

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA

NATHÁLIA MARQUES DA SILVA

PREVISÃO DA CURVA TENSÃO-RECALQUE A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO E
AVALIAÇÃO DO EFEITO DA CONDIÇÃO NÃO SATURADA EM UM PERFIL DE
SOLO TROPICAL

São Carlos

2019

NATHÁLIA MARQUES DA SILVA

PREVISÃO DA CURVA TENSÃO-RECALQUE A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO E
AVALIAÇÃO DO EFEITO DA CONDIÇÃO NÃO SATURADA EM UM PERFIL DE
SOLO TROPICAL

Dissertação de mestrado apresentada à
Escola de Engenharia de São Carlos da
Universidade de São Paulo, como requisito
para a obtenção do título de Mestre em
Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti

São Carlos

2019

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

S586p Silva, Nathália Marques da
Previsão da curva tensão-recalque a partir de ensaios de campo e avaliação do efeito da condição não saturada em um perfil de solo tropical / Nathália Marques da Silva; orientador Heraldo Luiz Giacheti. São Carlos, 2019.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Geotecnia -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2019.

1. Curva tensão-recalque. 2. Ensaios de campo. 3. DMT. 4. CPT. 5. SPT. 6. Variabilidade sazonal. 7. Solos tropicais. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **NATHALIA MARQUES DA SILVA**.

Título da dissertação: "Previsão da curva tensão-recalque a partir de ensaios de campo e avaliação do efeito da condição não saturada em um perfil de solo tropical".

Data da defesa: 26/04/2019.

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Dr. **Heraldo Luiz Giacheti**

(Orientador)

(Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho"/UNESP-Bauru)

Aprovado

Prof. Dr. **Roger Augusto Rodrigues**

(Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho"/UNESP-Bauru)

Aprovado

Prof. Dr. **Paulo José Rocha de Albuquerque**

(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

Aprovado

Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia:
Profa. Associada **Valéria Guimarães Silvestre Rodrigues**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Titular **Murilo Araujo Romero**

DEDICATÓRIA

*Aos meus pais pelo apoio incondicional
e a minha avó, Maria Dolores,
em memória.*

AGRADECIMENTOS

À Deus, pela saúde e proteção de todos os dias.

À minha família, que traduz tudo o que sou hoje. Aos meus pais por me incentivarem a seguir em busca das minhas conquistas. Ao meu pai, Valdemar Silva, minha maior referência de dedicação e comprometimento profissional. A minha mãe, Elizabeth Marques, por todo carinho, incentivo e por não medir esforços para realização dos meus sonhos. A minha irmã, que mesmo longe, é minha maior torcedora e revisora.

Ao professor Heraldo Luiz Giacheti pela confiança e parceria ao longo deste trabalho. Agradeço pela paciência, pelos ensinamentos e pela orientação no decorrer desta pesquisa.

Ao meu colega de trabalho, Breno Rocha, obrigada pela disponibilidade, por todo suporte técnico e pelos infinitos materiais encaminhados e dúvidas sanadas no decorrer da pesquisa.

Aos técnicos do Departamento de Geotecnia da EESC-USP, principalmente ao Oscar, pelo auxílio sempre que preciso, além da amizade e companhia diária. Também aos funcionários do Departamento de Geotecnia: Neiva, Maristela, Álvaro e Herivelto por estarem sempre dispostos a nos ajudar.

À todos os professores e professoras que tive o prazer de trabalhar durante a minha formação geotécnica e que tanto contribuíram, compartilhando seus conhecimentos e abrindo as portas da geotecnia. Em especial à professora Juliana Azoia Lukiantchuki, pelas conversas, amizade e oportunidade inicial de me aprofundar no meio geotécnico. E ao professor Orencio Vilar, pela atenção e prontidão em sempre ajudar.

Às minhas amigas e companheiras de pós graduação: Deborah Perotti; Fabiane Ferrer; Fernanda Medeiros; Iviny Barros; Camila Amorim; e Liana Rocha, pelas manhãs, tardes e noites de estudos e descontração compartilhadas. Sem esquecer daqueles que me acompanham desde a graduação, Gabriel Marques e Jean Belo, obrigada pelos materiais, pela companhia e pela amizade de sempre.

Às minhas amigas “irmãs”, que caminham ao meu lado desde as primeiras etapas da minha vida, sendo fonte de força, inspiração, incentivo e descontração diária: Juliana; Paula; Bianca; Gabriele S.; Camila; Gabriela; Amanda; Mariana; Maria Carolina; e Nicolly.

À todos que passaram por mim durante essa jornada, me auxiliando de diversas maneiras, minha eterna gratidão!

RESUMO

SILVA, N. M. **Previsão da curva tensão-recalque a partir de ensaios de campo e avaliação do efeito da condição não saturada em um perfil de solo tropical.** 2019. 137 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019.

Diversos são os métodos teóricos, empíricos e semiempíricos disponíveis para representação da curva tensão-recalque de fundações diretas. Entretanto, a acurácia na previsão de recalques depende da definição de um valor de módulo de deformabilidade compatível com o nível de deformação imposto no maciço. A variabilidade sazonal, inerente aos solos de regiões com clima tropical, também interfere significativamente na rigidez do solo. Ensaios de campo são uma alternativa para estimativa de parâmetros de deformabilidade empregados nos métodos semiempíricos para previsão de recalques, bem como para a avaliação da variabilidade sazonal de perfis de solos não saturados. Neste contexto, este trabalho avalia a aplicação de uma abordagem para previsão da curva tensão-recalque de fundações diretas a partir de ensaios de campo (DMT, CPT e SPT). Além disso, procurou-se avaliar o efeito da variabilidade sazonal nessa previsão. Para isso, foram utilizados dados de campanhas de ensaios DMT, CPT e Provas de Carga em Placa realizadas em diferentes épocas do ano e condições de umidade, realizadas no campo experimental da USP de São Carlos-SP. Foram estabelecidas correlações para estimativa do módulo de deformabilidade a partir dos perfis de M_{DMT} , q_c e de N_{SPT} . Os resultados indicaram boa concordância entre as curvas tensão-recalque previstas pelo DMT e medidas nos ensaios de prova de carga, indicando que o DMT é um bom ensaio para determinar parâmetros de deformabilidade, bem como avaliar o efeito da variabilidade sazonal. As previsões de curva tensão-recalque pelos ensaios CPT e SPT também foram satisfatórias após a definição de correlações locais. Os resultados de ensaios CPT também permitiram avaliar o efeito da condição não saturada no módulo de deformabilidade e na previsão da curva tensão-recalque.

PALAVRA CHAVE: Curva tensão-recalque; Ensaios de campo; DMT; CPT; SPT; Variabilidade sazonal; Solos tropicais.

ABSTRACT

SILVA, N. M. **Load-settlement prediction based on in situ tests and assessing the effect of unsaturated condition in a tropical soil profile.** 2019. 137 p. Dissertation (Master degree) - Engineering School of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2019.

Several theoretical, semi empirical and empirical methods are available to represent the load-settlement relationship of shallow foundations. However, the accuracy in the prediction of settlement depends on the definition of a constrained modulus value compatible with the level of deformation imposed along the subsoil profile. Seasonal variability, inherent to the soils of regions with tropical climate, also interferes in a significant way in the soil stiffness. In situ tests are an alternative to estimate the deformability parameters employed in the semi empirical methods for predicting settlements, as well as for evaluating the seasonal variability of unsaturated soil profiles. In this context, this work evaluates the application of an approach for predicting the load-settlement curve of shallow foundations from in situ tests (DMT, CPT and SPT). In addition, an attempt was made to evaluate the effect of seasonal variability on this prediction. For this purpose, data from DMT, CPT and plate load tests performed at different times of the year and moisture contents were carried out at the USP experimental field in São Carlos. Correlations were established to estimate the constrained modulus from the M_{DMT} , q_c and N_{SPT} profiles. The results indicated good agreement between the load-settlement curves predicted by the DMT and measures in the plate load test, showing that the DMT is a good tool for estimating deformability parameters. The load-settlement curve prediction by the CPT and SPT tests were also satisfactory from the definition of local correlations and with considerations about the effect of the unsaturated condition on them.

KEYWORDS: Load-settlement curve; In situ tests; DMT; CPT; SPT; Seasonal variability; Tropical soils.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Perfil de solo que apresenta distinção entre os horizontes laterítico e saprolítico. .	28
Figura 2 -Variação da pressão de água em um perfil de solo.....	30
Figura 3 - Esquema ilustrativo da definição de sucção.	31
Figura 4 - Curva de retenção de água no solo	32
Figura 5 - Interpretação de ensaios de campo	33
Figura 6 – Ponteira do Cone Elétrico. Foto e representação esquemática.	36
Figura 7 – Ábaco de classificação do solo normalizado.	38
Figura 8 - Vista geral do ensaio dilatométrico.	40
Figura 9 - Relação de E com N_{SPT} para solos residuais.	45
Figura 10 - Representação dos bulbos de tensão da placa e sapata.	47
Figura 11 - Curva tensão-recalque das provas de carga em placa QML realizadas em diferentes níveis de sucção.	49
Figura 12-Curvas tensão-recalque típicas.	51
Figura 13 - Representação esquemática da previsão de recalques utilizando o DMT.	53
Figura 14 - Valores de rigidez calculados a partir de resultados de provas de carga (Briaud and Gibbens, 1994) comparados com aqueles inferidos a partir de ensaios sísmica (V_s) e do DMT.	56
Figura 15- Proposta de curva de Décourt (1999).	57
Figura 16 - Índices físicos, composição granulométrica e limite de liquidez ao longo do perfil do subsolo do campo experimental da Unesp de Bauru.	58
Figura 17- Curvas tensão-recalque para o solo em condição natural, nas profundidades 1, 2, 3 e 4m para o campo experimental da Unesp de Bauru. Previsão e resultados de provas de carga.	59
Figura 18-Curvas tensão-recalque obtidas para o solo em condição inundada, nas profundidades 1, 2, 3 e 4m, para o campo experimental da Unesp de Bauru. Previsão e resultados de provas de carga.	60
Figura 19 - Recalques previstos (DMT) <i>versus</i> recalques observados (PC) para o campo experimental da Unesp de Bauru.	61
Figura 20 - Localização da área investigada.	65
Figura 21 - Média mensal da precipitação na cidade de São Carlos.	66
Figura 22 - Seção esquemática da geologia de pequena superfície em São Carlos.	67

Figura 23 - Curvas granulométricas para as amostras coletadas a de 3, 5, e 8 m de profundidade.	69
Figura 24 - Curvas de retenção de água para a profundidade de 2, 5 e 8 m.....	70
Figura 25 - Resultado dos ensaios de compressão confinada para 1, 2, 3, 4, 5, 7 e 8 m de profundidade, em função da sucção.	72
Figura 26 - Localização dos ensaios de campo realizados no Campo Experimental da USP-São Carlos.....	74
Figura 27 - Resultados dos ensaios SPT realizados no campo experimental da USP-São Carlos.	75
Figura 28 – Equipamento utilizado no ensaio CPT.....	76
Figura 29 – Resultados de ensaios CPT de Março de 2016 no campo experimental da USP-São Carlos.....	77
Figura 30 Resultados de ensaios CPT de Outubro de 2016 no campo experimental da USP-São Carlos.....	78
Figura 31 - Resultados de ensaios CPT de Abril de 2017 no campo experimental na USP-São Carlos.....	78
Figura 32 – Resultados de ensaios CPT de Outubro de 2017 no campo experimental da USP- São Carlos.....	79
Figura 33 – Resultados de ensaios CPT em cava inundada no campo experimental da USP-São Carlos.....	79
Figura 34 – Equipamento utilizado no ensaio DMT e SDMT.	80
Figura 35 – Detalhe da calibração da membrana da lâmina do DMT em campo.	81
Figura 36 – Resultados de ensaios SDMT de Março de 2016 no campo experimental da USP- São Carlos.....	82
Figura 37 – Resultados de ensaios DMT de Outubro de 2016 no campo experimental da USP- São Carlos.....	82
Figura 38 – Resultados de ensaios DMT de Abril de 2017 no campo experimental da USP-São Carlos.....	83
Figura 39 - Resultados de ensaios DMT realizados em Outubro de 2017 no campo experimental da USP-São Carlos.	83
Figura 40 – Resultados de ensaios DMT realizados em cava no campo experimental da USP- São Carlos.....	84

Figura 41 – Curvas tensão-recalque das provas de carga realizadas por Costa (1999) e Macacari (2001) em diferentes profundidades e valores de sucção no campo experimental da USP-São Carlos.....	86
Figura 42 - Resumo das curvas tensão-recalque das provas de carga realizadas em diferentes profundidades e valores de sucção no campo experimental da USP-São Carlos.....	87
Figura 43 – Representação esquemática da curva tensão-recalque definida a partir do DMT.	89
Figura 44 – Compatibilização de medidas nos ensaios DMT e CPT.	91
Figura 45 - Resultados dos ensaios CPT realizados nas quatro campanhas de ensaios de campo plotados no ábaco de Robertson, 2009.	93
Figura 46 - Resultados dos ensaios CPT realizados nas quatro campanhas de ensaios de campo plotados no ábaco de Robertson, 2016.	94
Figura 47 - Resultados dos ensaios DMT realizados nas quatro campanhas de ensaios de campo no ábaco de Robertson, 2015.....	95
Figura 48 - Resultados de ensaio SDMT plotados no gráfico (a) G_0/E_D vs. I_D e (b) G_0/M_{DMT} vs. K_D	96
Figura 49 - Resultados de ensaios sísmicos e CPT plotados no gráfico G_0/q_c vs. q_{cl}	96
Figura 50 – Gráfico de I_D (DMT) vs I_c (CPT) para os solos da área investigada.....	97
Figura 51 - Perfis de umidade determinados durante as campanhas de ensaios DMT/CPT e de provas de carga em placa.....	98
Figura 52 - Curva de retenção de água no solo do local investigado e valores de sucção estimados para cada campanha de ensaios realizados.	99
Figura 53 - Dados pluviométricos e valores de sucção obtidos durante as provas de carga..	101
Figura 54 - Dados pluviométricos e valores de sucção obtidos durante a realização dos ensaios CPT e DMT.	101
Figura 55 – Módulos determinados a partir do DMT, provas de carga em placa e de ensaios edométricos no campo experimental da USP-São Carlos.	103
Figura 56– Curvas tensão-recalque de provas de carga e previstas por meio do DMT para a condição úmida nas profundidades de (a) 1,5 m (b) 4,0 m (c) 6,0 m (d) 8,0 m.	105
Figura 57– Curvas tensão-recalque de provas de carga e previstas por meio do DMT para a condição seca nas profundidades de (a) 1,5 m (b) 4,0 m (c) 6,0 m.	106
Figura 58– Recalques previstos (pelo DMT) versus recalques observados (pelas PC).	107
Figura 59 – Correlação entre q_c e M_{DMT} na condição úmida a) Sedimento Cenozoico b) Solo residual c) Perfil completo.....	109

Figura 60 – Correlação entre q_c e M_{DMT} na condição seca a) Sedimento Cenozoico b) Solo residual.	110
Figura 61 – Perfis médios e desvio padrão de q_c e M_{DMT} - condição úmida.	111
Figura 62 – Perfis médios e desvio padrão de q_c e M_{DMT} - condição seca.	111
Figura 63 – Perfis de M_{CPT} e M_{DMT} para condição úmida.	112
Figura 64 – Perfis de M_{CPT} e M_{DMT} para condição seca.	113
Figura 65– Curvas tensão-recalque de provas de carga e previstas por meio do CPT para a condição úmida nas profundidades de (a) 1,5 m (b) 4,0 m (c) 6,0 m (d) 8,0 m.	114
Figura 66– Curvas tensão-recalque de provas de carga e previstas por meio do CPT para a condição seca nas profundidades (a) 1,5 m (b) 4,0 m (c) 6,0 m.	115
Figura 67– Recalques previstos (pelo CPT) <i>versus</i> recalques observados (pelas PC).	116
Figura 68 – Perfis médios e desvio padrão N_{60} e M_{DMT}	117
Figura 69 – Perfis de M_{SPT} e M_{DMT} definidos para o local estudado.	118
Figura 70– Curvas tensão-recalque de provas de carga e previstas por meio do SPT para as profundidades de (a) 1,5 m (b) 4,0 m (c) 6,0 m (d) 8,0 m.	119
Figura 71– Recalques previstos (pelo SPT) <i>versus</i> recalques observados (pelas PC).	120

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Vantagens e desvantagens do ensaio SPT.....	34
Tabela 2 - Tipo de comportamento do solo em função do índice I_c	39
Tabela 3 - Correlações entre q_c e M_{DMT} para diferentes horizontes do perfil do subsolo.....	43
Tabela 4 - Correlação entre E e N_{72}	44
Tabela 5 - Resumo das correlações entre DMT, CPT e SPT	45
Tabela 6 – Perfil do subsolo do campo experimental da USP de São Carlos.	68
Tabela 7 – Índices físicos das amostras indeformados de solo, ao longo do perfil da área estudada.	68
Tabela 8-Resultados dos ensaios de caracterização e compactação.....	69
Tabela 9 - Parâmetros de ajuste para equação proposta por Fredlund & Xing (1994).....	70
Tabela 10– Características das provas de carga em placa realizadas no campo experimental da USP-São Carlos.	87
Tabela 11 – Valores de umidade gravimétrica e de sucção estimados para diferentes profundidades em cada uma das campanha de ensaio de campo.	100

LISTA DE SÍMBOLOS

a, m, n : parâmetros de ajuste do modelo de Fredlund & Xing (1994);
 B_{eq} : largura equivalente da sapata;
 C : coeficiente de compressibilidade intrínseca;
 ch : coeficiente de adensamento horizontal;
 Dr : densidade relativa;
 e : índice de vazios do solo;
 (e/e_0) : índice de vazios normalizado;
 E : módulo de elasticidade;
 E_D : módulo dilatométrico;
 F_r : razão de atrito normalizada;
 f_s : resistência por atrito lateral do ensaio de CPT;
 f_{aniso} : fator de correção relativo a anisotropia do solo (Lehane e Fahey, 2004);
 G_0 : módulo de cisalhamento máximo do solo;
 I_c : índice de classificação do material (CPT);
 I_D : índice de material (DMT);
 K_D : índice de tensão horizontal;
 LL : limite de liquidez;
 LP : limite de plasticidade;
 M_{cc} : módulo obtido através do ensaio DMT na câmara de calibração;
 M_{DMT} : módulo confinado determinado pelo ensaio DMT;
 M_{DV} : módulo operacional (Lehane e Fahey, 2004);
 M_{eod} : módulo confinado determinado no ensaio edométrico;
 M_{PC} : módulo confinado determinado pela prova de carga em placa;
 M_{CPT} : módulo confinado determinado pelo ensaio CPT;
 M_{SPT} : módulo confinado determinado pelo ensaio SPT;
 n = expoente de tensões;
 N_{60} : índice de resistência à penetração corrigido para uma energia de 60%;
 N_{72} : índice de resistência à penetração corrigido para uma energia de 72%;
 N_{SPT} : índice de resistência à penetração dinâmica;
 p_0 : correção da leitura A do dilatômetro;
 p_1 : correção da leitura B do dilatômetro;

q : tensão aplicada no solo;
 q_{app} : carga aplicada por uma fundação;
 q_c : resistência de ponta;
 q_t : resistência de ponta corrigida;
 Q_{tn} : resistência de ponta normalizada;
 q_{uc} : capacidade de carga convencional;
 $q_{virtual}$: carga aplicada por uma fundação hipotética;
 R_f : razão de atrito;
 S_r : grau de saturação;
 u : pressão neutra;
 u_a : pressão no ar;
 u_o : pressão de água intersticial em equilíbrio;
 u_w : pressão na água;
 $(u_2 - u_o), \Delta u_o$: excesso de pressão de água intersticial;
 V_s : velocidade de onda cisalhante;
 w : teor de umidade gravimétrico;
 w_{res} : teor de umidade residual;
 w_{sat} : teor de umidade de saturação;
 δ, s : recalque;
 $(s/B), (\delta /B)$: razão de recalque;
 ΔA e ΔB : parâmetros de calibração do ensaio DMT;
 θ : teor de umidade volumétrico;
 ν : coeficiente de Poisson;
 $\psi, (u_a - u_w)$: sucção;
 γ : deformação cisalhante;
 γ_d : peso específico seco do solo;
 γ_s : peso específico dos sólidos;
 ρ : massa específica do solo;
 $\rho_{dmáx}$: massa específica máxima;
 σ : desvio padrão;
 σ'_{vo} : tensão vertical efetiva;
 σ_{vo} : tensão vertical total;
 $(\sigma_v - u_a)$: tensão vertical líquida;

$\Delta\sigma_v$: acréscimo de tensão vertical;

Δz : variação da profundidade;

$\Delta\varepsilon_v$: variação da deformação volumétrica.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	23
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	23
1.2 OBJETIVOS	25
2 REVISÃO DA LITERATURA	27
2.1 SOLOS TROPICAIS.....	27
2.2 SOLOS NÃO SATURADOS.....	29
2.3 ENSAIOS DE CAMPO.....	32
2.3.1 Sondagem de simples reconhecimento com SPT.....	33
2.3.2 Ensaio de penetração do cone (CPT).....	35
2.3.3 Ensaio de dilatômetro plano (DMT).....	39
2.4 MÓDULO DE DEFORMABILIDADE A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO.....	42
2.5 FUNDAÇÕES DIRETAS	46
2.5.1 Prova de carga em placa	46
2.5.2 Provas de carga em placa em solos colapsíveis.....	48
2.5.3 Interpretação do ensaio de prova de carga em placa	50
2.6 PREVISÃO DE CURVAS TENSÃO-RECALQUE.....	52
2.6.1 Considerações iniciais	52
2.6.2 Previsão de curva tensão-recalque.....	54
2.7 VARIABILIDADE.....	61
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	65
3.1 CAMPO EXPERIMENTAL DA USP DE SÃO CARLOS	65
3.1.1 Aspectos gerais	65
3.1.2 Aspectos Geológicos	66
3.1.3 Ensaio de laboratório	68
3.1.4 Ensaio de campo	73
3.1.4.1 SPT.....	75

3.1.4.2 CPT.....	75
3.1.4.3 DMT e SDMT.....	80
3.1.4.4 Provas de Carga em Placa.....	84
3.2 PREVISÃO DA CURVA TENSÃO-RECALQUE.....	88
3.3 CORRELAÇÕES ENTRE RESULTADOS DE ENSAIOS DE CAMPO.....	90
3.3.1 Correlação entre resultados de ensaios DMT e CPT.....	90
3.3.2 Correlação entre ensaios DMT e SPT.....	92
4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	93
4.1 DMT e CPT.....	93
4.2 VARIABILIDADE SAZONAL.....	98
4.3 MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE.....	102
4.4 PREVISÃO DA CURVA TENSÃO-RECALQUE.....	104
4.4.1 DMT.....	104
4.4.2 CPT.....	108
4.4.2.1 Correlações entre resultados dos ensaios CPT e DMT.....	108
4.4.2.2 Estimativa da curva tensão-recalque utilizando M_{CPT}	114
4.4.3 SPT.....	117
4.4.3.1 Correlações entre os resultados dos ensaios SPT e DMT.....	117
4.4.3.2 Estimativa da curva tensão-recalque utilizando M_{SPT}	119
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE.....	121
5.1 CONCLUSÕES.....	121
5.2 SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE.....	122
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	123

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A prova de carga estática em placa é o ensaio de campo que melhor representa o comportamento de uma fundação direta apoiada no terreno, sendo considerada a técnica mais apropriada para previsão do recalque de fundações diretas (SHAHIN et al., 2003). Além da avaliação dos recalques das fundações, a prova de carga permite que se faça a estimativa da tensão de ruptura, ou seja, a capacidade de carga (AKBAS E KULHAWY, 2009). Diversos são os métodos teóricos, empíricos e semiempíricos disponíveis para representar a relação entre a tensão e o recalque das fundações.

Atualmente na execução dos projetos de fundações diretas têm-se dado maior atenção a critérios baseados no estado limite de serviço (ELS) do que no estado limite último (ELU) (DÉCOURT, 1999; DAS; SIVAKUGAN, 2007). Na literatura pode-se encontrar mais de 40 métodos distintos para a previsão de recalques de fundações (DOUGLAS, 1986). Das e Sivakugan (2007) mostram que os métodos de estimativas de recalques, em geral, superestimam os valores previstos, portanto são considerados bastante conservativos. Tais previsões dependem do modo que os modelos analíticos representam as condições de campo (HOLTZ, 1991).

Diversos autores propuseram metodologias baseadas na teoria da elasticidade para a previsão dos recalques imediatos em sapatas (TSCHEBOTARIOFF, 1973; MAYNE; POULOS, 1999; BOVOLENTA, 2011; DAS, 2011). Entretanto, a maioria desses métodos consideram que o valor do módulo de elasticidade é constante durante todo o carregamento. Além disso, a acurácia na previsão desses recalques depende da definição de um valor de módulo de elasticidade compatível com o nível de deformação imposto, algo que, por sua vez, depende de diversos fatores, como: histórico de tensões, densidade relativa, anisotropia e envelhecimento (LEHANE e FAHEY, 2004).

Diversos métodos semiempíricos para a previsão de recalques estão baseados na estimativa de parâmetros determinados por meio de ensaios de campo. Briaud (2007) propõe um método para a previsão da curva carga-recalque completa empregando o ensaio pressiométrico (PMT). Recentemente, outras pesquisas têm definido a curva tensão-recalque baseados em resultados de ensaios de cone (CPT) e dilatométrico (DMT) (SCHMERTMANN; BROWN; HARTMAN 1978; SCHMERTMANN, 1986; MAYNE et al., 2000). O ensaio DMT vem sendo utilizado com bom desempenho para a previsão de recalque de fundações

(MONACO et al., 2006), principalmente em solos arenosos, já que representam seu comportamento *in situ*.

A definição da variação do perfil do módulo de elasticidade ao longo da profundidade, considerando os diversos fatores que o afeta, é essencial para garantir uma boa previsão do comportamento de uma fundação. Desse modo, as incertezas associadas ao processo de formação de solos e a variabilidade sazonal de perfis de solos não saturados fazem com que seja necessário elaborar um bom plano de investigação específico para cada caso, empregando ensaios de campo para definição do perfil do subsolo e estimativa de parâmetros de projeto, como o SPT, CPT e DMT.

O SPT, CPT e o DMT são ensaios de campo bastante empregados para definir o perfil do subsolo e estimar parâmetros de projeto, bem como para avaliação da variabilidade do terreno. Entretanto, a interpretação dos resultados desses ensaios depende de correlações elaboradas para serem utilizadas em solos saturados ou secos (YANG, 2014). Tais correlações, quando aplicadas em solos parcialmente saturados, podem levar a erros sistêmicos na estimativa de parâmetros, comprometendo, por sua vez, a aplicabilidade de modelos que são normalmente utilizados para este fim (POURNAGHIAZAR et al., 2014).

Os solos formados em regiões de clima tropical sofrem influência de ciclos de umedecimento e de secagem, o que leva a formação de depósitos espessos de solo não saturados. Ao monitorar a variação do teor de umidade ao longo do ano nos perfis desses solos, observa-se a ocorrência de uma variabilidade sazonal associada a essas medidas e tal variabilidade interfere de maneira significativa nos resultados de ensaios de campo (Rocha, 2018). Desse modo, o teor de umidade tem sido utilizado como um parâmetro adicional na avaliação do desempenho das obras geotécnicas como as fundações, as obras de terra, estruturas de arrimo, pavimentos, dentre outros, instaladas em perfis de solos não saturados.

Nas últimas décadas, alguns trabalhos surgiram na tentativa de incorporar a variabilidade sazonal nos resultados de ensaios CPT (SCHNAID et al., 2004; COLLINS; MILLER, 2014; ROCHA et al., 2016, ROCHA, 2018). Além disso, essas medidas também podem ser afetadas pela vegetação do terreno (LEHANE et al., 2004, GIACHETI et al. 2019) que, por sua vez, também pode interferir no regime de fluxo de água em meio não saturado.

Outro aspecto interessante é que, em perfis de solos tropicais não saturados, fatores como sucção, envelhecimento e cimentação levam a valores elevados de G_0 e baixos de q_c e M_{DMT} . Nesses casos, os métodos de previsão de recalques disponíveis na literatura podem levar a valores distintos daqueles determinados por meio das provas de carga.

Por mais que estudos indiquem que ensaios de campo como SPT, CPT e DMT são técnicas adequadas para previsão de recalques de fundações, poucos são os trabalhos que avaliaram a aplicabilidade desses ensaios para a previsão da curva tensão-recalque de fundações diretas, e praticamente nenhum foi aplicado em solos tropicais não saturados levando em consideração o efeito da variabilidade sazonal.

Diante do exposto, é necessário estudar a avaliar a aplicabilidade de uma abordagem mais racional para determinação da curva tensão-recalque de fundações, bem como incorporar o efeito da variabilidade sazonal na mesma, visto que em solos tropicais se observa alterações nos perfis de teor de umidade ao longo do tempo. Destaca-se o fato de que os ensaios de campo, em especial o DMT, fornecem as informações necessárias para uma análise mais completa e menos empírica da previsão de recalques de fundações.

1.2 OBJETIVOS

Neste trabalho avalia-se uma proposta recente para previsão da curva tensão-recalque de fundações diretas a partir de resultados de ensaios de campo. O estudo foi realizado em um perfil de solo tropical arenoso não saturado, a fim de melhor compreender o efeito da variabilidade sazonal nessa previsão.

Os objetivos específicos dessa pesquisa são:

- Reinterpretar resultados de ensaios SPT, CPT, DMT e Provas de Carga em Placa para aplicação dos mesmos nesse trabalho, com ênfase na estimativa de parâmetros de deformabilidade;
- Avaliar a aplicabilidade de uma proposta recente para previsão da curva tensão-recalque completa utilizando parâmetros de deformabilidade determinados por meio de ensaios de campo; e
- Melhor compreender a influência da condição não saturada nessa previsão, de modo que se possam fazer considerações sobre a variabilidade sazonal dos parâmetros geotécnicos e seus efeitos na previsão da curva tensão-recalque de fundações diretas no local investigado.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 SOLOS TROPICAIS

Os solos tropicais possuem características que vão além de sua localização entre os trópicos. Segundo Conciani, Burgos e Bezerra (2015), esse tipo de solo merece especial atenção quanto ao seu comportamento mecânico e suas propriedades físico-químicas, sendo necessário o emprego de uma abordagem diferente da utilizada na mecânica dos solos clássica. Sendo assim, deve-se atentar para suas singularidades, de forma que elas sejam caracterizadas e consideradas adequadamente nas obras de engenharia (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

Nogami e Villibor (1981) classificam os solos tropicais em duas principais classes, que são: solos lateríticos e solos saprolíticos. O primeiro tem origem tanto residual como transportada, enquanto os solos saprolíticos são caracterizados por possuírem estruturas provenientes da rocha matriz.

Os solos lateríticos são resultados de intenso intemperismo físico e químico das rochas, provocado pelas variações climáticas decorrentes de regiões de clima tropical e subtropical. O comportamento desse solo está relacionado a diversos fatores (gênese, grau de alteração, composição química e mineralógica) que acarretam na formação de agregados estáveis e cimentados (NOGAMI e VILLIBOR, 1995). Através de ensaios de microscopia eletrônica, os autores observaram que a parcela fina dos solos lateríticos está agregada, formando uma massa de aspecto esponjoso que resulta na formação de solos com elevado índices de vazios, alta permeabilidade e baixa capacidade de suporte.

Os solos lateríticos formam uma camada superficial, constituída de solo poroso, rico em ferro e alumínio e que pode ter vários metros de espessura. Estes solos habitualmente apresentam coloração avermelhada ou amarelada e são típicos das partes bem drenadas de regiões tropicais úmidas (CONCIANI; BURGOS; BEZERRA, 2015). Outro fator que deve ser observado são as tensões de sucção, já que esses solos são frequentemente encontrados na condição não saturada (FONTOURA; LITTLE; COLLINS, 1985).

Em decorrência da laterização, a constituição da argila laterítica é essencialmente de argilo-minerais do grupo das caulinitas e de hidróxidos e óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio. A associação desses elementos resulta na formação de agregações estáveis em presença de água, devido ao recobrimento dos argilo-minerais pelos hidróxidos e óxidos hidratados, que reduzem sua capacidade de adsorção d'água e atuam como agentes cimentantes

naturais entre as partículas. A fração arenosa e siltosa constitui-se principalmente de quartzo, agregações lateríticas e minerais pesados, em menor proporção (BERNUCCI, 1995).

Os solos saprolíticos são provenientes da decomposição e/ou desagregação *in situ* da rocha matriz devido a ação das intempéries, portanto possui basicamente os mesmos minerais da rocha mãe. Sua composição mineralógica é bastante variada e diretamente relacionada ao grau de alteração e ao tipo de rocha que foi intemperizada (FUTAI, 1999).

Geralmente esse horizonte de solo é marcado por grande espessura, podendo atingir facilmente várias dezenas de metros; apresentam comportamentos e cores diversificados; e são encontrados subjacentes aos horizontes de solo superficial laterítico. Outra característica comum é a presença de uma linha de seixos, definindo a descontinuidade genética do perfil (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

A Figura 1 apresenta um perfil de solo em corte, onde é possível identificar a distinção clara entre os horizontes lateríticos (A e B) e saprolítico (C).

Figura 1 – Perfil de solo que apresenta distinção entre os horizontes laterítico e saprolítico.



Fonte: Marangon (2004).

Solos provenientes de regiões tropicais são caracterizados por possuírem comportamento geotécnico não convencional. Suas principais propriedades (heterogeneidade, anisotropia, macro e microestrutura, gênese, cimentação e as características provenientes da rocha matriz) dependem do nível de alteração do material, o que dificulta a definição de um modelo teórico que traduza de forma satisfatória seu comportamento.

Diante do exposto, a caracterização e aplicação das metodologias de classificação tradicional dos solos, como AASHO/HRB e a SUCS, não retrata de forma adequada às peculiaridades dos solos tropicais, visto que foram desenvolvidas baseadas em materiais

provenientes de regiões temperadas. De acordo com Cozzolino e Nogami (1993), estas classificações não levam em consideração algumas de suas propriedades importantes, como: agregação de partículas dos solos lateríticos; natureza físico-química da fração argila; influência de microcristais de mica e de caulinita dos solos saprolíticos; natureza porosa e fragmentada dos grãos de silte e areia dos solos saprolíticos; e macro e microestrutura.

Adicionalmente, salienta-se a dificuldade da definição do comportamento mecânico dos solos tropicais a partir de ensaios de laboratório e de campo. A condição não saturada, o comportamento coesivo-friccional e a influência da estrutura presente nos solos tropicais não são incorporados nas metodologias tradicionais para definição de parâmetros (ROCHA, 2018).

Neste contexto, Schnaid, Lehane e Fahey (2004) destacam a importância de se estender os conhecimentos acumulados a partir dos ensaios de laboratório para o campo. Segundo os autores, com os dados provenientes dos ensaios de campo deve-se promover o desenvolvimento de novos métodos interpretativos que levem a uma escolha mais racional dos parâmetros desse tipo de solo e resultem em modelos constitutivos que gerem projetos mais econômicos.

2.2 SOLOS NÃO SATURADOS

Os solos não saturados ocorrem tanto nos locais áridos e semiáridos, caracterizados pela baixa pluviosidade e conseqüente baixa umidade nas camadas superficiais, quanto nos solos situados em regiões de clima tropical, que experimentam alternância entre períodos secos e úmidos (RODRIGUES, 2007).

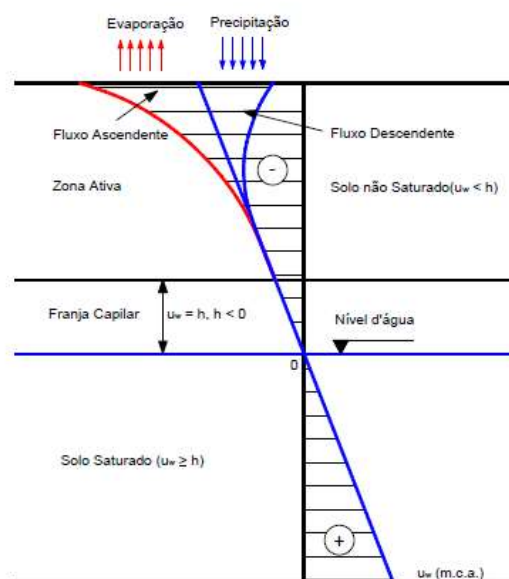
Segundo Rodrigues (2007), existem problemas relacionados ao comportamento tensão-deformação-fluxo que impulsionam pesquisas geotécnicas no sentido de melhor definição e entendimento do comportamento dos solos não saturados. Estes solos apresentam comportamentos característicos, que podem ser de expansão ou contração (argilas plásticas expansivas) e colapso (depósitos coluvionares e solos naturalmente cimentados).

Alguns solos experimentam uma redução em seu volume devido ao aumento do conteúdo de água em seus vazios ou devido ao carregamento e posterior umedecimento das partículas. Essa redução de volume manifesta-se na variação dos índices de vazios sem que ocorra aumento nas cargas aplicadas e o fenômeno é conhecido como colapso da estrutura do solo (VILAR et al., 1981).

As mudanças sazonais no nível d'água e o efeito de propagação de tensões na zona não saturada é um aspecto importante a ser observado para caracterização mecânica dos solos não saturados (FERNANDES et al., 2016).

O perfil de solo ilustrado pela Figura 2 indica a divisão das regiões encontradas em solos não saturados e também a variação da pressão de água. Na porção superior ao nível d'água, denominada zona vadosa, existem duas subdivisões, que são: a zona ativa, região mais próxima à superfície e que tenderá a se equilibrar na condição hidrostática quando o fluxo da superfície do terreno for zero; e a franja capilar, região sobrejacente ao nível d'água, onde permanece saturada regularmente, mesmo que as pressões neutras sejam negativas. O teor de umidade e as pressões de água são alteradas de acordo com os fenômenos de evapotranspiração e precipitação.

Figura 2 -Variação da pressão de água em um perfil de solo.



Fonte: Adaptado de Fredlund e Rahardjo (1993).

Para correta compreensão dos solos tropicais não saturados é importante que seja considerada a sucção, pois as características de retenção de água desse material e o clima da região são fatores que influenciam diretamente em seus valores, o que por sua vez, resulta na variação dos parâmetros de resistência e deformabilidade.

O fenômeno de sucção pode ser sumarizado como sendo a afinidade que solos não saturados apresentam pela água. Em termos práticos, deve-se considerar o fato das propriedades dos solos não saturados serem dependentes, além da posição dentro do maciço, também dos valores de sucção encontrados.

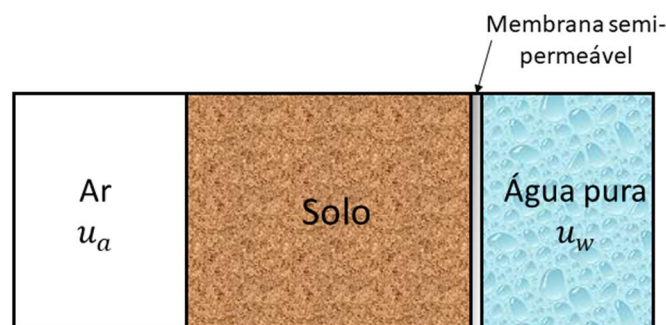
Vilar (2002) define sucção como a energia da água que ficou retida no solo devido às forças de retenção. Dessa forma, para que ocorra o movimento de uma partícula de água retida

no solo é necessário ultrapassar as forças de retenção atuantes nessa partícula. Para que esse objetivo seja atingido, será necessária maior força aplicada quanto mais seco o solo estiver.

A sucção pode ser influenciada pelo estado de tensões a que o solo está submetido, por sua granulometria e seu arranjo estrutural, pela mineralogia, pela porosidade total, pela distribuição dos poros e pelo conteúdo de água nos solos (KLUTE, 1986; SOUSA, 2006).

A sucção total é composta de duas parcelas distintas, que são: sucção matricial, decorrente de forças capilares e da adsorção resultante da interação entre a matriz de solo e a água; e sucção osmótica, influenciada pela presença de solutos na água do solo. Por definição, a sucção total do solo é “a pressão manométrica negativa, em relação à pressão externa de gás sobre a água do solo, que tem de ser aplicada a um reservatório de água pura situado em mesma cota e temperatura, de maneira que o equilíbrio seja mantido, através de uma membrana semipermeável, entre a água do reservatório e a água do solo” (AITCHISON, 1965) (Figura 3).

Figura 3 - Esquema ilustrativo da definição de sucção.

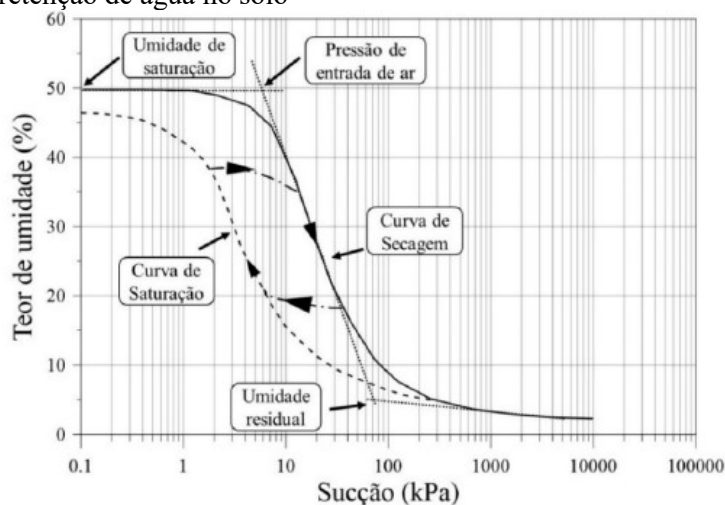


Fonte: Adaptado de Vilar (2002).

A maioria dos problemas geotécnicos em solos não saturados ocorrem devido a alternância de estações secas e úmidas, o que afeta principalmente a sucção matricial. Sendo assim, a mecânica dos solos tem admitido que a variação da sucção total corresponde quase que integralmente a variação da sucção matricial (ALONSO; GENS; HIGHT, 1987; FREDLUND; RAHARDJO, 1993; GEORGETTI, 2010).

Segundo Gerscovich (2013), na região não saturada a sucção relaciona-se com o volume de água presente nos vazios, o que pode ser representado e quantificado segundo seu grau de saturação (S_r), seu teor de umidade gravimétrica (ω) ou seu teor de umidade volumétrico (θ). A relação entre a sucção e o conteúdo de água no solo é comumente descrita pela curva de retenção de água ($\theta \times \psi$, $\omega \times \psi$ ou $\theta \times \psi$). A Figura 4 apresenta uma curva típica de retenção de água no solo com seus principais elementos.

Figura 4 - Curva de retenção de água no solo



Fonte: Adaptado de Fredlund e Rahardjo (1993).

O ponto que indica o teor de umidade residual corresponde ao valor de umidade a partir do qual é necessário que ocorra um aumento significativo de sucção para retirada de mais água do solo. Desta forma, a partir desse valor de umidade as alterações na sucção não constituem variações consideráveis no conteúdo de umidade (FREDLUND; XING, 1994).

A curva de retenção de água no solo permite a correlação da sucção com índices físicos do solo, possibilitando a resolução de problemas relativos ao fluxo e retenção de água no solo, além de auxiliar na previsão da resistência ao cisalhamento (FREDLUND; XING, 1994).

2.3 ENSAIOS DE CAMPO

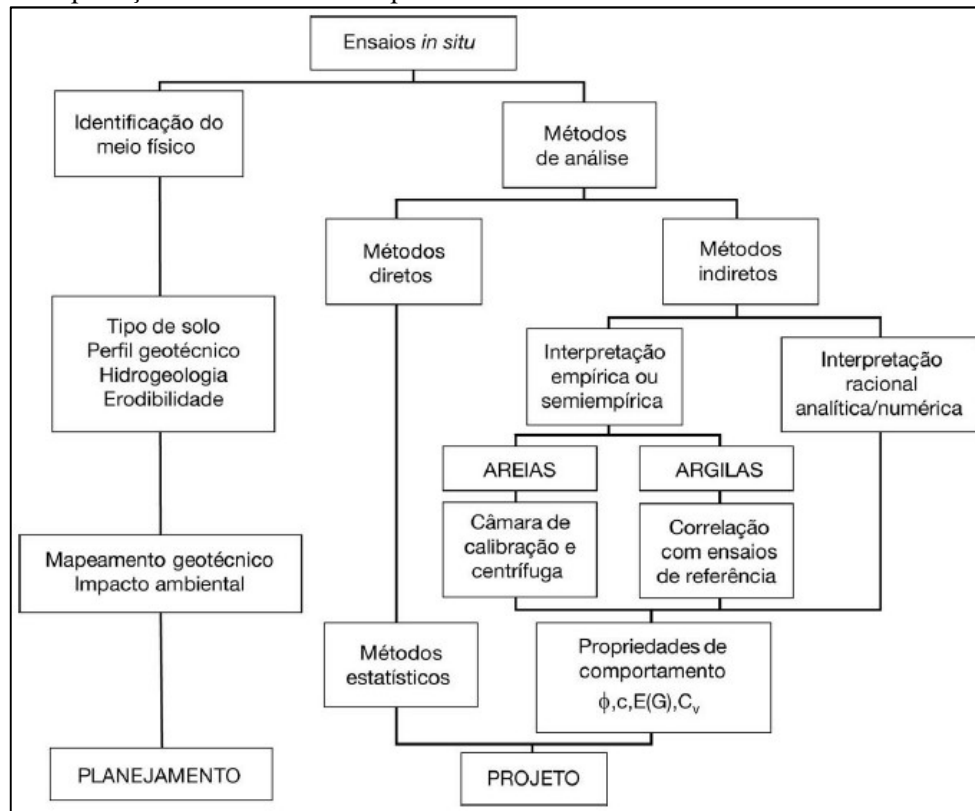
Ensaio de campo são a base fundamental para a execução de projetos geotécnicos com diferentes abordagens. Através da execução destes, obtêm-se informações que possibilitam definir a estratigrafia do terreno e fazer uma estimativa realista das propriedades de comportamento dos materiais envolvidos (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Apesar de possuir condições de contorno complexas, os ensaios de campo permitem a estimativa das propriedades do solo livre dos efeitos da perturbação gerada pelo processo de amostragem, já que ocorrem no estado de tensão de campo. Além da possibilidade de ensaiar grandes volumes de solo, permitindo uma caracterização mais detalhada (MOTA, 2003).

A escolha do tipo de ensaio depende do local de sua realização e dos objetivos da investigação, ou seja, deve estar de acordo com as características do subsolo e com as propriedades desejadas. Nas últimas décadas os equipamentos de investigação evoluíram ampliando sua utilização combinada com diferentes equipamentos, como sensores elétricos e outros tipos de acessórios.

Schnaid e Odebrecht (2012) apresentam no fluxograma da Figura 5 as diferentes finalidades e abordagens de interpretação dos ensaios in situ dentro da geotecnia.

Figura 5 - Interpretação de ensaios de campo



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

2.3.1 Sondagem de simples reconhecimento com SPT

O mais tradicional e utilizado recurso de investigação geotécnica, tanto no Brasil, como em diversos países, é a sondagem de simples reconhecimento com medida de SPT. Como é um procedimento rápido e mais econômico em comparação aos demais ensaios de campo, diversas são as situações em que os projetos se baseiam unicamente nas informações obtidas por meio dessa técnica.

O ensaio possibilita a definição do nível d'água para traçado dos perfis, a determinação indireta de parâmetros de resistência através das diversas correlações existentes, e por fim, fornece uma classificação tátil-visual do solo, já que possibilita a retirada de amostras representativas.

Esse ensaio fornece o índice de resistência à penetração dinâmica, N_{SPT} , que é a representação do número de golpes necessários para que um amostrador padrão crave 30 cm no

solo. No Brasil o procedimento de ensaio é regido pela NBR 6484 (ABNT, 2001). Rocha (2013) reúne os pontos negativos e positivos, apontados na literatura a respeito da utilização do SPT em campanhas de investigação geotécnica e ambiental (Tabela 1).

Tabela 1 - Vantagens e desvantagens do ensaio SPT.

VANTAGENS	LIMITAÇÕES
Simplicidade e rapidez na execução	Diversos procedimentos de execução
Coleta de amostras deformadas para caracterização	Grande número de empresas executoras, incorporando modificações no ensaio ou até mesmo não realizando a manutenção necessária no equipamento utilizado
Baixo custo financeiro	Análise e controle da energia transferida ao amostrador padrão durante a execução do ensaio
Informações suficientes para projetos de fundação de obras correntes	Formação precária das equipes ocasionando vícios na execução
Mundialmente utilizado, em função de muita experiência acumulada no meio técnico e da ampla utilização em correlações	

Fonte: Adaptado de Rocha (2013).

Schnaid e Odebrecht (2012) alertam para falta de padronização decorrente das diferentes técnicas de perfuração, equipamentos e procedimentos empregados no ensaio. Os autores apontam como principais fatores intervenientes nos resultados aqueles relacionados à técnica de escavação; a influência do equipamento e sua relação com a energia que é transferida ao amostrador durante o processo de cravação; e a influência do ambiente, que são as condições do solo na resistência à penetração.

Alguns dos fatores influenciadores no ensaio, listados por Cavalcante (2002), são:

- Peso e altura de queda do martelo;
- Uso de circulação de água na perfuração acima do lençol freático;
- Frequência dos golpes;
- Erros de contagem, medidas e anotações.

Esses e outros diversos fatores são apontados como responsáveis pelas discrepâncias significativas entre os resultados das sondagens de simples reconhecimento. No Brasil, este assunto é intensamente discutido e está disponível em diversos trabalhos (TEIXEIRA, 1974; 1977; DÉCOURT, 1989; BELINCANTA, 1985; 1998).

Como uma tentativa de padronização dos resultados obtidos no ensaio SPT, vários trabalhos abordam a correção do índice N_{SPT} de acordo com a energia empregada no ensaio (BELINCANTA e FERRAZ, 2000; ODEBRECHT, 2003). Isso ocorre pois pressupõe-se que a

energia transferida pelas hastes ao amostrador, durante o processo de cravação, é diferente da energia teórica transferida pelo martelo em queda livre.

Para efeito prático, sugere-se corrigir o valor médio de eficiência do sistema utilizado no Brasil que é de 72%, para a eficiência de 60%, que é o valor médio do sistema mecanizado americano (Equação 1).

$$N_{60} = \frac{N_{SPT*72\%}}{60\%} \quad (1)$$

Sendo N_{60} : índice de resistência à penetração corrigido para uma energia de 60%;

2.3.2 Ensaio de penetração do cone (CPT)

O ensaio de Penetração do Cone (CPT) teve origem na Holanda em meados da década de 1930 e consiste em uma técnica de investigação de campo que vem sendo amplamente utilizada em diversos países, inclusive no Brasil, a partir do fim da década de 1950. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), as aplicações pioneiras em nosso país objetivavam as atividades de projetos voltados à execução de plataformas marítimas para prospecção de petróleo. A partir disso, já no final do século XX, diversas pesquisas acerca da técnica foram realizadas e atualmente o ensaio é bastante utilizado comercialmente, tanto em investigações com finalidades ambientais, quanto investigações voltadas aos projetos de fundações.

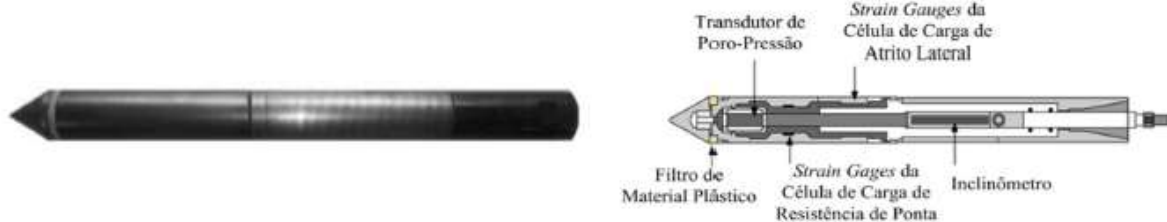
O CPT é utilizado com o intuito de definição do perfil do subsolo e do regime hidrológico, previsão da capacidade de carga de fundações e na avaliação preliminar de parâmetros geotécnicos. Quando utilizado em conjunto a determinados equipamentos ou técnicas de investigação adicionais, pode-se obter outras informações, tais como: umidade, resistividade e velocidade de ondas sísmicas.

O ensaio consiste basicamente na penetração quase estática de uma ponteira cônica (vértice de 60° e área de ponta de 10 cm²), acoplada a um conjunto de hastes. Atualmente, a ponteira cônica é instrumentada com diversos tipos de sensores, sendo possível a aquisição e visualização instantânea dos dados do ensaio.

Nessa pesquisa, os sinais obtidos durante o ensaio foram transmitidos do subsolo por um cabo localizado dentro da haste do penetrômetro. Isso elimina alguns erros provenientes do atrito entre as hastes, além de possibilitar uma penetração contínua e uma maior facilidade na aquisição de dados se comparado com outros ensaios de campo.

O ensaio é considerado quase-estático, emprega velocidade constante na cravação no solo de uma ponteira cônica acoplada a um conjunto de hastes (20 mm/s \pm 5 mm/s) e registro dos componentes de resistência a cada 200 mm de avanço da ponteira (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Figura 6 – Ponteira do Cone Elétrico. Foto e representação esquemática.



Fonte: Giacheti, Peixoto e Mondelli (2004).

O piezocone (CPTu) foi introduzido no final da década de 1970, quando além das medidas elétricas, incorporou a realização da leitura da poropressão gerada durante a cravação da ponteira (LUNNE; ROBERTSON; POWELL, 1997). Os registros das poropressão geradas durante a cravação da ponteira permitem identificar se a penetração é drenada, não drenada ou parcialmente drenada. Também é possível realizar ensaios de dissipação do excesso de poropressão para determinação do coeficiente de adensamento horizontal (c_h) e estimativa da condutividade hidráulica do solo.

Os valores de q_c medidos nos ensaios realizados em perfis de solos saturados, sofrem influência das poropressões geradas durante a cravação. Por isso, é necessário corrigir q_c , a partir dos registros de poropressões (u_2), de modo que se determine a resistência do cone corrigida (q_t). Essa correção é indispensável em solos finos, onde q_c é relativamente menor e da mesma ordem de grandeza das altas poropressões geradas ao redor do cone durante o processo de penetração não drenada (ROBERTSON, 2009a). Em solos não saturados, as ponteiras de piezocone normalmente não registram valores de poropressão, portanto, a resistência do cone medida no ensaio (q_c) em geral é assumida como sendo a corrigida (q_t).

Células de carga medem os esforços necessários para cravação da ponteira cônica (q_c) e do atrito lateral (f_s). A interpretação dos registros de q_c e f_s viabiliza a determinação da razão de atrito, $R_f(q_c/f_s)$, utilizada na classificação dos solos. O perfil do subsolo é determinado de forma indireta, com o emprego de cartas de classificação aplicadas principalmente em solos que possuem pouca ou nenhuma microestrutura. O ensaio obtém respostas do comportamento mecânico do solo, diferente das classificações tradicionais, como o Sistema de Classificação Universal (USCS), que é baseado na granulometria e plasticidade do solo.

Robertson et al. (1986) inicialmente propõe uma carta baseada em q_c e R_f , que prevê o tipo de comportamento do solo (*Soil Behaviour Type* – SBT). Mais tarde, o autor propôs uma normalização dessa carta (SBTn - *Soil Behavior Type-normalized*) (Figura 7) utilizando os parâmetros do cone normalizados e adimensionais, como Q_{tn} , F_r , B_q e I_c (Equação 2, 3, 4 e 5) (ROBERTSON, 2009a).

$$Q_{tn} = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{p_a} * \left(\frac{p_a}{\sigma'_{vo}}\right)^n \quad (2)$$

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{vo})} * 100\% \quad (3)$$

$$B_q = \frac{\Delta u}{(q_t - \sigma_{vo})} \quad (4)$$

$$I_c = [(3,47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0,5} \quad (5)$$

em que:

Q_{tn} = resistência de ponta normalizada;

n = expoente de tensões;

F_r = razão de atrito normalizada;

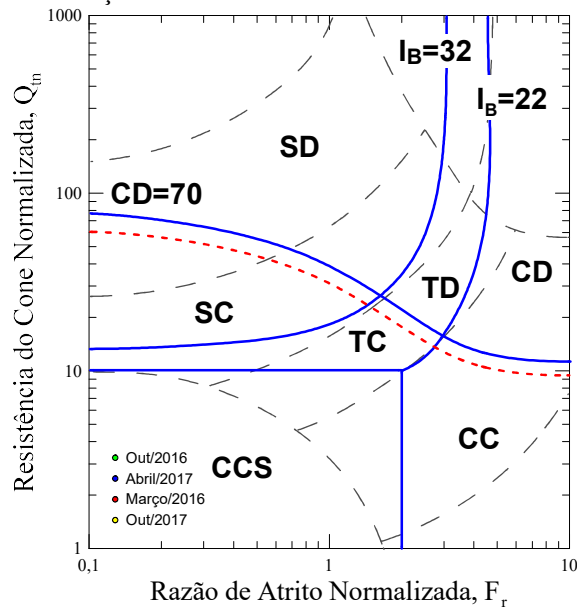
σ_{vo} = tensão vertical total;

σ'_{vo} = tensão vertical efetiva;

u_o = pressão de água intersticial em equilíbrio;

Δu_o = excesso de pressão de água intersticial ($u_2 - u_o$).

Figura 7 – Ábaco de classificação do solo normalizado.



Fonte: Robertson (2016).

Jefferies e Davies (1993) identificaram que o índice SBTn (I_c) representa fronteiras para diferentes tipos de solo na carta $Q_{tl} - F_r$. Robertson e Wride (1998), modificaram as definições desse índice e aplicaram na carta obtendo as fronteiras entre os diferentes tipos de solos (Tabela 2).

Segundo Zhang et al. (2002), o expoente de tensão (n) pode ser estimado a partir de I_c , que pode ser definido utilizando Q_m . Robertson (2009) propôs o cálculo de n a partir da equação 6.

$$n = 0,381(I_c) + 0,05(\sigma'_{vo}/p_a) - 0,15 \quad (6)$$

Em que: $n \leq 1,0$.

Tabela 2 - Tipo de comportamento do solo em função do índice I_c .

Zona	Tipo de comportamento do solo	I_c
1	Solo fino sensível	N/A
2	Solos orgânicos	>3,6
3	Argilas a argilas siltosas	2,95 – 3,6
4	Misturas siltosas	2,6 – 2,95
5	Misturas arenosas	2,05 – 2,6
6	Areias a areias siltosas	1,31 – 2,05
7	Areias com cascalho a areais	<1,31
8	Areais muito compactas	N/A
9	Solos finos muito duros	N/A

Fonte: Robertson (2009a).

As propostas de classificação dos solos a partir do ensaio CPT se mostram satisfatórias para classificação dos solos sedimentares brasileiros, em contrapartida, não foram testadas suficientemente em depósitos residuais. Dessa forma, a proposição de correlações e ábacos de classificação regionais são alternativas para avaliação do comportamento do solo e não de sua classificação granulométrica (CAMPANELLA; ROBERTSON, 1988).

A interpretação do ensaio CPT também é realizada utilizando os dados de resistência obtidos de maneira direta em problemas geotécnicos. Nesse sentido, uma das aplicações do ensaio é a determinação da capacidade de carga e do deslocamento de um elemento de fundação (MEYERHOF, 1956; TAND, FUNEGARD, WARDEN, 1995).

Além disso, devido à grande quantidade de dados obtidos com o CPT, em geral a intervalos de 2 cm de profundidade, este é um ensaio valioso para avaliação da variabilidade, em especial para os solos não saturados, nos quais a saturação parcial I_{he} concede um comportamento muito distinto, considerado como não convencional (LUNNE, ROBERTSON e POWELL, 1997).

2.3.3 Ensaio de dilatômetro plano (DMT)

Na Itália, nas últimas décadas do século XX, o professor Silvano Marchetti introduziu o ensaio de dilatômetro plano, sendo ele o responsável pela concepção e execução do equipamento e ainda, pela elaboração da metodologia básica de interpretação (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). Por volta do ano de 1980 o ensaio foi introduzido nos Estados Unidos e na Europa, onde foi normalizado pela ASTM (1986) e pelo EUROCODE 7 (1997), respectivamente. No Brasil ainda não há normatização específica.

Essa técnica consiste em medir duas pressões necessárias para expandir uma membrana circular metálica em cada profundidade de interesse (geralmente a cada 20cm). O ensaio

permite realizar uma análise do perfil estratigráfico do subsolo, assim como prevê indiretamente o tipo de solo, visto que não permite amostragem.

O DMT é composto de uma lâmina expansível de aço inoxidável com 14 mm de espessura, constituída de uma membrana fina de aço, com 60 mm de diâmetro, equivalente a uma célula de pressão total. Quando o sistema se encontra em repouso, a membrana está posicionada encostada no disco sensitivo.

A lâmina crava no solo de maneira semelhante ao ensaio de cone, normalmente, com o auxílio do mesmo equipamento e a uma mesma velocidade de cravação (20 mm/s), podendo ser um pouco inferior ou um pouco superior a ela. Conforme descrito por Totani et al. (2001), é através de um tubo eletropneumático que ocorre a ligação entre a lâmina e uma unidade de controle na superfície (Figura 8).

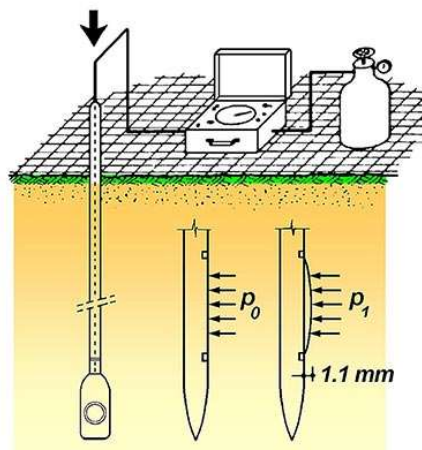
Segundo Totani et al. (2001), o intuito é que imediatamente após o término de cravação da lâmina o operador realize duas leituras fundamentais de pressão, que são:

- Leitura A: indica a pressão necessária para o deslocamento da membrana do disco sensitivo perder contato com o equipamento;
- Leitura B, registra a pressão imposta para que a membrana desloque exatos 1,10 mm.

Opcionalmente pode ser realizada uma terceira leitura (leitura C) que possibilita avaliar a pressão neutra gerada durante o ensaio DMT. Ela é realizada esporadicamente e permite caracterizar as condições de drenagem durante a cravação da ponteira.

Revisões e detalhes sobre a descrição dos equipamentos e procedimentos utilizados nesse ensaio podem ser encontrados em Marchetti (1980), Totani et al. (2001) e Marchetti et al. (2008).

Figura 8 - Vista geral do ensaio dilatométrico.



Fonte: Marchetti (2018).

A calibração da membrana (ΔA e ΔB) e a obtenção do valor do desvio de zero do manômetro (Z_m) são de extrema importância. Esses valores são utilizados na correção das leituras A e B , que findam nos valores de pressão corrigidos (p_0 e p_1) em razão da rigidez da membrana e de ocasionais imprecisões da medição.

A interpretação conveniente desse ensaio, de acordo com Totani et al. (2001), é a utilização dos valores dos parâmetros usuais dos solos, que são: o índice de material (I_D), utilizado com a finalidade de classificar o tipo de solo, indicando o seu perfil e em alguns casos, a composição textural; o índice de tensão horizontal do solo (K_D), utilizado no cálculo de demais parâmetros geotécnicos, através de correlações; e o módulo dilatométrico (E_D), o qual é determinado por meio da teoria da elasticidade. Esses parâmetros são calculados a partir das expressões 7, 8, e 9.

$$E_D = 34,7 (p_1 - p_0) \quad (7)$$

$$I_D = \frac{(p_1 - p_0)}{(p_1 - u_0)} \quad (8)$$

$$K_D = \frac{(p_0 - u_0)}{\sigma'_{v0}} \quad (9)$$

Totani et al. (2001) salientam dois diferenciais notáveis entre o DMT e os demais ensaios de penetração, o primeiro deles diz respeito ao fato deste ensaio se mostrar mais sensível a fatores como o histórico de tensões, envelhecimento, cimentação e estrutura, principalmente no caso de solos arenosos. O segundo fator, refere-se a possibilidade de determinação de dois parâmetros independentes advindos do mesmo ensaio (K_D e E_D), em vez de obter-se apenas um parâmetro, geralmente de resistência, para interpretação.

Acredita-se que no decorrer do ensaio as perturbações geradas pela inserção da lâmina no solo são pequenas se comparadas às demais técnicas, e ainda, que os resultados representam o comportamento elástico do solo, já que são obtidos para pequenas deformações no diafragma (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

A previsão de recalques, especialmente em solos arenosos, é uma aplicação comum do DMT. Isso ocorre, pois o módulo confinado obtido através da expansão da membrana (M_{DMT}), fisicamente, relaciona-se mais a deformabilidade do que à resistência a penetração (TOTANI et al., 2001). Este módulo confinado é definido a partir da Equação 10.

$$M_{DMT} = R_M * E_D \quad (10)$$

Em que R_M é um parâmetro que depende do tipo de solo e principalmente de K_D , de acordo as equações abaixo:

$$\text{Se } I_D \leq 0,6 \quad R_M = 0,14 + 2,36 \log K_D \quad (11)$$

$$\text{Se } I_D \geq 3,0 \quad R_M = 0,5 + 2 \log K_D \quad (12)$$

$$\text{Se } 0,6 < I_D < 3,0 \quad R_M = R_{M0} + (2,5 - R_{M0}) \log K_D \quad (13)$$

$$R_{M0} = 0,14 + 0,15 (I_D - 0,6)$$

$$\text{Se } I_D \geq 10,0 \quad R_M = 0,32 + 2,18 \log K_D \quad (14)$$

$$\text{Se } R_M < 0,85 \quad \text{Utiliza-se } R_M = 0,85 \quad (15)$$

Como K_D incorpora o efeito das tensões horizontais e do histórico de tensões, consequentemente o M_{DMT} também considera esses efeitos, promovendo estimativas de deformações mais realistas. Isto é importante pois as tensões horizontais influenciam consideravelmente na redução dos recalques.

Devido ao formato da lâmina, o ensaio DMT promove baixos níveis de perturbação no maciço de solo, sendo assim, o módulo de deformabilidade obtido a partir deste ensaio é determinada para níveis de deformação próximos aos que ocorrem em fundações. Por isso, o valor M_{DMT} obtido no ensaio DMT, é considerado uma boa estimativa do módulo de deformação dentro da faixa operacional (MONACO, TOTANI, CALABRESE, 2006; MARCHETTI et al., 2008).

2.4 MÓDULO DE DEFORMABILIDADE A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO

Na caracterização do perfil do subsolo é necessária a definição de parâmetros que possam ser utilizados em projetos geotécnicos (MARCHETTI, 2011). Os ensaios de campo permitem a integração da investigação para definição do perfil e estimativa de parâmetros de projeto por meio de correlações. Essa abordagem apresenta vantagens, pois em muitos casos da prática de engenharia de fundações é possível empregar apenas um tipo de ensaio de campo. Apesar dos ensaios de campo como SPT, CPT e DMT serem utilizados na investigação geotécnica por muito tempo, não são muitas as correlações definidas entre os principais índices e parâmetros desses ensaios (ROBERTSON, 2009b).

Algumas pesquisas vêm sendo realizadas com o objetivo de definir correlações indiretas entre os indexes e parâmetros determinados por meios dos ensaios DMT, CPT e SPT

(CAMPANELLA; ROBERTSON, 1991; MARCHETTI et al., 2001; MAYNE; LIAO, 2004; MAYNE, 2006).

Jendebly (1992) realizou ensaios DMTs e CPTs antes e após a compactação de um aterro de solo arenoso. O autor obteve as equações 16 e 17 que indicam um intervalo correspondente a razão M_{DMT}/q_c para areias normalmente adensadas (NC) e sobreadensadas (OC).

$$M_{DMT} = (7-10) * q_c \quad (\text{p/ areias NC}) \quad (16)$$

$$M_{DMT} = (12-24) * q_c \quad (\text{p/ areias OC}) \quad (17)$$

Hamza e Richards (1995), durante a construção da segunda linha do metrô de Cairo, propuseram expressões que correlacionam resultados do DMT com CPT e SPT. As equações permitem realizar a previsão dos valores de deformação, sem que seja necessário realizar ensaios DMT em todos os locais. Os perfis de q_c e M_{DMT} determinados no local foram plotados na mesma escala, ao longo da profundidade, e determinaram-se as correlações que apresentaram os melhores ajustes entre os parâmetros. Os autores afirmam que essa forma possibilita uma melhor previsão da deformação a partir do CPT, do que utilizando formulações a partir de q_c . As expressões foram determinadas para diferentes horizontes do perfil do subsolo e encontram-se na Tabela 3.

Tabela 3 - Correlações entre q_c e M_{DMT} para diferentes horizontes do perfil do subsolo.

SOLO	CORRELAÇÃO
Aterro	$M_{DMT} = 8 * q_c$
Argila	$M_{DMT} = 7,5 * q_c$
Areia siltosa micácea	$M_{DMT} = 8,7 * q_c^{1,3}$
Areia	$M_{DMT} = 1,23 * q_c^{1,53}$

Fonte: Adaptado de Hamza e Richards (1995).

Marchetti et al. (2001), baseados na prática geral do ensaio DMT, indicaram um intervalo correspondente a entre M_{DMT}/q_c para areais (Equações 18 e 19). Os autores enfatizam que os intervalos apresentados são amplos e crescem com a compactação ou pré-compressão do solo.

$$M_{DMT} = (5-10) * q_c \quad (\text{p/ areias NC}) \quad (18)$$

$$M_{DMT} = (12-24) * q_c \quad (\text{p/ areias OC}) \quad (19)$$

Cruz et al. (2006) comparou os resultados de ensaios DMT e CPTu realizados em Portugal e na Espanha e obtiveram a Equação 20 relacionando M_{DMT} e q_t . A equação possui R^2 igual a 71% e os autores acreditam que a relação entre os parâmetros possui pouca dependência das peculiaridades locais.

$$M_{DMT} = 10,75 * q_t \quad (20)$$

Lunne & Christophersen (1983), sugeriram as equações 23 e 24 baseados em resultados de ensaios edométricos e CPTs, realizados em câmara de calibração em areias limpas.

$$M_{oed} = 4 * q_c \quad (p / q_c < 10 \text{ MPa} - \text{Areias NC}) \quad (23)$$

$$M_{oed} = 5 * q_c \quad (p / q_c < 50 \text{ MPa} - \text{Areias OC}) \quad (24)$$

em que, M_{oed} : Módulos confinados obtidos por meio dos ensaios oedométricos.

Atualmente são poucas as pesquisas realizadas para definição de correlações entre M_{DMT} e o índice de resistência a penetração (N_{SPT}) do SPT. Segundo Schmertmann (1988), a estimativa de M_{DMT} a partir de N_{SPT} é uma forma grosseira e indevida de utilização dos dados do DMT, já que essa correlação depende do tipo de solo e é provavelmente específica do local e do equipamento utilizado. De uma forma bastante genérica, o autor sugere o emprego da Equação 25, baseada em resultados de vários ensaios de campo realizados nos EUA, para definição de M_{DMT} .

$$M_{DMT} = 3 * N_{SPT} \quad (25)$$

Décourt (1995), apresentou correlações entre o módulo de elasticidade (E) e o N_{SPT} normalizado para eficiência de 72% (N_{72}) válidas para sapatas quadradas rígidas com recalques da ordem de 1% do seu lado. A seguir, na Tabela 4, também estão relacionadas algumas das correlações utilizadas entre N_{SPT} e o módulo de elasticidade (E).

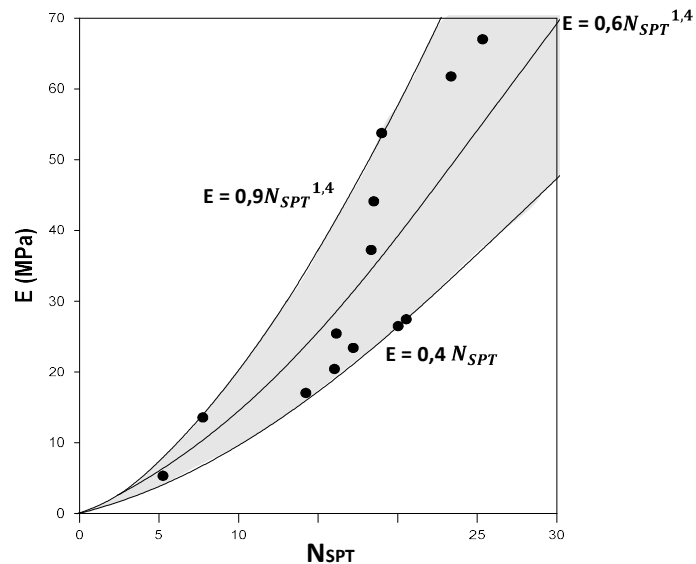
Tabela 4 - Correlação entre E e N_{72} .

TIPO DE SOLO	E (MPa)
Areias	$3,5 * N_{72}$
Solos intermediários	$3,0 * N_{72}$
Argilas saturadas	$2,5 * N_{72}$

Fonte: Décourt (1995).

Sandroni (1991) utilizou resultados de ensaios de carga em placa em solos residuais de gnaiss e obteve o gráfico apresentado na Figura 9.

Figura 9 - Relação de E com N_{SPT} para solos residuais.



Fonte: Sandroni (1991).

Tabela 5 - Resumo das correlações entre DMT, CPT e SPT

PARÂMETRO	CORRELAÇÃO	TIPO DE SOLO	REFERÊNCIA
M_{DMT}	$M_{DMT} = (7-10) * q_c$	Areias NC	Jendeby (1992)
M_{DMT}	$M_{DMT} = (12-24) * q_c$	Areias OC	
M_{DMT}	$M_{DMT} = 8 * q_c$	Aterro	Hamza e Richards (1995)
M_{DMT}	$M_{DMT} = 7,5 * q_c$	Argila	
M_{DMT}	$M_{DMT} = 8,7 * q_c^{1,3}$	Areia siltosa micácea	
M_{DMT}	$M_{DMT} = 1,23 * q_c^{1,53}$	Areia	
M_{DMT}	$M_{DMT} = (5-10) * q_c$	Areias NC	Marchetti et al. (2001)
M_{DMT}	$M_{DMT} = (12-24) * q_c$	Areias OC	
M_{DMT}	$M_{DMT} = 10,75 * q_t$	Geral	Cruz et al. (2006)
M_{oed}	$M_{oed} = 4 * q_c$	Areias NC- $q_c < 10$ MPa	Lunne & Christophersen (1983)
M_{oed}	$M_{oed} = 5 * q_c$	Areias OC- $q_c < 50$ MPa	
M_{DMT}	$M_{DMT} = 3 * N_{SPT}$	Geral	Schmertmann (1988)
E	$E = 3,5 * N_{72}$	Areias	Décourt (1995)
E	$E = 3,0 * N_{72}$	Solos intermediários	
E	$E = 2,5 * N_{72}$	Argilas saturadas	

Fonte: A autora (2019).

2.5 FUNDAÇÕES DIRETAS

Fundações são elementos que têm por finalidade transmitir as cargas de uma edificação para as camadas resistentes do solo, obedecendo ELU e ELS. De acordo com a transmissão de carga entre o solo e a estrutura, define-se o elemento de fundação como direto (superficial) e indireto (profundo). Velloso e Lopes (2010) diferenciam esses dois tipos de fundações através do mecanismo de ruptura, de forma que as fundações profundas são aquelas em que esses mecanismos da base não alcançam a superfície do terreno.

A NBR 6122/2010 descreve as fundações diretas como fundações em que a carga é transmitida ao solo preponderantemente pelas tensões distribuídas sob a base do elemento estrutural de fundação. Blocos, sapatas, grelhas e radiers são exemplos desse tipo de fundação.

A capacidade de carga de uma fundação direta pode ser obtida através da interpretação de um dos três procedimentos seguintes: prova de carga sobre placa; métodos teóricos; e métodos semiempíricos. Em um projeto de fundações, esse valor também deve ser compatível com as limitações de recalque ou deformação da estrutura, ou seja, atender ao ELS (NBR 6122/2010).

Os métodos teóricos utilizam formulações de capacidade de carga a partir do conhecimento do tipo de ruptura que pode ocorrer no solo, de acordo com as condições de carregamento. Os semiempíricos são baseados na estimativa, por meio de correlações, das propriedades do solo, que posteriormente serão aplicadas às equações teóricas. Por fim, a prova de carga em placa, é um modelo reduzido de uma sapata e obtém informações diretas sobre o comportamento tensão-recalque do solo em questão (TEIXEIRA; GODOY, 1998).

2.5.1 Prova de carga em placa

A prova de carga em placa é um ensaio que permite conhecer a capacidade de carga de uma fundação direta, visto que simula o comportamento real de uma sapata, em escala reduzida. Segundo Lancellotta (1995), esse ensaio *in situ* é um dos pioneiros na avaliação da deformabilidade do solo, atualmente é normatizado pela NBR 6489/1984 – Prova de carga direta sobre terreno de fundação.

Segundo Cintra (2004), durante a execução da prova de carga, é possível analisar o comportamento do sistema, que engloba a geometria e o processo executivo do elemento estrutural de fundação instalado no maciço de solo.

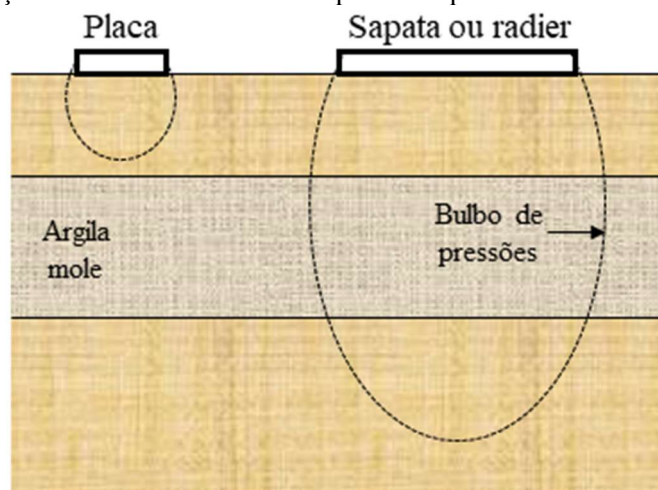
Uma das aplicações precursoras no Brasil foram os três ensaios de placa realizados em diferentes profundidades, pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT, 1954), com o intuito

de subsidiar o projeto para as instalações da EESC-USP. Atualmente são inúmeros os registros da execução desse ensaio na cidade de São Carlos (COSTA, 1999; MACACARI, 2001; FREITAS, 2016).

Reznik (1993) destaca que a utilização dos dados obtidos a partir de provas de carga em placa permite minimizar os efeitos de escala e de perturbação de amostras encontrados em testes laboratoriais, sendo uma valiosa fonte de informações para o projeto de fundações.

Esse tipo de ensaio é apropriado para solos suficientemente uniformes ao longo de sua profundidade, pois, a placa utilizada é de pequenas dimensões se comparada a sapata. Sendo assim, o bulbo de tensões gerado por ela se restringe ao solo situado imediatamente abaixo, conforme Figura 10 (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

Figura 10 - Representação dos bulbos de tensão da placa e sapata.



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010).

Para execução da prova de carga em placa opera-se uma placa de aço rígida, com 80 cm de diâmetro, posicionada na cota da base onde será efetuada a fundação (NBR 6489/1984). Em geral, são aplicados esforços em estágios e simultaneamente realizam-se os registros dos deslocamentos verticais.

Esse ensaio de campo é uma das maneiras de determinação da curva tensão-recalque e quando realizado em solos que apresentam as mesmas características de resistência e deformabilidade em que o bulbo de pressões da placa e da sapata estiverem inseridos, resulta em valores de prova de carga equivalentes aos de uma fundação real (ALONSO, 1991).

No Brasil a prova de carga em placa é normatizada pela NBR 6489/1984 que descreve o ensaio lento (SML). Porém, também são realizadas provas de carga em placa com

carregamento rápido (QML) e misto (MML). Os procedimentos seguidos nesse trabalho para esses ensaios são os presentes na NBR 12131/2006 para estacas.

O SML consiste na aplicação de cargas por um macaco hidráulico que reage contra um sistema de reação (cargueira, tirantes ou estacas de reação). A tensão é aplicada em estágios, sendo que cada estágio deve ser inferior a 20% da tensão admissível prevista em projeto. Completa-se um estágio quando duas leituras de recalque consecutivas, realizadas nos tempos t e $t/2$, não ultrapassarem 5% do deslocamento vertical total ocorrido no estágio. As leituras são realizadas nos intervalos de tempos sucessivamente dobrados (0, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 90 e 120 minutos).

O ensaio é encerrado quando se obtém um recalque mínimo de 25 mm ou quando é atingido o valor de tensão equivalente a duas vezes o valor de tensão admissível provável do solo. A tensão admissível é mantida por 12 horas ou até que ocorra a ruptura nítida. O descarregamento é realizado em quatro estágios, efetuando-se as leituras dos recalques correspondentes.

As orientações seguidas para o ensaio rápido são as mesmas sugeridas para ensaios realizados em estacas (NBR 12131/2006), visto que não existe uma norma específica para execução de ensaios rápidos em placa. Nesse tipo de ensaio, o carregamento aplicado é de até 10% da tensão admissível prevista em projeto e é mantido por um período de 5 minutos. Os deslocamentos são registrados ao menos no início e no término de cada estágio de carregamento.

O critério de finalização do ensaio e a forma do descarregamento seguem o mesmo padrão do ensaio SML. A leitura final é realizada dez minutos após total descarregamento. Segundo Fellenius (1980), esse ensaio possibilita prever o dobro de pontos, o que leva a uma melhor definição da curva tensão-recalque. O autor afirma que o baixo custo e o curto período de tempo necessário à execução, justificam a troca do ensaio SML pelo QML.

2.5.2 Provas de carga em placa em solos colapsíveis

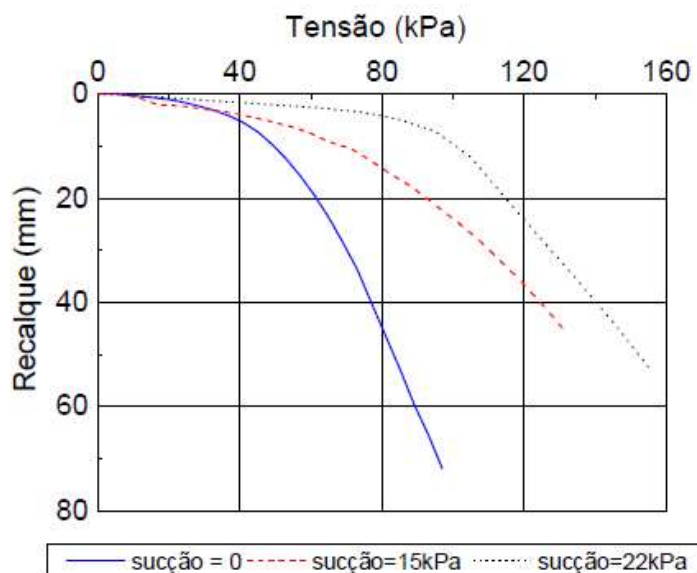
Os solos ditos colapsíveis são caracterizados por sofrerem uma redução de volume ocasionado devido ao aumento substancial do teor de umidade, chamado de recalque por colapso. Esse fenômeno pode causar desde pequenos danos estruturais, como trincas e rachaduras, ou até desabamentos, se for o caso de fundações diretas, apoiadas nas camadas superficiais do solo.

O comportamento desse tipo de solo é complexo, já que é influenciado pela trajetória de tensões, sucção, condições geológicas, entre outros fatores que influem na interpretação dos ensaios de campo. De acordo com Menegotto (2004), os danos às estruturas apoiadas em solos considerados colapsíveis podem ocorrer sendo fundações superficiais ou não. Dessa forma, é interessante que a colapsibilidade seja levada em consideração nos projetos de fundações, sendo a prova de carga uma ferramenta interessante no estudo desse fenômeno e sua consequente influência na capacidade de carga e nos recalques de uma estrutura.

Atualmente existem diversos estudos que relatam a execução de provas de cargas em solos colapsíveis no interior de estado de São Paulo e em outras regiões do Brasil. Costa (1999) analisou o comportamento de um solo não saturado da região centro-oeste do Estado de São Paulo, através da execução de provas de cargas, assentes a 1,5 m de profundidade, com o solo em condição natural e inundada. A curva da prova de carga realizada em solo inundada foi considerada como sucção igual à zero, porém, sabe-se que mesmo realizando-se um procedimento de inundação bastante rigoroso, dificilmente a sucção nesse solo é nula.

O autor observou que a capacidade de carga é influenciada diretamente pela sucção, sendo que o aumento nos valores de sucção provoca um acréscimo significativo na capacidade de suporte do solo, conforme mostra Figura 11.

Figura 11 - Curva tensão-recalque das provas de carga em placa QML realizadas em diferentes níveis de sucção.



Fonte: Costa (1999).

Assim como Costa (1999), Reznik (1993; 1994) também observou a discrepância entre resultados de capacidade de carga no solo em condições naturais e saturada. O autor ensaiou

um solo colapsível proveniente da região sudeste da Ucrânia, e as curvas tensão-recalque resultantes dos ensaios em condição inundada apresentaram valores reduzidos de capacidade de carga quando comparadas às curvas resultantes dos ensaios não inundados.

Agnelli (1992) realizou 12 provas de carga em placa no campus da UNESP de Bauru-SP, nas profundidades de 1 e 2m. Metade dos ensaios foram conduzidos com o solo em condição natural e a outra metade em solo inundado. Nesse caso, os resultados corroboraram o caráter colapsível do solo superficial.

Conciani (1997) realizou provas de carga em placa em solo natural e em cava inundada nos campos experimentais de Rondonópolis e Campo Novo do Parecis, no estado do Mato Grosso. Durante os ensaios foram monitoradas a sucção através da tensiômetros e a frente de inundação pelo uso da técnica de reflectometria no domínio do tempo. Os recalques devido ao colapso, medidos a partir das curvas tensão-recalque, foram próximos ao máximo possível. O autor observou que a aplicação do carregamento e a inundação do solo resultou em grandes alterações no solo, sobretudo na região correspondente a 0,25D.

Menegotto (2004) salienta que as provas de carga realizadas em solos colapsíveis são consideradas completas quando monitora-se a sucção do solo em conjunto, visto que pesquisas mostram que este fator influencia diretamente na resistência desse tipo de solo.

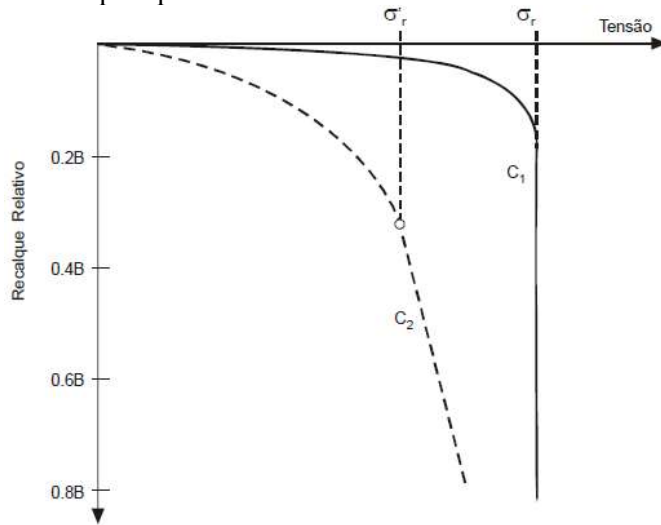
2.5.3 Interpretação do ensaio de prova de carga em placa

A curva tensão-recalque, resultado do ensaio de prova de carga, é uma importante ferramenta para o projeto de fundações. Essa curva apresenta os valores de tensão no eixo das abcissas e no eixo das ordenadas os respectivos valores de recalque.

Assim como as propriedades físicas e mecânicas do solo e sua história de carregamento, a dimensão, forma da placa e os procedimentos de preparação do ensaio também influenciam nos valores medidos de recalque e na forma da curva (REZNIK, 1994).

Terzaghi (1943) apresenta duas curvas tensão-recalque típicas, representantes de dois casos extremos, que são: solo bastante compacto e rijo, apresentando tensão de ruptura bem definida, conforme curva C1; e solo fofo e mole, sem que a tensão de ruptura seja um valor nítido, assim como curva C2 (Figura 12). No caso da curva C2, a carga de ruptura (σ'_r) é admitida igual à abscissa do ponto em que a curva de recalque se torna retilínea.

Figura 12-Curvas tensão-recalque típicas.



Fonte: Terzaghi (1943).

Nem sempre ocorre ruptura nítida da fundação durante a execução do ensaio de prova de carga, por isso, para definição de forma objetiva do valor da capacidade resistente do sistema, usualmente adota-se algum critério de interpretação de provas de cargas em fundações diretas (CINTRA e AOKI, 2013). Van der Veen (1953) salienta que o exame visual da curva carga-recalque não é considerado um método de análise.

Quando o recalque não se estabiliza para uma dada carga, a capacidade de carga pode ser estimada utilizando equações matemáticas que ajustam a curva, como é o caso dos critérios prescritos por Van der Veen (1953) e Chin (1970).

Van der Veen (1953) sugere que os dados experimentais, a partir de uma ruptura física, sejam representados em uma curva carga-recalque, através da equação exponencial 26.

$$Q = Q_{ult} \cdot (1 - e^{-(\alpha\delta + \beta)}) \quad (26)$$

em que: Q representa a carga vertical aplicada em determinado estágio de carregamento; δ é o correspondente recalque medido no topo da estaca; α é o coeficiente de forma da curva; e β é o coeficiente de ajuste proposto por Aoki e Velloso (1975).

A partir da estimativa de sucessivos valores de α e β , correspondentes a diferentes valores de incrementos de carga, a curva carga-recalque é extrapolada por meio da equação 26. Décourt e Niyama (1994) alertam para o fato desse critério ser aplicável apenas nos ensaios que atingem pelo menos dois terços da carga de ruptura. No entanto, não existe um meio de

assegurar qual seria o valor atingido da carga de ruptura nos casos em que a prova de carga não foi conduzida até a ruptura.

Suportado pelo modelo constitutivo hiperbólico para comportamento mecânico de solos, proposto por Kondner (1963), Chin (1971) apresentou uma função hiperbólica para definição da curva carga-recalque de provas de carga (equação 27).

$$\frac{\delta}{Q} = m\delta + C \quad (27)$$

em que: m e C são constantes.

O gráfico δ/Q versus δ , resulta em uma relação linear e o inverso do coeficiente angular fornece o valor da carga última extrapolada (CHIN, 1971). O autor ainda propõe, nessa interpretação, avaliar a condição estrutural de uma estaca durante sua instalação, através de discrepâncias nos valores esperados

2.6 PREVISÃO DE CURVAS TENSÃO-RECALQUE

2.6.1 Considerações iniciais

Décourt (1999) destaca que é inviável aplicar métodos teóricos para cálculo de capacidade de carga quando não ocorre ruptura física durante a prova de carga. Sendo assim, outra abordagem para previsão da curva tensão-recalque e previsão da capacidade de carga e dos recalques de uma fundação direta são os métodos semiempíricos, que utilizam resultados de ensaios de campo, como SPT, CPT e DMT. No decorrer dos anos, muitos autores propuseram métodos para estimativa da capacidade de suporte baseados em ensaios de campo, como o ensaio CPT (SCHMERTMAN, 1978; RUITER; BERINGEN, 1979, BUSTAMANTE; GIANESELLI, 1982; VELLOSO, 1981).

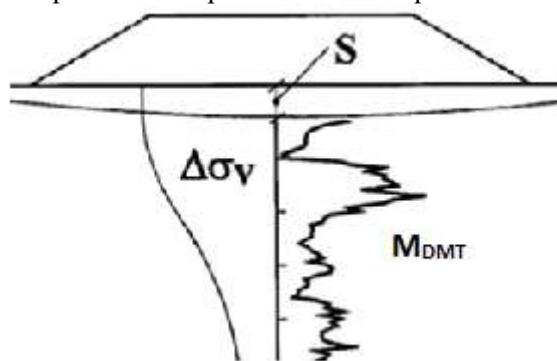
A estimativa do recalque elástico baseia-se em uma definição da rigidez do solo, parâmetro que pode ser determinado por meio de ensaios laboratoriais com amostras indeformadas. Burland e Burbidge (1985) afirmam que devido à dificuldade de se coletar amostras indeformadas, principalmente quando se tem solos granulares, os ensaios de campo são um recurso muito interessante.

Nas últimas décadas houve um interesse particular em se pesquisar a aplicação de resultados do ensaio DMT na determinação da rigidez do solo para previsão de recalques bem

como para se obter a curva tensão-recalque de uma fundação (LEHANE; FAHEY, 2004; MARCHETTI et al., 2008; AMOROSO (2011); DOS SANTOS; ROCHA; GIACHETI, 2019).

As previsões de recalques baseadas no DMT, em sua maioria, são realizadas utilizando-se equações empíricas desenvolvidas por Marchetti (1980). Os recalques são normalmente calculados pela equação unidimensional, empregando a teoria elástico-linear, conforme Figura 13 e Equação 28.

Figura 13 - Representação esquemática da previsão de recalques utilizando o DMT.



Fonte: Marchetti, 1997.

$$\delta = \sum \frac{\Delta\sigma_v}{M_{DMT}} \Delta Z \quad (28)$$

em que: $\Delta\sigma_v$, acréscimo de tensão, calculado utilizando a teoria da elasticidade (Boussinesq); e M_{DMT} é o módulo confinado, calculado a partir de dados do ensaio DMT.

Schmertmann (1986) concluiu, após analisar 16 tipos de solo, que a previsão de recalques com dados do DMT através de uma equação de tensão-deformação é simples. O autor observou que o valor médio da relação entre os recalques calculados e medidos é de apenas 1,18, com desvio padrão de aproximadamente 30%.

Da mesma forma, Monaco et al. (2006) apresentaram os dados de diversos trabalhos que comparam os resultados de recalques observados na prática e os calculados com o DMT. A taxa média entre os recalques estimados e medidos em campo foi de aproximadamente 1,3, sendo que o desvio observado foi sempre menor que 50%.

Pesquisas realizadas em Venezia-Treporti, no ano de 2002, mostraram que de uma forma geral houve uma aproximação satisfatória entre o M_{DMT} e o módulo de deformabilidade calculado a partir das deformações verticais medidas no centro de um aterro. Os recalques nesse caso, calculados a partir de uma abordagem linear, também foram considerados satisfatórios (MARCHETTI et al., 2008).

Gomes (2007) realizou ensaios DMT no campo experimental da USP e a partir dos resultados destes ensaios analisou o valor do recalque elástico de diferentes tipos de estacas. Os recalques foram calculados através do método proposto por Randolph e Wroth (1978) e os resultados obtidos foram considerados ora muito bom, ora satisfatório, para a grande parte dos casos.

2.6.2 Previsão de curva tensão-recalque

No ensaio DMT mobilizam-se deformações no solo dentro de uma faixa compatível com o que se encontram normalmente em obras de engenharia (LEHANE; FAHEY, 2004). Já, nos ensaios CPT e SPT mobilizam-se tensões de ruptura o solo, portanto com níveis de deformações bem acima do que ele será solicitado ao longo do tempo. Este fato faz com que as estimativas dos parâmetros de deformabilidade por meio de ensaios desse tipo estejam baseadas em correlações empíricas com pouca confiabilidade (BRIAUD; GIBBENS, 1994).

Lehane e Fahey (2004) observaram em cinco provas de carga realizadas nas areias da Austrália a necessidade de determinar um módulo de deformabilidade dentro de uma faixa de “rigidez operacional”, que possibilitasse prever o valor de recalque confiável, sem a necessidade de se aplicar correlações empíricas. Testes foram feitos com a lâmina do DMT inserida em diferentes condições de compacidade do solo e os autores concluíram que os efeitos da perturbação causados durante a instalação da lâmina são significativos e devem ser considerados. Nesse estudo os autores propuseram o cálculo de um módulo de rigidez operacional (M_{DV}) a partir dos parâmetros intermediários (E_D e K_D) determinados em campo com o DMT.

Simulações numéricas para avaliar o efeito da expansão da membrana por meio de Elementos Finitos, consideraram a não linearidade da rigidez de areias. Deste modo, Lehane e Fahey (2004) propuseram a Equação 29 para o cálculo do módulo de rigidez operacional considerando as deformações verticais e os efeitos de inserção da lâmina no solo. O cálculo do M_{DV} considera os parâmetros determinados em campo e a possibilidade de ocorrência de anisotropia do solo. Amoroso (2011) obteve valores de recalque, utilizando o M_{DV} , que se aproximaram mais daqueles medidos em campo do que quando a autora usou o M_{DMT} .

$$M_{DV} = 1,3f_{aniso} \frac{E_D}{\sqrt{K_D}} \quad (s/B = 1,8\%) \quad (29)$$

A correção de E_D para o cálculo de M_{DV} é necessária, pois, enquanto o DMT mobiliza o solo com deformações horizontais, o M_{DV} procura representar as deformações verticais.

Considerando que a membrana do DMT possui 60 mm de diâmetro (B) e expande 1,1 mm (s), a razão de recalque (δ/B) mobilizada durante o ensaio é igual a 1,8%, valor próximo das condições de trabalho de uma fundação. Assim, Lehane e Fahey (2004) afirmam que o módulo obtido a partir do ensaio DMT tem grande aplicação prática na previsão de recalques.

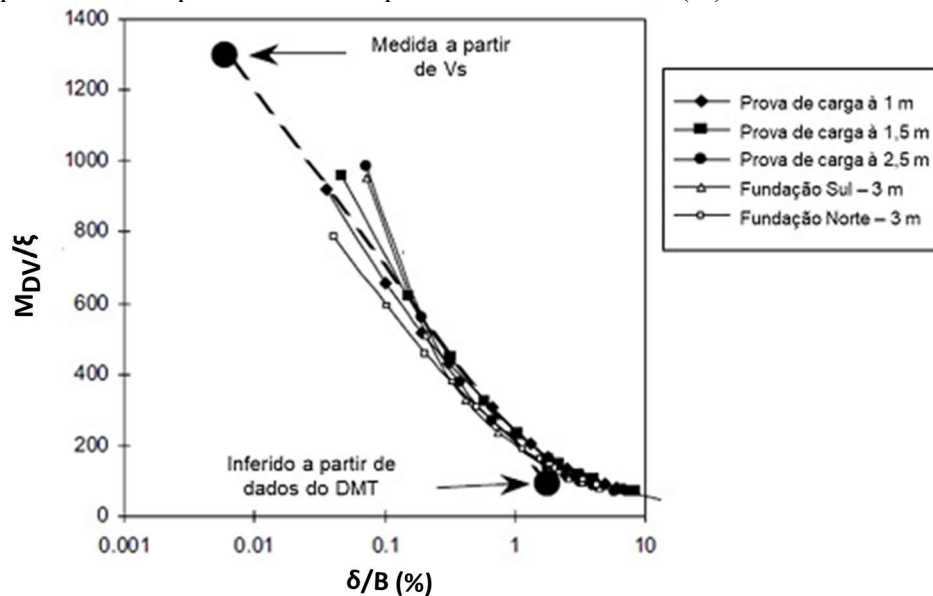
O método de previsão de recalque de fundações diretas, proposto por Lehane e Fahey (2004), considera que o M_{PC} (Equação 30) é equivalente ao módulo confinado calculado a partir do DMT. Neste caso, assume-se que a carga aplicada por uma fundação hipotética ($q_{virtual}$), com mesma largura do DMT, deslocaria um total de 1,1 mm em um solo onde o módulo é igual a M_{DV} . Considerando δ/B igual a 1,8% e o Módulo (M_{PC}) igual ao módulo operacional (M_{DV}), a carga virtual ($q_{virtual}$) é semelhante a carga aplicada por uma fundação (q_{app}).

$$M_{PC} = \frac{\pi q_{app}}{4 \left(\frac{\delta}{B}\right)} \quad (30)$$

Combinado os resultados de ensaios DMT e cone sísmico (SCPT), os autores obtiveram a curva entre a variação do módulo operacional (M_{DV}) normalizada por ξ (Equação 31), e a razão de recalque (δ/B), para a previsão dos recalques em fundações diretas. Na Figura 14 tem-se a representação da variação da rigidez determinadas a partir de provas de carga (BRIAUD; GIBBENS, 1994) em solos do Texas junto com os valores dessa rigidez inferidos a partir de resultados ensaios sísmica (V_s) e do DMT realizadas por Lehane e Fahey (2004).

$$\xi = q_c^{0,25} \sigma'_{v0}{}^{0,5} p_a^{0,25} \quad (31)$$

Figura 14 - Valores de rigidez calculados a partir de resultados de provas de carga (Briaud and Gibbens, 1994) comparados com aqueles inferidos a partir de ensaios sísmica (V_s) e do DMT.



Fonte: Adaptado de Lehane e Fahey (2004).

Décourt (1999, 2006) mostra que a curva tensão-recalque pode ser normalizada para que se tenha menor influência da geometria e profundidade na previsão de recalques. O autor alega que não existe efeito escala nessa curva tensão-recalque, para qualquer tipo de solo, e em qualquer profundidade, desde que as tensões sejam normalizadas pela capacidade de carga convencional (q_{uc}) e os recalques normalizados pela largura equivalente da fundação (B_{eq}). Deste modo, o autor propõe uma nova abordagem para interpretação de resultados de provas de carga em placa e definição da curva tensão-recalque. O autor ainda destaca a vantagem de se projetar fundações em função dos valores de recalques. Sendo preferencial almejar recalques iguais para todas as sapatas, ao invés de utilizar o conceito de tensão admissível.

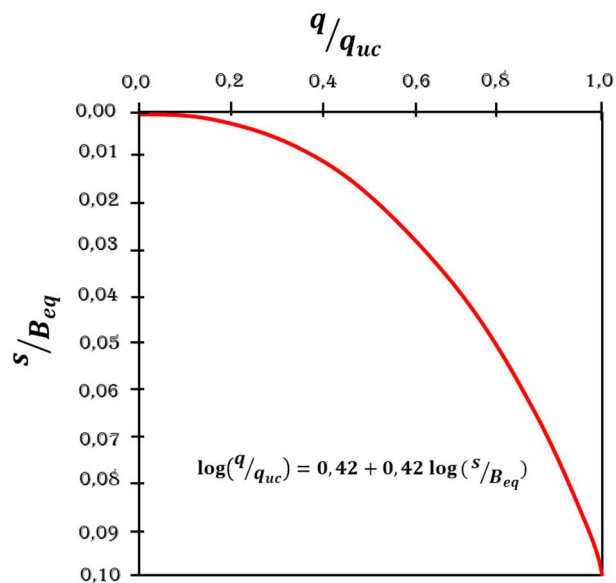
Décourt (1999, 2006), após analisar o resultado de várias provas de carga feitas em areia de sílica, propõe a Equação 32, que correlaciona as tensões normalizadas por q_{uc} com os recalques, também normalizados por B_{eq} .

$$\log\left(\frac{q}{q_{uc}}\right) = A + B * \log\left(\frac{\delta}{B_{eq}}\right) \quad (32)$$

em que: B_{eq} é igual a raiz quadrada da área da sapata circular.

Em uma primeira análise o autor obteve um valor médio igual a 0,42 para as constantes A e B dessa equação, e a curva original proposta está representada na Figura 15.

Figura 15- Proposta de curva de Décourt (1999).



Fonte: Adaptado de Décourt (1999).

Mais tarde, após analisar o resultado de 145 provas de cargas realizadas no mundo todo e em diferentes tipos de solo, o autor sugeriu substituir a constante 0,42 pelo coeficiente de compressibilidade intrínseca (C), generalizando assim a aplicação dessa proposta (Equação 33).

$$\log q/q_{uc} = C + C \log \delta/B_{eq} \quad (33)$$

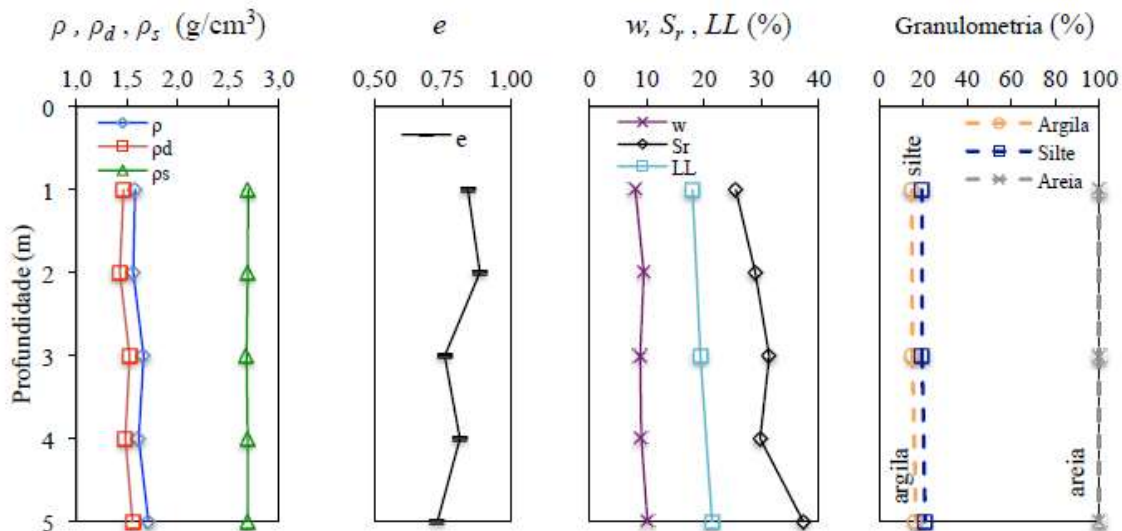
em que: q é a tensão aplicada no solo; q_{uc} é a capacidade de carga convencional (tensão correspondente a um deslocamento de 10% da largura equivalente da base, B_{eq}); C é o coeficiente de compressibilidade intrínseca; e δ é o recalque.

Décourt (1999) afirma que o coeficiente de compressibilidade intrínseca depende das características intrínsecas dos grãos que compõe o solo, como: distribuição granulométrica, forma do grão, angularidade, rugosidade, composição mineralógica e sua estrutura. Tratando-se de fundações diretas, com $q_{uc} < 2,9$ MPa, o coeficiente C é constante para um mesmo tipo de solo, desde que não ocorra a quebra do grão. Para solos brasileiros, Décourt (1999) indica que os valores de “ C ” variam entre 0,30 e 0,48. Segundo o autor, quanto maior o valor adotado para esse coeficiente, mais conservativa será a previsão. A curva tensão-recalque normalizada representada pela Equação 33 não exige o emprego de modelos matemáticos complexos, o que é uma vantagem para aplicação na prática da engenharia (DÉCOURT, 2006). Além disso, o

valor de q_{uc} pode ser estimada a partir de correlações empíricas com resultados de ensaios de penetração, como CPT e SPT (DÉCOURT, 2009).

Mais recentemente, Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019) deram continuidade a essa abordagem e integram as propostas de Lehane e Fahey (2004) e Décourt (1999) para previsão da curva tensão-recalque completa utilizando resultados de ensaios DMT. Os autores utilizaram resultados de ensaios DMT realizados no solo em condições natural e inundada em um perfil de solo tropical arenoso da cidade de Bauru (SP). Esse solo é uma areia porosa, não saturada, que apresenta alta condutividade hidráulica saturada. Na Figura 16 tem-se os índices físicos, composição granulométrica e limite de liquidez ao longo do perfil do subsolo desse local, cujos resultados foram determinados por Saab (2016). Nota-se nessa figura que o perfil do subsolo local estudado é arenoso e não plástico, quase sem fração de silte e com pouca fração argila, composta de caulinita e óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, portanto com baixa plasticidade.

Figura 16 - Índices físicos, composição granulométrica e limite de liquidez ao longo do perfil do subsolo do campo experimental da Unesp de Bauru.



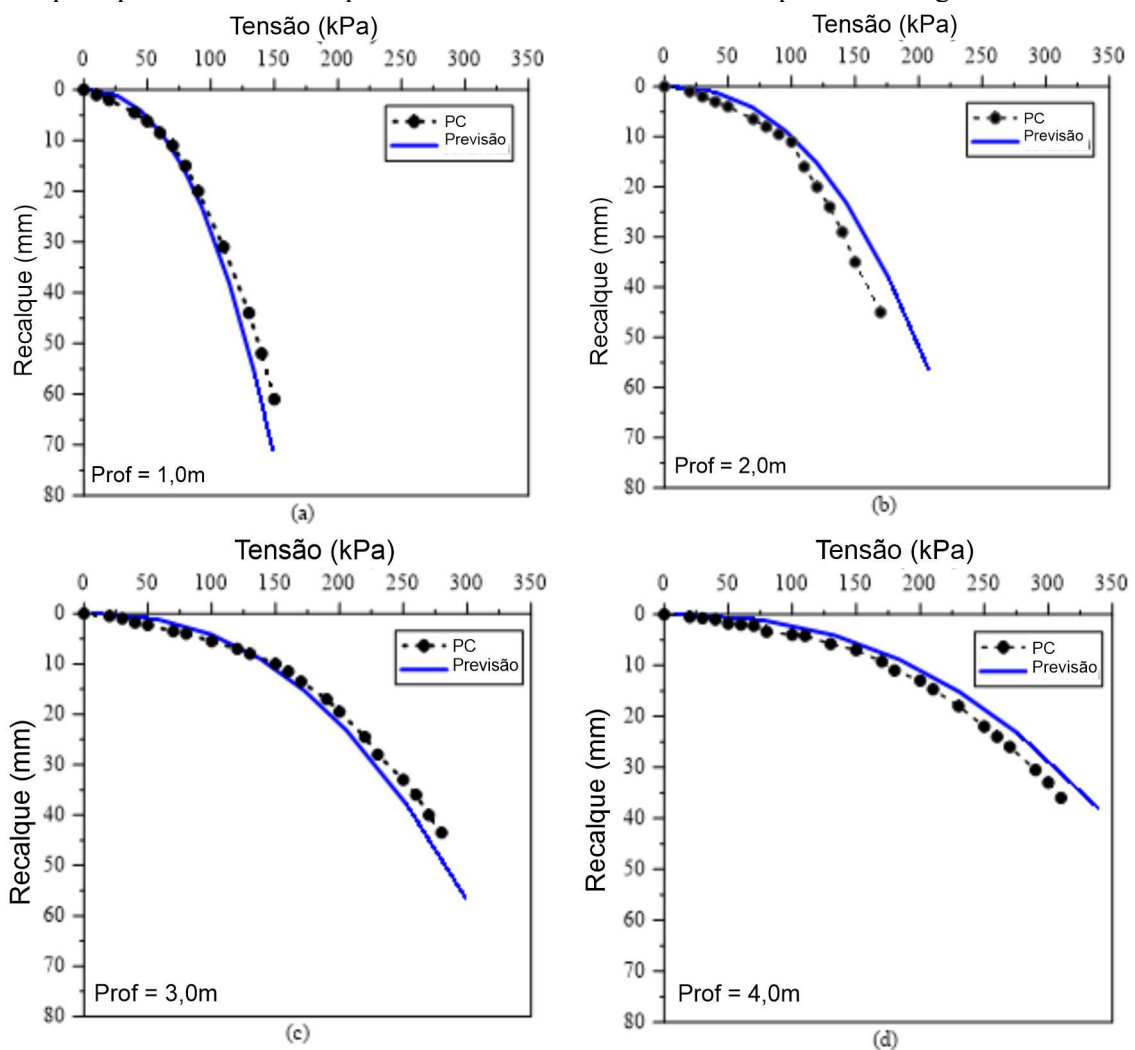
Fonte: Saab (2016).

As provas de carga utilizadas no estudo de Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019) foram realizadas por Agnelli (1997), entre 22/02 e 14/06/1996, nas profundidades de 1, 2, 3 e 4 m. Foram realizadas duas provas de carga em cada profundidade: uma sob condição natural do solo e outra com o solo inundado. A placa utilizada tinha espessura de 12,7 mm e 805 mm de diâmetro, resultando em uma área de contato com o solo de 0,51 m².

Os ensaios DMT englobaram duas campanhas, conduzidas de acordo com a ASTM (2001). Foram realizados três ensaios DMT e uma amostragem de solo para determinação do perfil de umidade. Um dos ensaios DMT foi realizado em condição inundada.

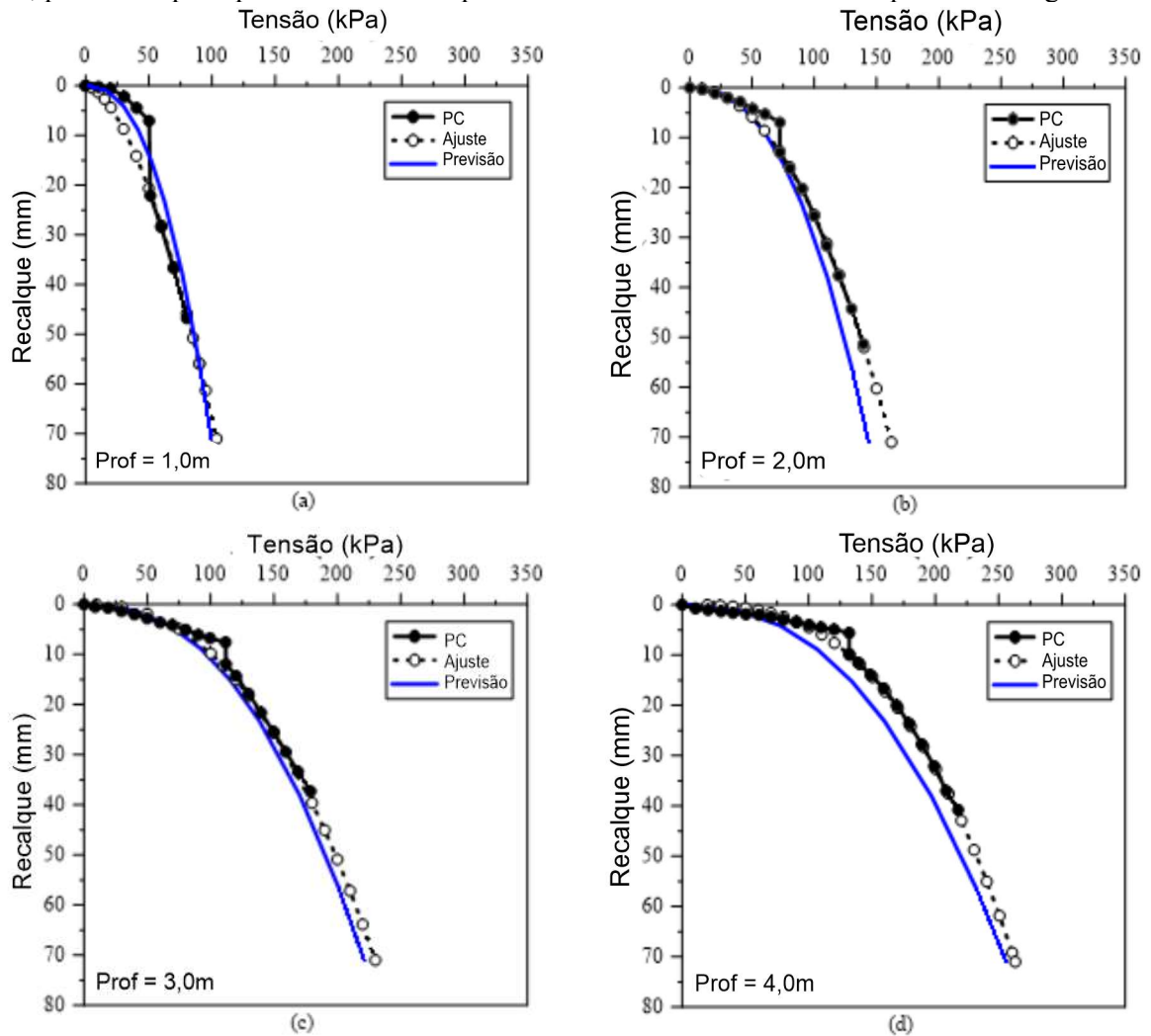
Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019) sugerem que a previsão da curva tensão-recalque pode ser feita a partir dos resultados do ensaio DMT utilizando os fundamentos das propostas de Décourt (1999) e Lehane e Fahey (2004). Tais previsões estão nas Figura 17 e Figura 18, junto aos resultados das provas de carga realizadas por Agnelli (1997).

Figura 17- Curvas tensão-recalque para o solo em condição natural, nas profundidades 1, 2, 3 e 4m para o campo experimental da Unesp de Bauru. Previsão e resultados de provas de carga.



Fonte: Adaptado de Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019).

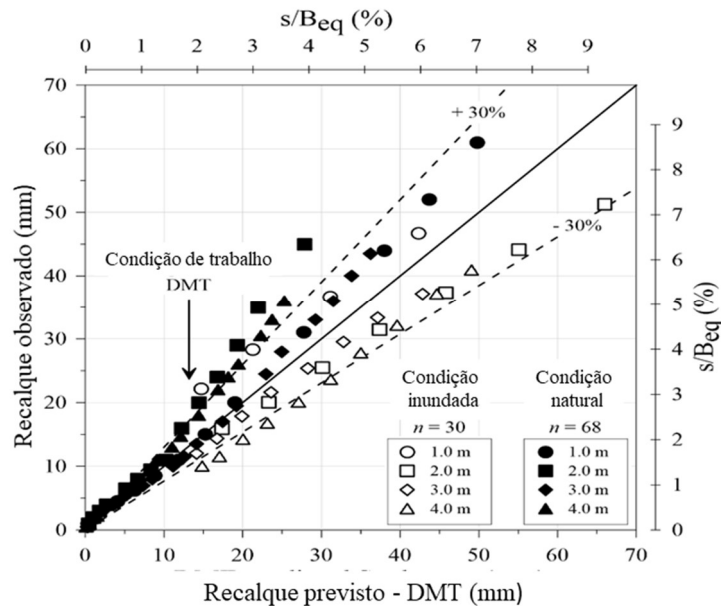
Figura 18-Curvas tensão-recalque obtidas para o solo em condição inundada, nas profundidades 1, 2, 3 e 4m, para o campo experimental da Unesp de Bauru. Previsão e resultados de provas de carga.



Fonte: Adaptado de Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019).

Observa-se nas Figura 17 e Figura 18 que as curvas tensão-recalque previstas são muito próximas aquelas determinadas por meio dos ensaios de prova de carga em placa realizados. Os autores observaram ainda que valores de recalque calculados, em especial para a carga na condição de trabalho ($\delta/B_{eq} = 1,8\%$), não diferem em mais ou menos que 30% daquele medido nas provas de carga, para a maioria das previsões realizadas (Figura 19).

Figura 19 - Recalques previstos (DMT) *versus* recalques observados (PC) para o campo experimental da Unesp de Bauru.



Fonte: Adaptado de Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019).

2.7 VARIABILIDADE

Variações nos teores de umidade do solo ao longo do tempo afetam os parâmetros de resistência e compressibilidade dos solos. Apesar de importante, tal variabilidade é, muitas vezes, negligenciada pelos engenheiros (AOKI, 2004). Portanto, as variabilidades sazonais e espaciais devem ser consideradas quando se realiza projetos geotécnicos, em especial em perfis de solos não saturados.

O grau de incerteza devido essa variabilidade, geralmente está relacionado a fatores como: variabilidade do perfil do subsolo; equipamento e nível de controle dos procedimentos de ensaios e; acurácia do modelo empregado para estimativa dos parâmetros do solo a partir de resultados de ensaios de campo (PHOON; KULHAWY, 1999).

Considerando a variação dos parâmetros dos solos devido a variabilidade sazonal, Marinho (2005) afirma que acompanhar as variações sazonais da sucção é importante, pois isto permite prever o risco de determinada obra nas estações chuvosas. O autor acredita que é conveniente trabalhar com a medição de valores de sucção por um determinado período de tempo, de forma equivalente do que é feito com o tempo de recorrência em hidrologia. Vieira e Marinho (2001) registraram os dados de sucção em um talude de solo residual na cidade de São Paulo, e os resultados mostram que em um período de um ano, os valores de sucção medidos foram suficientes para garantir a estabilidade do talude.

Aoki (2004) apresentou um estudo de caso em solos não saturados colapsíveis, onde foram feitas considerações sobre a necessidade de se levar em conta tanto as variabilidades espaciais como temporais, durante a investigação do subsolo, antes do projeto de fundação nesse tipo de solo. Tal estudo mostrou resultados distintos do comportamento do solo no período de concepção do projeto (estação seca) e o comportamento após a execução da obra (estação úmida). As chuvas durante a execução da obra causaram uma elevação do lençol freático, redução da resistência do solo e, por isso, necessidade de reforço das fundações.

Os solos mais superficiais, ou seja, dentro da zona ativa de variação de umidade, são diretamente influenciados por fatores externos, como as mudanças climáticas, que causam variações sazonais nos parâmetros do solo. Mudanças dinâmicas e incontroláveis dos parâmetros dos solos, provocados pelas chuvas e pelos processos de evapotranspiração, podem afetar os resultados dos ensaios de campo e levar a uma interpretação inadequada dos mesmos (ZAWADZKI; BAJDA, 2016).

Segundo Collins e Miller (2014), é importante levar em consideração o efeito da saturação em perfis de solos não saturados quando se interpreta os resultados de ensaios de campo. Se as condições de umidade se alteram, a interpretação dos parâmetros do solo pode não representar o comportamento da obra em outra condição de umidade, seja na fase de construção ou durante sua vida útil.

Croney e Coleman (1953) apresentaram os primeiros estudos que relacionam a sucção do solo com o comportamento de fundações. Os autores mostram a importância do papel do teor de umidade nos parâmetros mecânicos do solo, e associaram a isso a presença da sucção do solo. Salientaram ainda, que a mudança nos teores de umidade do solo pode afetar a estabilidade de fundações superficiais. Nessa mesma linha de abordagem, mais recentemente houve um interesse especial para se incorporar o efeito da variabilidade sazonal nos resultados de ensaios de campo, principalmente a partir dos dados do ensaio de cone (SCHNAID; LEHANE; FAHEY, 2004; COLLINS E MILLER, 2014; ROCHA et al., 2016; GIACHETI et al. 2019).

Lehane, Ismail e Fahey (2004) avaliaram a influência da sucção do solo a partir da variabilidade sazonal e do grau de saturação (S_r). Esses autores não observaram interferência da sazonalidade nos perfis de q_c , f_s e G_0 . No entanto, observaram uma variabilidade importante nesses parâmetros causadas pela presença de vegetação no terreno.

Giacheti, Marques e Peixoto (2003), analisaram resultados de ensaios CPT de diferentes campanhas realizadas em três solos colapsíveis do estado de São Paulo. Observaram que os

resultados dos ensaios (q_c e f_s) apresentaram uma variação significativa, em especial a pequenas profundidades. Naquela oportunidade, os autores não avaliaram a influência sazonal da sucção do solo nos resultados dos ensaios.

Mota (2003) analisou resultados de ensaios realizados na argila porosa não saturada de Brasília–DF. A pesquisa contou com resultados de ensaios CPT e DMT até 3 m de profundidade e mostrou que houve variação significativa dos perfis de q_c (CPT) e p_0 (DMT) em diferentes épocas do ano, chegando a variações de 260% nos resultados de CPT e de 210% nos resultados de DMT. A autora tentou definir correlações lineares entre os resultados dos ensaios de campo com a sucção matricial, porém, não conseguiu obter um bom ajuste entre estas medidas. Mota (2003) também observou que, para as provas de carga em placa, as tensões de ruptura variaram em 38% devido a influência do teor de umidade do solo. Ela destacou ainda que fundações diretas e obras de contenção instaladas nos primeiros metros do perfil desse terreno (argiloso e poroso do Distrito Federal) devem ser cuidadosamente analisadas, pois estão sujeitas a variabilidade do teor de umidade.

Com o intuito de quantificar os perfis de variação sazonal dos teores de umidade, Collins e Miller (2014) realizaram ensaios CPT em diferentes períodos do ano, em dois perfis de solos não saturados (silte argiloso com baixa plasticidade e argila de moderada a alta plasticidade). Os autores utilizaram os teores de umidade determinados ao longo da profundidade e a curva característica do solo para prever o perfil de sucção matricial atuante no momento dos ensaios. Observa-se que os resultados dos ensaios CPT sofreram variações significativas na resistência de ponta e na razão de atrito devido as alterações na umidade e, conseqüentemente, na sucção matricial. O aumento nos teores de umidade levou a reduções nos perfis q_c e aumento nos perfis de f_s . Além disso, tais diferenças levaram a classificações distintas para o mesmo, empregando o ábaco de Robertson et al. (1986).

Zawadzki e Bajda (2016) observaram que o grau de saturação de solos arenosos influencia significativamente os resultados de CPT, em especial os perfis de q_c e f_s . Os autores sugeriram uma equação para correção de q_c obtidos em condições não saturadas, no entanto, os estudos ainda são preliminares.

Rocha (2018) estudou o comportamento de dois perfis de solos tropicais do interior de São Paulo (campos experimentais da Unesp-Bauru e USP- São Carlos) por meio de ensaios CPT e DMT. O autor observou que variações nos perfis de sucção influenciaram os perfis de q_c , K_D e E_D , em especial para o campo experimental da USP- São Carlos. Também observou essas medidas foram afetadas pela vegetação do terreno o campo experimental da Unesp-Bauru.

Assim, as alterações nos valores de sucção pela variação do perfil de umidade do solo, podem influenciar tanto a classificação do solo como a estimativa de parâmetros geomecânicos.

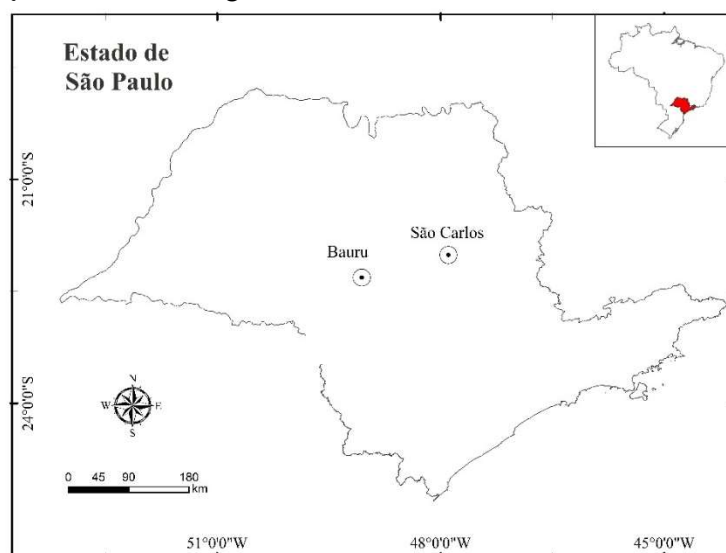
3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 CAMPO EXPERIMENTAL DA USP DE SÃO CARLOS

3.1.1 Aspectos gerais

A cidade de São Carlos localiza-se na região centro-oriental do Estado de São Paulo, na borda oeste das cuestas basálticas, próximo ao planalto ocidental paulista (Figura 20). Sua altitude em relação ao nível do mar é de cerca de 800 m e, geograficamente, sua posição é determinada pelas coordenadas $22^{\circ} 01' 22''$ de latitude sul e $47^{\circ} 53' 38''$ de longitude oeste (BORTOLUCCI, 1983).

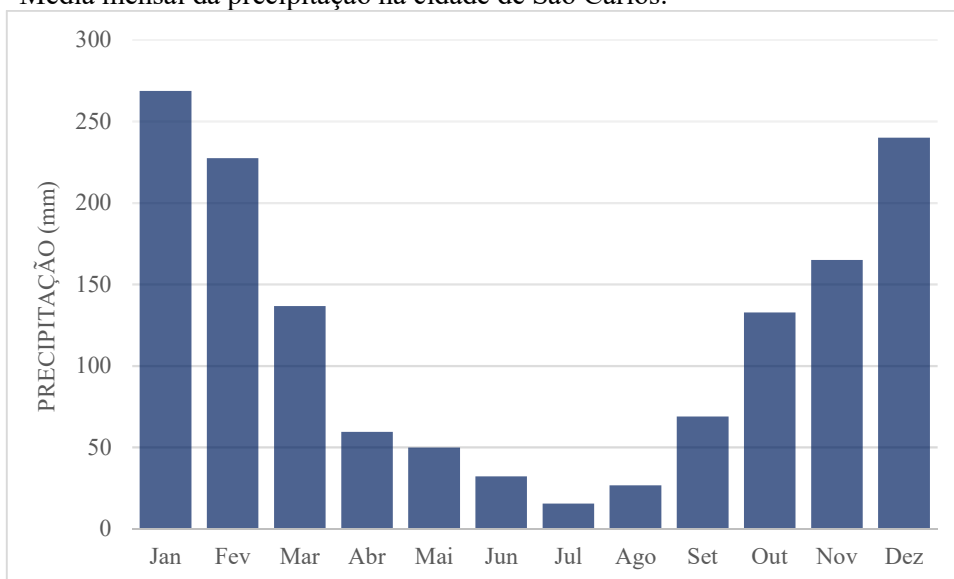
Figura 20 - Localização da área investigada.



Fonte: Autor (2018).

O clima é considerado subtropical mesotérmico úmido ou tropical de altitude, caracterizado pela ocorrência de chuvas no verão e estiagem branda no inverno (período entre maio e agosto). A temperatura média do mês mais quente é superior a $22^{\circ}C$ e a Figura 21 mostra a média mensal de precipitação (BORTOLUCCI, 1983).

Figura 21 - Média mensal da precipitação na cidade de São Carlos.



Fonte: CEPAGRI Meteorologia Unicamp (2018).

A área investigada é o campo experimental de fundações da USP de São Carlos. Conforme descrito por De Mio (2005), o local possui uma camada de areia argilosa marrom até a profundidade de 6 m, sobreposta a uma linha de seixos. Abaixo, até aproximadamente 23 m de profundidade, tem-se uma camada de areia argilosa vermelha (solo residual do Grupo Bauru) e abaixo desse ponto, até aproximadamente 28,3 m, tem-se um silte argiloso.

3.1.2 Aspectos Geológicos

A geologia de São Carlos é composta por arenitos da Formação Botucatu e magmatitos básicos da Formação Serra Geral, uma vez que a cidade se situa sobre rochas do Grupo São Bento. Acima dessas rochas estão presentes conglomerados e arenitos do Grupo Bauru, em seguida, sobre elas e cobrindo toda a região, estão os Sedimentos Cenozoicos (CINTRA et al., 1991).

Duas são as principais litologias encontradas na região: a primeira está situada nos altos do planalto, proveniente principalmente do Grupo Bauru, composta de sedimentos mal selecionados e classificada como areia fina argilosa, marrom; a segunda ocorre nas encostas e provavelmente recebeu contribuições do basalto e do Grupo Bauru. É constituída de sedimentos com, aproximadamente, 40% de argila e 44% de areia e descrita nas sondagens como argila arenosa vermelha.

Os sedimentos Cenozoicos têm sua origem do retrabalhamento de materiais do Grupo Bauru e das Formações Serra Geral e Botucatu, a partir da erosão e da ação do intemperismo. Segundo Vilar (1979), por estes sedimentos terem originado materiais pouco compactos e muito

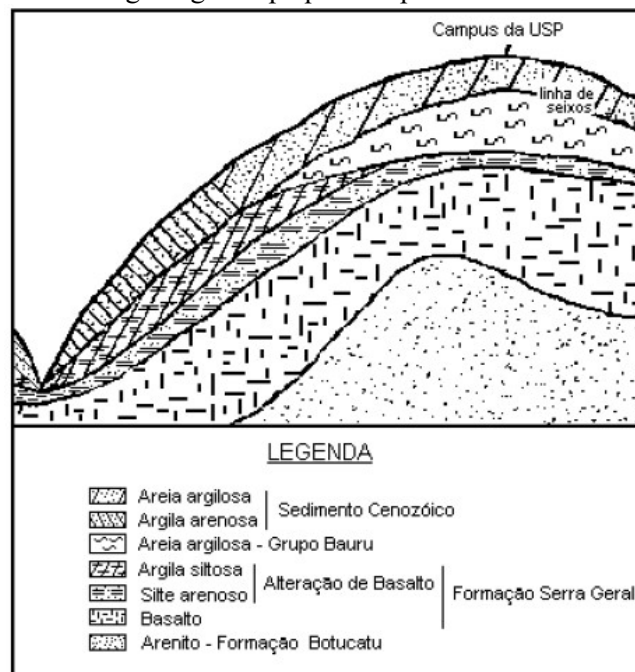
porosos, merecem atenção especial da engenharia de fundações, visto que estão sujeitos ao colapso estrutural quando submetidos a cargas e inundações.

O Sedimento Cenozoico em São Carlos situa-se até aproximadamente 6 m de profundidade. O contato com a camada inferior de solo residual do Grupo Bauru se dá por meio de uma camada de seixos de quartzo e limonita, com até 1,0 m de espessura. O nível do lençol freático varia de acordo com a época do ano, alternando entre 7,0 e 10,0 m de profundidade (DE MIO, 2005).

Na Figura 22 tem-se uma representação esquemática da geologia de pequena profundidade da área urbana de São Carlos, com a descrição textural das litologias prevalentes. Na parte mais elevada do perfil, observa-se a localização da área de estudo e a

Tabela 6 apresenta o perfil geológico-geotécnico do local, definido por De Mio (2005) a partir de boletins de sondagem.

Figura 22 - Seção esquemática da geologia de pequena superfície em São Carlos.



Fonte: Bortolucci (1983).

Tabela 6 – Perfil do subsolo do campo experimental da USP de São Carlos.

Profundidade (m)	Descrição	Gênese
0 a 5,5	Areia fina argilosa marrom (Sedimento Cenozoico)	Processos de colúviação e morfogênese
5,5 a 6,0	Linha de seixos	Concentração residual devida à lavagem de finos
6,0 a 23,5	Areia argilosa vermelha (Solo residual – Grupo Bauru)	Sedimentos flúvio-lacustres submetidos ao intemperismo
23,5 a 28,2	Silte argiloso (Magmatitos básicos-diabásico)	Lavas básicas submetidas ao intemperismo

Fonte: Adaptado de De Mio (2005).

3.1.3 Ensaios de laboratório

Machado (1998) realizou ensaios de laboratório em amostras indeformadas coletadas no campo experimental da USP-São Carlos. As amostras foram coletadas a cada metro, até a profundidade de 9m, através da abertura manual de um poço com 1,20 m de diâmetro. O autor realizou ensaios de caracterização, determinação das curvas de retenção de água no solo, ensaios de compressão triaxial convencionais e com controle da sucção e ensaios de compressão confinada saturados e com controle de sucção. Neste trabalho os resultados dos ensaios de laboratório serão utilizados como referência para interpretação dos ensaios de campo.

Os ensaios de caracterização foram realizados em todas as amostras coletadas de metro em metro, até 9 m de profundidade. A Tabela 7 apresenta os valores de umidade e de peso específico seco, calculados a partir dos corpos de prova utilizados nos ensaios de compressão confinada e triaxiais.

Tabela 7 – Índices físicos das amostras indeformados de solo, ao longo do perfil da área estudada.

Profundidade (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9
w (%)	13,7	14,6	15,8	16,8	16,4	17,2	19,1	16,7	18,3
γ_d (kN/m ³)	12,5	13,6	13,8	14,3	14,4	14,7	15,2	16,1	16,6
γ (kN/m ³)	14,2	15,6	16	16,7	14,8	17,1	18,1	18,8	19,6
e	1,17	0,99	0,96	0,90	0,88	0,84	0,78	0,68	0,63

Fonte: Machado (1998).

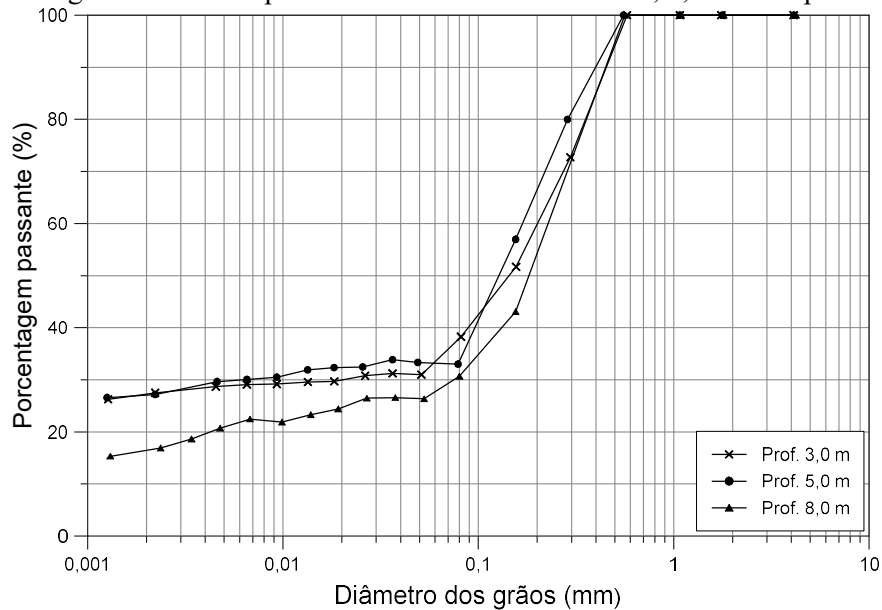
A Tabela 8 apresenta os resultados da massa específica dos sólidos, dos ensaios de caracterização (limites de liquidez e plasticidade) e compactação (Proctor Normal) também realizados por Machado (1998) nas profundidades de 3, 5 e 8 m. Na Figura 23 tem-se as curvas granulométricas para as amostras coletadas nessas mesmas profundidades.

Tabela 8-Resultados dos ensaios de caracterização e compactação.

Profundidade (m)	γ_{dmax} (kN/m ³)	$W_{ót}$ (%)	W_l (%)	W_p (%)	γ_s (kN/m ³)
3	18,7	14	27,9	16	27,1
5	18,4	14,8	30,9	19,8	27,5
8	18,9	11,2	28,4	17,2	27,1

Fonte: Machado (1998).

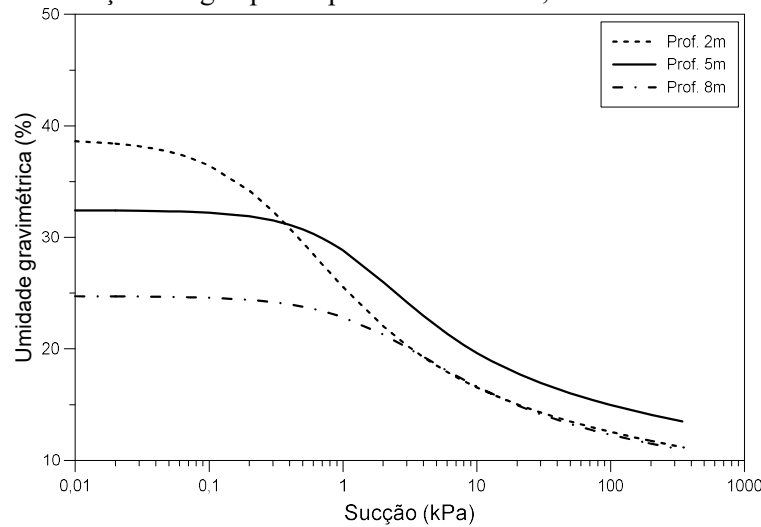
Figura 23 - Curvas granulométricas para as amostras coletadas a de 3, 5, e 8 m de profundidade.



Fonte: Machado (1998).

Machado (1998) determinou as curvas de retenção de água para as profundidades 2, 5, e 8 m utilizando dois métodos: câmara de Richards, para valores altos de sucção; e o funil de placa porosa, para baixos valores de sucção. Nos dois casos os corpos de prova utilizados foram obtidos utilizando-se anéis biselados e com dimensões iguais a 75 mm de diâmetro interno e 20 mm de altura. A Figura 24 apresenta as curvas de retenção de água médias para cada profundidade, reinterpretadas em termos de umidade gravimétrica e ajustadas a partir da equação proposta por Fredlund & Xing (1994) para o solo da área estudada.

Figura 24 - Curvas de retenção de água para a profundidade de 2, 5 e 8 m.



Fonte: Adaptado de Machado (1998).

Os parâmetros utilizados para o ajuste das três curvas de retenção para o solo da área estudada, pelo método de Fredlund & Xing (1994), encontram-se na Tabela 9.

Tabela 9 - Parâmetros de ajuste para equação proposta por Fredlund & Xing (1994).

Profundidade (m)	θ_{sat} (%)	w_{sat} (%)	Ψ_{res}	a (kPa)	n	θ_{res} (%)	w_{res} (%)	m
2	53,8	38,8	20000	0,25	1,2	10	7,2	0,57
5	47,6	32,4	20000	0,95	1,4	13,6	9,3	0,41
8	40,6	24,7	10000	1,5	1,2	12,4	7,6	0,43

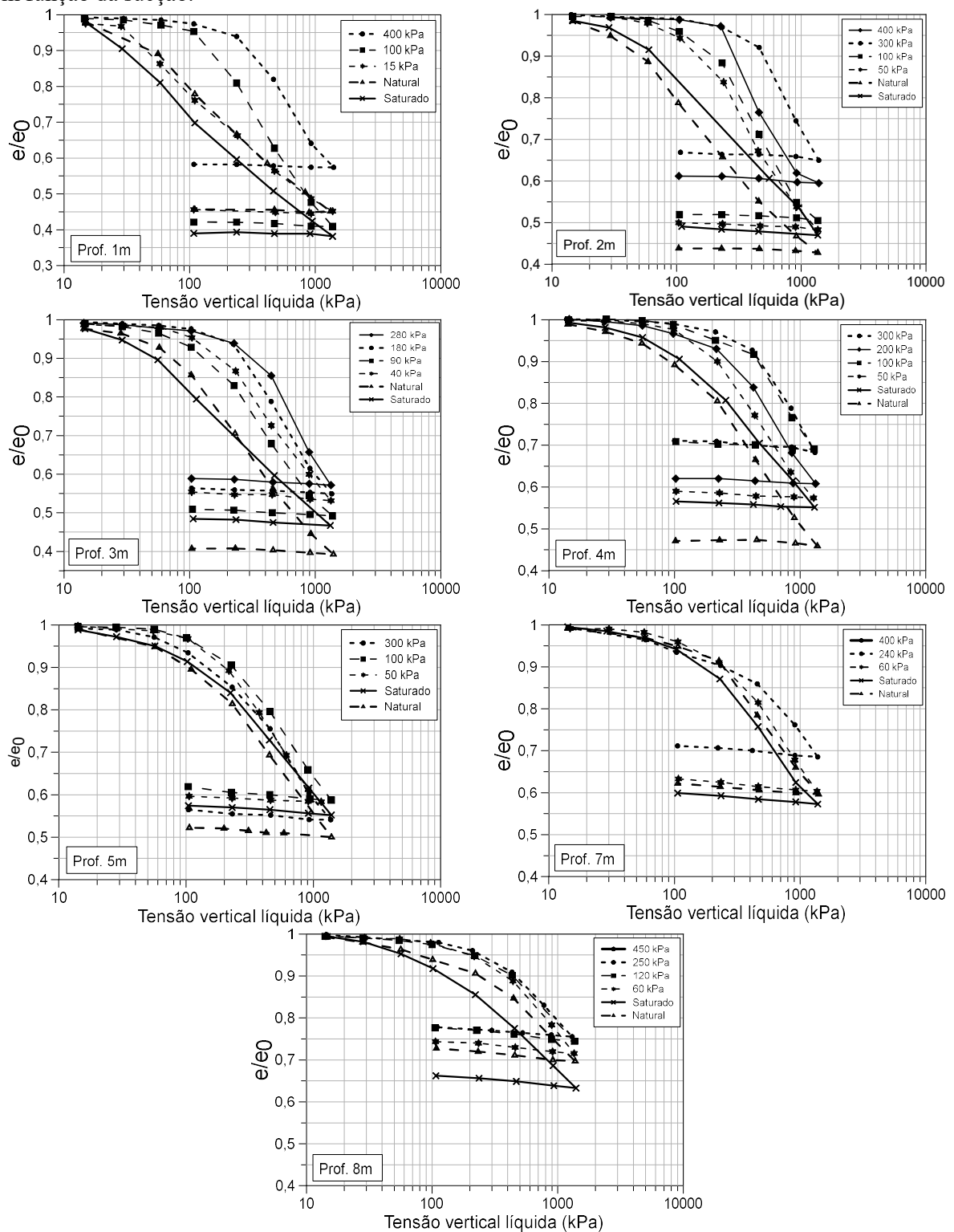
Fonte: Adaptado de Machado (1998).

Com o intuito de avaliar a compressibilidade ao longo da profundidade do perfil do terreno, Machado (1998) realizou ensaios de compressão confinada em amostras naturais, saturadas e com controle de sucção. A câmara edométrica utilizada foi desenvolvida por esse autor e está descrita em Machado (1995).

Inicialmente os corpos de prova eram posicionados na base da câmara edométrica e umedecidos até próximo à saturação. Quando próximos da saturação completa, as amostras eram acondicionadas dentro da câmara edométrica, que era fechada para a aplicação da sucção desejada a fim de remover eventuais bolhas de ar. Nesse momento, certa quantidade de água passava pela base da câmara, então, fechava-se uma das saídas da base da câmara para que a outra saída (ligada a uma bureta graduada, cheia com água) evitasse a dessaturação da pedra porosa de alto valor de entrada de ar. A seguir, era imposta uma pequena sobrecarga às amostras (aproximadamente 5 kPa) e colocadas em repouso até a imposição da sucção determinada (MACHADO, 1995).

Utilizaram-se amostras coletadas a 1, 2, 3, 4, 5, 7 e 8 m de profundidade, e os resultados são apresentados na Figura 25 na forma de gráficos com o índice de vazios normalizado (e/e_0) no eixo das ordenadas e do logaritmo da tensão vertical líquida ($\sigma_v - u_a$) no eixo das abcissas. Os resultados desse estudo indicam que a sucção exerce influência nos parâmetros de compressibilidade desse solo, já que se observa um aumento na tensão de pré-adensamento com aumento nos valores de sucção.

Figura 25 - Resultado dos ensaios de compressão confinada para 1, 2, 3, 4, 5, 7 e 8 m de profundidade, em função da sucção.



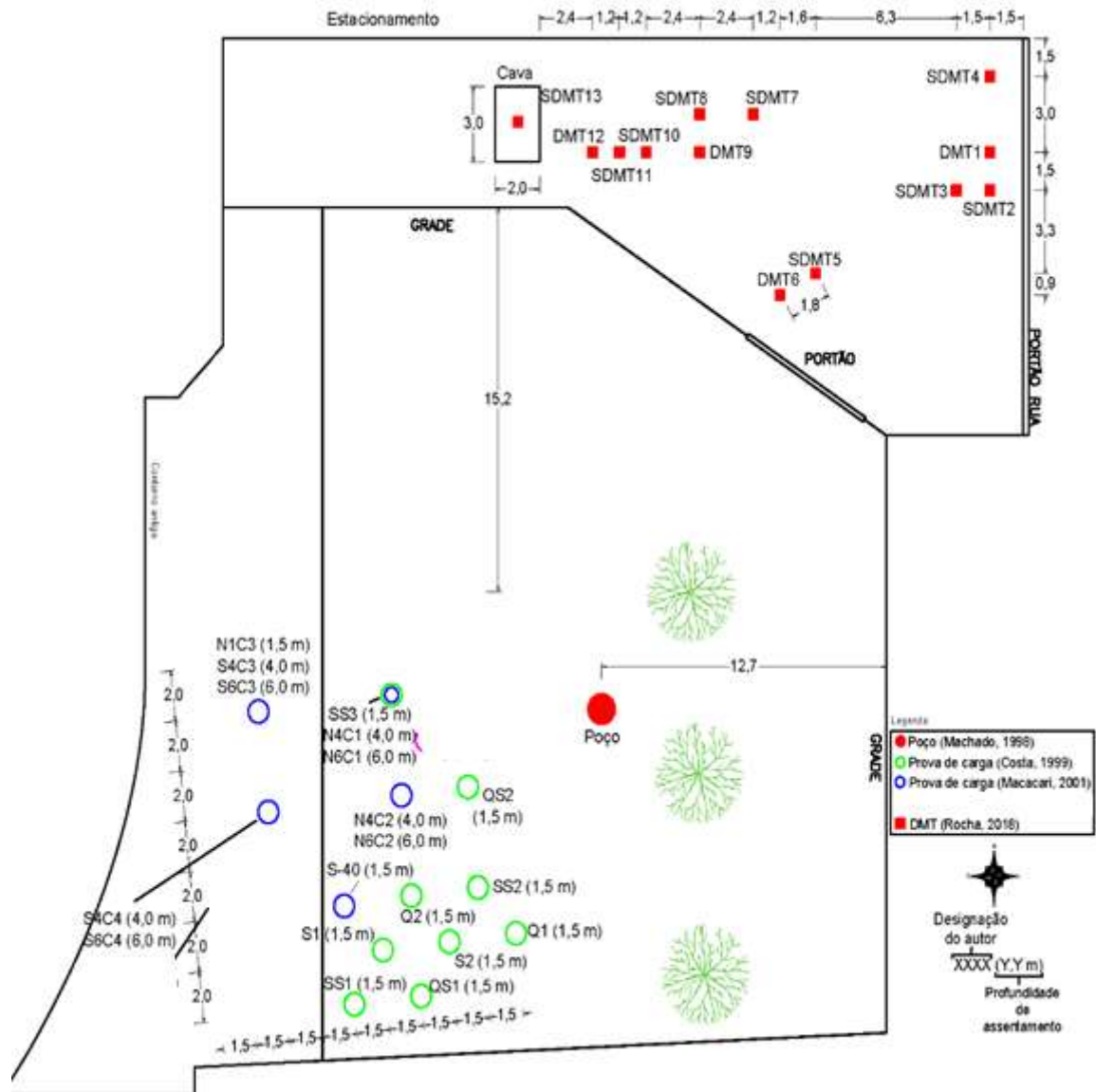
Fonte: Adaptado de Machado (1998).

3.1.4 Ensaios de campo

As sondagens SPT utilizadas nesse estudo fazem parte de duas campanhas realizadas nos anos de 1998 e 1999, num total de sete ensaios (GIACHETI; PEIXOTO; MONDELLI, 2004). Os ensaios de cone e dilatométricos foram realizados em 2016 e 2017, por Rocha (2018). Esse autor realizou quatro campanhas de ensaios, cada uma composta por três CPTs e três DMTs, dois deles com sísmica (SDMT). Na Figura 26 tem-se a posição dos ensaios realizados no Campo Experimental da USP-São Carlos.

As campanhas de ensaios CPTs e DMTs foram realizadas nos meses de Março e Outubro de 2016 e nos meses de Abril e Outubro de 2017. Além disso, na última campanha (Outubro/2017) também foram realizados um CPT e um DMT em cava inundada. Durante todas as campanhas foram coletadas amostras do solo com trado helicoidal para definição do perfil de teor de umidade, também por Rocha (2018).

Figura 26 - Localização dos ensaios de campo realizados no Campo Experimental da USP-São Carlos.



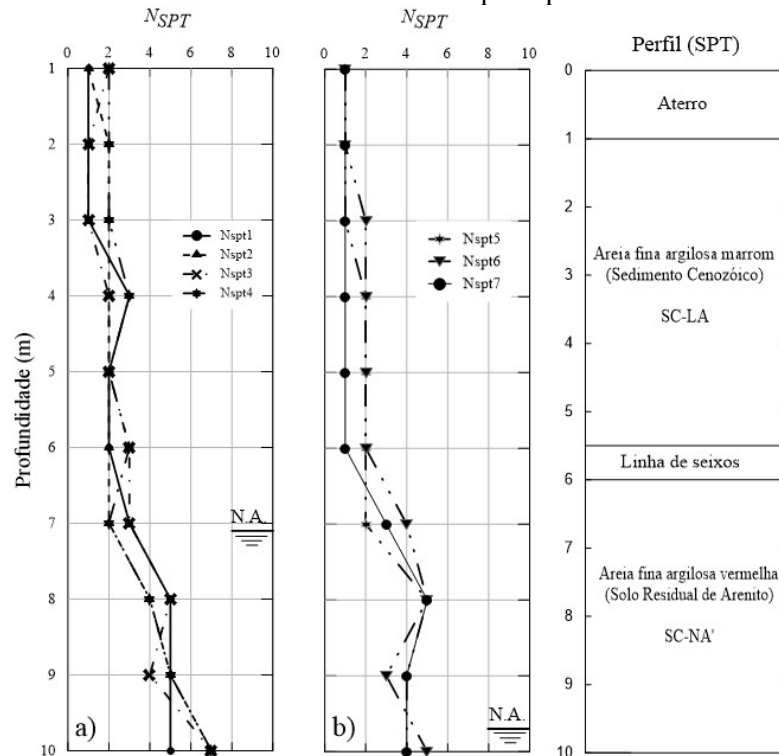
Fonte: Adaptado de Costa (1999), Macacari (2001) e Rocha (2018).

3.1.4.1 SPT

As duas campanhas de SPT realizadas totalizaram sete ensaios. Os ensaios atenderam aos requisitos descritos pela norma NBR 6484 (2001) coletando-se amostras do terreno e os valores de N_{SPT} a cada metro.

Essas campanhas foram realizadas por empresas distintas. A Figura 27 apresenta os resultados das quatro sondagens realizadas pela empresa Stack Tecsolos (Figura 27a), em 1998, e também aqueles realizados pela empresa Sondosolo Geotecnia e Engenharia Ltda. (Figura 27b), no ano de 1999. Nessas figuras também se tem o perfil considerado representativo dessa área, a partir da interpretação dessas sondagens.

Figura 27 - Resultados dos ensaios SPT realizados no campo experimental da USP-São Carlos.



Fonte: Adaptado de Giacheti, Peixoto e Mondelli (2004).

3.1.4.2 CPT

Os ensaios de penetração do cone foram do tipo CPTu, seguindo as determinações da ASTM-D 5778 (1995), conforme descrito por Rocha (2018). Para o registro das poropressões durante a cravação do piezocone foi utilizado o filtro de cavidade (*slot filter*) preenchido tanto com graxa automotiva quanto glicerina (ROCHA, 2018). No entanto, em função da condição

não saturada do perfil até praticamente a profundidade estudada (10 m), não se observou registros significativos de poropressão. Sendo assim, assumiu-se poropressão igual a zero ao longo do perfil, e portanto a resistência do cone medida (q_c) foi assumida igual à resistência do cone corrigida (q_t), e ela será tratada como q_c ao longo de todo o texto.

Para execução dos ensaios CPT utilizou-se um penetrômetro multi-função (modelo Pagani TG 63-150 DP-CPT) com capacidade de 150 kN que permite a ancoragem de hastes helicoidais. Além da penetração do cone, esse penetrômetro foi utilizado para amostragem de solo por meio de trados helicoidais. A Figura 28 mostra o equipamento utilizado em um dos ensaios.

Figura 28 – Equipamento utilizado no ensaio CPT.



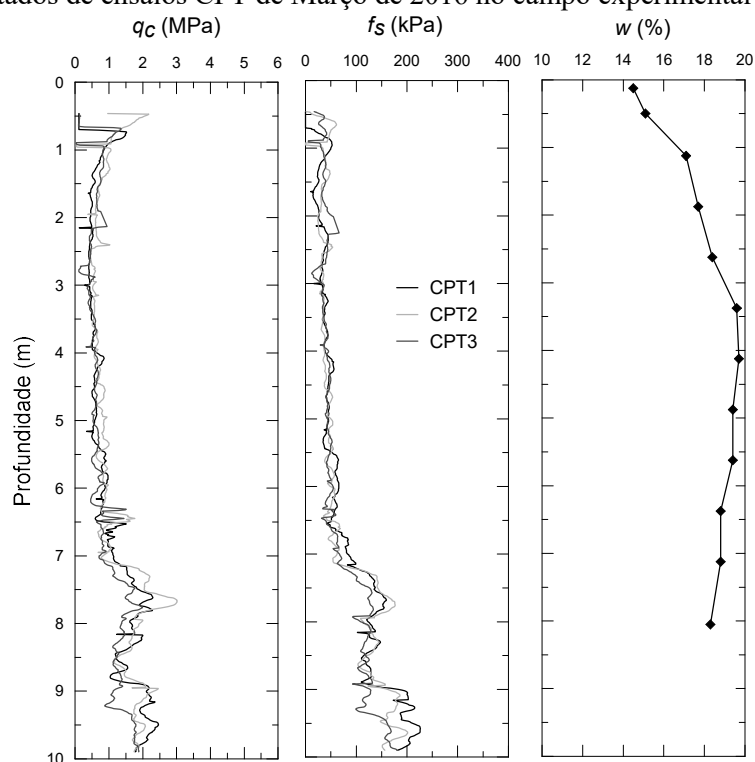
Fonte: A autora (2019).

Da Figura 29 até a Figura 32 tem-se os resultados dos três ensaios realizados por Rocha (2018), nas quatro campanhas de cone. Nessas figuras tem-se os perfis de q_c e f_s até 10 m de profundidade. Também estão apresentados nessas figuras os perfis de teor de umidade (w), determinados a partir da coleta de amostras deformadas, até os 8 m de profundidade.

Um ensaio CPT também foi realizado em cava inundada com o intuito de eliminar o efeito da sucção nos resultados dos ensaios de campo, de modo equivalente ao que feito nas provas de carga em placa (COSTA, 1999; MACACARI, 2001). Para isso, utilizaram-se 8

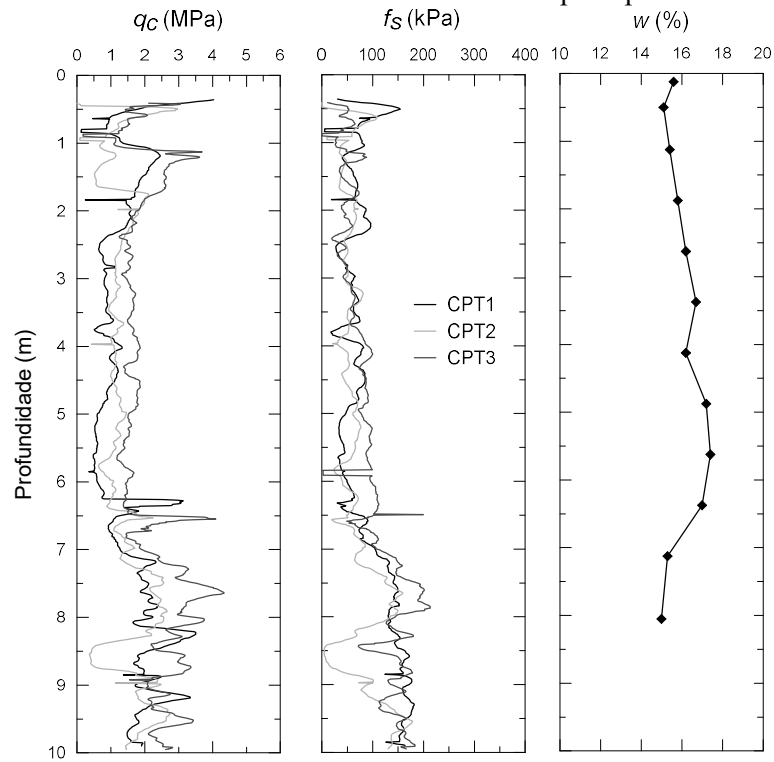
drenos preenchidos com brita, com 7,25 cm de diâmetro e 3,25 m de profundidade, distribuídos em uma cava com dimensões iguais a 2,2 m de largura e 2,4 m de comprimento, conforme descrito em detalhes por Rocha (2018). A cava permaneceu inundada por aproximadamente 12 horas, atentando-se para que fosse mantida uma lâmina d'água de 10 cm. A distância de 90 cm entre os drenos preenchidos de brita e os ensaios de campo foi sempre respeitada, de forma a minimizar a influência desses drenos nos ensaios. Mais detalhes sobre o processo e os critérios empregados para inundar o solo são descritos por Rocha (2018). Os resultados do ensaio CPT em cava inundada encontram-se na Figura 33.

Figura 29 – Resultados de ensaios CPT de Março de 2016 no campo experimental da USP-São Carlos.



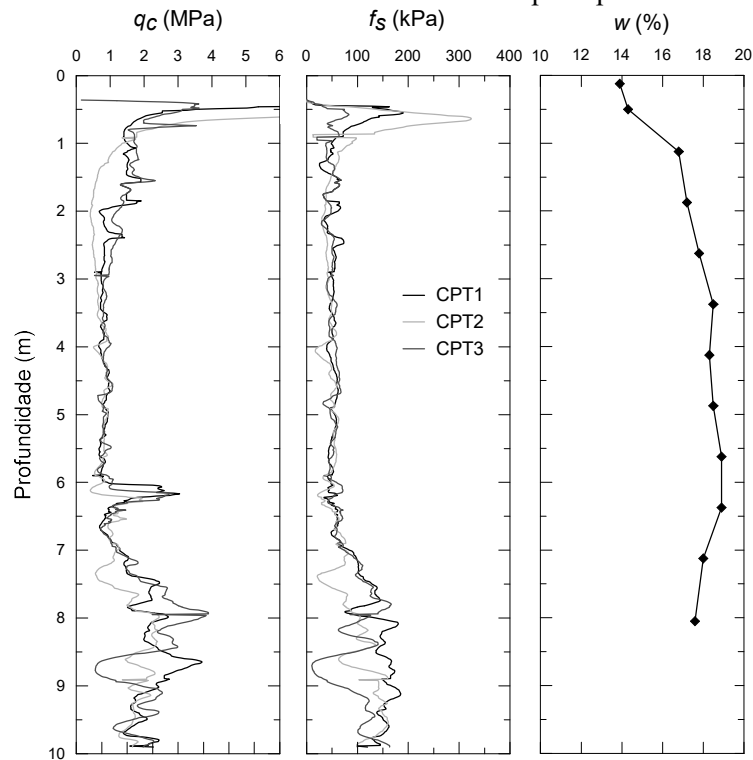
Fonte: Adaptado de Rocha (2018).

Figura 30 Resultados de ensaios CPT de Outubro de 2016 no campo experimental da USP-São Carlos.



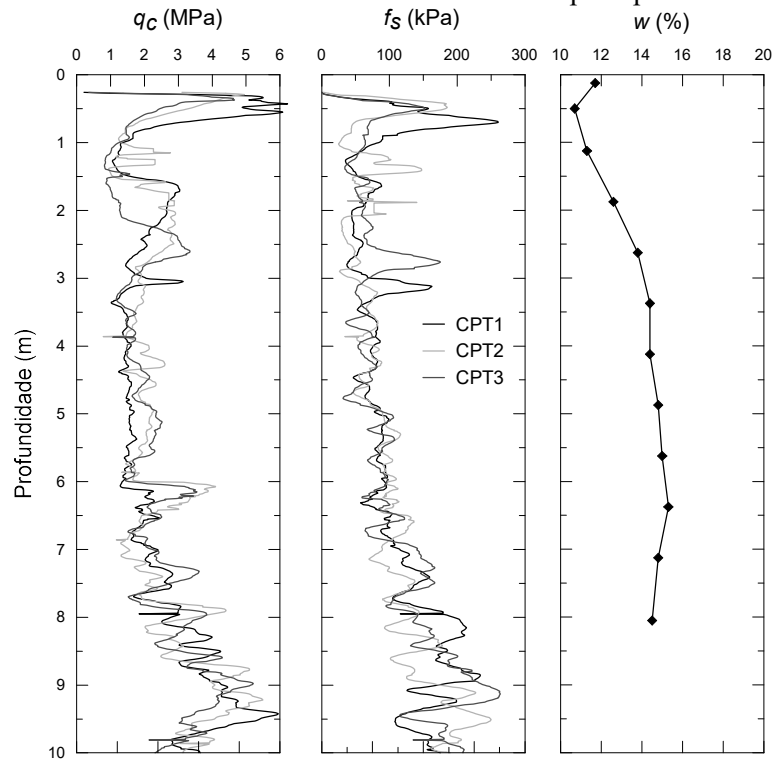
Fonte: Adaptado de Rocha (2018)

Figura 31 - Resultados de ensaios CPT de Abril de 2017 no campo experimental na USP-São Carlos.



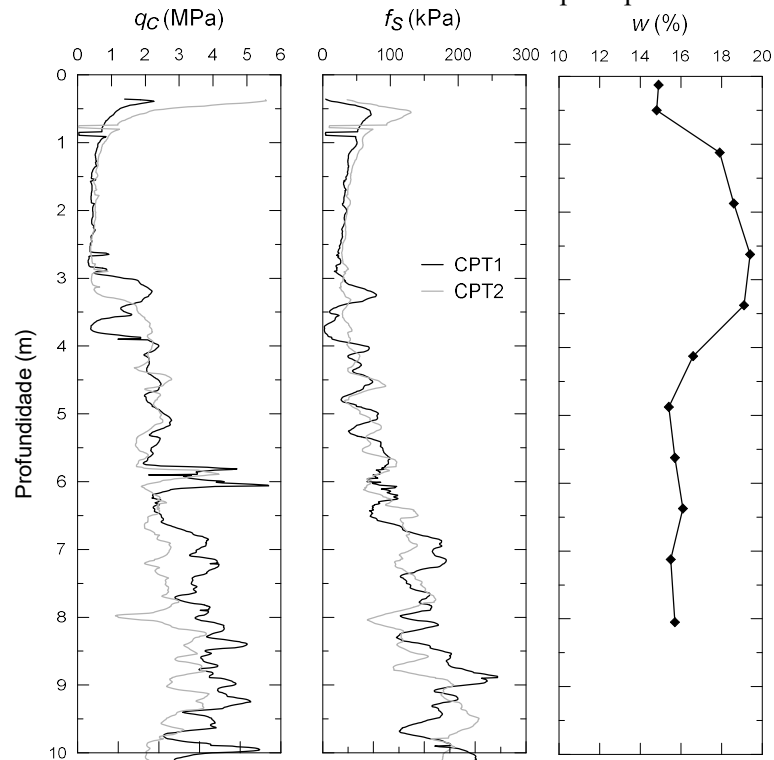
Fonte: Adaptado de Rocha (2018).

Figura 32 – Resultados de ensaios CPT de Outubro de 2017 no campo experimental da USP-São Carlos.



Fonte: Adaptado de Rocha (2018).

Figura 33 – Resultados de ensaios CPT em cava inundada no campo experimental da USP-São Carlos.



Fonte: Adaptado de Rocha (2018).

3.1.4.3 DMT e SDMT

Os ensaios de dilatômetro plano foram realizados de acordo com as recomendações da norma americana ASTM D6635 (2001) e Eurocode 7 (2007). O mesmo conjunto de hastes e sistema de cravação empregados nos ensaios CPT foram utilizados nesses ensaios.

O ensaio DMT foi feito penetrando-se uma lâmina plana de aço inoxidável de 14 mm de espessura, 95 mm de largura e 220 mm de comprimento, constituída de uma membrana fina de aço com 60 mm de diâmetro. A cada 20 cm de penetração foram feitas leituras das pressões A e B. A aquisição de dados foi realizada manualmente e de forma automatizada, sendo que para o segundo procedimento utilizou-se o software de processamento SDMTElab (ROCHA, 2018). A lâmina do DMT e o sistema de aquisição de dados encontram-se na Figura 34.

Figura 34 – Equipamento utilizado no ensaio DMT e SDMT.



Fonte: A autora (2019).

É importante salientar que em todas as campanhas os equipamentos empregados foram calibrados, tanto em laboratório quanto em campo (Figura 35), antes e após a realização de cada ensaio, conforme recomenda Marchetti et al. (2001).

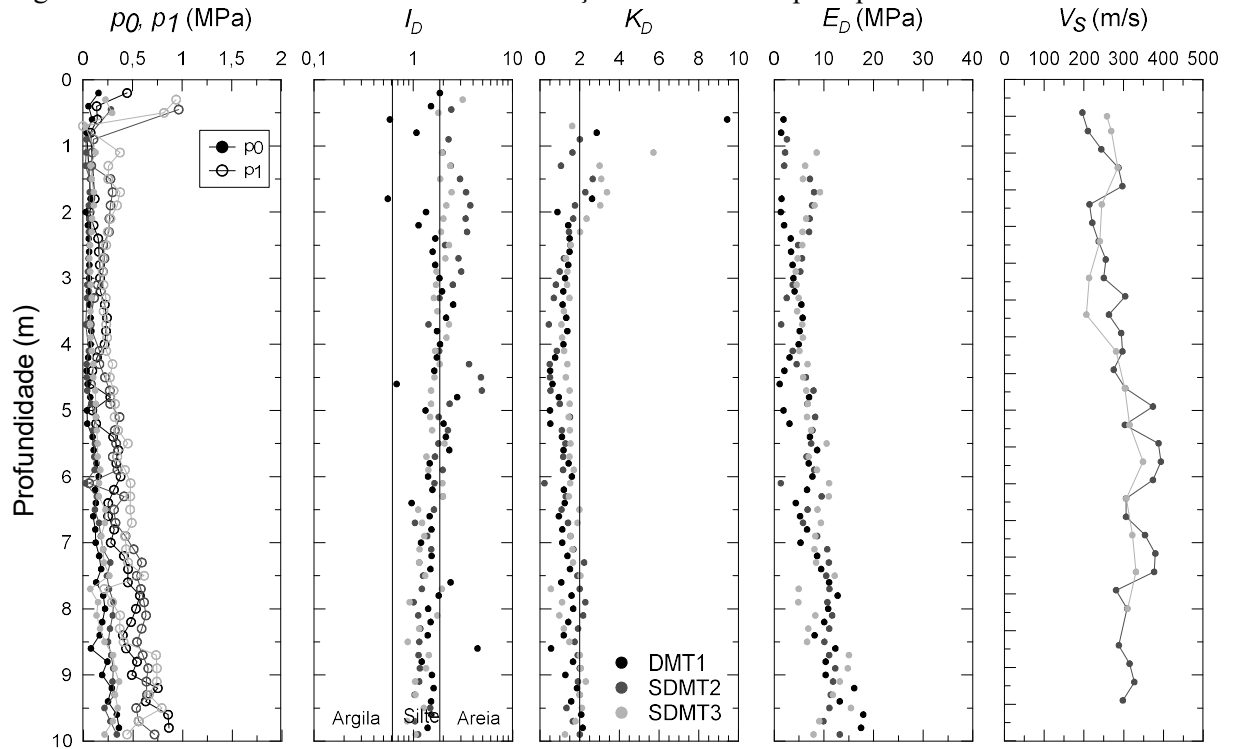
Figura 35 – Detalhe da calibração da membrana da lâmina do DMT em campo.



Fonte: Rocha (2018).

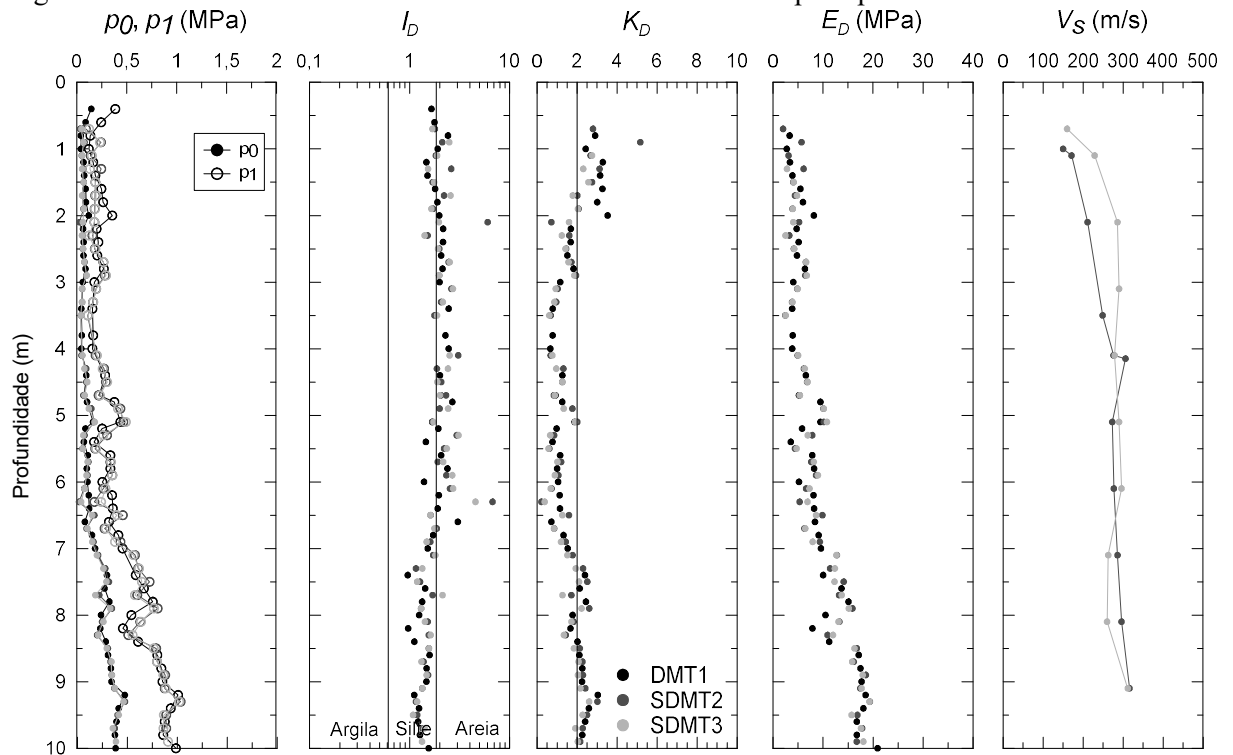
Da Figura 36 até a Figura 40 tem-se os resultados dos ensaios DMT e SDMT realizados por Rocha (2018). Nelas foram plotados os valores de p_0 e p_1 até os 10 m de profundidade, bem como os parâmetros intermediários (I_D , K_D e E_D) e perfis de umidade. Os ensaios sísmicos possibilitaram determinar os perfis de velocidade de propagação de onda cisalhante (V_S), representadas nas figuras com os resultados dos ensaios SDMT.

Figura 36 – Resultados de ensaios SDMT de Março de 2016 no campo experimental da USP-São Carlos.



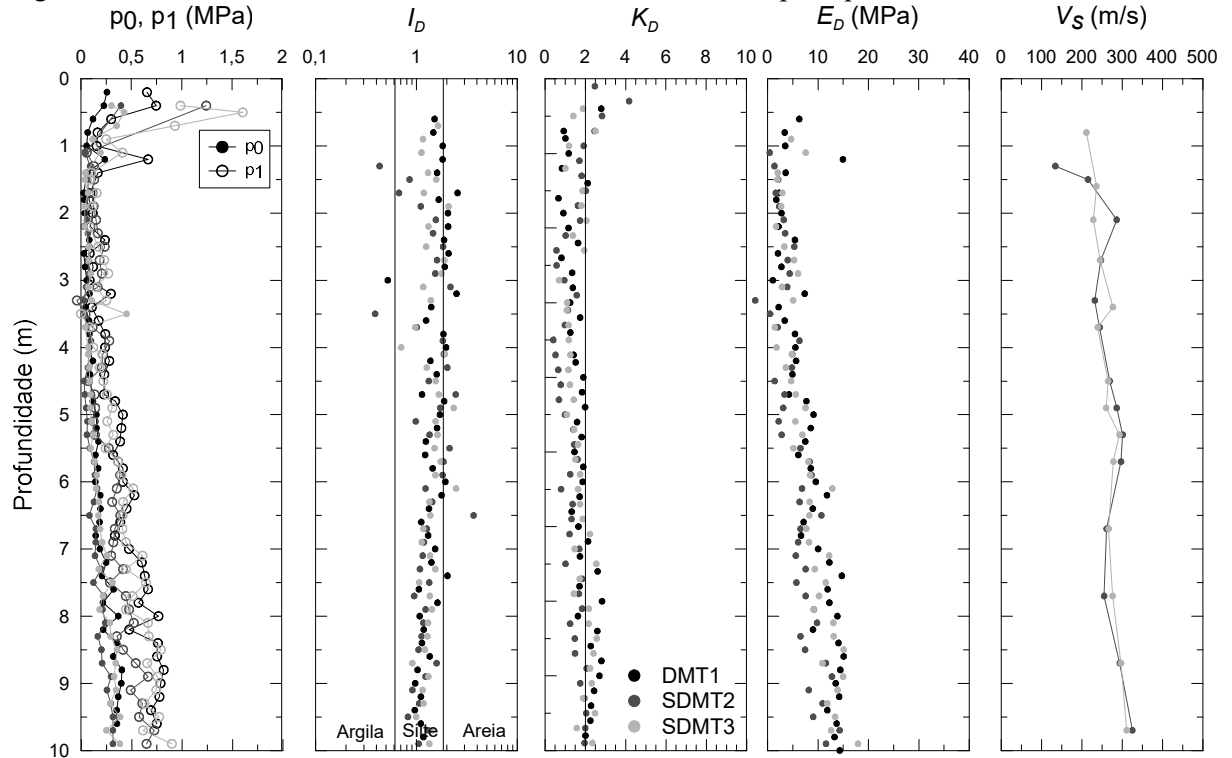
Fonte: Adaptado de Rocha (2018).

Figura 37 – Resultados de ensaios DMT de Outubro de 2016 no campo experimental da USP-São Carlos.



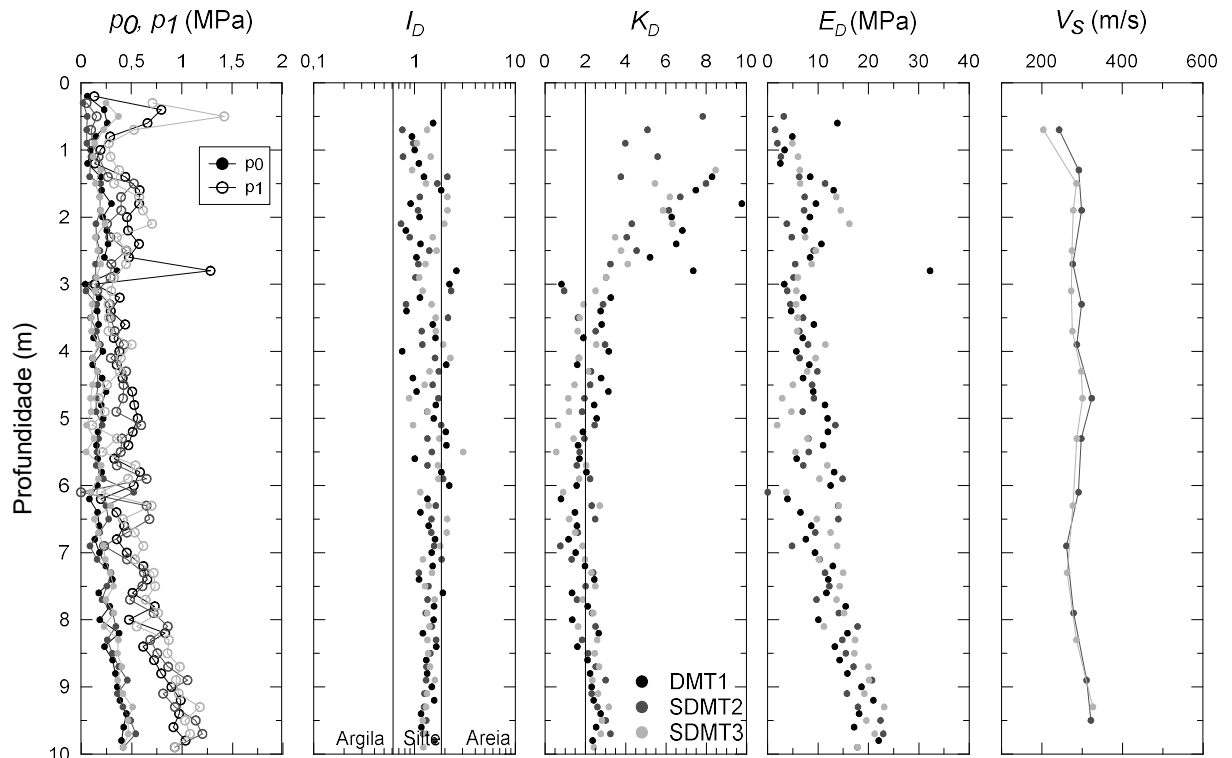
Fonte: Adaptado de Rocha (2018).

Figura 38 – Resultados de ensaios DMT de Abril de 2017 no campo experimental da USP-São Carlos.



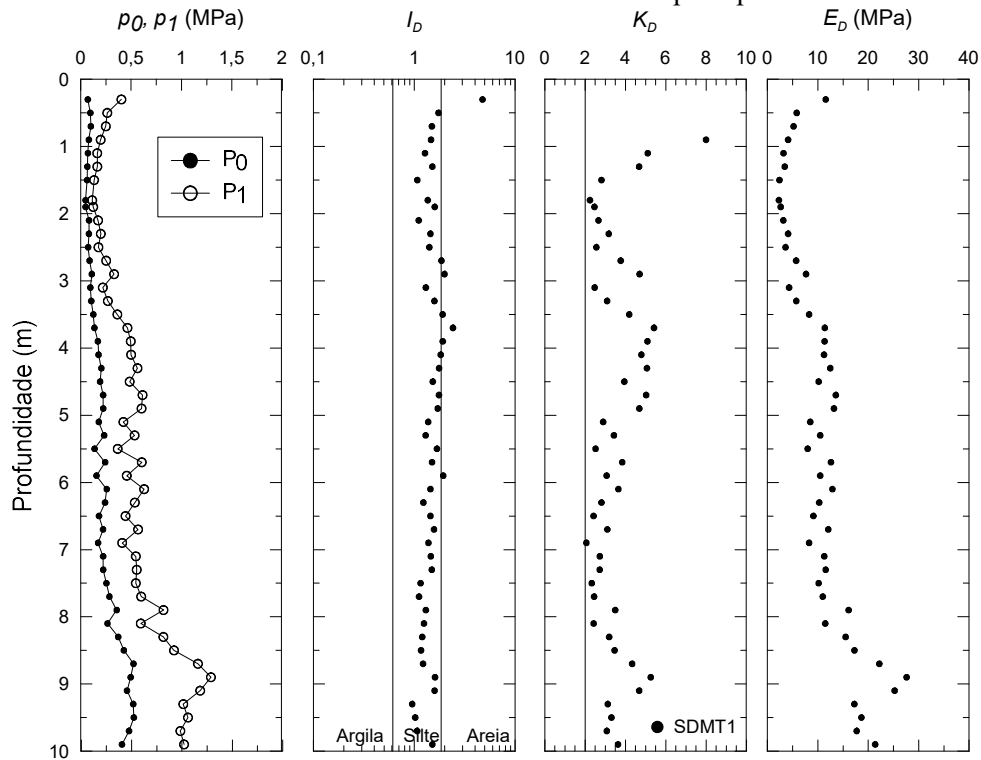
Fonte: Adaptado de Rocha (2018).

Figura 39 - Resultados de ensaios DMT realizados em Outubro de 2017 no campo experimental da USP-São Carlos.



Fonte: Adaptado de Rocha (2018).

Figura 40 – Resultados de ensaios DMT realizados em cava no campo experimental da USP-São Carlos.



Fonte: Adaptado de Rocha (2018).

3.1.4.4 Provas de Carga em Placa

O campo experimental da USP-São Carlos já foi intensamente investigado para fins de estudo do comportamento de diferentes tipos de fundações. Por isso, estão disponíveis na literatura resultados de inúmeras provas de cargas em placa circular, com 0,80 m de diâmetro. Essas provas de carga foram realizadas a 1,5, 4,0, 6,0 e 8,0 m de profundidade por Costa (1999) e Macacari (2001). As provas de carga foram realizadas com inundação e na condição de umidade natural do solo, a fim de avaliar o efeito da sucção no comportamento da fundação. A umidade foi determinada a partir da coleta de amostras e a sucção por meio de técnica de reflectometria no domínio do tempo (TDR) e com o auxílio de tensiômetros.

Costa (1999) realizou provas de carga em placa com monitoramento do teor de umidade e da sucção a 1,5 m de profundidade. As provas de carga foram realizadas em uma placa de aço de 25 mm de espessura e 80 cm de diâmetro. Macacari (2001) também realizou provas de carga em placa com diâmetro de 0,80 m e monitoramento do teor de umidade e da sucção, para as profundidades de 1,5, 4,0, 6,0 e 8 m. A medida da sucção média sob a placa foi feita por meio de tensiômetros.

Nas provas de carga do tipo SML seguiu-se as recomendações da NBR 6489 (ABNT, 1984), exceto a fase de descarregamento, que se deu em apenas dois estágios. Nas provas de

carga do tipo QML, mantiveram-se os incrementos de carga por 15 minutos em cada estágio, segundo proposto por Fellenius (1975), com registros dos deslocamentos a 0, 1, 2, 3, 6, 9, 12 e 15 min. Neste caso, o descarregamento foi feito em quatro estágios, conforme descrito pelos autores que realizaram essas provas de carga.

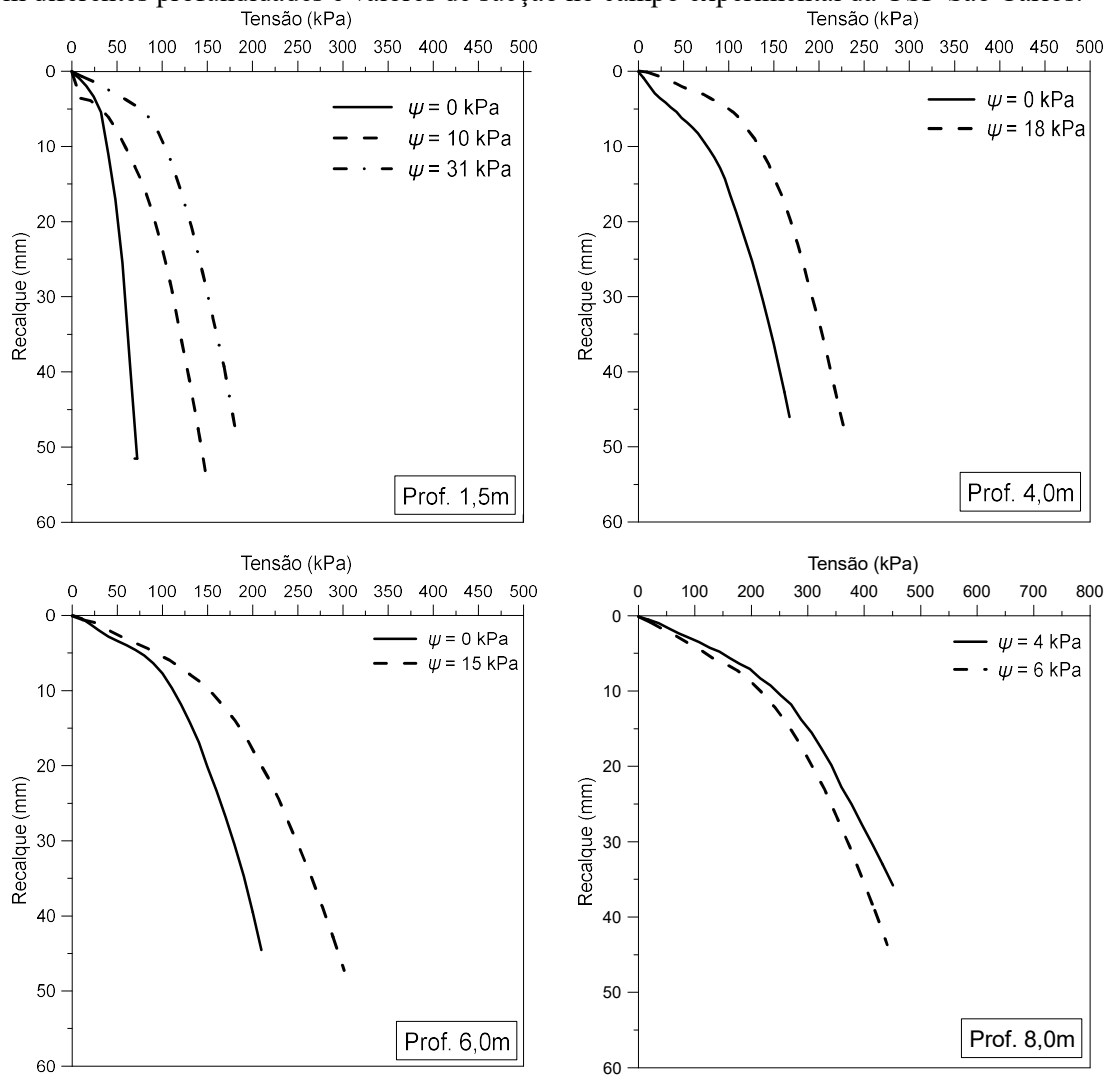
Os ensaios inundados foram realizados com inundação prévia do terreno com água potável da rede pública. Os autores procuraram deixar uma lâmina d'água de espessura constante, de aproximadamente 50 mm, no fundo da cava e o tempo de inundação foi de 24 horas. É importante salientar que os ensaios inundados foram considerados com sucção igual a zero, porém, sabe-se que provavelmente ainda existia alguma parcela de sucção atuante no solo.

Nessa pesquisa foram utilizados os resultados dos ensaios de prova de carga que mais se aproximaram das condições de umidade e sucção encontrados no campo experimental da USP-São Carlos durante a execução dos ensaios CPT e DMT. Foram utilizadas curvas médias representativas dos ensaios inundados e resultados de ensaios com valores de sucção inferiores a 30 kPa.

A curva média representativa dos ensaios de prova de carga em placa inundados, para a profundidade de 1,5 m, foi obtida a partir dos resultados de 5 provas de carga em placa nessa condição. Para a profundidade de 6,0 m a curva média foi determinada com os dados dos dois ensaios realizados inundados e para 4,0 m apenas um ensaio foi considerado representativo. Dessa forma, foram utilizadas 14 curvas tensão-recalque representativas das condições úmidas (profundidades 1,5, 4,0, 6,0 e 8,0 m) e secas (1,5, 4,0 e 6,0 m).

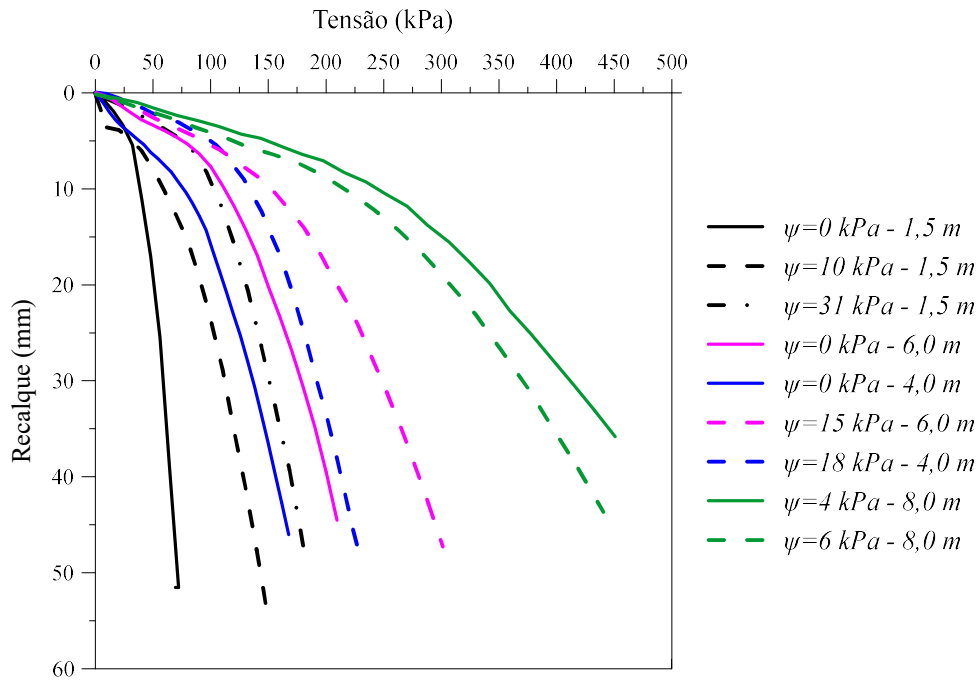
Os resultados das provas de carga realizadas por Costa (1999) e Macacari (2001) e utilizadas nessa pesquisa estão na Figura 41 e Figura 42. A Tabela 10 apresenta uma síntese com as principais características das mesmas.

Figura 41 – Curvas tensão-recalque das provas de carga realizadas por Costa (1999) e Macacari (2001) em diferentes profundidades e valores de sucção no campo experimental da USP-São Carlos.



Fonte: Adaptado de Costa (1999) e Macacari (2001).

Figura 42 - Resumo das curvas tensão-recalque das provas de carga realizadas em diferentes profundidades e valores de sucção no campo experimental da USP-São Carlos.



Fonte: Adaptado de Costa (1999) e Macacari (2001).

Tabela 10- Características das provas de carga em placa realizadas no campo experimental da USP-São Carlos.

Profundidade (m)	Designação	Tipo de carregamento	Estado do solo	Sucção (kPa)	Autor
1,5	Curva média	Lento	Inundado	-	Costa (1999)
1,5	S1	Lento	Não inundado	10	Costa (1999)
1,5	S2	Lento	Não inundado	30	Costa (1999)
4,0	N4C1	Rápido	Não inundado	18	Macacari (2001)
4,0	N4C3	Rápido	Inundado	-	Macacari (2001)
6,0	N6C2	Rápido	Não inundado	16	Macacari (2001)
6,0	Curva média	Rápido	Inundado	-	Macacari (2001)
8,0	N8C1	Rápido	Não inundado	4	Macacari (2001)
8,0	N8C2	Rápido	Não inundado	6	Macacari (2001)

Fonte: Adaptado de Costa (1999) e Macacari (2001).

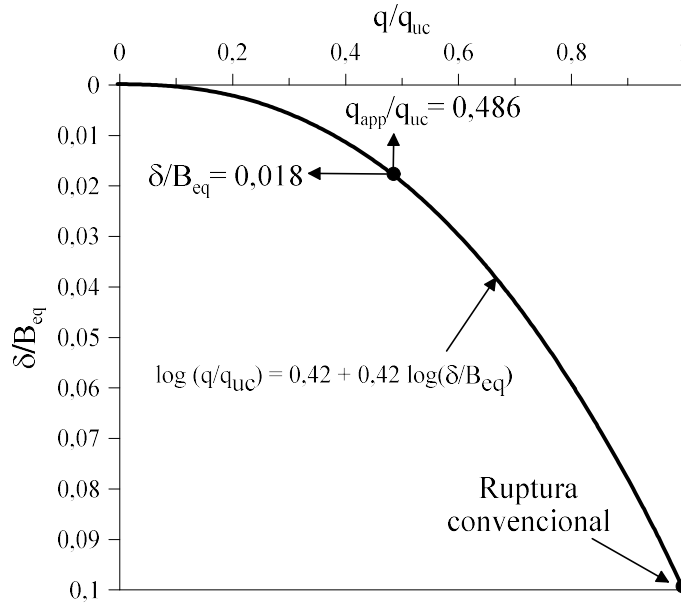
3.2 PREVISÃO DA CURVA TENSÃO-RECALQUE

A previsão da curva tensão-recalque completa para o local estudado foi feita seguindo os fundamentos da abordagem descrita no item 2.6.2 desse trabalho. Destaca-se que um dos objetivos desse trabalho foi avaliar o efeito da variabilidade sazonal, a partir dos resultados de ensaios de campo realizados em diferentes épocas do ano. Essa abordagem empregou a proposta de Décourt (1999) para representação da curva tensão-recalque normalizada e as considerações de Lehane e Fahey (2004) quanto ao uso do módulo de deformabilidade determinado pelo DMT, conforme sistematizado e descrito por Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019).

Uma modificação nessa abordagem foi feita, pois se utilizou o M_{DMT} ao invés do M_{DV} , conforme sugere Marchetti (1980), e como tem sido feito em diversos trabalhos e pesquisas. As razões que levaram a essa modificação foram o fato de que no campo experimental da USP-São Carlos tem-se um perfil de evolução pedogenética intensa, onde não há evidência de anisotropia (VAZ, 1996). Por isso, a correção no valor do módulo devido a anisotropia do solo (coeficiente f_{anis} igual a 1, Equação 29) não é necessária. A outra razão para essa modificação é que o perfil do módulo operacional M_{DV} deixa menos evidente a influência do efeito da sucção na rigidez do solo não saturado do local estudado, deixando menos evidente o efeito da variabilidade sazonal na previsão da curva tensão-recalque. Isto ocorre porque o M_{DV} é calculado a partir de uma razão entre os parâmetros K_D e E_D (Equação 29), que sofreram influência da sucção no perfil de solo estudado, conforme observado por Rocha (2018). Assim, a relação entre E_D e K_D , prejudica uma melhor avaliação do efeito da variabilidade sazonal na previsão da curva tensão-recalque.

Na Figura 43 tem-se a representação de uma curva típica definida segundo a abordagem utilizada. Junto à curva tensão-recalque normalizada tem-se a representação do ponto onde se dá a ruptura convencional e da condição da carga de trabalho. É possível observar também a representação da razão de recalque (δ/B_{eq}), igual a 1,8%.

Figura 43 – Representação esquemática da curva tensão-recalque definida a partir do DMT.



Fonte: Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019).

Para aplicação dessa proposta, conforme descrita anteriormente, calcularam-se os valores de M_{DMT} ao longo da profundidade, utilizando os valores médios das campanhas representativas das condições úmida e seca. Com o perfil de M_{DMT} , determinaram-se os valores do módulo confinado representativos das profundidades de ensaio, ou seja, a média daqueles dentro do bulbo de tensões da fundação, considerada igual a $2B$, conforme Meyerhof (1963).

A partir das considerações de Lehane e Fahey (2004), o módulo determinado por meio do DMT para as condições de trabalho, equivale-se ao módulo (M_{PC}) calculado com base nos resultados das provas de carga. Sendo assim, a carga aplicada pela fundação hipotética (q_{app}) mobiliza uma razão de recalque de 1,8%. Através da Equação 34, calculou-se q_{app} .

$$q_{app} = \frac{M_{DMT} * \left(\frac{\delta}{B}\right) * 4}{\pi} \quad (34)$$

em que: M_{DMT} é o valor médio do módulo na área de influência da placa ($2B$); e δ/B é igual a 1,8%.

Utilizou-se a Equação 35 para calcular q_{app}/q_{uc} , considerando o valor da compressibilidade intrínseca equivalente igual a 0,42, conforme sugerido por Décourt (1999) para solos brasileiros. O valor encontrado para a relação q_{app}/q_{uc} foi de 0,486.

$$\log (q_{app}/q_{UC}) = C + C \log (\delta/B_{eq}) \quad (35)$$

$$\log (q_{app}/q_{UC}) = 0,42 + 0,42 \log(0,018) \quad (36)$$

$$q_{app}/q_{UC} = 0,486 \quad (37)$$

A capacidade de carga convencional (q_{uc}) passa então a ser conhecida (Equação 38) a partir do valor de q_{app} determinado. Assim, é possível traçar da curva tensão-recalque para o solo (Equação 39). Para sapatas circulares a dimensão equivalente a base (B_{eq}) é igual a raiz quadrada da área dessa fundação (DÉCOURT, 1999).

$$q_{UC} = q_{app}/0,486 \quad (38)$$

$$\log (q/q_{UC}) = 0,42 + 0,42 \log (\delta/B_{eq}) \quad (39)$$

Mais detalhes sobre a abordagem empregada nesse trabalho são apresentados por Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019), que fizeram previsões da curva de tensão-recalque para condições natural e inundada em um perfil de solo típico da cidade de Bauru-SP, no entanto, sem um estudo mais detalhado da influência da sucção e da variabilidade sazonal nessa previsão.

3.3 CORRELAÇÕES ENTRE RESULTADOS DE ENSAIOS DE CAMPO

A estimativa de valores de módulos de deformabilidade a partir dos ensaios de campo mais comumente realizados (SPT e CPT) para projeto de fundações foram investigadas por meio de correlações entre o módulo determinado por meio de ensaios DMT, ou seja, utilizando M_{DMT} , q_c e N_{spt} .

3.3.1 Correlação entre resultados de ensaios DMT e CPT

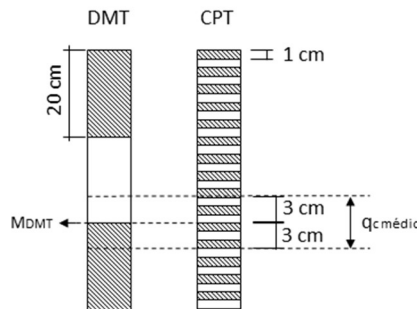
Para estabelecer a correlação para estimativa do módulo M_{DMT} em função de q_c , primeiro definiram-se os horizontes do perfil de subsolo com diferentes características geotécnicas, a partir das amostras coletadas e dos registros dos ensaios de campo. Posteriormente, selecionou-se entre os 12 ensaios CPT e DMT aqueles que eram representativos para as condições mais úmida (Março/2016 e Abril/2017) e mais seca (Outubro/2016). Por meio dessa abordagem

procurou-se considerar o efeito da variabilidade sazonal nos resultados desses ensaios e, conseqüentemente, na correlação estabelecida.

Os perfis de M_{DMT} foram determinados a cada 20 cm de profundidade, enquanto os perfis de q_c foram registrados a cada centímetro. Como os ensaios CPT e DMT são realizados com diferentes frequências de aquisição de dados, estes foram agrupados de modo a compatibilizar os intervalos de medida, de acordo com esquema apresentado pela Figura 44.

Desta forma, os dados foram correlacionados admitindo-se um ponto médio correspondente a profundidade de determinação do M_{DMT} e um valor médio dos q_c . O q_c médio foi calculado com os valores de 3 cm acima e 3 cm abaixo dessa profundidade, ou seja, a média de 6 registros de q_c , que é o diâmetro membrana inflável do DMT.

Figura 44 – Compatibilização de medidas nos ensaios DMT e CPT.



Fonte: A autora (2019).

Inicialmente plotaram-se gráficos com os pares de valores q_c e M_{DMT} correspondentes as mesmas profundidades, a fim de avaliar tendências e suas mudanças. Numa primeira tentativa procurou-se ajustar uma relação linear entre as variáveis passando pela origem. Observou-se que essa abordagem não levou a um resultado satisfatório, por isso optou-se por outra estratégia para definição da correlação. Assim, valores de q_c e M_{DMT} foram correlacionados após plotar os perfis e considerar as características geotécnicas dos solos do local, estabelecendo-se um coeficiente ($M_{DMT} = \alpha * q_c$) que permitisse o melhor ajuste entre os dados disponíveis. Deste modo, empregou-se o que é recomendado na literatura para definição de correlações locais entre resultados de ensaios de campo.

Tais correlações foram do tipo daquelas apresentadas pela Equações 40 e o módulo estimado a partir dos resultados dos CPT foi denominado como M_{CPT} , com valores distintos para diferentes condições do perfil.

$$\frac{M_{DMT}}{q_c} = \alpha_{CPT} \quad (40)$$

3.3.2 Correlação entre ensaios DMT e SPT

Afim de ampliar a aplicação da proposta de previsão da curva tensão-recalque para um maior número de casos, estabeleceram-se correlações entre N_{SPT} e M_{DMT} , para o local investigado. Neste caso, as correlações foram estabelecidas de forma geral, utilizando a média dos 12 DMTs realizados na área e dos sete SPTs disponíveis, sem levar em conta a variabilidade sazonal. Isto foi feito uma vez que, infelizmente, não existiam perfis de umidade definidos no momento das sondagens SPT, o que impossibilitou a análise semelhante àquela que foi realizada com os ensaios CPT quanto a questão da variabilidade sazonal.

Os valores de N_{SPT} determinados nas sondagens foram corrigidos para uma energia equivalente a 60% (N_{60}) assumindo-se uma eficiência de 72% em todos os ensaios, uma vez que esse é o valor considerado representativo em sondagens desse tipo no Brasil, conforme estudos realizados por Belincanta (1998), Décourt (1989) e Cavalcante, Danziger e Danziger (2004). Definiu-se então o perfil médio de N_{60} a partir dos resultados dos sete SPTs, com um valor de N_{60} para cada metro de profundidade, enquanto o perfil de M_{DMT} foi definido a partir dos doze DMTs realizados com determinações a cada 20 cm de profundidade.

Como a abordagem de se plotar pares de valores q_c e M_{DMT} para estabelecer a correlação não foi satisfatória, decidiu-se partir diretamente para estabelecer a correlação entre N_{SPT} e M_{DMT} plotando-se perfis e considerando-se as características geotécnicas dos solos do local, de modo a definir um coeficiente que fornecesse os melhores ajustes aos dados disponíveis.

Assim, a correlação foi estabelecida conforme indicado na Equação 41 e o módulo estimado a partir do resultado do ensaio SPT foi denominado como M_{SPT} .

$$\frac{M_{spt}}{N_{spt}} = \alpha_{spt} \quad (41)$$

4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

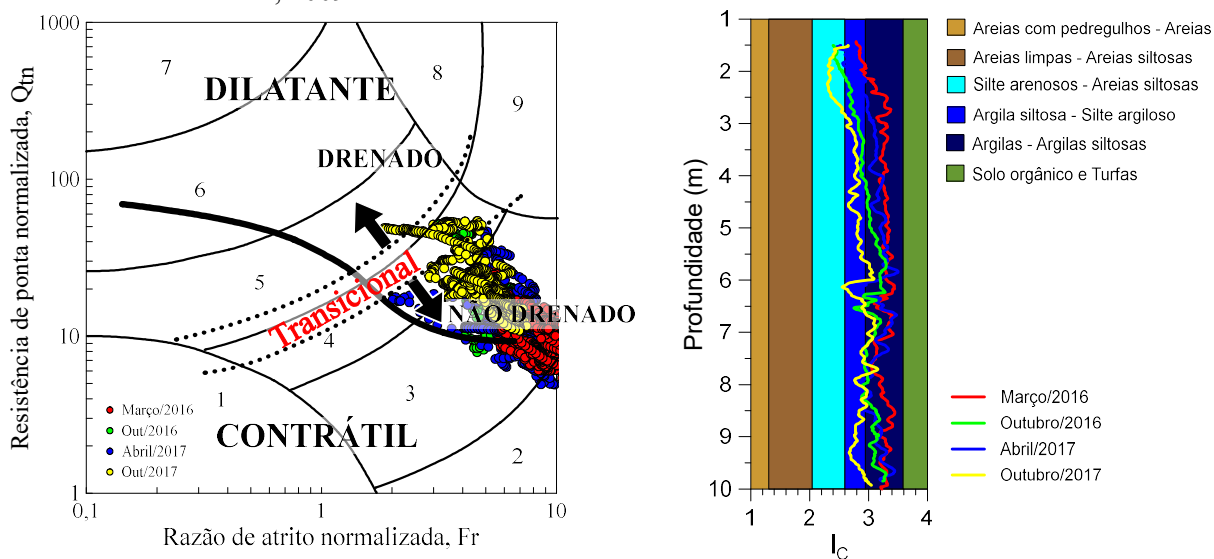
4.1 DMT e CPT

O estudo da influência das condições não saturada e do tipo de penetração nos ensaios CPT e DMT realizados no local investigado foi feito por meio da reinterpretação dos dados das campanhas realizadas entre 1,5 e 10,0 m de profundidade. O horizonte até 1,5 m de profundidade é composto por um solo ressecado, heterogêneo e com presença de materiais grossos.

A interpretação do perfil estratigráfico e estimativa de parâmetros de deformabilidade foi feito tanto para o CPT como para o DMT, sempre para o perfil médio dos três ensaios realizados em cada uma das campanhas.

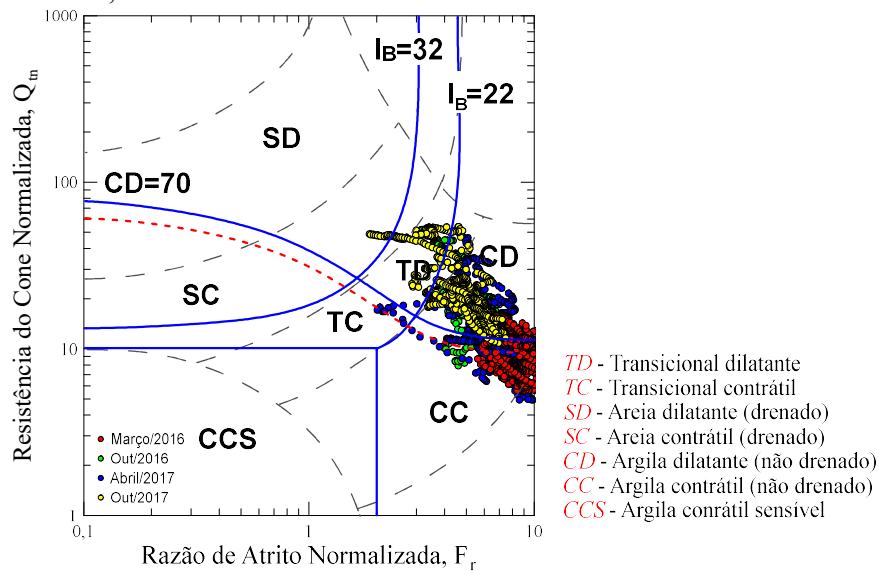
As Figura 45 e Figura 46 apresentam resultados para os perfis médios de cada campanha, plotados nos ábacos de Robertson (2009 e 2016) para classificação do solo quanto ao seu comportamento.

Figura 45 - Resultados dos ensaios CPT realizados nas quatro campanhas de ensaios de campo plotados no ábaco de Robertson, 2009.



Fonte: Dados de Rocha (2018).

Figura 46 - Resultados dos ensaios CPT realizados nas quatro campanhas de ensaios de campo plotados no ábaco de Robertson, 2016.



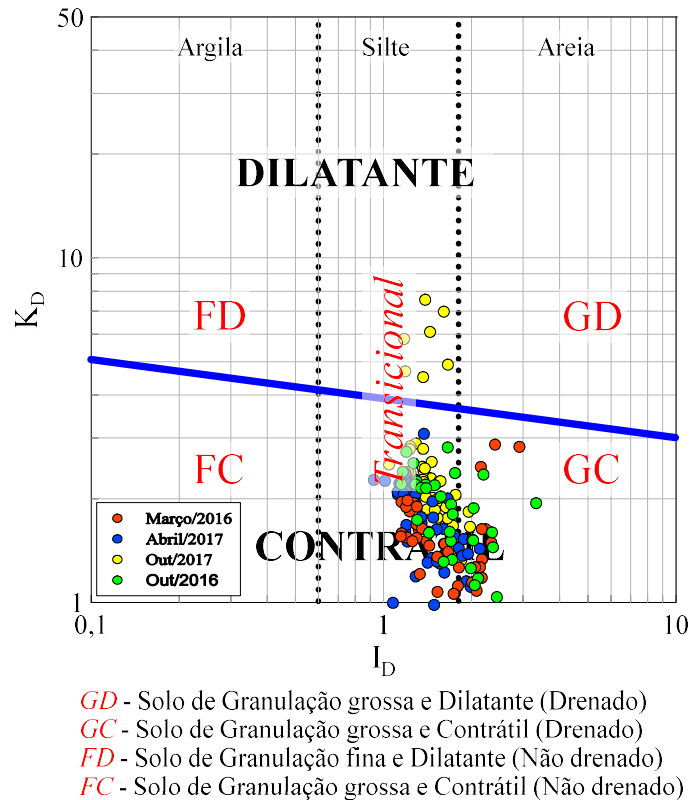
Fonte: Dados de Rocha (2018).

A partir da Figura 45 observa-se que segundo a classificação de Robertson (2009), o solo da área investigada possui o comportamento de silte arenoso a areia siltosa até 3 m de profundidade e a partir deste ponto o solo é classificado como argila siltosa a silte argiloso. Já nos ensaios com maiores teores de umidade (Março/2016 e Abril/2017), o solo é classificado como argila siltosa a silte argiloso até 2 m de profundidade e a partir daí é classificado como argila a argila siltosa.

Segundo a proposta de Robertson (2016), praticamente todo perfil foi classificado como material argiloso, grande parte de comportamento dilatante, em todas as campanhas realizadas. Nessa abordagem, a penetração pode ser considerada não drenada, ou seja, o comportamento desse material tem grande influência dos finos, apesar do solo ser composto por uma areia fina argilosa, segundo Machado (1998).

Plotando-se os resultados dos ensaios DMT no ábaco de Robertson (2015) (Figura 47), observa-se que o solo é classificado como sendo predominantemente um silte com comportamento contrátil, o que é diferente daquele observado nos resultados dos ensaios CPT.

Figura 47 - Resultados dos ensaios DMT realizados nas quatro campanhas de ensaios de campo no ábaco de Robertson, 2015.

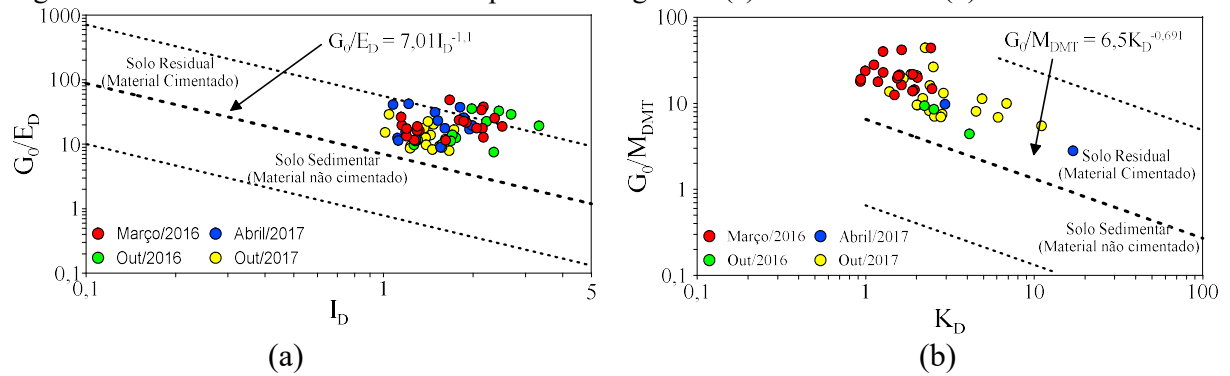


Fonte: Dados de Rocha (2018).

Deve-se destacar que essas classificações foram estabelecidas para solos bem-comportados (solos sedimentares jovens e não cimentados) e apresentam limitações para uso em solos não convencionais, como os tropicais. O mesmo ocorre para estimativa de parâmetros geotécnicos a partir de correlações disponíveis, já que, em sua maioria, essas formulações empíricas valem para solos bem-comportados (ROBERTSON, 2016).

A fim de avaliar se o solo da área investigada é do tipo não convencional, Rocha (2018) empregou a proposta de Cruz (2010), a partir dos resultados de ensaios SDMT. Essa abordagem utiliza parâmetros G_0 ; E_D ; I_D ; M_{DMT} e K_D para identificar a presença de microestrutura no solo. Os resultados dos perfis médios desses ensaios estão na Figura 48.

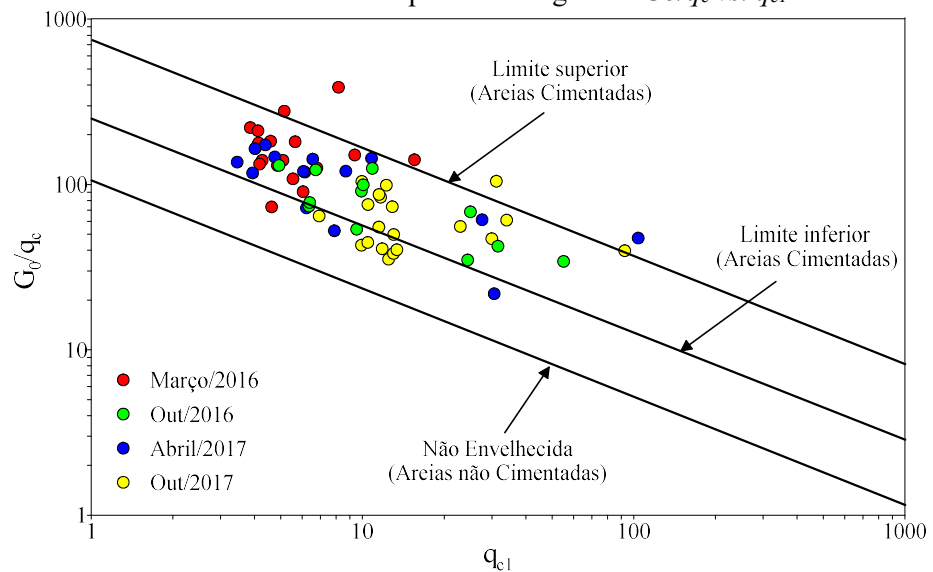
Figura 48 - Resultados de ensaio SDMT plotados no gráfico (a) G_0/E_D vs. I_D e (b) G_0/M_{DMT} vs. K_D .



Fonte: Adaptado de Cruz (2010), com dados de Rocha (2018).

Segundo essa mesma abordagem, os resultados de ensaios sísmicos interpretados em conjunto com os resultados de CPT confirmam a presença de cimentação no solo, conforme se observa no gráfico da Figura 49, proposto por Schnaid et al. (2004).

Figura 49 - Resultados de ensaios sísmicos e CPT plotados no gráfico G_0/q_c vs. q_{c1} .



Fonte: Adaptado de Schnaid et al. (2004) com dados de Rocha (2018).

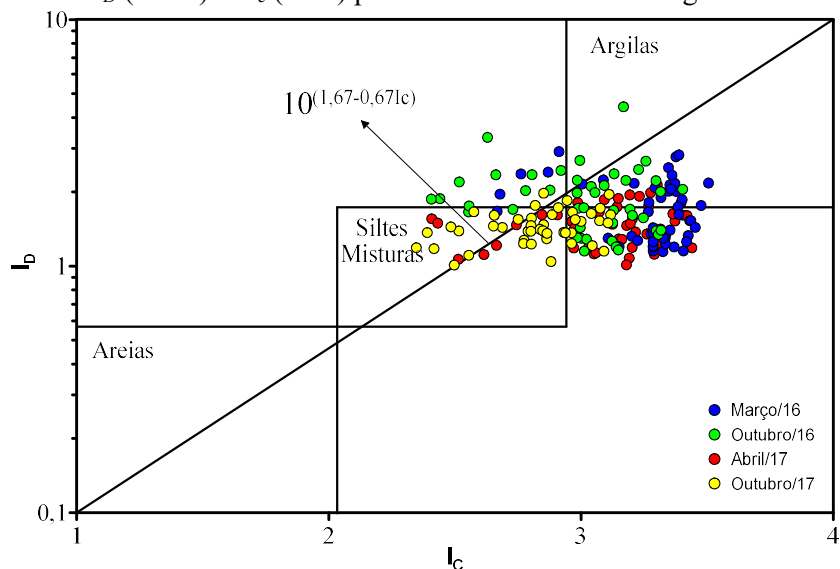
Observa-se na Figura 48 e na Figura 49 que a grande maioria dos dados se encontram na região de solos não convencionais, ou seja, solos com presença de microestrutura. Rocha (2018) faz uma análise mais completa dessa questão e discute com mais detalhes os aspectos do comportamento não convencional dos solos que ocorrem no local estudado.

Outro aspecto interessante na interpretação desses resultados é a diferença de comportamento observado nos ensaios CPT e DMT. Enquanto os ensaios CPT classificaram o solo local como um material mais argiloso, onde se espera uma penetração mais não drenada e

comportamento dilatante (Figura 45 e Figura 46), os ensaios DMT classificaram esses solos como materiais siltosos, ou transicionais, com comportamento contrátil. A observação de diferenças de comportamento entre esses dois tipos de ensaios também está representada na Figura 50, proposto por Robertson (2009). Nessa figura tem-se os dados das campanhas realizadas nos meses com maior teor de umidade (Março/2016 e Abril/2017), que se encontram mais à direita do gráfico, ou seja, valores mais elevados de I_c , caracterizando um comportamento de solo mais argiloso e penetração mais para não drenada nessa condição de umidade, diferente do que se observa nas campanhas com menores teor de umidade (Outubro/2016 e Outubro/2017). Para a condição com menor teor de umidade se observa mais pontos na região de misturas siltosas, e uma penetração que está mais para parcialmente drenada nos ensaios CPT.

A interpretação dos resultados desses ensaios indica que o DMT solicita o maciço diferentemente do CPT (o primeiro menos não drenado que outro), em especial para a condição de maior teor de umidade. Destaca-se que esse fato está associado as condições de umidade do perfil, que variam ao longo do tempo. Por essa razão, é recomendado uma análise crítica desses dados, em especial quando é necessário estabelecer correlações para estimativa de parâmetros de projeto.

Figura 50 – Gráfico de I_D (DMT) vs I_c (CPT) para os solos da área investigada.



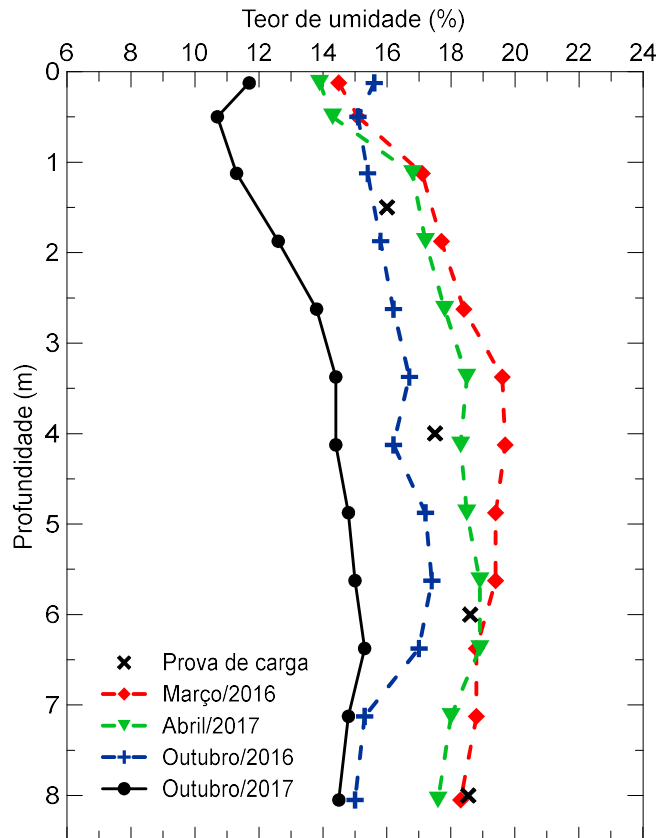
Fonte: Adaptado de Robertson (2009) com dados de Rocha (2018).

4.2 VARIABILIDADE SAZONAL

Sabendo-se da condição não saturada do perfil de solo investigado e das peculiaridades inerentes a isto, o efeito da sucção nos resultados dos ensaios de campo e sua variação ao longo do tempo foi avaliado.

Coletando-se amostras deformadas até 8,0 m de profundidade por meio de um trado helicoidal Rocha (2018) determinou-se o perfil de umidade para cada uma das quatro campanhas realizadas em diferentes épocas do ano (Figura 51). Além disso, também está representado na Figura 51 os teores de umidade determinados durante a realização dos ensaios de provas de carga em placa realizados por Costa (1999) e Macacari (2001).

Figura 51 - Perfis de umidade determinados durante as campanhas de ensaios DMT/CPT e de provas de carga em placa.



Fonte: Adaptado de Rocha (2018), Costa (1999) e Macacari (2001).

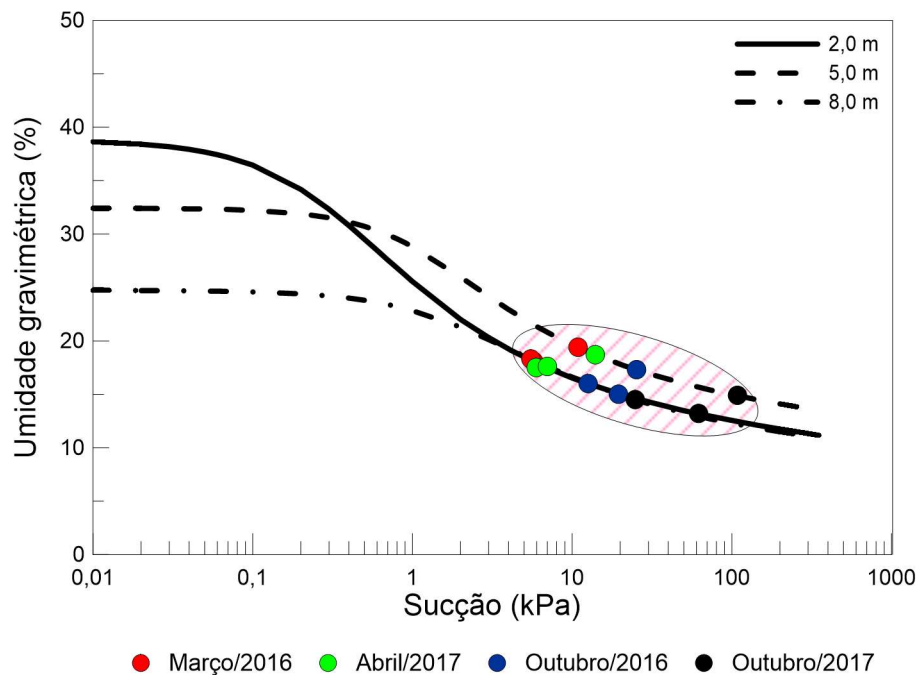
A Figura 51 indica que a partir do primeiro metro de profundidade os teores de umidade variaram nas diferentes campanhas realizadas. As campanhas realizadas nos meses de Março/2016 e Abril/2017 foram as que apresentaram maiores teores de umidade, superiores a 18% a cerca de 2,5 m de profundidade e aproximadamente 20% próximo de 4,0 m de profundidade. Nas campanhas realizadas em Outubro/2016 e Outubro/2017 ocorreram os

menores teores de umidade, entre 15 e 16% para a campanha de Outubro/2016 e entre 11 e 14% para Outubro/2017.

Observa-se na Figura 51 que os valores de umidade determinados durante a realização das provas de carga encontram-se mais próximos dos perfis de umidade das campanhas realizadas em Março/2016, Abril/2017 e Outubro/2016. Sendo assim, pode-se considerar que essas campanhas são as que melhor caracterizam as condições de umidade dos solos durante os ensaios de prova de carga.

A partir dos perfis de umidade fez-se uma estimativa dos valores de sucção durante as campanhas de ensaios de campo. Para isso, considerou-se as curvas de retenção de água no solo obtidas por Machado (1998) para o solo local em três profundidades distintas. Os pontos correspondentes aos valores de sucção considerados em cada um dos ensaios, realizados na profundidade de 2, 5 e 8 m, estão representados na Figura 52.

Figura 52 - Curva de retenção de água no solo do local investigado e valores de sucção estimados para cada campanha de ensaios realizados.



Fonte: Adaptado de Machado (1998).

Observa-se na Figura 52 que os teores de umidades determinados durante as campanhas realizadas (que variaram entre 15 e 20%) estão na região das curvas de retenção de água no solo onde uma pequena alteração nestes valores causam mudanças significativas nos valores de sucção, de modo que é possível admitir que os valores de sucção, nas quatro campanhas realizadas, variaram entre 4 e 100 kPa, aproximadamente. Na campanha de Outubro/2017 foi

quando se tem os maiores valores de sucção, próximos a 100 kPa nas menores profundidades. Da mesma forma, as campanhas com maior umidade (Março/2016 e Abril/2017) apresentaram menores valores de sucção, sempre inferiores a 14 kPa.

A Tabela 11 apresenta os valores de sucção estimados em diferentes profundidades para cada campanha de ensaio de campo realizada. Observa-se nessa tabela que nenhuma das campanhas têm valores de sucção inferiores a 6 kPa, ou seja, nenhuma das campanhas de ensaio de campo realizada é representativa da condição saturada do solo.

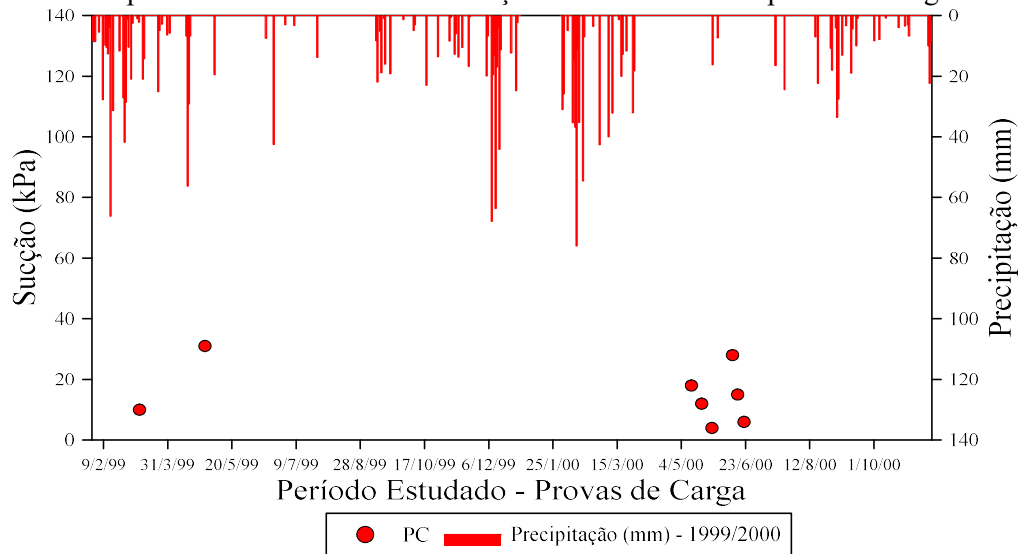
Tabela 11 – Valores de umidade gravimétrica e de sucção estimados para diferentes profundidades em cada uma das campanha de ensaio de campo.

Campanha	Profundidade (m)	w (%)	Ψ (kPa)
Março/2016	2	18,0	6
	5	19,4	11
	8	18,3	6
Abril/2016	2	17,5	6
	5	18,7	14
	8	17,6	7
Outubro/2016	2	16,0	13
	5	17,3	25
	8	15,0	20
Outubro/2017	2	13,2	62
	5	14,9	109
	8	14,5	25

Fonte: A autora (2019).

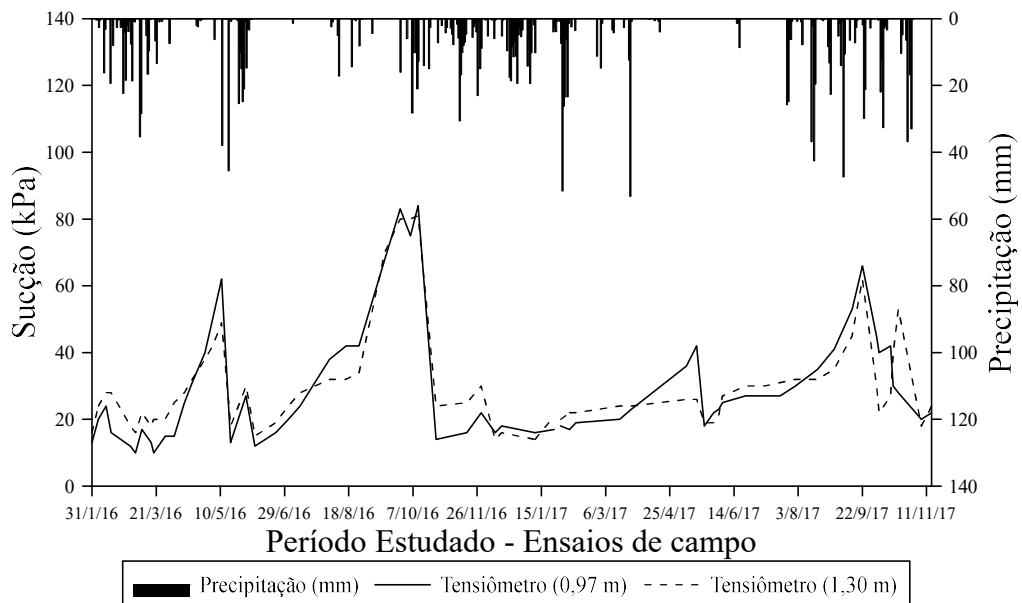
As Figura 53 e Figura 54 mostram os dados pluviométricos da cidade de São Carlos com o respectivo monitoramento de sucção ao longo do tempo, durante o período de realização dos ensaios de campo e das provas de carga. Os dados de precipitação foram obtidos por meio de pluviômetro localizado no bairro Cidade Jardim de São Carlos, disponíveis no site da CEMADEM (Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais). As sucções foram determinadas durante a realização das provas de carga (COSTA, 1999; MACACARI, 2001) e por meio de tensiômetros instalados a 0,9 e 1,3 m de profundidade por Morais (2019).

Figura 53 - Dados pluviométricos e valores de sucção obtidos durante as provas de carga.



Fonte: Adaptado de CEMADEM (2018), Costa (1999) e Macacari (2001).

Figura 54 - Dados pluviométricos e valores de sucção obtidos durante a realização dos ensaios CPT e DMT.



Fonte: Rocha (2018).

Observa-se que as precipitações nos dois períodos analisados (anos de 1999/2000 e 2016/2017) seguem o padrão característico de regiões de clima tropical de altitude, verões mais chuvosos (diminuição da sucção) alternados com períodos de estiagem branda (aumento da sucção). Observa-se na Figura 53 que as provas de carga foram realizadas em um período onde as sucções encontravam-se na faixa entre 5 e 30 kPa. Essa faixa de valores de sucção em campo também foi determinada durante o monitoramento realizado posteriormente por Moraes (2019), com exceção dos meses de Setembro e Outubro de 2016, quando se determinou valores de sucções superiores a 60 kPa.

A partir dos dados de precipitação e de sucção dos períodos analisados e também dos perfis de umidade determinados em campo, decidiu-se agrupar e considerar os dados dos ensaios realizados nas campanhas de Março/2016 e Abril/2017 como representativos dos meses úmidos, e a campanha realizada em Outubro/2016, representativa dos meses secos. Tal hipótese possibilitou avaliar a influência da variabilidade sazonal na previsão da curva tensão-recalque e também, na definição da correlação entre os ensaios CPT e DMT.

Com essa abordagem, optou-se por não utilizar os resultados da campanha realizada em Outubro/2017, uma vez que, conforme já discutido, as sucções medidas por tensiômetros durante os ensaios de prova de carga realizados não atingiram valores tão elevados quanto aqueles estimados por meio da curva de retenção do solo para os ensaios de campo realizados naquela época.

4.3 MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE

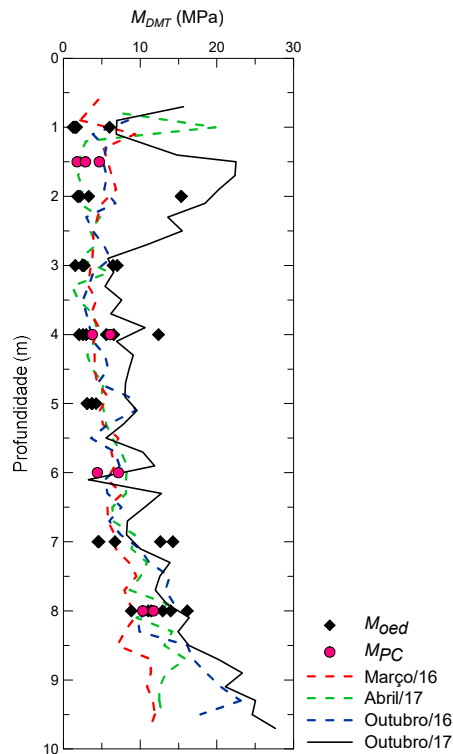
Calcularam-se os valores dos módulos confinados (M_{DMT}) médios para cada uma das quatro campanhas de DMTs realizadas em diferentes épocas e os resultados estão na Figura 55. Também foram plotados nessa figura os módulos determinados a partir das curvas tensão vs recalque dos ensaios de prova de carga (M_{PC}), bem como os módulos confinados determinados por meio dos ensaios oedométricos (M_{oed}) realizados por Machado (1998).

Os módulos edométricos (M_{oed}) para diferentes valores de sucção foram calculados a partir dos gráficos da Figura 25 e da Equação (42). Os níveis de tensões considerados nesse cálculo foram definidos somando as tensões geostáticas (em cada uma das profundidades analisadas) e as tensões equivalentes à condição de trabalho do DMT ($\delta/B = 1,8\%$), equação 34.

$$M_{oed} = \frac{\Delta\sigma_v}{\Delta\varepsilon_v} \quad (42)$$

em que: $\Delta\varepsilon_v$ = variação da deformação volumétrica.

Figura 55 – Módulos determinados a partir do DMT, provas de carga em placa e de ensaios edométricos no campo experimental da USP-São Carlos.



Fonte: Adaptado de Rocha (2018), Machado (1998), Costa (1999) e Macacari (2001).

Observa-se na Figura 55 que os módulos calculados pelo DMT estão na mesma faixa de valores dos módulos determinados em laboratório, o que está de acordo com o que tem sido observado por diversos autores (SCHMERTMANN, 1986; TOTANI et al., 2001; MARCHETTI et al., 2001; MONACO et al., 2006).

Observa-se ainda na Figura 55 que os módulos determinados a partir das provas de carga também estão dentro da faixa de valores daqueles determinados pelo DMT, em especial para das campanhas realizadas em Março/2016, Abril/2017 e Outubro/2016.

A variação na sucção devido a variabilidade sazonal também levou a uma variação nos resultados de M_{DMT} , principalmente na camada mais superficial (até 3,5 m de profundidade). Nesse sentido, a diminuição da sucção e consequente redução da rigidez do solo, provocou um decréscimo nos valores dos módulos. Estes resultados indicam a potencialidade do DMT como ensaio de campo para avaliar a rigidez do solo e definição dos parâmetros de deformabilidade, em especial para projetos de fundações.

4.4 PREVISÃO DA CURVA TENSÃO-RECALQUE

4.4.1 DMT

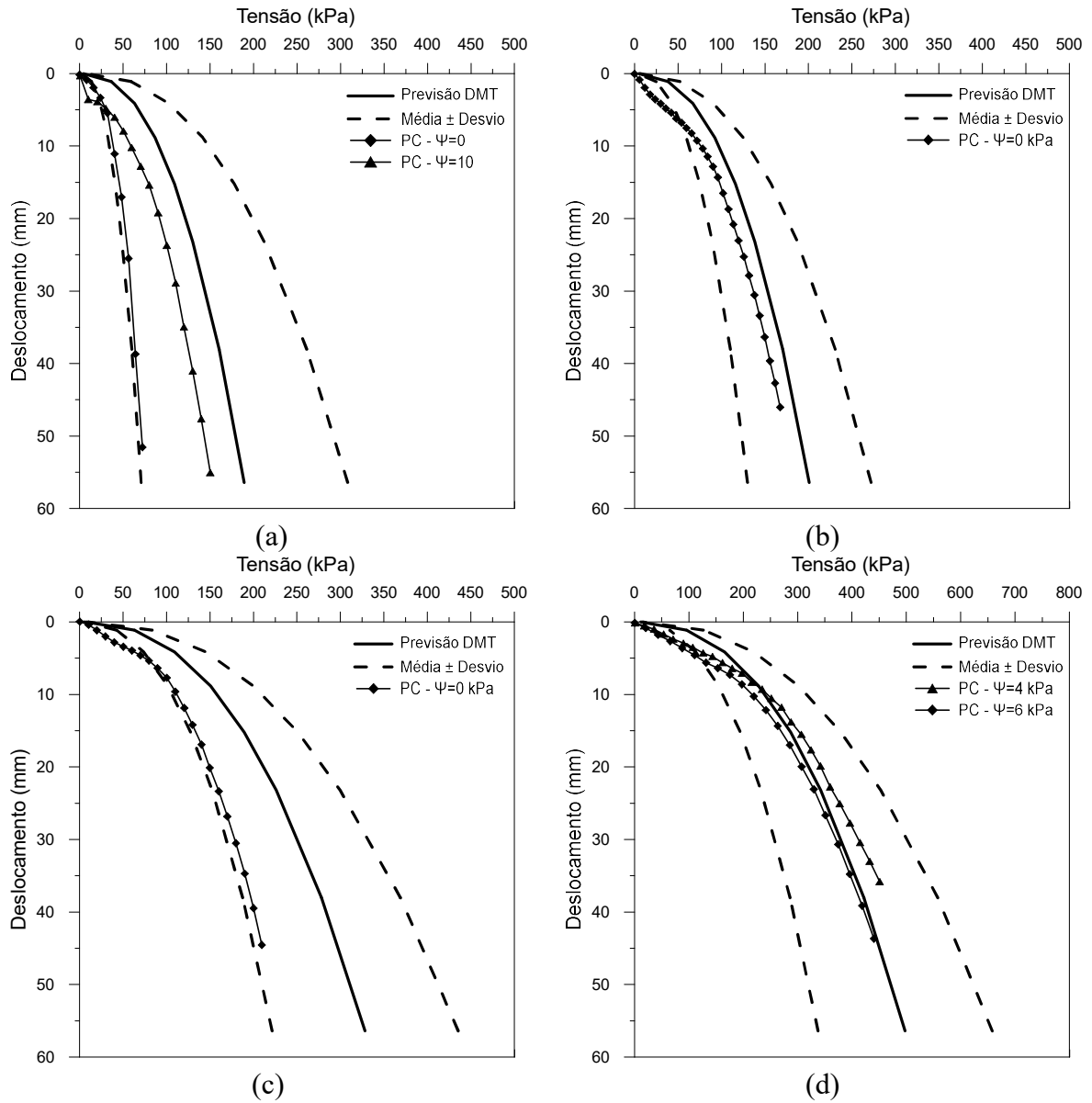
Devido ao efeito da variabilidade sazonal nos parâmetros de deformabilidade do solo que influenciará a previsão da curva tensão-recalque, a interpretação dos resultados foi feita para duas condições distintas: úmida (campanhas de Março/2016 e Abril/2017) e seca (campanha de Outubro/2016).

Para cada uma dessas condições (úmida e seca), a previsão da curva tensão-recalque foi feita considerando os valores médios de M_{DMT} , bem como para valores mais uma vez e menos uma vez o desvio padrão. As previsões representativas da condição úmida foram comparadas com as provas de carga onde os valores de sucção no solo eram inferiores a 10 kPa (Figura 56), onde estão os ensaios inundados. As previsões representativas da condição seca foram comparadas com as provas de carga onde os valores de sucção estão entre 15 e 30 kPa (Figura 57).

Em ambos os casos a previsão das curvas tensão-recalque foram feitas 1,5; 4,0 e 6,0m de profundidade. Na profundidade de 8,0 m só foi possível fazer a previsão para a condição úmida, já que para essa profundidade só havia resultados de provas de carga com valores de sucção iguais a 4 e 6 kPa. Houve ainda uma tentativa de utilização dos resultados dos ensaios DMT realizados com inundação prévia da cava (sucção 0 kPa) por Rocha (2018), no entanto o processo de inundação não foi eficiente para todas profundidades investigadas e, portanto, não foram considerados nesse estudo.

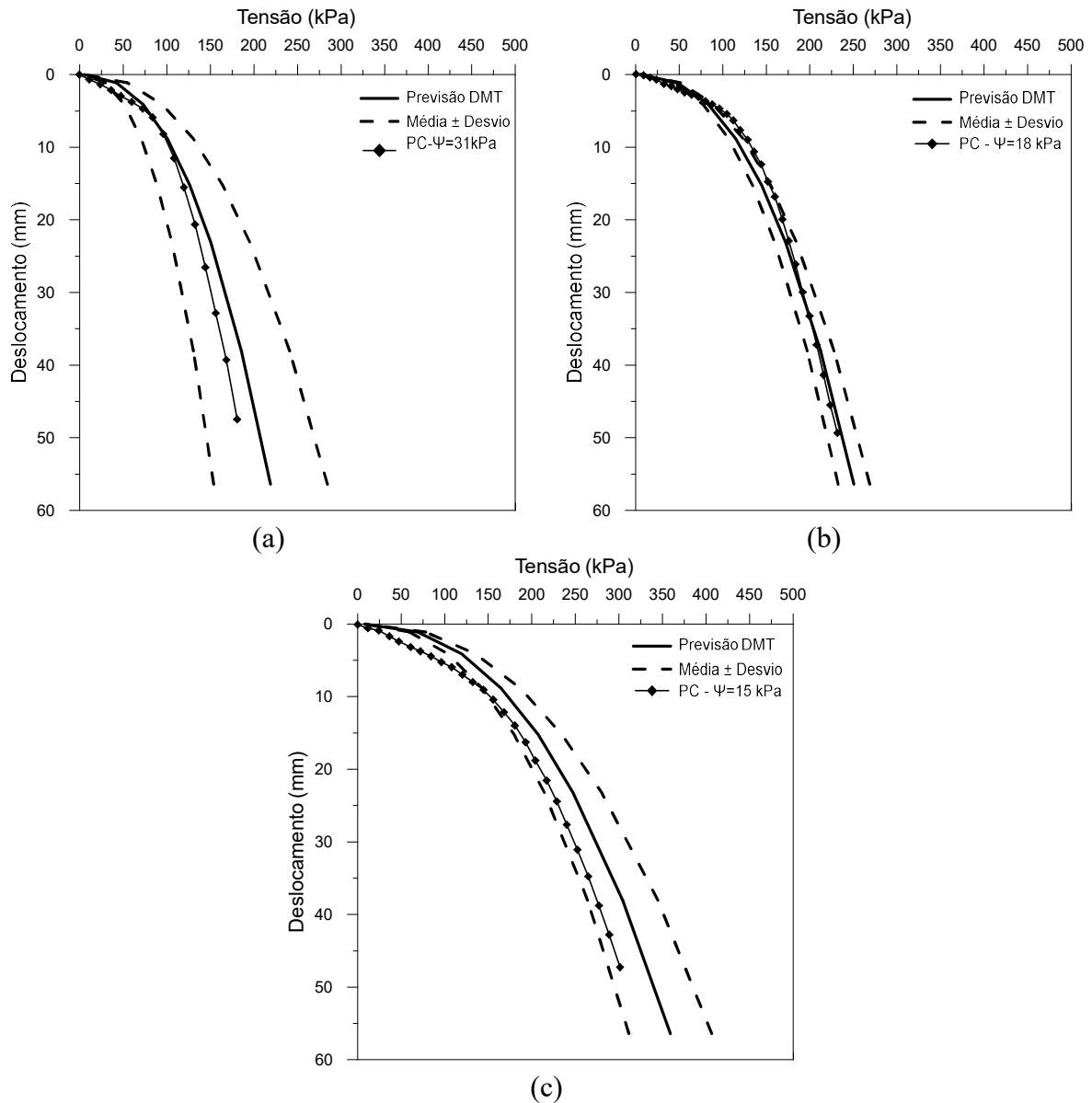
Comparando as curvas previstas por meio do DMT na condição úmida, com aquelas das provas de carga, percebe-se uma boa concordância entre elas, já que todas as provas se encontram na região delimitada pelas curvas mais uma vez e menos uma vez o desvio padrão, ou seja, elas se encontram dentro do que se espera considerando a variabilidade do local investigado. O melhor ajuste para a curva determinada na profundidade de 1,5 m aconteceu para uma sucção 10 kPa (Figura 56a). Já, na Figura 56d, observa-se que, tem-se os melhores ajustes entre curvas prevista e das provas de carga para a profundidade de 8,0 m. Deve-se destacar, com base na interpretação dos resultados dos ensaios CPT e DMT realizados na área, que é nessa faixa do perfil onde se observa a menor variabilidade espacial e sazonal (Figura 55), fato que justifica a melhor previsão e dispersão a 8 m de profundidade.

Figura 56– Curvas tensão-recalque de provas de carga e previstas por meio do DMT para a condição úmida nas profundidades de (a) 1,5 m (b) 4,0 m (c) 6,0 m (d) 8,0 m.



Fonte: Adaptado de Costa (1999) e Macacari (2001).

Figura 57– Curvas tensão-recalque de provas de carga e previstas por meio do DMT para a condição seca nas profundidades de (a) 1,5 m (b) 4,0 m (c) 6,0 m.



Fonte: Adaptado de Costa (1999) e Macacari (2001).

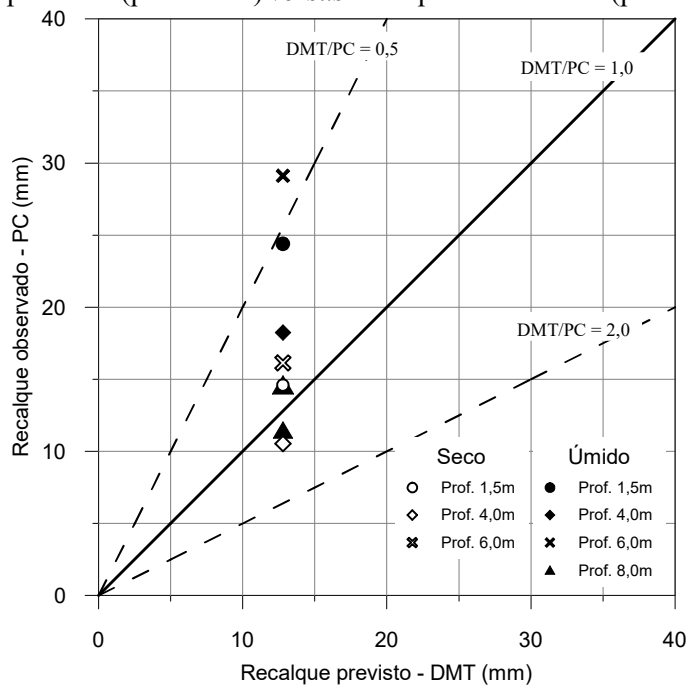
Na Figura 57 observa-se, para a condição seca, que a curva tensão-recalque prevista pelo DMT tiveram uma boa concordância as curvas determinadas por meio das provas de carga em todas as profundidades. Observa-se ainda nessa figura uma menor dispersão dos resultados nas profundidades de 4,0 e 6,0 m.

A Figura 58 foi elaborada a fim de mostrar as diferenças entre os recalques previstos pelo DMT e aqueles observados por meio das provas de carga para um nível de tensão equivalente a condição de trabalho do DMT ($\delta/B=1,8\%$), para as condições úmida e seca. Observa-se nessa figura uma boa concordância entre os valores previstos e observados, pois a

grande maioria dos resultados se encontra dentro faixa considerada como satisfatória por Monaco et al. (2006) em que a diferença entre os recalques previstos pelo DMT e observados nas provas de carga são menores que 50%. Apenas o ensaio realizado na condição úmida na profundidade de 6,0 m ultrapassou o limite superior representado nesse gráfico. É interessante salientar que nessa estimativa o DMT forneceu uma previsão conservativa de recalque.

Os resultados apresentados na Figura 58 reforçam o potencial do DMT para previsão de recalques para níveis de tensão equivalentes a carga nas condições de trabalho das fundações, com a vantagem de não ser necessário coletar amostras indeformadas e realizar ensaios de laboratório. Deve-se destacar que os resultados apresentados na Figura 55 já indicavam uma boa previsão de recalques para carga na condição de trabalho de fundações, uma vez que os valores determinados para o módulo confinado (M_{DMT}) estavam todos dentro da faixa de valores determinados em laboratório (M_{oed}) e nas provas de carga (M_{PC}), como já discutido por Marchetti et al. (2008) e Monaco et al. (2006).

Figura 58– Recalques previstos (pelo DMT) versus recalques observados (pelas PC).



Fonte: A autora (2019).

4.4.2 CPT

Considerando o fato do módulo confinado (M_{DMT}) ter apresentado bom desempenho nas previsões da curva tensão-recalque, procurou-se estabelecer correlações entre os resultados dos ensaios CPT e DMT, uma vez que eles foram realizados simultaneamente e lado a lado na área investigada.

É importante salientar que, como visto no item 4.1, além do comportamento não convencional desse solo, o CPT e o DMT levam a identificação de diferentes tipos de comportamento para o solo do local investigado, o que é mais um fator a ser considerado na definição de uma correlação representativa a ser utilizada nesse estudo.

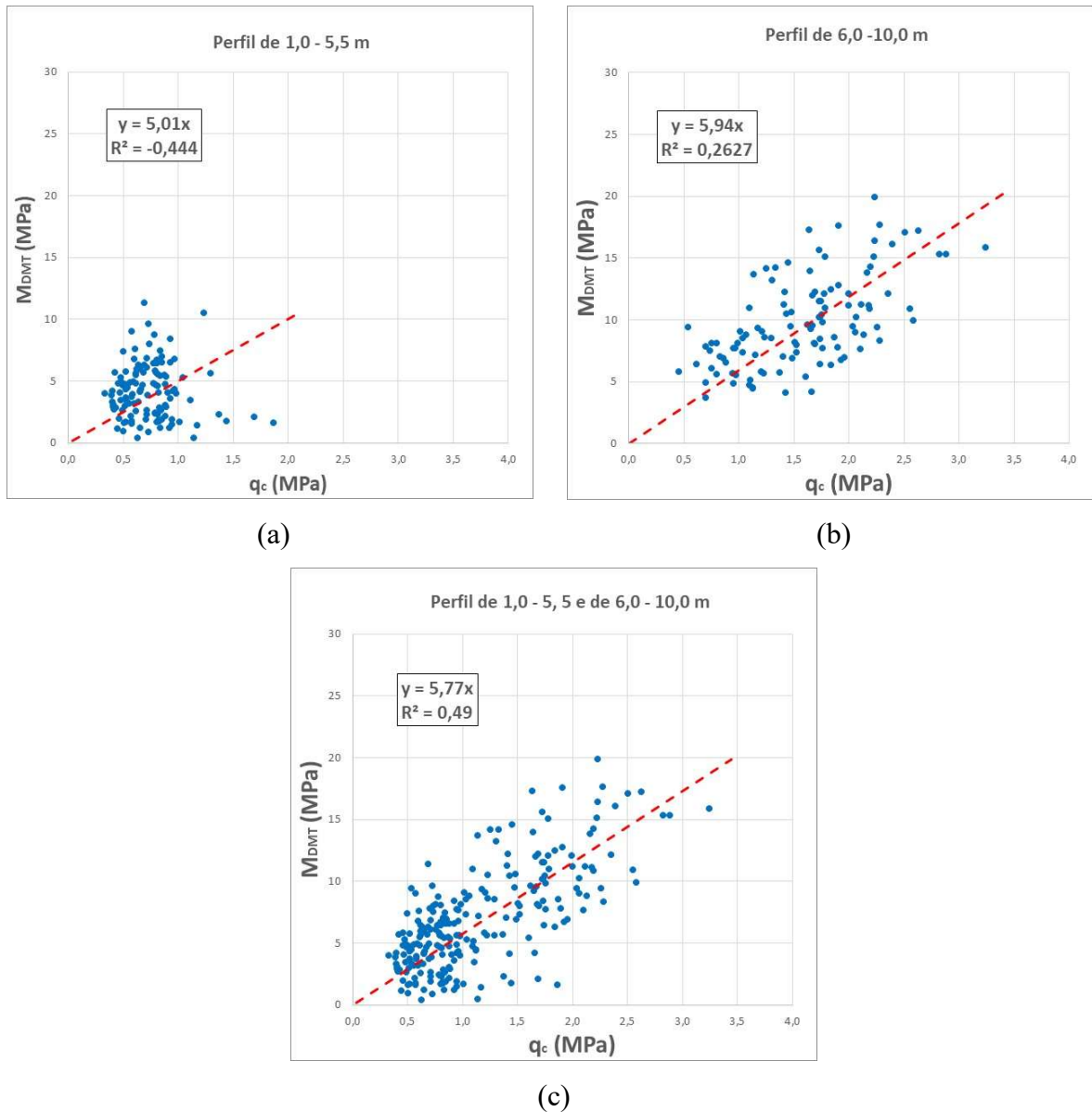
4.4.2.1 Correlações entre resultados dos ensaios CPT e DMT

Inicialmente foram plotados os pares valores de q_c e M_{DMT} do conjunto de seis ensaios realizados em Março/2016 e Abril/2017 (condição úmida - Figura 59) e três ensaios realizados em Outubro/2016 (condição seca - Figura 60) em um gráfico de dispersão, separados por horizontes: de 1,0 a 5,5 m de profundidade para o Sedimento Cenozoico e de 6,0 a 10,0 m de profundidade para o solo residual. Os dados de 5,5 até 6,0 m de profundidade não foram utilizados pois é nessa região que se tem a presença de uma linha de seixos (Figura 27).

Para a condição úmida (Figura 59) observa-se que há uma grande dispersão entre os dados, em especial para o horizonte mais superficial (Sedimento Cenozoico), com valores de coeficiente de determinação (R^2) muito baixo. Outros aspectos que podem justificar esse fato é que o histórico de tensões, o envelhecimento, a cimentação e a mineralogia do solo podem influenciar esse tipo de correlação (Robertson, 2015). Além disso, cada um desses ensaios solicita o maciço de maneira distinta, em especial para o local estudado, conforme discutido previamente.

Observa-se também nas Figura 59a e na Figura 59b os valores de α_{CPT} estão próximos: 5,01 para o Sedimento Cenozoico e 5,94 para o Solo Residual, respectivamente. Assim, optou-se em estabelecer uma única correlação para todo o perfil na condição úmida. Figura 59c tem-se um valor de α_{CPT} igual a 5,77, ou seja, o que equivale a número inteiro igual a 6.

Figura 59 – Correlação entre q_c e M_{DMT} na condição úmida a) Sedimento Cenozoico b) Solo residual c) Perfil completo



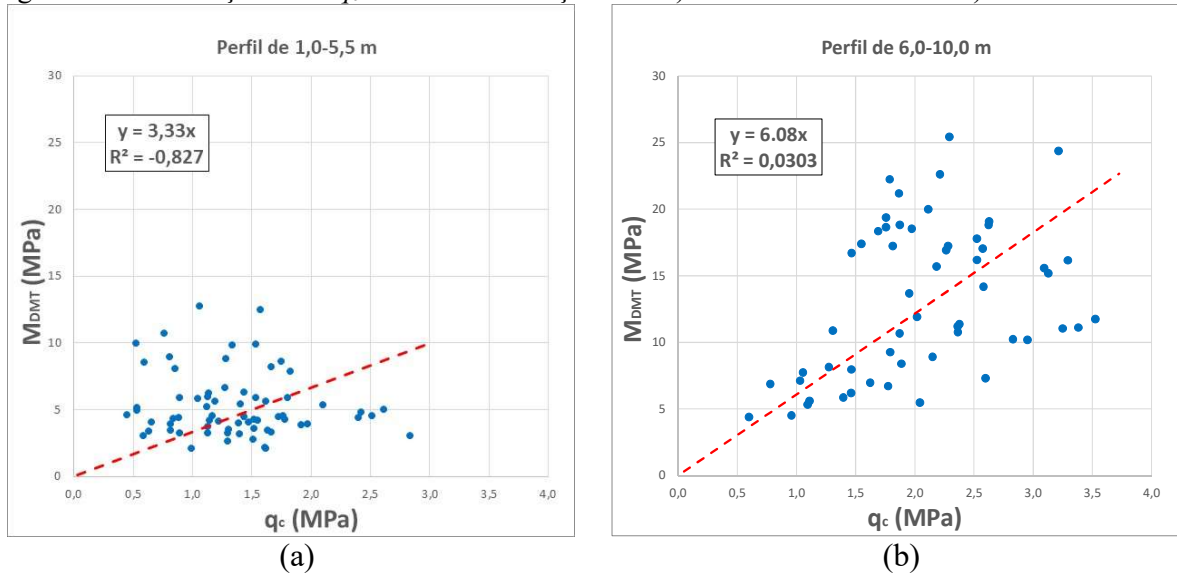
Fonte: Dados de Rocha (2018).

Para a condição seca (Figura 60) também se tem uma grande dispersão entre os dados, com valores de coeficiente de determinação (R^2) que indicam que o ajuste de uma reta passando pela origem não é o mais adequado para esse conjunto de dados, em especial para o horizonte de Sedimento Cenozoico.

Observa-se ainda nas Figura 60a e na Figura 60b o valor de α_{CPT} são distintos: 3,33 para o Sedimento Cenozoico e 6,08 para o Solo Residual, respectivamente. Assim, optou-se em estabelecer valores de α_{CPT} distintos para cada horizonte, ou seja, 6, que é o mesmo valor

estabelecido para o solo residual na condição úmida, e 3,5 para o Sedimento Cenozoico na condição seca.

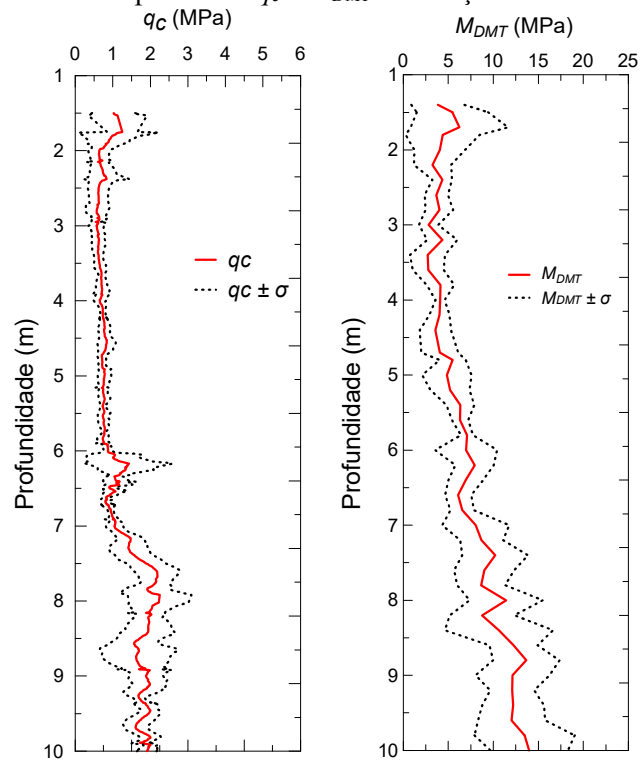
Figura 60 – Correlação entre q_c e M_{DMT} na condição seca a) Sedimento Cenozoico b) Solo residual.



Fonte: A autora (2019).

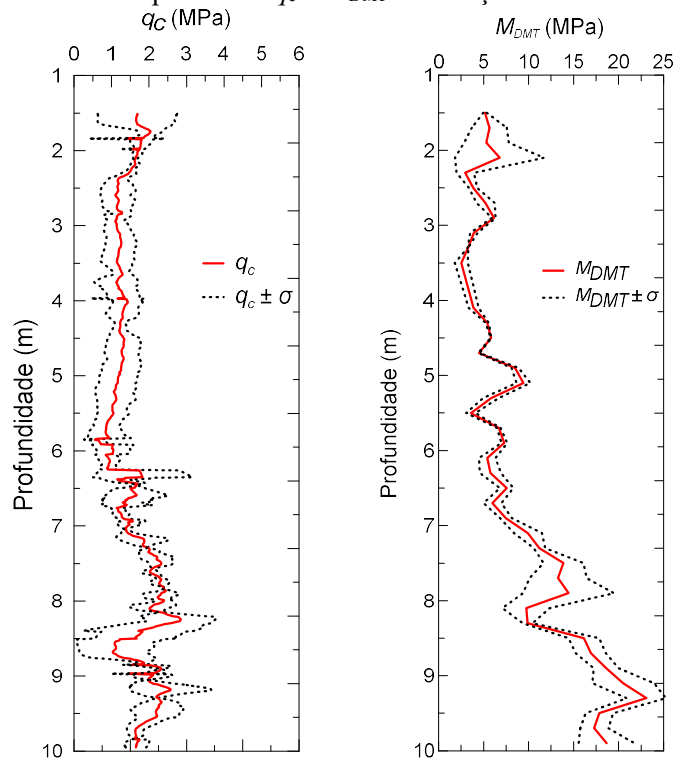
Para melhor estabelecer essa correlação, bem como visualizar esses dados ao longo do perfil, plotou-se na mesma escala os dados de q_c e M_{DMT} médios das campanhas úmida e seca e o respectivo desvio padrão (Figura 61 e Figura 62).

Figura 61 – Perfis médios e desvio padrão de q_c e M_{DMT} - condição úmida.



Fonte: Adaptado de Rocha (2018).

Figura 62 – Perfis médios e desvio padrão de q_c e M_{DMT} - condição seca.



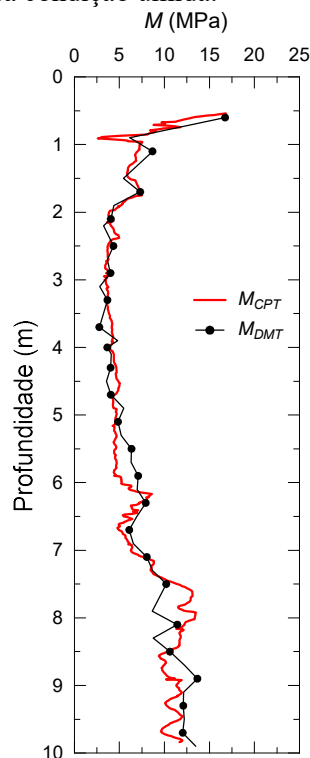
Fonte: Adaptado de Rocha (2018).

Para condição úmida definiu-se uma única expressão para a estimativa de M_{CPT} a partir dos valores de q_c ao longo de todo o perfil do subsolo (Equação 43).

$$M_{CPT} = 6 * q_c \quad (43)$$

O gráfico com o perfil médio de M_{DMT} e do módulo calculado por essa correlação a partir de q_c (M_{CPT}) encontra-se na Figura 63. Essa figura indica uma boa concordância entre os valores do módulo estimados a partir do q_c e aqueles determinados pelo DMT. Vale destacar que para o perfil de solo úmido determinou-se um único valor de α_{CPT} representativo para todo o perfil do terreno (até 10,0 m de profundidade). Isto não ocorreu para a condição seca, onde se observou um comportamento distinto entre os dois horizontes do perfil.

Figura 63 – Perfis de M_{CPT} e M_{DMT} para condição úmida.



Fonte: A autora (2019).

Para a condição seca, também foram estabelecidas correlações lineares representativas do local estudado determinando-se dois coeficientes (α_{CPT}) distintos: um representativo do perfil para o Sedimento Cenozoico, $\alpha_{CPT} = 3,5$ (Equação 44), e outro para o Solo Residual, que nesse caso foi igual aquele definido para a condição seca, ou seja, $\alpha_{CPT} = 6$ (Equação 45).

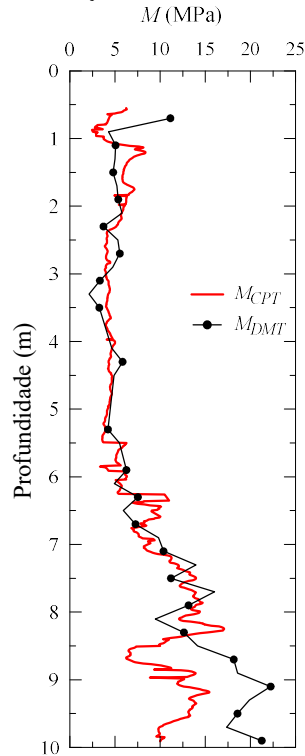
A diferença de comportamento no horizonte de Sedimento Cenozoico na condição seca reduziu o valor do coeficiente α_{CPT} . Acredita-se que isso se deve ao um maior efeito da sucção nesse horizonte de solo não saturado.

Na Figura 64 observa-se uma boa concordância entre os valores do módulo calculado a partir do q_c e aqueles determinados pelo DMT, considerando agora duas equações distintas.

$$M_{CPT} = 3,5 * q_c \quad (\text{Sedimento Cenoicoico}) \quad (44)$$

$$M_{CPT} = 6 * q_c \quad (\text{Solo Residual}) \quad (45)$$

Figura 64 – Perfis de M_{CPT} e M_{DMT} para condição seca.



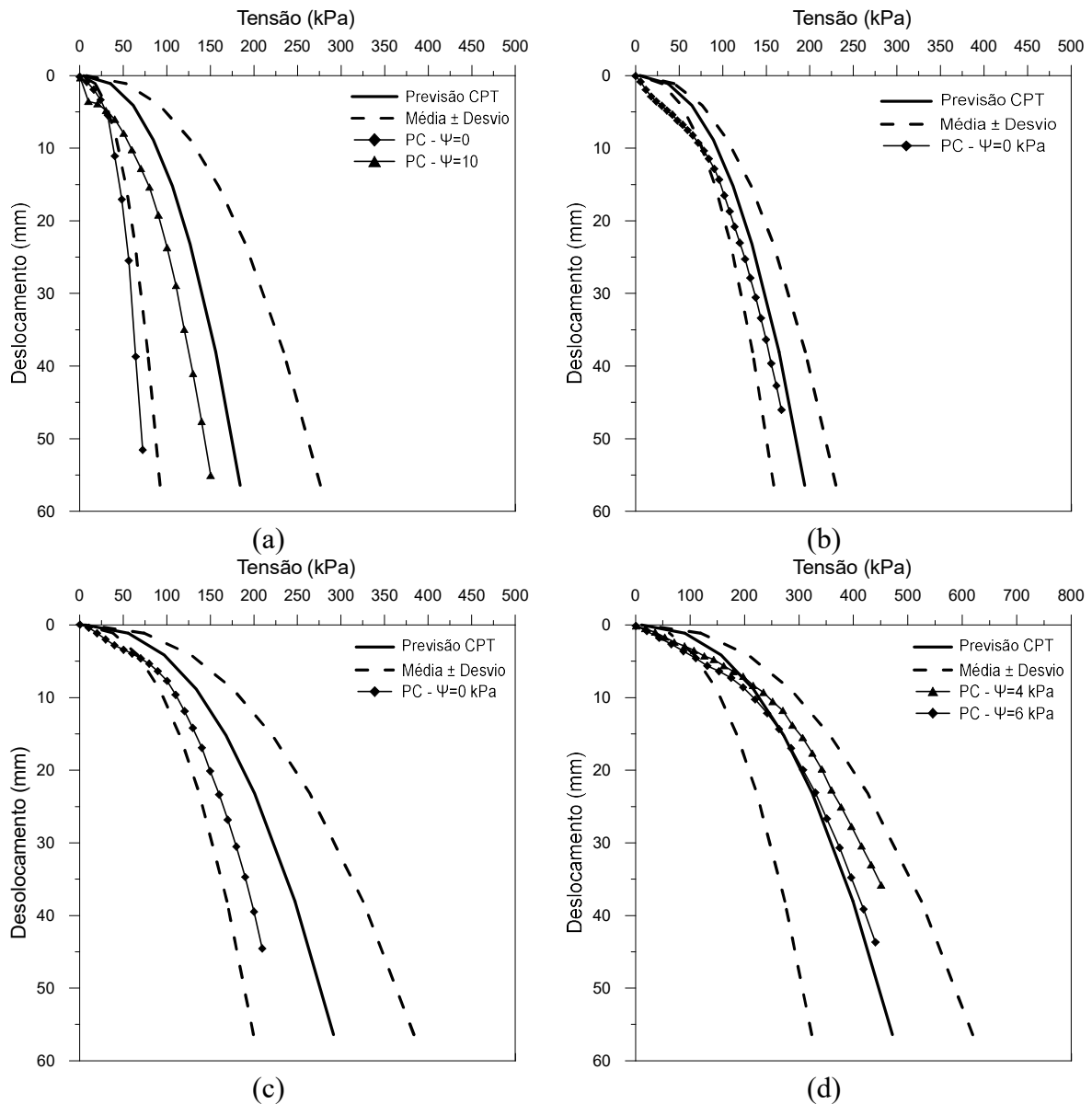
Fonte: A autora (2019).

Na literatura tem-se recomendações para valores do coeficiente α_{CPT} . Marchetti et al. (2001) sugere valores entre 5 e 10 para areias “normalmente adensadas”. Baldi et al. (1988) recomenda valores entre 4 e 7 a partir de resultados de ensaios realizados na câmara de calibração em areias. Lunne e Christophersen (1983) encontraram um valor de α_{CPT} igual a 4 em ensaios realizados em areias com $q_c < 10$ MPa. Constatou-se que os valores determinados para o coeficiente α_{CPT} para o local investigado estão dentro da faixa recomendada na literatura. Apenas para o horizonte de Sedimento Cenoicoico na condição seca esse coeficiente assumiu um valor um pouco inferior a um dos limites indicados na literatura.

4.4.2.2 Estimativa da curva tensão-recalque utilizando M_{CPT}

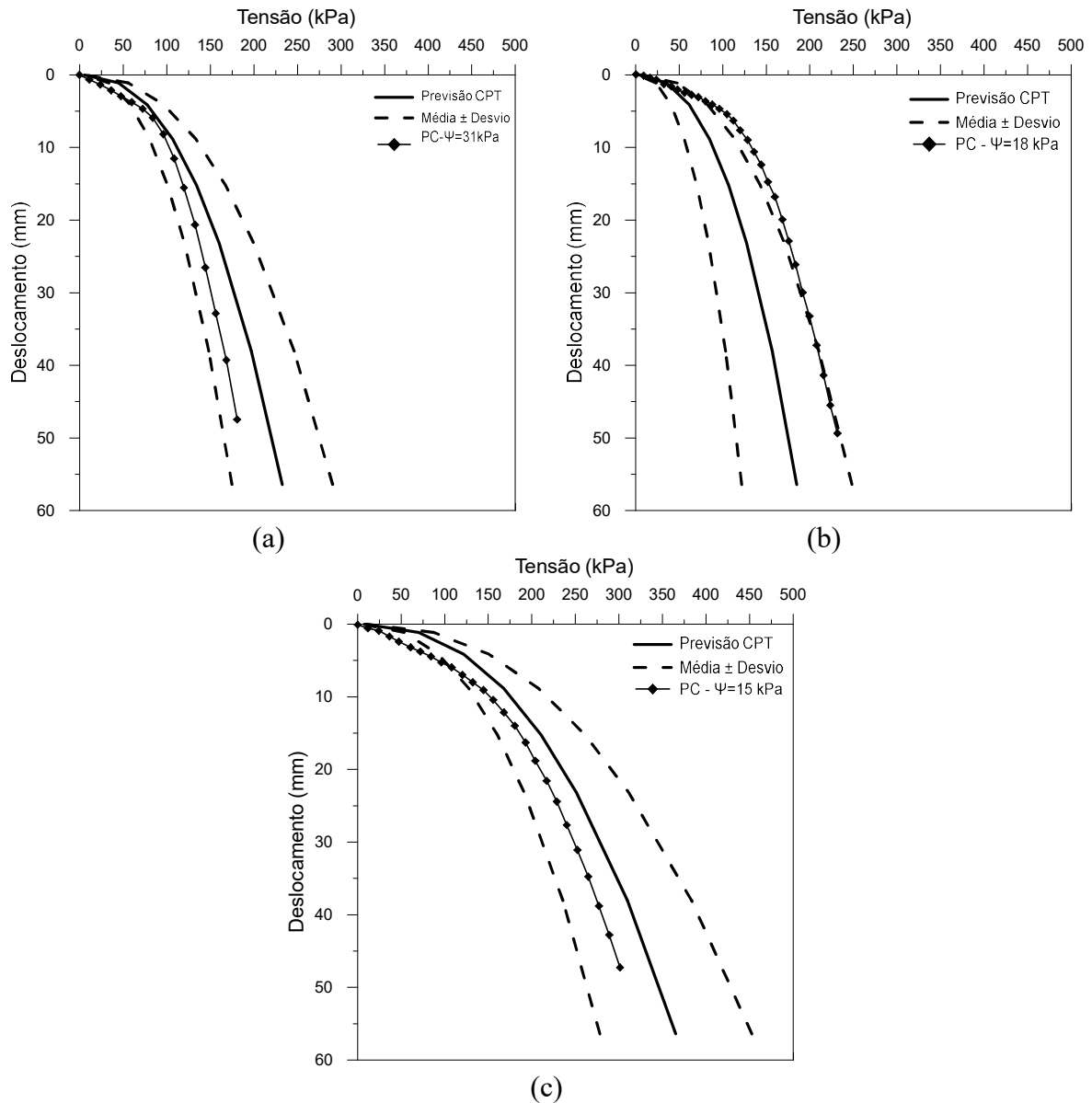
Empregando as correlações estabelecidas entre o módulo confinado (M_{DMT}) e com base nos perfis médios de q_c , a previsão das curvas tensão–recalque foi realizada, da mesma forma do que foi feito para o DMT: condição úmida (campanhas de Março/2016 e Abril/2017) e condição seca (campanha de Outubro/2016). Também nesse caso, foram definidas a curva tensão-recalque média, a partir do perfil médios de M_{CPT} , bem como aquelas calculadas a partir de perfis de M_{CPT} .

Figura 65– Curvas tensão-recalque de provas de carga e previstas por meio do CPT para a condição úmida nas profundidades de (a) 1,5 m (b) 4,0 m (c) 6,0 m (d) 8,0 m.



Fonte: Adaptado de Costa (1999) e Macacari (2001).

Figura 66– Curvas tensão-recalque de provas de carga e previstas por meio do CPT para a condição seca nas profundidades (a) 1,5 m (b) 4,0 m (c) 6,0 m.



Fonte: Adaptado de Costa (1999) e Macacari (2001).

Assim como observado para as previsões realizadas utilizando o M_{DMT} , também nesse caso as previsões a partir do M_{CPT} foram satisfatórias, uma vez que se encontram dentro do intervalo delimitado pelo desvio padrão, ou seja, dentro da variabilidade esperada para a área estudada.

Para condição úmida, a prova de carga inundada, realizada a 1,5 m de profundidade, é a única que se encontra fora desse intervalo. Acredita-se que isso ocorre, uma vez que nessa condição (época chuvosa) o solo ainda apresentava uma parcela de sucção, o que pode ter afetado seu comportamento. Por esse motivo, a prova de carga com sucção de 10 kPa foi aquela

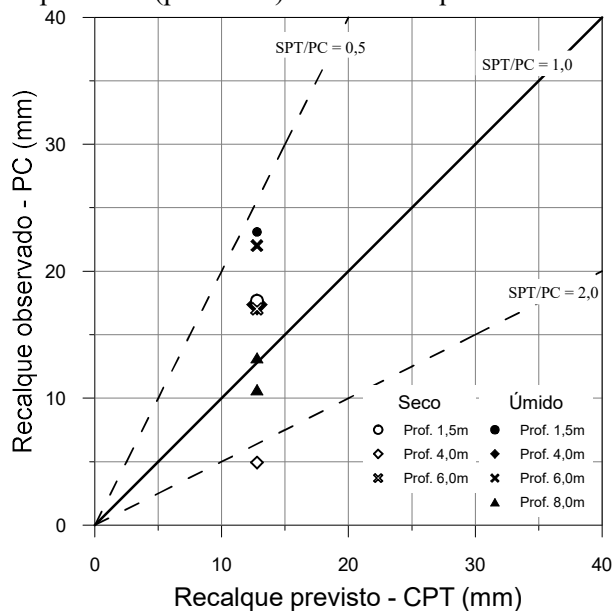
considerada como representativa da condição de campo durante os ensaios CPTs. Ainda para a condição úmida, observou-se que as demais previsões que utilizaram os perfis médios de M_{CPT} foram próximas aos resultados das provas de carga realizadas. Como já observado, as melhores previsões foram para a profundidade de 8,0 m.

Para a condição seca, observa-se que apenas para 4,0 m de profundidade a curva média prevista se encontra mais distante do resultado da prova de carga. Mesmo assim ela está próxima ao intervalo delimitado pelo desvio padrão, ou seja, muito próxima da variabilidade esperada para esse local.

Na Figura 67 pode-se observar as diferenças entre os recalques medidos para a condição de trabalho nas provas de carga e estimados a partir do CPT, para as condições úmida e seca. Nela é possível observar que apenas para 4,0 m de profundidade e na condição seca, o recalque previsto foi um pouco superior ao dobro do recalque medido na prova de carga. Nesse único caso, o resultado encontra-se fora do limite que se tem observado na maioria dos casos de previsão de recalques com sucesso (Monaco et al. 2006).

Deste modo, os resultados apresentados sugerem que o CPT também pode ser utilizado para previsão da curva tensão-recalque, em especial para estimativa do recalque nas condições de trabalho, desde que a correlação para estimativa do módulo de deformabilidade seja ajustada.

Figura 67– Recalques previstos (pelo CPT) *versus* recalques observados (pelas PC).



Fonte: A autora (2019).

4.4.3 SPT

Como o SPT é o ensaio de campo mais empregado para o projeto de fundações, tanto no Brasil como em quase todo o mundo, optou-se por procurar uma correlação entre o N_{SPT} e módulo confinado do DMT (M_{DMT}), apesar das diferenças existentes, tanto na execução quanto nas condições de drenagem dos solos nesses dois ensaios. A definição de uma correlação desse tipo permitirá que se utilize resultados de SPT para a previsão da curva tensão-recalque completa de fundações diretas, para o solo estudado, em uma fase preliminar do projeto.

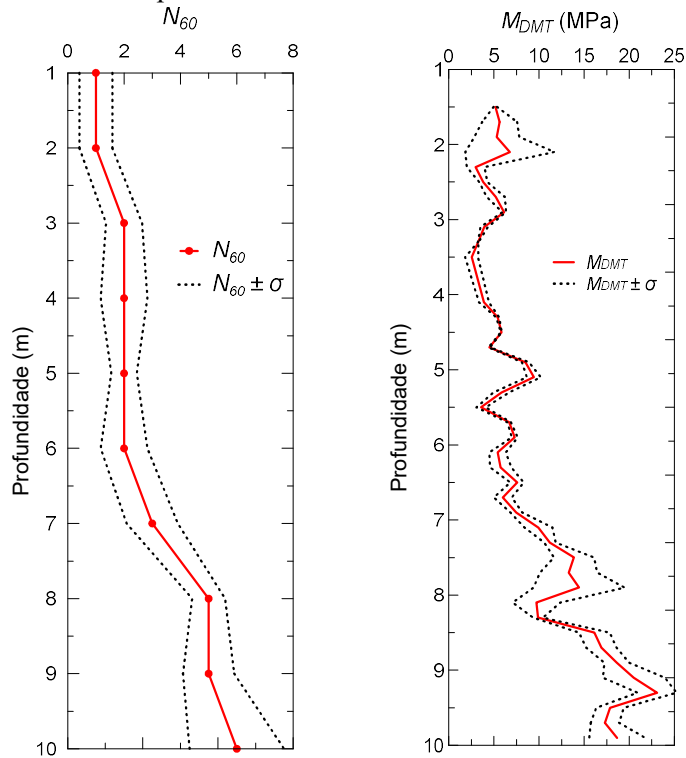
4.4.3.1 Correlações entre os resultados dos ensaios SPT e DMT

Como não se tinham informações das condições de umidade e dos valores de sucção do solo na data de realização dos ensaios SPT, optou-se por estabelecer uma correlação, sem que fosse levado em consideração a influência da sazonalidade nessa abordagem.

Os perfis médios N_{60} e M_{DMT} foram plotados na Figura 68 e definiu-se assim o coeficiente α_{SPT} que permitisse o melhor ajuste entre parâmetros (Equação 46).

$$M_{SPT} = 3 * N_{SPT} \quad (46)$$

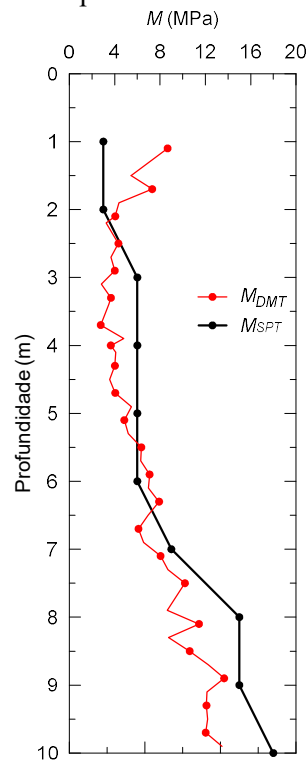
Figura 68 – Perfis médios e desvio padrão N_{60} e M_{DMT} .



Fonte: Adaptado de Giacheti, Peixoto e Mondelli (2004).

O coeficiente α_{SPT} da Equação 46 se aplica ao perfil do subsolo até os 10,0 m de profundidade e seu valor é semelhante aquele indicado por Schmertmann (1988). Pelas características do ensaio SPT, que fornece o N_{SPT} a cada metro de profundidade, o perfil de M_{SPT} tem um menor número de informações que o M_{DMT} (Figura 69).

Figura 69 – Perfis de M_{SPT} e M_{DMT} definidos para o local estudado.



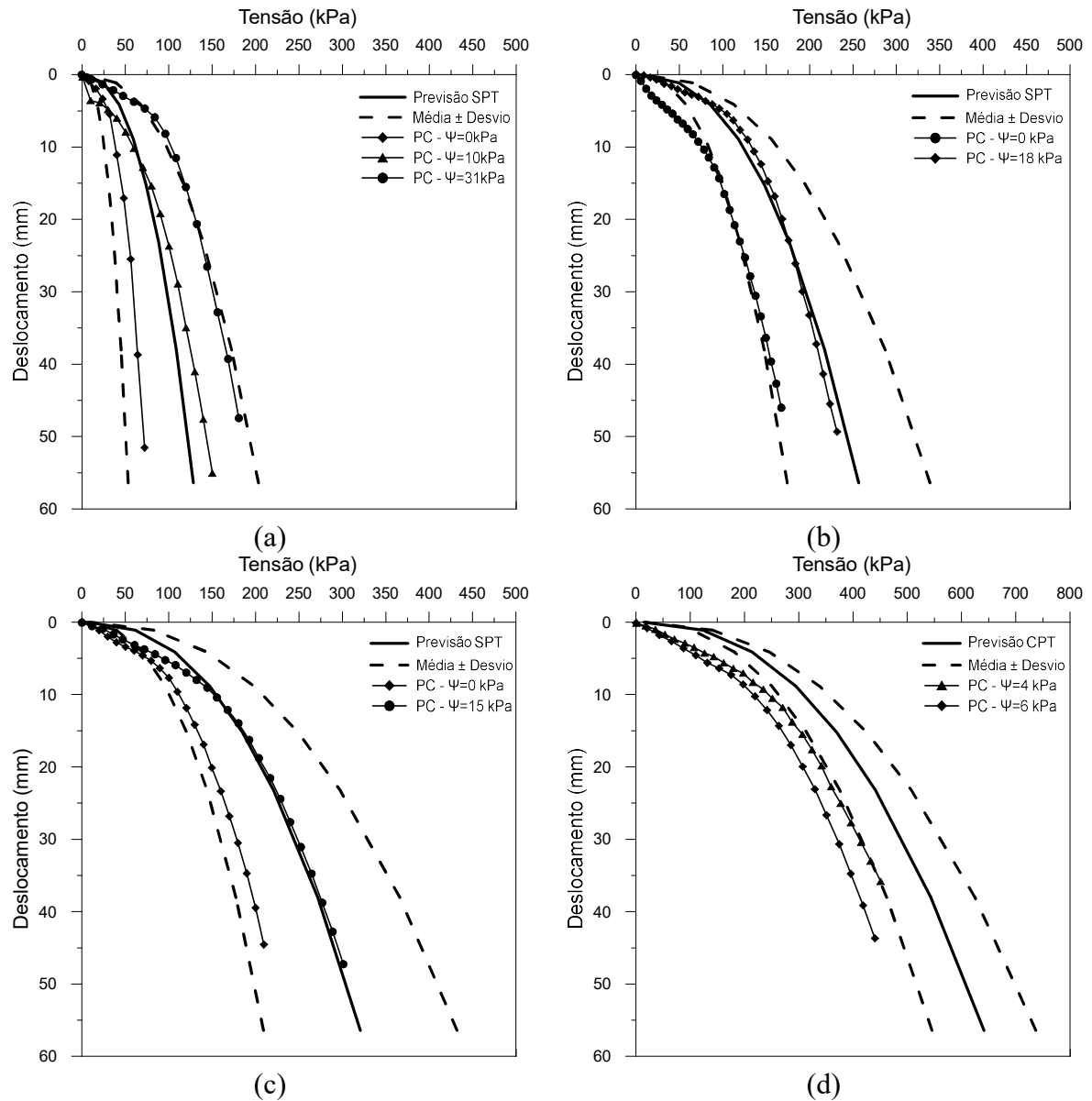
Fonte: A autora (2019).

Observa-se na Figura 69 um melhor ajuste entre 2,0 e 7,0 m de profundidade e que os valores de M_{SPT} tendem a ser quase sempre maiores do que aqueles determinados através do DMT. Assim, isso levará a estimativas de valores menores de recalques das fundações quando utilizado o SPT.

4.4.3.2 Estimativa da curva tensão-recalque utilizando M_{SPT}

As curvas tensão-recalque das provas de carga e aquelas definidas a partir do perfil M_{SPT} (curva média e uma vez acima e uma vez abaixo o desvio padrão) encontram-se na Figura 70.

Figura 70– Curvas tensão-recalque de provas de carga e previstas por meio do SPT para as profundidades de (a) 1,5 m (b) 4,0 m (c) 6,0 m (d) 8,0 m.



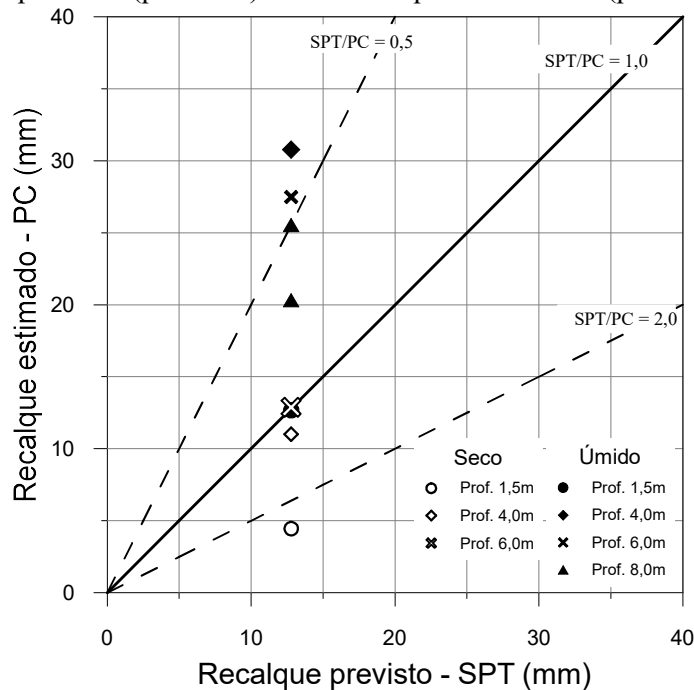
Fonte: A autora (2019).

Observa-se na Figura 70, que as previsões a partir do M_{SPT} também foram satisfatórias, já que se encontram dentro do intervalo delimitado pelo desvio padrão. Nota-se um bom ajuste entre curvas previstas e curvas de prova de carga para as profundidades de 1,5, 4 e 6 m, em

especial para valores de sucções intermediários (entre 10 e 18 kPa). Apenas a prova de carga realizada a 8,0 m de profundidade, com sucção de 6 kPa, se encontra fora da faixa definida nessa previsão. Isto se deve ao fato de que os valores de M_{SPT} abaixo de 7 m de profundidade foram sempre maiores que M_{DMT} , que tinham levado a uma boa previsão da curva para a profundidade de 8 m.

Comparou-se também os recalques estimados para a carga na condição de trabalho ($\delta/B=1,8\%$) com aqueles medidos nas provas de carga. Na Figura 71 pode-se observar as diferenças entre os recalques medidos para a condição de trabalho nas provas de carga e estimados a partir do SPT. Observa-se nessa figura que mais pontos, um total de três, encontram-se fora do limite que se tem observado na maioria dos casos de previsão de recalques com sucesso (Monaco et al. 2006), o que se justifica correlação estabelecida, onde se tem maiores diferenças os perfis de M_{DMT} e M_{SPT} conforme se observa na Figura 69.

Figura 71– Recalques previstos (pelo SPT) *versus* recalques observados (pelas PC).



Fonte: A autora (2019).

A partir dos resultados apresentados pode-se destacar que, em geral, as estimativas tanto das curvas tensão-recalque como dos valores de recalque para a carga na faixa de trabalho foram razoáveis com o SPT, no entanto o emprego de correlações como aquela utilizada aqui deve ser feito com cuidado, após uma análise crítica dos resultados. Assim, deve-se destacar que essa correlação é local e não incorpora o efeito da variabilidade sazonal devido a sucção, conforme foi feito com o DMT e CPT, pois existiam mais informações para isso nesse estudo.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE

5.1 CONCLUSÕES

Neste trabalho avaliou-se uma proposta para previsão da curva tensão-recalque completa de fundações diretas, a partir de ensaios de campo, bem como uma análise da variabilidade sazonal em um perfil de solo tropical arenoso não saturado. Constatou-se que a abordagem empregada é simples e de fácil aplicação, e os resultados das previsões foram adequados, permitindo inclusive melhor compreender o efeito da variabilidade sazonal.

A partir dos perfis de teor de umidade obtidos nas campanhas de ensaios de campo e das curvas de retenção de água no solo, verificou-se uma maior influência da sucção nos resultados de ensaios de campo nos períodos em que o solo apresentava menores teores de umidade, ou seja, nas estações mais secas do ano. Para o local estudado também se constatou através das curvas de retenção que uma pequena variação no teor de umidade, causa grandes variações nos valores de sucção.

A sucção influencia diretamente a rigidez e a capacidade de carga do solo, conforme observado nas curvas tensão-recalque das provas de carga em placa (COSTA, 1999; MACACARI, 2001), nos ensaios edométricos com controle de sucção (MACHADO, 1998) e nos ensaios DMT (Rocha, 2018), por meio dos módulos de deformabilidade determinados em diferentes épocas do ano.

O ensaio DMT permitiu uma boa previsão da rigidez do solo e os perfis de M_{DMT} tiveram boa concordância com os valores de módulos determinados por meio de ensaios de laboratório e nas provas de carga.

A proposta recente para previsão da curva tensão-recalque de fundações diretas e os recalques calculados para a condição de trabalho pelo DMT foi satisfatória, pois as previsões realizadas se encontram dentro dos intervalos delimitados pela média mais ou menos o desvio padrão, ou seja, dentro da variabilidade esperada para a área estudada.

As correlações estabelecidas para estimativa dos módulos confinados a partir de resultados dos ensaios CPT para o local estudado tiveram um α_{CPT} igual a 6 para todo o perfil, salvo no horizonte de Sedimento Cenozoico no período seco, quando o α_{CPT} passa a ser 3,5. Assim, as previsões da curva tensão-recalque de fundações diretas empregando essa correlação ajustada também foram satisfatórias, praticamente dentro da faixa de variabilidade esperada, inclusive com possibilidade de se avaliar o efeito da variabilidade sazonal.

A correlação definida entre M_{DMT} e N_{SPT} não levou em conta uma possível influência da variabilidade sazonal, e o valor determinado para α_{SPT} foi igual a 3. Também nesse caso as previsões da curva tensão-recalque de fundações diretas empregando a correlação ajustada também foram aceitáveis. Deve-se destacar que correlações desse tipo possibilitam que se utilize resultados de SPT, em uma etapa preliminar do projeto.

5.2 SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE

A fim de dar continuidade a essa pesquisa algumas possibilidades de estudo, bem como formas de abordagem do problema, serão apresentadas a seguir:

- Ampliar esse estudo para diferentes tipos de solo a fim de avaliar a aplicabilidade da abordagem utilizada;
- Repetir as campanhas de ensaios CPT e DMT em cava inundada utilizando drenos mais profundos e maior tempo de inundação, a fim de que os ensaios de campo nessa condição estejam mais próximos da sucção igual a zero;
- Avaliar a possibilidade de utilizar as curvas tensão-recalque ajustadas com o DMT na condição natural e inundada, com a finalidade de avaliar o potencial de colapso ao longo do perfil do terreno, conforme sugerido por um dos examinadores durante o exame de qualificação;
- Desenvolver uma forma de inundação mais simples e eficiente do subsolo, equivalente a que é utilizada em outros ensaios de campo, para aplicação na identificação do potencial de colapso dos solos, em especial para os ensaios DMT, de modo que se torne mais fácil obter resultados desse ensaio para a condição inundada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGNELLI, N. **Estudo da colapsividade do solo de Bauru através de provas de carga diretas**. 1992. 172f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992.

AGNELLI, N. **Comportamento de um solo colapsível inundado com líquidos de diferentes composições químicas**. 1997. 205f. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1997.

AITCHISON, G.D. Engineering concepts of moisture changes in soils: Statement of the review pane. In: MOISTURE EQUILIBRIA AND MOISTURE CHANGES IN THE SOILS BENEATH COVERED AREAS. **Proceedings...** Sydney: Butterworths, p. 7-21, 1965.

AKBAS, S. O.; KULHAWY, F. H. Axial compression of footings in cohesionless soils: Load-settlement behavior. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v.135, n.11, p.1562-1574, 2009.

ALONSO, E. E.; GENS, A., HIGHT, D. W. Special problems soils. General Report, In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, p. 5.1 -5.60, 1987.

ALONSO, U. R. **Previsão e controle de fundações**. São Paulo: Editora Edgard Blucher. 1991.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D18.02.10**: Suggested method for performing the flat dilatometer test. *Geotech. Testing J.*, v. 9, n. 2, p. 93-101, 1986.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D5778**: Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils. ASTM International, 1995.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D6635-01**. Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer. ASTM, 2007

AMOROSO, S. G- γ decay curves by seismic dilatometer (SDMT). 2011. 494f. (PhD Thesis) University of L'Aquila. Atkinson, J.H. 2000. Non-linear soil stiffness in routine design. **Géotechnique**, v. 50, n.5, p.487-508, 2011.

AOKI, N. Relevância da época de execução da investigação geotécnica no projeto de uma fundação em solo não saturado. In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. **Anais...** São Carlos, p. 629-633, 2004.

AOKI, N; VELLOSO, D. A. An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles. In: 5th PAN AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. **Proceedings...** Buenos Aires, v. 1, 1975.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131**: Estaca – Prova de Carga Estática. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489**: Prova de Carga direta sobre Terreno de Fundação. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 2001.

BALDI, G. et al. Modulus of sands from CPTs and DMTs. In: 12th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. **Proceedings...** Balkema: Rotterdam, p. 165-170, 1988.

BELINCANTA, A. **Energia dinâmica no SPT, resultados de uma investigação teórico experimental**. 1985. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1985.

BELINCANTA, A. **Avaliação de fatores intervenientes no índice de resistência à penetração do SPT**. 1998. 148f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

BELINCANTA, A.; FERRAZ, R. L. Fundamentos e métodos de medidas de energia dinâmica no SPT. **Revista Solos e Rochas**. ABMS, v. 22, n. 3, 2000.

BERNUCCI, L.L.B. **Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego**. 1995. 275f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

BORTOLUCCI, A. A. **Caracterização geológico-geotécnica da região urbana de São Carlos – SP, a partir de sondagens de simples reconhecimento**. 1983. 67f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1983.

BOVOLENTA, R. Settlement of Shallow Foundations on sand. **Geotechnical Engineering**, v.164(GE5), p. 317-26, 2011.

BRIAUD, J.L. Spread footings in sand: Load settlement curve approach. **Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n.8, p.905–920, 2007.

BRIAUD, J. L.; GIBBENS, R. M. Test and prediction results for five large spread footings on sand.' FHWA Prediction Symp., ASCE Spec. Publ. No. 41, ASCE, New York, p. 92–128, 1994.

BURLAND, J. B. BURBIDGE, M. C. Settlement of foundations on sand and gravel. **Proceedings...** Institution of Civil Engineers, v. 78. n. 1, p. 1325-1381, 1985.

BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. Pile Bearing capacity predictions by means of static penetrometer CPT. In: 2nd EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING (ESOP-II). **Proceedings...** Amsterdam, v. 2, p. 493-500, 1982.

CAMPANELLA, R.G.; ROBERTSON, P.K. Current status of thepiezocone test. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUMON PENETRATION TESTING, ISOPT-1. **Proceedings...** Orlando, A.A. Balkema, Rot-terdam, v. 1, p. 93–116, 1988.

CAMPANELAA, R. G.; ROBERTSON, P. K. State-of-the-art in in-situ testing of soils: Developments since 1978". In: ENGINEERING FOUNDATION CONFE. ON UPDATING SUBSURFACE SAMPLING OF SOILS AND ROCKS AND THEIR IN-SITU TESTING. **Proceedings...** Sanda Barbara: California, p. 245-267, 1991.

CAVALCANTE, E. H. **Investigação Teórico-Experimental sobre o SPT**. 2002. 430f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2002.

CAVALCANTE, E. H.; DANZIGER, A. A. B.; DANZIGER, B. R. Estimating the SPT penetration resistance from rod penetration based on instrumentation. In: INT. CONF. ON SITE

CHARACTERIZATION, 2, Porto, Portugal. **Proceedings...** Rotterdam: Millpress, p. 293-298, 2004.

CEPAGRI Meteorologia Unicamp. Média de precipitação da cidade de São Carlos-SP. Disponível em: <https://www.cpa.unicamp.br/outrasinformacoes/clima_muni_549.html>. Acesso em: 20 mai. 2018.

CHIN, F. K. Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. In: 2nd SOUTHEAST ASIAN CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING. **Proceedings...** 1971, p.81-90.

CINTRA, J. C. A. Aplicações da mecânica dos solos não-saturados – Fundações em Solos Colapsíveis. In: 5^o SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO-SATURADOS. **Anais...** São Carlos, 2004, v. 2, p. 575-593.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas**: projetos geotécnicos. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Paulo: RiMa. 2003.

CINTRA, J.C.A; AOKI, N. PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACA. In: CINTRA, J. C. A. et al. **Fundações: Ensaios estáticos e dinâmicos**. São Paulo: Oficina de Textos, p. 55-96, 2013.

CINTRA, J.C.A; CARVALHO, D.; GIACHETTI, H.L.; BORTOLUCCI, A.A.; ALBIERO, J.H. Campo experimental de fundações em São Carlos. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, 1985, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS/ABEF. v.1, p.96-105, 1991.

COLLINS, R.; MILLER, G.A. Cone Penetration Testing in unsaturated soils at two instrumented test sites. In: PROC. UNSAT. SOILS: RESEARCH & APPLICATIONS. **Proceedings...** Australia, v.2, p.1489-1494, 2014.

CONCIANI, W.; BURGOS, P. C.; BEZERRA, R. L. ORIGEM E FORMAÇÃO DOS SOLOS, PERFIS DE INTEMPERISMO. In: CARVALHO, J. C. **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, p. 21-37, 2015.

CONCIANI, W. **Estudo do colapso do solo através de ensaios de placa monitorados com tensiômetros e tomografia computadorizada**. 1997. 245f. Tese (Doutorado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

COSTA, Y. D. J. **Estudo do Comportamento de solo não saturado através de provas de carga e placa**. 1999. 131f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

COZZOLINO, V. M. N.; NOGAMI, J. S. Classificação MCT Para Solo Tropicais. **Solos e Rochas**, v. 16, n. 2, p. 77-91, 1993.

CRONEY, D.; COLEMAN, J. D. Soil moisture suction properties and their bearing capacity on the moisture distribution in soils. In: III Int. Conf. On Soil Mech. And Found. Engng. **Proceedings...** Zurich, v.1, p. 13-18, 1953.

CRUZ, N. **Modelling Geomechanics of residual Soils with DMT Test**. Tese (Doutorado) - Universidade do Porto, 2010.

CRUZ, N.; VIANA DA FONSECA, A. Portuguese experience in residual soil characterization by DMT tests. In: 2nd International Flat Dilatometer Conference. **Proceedings...** Washington D.C, 2006.

DAS, B. **Principles of Foundation Engineering**. 7^a ed. Stamford: Cengage Learning, 2011.

DAS, B.; SIVAKUGAN, N. Settlements of shallow foundations on granular soil—an overview. **International Journal of Geotechnical Engineering**, v.1, n.1, p. 19-29, 2007.

DE MIO, G. Condicionantes geológicas na interpretação de ensaios de piezocone para identificação estratigráfica na investigação geotécnica e geoambiental. 2005. 359 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

DÉCOURT, L. The standard penetration test, state of the art. In: ICSMFE, 12. **Proceedings...** Rio de Janeiro. v.4, p.2405-2416, 1989.

DÉCOURT, L.; NIYAMA, S. PREDICTED AND MEASURED BEHAVIOR OF DISPLACEMENT PILES IN RESIDUAL SOILS. In: XIII ICSMFE. **Proceedings...** New Delhi, v. 2, p. 477-486, 1994.

DÉCOURT, L. Prediction of Load Settlement Relationships for Foundations on the Basis of the SPT-T. Ciclo de conferências Internacionais Leonardo Zeevaert, p. 87-104, México, 1995.

DÉCOURT, L. Behavior of foundations under working load conditions. In: 11th PAN-AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING. **Proceedings...** Foz do Iguaçu, v. 4, p. 453-488, 1999.

DÉCOURT, L. Discussion of Estimation of Bearing Capacity of Circular Footings on Sands Based on Cone Penetration Test, by Junhwan Lee and Rodrigo Salgado. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. v. 132, n.11, p. 1511-1513, 2006.

DÉCOURT, L. **Parâmetros de solo para projetos de fundações**. Engenharia de Fundações Passado recente e perspectivas. Homenagem ao Prof. Nelson Aoki. EESC/USP, 2009.

DOS SANTOS R.A; ROCHA, B.P; GIACHETI, H.L. DMT for Load-Settlement Curve Prediction in a Tropical Sandy Soil Compared to Plate Load Tests. **Geotechnical Testing Journal**, 2019.

DOUGLAS, D.J. State-of-the-art. **Ground engineering**, v. 19, n. 2, p.2-6, 1986.

EUROCODE 7. **European Committee for Standardization**: Geotechnical Design. Section 9: Flat dilatometer test (DMT). 1997.

FELLENIOUS, B. H. The load of piles and new proof testing procedure. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**. ASCE, GT9, v. 101, p. 855-869, 1975.

FELLENIOUS, B. H. The analysis of results from routine pile load tests. **Ground Engineering**. v. 13, n. 6, p. 19-31, 1980.

FERNANDES, J. B.; SAAB, A. L.; ROCHA, B. P.; RODRIGUES, R. A.; GIACHETI, H. L. Resistência de um Perfil de Solo Não Saturado. In: XVIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. **Anais...** Belo Horizonte, 2016.

FONTOURA, S. A. B.; LITTLE, A. L.; COLLINS, K. Shear Strength of Undisturbed Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Particularly as Related to their Structure and Mineral Components. In: Committee on Tropical Soils of the ISSMFE, Peculiarities of Geotechnical Behavior of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. **Proceedings...**, v. 1, pp.45-67, 1985.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. John Wiley & Sons, 1993.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**. v. 31, n. 4, p. 521–532, 1994.

FREITAS, M. C. **Avaliação de técnica de melhoria de solos colapsíveis por meio de colunas de solo laterítico compactado**. 2016. 201f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

FUTAI, M. M. Propriedades Geotécnicas De Solos Saprolíticos e Rochas Alteradas De Filito. In: IX Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. **Anais...**, São Pedro/SP, p. 15 – 29, 1999.

GEORGETTI, G.B. **Resistência de um solo não saturado a partir de ensaios com teor de umidade constante (CW)**. 2010. 108f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

GIACHETI, H.L.; RODRIGUES, R.A.; BEZERRA, R.C; ROCHA, B.P. Seasonal influence in CPT: An unsaturated soil site example. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, 2019. DOI: 10.1016/J.JRMGE.2018.10.005.

GIACHETI, H. L.; PEIXOTO, A. S. P.; MONDELLI, G. Comparação entre Resultados de Ensaio de Penetração com os Cones Mecânico e Elétrico em Solos Tropicais. **Solos e Rochas**, v.27, n. 2, p. 191-200, 2004.

GIACHETI, H.L.; MARQUES, M.E.M.; PEIXOTO, A.S.P. Cone Penetration Testing on Brazilian Tropical Soils. In: PROC. XII PANAM. CONF. ON SOIL MECH. AND GEOTEC. ENG. Culligan, Einstein & Whittle Editors. **Proceedings...** Germany, v.1, p.397-402, 2003.

GOMES, D. D. **Uso do dilatômetro de Marchetti para a previsão da capacidade de carga e dos recalques elásticos de estacas**. 2007. 194f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas e Geotecnia). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

HAMZA, M.; RICHARDS, D. P. Correlations of DMT, CPT and SPT in Nile basin sediment. In: XI AFRICAN REGIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. **Proceedings...** Cairo: Egypt. 1995.

HOLTZ, R. **Stress Distribution and Settlement of Shallow Foundations**. In: H. FANG, ed. FOUNDATION ENGINEERING HANDBOOK. ed. 2, New York: Van Nostrand Reinhold. Ch. 5, p. 166-216, 1991.

IPT. Estudo das fundações para as futuras instalações da Escola de Engenharia de São Carlos. São Paulo, Relatório n. 2269, 1954.

JEFFERIES, M.G.; DAVIES, M.P. Use of CPTu to estimate equivalent SPT N60. **Geotechnical Testing Journal**. v.16, n.4, p. 458-468, 1993. DOI: 10.1520/GTJ10286J.

JENDEBY, L. Deep Compaction by Vibrowing. **Proceedings...** Nordic Geotech. Meeting, v. 1, p. 19 – 24, 1992.

KLUTE, A. Water retention: Laboratory methods. In: A. KLUTE (ED), METHODS OF SOIL ANALYSIS. PART 1. 2ed. **Proceedings...** Madison, WI. 1986, p. 635-662.

KONDNER, R. L. Hyperbolic Stress-Strain Response of Cohesive Soils. **Journal of Soil Mechanics and Foundations division**. ASCE, v. 89, SM. 1, p. 115-143, 1963.

LANCELLOTTA, R. **Geotechnical Engineering**. Rotterdam: A. A. Balkema. p. 436, 1995.

LEHANE, B. M.; FAHEY, M. Using SCPT and DMT data for settlement prediction in sand. In: PROC. 2ND INT. CONF. ON SITE CHARACTERIZATION, **Proceedings...** Porto, v.2, p. 1673-1679, 2004.

LEHANE, B.M.; ISMAIL, M.A.; FAHEY, M. Seasonal dependence of in situ test parameters in sand above the water table. **Géotechnique**, p. 215-218, 2004.

LUNNE T.; CHRISTOPHERSEN, H. P. Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands. In: Offshore Tech. Conf., Richardson. **Proceedings...** Texas, Paper n° 4464, 1983.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P.K.; POWELL, J.J.M. Cone penetration testing in geotechnical practice. **Blackie Academic Professional**, London, p. 311, 1997.

MACACARI, M. F. **Variação da capacidade de carga com a sucção e profundidade em ensaios de placa em solos colapsível**. 2001. 96f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

MACHADO, S. L. **Estudo da compressão confinada e do colapso de um colúvio arenoso compacto**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

MACHADO, S. L. **Aplicação de conceitos de elastoplasticidade a solos não saturados**. 1998. 361. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998.

MARANGON, M., 2004, “Proposição de Estruturas Típicas de Pavimentos para Região de Minas Gerais Utilizando Solos Lateríticos Locais a partir da Pedologia, Classificação MCT e Resiliência”. Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro/RJ.

MARCHETTI, S. In Situ Tests by Flat Dilatometer. **ASCE Jnl**, vol. 106, n. GT3, p. 299-321, 1980.

MARCHETTI, S. The flat dilatometer: Design applications. In: 3rd Geotechnical Engineering Conf., Keynote lecture. **Proceedings...** Cairo, Univ. Cairo Egypt. p. 421-448, 1997.

MARCHETTI, S. Discussion of “CPT-DMT Correlations” by P. K. Robertson. **Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering**, ASCE, p. 441-442, 2011.

MARCHETTI, S.; MONACO, P.; TOTANI, G.; CALABRESE, M. The DMT in soil investigations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON IN SITU MEASUREMENT OF SOIL PROPERTIES AND CASE HISTORIES. **Proceedins...** Bali: Indonesia, p. 95-132, 2001.

MARCHETTI, S., MONACO, P., TOTANI, G. & MARCHETTI, D. In Situ Tests by Seismic Dilatometer (SDMT). ASCE, **Geotechnical Special Publication GPS**, New Orleans, v. 170, p. 292– 311, 2008. Special Publication.

MARCHETTI, S. Vista geral do ensaio dilatométrico. Disponível em: < www.marchetti-dmt.it/pagespictures/testlayout.htm>. Acesso em: 30 jan. 2018.

MARINHO, F. A. M. Investigação Geotécnica Para Quê? In: IV CONFÊRENCIA BRASILEIRA DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS. **Anais...** Salvador, v.2 , 2005.

MAYNE, P. W. Interrelationships of DMT and CPT readings in soft clays. In: 2nd INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE FLAT DILATOMETER. **Proceedings...** Washington, D.C, p. 231-236, 2006.

MAYNE, P.W.; LIAO, T. CPT-DMT interrelationships in Piedmont residuum. In: 2nd INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOPHYSICAL AND GEOTECHNICAL SITE CHARACTERIZATION, ISC-2. **Proceedings...** Porto: Portugal, p. 345-350, 2004.

MAYNE, P.W.; BROWN, D.; VINSON, J.; SCHNEIDER, J.A. & FINKE, K.A. Site Characterization of Piedmont Residual Soils at the NGES, Opelika, Alabama. In: National Geotechnical Experimentation Sites, GSP 93, edited by J. Benoît and A. J. Lutenegeger, **Proceedings...** Reston, VA: ASCE. p. 160–185, 2000. <https://doi.org/10.1061/9780784404843.ch07>

MAYNE, P.W.; POULOS, H.G. Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundations. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 125, n. 6, p. 453-460, 1999.

MENEGOTTO, M. L. **Previsão da Curva Tensão – Recalque de Ensaios de Placa em Solo Não Saturado**. 2004. 219f. Tese (Doutorado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

MEYERHOF, G.G. Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, v. 82, p. 1-19, 1956.

MEYERHOF, G.G. Some Recent Research on Bearing Capacity of Foundations. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 1, n.1, p. 16-26, 1963.

MONACO, P.; TOTANI, G.; CALABRESE, M. DMT-Predicted vs observed settlements: a review of the available experience. In: CONF. ON THE FLAT DILATOMETER. **Proceedings...** Washington D.C., p.244-252, 2006.

MORAIS, T. S. O. **Análise do Comportamento Termomecânico de Fundação Trocadora de Calor em Região de Clima Subtropical**. 2019. (Tese - Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019. No prelo.

MOTA, N. M. B. **Ensaio avançado de Campo na Argila Porosa não saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em projetos de fundação**. 2003. 335f. Tese (Doutorado em Geotecnia). Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Brasília, 2003.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D.F. Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA. **Anais...** Rio de Janeiro. 1981, p 30-41

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, R. D. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Vilibor, 1995.

ODEBRECHT, E. **Medidas de energia no ensaio SPT**. 232f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2003.

PHOON, K. K.; KULHAWY, F. H. Characterization of Geotechnical Variability. **Canadian Geotechnical Journal**. v. 4, n. 36, p. 612-624, 1999. <https://doi.org/10.1139/t99-038>.

POURNAGHIAZAR, M.; RUSSELL, A. R; KHALILI, N. Interpretation of the cone penetration test in unsaturated sands. In: 6th INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, UNSAT 2014. **Proceedings...** Unsat. Soils: research & applications, v.2, p.1675-1681, 2014.

RANDOLPH M.F; WROTH C. P. Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles. **Journal of the Geotechnical Engineering division**. v. 104, n.12, p. 1465-1488, 1978.

REZNIK, Y. M. A method for interpretation of plate load test results. **Engineering Testing Journal**. v.17, n.1, p. 72-79, 1994.

REZNIK, Y. M. Plate load tests of collapsible soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, v. 119, n. 3, p. 608-615, 1993.

ROBERTSON, P. K. CPT-based Soil Behavior Type (SBT) Classification System - an update. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 53, n. 12, p.1910-1927, 2016.

ROBERTSON, P. K. Soil behavior type using the DMT. In: 3RD INT. FLAT DILATOMETER CONF. **Proceedings...** Roma, Italy, p. 243-250, 2015.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G.; GILLESPIE, D.; GREIG, J. Use of piezometer cone data. **Proceedings...** In-Situ-86, ASCE Specialty Conference, p. 1263-1280, 1986.

ROBERTSON, P.K. Interpretation of cone penetration tests - a unified approach. **Canadian Geotechnical Journal**, p.1337-1355, 2009a.

ROBERTSON, P.K. CPT-DMT Correlations. **Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering**, ASCE. p. 1762-1771/19911, 2009b.

ROCHA, B. P. **Caracterização Geotécnica de Solos Tropicais Não Saturados por meio de Ensaios de Campo**. 2018, 240f. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

ROCHA, B. P. **Emprego do Ensaio SPT Sísmico na Investigação de Solos Tropicais**. 2013, 117f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

ROCHA, B. P. et al. Characterization of unsaturated tropical soil by in situ tests. In: 5^o International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization. **Proceedings...** Queensland: Australia, 2016.

RODRIGUES, R.A. **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático**. 2007, 262f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2007.

RUITER, J.; BERINGEN, F.L. Pile foundations for large North Sea structures. **Martime Geotechnology**. v. 3, p. 267-314, 1979.

SAAB, A. L. **Análise da Compressibilidade de um Perfil de Solo Não Saturado por Meio de Ensaios com Sucção Controlada**. 2016. 125f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental). Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia, Bauru, 2016.

SANDRONI, S. S. Young metamorphic Residual Soils, General Report, Proceedings, 9^o Panamerican CSMFE, Vinã del Mar, v. 4, p. 1771-1788, 1991.

SCHMERTMANN, J.H. **Guidelines for Using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for Geotechnical Design**. Harrisburg: Office of Research and Special Studies, 1988.

SCHMERTMANN, J. H. Suggested method for performing the flat dilatometer test. **Geotechnical Testing Journal**, v. 9, n. 2, p. 93-101, 1986.

SCHMERTMANN, J. H. **Guidelines for cone penetration test, performance and design**. Washington: US Federal Highway Administration, 145p, 1978.

SCHMERTMANN, J.H., BROWN, P.R. & HARTMAN. J.P. Improved Strain Influence Factor Diagrams. **J Geotech Eng Div**, v. 104, n. 8, p. 1131–1135, 1978.

SCHNAID, F.; LEHANE, B.M.; FAHEY, M. In situ test characterization of unusual geomaterials. In: PROCEEDINGS OF ISC'2 ON GEOTECHNICAL AND GEOPHYSICAL SITE CHARACTERIZATION. **Proceedings...** Rotterdam, p.49-74, 2004.

SCHNAID, F; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**, 2ª ed. São Paulo: Oficina de textos, p. 224, 2012.

SHAHIN, M. A.; MAIER, H. R.; JAKSA, M. B. Settlement prediction of shallow foundations on granular soils using B-spline neurofuzzy models. **Computers and Geotechnics**, p. 637-647, 2003.

SOUSA, P.S. Comportamento mecânico e hidráulico de um solo residual do granulito-gnaiss de Salvador e sua aplicação no estudo de mecanismos de instabilização de taludes. 2006. 187f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental Urbana). Escola Politécnica da Universidade da Bahia, Salvador, 2006.

TAND, K. E.; FUNEGARD, E. G.; WARDEN, P.E. Predicted/measured bearing capacity of shallow footings on sand. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CONE PENETRATION TESTING (CPT'95). **Proceedings...** Linkoping: Sweden, p. 589-594, 1995.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, W. et al. In: **Fundações: Teoria e prática**. São Paulo: Pini, p. 227-264, 1998.

TEIXEIRA, A.H. A Padronização da sondagem de simples reconhecimento. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 5. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1974, v.3, p.1-22.

TEIXEIRA, A.H. Sondagens. In: PROSPECÇÃO DO SUBSOLO. **Anais...** Recife: ABMS-NE, p.39-61, 1977.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Willey & Sons, 1943.

TOTANI, G.; MARCHETTI, S.; MONACO P. & CALABRESE M. Use of the Flat Dilatometer Test (DMT) in geotechnical design. In: CONF. ON IN SITU MEASUREMENT OF SOIL PROPERTIES. **Proceedings...** Indonesia, p. 6, 2001.

TSCHEBOTARIOFF, G. **Foundations: Retaining and Earth Structures**. New York: McGraw-Hill Book Co, 1973.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. In: 3rd INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. **Proceedings...** Switzerland: Zurich, p. 84-90, 1953.

VAZ, L.F. Genetic Classification of Soils and Rock Weathering Layers in Tropical Regions [in Portuguese]. **Soils & Rocks**. v.19, n.2, p.117–136, 1996.

VELLOSO, P. P. C. Estacas em solo: Dados para a estimativa do comprimento. In: CICLO DE PALESTRAS SOBRE ESTACAS ESCAVADAS. Clube de Engenharia, Rio de Janeiro, 1981.

VELLOSO, D.A., LOPES, F.R. **Fundações: Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VIEIRA, A. M; MARINHO, F. A. M. Variação Sazonal de Sucção em um Talude de Solo Residual em São Paulo. In: III Congresso Brasileiro de Estabilidade de Enconstas, **Anais...** Rio de Janeiro, v.1, p. 287-295, 2001.

VILAR, O. M. **Introdução à mecânica dos solos não saturados**. Apostila – Notas de Aula da disciplina Resistência ao cisalhamento nos solos (SGS 5846) – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2002.

VILAR, O. M. **Estudo da compressão unidirecional do Sedimento Moderno (Solo superficial) da cidade de São Carlos**. 1979. 110f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1979.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, J. E.; NOGUEIRA, J. B. Solos Colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. **Anais...** Rio de Janeiro/RJ, v. 1, p. 209-224, 1981.

YANG, H. **The Cone Penetration Test in Unsaturated Silty Sands**. 2014. 301f. (PhD thesis) - The University of New South Wales, Sydney, NSW, Australia, 2014.

ZAWADZKI L; BAJDA M. Impact of the moisture content in medium sands on CPTU test results. In: t6 Ann. Warsaw Univ. of Life Sci. – SGGW, Land Reclam, v.48, n.3, p.221-231, 2016.

ZHANG, G.; ROBERTSON, P.K., BRACHMAN, R.W.I. Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground. **Canadian Geotech. Journal**. p. 1168-1180. DOI: 10.1139/T02-047, 2002.