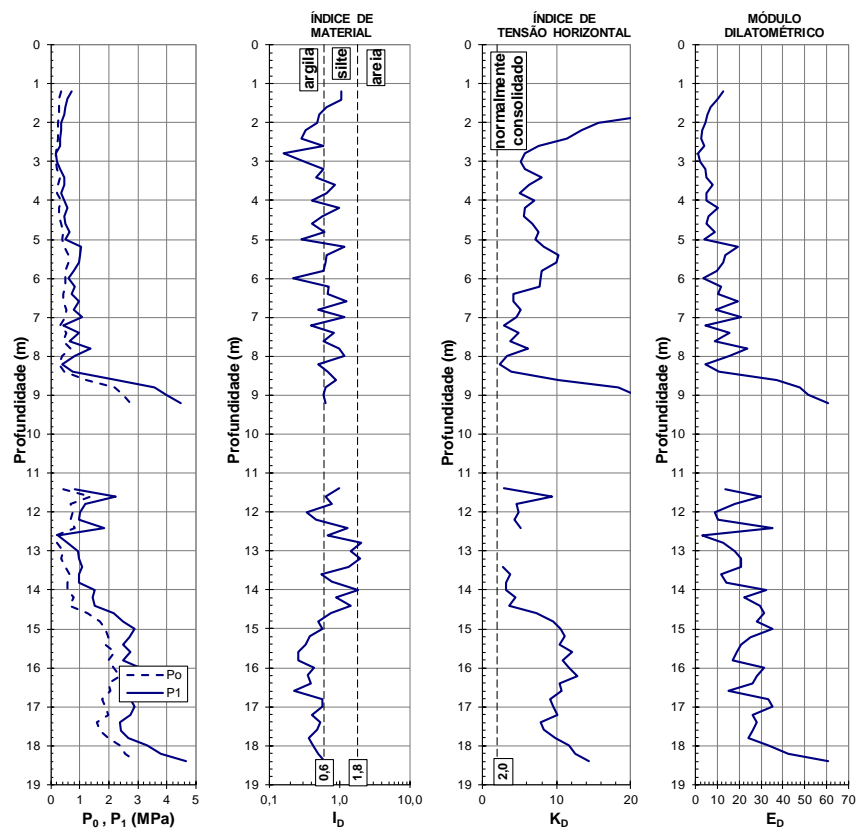
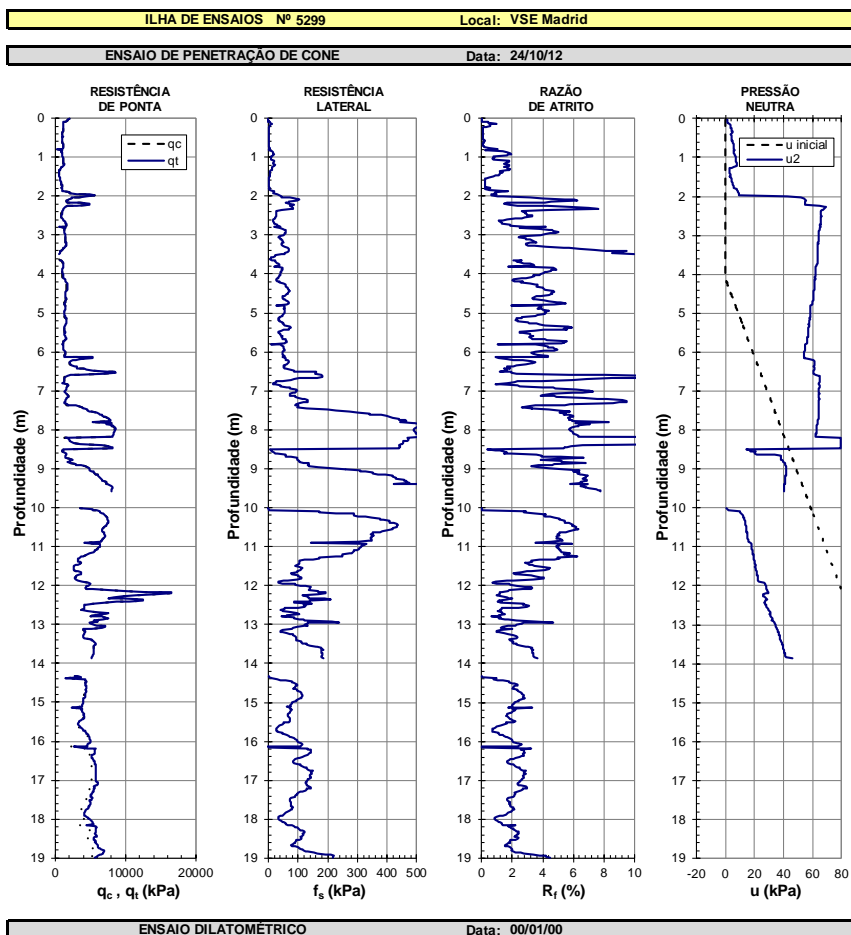
Perfil Descritivo Histórico de tensões



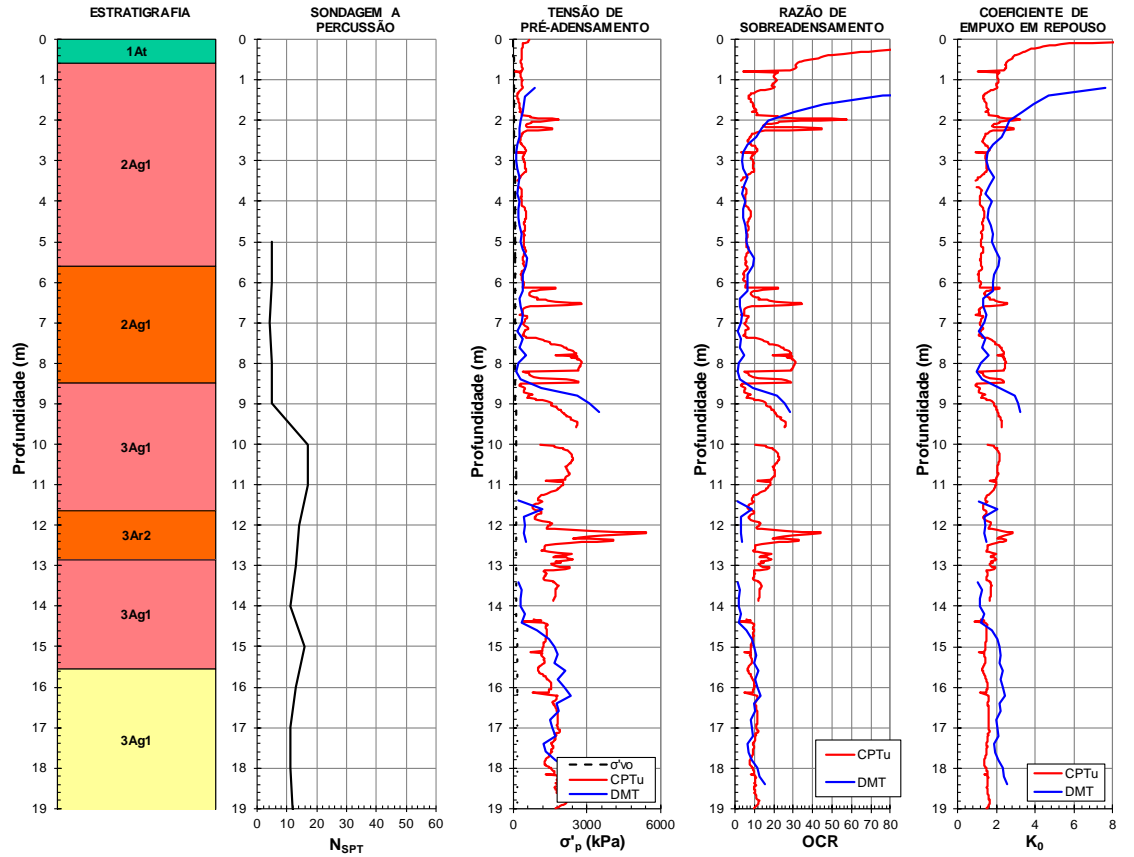
Resistência ao cisalhamento Deformabilidade



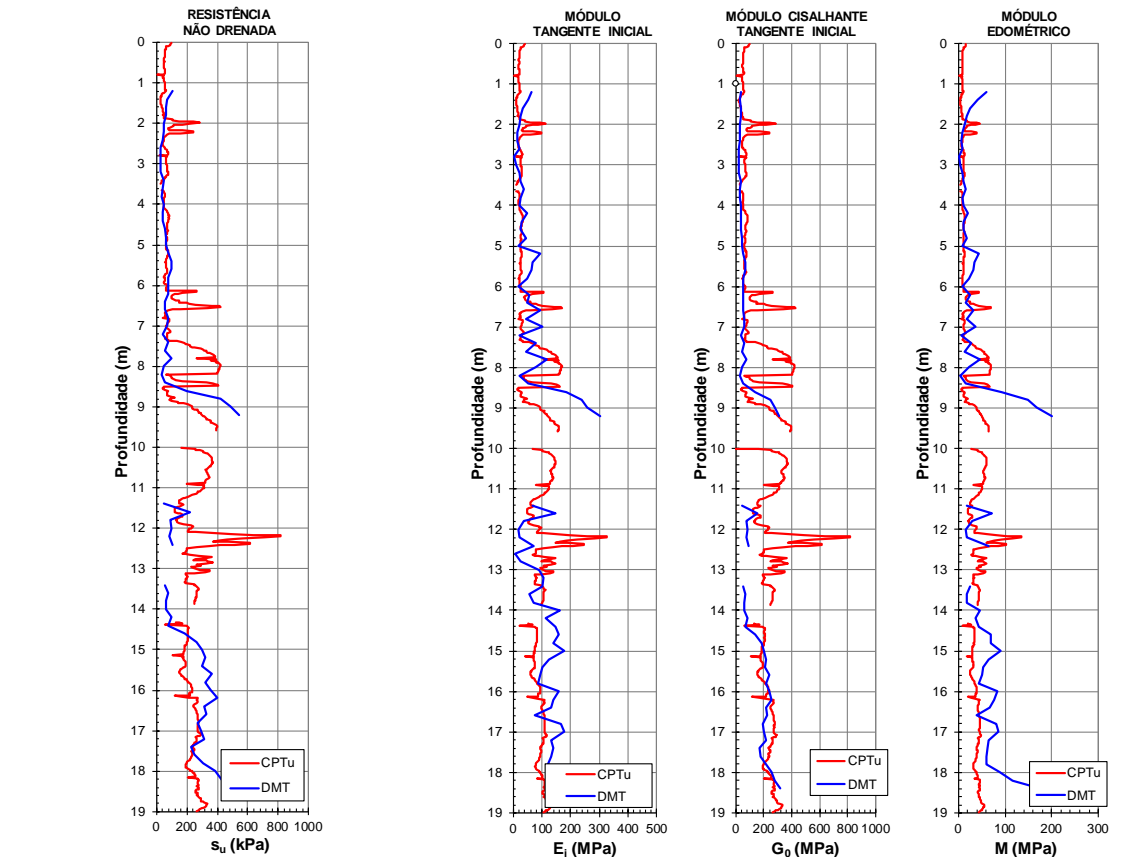
APÊNDICE I – ILHA 5299



Perfil Descritivo Histórico de tensões



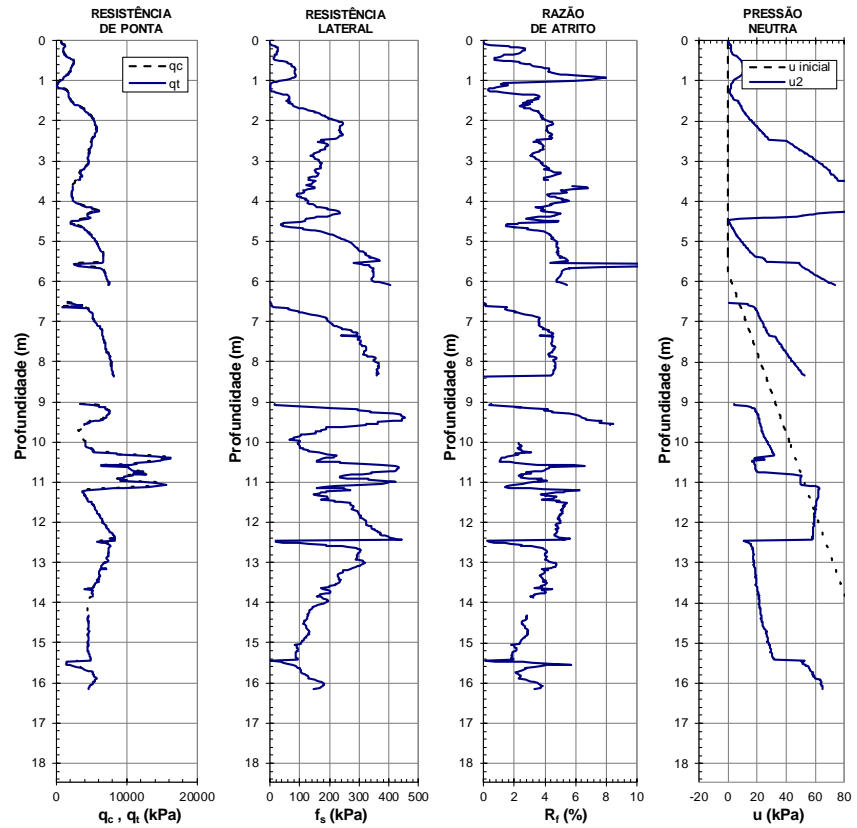
Resistência ao cisalhamento Deformabilidade



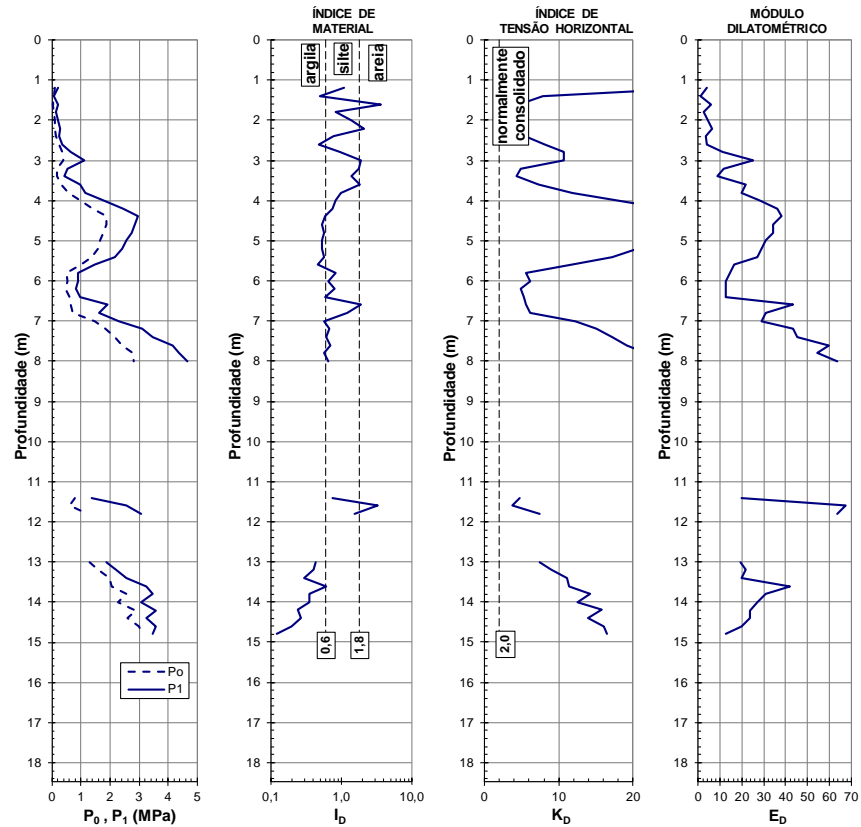
APÊNDICE J – ILHA 5341

ILHA DE ENSAIOS Nº 5341 Local: VSE Falchi Gianini

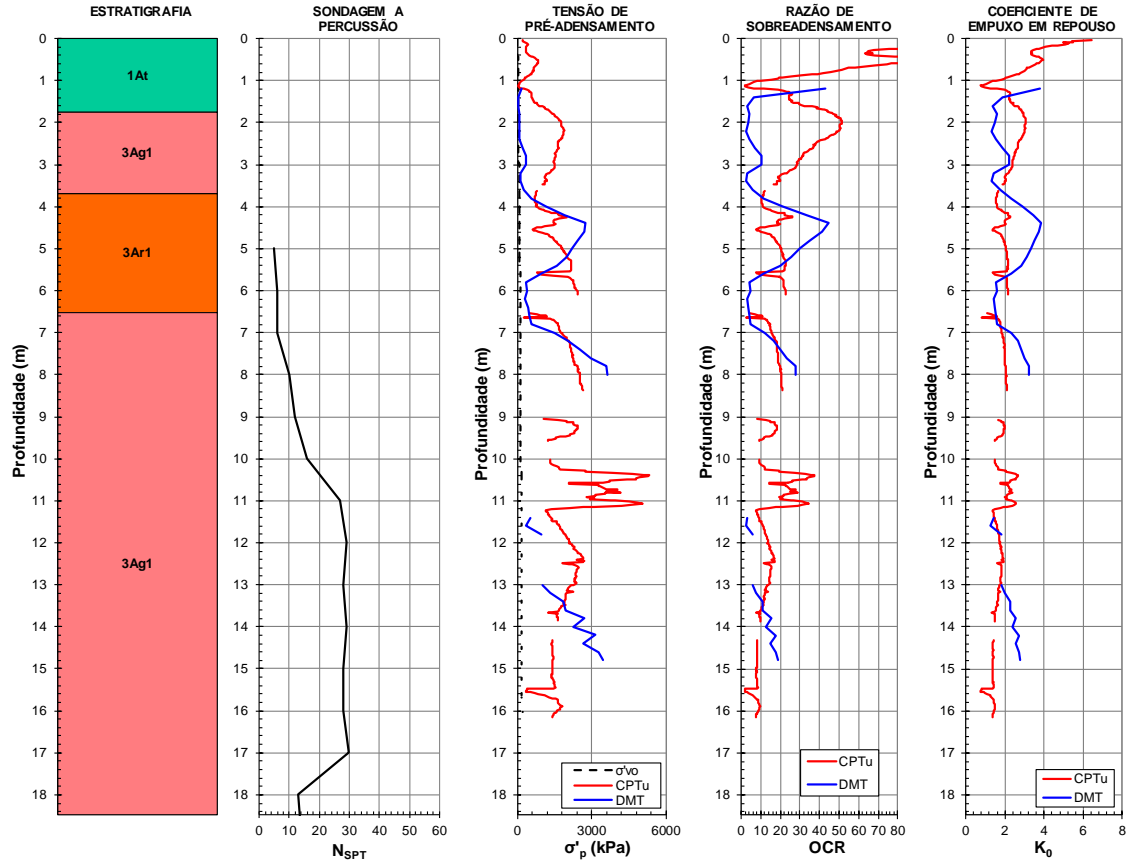
ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE Data: 24/10/12



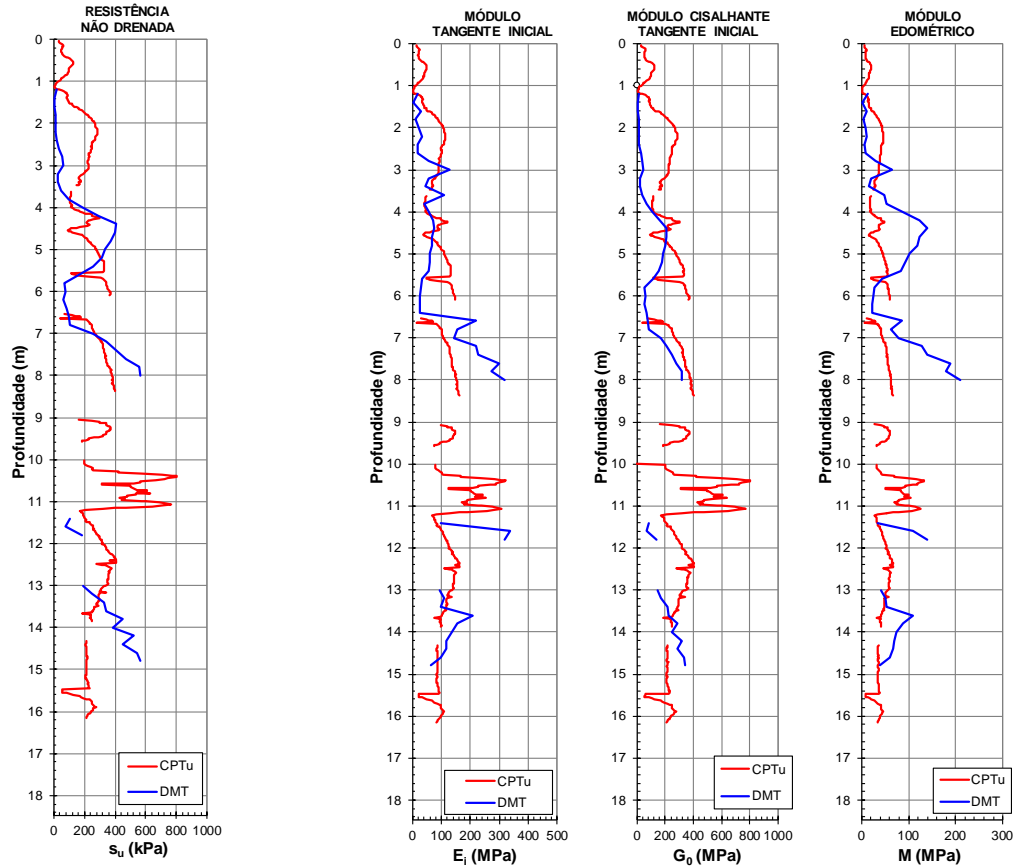
ENSAIO DILATOMÉTRICO Data: 00/01/00



Perfil Descritivo Histórico de tensões



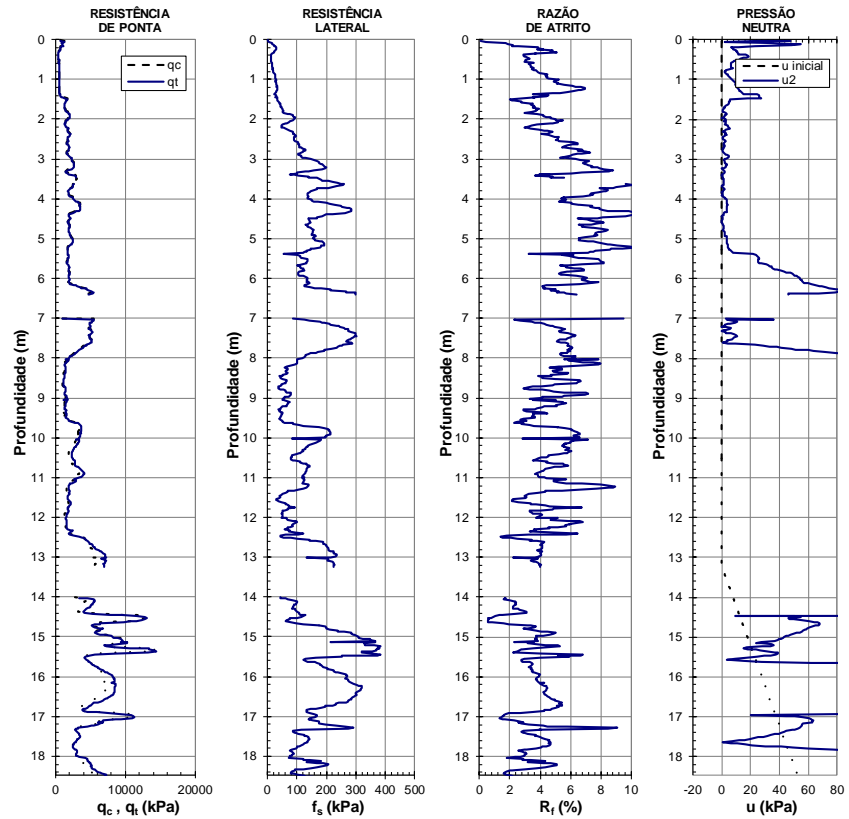
Resistência ao cisalhamento Deformabilidade



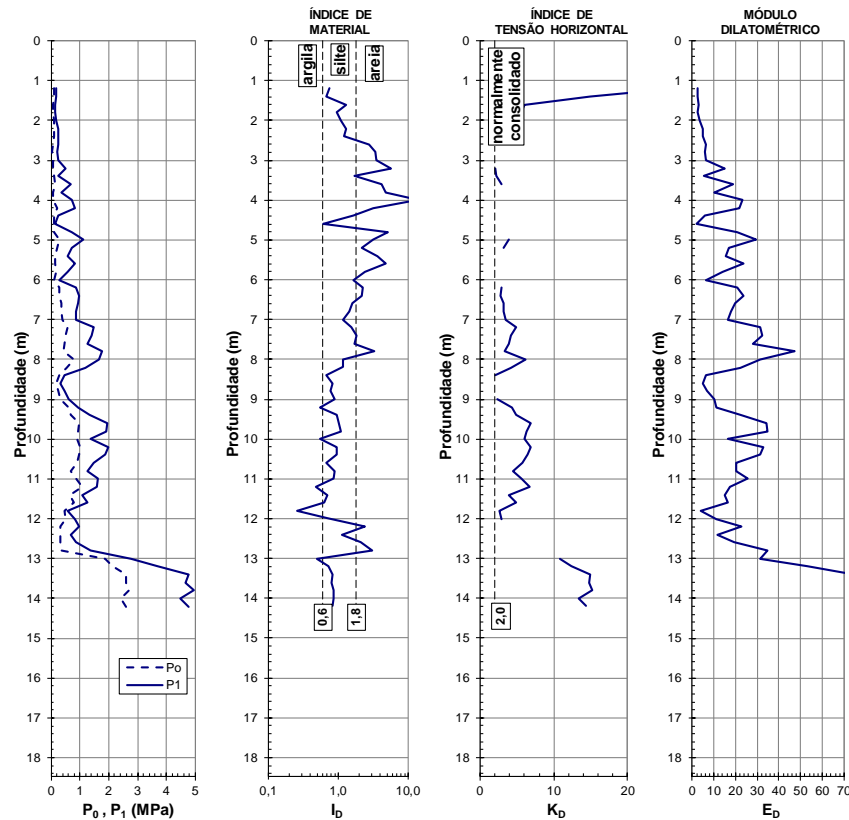
APÊNDICE K – ILHA 5377

ILHA DE ENSAIOS Nº 5377 Local: Estação Guilherme Giorgi

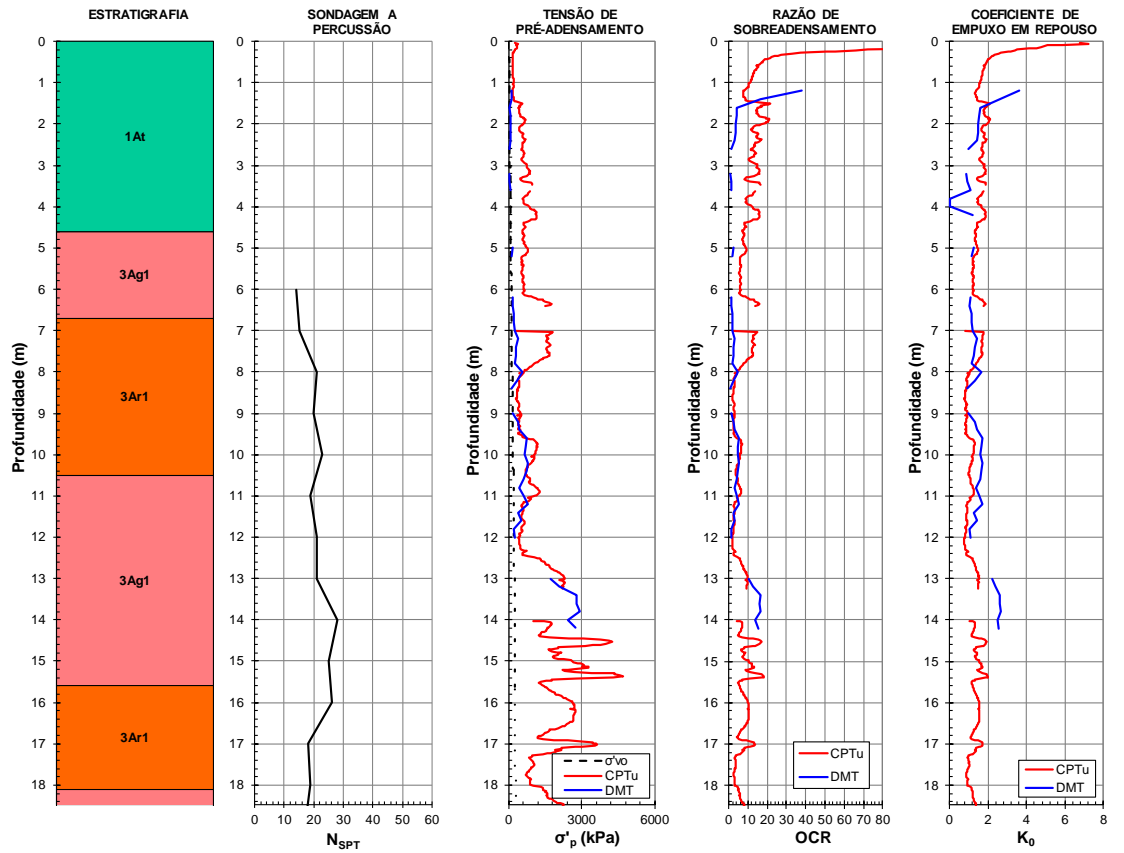
ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE Data: 14/09/12



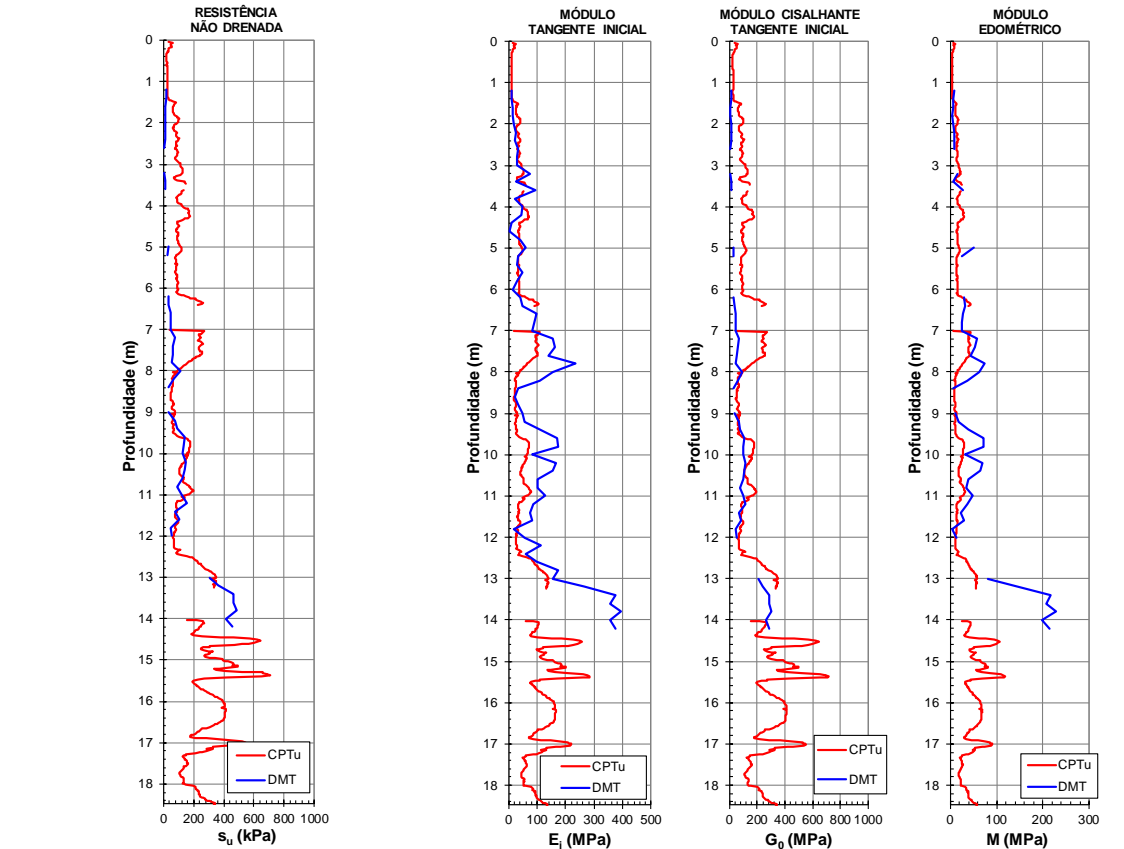
ENSAIO DILATOMÉTRICO Data: 28/12/12



Perfil Descritivo Histórico de tensões



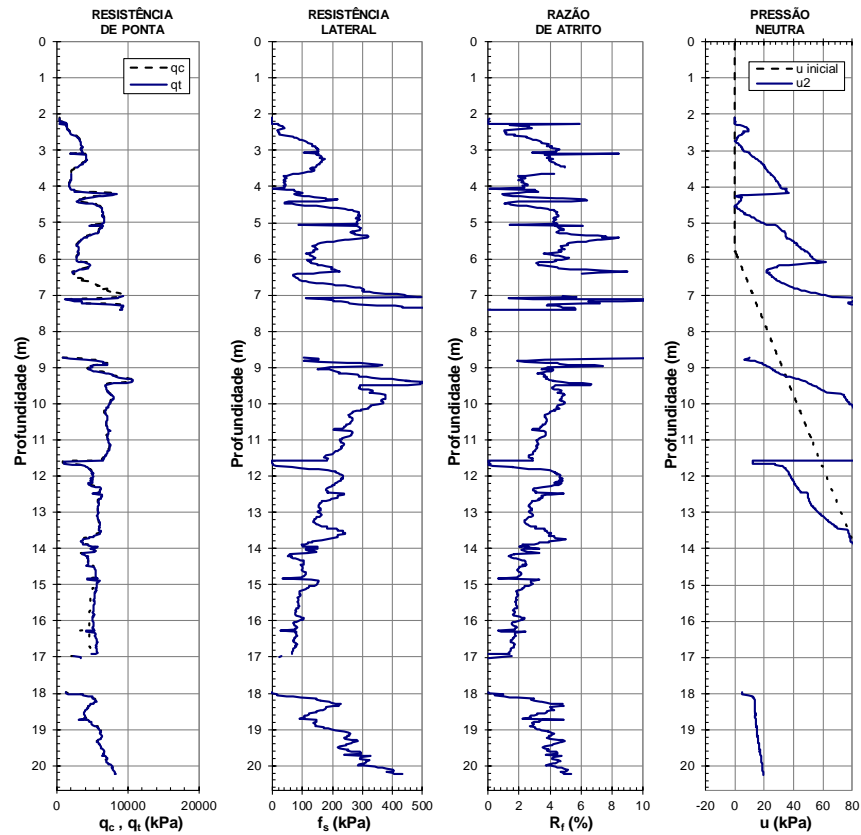
Resistência ao cisalhamento Deformabilidade



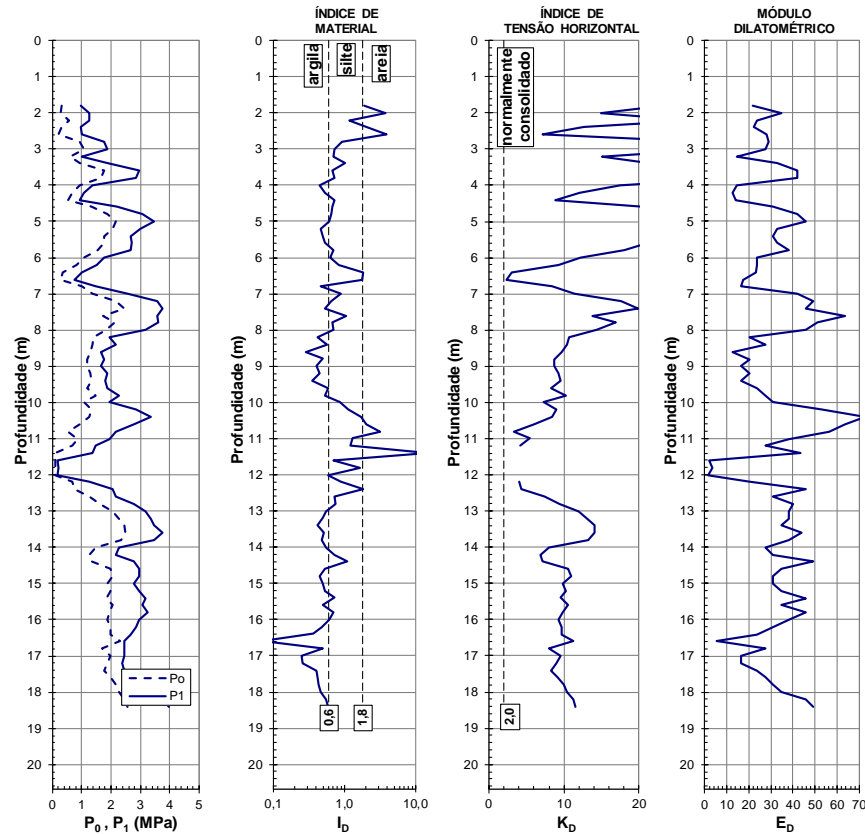
APÊNDICE L – ILHA 5438

ILHA DE ENSAIOS Nº 5438 Local: Estação Orfanato

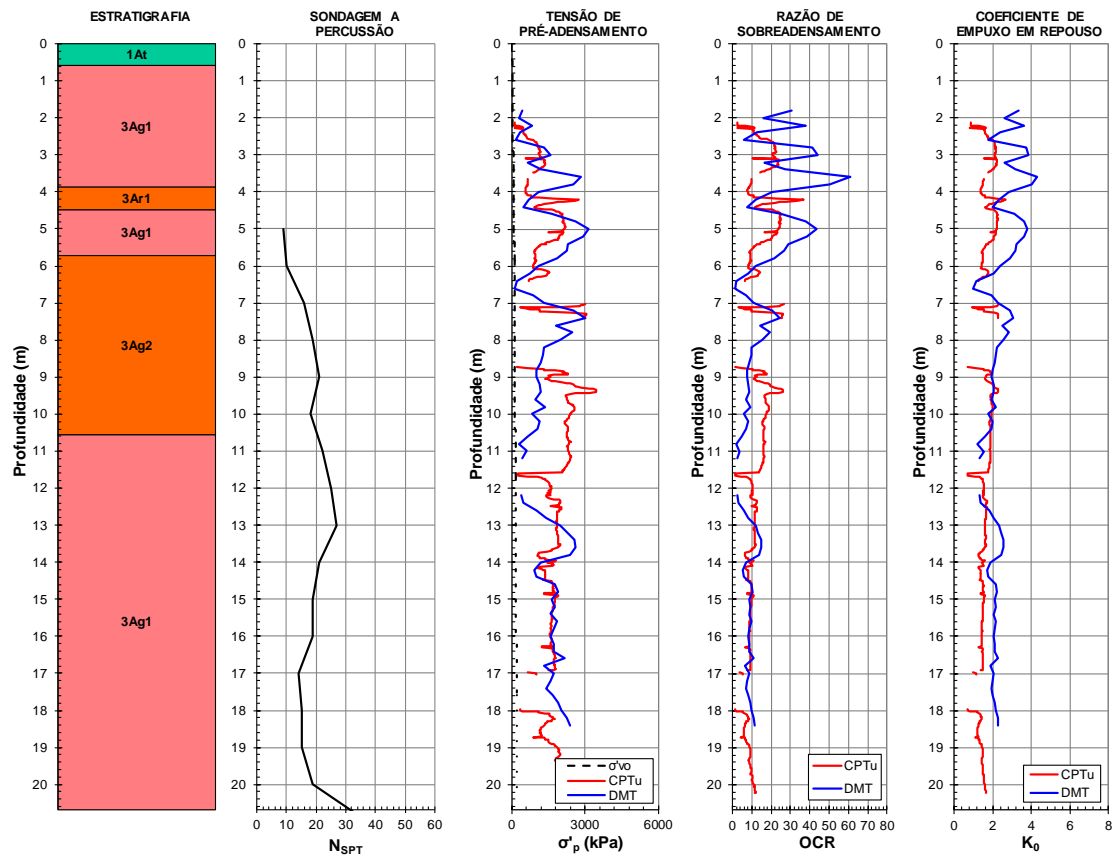
ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE Data: 16/10/12



ENSAIO DILATOMÉTRICO Data: 00/01/00



Perfil Descritivo Histórico de tensões



Resistência ao cisalhamento Deformabilidade

