

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

CAIO HENRIQUE DE CASTRO ALMEIDA

**ENSAIO COM PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE SÍSMICO (S-DPL) EM
SOLO NÃO SATURADO: EXECUÇÃO E INTERPRETAÇÃO**

São Carlos

2023

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

CAIO HENRIQUE DE CASTRO ALMEIDA

**ENSAIO COM PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE SÍSMICO (S-DPL) EM
SOLO NÃO SATURADO: EXECUÇÃO E INTERPRETAÇÃO**

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

Orientador: Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti

Versão Corrigida
Original se encontra na unidade que aloja o programa

São Carlos

2023

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).

AA447e Almeida, Caio Henrique de Castro
ENSAIO COM PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE SÍSMICO
(S-DPL) EM SOLO NÃO SATURADO: EXECUÇÃO E INTEPRETAÇÃO /
Caio Henrique de Castro Almeida; orientador Heraldo
Luiz Giacheti. São Carlos, 2023.

Dissertação (Mestrado) - Programa de
Pós-Graduação e Área de Concentração em Geotecnia --
Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de
São Paulo, 2023.

1. DPL. 2. interpretação racional. 3. solos não
saturados. 4. sucção. 5. ensaio híbrido. 6. sísmica
downhole. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **CAIO HENRIQUE DE CASTRO ALMEIDA**.

Título da dissertação: "ENSAIO COM PENETRÔMETRO DINÂMICO LEVE SÍSMICO (S-DPL) EM SOLO NÃO SATURADO: EXECUÇÃO E INTERPRETAÇÃO".

Data da defesa: 04/10/2023.

Comissão Julgadora

Resultado

Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti

(Orientador)

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

APROVADO

Prof. Dr. José Orlando Avesani Neto

(Escola Politécnica/EP-USP)

APROVADO

Profa. Dra. Kátia Vanessa Bicalho

(Universidade Federal do Espírito Santo/UFES)

APROVADO

Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia:
Profa. Assoc. **Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Titular **Carlos De Marqui Junior**

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço ao Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti pela orientação, disponibilidade e pela confiança para a realização desse trabalho. Agradeço também a Prof.^a Dr.^a Cristina de Holanda Cavalcanti Tsuha, o Prof. Dr. Edmundo Rogério Esquivel e o ao prof. Dr. Breno Padovezi Rocha pelos direcionamentos e sugestões.

Agradeço à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela bolsa concedida para a realização da pesquisa.

Agradeço ao colega e amigo João Luiz Botega Nogari pelo apoio na execução das campanhas de investigação. Agradeço também ao colega Nélio José Bastos pelo suporte na coleta e interpretação dos dados de energia do DPL e ao colega Guilherme Bravo Brauss e ao Sérgio Antônio Gimenez Junior na ajuda com a interpretação dos dados dos ensaios *downhole* e no auxílio na execução de ensaios de campo.

Agradeço aos meus pais, José Carlos Vieira de Almeida e Ângela Maria de Castro Almeida, pelas palavras de incentivo e a Giovanna Batista Sampaio por todo o apoio durante a realização da pesquisa, por me encorajar a iniciar e por me motivar a finalizar o mestrado.

RESUMO

ALMEIDA, C. H. C. (2023). **Ensaio com Penetrômetro Dinâmico Leve Sísmico (S-DPL) em Solo Não Saturado: Execução e Interpretação**. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, USP de São Carlos, Brasil.

Dentro do grande número de penetrômetros dinâmicos disponíveis destaca-se o penetrômetro dinâmico leve (DPL), equipamento leve e compacto capaz de acessar locais onde equipamentos de sondagem convencionais apresentariam dificuldade. Devida sua baixa energia de cravação, o DPL é sensível à pequenas variações que ocorrem ao longo do perfil, esse fator combinado com a boa repetibilidade do ensaio o torna adequado para avaliar a influência da sucção em perfis de solos não saturados. A aplicabilidade do ensaio com DPL para identificar os efeitos da sucção nas propriedades do solo é testada investigando dois locais com diferentes valores de sucção. Utilizando os parâmetros obtidos por meio da interpretação racional do ensaio com DPL foi possível normalizar seus resultados, incorporando a influência da sucção, metodologia já empregada em resultados de CPT e DMT. Além disso, foi incorporado ao ensaio com DPL o ensaio sísmico *downhole* através da introdução de um transdutor sísmico na ponteira do equipamento, dando origem ao S-DPL. O ensaio com S-DPL foi realizado em duas áreas distintas que possuem resultados de ensaios sísmicos *crosshole*. Os perfis de velocidade de propagação de ondas S (V_s) obtidos pelo S-DPL estão de acordo com os resultados de ensaios sísmicos *crosshole*. Esse ensaio híbrido, o DPL sísmico, pode ser usado na investigação preliminar de áreas com solo tropical não saturado.

Palavras-chave: DPL. Interpretação racional. Solos não saturados. Sucção. Ensaio híbrido. Sísmica *downhole*.

ABSTRACT

ALMEIDA, C. H. C. (2023). **Seismic Dynamic Probing Light Test (S-DPL) in Unsaturated Soil: Procedure and Interpretation**. Masters Dissertation, University of São Paulo, USP of São Carlos, Brazil.

Within the large scope of dynamic penetrometers available, the dynamic probing light (DPL) stands out, this light and compact equipment can access sites where conventional sounding equipment may present difficulties. Due to its low driving energy, the DPL is sensible to small variations in the soil profile, this factor combined with the test's good repeatability makes it a viable test to evaluate the suction influence in unsaturated soil profiles. The applicability of the DPL test in identifying the suction influence on soils properties is tests in two locations with different suction values. Using parameters obtained with the DPL test rational interpretation it was possible to normalize the DPL test results, incorporating the suction influence, methodology already used with CPT and DMT results. In addition, the downhole seismic test was incorporated into the DPL test through the introduction of a seismic transducer into the equipment's cone, creating the S-DPL. The S-DPL test is performed in two distinct areas that have crosshole seismic tests results. The shear wave velocity profiles (V_s) obtained with the S-DPL are in accordance with the crosshole seismic test data. This hybrid test, the seismic DPL, can be used in the preliminary site characterization of unsaturated tropical soil sites.

Keywords: DPL. Rational interpretation. Unsaturated soils. Suction. Hybrid test. Downhole seismic test.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
2 OBJETIVOS	3
2.1 Objetivo Geral.....	3
2.2 Objetivos Específicos.....	3
3 REVISÃO DA LITERATURA	4
3.1 Investigações do Subsolo	4
3.2 Penetrômetros Dinâmicos	7
3.2.1 O Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL)	8
3.2.2.1 Vantagens e Limitações	17
3.2.3 Formulação Teórica	19
3.2.4 Capacidade de Carga de Fundações Profundas.....	22
3.2.5 Tensão Admissível para Fundações Diretas	25
3.2.6 Energia Calculada (E_{meas}).....	26
3.2.6.1 Eficiência do martelo	29
3.2.6.2 Eficiência da ponteira.....	30
3.2.7 Interpretação Racional de Ensaios de Penetração Dinâmicos	31
3.2.7.1 Interpretação do SPT pela proposta de Lobo (2005)	35
3.3 Influência da Sucção	39
3.3.1 Relação entre Sucção e Teor de Umidade	43
3.3.2 Variabilidade da Sucção por meio de Ensaios de Campo.....	44
3.4 Ensaios Sísmicos.....	47
3.4.1 Ensaio <i>Downhole</i>	50
3.4.1.1 Transdutor sísmico	52
3.4.2.2 Fonte sísmica.....	54
3.4.2.3 Sistema de aquisição de dados	55

3.4.2.4 <i>Trigger</i>	56
3.4.2.5 Filtros.....	56
3.4.2.6 Determinação da velocidade de propagação da onda.....	57
4 MATERIAIS E MÉTODOS.....	62
4.1 Áreas estudadas	62
4.1.1 Campo Experimental da UNESP de Bauru	62
4.1.1.1 Características geológicas.....	63
4.1.1.2 Características geotécnicas	63
4.1.1.3 Curva de retenção de água no solo	65
4.1.2 Campo Experimental da USP de São Carlos.....	66
4.1.2.1 Características geológicas.....	67
4.1.2.2 Características geotécnicas	68
4.2 Ensaios realizados.....	69
4.3 Equipamentos e <i>Software</i>	73
4.3.1 DPL.....	73
4.3.1.1 Ponteira sísmica do DPL	76
4.3.1.2 Adaptações do DPL para determinação de Vs	77
4.3.3 Fonte Sísmica	79
4.3.4 <i>Trigger</i>	79
4.3.5 Central e <i>software</i> de aquisição de dados.....	80
4.3.6 CPT.....	81
4.3.7 DMT	82
4.4 Procedimentos dos Ensaios Realizados.....	82
4.4.1 DPL.....	82
4.4.1.1 Repetibilidade do DPL	82
4.4.2 Ensaio Sísmico <i>Downhole</i> com o DPL (S-DPL).....	83
4.4.2 Eficiência do Martelo (Er).....	88

4.4.3 Cálculo da Força Dinâmica (Fd)	90
4.4.4 CPT	90
4.4.5 DMT	90
4.4.6 Teor de Umidade.....	90
4.5 Avaliação da Influência da Sucção	91
5 RESULTADOS.....	93
5.1 DPL	93
5.2 Ensaio Sísmico <i>Downhole</i> com o DPL (S-DPL)	98
5.3 Eficiência do Martelo.....	100
5.4 Interpretação Racional do Ensaio com DPL	101
5.5 CPT	102
5.5.1 Comparação entre CPT e DPL.....	103
5.6 DMT.....	104
5.7 Perfil de Teor de Umidade e Efeito da Sucção	106
5.8 Interpretação Racional do DPL Considerando os Efeitos da Sucção	108
6 CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE.....	110
7 REFERÊNCIAS.....	112

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

- A: área da seção transversal da ponteira;
- A_h : área da seção transversal da haste guia;
- a_l : área lateral da ponteira;
- A_p : área da ponta da estaca;
- a_b : área da base da ponteira;
- B: módulo volumétrico;
- BST: ensaio de cisalhamento em poço;
- c: velocidade de propagação de onda no aço das hastes;
- CPT: ensaio de penetração de cone;
- CPT-u: ensaio CPT com medida de poropressão;
- c_v : coeficiente de adensamento;
- CV: coeficiente de variação;
- ΔL : trecho da estaca em que há atrito;
- DMT: dilatômetro de Marchetti;
- DP: penetrômetro dinâmico;
- D_R : densidade relativa;
- E: energia transferida às hastes guia;
- E: módulo de Young;
- $E(t')$: energia transferida às hastes guia até o tempo t' ;
- e: avanço do penetrômetro por golpe;
- e: índice de vazios;
- e_0 : penetração crítica;
- e_1 : compressão elástica das hastes;
- $E_{amostrador}$: energia entregue ao amostrador do SPT;
- E_f : energia consumida pelo atrito;
- ϵ_m : deformação axial da haste instrumentada;
- E_{meas} : média das energias calculadas;
- E_{penetr} : energia potencial do penetrômetro;
- $E_{ponteira}$: energia entregue à ponteira;
- E_r : eficiência do martelo;
- E_{theor} : energia de cravação teórica;

F: força;

F_d : força dinâmica média;

$F_{d,l}$: força dinâmica lateral;

$F_{d,p}$: força dinâmica de ponta;

FDP: ensaio de pressiómetro de deslocamento;

F_f : força de atrito;

FVT: ensaio de palheta de campo;

g: aceleração da gravidade;

G_0 : módulo de cisalhamento máximo;

H: altura de queda do martelo;

k_0 : coeficiente de empuxo em repouso;

L: distância;

LL: limite de liquidez;

LP: limite de plasticidade;

M: massa do martelo;

M' : massa do penetrômetro;

M_v : módulo de variação volumétrica;

n: expoente de tensão;

OCR: razão de sobre adensamento;

p_a : pressão atmosférica;

PBP: ensaio de pressiómetro com pré-furo;

PE_{theor} : energia potencial teórica;

q_{ad} : tensão admissível;

q_d : resistência dinâmica de ponta;

q_p : resistência de ponta unitária;

Q_p : resistência de ponta da estaca;

Q_{pn} : resistência de ponta unitária normalizada;

q_s : resistência estática;

Q_U : capacidade de carga total da estaca;

r: raio das hastes guia;

R_d : resistência dinâmica de ponta;

r_d : resistência unitária de ponta;

R_s : resistência estática;

s: sucção total;

s_o : sucção osmótica;

SBP: ensaio de pressiómetro autoperfurante;

S-CPT-u: ensaio CPT-u com medida de velocidade de propagação de ondas sísmicas;

S-DMT: ensaio DMT com medida de velocidade de propagação de ondas sísmicas;

s_m : sucção matricial;

SPT: ensaio de simples reconhecimento com medida de N_{SPT} ;

S_u : resistência ao cisalhamento não drenada;

t: tempo;

T: torque;

U: perímetro da estaca;

u_0 : poro pressão estática in-situ;

u_a : pressão atuante no ar do solo;

u_w : pressão atuante na água do solo;

v: velocidade;

V_p : velocidade de propagação das ondas P;

V_s : velocidade de propagação das ondas S;

W: trabalho;

Z: impedância mecânica;

χ : parâmetro de tensão efetiva;

ϕ_D : diâmetro da ponteira;

ϕ_{ar} : diâmetro das hastes guia;

ϕ' : ângulo de atrito interno efetivo;

γ : peso específico efetivo do solo;

γ_d : peso específico seco do solo;

λ : coeficiente de Buisson;

η_3 : eficiência do sistema;

ν : coeficiente de Poisson;

ρ : massa específica;

σ_v : tensão vertical geostática;

σ'_v : tensão vertical efetiva;

τ : resistência lateral unitária.

1 INTRODUÇÃO

O estudo da influência da sucção em solos não saturados depende do conhecimento da curva de retenção de água no solo para que seja possível compreender o efeito da variação da umidade em seu comportamento. Os parâmetros geotécnicos de um maciço de solo não saturado podem variar temporalmente na zona ativa do perfil de sucção, com diferentes valores em diferentes épocas do ano (SAAB, 2016). A sucção influencia os parâmetros que por ela são afetados, como por exemplo a resistência ao cisalhamento do solo e a resistência por atrito lateral de um elemento de fundação (ZACARIN, 2022).

A utilização de alguns ensaios de campo quase sempre é baseada de uma abordagem semiempírica. Giacheti et al. (2019) advertem que a literatura que trata a interpretação de ensaios de campo em solos tropicais não saturados ainda é limitada.

Formas mais modernas de interpretação de ensaios de campo, como a interpretação racional do SPT proposta por Odebrecht (2003) e Lobo (2005), abrem a possibilidade da utilização de equipamentos que antes dependiam de abordagens semiempíricas, como por exemplo os ensaios com penetrômetros dinâmicos (DP).

Estudos com penetrômetros dinâmicos vem sendo realizados ao redor do mundo nos últimos 50 anos, e a maioria deles busca correlações empíricas com o SPT e o CPT (DOS SANTOS e BICALHO, 2017). Dentro do grande número de penetrômetros dinâmicos disponíveis destaca-se o penetrômetro dinâmico leve (DPL), equipamento utilizado devido a sua simplicidade e facilidade de fabricação e execução do ensaio (FIGUEIREDO, CUNHA e CONCIANI, 2013).

O DPL tem como principal atrativo o fato de ser um equipamento leve e compacto, capaz de acessar locais onde os equipamentos de sondagem convencionais apresentariam restrições de uso, como taludes inclinados, locais alagados, pântanos, matas fechadas e locais sem acesso a veículos pesados (CUNHA e NILSSON, 2003). O DPL é predominantemente utilizado na fase de investigação preliminar (DUANTE, PINHO e LADEIRA, 2004), para se obter correlações com outros ensaios (DOS SANTOS e BICALHO, 2017), na definição do perfil do subsolo a partir da variação do índice de resistência a penetração (BUTCHER, MCELMEEL e POWELL, 1996), para os projetos de fundações, rodovias e no cálculo da estabilidade de taludes (CUNHA e NILSSON, 2003).

O DPL pode ser empregado para avaliar a heterogeneidade de um perfil do subsolo, mesmo dentro em um mesmo extrato do maciço, por possuir uma cravação quase contínua e,

devido a sua baixa energia de cravação, é mais sensível à pequenas variações que ocorrem ao longo do perfil, variações que muitas vezes acabam não sendo registradas por outros ensaios com energias maiores, como o SPT (DUARTE, PINHO e LADEIRA, 2004).

Giacheti et al. (2019) afirmam que uma campanha de investigação adequada realizada em um maciço de solo tropical não saturado deve considerar os efeitos da sucção nas propriedades do solo. Portanto, os métodos utilizados na caracterização desses solos devem ser capazes de identificar estas variações e quantificar sua influência. O caráter quase contínuo do DPL combinado com sua baixa energia de cravação e boa repetibilidade (KHODAPARAST, RAJIBI e MOHAMMADI, 2015) são bons indicativos da aplicação do DPL para o monitoramento da influência da sucção em maciços de um solo não saturado, por meio da interpretação racional dos resultados do ensaio realizados em diferentes épocas do ano.

Com o intuito de aumentar o número de informações serem obtidas com o DPL avalia-se a viabilidade de combinar o ensaio com DPL com o ensaio sísmico *downhole* através da introdução de um transdutor sísmico na ponteira do equipamento, possibilitando a obtenção de parâmetros de rigidez do solo, em especial o módulo cisalhante máximo (BAZIW, 2002). Deste modo, esse ensaio passa a ser híbrido, possibilitando obter mais de um parâmetro num único ensaio com o DPL Sísmico (S-DPL), para investigação de solos tropicais não saturados.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

Contribuir com o desenvolvimento do ensaio com DPL, em especial na interpretação dos seus resultados por meio de uma abordagem racional em solos não saturados, levando em conta o efeito da sucção, e incorporar ensaio sísmico *downhole* ao DPL.

2.2 Objetivos Específicos

- a) Apresentar uma síntese da experiência acumulada sobre a utilização e interpretação de resultados de ensaios com DPL;
- b) Avaliar o efeito da sucção em um perfil de subsolo não saturado por meio da interpretação racional do ensaio com DPL;
- c) Avaliar a repetibilidade dos resultados do ensaio com DPL em um perfil de subsolo não saturado.
- d) Projetar, fabricar e testar uma ponteira sísmica e avaliar a possibilidade de realizar ensaios sísmicos *downhole* com o DPL para se obter perfis de velocidade de propagação de ondas cisalhantes (V_s);
- e) Comparar os valores de V_s obtidos com a ponteira sísmica do DPL com resultados de ensaios sísmicos *crosshole* presentes nos locais investigados.

3 REVISÃO DA LITERATURA

3.1 Investigações do Subsolo

A investigação do subsolo, realizada por meio de ensaios geotécnicos de campo, são essenciais em qualquer obra de engenharia pois permitem definir o perfil do subsolo e fornecem índices e parâmetros necessários para um projeto geotécnico. A investigação geotécnica do subsolo tem como objetivo reduzir custos e minimizar riscos, restringindo a possibilidade de confrontar o engenheiro com condições geotécnicas imprevistas (WELTMAN e HEAD, 1983).

Os índices e parâmetros a serem obtidos, segundo Schnaid e Odebrecht (2012), devem conter minimamente uma definição satisfatória da estratigrafia e uma estimativa realista das propriedades de comportamento dos materiais envolvidos.

Os parâmetros capazes de serem obtidos por meio de diferentes técnicas de ensaios de campo estão no Quadro 3.1, em conjunto com um indicativo da aplicabilidade de cada ensaio para a obtenção de cada um desses parâmetros (LUNNE et al., 1997).

Quadro 3.1: Sumário dos principais ensaios de campo e um indicativo de suas aplicabilidades na obtenção de parâmetros geotécnicos

GRUPO	ENSAIO IN-SITU	PARÂMETRO GEOTÉCNICO										TIPO DE SOLO							
		Tipo de Solo	Perfil	u ₀	OCR	D _R	φ	S _u	G ₀ ou E	σ/ε	m _v	k ₀	c _v	Rocha Dura	Rocha Branda	Pedregulho	Areia	Silte/Argila	Turfa/Orgânico
Penetrômetros (Dinâmicos e Estáticos) & "Direct Push"	DP	C	B	-	C	C	C	C	-	-	-	-	-	-	C	C	A	B	B
	SPT	B	B	-	C	C	C	C	-	-	-	-	-	-	C	C	A	B	B
	CPT	B	A	-	B	B	B	B	C	C	C	-	-	-	B	B	A	A	A
	CPT-u	A	A	A	B	A	A	A	C	B	A	A	-	-	B	B	A	A	A
	S-CPT-u	A	A	A	A	A	A	A	B	B	A	A	-	-	B	B	A	A	A
	DMT	B	B	B	B	C	B	B	C	B	C	B	-	-	C	C	A	A	A
	S-DMT	B	B	B	A	B	B	A	B	B	C	B	-	-	C	C	A	A	A
	FVT	B	C	-	B	-	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	A	B
	PBP	B	B	-	C	C	B	B	C	C	C	C	-	-	A	A	B	B	B
	SBP	B	B	A*	B	B	B	A	A	B	B	A*	-	-	C	-	B	A	B
Outros	FDP	B	B	B	C	C	B	A	A	B	B	A	-	-	C	-	B	A	A
	Ensaio de Placa	C	-	-	B	C	B	B	B	B	C	C	C	C	A	B	B	B	B
	BST	C	-	-	-	B	C	-	-	-	-	-	C	B	C	C	C	C	-
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	-	-	A	B	A	A	A	A	A	A	B
	Sísmico - Poço	C	C	-	B	C	-	A	C	-	-	-	A	A	A	A	A	A	B
	Sísmico - Superfície	-	C	-	B	C	-	A	C	-	-	-	A	A	A	A	A	A	A
	Ruptura Hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	-	-	C	C	-	B	B	-	-	B	C

Fonte: Modificado de Lunne et al., 1997.

“A” indica uma aplicabilidade alta, “B” indica uma aplicabilidade moderada, “C” indica uma aplicabilidade baixa e “-“ indica uma aplicabilidade inexistente;

u_0 é a poro pressão estática in-situ;

OCR é a razão de sobre adensamento;

D_R é a densidade relativa;

ϕ' é o ângulo de atrito interno efetivo;

S_u é a resistência ao cisalhamento não drenada;

G_0 é o Módulo de cisalhamento máximo;

E é o Módulo de Young;

σ/ε é a relação entre a tensão e a deformação;

m_v é o Módulo de variação volumétrica;

k_0 é o Coeficiente de empuxo em repouso;

c_v é o Coeficiente de adensamento;

DP significa Penetrômetro Dinâmico;

SPT significa Ensaio de Simples Reconhecimento com medida de N_{SPT} ;

CPT significa Ensaio de Penetração de Cone;

CPT-u representa um ensaio CPT com medida de poropressão (Piezocone);

S-CPT-u representa um ensaio CPT com medida de poropressão e medida de velocidade de propagação de ondas sísmicas (Ensaio de Piezocone Sísmico);

DMT significa Dilatômetro de Marchetti;

S-DMT representa um ensaio DMT com medida de velocidade de propagação de ondas sísmicas (Ensaio de Dilatômetro Sísmico);

FVT significa Ensaio de Palheta de Campo;

PBP significa Ensaio de Pressiômetro com pré-furo;

SBP significa Ensaio de Pressiômetro autoperfurante;

FDP significa Ensaio de Pressiômetro de Deslocamento;

BST significa Ensaio de Cisalhamento em Poço.

Os ensaios selecionados para serem utilizados em uma campanha de investigação do subsolo devem ser capazes de permitir a obtenção dos parâmetros desejados, serem compatíveis com as características econômicas da obra e cumprir as exigências de prazo da obra ou etapa em que o projeto se encontra.

3.2 Penetrômetros Dinâmicos

Entre as investigações do subsolo por meio de ensaios de campo mais comuns têm-se os penetrômetros dinâmicos, que são os mais simples e provavelmente os mais antigos ensaios empregados em geotecnia (BUTCHER, McELMEEL e POWELL, 1996). Os penetrômetros são equipamentos que tem o objetivo de estimar a resistência de solos e rochas brandas a partir da medida de um índice de resistência à penetração dinâmica de uma ponteira (PANTELIDIS e CRHISTODOULOU, 2017). Tais equipamentos podem ser manuais ou mecanizados.

Os penetrômetros dinâmicos foram originalmente projetados para obter dados qualitativos sobre a resistência à penetração do solo, em particular para se avaliar a compacidade de solos não coesivos devido a dificuldades de obter uma amostra representativa (SANGLERAT, 1972). Hoje ampliou-se seu uso a fim de se obter dados quantitativos para uso em projetos de fundações rasas, profundas, pavimentação e obras de terra.

Segundo Sanglerat (1972) estes equipamentos também são utilizados para a definição do perfil estratigráfico, que pode ser feita das seguintes maneiras:

- a) A partir da variação brusca do índice de resistência a penetração, baseando-se no conhecimento prévio da formação geológica do perfil;
- b) A partir de ábacos específicos para cada tipo de ensaio, elaborados com base em parâmetros empíricos e estudos estatísticos;
- c) A partir da amostragem direta, podendo ser realizada interrompendo o ensaio, coletando uma amostra na profundidade desejada com o auxílio de um amostrador e, em seguida, retomando o ensaio, ou utilizando ponteiros especializadas que cumprem tanta a função de ponteira quanto a de amostrador, como os amostradores de pistão.

Sanglerat (1972) caracteriza os penetrômetros dinâmicos como instrumentos simples empregados na investigação geotécnica, constituídos basicamente de:

- a) Ponteira ou cone: peça localizada na extremidade inferior do penetrômetro, responsável pelo avanço no perfil do subsolo. Possui um ângulo de ápice, geralmente de 90°, e tem diâmetro normalizado, podendo ou não ser do mesmo diâmetro das hastes guia. Nos

casos em que o penetrômetro tem o objetivo de coletar amostras de solo a ponteira é substituída por um amostrador, que passa a exercer essa função;

- b) Hastes guia: hastes que ligam a ponteira à cabeça de bater, localizada acima do nível do terreno. Normalmente com 1,0 metro de comprimento linear, podendo ser maciças ou ocas;
- c) Cabeça de bater: peça localizada na extremidade superior do penetrômetro, responsável por receber os golpes do martelo e transferir os esforços para às hastes guia;
- d) Martelo: responsável por gerar a energia de cravação. Possui massa e altura de queda normalizada para cada tipo de penetrômetro. Possui um guia que garante a verticalidade do peso durante a queda livre. Pode ter o levantamento e o acionamento manuais ou mecanizados.

Martelos com levantamento e acionamento mecanizados são preferíveis, pois eliminam a influência do operador, garantindo que não tenha variação da altura de queda do martelo e nem da frequência de aplicação dos golpes, assegurando que a eficiência do ensaio permaneça constante.

Os ensaios com penetrômetros dinâmicos também têm a vantagem de não demandarem ancoragem, uma vez que não necessitam de reação vertical. A necessidade de ancoragem pode ser um fator limitante em ensaios realizados sobre solos moles.

3.2.1 O Penetrômetro Dinâmico Leve (DPL)

O penetrômetro dinâmico leve (DPL) é um equipamento de cravação quase contínua, que não coleta amostra e que tem por objetivo estimar parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo ensaiado, assim como definir perfil do subsolo por meio de variações no índice de resistência a penetração. Os parâmetros passíveis de serem obtidos com o DPL assim como sua compatibilidade com cada tipo de solo são mostrados no Quadro 3.1 na linha correspondente aos ensaios DP.

Todas as informações contidas nesta seção têm como base a norma EN ISO 22476-2:2005+A1:2011, que é a mais recente até o momento. Esta norma internacional foi escolhida pois, até o momento, ainda não existe uma norma brasileira para esse ensaio.

Da mesma forma que os demais penetrômetros dinâmicos, o DPL é composto por uma ponteira, hastes guias, uma cabeça de bater e um martelo, caindo de uma altura normalizada a uma frequência conhecida. Os componentes do DPL são:

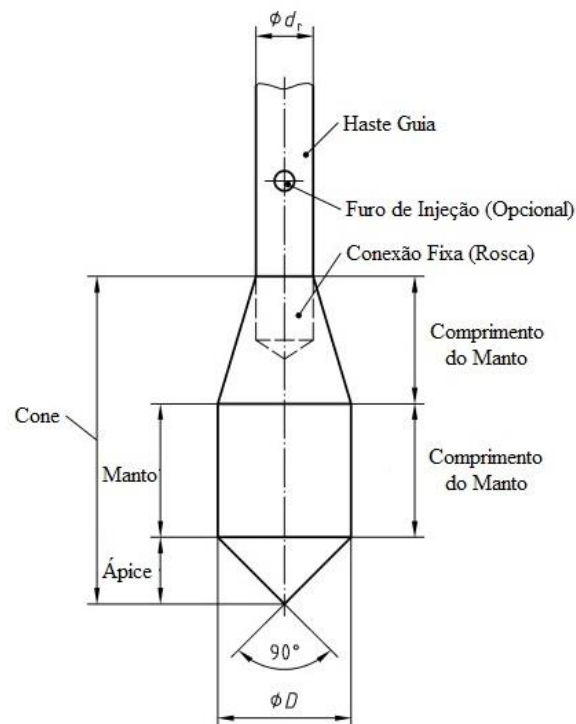
- a) Ponteira ou Cone: possui um corpo cilíndrico que converge em um ângulo de ápice de 90° . Possui um diâmetro normalizado de $35,7 \pm 0,3\text{mm}$, que resulta em uma área de seção de $0,1\text{m}^2$. Seu manto cilíndrico possui o mesmo comprimento de seu diâmetro. Possui um desgaste máximo normalizado e, portanto, suas dimensões devem ser checadas por meio de um gabarito antes do início do ensaio.

A ponteira pode ser tanto fixa quanto perdida. A ponteira fixa é conectada rigidamente às hastes guias por meio de roscas, quando utilizada essa solução a ponteira deve conter um rebaixo que possibilite o aperto das roscas por meio de um par de chaves fixas. A ponteira perdida possui um rebaixo em sua face superior que permite o encaixe das hastes guias, esta solução facilita o saque das hastes pois elas permanecem livres do contato do solo, mas tende a encarecer o ensaio, uma vez que a ponteira permanece enterrada no local após sua conclusão, essa solução também impossibilita a medida de torque ao final de cada metro de ensaio.

Em um equipamento que permite a injeção de lama ou água a ponteira deve possuir um ou mais furos para saída de fluido acima de seu corpo ou em uma peça localizada entre a ponteira e a haste guia imediatamente acima dela. Neste caso as hastes guias devem ser obrigatoriamente ocas.

As características de uma ponteira fixa de DPL são mostradas na Figura 3.1.

Figura 3.1: Ponteira fixa do DPL



Fonte: Modificado de EN ISO 22476-2:2005+A1:2011.

Onde ϕ_{dr} é o diâmetro das hastes guia e ϕ_D é o diâmetro da ponteira.

- b) Hastes Guia: deve ser feita de um aço de alta resistência que garanta sua durabilidade sem deformações excessivas, as deformações máximas permitidas são regidas por norma e a linearidade das hastes deve ser aferida visualmente no final de cada ensaio, uma inspeção mais rigorosa deve ser realizada a cada 20 ensaios. As hastes não devem exceder 2,0m de comprimento e devem ser conectadas rigidamente entre si por meio de roscas que não interfiram em seu diâmetro externo, que deve permanecer constante. As hastes devem possuir um rebaixo perto de suas extremidades que possibilite o aperto das roscas por meio de um par de chaves fixas até o seu encosto, garantindo uma melhor transferência de energia entre elas.

As hastes devem possuir um diâmetro externo máximo de 22,0mm e sua massa por metro não deve exceder 3,0kg, de maneira que sua carga estática não interfira nos resultados do ensaio.

É preferível que as hastes possuam uma marcação fixa a cada 0,1m de comprimento para facilitar a contagem do número de golpes durante a execução do ensaio.

A linearidade das hastes deve ser passível de conferência durante o decorrer do ensaio, que pode ser paralisado caso as hastes derivem do alinhamento vertical em um valor superior ao permitido por norma;

- c) Cabeça de Bater: deve ser feita de um aço de alta resistência que garanta sua durabilidade frente aos impactos que sofrerá durante sua vida útil. Há a possibilidade da utilização de um coxim entre a cabeça de bater e o martelo desde seja confeccionado de um material suficientemente rígido que não interfira de maneira significativa na transmissão de energia do martelo para as hastes e que seus parâmetros de rigidez não variem no decorrer de sua vida útil.

Deve possuir um diâmetro entre 50,0mm e o diâmetro do martelo e sua massa, incluindo a cabeça de bater e o dispositivo de guia do martelo que possa estar conectado a ela, não deve superar 6,0kg.

Em um equipamento que permite a injeção de lama ou água a cabeça de bater deve possuir um engate que possibilite a injeção deste fluido em seu corpo ou em uma peça localizada entre a cabeça de bater e a haste guia imediatamente abaixo dela. Nesse caso as hastes guia devem ser obrigatoriamente ocas;

- d) Martelo: deve possuir uma massa de $10,0 \pm 0,1$ kg e uma altura de queda de $500,0 \pm 10,0$ mm. Deve possuir um sistema de guias que garanta sua verticalidade e cair em queda livre, desconectado de qualquer sistema que possa ter sido utilizado para auxiliar seu levantamento. Nenhuma carga deve ser aplicada sobre a cabeça de bater durante o levantamento do martelo.

Os golpes devem ser aplicados de maneira contínua em uma frequência entre 15 e 30 golpes por minuto, qualquer interrupção durante a cravação de um metro deve ser relatada.

As dimensões, massas e tolerâncias dos componentes dos diversos penetrômetros dinâmicos abordados na norma EN ISO 22476-2:2005+A1:2011 são mostrados no Quadro 3.2.

Quadro 3.2: Dimensões, massas e tolerâncias dos componentes dos penetrômetros dinâmicos da norma EN ISO 22476-2:2005+A1:2011

Aparato de Penetração Dinâmica	Símbolo	Unidade	DPL (Leve)	DPM (Médio)	DPH (Pesado)	DPSH (Super Pesado)	
						DPSH-A	DPSH-B
Sistema de cravação							
massa do martelo (novo)	<i>m</i>	kg	10 ± 0,1	30 ± 0,3	50 ± 0,5	63,5 ± 0,5	63,5 ± 0,5
altura de queda	<i>h</i>	mm	500 ± 10	500 ± 10	500 ± 10	500 ± 10	750 ± 20
Cabeça de bater							
diâmetro	<i>d</i>	mm	50 < <i>d</i> < <i>D_h</i> ^a	50 < <i>d</i> < <i>D_h</i> ^a	50 < <i>d</i> < 0,5 <i>D_h</i> ^a	50 < <i>d</i> < 0,5 <i>D_h</i> ^a	50 < <i>d</i> < 0,5 <i>D_h</i> ^a
massa (máxima) (haste guia não inclusa)	<i>m</i>	kg	6	18	18	18	30
Cone de 90°							
área nominal da base	<i>A</i>	cm ²	10	15	15	16	20
diâmetro da base (nova)	<i>D</i>	mm	35,7 ± 0,3	43,7 ± 0,3	43,7 ± 0,3	45,0 ± 0,3	50,5 ± 0,5
diâmetro da base usada (mínimo)		mm	34	42	42	43	49
comprimento do manto	<i>L</i>	mm	35,7 ± 1	43,7 ± 1	43,7 ± 1	90,0 ± 2 ^b	51 ± 2
altura do cone		mm	17,9 ± 0,1	21,9 ± 0,1	21,9 ± 0,1	22,5 ± 0,1	25,3 ± 0,4
desgaste máximo da ponta do cone		mm	3	4	4	5	5
Hastes guia^c							
massa (máxima)	<i>m</i>	kg/m	3	6	6	6	8
diâmetro externo (máximo)	<i>d_r</i>	mm	22	32	32	32	35
Trabalho por golpe	$\frac{mgh}{A}$ <i>E_n</i>	kJ/m ²	49	98	164	195	234
^a <i>D_h</i> é o diâmetro do martelo, em caso de martelos retangulares, a menor dimensão é assumida como o diâmetro equivalente ^b apenas para o cone perdido ^c extensão da haste guia não deve ultrapassar 2 m NOTA As tolerâncias indicadas são tolerâncias de fabricação							

Fonte: Modificado de EN ISO 22476-2:2005+A1:2011.

Além dos componentes apresentados, universais em todos os penetrômetros dinâmicos, o DPL também pode contar com um dispositivo que possibilite a medida do torque necessário para girar as hastes guia uma volta e meia ao final de cada metro cravado. A medida de torque deve ser realizada utilizando um torquímetro com capacidade máxima de pelo menos 200Nm e uma resolução mínima de 5Nm (EN ISO 22476-2:2005+A1:2011). O giro realizado para a medida do torque também auxilia no aperto das roscas da composição de hastes guia, impedindo que elas se afrouxem durante a cravação.

Todos os componentes do penetrômetro devem ser verificados e calibrados após sofrerem algum dano, reparo, sobrecarga ou a cada 6 meses (EN ISO 22476-2:2005+A1:2011).

Durante a execução do ensaio deve ser registrado o número de golpes necessários para que o sistema avance 0,1m, denominado N_{10} . Recomenda-se o uso de um contador mecânico para esta operação (EN ISO 22476-2:2005+A1:2011).

Os valores de torque necessários para girar as hastes uma volta e meia após a cravação de cada metro de ensaio também podem ser registrados, a mesma medida deve ser realizada no término do ensaio. Recomenda-se que o torquímetro utilizado seja dotado de uma ponteira de arraste ou, caso utilizado um torquímetro digital, que ele seja capaz de armazenar os valores medidos em sua memória (EN ISO 22476-2:2005+A1:2011).

O ensaio deve ser interrompido quando 10 medidas consecutivas de N_{10} forem superiores a 50 ou quando o avanço do equipamento é inferior à 0,1m mesmo quando aplicados 100 golpes. O ensaio também deve ser interrompido caso constatado que a haste guia projetada para fora do terreno desvia mais de 5% da vertical, desvios superiores a 2% devem ser registrados (EN ISO 22476-2:2005+A1:2011).

A norma EN ISO 22476-2:2005+A1:2011 não restringe a profundidade do ensaio desde que obedecida a deflexão máxima das hastes guias. No entanto, a própria norma alerta sobre a influência do atrito lateral das hastes, principalmente em solos coesivos. Borowczyk e Frankowski (1981) abordam o conceito de profundidade crítica, para a qual a influência do atrito do solo com as hastes passa a comprometer a exatidão dos dados. Sanglerat (1972) ressalta que o atrito desenvolvido entre as hastes guia e o solo normalmente é muito pequeno quando comparado com a resistência do solo à penetração da ponteira que está sendo medida e, na maioria dos casos, pode ser ignorado até uma profundidade de 10,0m.

Uma das maneiras de se minimizar o efeito do atrito das hastes com o solo nos resultados do ensaio com DPL é a rotação das hastes a cada metro de cravação, procedimento exigido pela própria EN ISO 22476-2:2005+A1:2011 para a medida do torque, porém, Borowczyk e Frankowski (1981) constatam a baixa eficácia desse método.

A “*Société d’Etudes et de Réalisation de Matériel d’Essais de Sols*” (SERMES) afirma que possuir uma razão entre o diâmetro da ponteira e o diâmetro das hastes guia inferior a raiz quadrada de três (1,7 aproximadamente) é o suficiente para evitar o atrito entre as hastes guia e o solo na maioria dos casos, conforme mostra a Equação 3.1 (SANGLERAT, 1972).

$$\frac{d_p}{d_h} < \sqrt{3} \quad (3.1)$$

d_p é o diâmetro da ponteira (m);

d_h é o diâmetro das hastes guia (m).

A SERMES, porém, reforça que a maneira mais eficaz de diminuir essa influência é por meio da injeção de lama estabilizante no furo durante a execução do ensaio (SANGLERAT, 1972). A influência do atrito das hastes guia com o solo nos resultados de resistência à penetração do DPL também pode ser estimada com o aumento dos valores de torque, medidos a cada metro de ensaio, e ser subsequentemente corrigida utilizando tabelas e fórmulas teóricas (BUTCHER, MCELMEEL e POWELL, 1996; ABUEL-NAGA, HOLTRIGE e PENDER, 2011).

Depois do DPL ter sido popularizado na Europa, ele teve sua primeira normatização internacional em 1989 pela “*International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*” (ISSMFE) no “*Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils – TC16 with Reference Test Procedures*”, que tinha o objetivo de uniformizar os procedimentos e a conformação de diversos ensaios de penetração (BUTCHER, McELMEEL e POWELL, 1996).

Entre as normatizações constam a uniformização das dimensões e do ângulo de ápice da ponteira, a limitação do diâmetro externo e interno máximos das hastes guia, instauração de um limite de massa para cada elemento que gera carga estática no ensaio e o estabelecimento dos limites de tolerância das dimensões do equipamento e da altura de queda do martelo, elementos que variavam de país para país. No entanto, esta primeira normatização não inclui recomendações sobre as interpretações nem sobre o uso dos dados obtidos nos ensaios abordados (BUTCHER, McELMEEL e POWELL, 1996).

Subsequentemente a normatização do ensaio foi atualizada pela “*Deutsches Institut für Normung*” (DIN), instituto de normatização alemão, na DIN 4094-3 de 1990 e pela “*British Standard*” (BS), instituto de normatização inglês, na BS 1377-9, também em 1990, que, diferente de seu correspondente alemão, continha apenas as configurações mais pesadas dos penetrômetros dinâmicos abordados na DIN 4094-3:1990.

A DIN 4094-3 de 1990 já continha as dimensões, tolerâncias e procedimentos muito próximos aos encontrados na norma mais atual. Em 2002 a DIN 4094-3 foi revisada, incluindo

procedimentos sobre a medição da energia envolvida nos ensaios e critérios de interpretação dos dados.

Foi somente em 2005 que uma nova padronização entre as normas existentes na União Europeia deu origem à EN ISO 22476-2. A norma EN ISO 22476-2:2005 contém todos os aspectos da DIN 4094-3:2002 e inclui o procedimento e os equipamentos necessários para a medida de torque como parte do escopo do ensaio.

A EN ISO 22476-2:2005 recebeu uma errata em 2007 durante sua publicação no Reino Unido com o objetivo de corrigir incongruências com demais normas britânicas. As alterações na norma foram denominadas “*corrigendum No. 1*” e a norma passou a ser chamada de EN ISO 22476-2:2005 com incorporação do “*corrigendum No. 1*”, mas ainda era citada simplesmente como EN ISO 22476-2:2005.

Em 2012 a EN ISO 22476-2:2005 recebeu uma emenda denominada A1:2011, que corrige pontos importantes da norma e explicita procedimentos e dimensões que antes ficavam sujeitos a interpretações. A norma passou a ser chamada de EN ISO 22476-2:2005+A1:2011 no Reino Unido e de EN ISO 22476-2:2012 na Alemanha. No texto é padronizada a referência EN ISO 22476-2:2005+A1:2011 por fazer menção direta à norma EN ISO 22476-2:2005.

Paralelamente a esse processo foi publicada a norma europeia que aborda investigações do subsolo, a EN 1997-2 de 2007, mas ao abordar os ensaios DP ela estabelece que os ensaios devem ser realizados de acordo com o proposto pela EN ISO 22476-2:2005.

Estudos com o DPL vem sendo realizados de maneira extensiva ao redor do mundo nos últimos 50 anos. A maioria tenta buscar correlações empíricas com o SPT e o CPT e a utilização dos dados do DPL para projeto de fundação (DOS SANTOS e BICALHO, 2017). Há também estudos que tentam correlacionar os resultados de DPL diretamente com a resistência ao cisalhamento do solo, índice de suporte Califórnia (CBR) e grau de compactação (KHODAPARAST, RAJIBI e MOHAMMADI, 2015; BUTCHER, McELMEEL e POWELL, 1996).

Entre os estudos mais recentes utilizando o DPL que não visam obter correlações empíricas com outros ensaios de campo ou laboratório destacam-se Silva e Miguel (2008), que desenvolveram um método de estimativa de capacidade de carga de estacas de pequeno diâmetro por meio dos dados obtidos do DPL em diferentes campos experimentais brasileiros.

Devido a sua natureza quase contínua e baixa energia de cravação, há pesquisadores que classificam o DPL como um equipamento de cravação semi-estática (AGUIAR et al., 2018). Por este motivo diversos pesquisadores sugerem que os resultados de DPL se correlacionam

melhor com os resultados de CPT do que com os resultados de SPT (AGUIAR et al., 2018; SANTOS e BICALHO, 2017; DUARE, PINHO e LADEIRA, 2004; FIGUEIREDO, CUNHA e CONCIANI, 2013; LINGWANDA, LARSSON e NYAORO, 2015), constatação que é acentuada pela similaridade das dimensões da ponteira do DPL com o cone do CPT. Este argumento é reforçado por outros pesquisadores devido a constatação de que a natureza quase contínua do DPL e o fato dele não possuir amostrador possui maior influência em seu comportamento do que seu mecanismo dinâmico de cravação (LINGWANDA, LARSSON e NYAORO, 2015).

Estudos mais antigos sobre o DPL devem ser analisados com ressalvas, pois muitos deles foram realizados com versões antigas do equipamento que não obedecem às normas que estabelecem as dimensões, energia de cravação e configuração atual do equipamento. Dos Santos e Bicalho (2017) ainda reforçam a cautela necessária em utilizar correlações encontradas na literatura devido ao seu forte caráter regional e o fato de muitas delas serem baseadas em análises estatísticas simplistas.

Versões mais antigas do DPL possuíam uma ponteira com ângulo de ápice de 60°, análoga à ponteira do CPT. Bastos (2016) comparou resultados de ensaios com DPL utilizando uma ponteira com ângulo de ápice de 90°, em conformidade com a norma EN ISO 22476-2:2005+A1:2011, e outra com ângulo e ápice de 60° e concluiu que as ponteiras fornecem resultados equivalentes.

Nas últimas duas décadas os esforços têm sido focados em aplicar os conceitos da interpretação racional do ensaio SPT, popularizados por Odebrecht (2003), Odebrecht, Schnaid, Rocha e Bernardes (2005) e Lobo (2005), na interpretação dos resultados do DPL, abrindo a possibilidade de uma abordagem teórica dos resultados do ensaio para o cálculo da capacidade de carga de fundações. Bastos (2016) utiliza os dados obtidos por meio da interpretação racional do DPL para classificar o solo a partir dos ábacos utilizados por Robertson et al. (1986b) na interpretação do CPT, obtendo resultados satisfatórios.

Outro avanço recente foi a instrumentação dinâmica do DPL para a obtenção da energia que efetivamente contribui para a cravação da ponteira, que foi abordado na última iteração da norma do ensaio (EN ISO 22476-2:2005+A1:2011) e explorado por Figueredo (2016) utilizando as metodologias apresentadas na norma americana ASTM D4633:2005.

3.2.2.1 Vantagens e Limitações

Por se tratar de um equipamento com cravação quase contínua, o DPL é excelente para se avaliar a possível heterogeneidade de um perfil do subsolo, mesmo dentro em um mesmo extrato. Devida sua baixa energia de cravação, o DPL é mais sensível às pequenas variações de comportamento que ocorrem ao longo do perfil, variações que acabam não sendo captadas por outros ensaios com maiores energias, como o DPSH e o SPT (DUARTE, PINHO e LADEIRA, 2004). Além disso, um ensaio contínuo produz informações valiosas sobre a variabilidade do perfil do subsolo que são difíceis de simular por meio de amostragens e ensaios de laboratório, conforme destaca Robertson (2012).

A maior vantagem do ensaio com DPL é a acessibilidade. Devido a sua configuração leve e compacta o ensaio pode ser realizado em locais onde outros ensaios têm dificuldade de acessar, como em taludes inclinados, locais alagados, pântanos, matas fechadas e locais sem acesso a veículos pesados (CUNHA e NILSSON, 2003), além de locais com limitações de altura, e próximo da divisa com outras edificações.

Uma característica essencial de qualquer ensaio geotécnico é sua repetibilidade, verificada através do cálculo do coeficiente de variação (CV), razão entre o desvio padrão e a média de uma amostra, de resultados de ensaios localizados próximos uns aos outros (HERRICK e JONES, 2002).

Em uma pesquisa realizada por Khodaparast, Rajibi e Mohammadi (2015) foram realizadas 30 campanhas de sondagem utilizando um penetrômetro dinâmico médio (DPM), que possui configuração similar ao DPL, como mostrado no Quadro 3.2. Em cada uma destas campanhas foram executados três ensaios, cada um deles com equipamentos do DPM de diferentes fabricantes e distantes entre si em menos 0,5m. Nesse estudo foram obtidos coeficientes de variação que variaram de 0,0% a 12,4%. Como parâmetro de comparação, Lee, White e Ingles (1983) obtiveram resultados de CV para o SPT que variavam de 27,0% a 85,0% e, nesse mesmo estudo, os autores recomendam que o valor de CV deve permanecer abaixo dos 30,0%, o que indica uma boa repetibilidade do DPM e, por extrapolação, do DPL. Harr (1987) estabelece que, para análises de variabilidade geotécnica, um CV abaixo de 10% é considerado baixo, um CV entre 15% e 30% é considerado moderado e um CV acima de 30% é considerado elevado.

Butcher, McElmeel e Powell (1996) também asseguram a boa repetibilidade das configurações dos penetrômetros abordados na norma EN ISO 22476-2:2005+A1:2011, mas

destacam a necessidade de um equipamento com martelo automático (mecanizado) para garantir a repetibilidade dos resultados. Butcher, McElmeel e Powell, 1996 afirmam que a repetibilidade do ensaio é prejudicada apenas em solos pedregulhosos.

Por último, uma vantagem em empregar os penetrômetros dinâmicos tratados na norma EN ISO 22476-2:2005+A1:2011 é a compatibilidade entre as diferentes configurações possíveis do ensaio, mostrados no Quadro 3.2. Mesmo os diferentes penetrômetros possuindo diferentes energias de cravação, todos convergem para o mesmo parâmetro, a resistência dinâmica de ponta (q_d) e, portanto, são intercomunicáveis. Butcher, McElmeel e Powell (1996) asseguram que os valores de q_d obtidos a partir dos resultados provenientes das diferentes configurações de penetrômetros dinâmicos contidos no Quadro 3.2 são muito similares.

Por se tratar de um equipamento com cravação quase contínua e com uma ponteira maciça o DPL não coleta amostras durante a execução do ensaio. Assim, a obtenção do perfil do subsolo é realizada a partir da constatação de variações bruscas da resistência dinâmica de ponta (q_d), baseando-se em conhecimentos prévios da formação geológica do perfil. Porém, para Robertson (2012) o fato de um ensaio não coletar amostras durante sua execução não é motivo para excluí-lo do repertório de ensaios disponíveis, uma vez que, segundo esse autor, uma amostra de pequeno diâmetro pode ser retirada utilizando mecanismos simples sem o acréscimo de custos significativos.

Além disso, o DPL possui uma capacidade de cravação limitada quando comparado a outros penetrômetros, portanto, seu progresso pode ser impedido por estratos de solo muito resistentes à penetração ou blocos de rocha erráticos presentes no perfil. Por isso, recomenda-se que o DPL, quando utilizado em perfis de solos residuais, seja usado em solos mais porosos onde ele tenha capacidade de atingir profundidades representativas (DUARTE, PINHO e LADEIRA, 2004). Há pesquisadores que utilizam este argumento para evidenciar a compatibilidade do uso do DPL com solos tropicais, que tendem a apresentarem matrizes porosas de baixa densidade (FIGUEIREDO, CUNHA e CONCIANI, 2013).

Devida sua baixa energia de cravação o DPL sofre maior influência do lençol freático. A norma EN ISO 22476-2:2005+A1:2011 alerta que em solos grossos localizados na zona saturada os valores de N_{10} tendem a diminuir quando comparados com um mesmo solo, nas mesmas condições, localizado na zona não saturada. A norma sugere uma correção dos valores de resistência à penetração baseada na granulometria da areia afetada por esta redução.

A mesma norma mostra que a influência do lençol freático também pode ser observada em solos finos, os quais podem ter um aumento dos valores de N_{10} quando comparados com

um mesmo solo, nas mesmas condições, localizado na zona não saturada, porém, nos solos finos essa alteração não é garantida, podendo ocorrer ou não dependendo da capilaridade, pressão neutra e condições do fluxo de água.

Outro fator determinante que prejudica a adoção do DPL na prática usual da geotecnia brasileira é que parte considerável da teoria utilizada para a determinação de capacidade de carga de fundações profundas por meio do DPL consiste na utilização de correlações com o SPT ou CPT, seguida da aplicação de algum método de cálculo semiempírico já consagrado. No entanto, como já foi demonstrado por diversos pesquisadores, esta abordagem pode não ser adequada e levar a resultados pouco confiáveis (FIGUEIREDO, CUNHA e CONCIANI, 2013; PANTELIDIS e CHRISTODOULOU, 2017; LINGWANDA, LARSSON e NYAORO, 2015; SANTOS e BICALHO, 2017; AGUIAR et al., 2017).

Além disso, para avaliar a capacidade de carga de uma fundação profunda tem-se mais vantagens em se utilizar uma sondagem que alcance grandes profundidades. O DPL, além de ser limitado pela sua energia de cravação, passa a sofrer interferências do atrito das hastes guia com o solo a partir de 10,0m de profundidade segundo Sanglerat (1972).

3.2.3 Formulação Teórica

O principal índice medido durante um ensaio com penetrômetro dinâmico é o número de golpes do martelo necessários para a ponteira avançar uma distância predefinida no subsolo. Diversas fórmulas procuraram determinar a capacidade de suporte de um solo por meio dos resultados obtidos a partir de ensaios com penetrômetros dinâmicos, porém, poucas delas possuem aplicação prática (SANGLERAT, 1972).

Segundo Caquot e Kerisel (1966) a equação mais apropriada para a determinação da resistência de um solo a partir dos dados obtidos de um ensaio com o penetrômetro dinâmico é a fórmula holandesa, apresentada a seguir:

$$q_d = \frac{M^2 \times g \times h}{A \times e \times (M + M')} \quad (3.2)$$

q_d é a resistência dinâmica de ponta (Pa);

M é a massa do martelo (kg);

g é a aceleração da gravidade (m/s²);

h é a altura de queda do martelo (m);
 A é a área da seção transversal da ponteira (m²);
 e é o avanço do penetrômetro por golpe (m);
 M' é a massa do penetrômetro (kg).

M' é a soma da massa de todos os componentes do penetrômetro que exercem carregamento estático no solo, com exceção do martelo. Como a maior influência no valor de M' vem da massa do hasteamento o termo é comumente encontrado na literatura como massa das hastes, expresso como M_r .

O valor do avanço do penetrômetro por golpe também é frequentemente denominado de penetração permanente da ponteira e encontrado na literatura ilustrado pelos símbolos “ p ”, “ ρ ” ou “ Δp ”. No texto é mantido o símbolo “ e ” em conformidade à norma EN ISO 22476-2:2005+A1:2011. No ensaio com DPL, como o registro do número de golpes é realizado em um intervalo de 0,1m, o avanço do penetrômetro por golpe (e) pode ser expresso por:

$$e = \frac{0,1}{N_{10}} \quad (3.3)$$

N_{10} é número de golpes do martelo necessários para que o DPL avance 0,1m no subsolo.

A fórmula holandesa considera o penetrômetro como uma estaca sendo cravada no subsolo a partir de um choque totalmente inelástico, onde toda energia gerada pelo impacto do martelo é transferida para a ponteira, sem provocar deformações permanentes, e não leva em consideração a compressão elástica das hastes do penetrômetro (SANGLERAT, 1972).

Mesmo que toda a energia gerada pelo martelo não seja utilizada na cravação da ponteira, havendo perdas pelo atrito entre os componentes e geração de som e calor, a fórmula holandesa continua sendo utilizada até hoje. A norma EN ISO 22476-2:2005+A1:2011, a mais atual até o momento, traz a mesma equação para a obtenção da resistência dinâmica de ponta (q_d), dividindo-a em três partes:

$$E_{\text{theor}} = M \times g \times h \quad (3.4)$$

$$r_d = \frac{E_{\text{theor}}}{A \times e} \quad (3.5)$$

$$q_d = r_d \times \left(\frac{M}{M + M'} \right) \quad (3.6)$$

E_{theor} é a energia de cravação teórica (J);

M é a massa do martelo (kg);

g é a aceleração da gravidade (m/s²);

h é a altura de queda do martelo (m);

r_d é a resistência unitária de ponta (Pa);

A é a área da seção transversal da ponteira (m²);

e é o avanço do penetrômetro por golpe (m);

q_d é a resistência dinâmica de ponta (Pa);

M' é a massa do penetrômetro (kg).

A resistência unitária de ponta (r_d) representa o trabalho realizado pelo penetrômetro durante a cravação da ponteira. Já a resistência dinâmica de ponta (q_d) modifica o valor de r_d levando em consideração a inércia dos componentes fixos do penetrômetro. A junção destas três parcelas resulta na Equação 3.2.

O valor da energia de cravação teórica, ou energia potencial gravitacional do martelo, também é frequentemente encontrado na literatura representado pelos símbolos “E*”, “E” ou “ENTHRU”. No texto é mantido a denominação “ E_{theor} ” em conformidade à norma EN ISO 22476-2:2005+A1:2011.

Se a energia de cravação do ensaio foi determinada diretamente através de instrumentos, utiliza-se a energia média obtida nas medições (E_{meas}) para o cálculo de r_d ao invés da energia calculada pela Equação 3.4.

Com o objetivo de contribuir para uma melhor estimativa da resistência calculada pela Equação 3.2 incorporou-se à fórmula holandesa a influência da compressão elástica das hastes. Para isto, um novo fator foi adicionado à Equação 3.2, o e_1 , correspondente à compressão elástica das hastes, dando origem a fórmula holandesa modificada:

$$q_d = \frac{M^2 \times g \times H}{A \times (e + e_1) \times (M + M')} \quad (3.7)$$

e_1 corresponde à compressão elástica das hastes, calculada por meio da Lei de Hooke (m).

Porém, devido à complexidade de se obter valores de e_1 combinado com a baixa influência da compressão elástica das hastes nos valores de resistência unitária de ponta o fator e_1 é frequentemente desconsiderado (SANGLERAT, 1972).

Os pesquisadores pioneiros (BUISSON, 1953; CAQUOT e KERISEL, 1966; SANGLERAT, 1972) calculam a resistência dinâmica de ponta como uma massa, e não uma tensão, conforme apresentado a seguir:

$$R_d = \frac{M^2 \times h}{e \times (M + M')} \quad (3.8)$$

R_d é a resistência dinâmica de ponta (kg);

M é a massa do martelo (kg);

h é a altura de queda do martelo (m);

e é o avanço do penetrômetro por golpe (m);

M' é a massa do penetrômetro (kg).

3.2.4 Capacidade de Carga de Fundações Profundas

Idealmente a capacidade de carga de uma fundação seria obtida através de uma prova de carga estática realizada sobre uma estaca modelo, onde o ensaio simularia o carregamento estático que o elemento de fundação resistiria durante sua vida útil. Esse método nem sempre é possível de ser empregado em razão da quantidade e variedade de estacas dentro de uma mesma obra. A norma NBR 6122 de 2019 prevê uma quantidade mínima de estacas que devem ser submetidas a uma prova de carga em razão da quantidade de estacas da obra e magnitude das cargas de projeto. No entanto, a capacidade de carga da grande maioria dos elementos de fundação é obtida por meio de dados obtidos de penetrômetros, em sua maioria dinâmicos.

As formulações para o cálculo da capacidade de carga através de dados obtidos de penetrômetros dinâmicos interpretam a cravação do penetrômetro no solo como um modelo reduzido da cravação dinâmica de uma estaca (SANGLERAT, 1972). Como a resistência dinâmica de ponta, mesmo tendo influência do atrito lateral da ponteira, representa predominantemente a resistência de ponta (Q_p), Sanglerat (1972) sugere que, para transformar q_d em Q_p basta dividi-lo por um fator de correção igual a 6.

$$Q_p = \frac{R_d \times g}{6} \quad (3.9)$$

Q_p é a resistência de ponta da estaca (N);

R_d é a resistência dinâmica de ponta (kg);

g é a aceleração da gravidade (m/s²);

Buisson (1953) também parte do princípio de interpretar o penetrômetro como o modelo reduzido de uma estaca, porém, ele busca relacionar a resistência dinâmica, obtida por meio de penetrômetros dinâmicos, com a resistência estática, obtida através de provas de carga estáticas realizadas em estacas de diferentes diâmetros. Para isso, Buisson (1953) introduz dois fatores: o coeficiente de Buisson (λ) é a penetração crítica (e_0).

O coeficiente de Buisson é a relação entre a resistência estática e a resistência dinâmica, que varia de acordo com o tipo de solo, em que:

$$\lambda = \frac{q_s}{q_d} = \frac{R_s}{R_d} \quad (3.10)$$

λ é o coeficiente de Buisson;

q_s é a resistência estática (Pa);

q_d é a resistência dinâmica (Pa);

R_s é a resistência estática (kg);

R_d é a resistência dinâmica (kg).

Buisson (1953) interpreta q_d como um valor de resistência dinâmica e não exclusivamente como resistência dinâmica de ponta, englobando os efeitos do atrito lateral.

Já e_0 representa um valor crítico de penetração permanente. A partir dele, o trabalho transferido ao penetrômetro é suficiente para vencer as resistências passivas que se opõem ao avanço da estaca, tornando válida a Equação 3.10. Segundo esse autor isso pode ser observado pelo fato do fator λ ser crescente conforme se aumenta os valores de “e”, tornando-se constante a partir de um certo valor de e, denominado e_0 , conforme mostra a Figura 3.2.

Figura 3.2: Relação entre o coeficiente λ e avanço do penetrômetro para diferentes tipos de solo

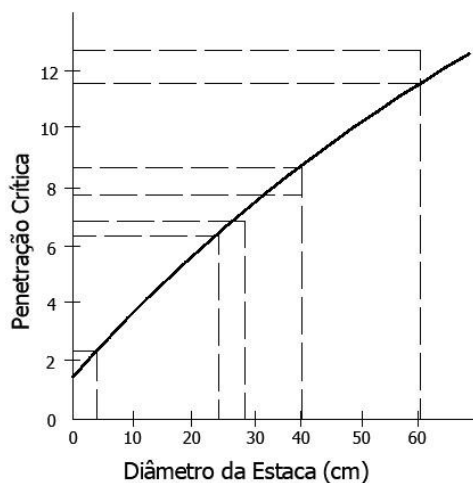


Fonte: Modificado de Buisson, 1953.

Conforme pode ser observado na Figura 3.2 o valor de λ é de 0,3 para turfas, 0,5 para argilas, 0,75 para areias e 1,0 para pedregulhos, podendo ultrapassar 1,0 para certos tipos de rocha. Estes valores foram posteriormente confirmados por L'Herminier e Tcheng (1961) e novamente avaliados por Sanglerat (1972), que obteve resultados equivalentes.

A Figura 3.2 sugere um valor de e_0 constante e igual a aproximadamente 2,5mm, porém, o valor de penetração crítica aumenta conforme aumenta-se o diâmetro da estaca, ou diâmetro equivalente no caso de estacas retangulares, conforme mostrado na Figura 3.3.

Figura 3.3: Relação entre e_0 e o diâmetro da estaca



Fonte: Modificado de Buisson, 1953.

Nos casos em que $e < e_0$, utiliza-se o valor de penetração crítica para o cálculo da resistência dinâmica e , conseqüentemente, da resistência da estaca ao invés do avanço do penetrômetro por golpe, em que:

$$Q_U = \lambda \times \frac{M^2 \times g \times H}{e \times (M + M')} = \lambda \times R_d \times g \quad \text{onde } e > e_0 \quad (3.11)$$

$$Q_U = \lambda \times \frac{M^2 \times g \times H}{e_0 \times (M + M')} \quad \text{onde } e < e_0 \quad (3.12)$$

Q_U é a capacidade de carga total da estaca (N);

λ é o coeficiente de Buisson;

M é a massa do martelo (kg);

g é a aceleração da gravidade (m/s²);

h é a altura de queda do martelo (m);

e é o avanço do penetrômetro por golpe (m);

e_0 é a penetração crítica (m);

M' é a massa do penetrômetro (kg).

Buisson (1953) ressalta a importância de se conhecer a eficiência do penetrômetro para a correta aplicação do método.

3.2.5 Tensão Admissível para Fundações Diretas

No passado a tensão admissível em campo era obtida através de provas de carga em placas, que atuam como um modelo reduzido de uma sapata. Devido ao tempo necessário para a execução do ensaio e sua dificuldade em alcançar as camadas de interesse elas são pouco utilizadas atualmente (TSUHA, 2003). Por esse motivo, diversos pesquisadores tentaram comparar a tensão admissível, obtida através de provas de carga em placa, e a resistência dinâmica de ponta, com resultados satisfatórios (SANGLERAT, 1972).

Sanglerat (1972) sugere que, para tubulões e fundações rasas apoiadas sobre solos não coesivos em que $1 < h/B < 4$, onde “h” representa a profundidade da base da sapata e “B” representa o diâmetro ou menor dimensão da sapata, a Tensão Admissível pode ser calculada por:

$$q_{ad} = \frac{q_d}{20} \quad (3.13)$$

q_{ad} é a tensão admissível (Pa);

q_d é a resistência dinâmica de ponta (Pa).

Sanglerat (1972) destaca que, para sapatas onde $h/B < 1$ a tensão admissível calculada pela Equação 3.13 é superestimada.

Essa razão é obtida por meio da formulação teórica de Terzaghi, desprezando o termo $(\gamma \times B/2) \times N_\gamma$ e adotando um valor médio de 9 para o termo $c \times N_c$ no caso de solos coesivos (SANGLERAT, 1972). A formulação teórica de Terzaghi é expressa por:

$$q_r = c \times N_c + q \times N_q + \frac{\gamma \times B}{2} \times N_\gamma \quad (3.14)$$

q_r é a tensão de ruptura (Pa);

c é a coesão do solo (Pa);

q é a sobrecarga do solo situado acima da cota de apoio da sapata (Pa);

γ é o peso específico efetivo do solo (N/m³);

N_c , N_q e N_γ são fatores de capacidade de carga.

3.2.6 Energia Calculada (E_{meas})

Durante a queda livre parte da energia potencial gravitacional do martelo, denominada energia de cravação teórica (E_{theor}), é perdida por meio do atrito com suas guias e, ao atingir a cabeça de bater, mais uma parcela dessa energia é perdida em forma de som, calor, vibração e amortecimento provocado pelo coxim. Por esse motivo é necessário verificar a parcela da energia potencial inicial que efetivamente é transferida para as hastes guia, denominada energia calculada (E_{meas}).

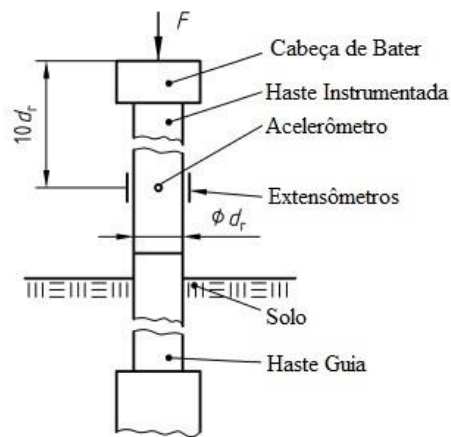
Além de padronizar ensaios realizados com diferentes configurações de equipamento, o cálculo da E_{meas} abre a possibilidade de calcular a energia que efetivamente atinge a ponteira e é convertida em penetração permanente, possibilitando a interpretação racional do ensaio.

A norma EN ISO 22476-2:2005+A1:2011 contém uma seção dedicada a descrever a metodologia para a obtenção da energia calculada, e para isso ela propõe a inclusão de um trecho de haste instrumentada entre a cabeça de bater e a haste guia mais superficial do conjunto.

A haste instrumentada deve ser fabricada com o mesmo material e dimensões das hastes guia utilizadas no penetrômetro e deve ser dotada de um sistema para medir a aceleração do

conjunto, composto por um ou mais acelerômetros, e outro para medir a deformação elástica do trecho instrumentado, composto por um ou mais pares de extensômetros (*strain gauges*). Ambos os sistemas de medição devem estar posicionados a uma distância igual a dez vezes o diâmetro das hastes guia abaixo da face da cabeça de bater que recebe os golpes, conforme indicado na Figura 3.4.

Figura 3.4: Haste instrumentada para a determinação da E_{meas}



Fonte: Modificado de EN ISO 22476-2:2005+A1:2011.

Onde ϕ_{dr} é o diâmetro das hastes guia.

A medição de aceleração deve ser realizada por um ou mais acelerômetros com uma faixa de medição de até 5.000g.

A exatidão obtida durante as medições deve ser superior a 2% do valor medido e deve-se verificar se os sinais provenientes dos acelerômetros e extensômetros são nulos antes do impacto do martelo.

Os registros coletados dos acelerômetros e extensômetros devem ser gravados por meio de um condicionador de sinais com resolução superior a 1×10^{-5} s.

A energia efetivamente transferida para as hastes guia é determinada por meio do cálculo do trabalho da força gerada pelo golpe do martelo. O trabalho é por sua vez calculado através dos conceitos da mecânica clássica, em que:

$$W = F \times d \quad (3.15)$$

W é o trabalho (J);

F é a força (N);

d é o deslocamento (m).

A função da força em relação ao tempo é calculada por meio das medidas de deformação realizadas pelos extensômetros durante o impacto do martelo e conhecendo as características dimensionais da haste instrumentada e do material que a compõe, através da equação:

$$F(t) = A_h \times E \times \varepsilon_m(t) \quad (3.16)$$

F(t) é a função da força em relação ao tempo (N);

A_h é área da seção transversal da haste guia (m²);

E é o Módulo de Young da haste instrumentada (Pa);

ε_m(t) é a função da deformação axial da haste instrumentada em relação ao tempo.

ε_m(t) é obtida por meio dos extensômetros.

F(t) também pode ser obtida diretamente através de células de carga instaladas na haste instrumentada.

Além da norma EN ISO 22476-2:2005+A1:2011 a norma ASTM D4633:2005 também descreve a metodologia para se obter a força gerada pelo golpe do martelo.

A função da velocidade de cravação em relação ao tempo, v(t), é obtida através da integração da função da aceleração em relação ao tempo, a(t), obtida por meio dos registros do(s) acelerômetro(s).

Como a integral definida de uma função de velocidade fornece o deslocamento de uma partícula a Equação 3.15 pode ser reescrita para incorporar as funções medidas, através da equação:

$$E(t') = \int_{t=0}^{t=\infty} F(t) \times v(t) dt \quad (3.17)$$

E(t') é a energia que efetivamente é transferida às hastes guia até o tempo t' (J);

F(t) é a função da força em relação ao tempo (N);

v(t) é função da velocidade em relação ao tempo (m/s);

t é o tempo (s).

O método de cálculo da energia transferida para as hastes guia expresso pela Equação 3.17 é o indicado pelas normas EN ISO 22476-2:2005+A1:2011 e ASTM D4633:2005 e é referido na literatura como o Método F-V (ODEBRECHT et al., 2005) ou EFV (FIGUEIREDO, 2016).

A ASTM D4633:2005 estabelece um critério para restringir o tempo de medida. Segundo ela, o tempo necessário para a onda mecânica gerada pelo impacto do martelo viajar dos sensores até a ponteira e voltar é igual a $2L/c$ segundo(s), onde L é a distância dos sensores até a base da ponteira e c é a velocidade de propagação de onda no aço. Assim é possível reescrever a Equação 3.17 como:

$$E = \int_{t=0}^{t=2L/c} F(t) \times v(t) dt \quad (3.18)$$

E é a energia que efetivamente é transferida às hastes guia (J);

L é a distância dos sensores até a base da ponteira (m);

c é a velocidade de propagação de onda no aço das hastes (m/s);

$F(t)$ é a função da força em relação ao tempo (N);

$v(t)$ é função da velocidade em relação ao tempo (m/s);

t é o tempo (s).

A norma EN ISO 22476-2:2005+A1:2011 dita que a média de cinco valores distintos seja adotada como a energia que é efetivamente transferida às hastes guia (E_{meas}). A norma ASTM D4633:2005 sugere ainda que a energia seja calculada em ao menos em três profundidades distintas para verificar sua variação com a profundidade.

3.2.6.1 Eficiência do martelo

A eficiência do martelo (E_r) é dada pela razão entre a energia média calculada e a energia teórica.

$$E_r = \frac{E_{meas}}{E_{theor}} \leq 1 \quad (3.19)$$

E_r é a eficiência do martelo;

E_{meas} é a média das energias calculadas (J);

E_{theor} é a energia teórica (J).

A eficiência do martelo é frequentemente descrita na literatura como razão de transferência de energia, ilustrada pelos símbolos ETR, η_h ou η_1 . A norma EN ISO 22476-2:2005+A1:2011 descreve “ E_r ” como razão de energia.

Como os parâmetros utilizados para o cálculo da E_{meas} são medidos logo abaixo da cabeça de bater a eficiência do martelo independe do comprimento do hasteamento.

Butcher, Mcelmeel e Powell (1996) afirmam que, para equipamentos com o mesmo mecanismo de levantamento do martelo, a configuração do equipamento possui pouca influência em sua eficiência.

3.2.6.2 Eficiência da ponteira

Como a eficiência do martelo é calculada utilizando a energia determinada logo abaixo da cabeça de bater ela representa a energia que é efetivamente transferida às hastes guia, mas não necessariamente a energia que é entregue a ponteira. Ao percorrer as hastes guia, parte da energia é perdida por meio de vibrações, impedância oferecida pelas conexões e possível atrito com o solo.

Odebrecht et al. (2005) avaliaram experimentalmente a influência do hasteamento na eficiência do SPT. Para isso, os autores utilizaram duas seções de haste instrumentadas, uma logo abaixo da cabeça de bater, conforme descrito na seção 3.2.6 e outra logo acima da ponteira. Para segmentos de haste inferiores a 5,8m, esses autores concluíram que a razão entre a energia calculada acima da ponteira com a energia calculada no topo do hasteamento é muito próxima de 1,0, sugerindo que a energia perdida nas hastes guia é desprezível. Para um segmento de haste de 35,8m essa razão chega a aproximadamente 0,8.

Ibáñez, Sagasetta e López (2013) ressaltam que esses valores foram calculados utilizando o ensaio SPT realizado com pré-furo onde as hastes guia possuem um atrito mínimo com o solo, e podem variar para ensaios onde esse atrito é mais significativo.

Sancio e Bray (2005) afirmam que, para o SPT, não são observadas diferenças significativas entre a energia determinada abaixo da cabeça de bater e a energia determinada acima da ponteira para hasteamentos com até 14,0m de comprimento.

A eficiência da ponteira é encontrada na literatura ilustrada pelo símbolo η_2 e é frequentemente adota como sendo igual a 1,0.

3.2.7 Interpretação Racional de Ensaio de Penetração Dinâmicos

No Brasil o cálculo da capacidade de carga de fundações é feito quase que em sua totalidade por meio de correlações empíricas com o ensaio SPT (LOBO, 2005). Essa prática, além de excluir a utilização de outros ensaios, admite que os dados obtidos localmente durante a elaboração desses métodos podem ser extrapolados e utilizados em locais submetidos a diferentes condições geológicas e empregando equipamentos com diferentes configurações, podendo dar origem a erros grosseiros.

Por isso, houve um esforço de se obter um método de cálculo para a capacidade de carga de fundações baseado em conceitos teóricos que leva em consideração a energia que é efetivamente transferida para o solo, através de conceitos físicos de propagação de ondas mecânicas e o trabalho realizado pelo penetrômetro.

Segundo Odebrecht et al. (2005) estudos relacionados a medição de energia em ensaio de penetração dinâmica por meio da propagação de ondas mecânicas vêm sendo publicados desde a década de 1970.

Odebrecht et al. (2005) observam que a energia efetivamente transferida às hastes guia não é função apenas da E_{theor} , mas também da penetração permanente oferecida pelo golpe (e) onde, quanto maior o avanço da ponteira por golpe, maior a energia transferida para as hastes, sem correlação direta com seu comprimento. Essa parcela de energia proveniente da penetração permanente é definida como energia potencial do penetrômetro e é calculada de maneira análoga à Equação 3.4, em que:

$$E_{\text{penetr}} = (M + M') \times g \times e \quad (3.20)$$

E_{penetr} é a energia potencial do penetrômetro (J);

M é a massa do martelo (kg);

M' é a massa do penetrômetro (kg);

g é a aceleração da gravidade (m/s^2);

e é o avanço do penetrômetro por golpe (m).

A somatória de E_{theor} com a E_{penetr} resulta na Energia Potencial Teórica:

$$PE_{\text{theor}} = E_{\text{theor}} + E_{\text{penetr}} = (h+e) \times M \times g + e \times M' \times g \quad (3.21)$$

PE_{theor} é a energia potencial teórica (J);

E_{theor} é a energia de cravação teórica (J);

E_{penetr} é a energia potencial do penetrômetro (J);

h é a altura de queda do martelo (m);

e é o avanço do penetrômetro por golpe (m);

M é a massa do martelo (kg);

g é a aceleração da gravidade (m/s^2);

M' é a massa do penetrômetro (kg).

Lobo (2005) calculou a razão entre PE_{theor} e E_{theor} para solos com diferentes resistências a penetração e diferentes comprimentos de haste e concluiu que, para solos resistentes ($N_{\text{SPT}} > 15$) e pequenos comprimentos de haste ($L < 20,0\text{m}$) a razão entre as energias é muito próxima de 1,0. Por outro lado, para solos menos resistentes ou com maiores comprimentos de haste esta razão pode chegar a 1,5.

A Equação 3.21 se divide em duas parcelas, uma em função da massa do martelo (M) e uma em função da massa do penetrômetro (M'), em que ambas as parcelas retornam um valor de energia. Com o intuito de se obter a energia que efetivamente é transferida para as hastes guia, incorpora-se à Equação 3.21 a eficiência do martelo, obtida por meio da metodologia descrita na seção 3.2.6, multiplicando-a pela parcela em função da massa do martelo.

O mesmo raciocínio aplica-se para determinar a energia que efetivamente é transferida para a ponteira, multiplicando a parcela da Equação 3.21 em função da massa do penetrômetro pela eficiência da ponteira. Contudo, como para pequenos segmentos de haste a energia perdida no hasteamento é desprezível admite-se uma eficiência da ponteira igual a 1,0. Para grandes segmentos de haste essa eficiência pode diminuir significativamente e Odebrecht et al. (2005) afirmam que a influência da carga estática do hasteamento compensa parcialmente esta perda de energia. No entanto, a influência da carga estática das hastes não é levada em consideração nesse equacionamento.

Mesmo admitindo que a energia entregue às hastes guia é igual a energia que efetivamente chega à ponteira, experimentalmente é possível notar uma diferença entre a

energia determinada logo abaixo da cabeça de bater daquela determinada logo acima da ponteira (ODEBRECHT et al., 2005). Para corrigir o erro proveniente da hipótese simplificadora de que a eficiência da ponteira é igual a 1,0 multiplica-se a Equação 3.21 por um parâmetro denominado eficiência da energia ou eficiência do sistema, obtido experimentalmente em que:

$$\eta_3 = 1 - 0,0042 \times L \quad (3.22)$$

η_3 é a eficiência do sistema;

L é o comprimento do penetrômetro (m).

A Equação 3.22 foi obtida experimentalmente utilizando o ensaio SPT e pode apresentar variações para diferentes penetrômetros.

Adotando esses dois coeficientes a equação que descreve a energia que efetivamente chega ao amostrador do SPT pode ser escrita como:

$$E_{\text{amostrador}} = \eta_3 \times (E_r \times (h + e) \times M \times g + e \times M' \times g) \quad (3.23)$$

$E_{\text{amostrador}}$ é a energia entregue ao amostrador do SPT (J);

η_3 é a eficiência do sistema;

E_r é a eficiência do martelo;

h é a altura de queda do martelo (m);

e é o avanço do penetrômetro por golpe (m);

M é a massa do martelo (kg);

g é a aceleração da gravidade (m/s²);

M' é a massa do penetrômetro (kg).

Ibáñez, Sagaseta e López (2013) sugerem uma metodologia para corrigir a influência do atrito das hastes guia com o solo utilizando a medida de torque realizadas em ensaios de penetração dinâmica sem pré-furo, possibilitando a aplicação da Equação 3.23 com dados obtidos a partir de outros tipos de equipamento. A valor de torque medido é utilizado para calcular a força de atrito (F_f) e, posteriormente, a energia consumida por esta força (E_f), subtraindo-a da $E_{\text{amostrador}}$, em que:

$$F_f = \tau \times 2 \times \pi \times r \times L \quad (3.24)$$

$$\tau = \frac{T}{2 \times \pi \times r^2 \times L} \quad (3.25)$$

$$E_f = F_f \times e \times 3,4 \times E_r = \frac{T \times e}{r} \times 3,4 \times E_r \quad (3.26)$$

F_f é a força de atrito (N);

τ é a resistência lateral unitária (N/m²);

r é o raio das hastes guia (m);

L é o trecho do hasteamento em que há atrito (m);

T é o torque medido ao final de cada metro de ensaio (N.m);

E_f é a energia consumida pelo atrito (J);

e é o avanço do penetrômetro por golpe (m);

E_r é a eficiência do martelo.

E_f é multiplicada por 3,4 para transformar uma medida estática (torque) em uma influência dinâmica no cravamento das hastes. Essa correção foi proposta por Bergdahl (1979) apud Ibáñez, Sagaseta e López (2013) e seu valor foi obtido experimentalmente.

De posse do valor da energia consumida pelo atrito das hastes guia com o solo é possível extrapolar o valor de $E_{amostrador}$, obtido para o SPT realizado com pré-furo, para demais tipos de penetrômetros dinâmicos a partir da equação:

$$E_{ponteira} = E_{amostrador} - E_f \quad (3.27)$$

$E_{ponteira}$ é a energia entregue à ponteira (J);

$E_{amostrador}$ é a energia entregue ao amostrador do SPT (J);

E_f é a energia consumida pelo atrito (J).

A Equação 3.23, corrigida a partir da Equação 3.27, representa o trabalho que é efetivamente entregue à ponteira e, por consequência, ao solo, em função do avanço do

penetrômetro por golpe. Assim, é possível reescrever a Equação 3.15 utilizando estes dois parâmetros, obtendo-se:

$$E_{ponteira} = F_d \times e \therefore F_d = \frac{E_{ponteira}}{e} \quad (3.28)$$

$E_{ponteira}$ é a energia entregue à ponteira (J);

F_d é a força dinâmica média (N);

e é o avanço do penetrômetro por golpe (m).

A força dinâmica média representa a reação do solo à cravação da ponteira, a partir da qual é possível estimar parâmetros de resistência do solo e a capacidade de carga de fundações.

3.2.7.1 Interpretação do SPT pela proposta de Lobo (2005)

Lobo (2005) propõe um método para o cálculo da capacidade de carga de estacas a partir da força dinâmica média obtida através da interpretação racional do SPT, mas que pode ser extrapolado para outros ensaios de penetração dinâmica.

Essa autora divide a força dinâmica média em duas parcelas, uma representando a contribuição da força dinâmica lateral mobilizada pelo amostrador ou ponteira e outra representando a força dinâmica de ponta do amostrador ou ponteira, em que:

$$F_d = F_{d,l} + F_{d,p} \quad (3.29)$$

F_d é a força dinâmica média (N);

$F_{d,l}$ é a força dinâmica lateral (N);

$F_{d,p}$ é a força dinâmica de ponta (N).

Utilizando parâmetros estimados médios, formulações teóricas de capacidade de carga e de expansão de cavidade esférica essa autora consegue separar a parcela da F_d que contribui para a $F_{d,l}$ e a parcela que contribui para a $F_{d,p}$. Lobo (2005) utiliza um índice de rigidez variando de 200 a 500, um ângulo de atrito interno variando de 30° a 40° e um nível de tensões efetivas variando entre 50kPa e 500kPa, e considera essas faixas representativas para a maior parte dos

solos naturais. Ressalta-se que, ao utilizar parâmetros estimados são inseridas incertezas que podem se traduzir como erros na estimativa da capacidade de carga. No entanto isso é necessário, uma vez que nem toda campanha de investigação geotécnica de campo é acompanhada de ensaios realizados em laboratório para a estimativa de parâmetros do solo, principalmente em grandes profundidades.

A partir destes parâmetros essa autora calcula os valores de resistência transmitidos para a ponta da estaca e sugere que 70% de F_d é proveniente da mobilização da resistência de ponta ($F_{d,p}$), em que:

$$q_p = \frac{F_{d,p}}{a_p} = \frac{0,7 \times F_d}{a_p} \quad (3.30)$$

q_p é a resistência de ponta unitária (N/m²).

$F_{d,p}$ é a força dinâmica de ponta (N);

a_p é a área da base da ponteira (m²);

F_d é a força dinâmica média (N).

Para o cálculo da resistência de ponta unitária, Lobo (2005) sugere utilizar o valor médio entre a F_d obtida no nível da ponta da estaca, obtida um valor acima e obtida um valor abaixo da cota de assentamento da estaca.

Mesmo sugerindo que 70% de F_d é proveniente da mobilização da resistência de ponta ($F_{d,p}$), Lobo (2005) observa que a parcela proveniente da resistência lateral ($F_{d,l}$) é inferior a 30%. Isso ocorre devido a efeitos de escala que surgem ao se comparar os resultados da estaca com o do penetrômetro. Para contornar esse efeito a autora adota uma queda de 80% da resistência mobilizada pelo amostrador em relação à resistência mobilizada pela estaca, resultando em uma mobilização de F_d de 20% proveniente de $F_{d,l}$, dando origem a equação:

$$\tau = \frac{F_{d,l}}{a_l} = \frac{0,2 \times F_d}{a_l} \quad (3.31)$$

τ é a resistência lateral unitária (N/m²);

$F_{d,l}$ é a força dinâmica lateral (N);

a_l é a área lateral da ponteira (m²);

F_d é a força dinâmica média (N).

A autora considera apenas a área externa do amostrador do SPT (amostrador embuchado) para a estimativa da resistência lateral, possibilitando a extrapolação para demais penetrômetros dinâmicos dotados de ponteira maciça.

O mesmo efeito escala não ocorre para a $F_{d,p}$, uma vez que a razão entre as resistências de ponta da estaca e do amostrador é constante e próxima de 1,0.

Lobo (2005) também limita um N_{SPT} máximo de 22 para o fuste e de 40 para a ponta da estaca, com exceção para a estaca hélice contínua, que a autora limita a um valor de 30 para a ponta.

Como a capacidade de carga de uma fundação pode ser descrita através da equação:

$$Q_U = Q_L + Q_P = U \times \Sigma \tau \times \Delta L + A_p \times q_p \quad (3.32)$$

Q_U é a capacidade de carga total da estaca (N);

Q_L é a resistência lateral da estaca (N);

Q_P é a resistência de ponta da estaca (N);

U é o perímetro da estaca (m);

τ é a resistência lateral unitária (N/m²);

ΔL é o trecho da estaca em que há atrito (m);

A_p é a área da ponta da estaca (m²);

q_p é a resistência de ponta unitária (N/m²).

É possível combinar a Equação 3.32 com a Equação 3.30 e a Equação 3.31, obtendo:

$$Q_U = \frac{0,2 \times U}{a_l} \times \Sigma F_d \times \Delta L + 0,7 \times F_d \times \frac{A_p}{a_p} \quad (3.33)$$

Q_U é a capacidade de carga total da estaca (N);

U é o perímetro da estaca (m);

a_l é a área lateral da ponteira (m²);

F_d é a força dinâmica média (N);

ΔL é o trecho da estaca em que há atrito (m);

A_p é a área da ponta da estaca (m²);

a_p é a área da base da ponteira (m²).

A partir da Equação 3.33 é possível calcular a capacidade de carga de uma estaca em função da força dinâmica média, obtida por meio da interpretação racional do ensaio, levando em conta a perda de energia de cravação para o martelo e para o hasteamento.

Lobo (2005) ainda ajusta a Equação 3.33 para levar em consideração o efeito dos diferentes tipos de estaca através de parâmetros obtidos empiricamente analisando uma base de dados contendo resultados de ensaios SPT e provas de carga estática realizadas por todo o país. Os parâmetros ajustados são o α e o β , resultando na equação:

$$Q_U = \alpha \times \frac{0,2 \times U}{a_i} \times \Sigma F_d \times \Delta L + \beta \times 0,7 \times F_d \times \frac{A_p}{a_p} \quad (3.34)$$

Onde α e o β são parâmetros obtidos empiricamente para diferentes tipos de estaca e ilustrados na Quadro 3.3.

Quadro 3.3: Valores de α e β para diferentes tipos de estaca

Tipo de Estaca	α	β
Cravada pré-moldada	1,5	1,1
Cravada metálica	1,0	1,0
Hélice contínua	1,0	0,6
Escavada	0,7	0,5

Fonte: Lobo, 2005.

Para todos os tipos de estaca não foi observada a influência do tipo de solo nas previsões de capacidade de carga (LOBO, 2005).

Lobo (2005) conclui que a Equação 3.34 fornece valores de estimativa de carga de ruptura compatíveis com a magnitude dos valores obtidos nas provas de carga analisadas. Quando comparado com outros métodos de previsão de capacidade de carga consagrados, a metodologia proposta por Lobo (2005) foi a que apresentou uma menor dispersão dos resultados.

3.3 Influência da Sucção

O Brasil está localizado em uma região tropical e, em grande parte, é coberto por solos não saturados. Essa condição altera o comportamento desse solo e adiciona novas variáveis a serem consideradas em estudos geotécnicos (ZACARIN, 2022).

Países tropicais tendem a possuir ciclos de chuva bem definidos, com um inverno seco e verão úmido. Solos não saturados sofrem maior influência destas mudanças sazonais de umidade, que anualmente passam por ciclos naturais de umedecimento e secagem devido a variação da precipitação pluviométrica em diferentes meses do ano. A magnitude desta influência varia com as características do solo, história geológica e das condições climáticas da região (SAAB, 2016).

O estudo da variabilidade sazonal em solos não saturados defende que, como a sucção tem uma relação íntima com a umidade do terreno, que varia no decorrer do ano de acordo com o ciclo anual de chuvas, os parâmetros geotécnicos de um determinado maciço não variam somente espacialmente, em diferentes localidades e profundidades, mas também temporalmente, possuindo diferentes magnitudes em diferentes épocas do ano definidas por diferentes intensidades de precipitações pluviométricas, principalmente em estratos de solos mais próximos da superfície, que possuem maior interação com a atmosfera (SAAB, 2016).

A sucção influencia também os parâmetros que por ela são afetados, como por exemplo a resistência ao cisalhamento do solo e a resistência por atrito lateral de um elemento de fundação (ZACARIN, 2022).

Em suas formulações, a mecânica dos solos tradicional considera perfis de solos saturados ou totalmente secos (SAAB, 2016), o que não é uma realidade em perfis do subsolo localizados em países de clima tropical. Isto levou a necessidade de se utilizar os fundamentos da mecânica dos solos não saturados, que incorpora o efeito da sucção, presente em solos não saturados, para os cálculos de tensão, resistência e compressibilidade.

O que diferencia os solos não saturados é o fato deles possuírem mais de duas fases (solo, água e ar) e nele atuar a poropressão da água (negativa) e a poropressão do ar (positiva) (ZACARIN, 2022).

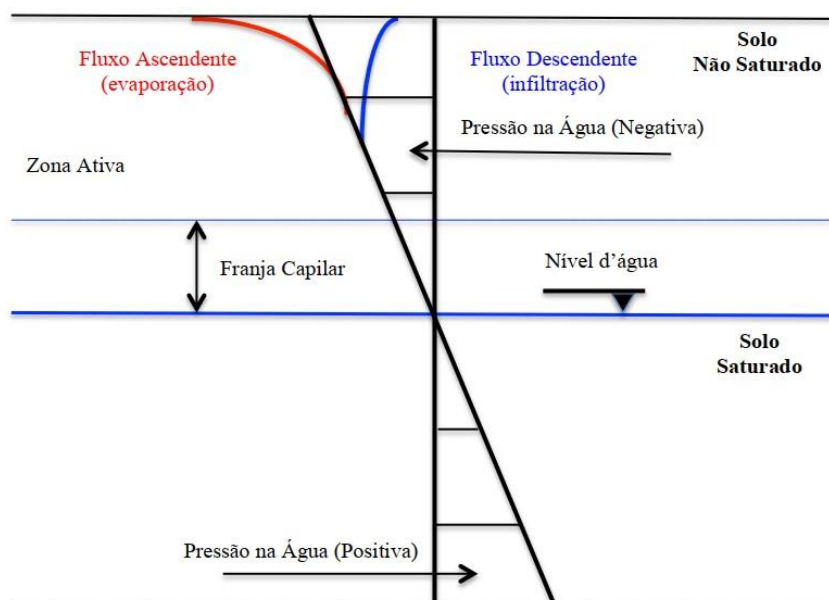
Nos perfis mais superficiais de solos de regiões de clima árido, semiárido e tropical seus vazios não estão completamente preenchidos com água, comportamento que pode se estender até as proximidades do topo da zona saturada (SAAB, 2016). No perfil não saturado as pressões

na água intersticial são negativas e têm sua magnitude variando de acordo com o a direção do fluxo, que é ascendente em períodos de evaporação (estação seca) e descendente em períodos de infiltração (estação úmida) (SAAB, 2016).

Entre o perfil com a presença de solo não saturado e o topo da zona saturada encontra-se uma região de solo saturado cuja saturação é promovida pela capilaridade dos poros do maciço, denominada franja capilar.

A distribuição das pressões da água em um perfil do subsolo não saturado pode ser observada na Figura 3.5.

Figura 3.5: Distribuição das pressões da água em um perfil do subsolo não saturado



Fonte: Fredlund e Rahardjo, 1993.

O fluxo de água em uma matriz de solo não saturado é regido pela soma das parcelas de energia potencial e energia cinética (SAAB, 2016). Como a velocidade do fluxo é extremamente baixa a parcela da energia cinética é desprezível.

A energia potencial é regida por quatro potenciais que interferem no comportamento hidráulico do solo, o potencial gravitacional, o potencial osmótico, o potencial pneumático e o potencial matricial, discutidos a seguir:

- a) Potencial Gravitacional: definido pela diferença de cotas entre dois pontos distintos dentro de um perfil do subsolo;

- b) Potencial Osmótico: regido pela influência da concentração de solutos da água no solo e é maior quanto maior a concentração destes solutos na água intersticial;
- c) Potencial Pneumático: resultante da diferença entre a pressão de ar externa e a pressão de ar interna nos vazios do solo e é maior quanto maior a pressão de ar interna, uma vez que a pressão de ar externa tende a permanecer constante;
- d) Potencial Matricial: resultante da combinação dos efeitos da capilaridade e da adsorção e é maior quanto maior as forças provocadas por estes dois efeitos, ou seja, quanto maior a tensão entre a água, o solo e o ar (capilaridade) e maiores as forças provenientes da interação entre os solutos dissolvidos na água intersticial e as matrizes constituintes do solo (adsorção) (SAAB, 2016).

Como para uma determinada região sem influência externa os potenciais gravitacionais e pneumáticos tendem a permanecer constantes, a variação dos potenciais osmóticos e matriciais regem o comportamento hidráulico dos solos não saturados, dando origem a uma grandeza denominada sucção.

A sucção é uma grandeza expressa em termos de tensão que representa a capacidade de um solo não saturado tem de incorporar e reter água em seus vazios (SAAB, 2016).

Obras de engenharia geotécnica como fundações, contenções e taludes têm seu comportamento regido pela resistência ao cisalhamento do solo ou pelo atrito na interface solo-estrutura, em ambos os casos a sucção possui uma influência relevante na magnitude desses parâmetros (ZACARIN, 2022).

A sucção varia de acordo com as condições físico-químicas da estrutura do sistema solo-água-ar e é responsável pelo aumento ou decréscimo do grau de saturação do solo, dependendo das condições ambientais de seu entorno (MARINHO, 2005).

A sucção total é composta pela soma da sucção matricial, composta pela capilaridade (principalmente em solos arenosos) e pela adsorção (principalmente em solos argilosos), e da sucção osmótica, relacionada às características químicas e solutos presentes na água intersticial (SAAB, 2016). A sucção, portanto, pode ser calculada pela equação:

$$s = s_m + s_o \quad (3.35)$$

s é a sucção total (kPa);

s_m é a sucção matricial (kPa);

s_o é a sucção osmótica (kPa).

Como os problemas geotécnicos abordados na engenharia ocorrem em um período de tempo curto em relação ao tempo geológico, como ciclos anuais no caso da variabilidade sazonal da umidade, não há tempo suficiente para que ocorra alterações na composição química da água presente nos vazios do solo, admitindo que não houve contaminação externa. Por este motivo a sucção osmótica é frequentemente desprezada (SAAB, 2016).

Desprezando a sucção osmótica a sucção total passa a ser igual a sucção matricial, que corresponde à pressão negativa atuante na água presente nos vazios do solo por meio da capilaridade e adsorção e igual a diferença da pressão atuante no ar e na água do solo.

$$s_m = u_a - u_w \quad (3.36)$$

s_m é a sucção matricial (kPa);

u_a é a pressão atuante no ar do solo (kPa);

u_w é a pressão atuante na água do solo (kPa).

Zacarin (2022) ressalta que a poropressão do ar (u_a) é, na maioria dos casos práticos de engenharia, equivalente à pressão atmosférica e pode ser simplificada como sendo igual a zero.

A sucção matricial é função de diversas propriedades do solo, como granulometria, geometria dos poros, massa específica e grau de saturação (SHWAN, 20015).

A sucção atuante em um determinado perfil de subsolo a uma certa profundidade pode ser obtida a partir da coleta de amostras indeformadas, ou monitorada *in situ*, a partir de tensiômetros.

As sucções obtidas por meio de monitoramentos em campo são sensíveis à variação da precipitação pluviométrica, possuindo maiores intensidades em menores profundidades (SAAB, 2016). Por ser mais intensa em menores profundidades, a variação sazonal da sucção tem influência mais significativa em fundações diretas e em estacas menos profundas, com parte significativa do seu fuste inserida em profundidades em que há variações sazonais de umidade, uma vez que a perda de sucção afeta mais a resistência por atrito lateral do que a resistência de ponta (ZACARIN, 2022).

Monitoramentos por meio de tensiômetros realizados por Saab (2016) mostram de parâmetros de compressibilidade do solo variam com a sucção ao longo da profundidade, onde

quanto maior a sucção e a profundidade, menos compressível o solo se apresentou. Esse monitoramento mostrou que mesmo em períodos chuvosos o solo não alcançou a saturação.

Rocha, Rodrigues e Giacheti (2022) alertam para a influência da presença de vegetação nos valores de teor de umidade, uma vez que as raízes absorvem a umidade do subsolo, contribuindo para um aumento dos valores de sucção.

Atualmente são raros os métodos de cálculo de previsão de capacidade de carga que levam em consideração os efeitos da sucção (ZACARIN, 2022).

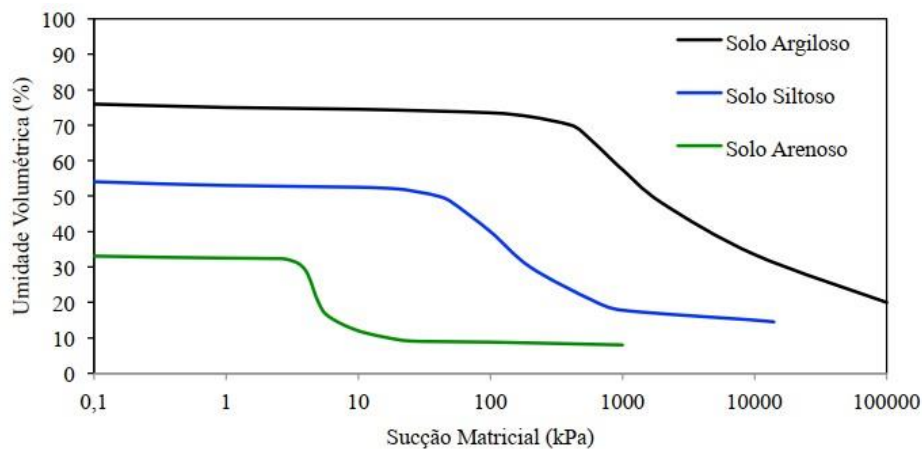
3.3.1 Relação entre Sucção e Teor de Umidade

O volume de água presente nos vazios do solo está diretamente relacionado à sucção matricial do solo e ao seu índice de vazios, esse volume pode ser representado pelo grau de saturação do solo ou seu teor de umidade gravimétrico (ZACARIN, 2022).

Segundo Saab (2016), a principal forma de relacionar a sucção com o conteúdo de água dos solos não saturados é por meio da curva de retenção de água no solo. A curva relaciona o teor de umidade gravimétrico, teor de umidade volumétrico ou ainda o grau de saturação, em escala linear, com a sucção total ou com a sucção matricial, em escala logarítmica.

O formato da curva de retenção de água é afetado pela granulometria, massa específica do solo, composição química e presença de material orgânico (SAAB, 2016). Os formatos típicos da curva de retenção de água no solo podem ser observados na Figura 3.6.

Figura 3.6: Formatos típicos de curvas de retenção de água no solo



Fonte: Fredlund e Xing, 1994.

3.3.2 Variabilidade da Sucção por meio de Ensaio de Campo

A dificuldade encontrada na identificação dos efeitos da sucção por meio de ensaios de campo é o fato de que as campanhas de investigação do subsolo são realizadas em espaços curtos de tempo quando comparado ao intervalo dos ciclos anuais de chuva.

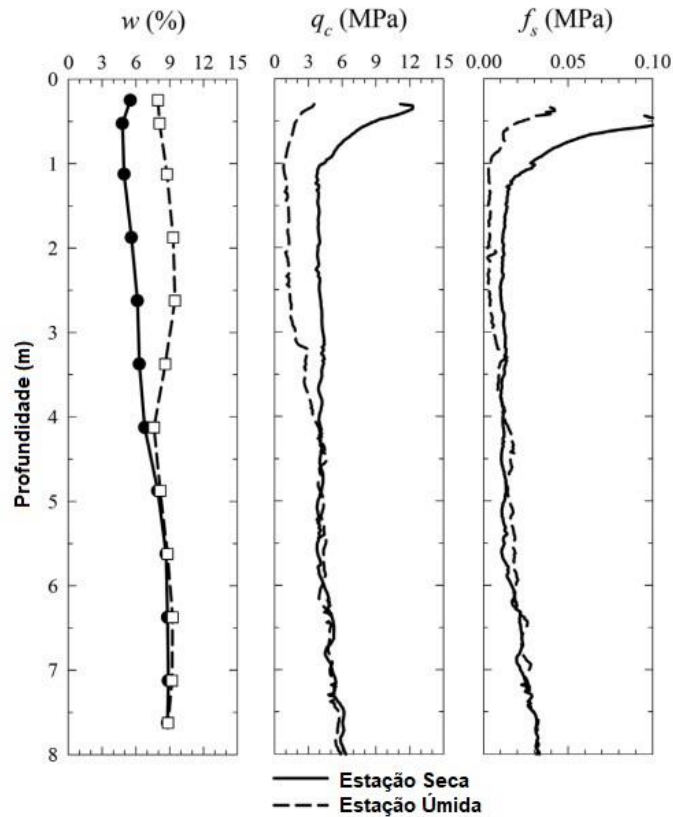
Giacheti et al. (2019) buscam quantificar a influência da variabilidade da sucção em um solo arenoso, não saturado e colapsível na cidade de Bauru a partir do CPT. Os autores destacam a necessidade de um ensaio contínuo com uma boa repetibilidade para captar as variações das propriedades do solo provocadas pela variação da umidade do maciço.

O CPT é um ensaio já difundido para a estimativa da resistência, deformabilidade e estratigrafia de um perfil do subsolo através de teorias e correlações bem fundamentadas na literatura. Porém, praticamente toda essa literatura foi desenvolvida adotando-se uma poropressão nula, sem efeitos de sucção (GIACHETI et al., 2019).

Não levar em conta o efeito da sucção durante a interpretação dos resultados do ensaio pode levar a interpretações inadequadas de comportamento e na classificação inadequada do solo (GIACHETI et al., 2019).

A diferença dos parâmetros obtidos em campanhas de CPT durante a estação seca e a estação úmida assim como a variação do teor de umidade em um estudo de caso realizado por Giacheti et al. (2019), realizados no campo experimental da UNESP de Bauru pode ser observada na Figura 3.7. Nota-se um visível incremento de q_c e f_s durante a estação seca nos primeiros 4,0m do perfil, ou seja, na zona ativa do perfil de sucção, faixa em que houve uma variação significativa do teor de umidade entre os dois períodos.

Figura 3.7: Variação do teor de umidade e dos resultados de CPT durante a estação seca e a estação úmida no campo experimental da UNESP de Bauru



Fonte: Modificado de Giacheti et al., 2019.

Os resultados mostram que não houve diferença significativa dos parâmetros medidos nas duas estações nas profundidades em que o teor de umidade não variou, fazendo com que a variação da sucção seja mais pronunciada até os 4,0m de profundidade, ou seja, na zona ativa do perfil de sucção.

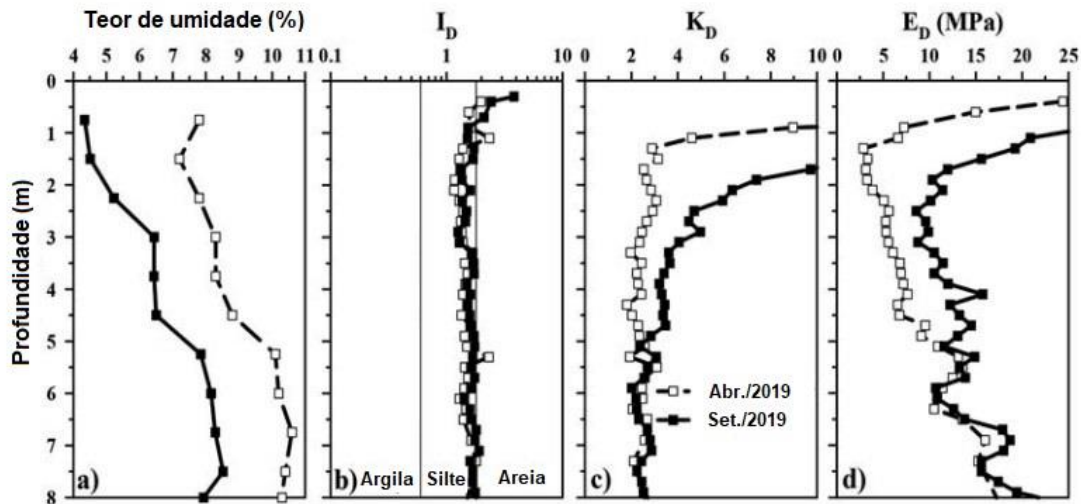
Conclusões semelhantes foram apresentadas por Silva, Rocha e Giacheti (2019), avaliando a influência da variação da sucção com resultados de DMT.

O DMT é um ensaio geotécnico de campo cuja principal aplicação é a previsão do recalque de fundações rasas (SILVA, ROCHA E GIACHETI, 2019). Este ensaio também pode ser utilizado para a definição da estratigrafia e estimativa de parâmetros de resistência e deformabilidade do solo a partir de correlações disponíveis na literatura. Assim como no CPT, parte significativa dos fundamentos do ensaio foi desenvolvida adotando-se uma poropressão nula, sem levar em conta o efeito da sucção.

A sucção influencia principalmente o índice de tensão horizontal (K_D) e o módulo dilatométrico (E_D) e tem pouca influência nos valores de índice de material (I_D) (SILVA,

ROCHA E GIACHETI, 2019), conforme ilustrado na Figura 3.8, para os ensaios DMT realizados no campo experimental da USP de São Carlos.

Figura 3.8: Variação do teor de umidade e dos resultados de DMT durante a estação seca e a estação úmida realizados no campo experimental da USP de São Carlos



Fonte: Modificado de Rocha, Rodrigues e Giacheti 2022.

Na Figura 3.8 os resultados obtidos em abril correspondem à estação úmida e os obtidos em setembro correspondem à estação seca.

Nota-se nessa figura um visível incremento de K_D e E_D durante a estação seca, novamente mais pronunciada na zona ativa do perfil de sucção, até cerca de 4,5m de profundidade.

Interpretações mais recentes desses ensaios incorpora o efeito da sucção no cálculo da tensão efetiva, utilizada no cálculo da resistência de ponta normalizada do CPT (Q_{tn}) e no índice de tensão horizontal (K_D) do DMT. A incorporação da sucção é feita calculando a tensão efetiva por meio da equação proposta por Bishop (1959) apud Rocha, Rodrigues e Giacheti (2022), onde:

$$\sigma'_v = (\sigma_v - u_a) + \chi \times (u_a - u_w) \quad (3.37)$$

σ'_v é a tensão vertical efetiva (kPa);

σ_v é a tensão vertical geostática (kPa);

χ é o parâmetro de tensão efetiva;

u_a é a pressão atuante no ar do solo (kPa);

u_w é a pressão atuante na água do solo (kPa).

χ é um parâmetro que varia entre 1 (condição saturada) e 0 (condição seca). A relação entre o parâmetro χ e o grau de saturação pode ser obtida experimentalmente e varia para cada tipo de solo (ZACARIN, 2022). Robertson et al. (2017) assume χ como sendo igual ao grau de saturação.

O termo $(u_a - u_w)$ representa a sucção matricial (Equação 3.36) e pode ser obtida por meio da curva de retenção de água no solo a partir de valores de teor de umidade.

A incorporação do efeito da sucção no cálculo do módulo dilatométrico (E_D) é realizado por meio da equação de Jambu (1963) apud Rocha, Rodrigues e Giacheti (2022).

Comparações entre os resultados de CPT e DMT sem levar em conta os efeitos da sucção com os resultados incorporando o efeito da sucção por meio da Equação 3.37 podem ser encontradas em Rocha, Rodrigues e Giacheti (2022).

Giacheti et al. (2019) concluíram que uma campanha de investigação adequada realizada em um maciço de solo tropical não saturado deve considerar os efeitos da sucção nas propriedades do solo. Negligenciar o efeito da sucção pode superestimar parâmetros (ROCHA, RODRIGUES E GIACHETI, 2022) e inserir erros na classificação do solo (GIACHETI et al., 2019). Erros na classificação do solo podem ser contornados utilizando-se a Equação 3.37 na obtenção da tensão efetiva (GIACHETI et al., 2019).

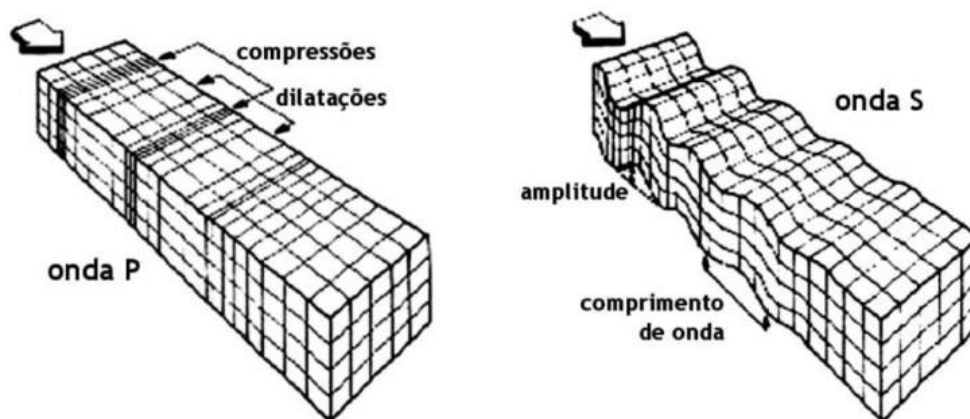
3.4 Ensaios Sísmicos

Ensaios sísmicos tem por objetivo obter a velocidade de propagação de ondas sísmicas no maciço de solo. As ondas sísmicas, por sua vez, são ondas que se propagam através do solo em decorrência de uma perturbação no maciço.

As ondas sísmicas geradas durante os ensaios sísmicos podem ser de compressão ou primárias (P) e as ondas cisalhantes ou secundárias (S). As ondas P são ondas longitudinais, a vibração das partículas se dá paralelamente à direção de propagação, se propagam tanto no solo como na água, impõe alteração de volume aos corpos sólidos, sem alterar a forma, e causam compressão e dilatação alternadamente. Já as ondas S são ondas transversais, a vibração das partículas se dá perpendicularmente à direção de propagação, se propagam exclusivamente pelo meio sólido, impõe alteração de forma aos corpos sólidos, sem alterar o volume, e causam

cisalhamento no solo (VITALI, 2011). Um esquema da propagação das ondas P e S é mostrado na Figura 3.9.

Figura 3.9: Esquema da propagação das ondas P e S



Fonte: Ferreira, 2003.

Em solos localizados na zona saturada as ondas P normalmente caminham duas vezes mais rápido que as ondas S, logo, as duas ondas são facilmente diferenciadas. No entanto, em solos acima do nível d'água a diferença da velocidade entre as ondas é menor, dificultando sua diferenciação (BUTCHER et al., 2005).

Outra diferença importante entre a onda P e a onda S é que a onda S é reversível, podendo ser gerada com polaridades invertidas quando originada por golpes disferidos em sentidos opostos, facilitando sua identificação.

De posse da velocidade de propagação das ondas P e S e assumindo uma camada de solo como um meio elástico, homogêneo e isotrópico é possível obter parâmetros de rigidez do maciço através da aplicação direta da Teoria da Elasticidade. A suposição de meio elástico é justificada pelos baixos níveis de deformação provocado pela propagação dessas ondas.

Dessa maneira, o ensaio sísmico combinado com outros ensaios de campo, denominados ensaios híbridos, possibilita que ensaios que a priori disponibilizava apenas índices de resistência do solo fornecem também parâmetros de rigidez, como o coeficiente de Poisson, o módulo de Young e o módulo cisalhante máximo e o módulo volumétrico a partir da velocidade de propagação das ondas sísmicas e a aplicação da Teoria da Elasticidade. A formulação para a obtenção desses parâmetros é exposta a seguir (BAZIW, 2002):

$$\nu = \frac{1 - 2 \times (V_s - V_p)^2}{2 - 2 \times (V_s - V_p)^2} \quad (3.38)$$

$$E = \frac{2 \times \rho \times V_s^2 \times (2 + \nu) \times (1 + \nu)}{\nu} \quad (3.39)$$

$$G_0 = \rho \times V_s^2 \quad (3.40)$$

$$B = \frac{E}{3 \times (1 - 2 \times \nu)} \quad (3.41)$$

ν é o coeficiente de Poisson;

E é o módulo de Young (Pa);

G_0 é o módulo de cisalhamento máximo (Pa);

B é o módulo volumétrico (Pa);

V_s é a velocidade de propagação das ondas S (m/s);

V_p é a velocidade de propagação das ondas P (m/s);

ρ é a massa específica do solo (kg/m³).

O módulo de cisalhamento máximo (G_0) reflete a deformação no contato de materiais granulares (CHA et al., 2014) e é utilizado para determinar a rigidez ao cisalhamento de maciços de solo. O módulo de cisalhamento é maior quanto menor a tensão e, como a amplitude da tensão de cisalhamento aplicada durante o ensaio sísmico é mínima, o módulo de cisalhamento dinâmico obtido é o valor máximo (G_{\max} ou G_0) (ROBERTSON et al., 1986a). Esse parâmetro foi adotado como um parâmetro geotécnico de referência nos ensaios sísmicos pela sua fácil determinação através do cálculo da velocidade de propagação das ondas S.

Os perfis de G_0 calculados a partir da velocidade de propagação de ondas cisalhantes são especialmente importantes em maciços de difícil amostragem, que impossibilitam a utilização de métodos de classificação mais tradicionais, como nos casos de solos envelhecidos e depósitos de solos grossos (CHA et al., 2014).

Além da determinação de parâmetros, a velocidade de propagação de onda também pode ser utilizada para avaliar outros parâmetros qualitativamente, pois é influenciada pelo tipo de solo, tensão de confinamento, tensão efetiva, resistência não drenada, índice de compressão, histórico de tensões, massa específica, índice de vazios, cimentação, coeficiente de empuxo em

repouso, idade geológica e susceptibilidade à liquefação de areias não cimentadas (VITALI, 2011; CHA et al., 2014; L'HEUREUX e LONG, 2016; FIORAVANTE et al., 1998; BAZIW, 20020; BUTCHER et al., 2005). Há também pesquisadores que sugerem a correlação entre velocidade de propagação de onda e o índice do tipo de comportamento do solo (I_c) (WANG et al., 2021), para uma definição indireta da estratigrafia do terreno.

A determinação da velocidade de propagação da onda em campo pode ser feita tanto por meio de um ensaio exclusivamente sísmico ou combinando um ensaio sísmico a outros ensaios geotécnicos. O ensaio híbrido mais utilizado para a determinação da velocidade de propagação de ondas sísmicas é o ensaio de cone sísmico (S-CPT) (PEDRINI, ROCHA e GIACHETI, 2018), onde se é acrescentado um transdutor sísmico ao CPT.

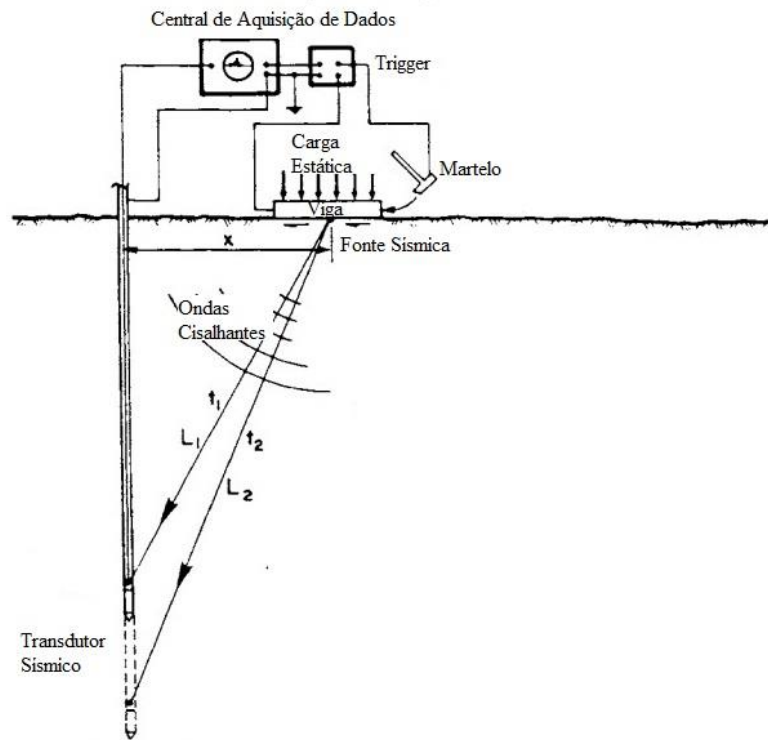
A princípio, ensaios sísmicos podem obter tanto a velocidade das ondas P (V_P), de compressão e dilatação, quanto a velocidade das ondas S (V_S), cisalhantes, dependendo em que direção é feita a medição da velocidade. Há também a possibilidade de se medir ambas as velocidades em um único ensaio utilizando um par de transdutores sísmicos instalados em orientações diferentes ou um transdutor triaxial.

Pelo fato das ondas P se propagarem tanto pela água como pelo solo há uma dificuldade em sua medição em solos saturados, por esse motivo, a velocidade de propagação das ondas P em solos saturados não refletem as propriedades elásticas do meio (BARROS, 1997 apud VITALI, 2011). Campanella e Stewart (1991) também constataram situações em que as ondas P se propagam através das hastes guias usadas nos ensaios ao invés do solo, obtendo resultados muito elevados de V_P . A velocidade de propagação das ondas P também podem ser obtidas a partir dos valores de V_S , por meio de correlações empíricas (BROCHER, 2005).

3.4.1 Ensaio *Downhole*

O ensaio *downhole* é feito medindo-se o tempo necessário para uma onda propagar da superfície do terreno até o ponto onde se encontra um transdutor de ondas sísmicas. O nome *downhole* descreve a trajetória da onda sísmica da fonte sísmica, na superfície, até o transdutor sísmico, no interior do maciço. A representação esquemática do ensaio sísmico *downhole* pode ser observada na Figura 3.10.

Figura 3.10: Representação esquemática do ensaio sísmico *downhole*



Fonte: Modificado de Campanella e Stewart, 1991.

Para o cálculo da velocidade de propagação de ondas no solo, é necessário a obtenção de uma distância e de um tempo, como mostra a equação a seguir:

$$V_s = \frac{L_2 - L_1}{t_2 - t_1} = \frac{dL}{dt} \quad (3.42)$$

V_s é a velocidade de propagação da onda cisalhante (m/s);

L é a distância linear entre a fonte e o transdutor sísmico (m);

t é o tempo (s).

Uma limitação do ensaio *downhole* é a influência de ruídos de ondas aleatórias que podem ser geradas na superfície do terreno. Por esse motivo, diversos pesquisadores aconselham não realizar o ensaio em profundidades inferiores a três metros a não ser que seja empregada alguma metodologia para mitigar o efeito do ruído sobre a exatidão dos resultados (BUTCHER et al., 2005; CAMPANELLA et al., 1991).

Por outro lado, uma vantagem do ensaio *downhole* é a possibilidade de combiná-lo com outros ensaios geotécnicos. Essa combinação é possível instalando-se um transdutor sísmico no elemento a ser cravado no terreno.

Essa combinação se dá especialmente bem em ensaios de penetração onde a ponteira se desloca pelo terreno sem necessidade de pré-furo, mantendo um contato integral com o solo, resultando em registros de sinais de vibrações de baixa intensidade de ótima qualidade. Em caso de equipamentos mecanizados recomenda-se desligar o motor utilizado no processo de cravação antes da medição da velocidade das ondas com o intuito de diminuir a incidência de ruídos. No caso de ensaios estáticos a ponteira não deve estar sendo carregada durante as medidas (BUTCHER et al., 2005).

Uma comparação realizada por Robertson et al. (1986a) mostra que os resultados obtidos no ensaio *downhole* são muito semelhantes aos obtidos do ensaio *crosshole*, diferença essa que aumenta conforme se intensifica a variabilidade vertical do terreno.

O ensaio *crosshole* é um ensaio sísmico que, quando disponível, fornece resultados utilizados como referência de valores de V_s por promover uma trajetória horizontal da onda sísmica, assegurando que a velocidade medida é correspondente ao horizonte onde o ensaio foi realizado sem propagação de erros devido a heterogeneidade vertical do maciço. O ensaio *crosshole* é feito medindo-se o tempo necessário para uma onda propagar da fonte sísmica, dentro de um furo, até outros dois transdutores sísmicos, dentro de outros dois furos na mesma cota da fonte sísmica (GIACHETI et al., 2006).

Os equipamentos necessários para a realização de um ensaio *downhole* são: um transdutor sísmico, uma fonte sísmica, um sistema de aquisição de dados e um gatilho (“*trigger*”).

3.4.1.1 Transdutor sísmico

Um transdutor é um dispositivo capaz de converter uma mudança física em um sinal de saída correspondente (DUNNCLIFF, 1993), e no ensaio *downhole* esse transdutor pode ser um geofone ou um acelerômetro. O transdutor tem a função de acusar o momento em que a onda sísmica atinge a ponteira, onde ele está instalado, acusando uma velocidade, no caso dos geofones, ou uma aceleração, no caso dos acelerômetros. Em ensaios realizados em laboratório, Vitali (2011) concluiu que geofones e acelerômetros geram respostas praticamente idênticas para frequências acima de 30 Hz.

Em ensaios dinâmicos há a limitação de se utilizar somente acelerômetros, uma vez que os geofones não são capazes de suportar os impactos inerentes ao ensaio sem serem danificados.

Transdutores instalados na vertical registram a chegada de ondas P, transdutores instalados na horizontal registram a chegada de ondas S (BUTCHER et al., 2005).

É necessário que o eixo de vibração do transdutor sísmico seja mantido paralelo à direção de aplicação dos golpes que gerarão as ondas sísmicas, rotações até 45° são toleráveis, mas angulações mais elevadas podem dificultar a identificação do pulso principal da onda S (CAMPANELLA e HOWIE, 2008). Por esse motivo cuidados especiais devem ser tomados durante a adição de novas hastes guias e durante a medida de torque, caso seja medido no ensaio.

Os acelerômetros são dispositivos eletromecânicos capazes de medir aceleração. Essa medida pode ser feita de maneira direta, em m/s^2 , ou em função da aceleração da gravidade, em “g”, onde 1g equivale a $9,8m/s^2$ (LALLY, J., 2005).

Entre os diversos tipos de acelerômetros encontram-se os acelerômetros piezoelétricos, que empregam materiais capazes de gerar uma tensão elétrica em resposta a uma pressão. Dentro da gama dos acelerômetros piezoelétricos estão os acelerômetros piezoelétricos com eletrônica integrada (IEPE), também conhecidos como piezoelétricos com circuito integrado (ICP) por alguns fabricantes, equipamentos que possuem seus sensores integrados com amplificadores de sinal e de tensão, conferindo ao equipamento maior imunidade a ruídos e fazendo com que toda parte eletrônica do acelerômetro esteja em um único recipiente hermeticamente fechado e protegido do ambiente externo (LALLY, J., 2005).

Os acelerômetros IEPE são preferíveis nos ensaios sísmicos por não possuírem restrições em relação a ambientes sujos e úmidos, além de sua sensibilidade não ser afetada pelo comprimento dos cabos em medidas de baixa frequência (NATIONAL INSTRUMENTS, 2016). Os acelerômetros IEPE são de fácil operação e não necessitam configurações prévias para sua utilização, sua única limitação em relação a outros tipos de acelerômetro é que eles devem trabalhar dentro de uma faixa de $-54\text{ }^{\circ}\text{C}$ a $121\text{ }^{\circ}\text{C}$ (LALLY, 2005), o que não afeta sua utilização em ensaios sísmicos.

Entre as principais especificações de um acelerômetro estão:

- a) Sensibilidade: relação entre a variação da resposta do instrumento com a intensidade da variável que a ocasionou. A sensibilidade indica o valor mínimo que uma grandeza precisa alterar para que o instrumento seja capaz de detectar uma mudança. No caso dos acelerômetros essa grandeza é medida em mV/g ou em $mV/m/s^2$;

- b) Faixa de medição ou faixa de trabalho: é a máxima aceleração que o dispositivo é capaz de medir. Está intimamente ligado com sua sensibilidade e geralmente dita a aplicação pretendida do acelerômetro, onde acelerômetros mais sensíveis possuem uma faixa de medição menor. Medida em “g”;
- c) Largura de banda: define a mínima e a máxima frequência que o sensor é capaz de identificar. É dado como um intervalo e é medida em Hz.
- d) Direção e saída: acelerômetros planares medem a aceleração em um único eixo e, portanto, em apenas uma direção. A direção em que a aceleração é medida é indicada no catálogo do aparelho e tende a ser sua maior dimensão. A saída do cabo pode ser na mesma direção de medida (conector de topo) ou perpendicular ao eixo de medida (conector lateral). Acelerômetros triaxiais podem detectar acelerações em qualquer direção.

3.4.2.2 Fonte sísmica

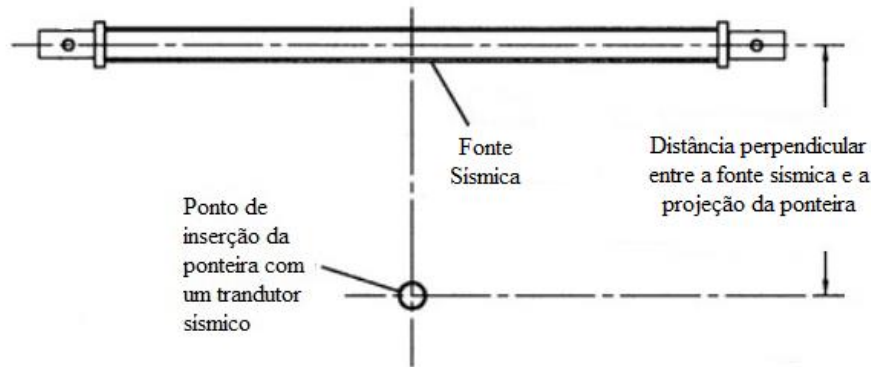
A fonte sísmica é o dispositivo que gera a onda sísmica a ser captada pelo transdutor. Em ensaios *downhole*, normalmente são utilizadas fontes mecânicas, que são de fácil operação e fabricação e geram poucas ondas P e ondas S bem definidas (FERREIRA, 2003).

Uma fonte sísmica mecânica consiste em uma chapa espessa, uma barra ou viga de aço ou de madeira com um revestimento metálico em sua base e extremidades. A fonte é apoiada em um solo previamente limpo e nivelado com o intuito de melhorar o contato entre as superfícies.

A fonte é golpeada lateralmente com um martelo com massa entre 5 e 15 quilogramas (BUTCHER et al., 2005) e o mesmo martelo é utilizado em todos os golpes.

Os golpes são desferidos na direção longitudinal da fonte, que por sua vez é posicionada ortogonalmente ao transdutor sísmico, maximizando a geração de ondas S. Golpes padronizados aplicados em extremidades opostas da fonte geram ondas teoricamente idênticas e de polaridades opostas. A posição em planta da fonte sísmica em relação ao transdutor é mostrada na Figura 3.11.

Figura 3.11: Posição em planta da fonte sísmica em relação ao transdutor



Fonte: Modificado de Butcher et al., 2005.

A distância perpendicular entre a fonte e a projeção da ponteira em planta, denominada “X”, deve ser registrada e tem de ser inferior a 1,0m (BUTCHER et al., 2005). Se a velocidade de propagação das ondas estiver demasiadamente alta pode ser que a fonte sísmica esteja próxima demais ou tenha alguma conexão com as hastes guias do ensaio, permitindo que as ondas viajem pelas hastes metálicas ao invés do solo (BUTCHER et al., 2005).

Durante a aplicação dos golpes a fonte deve manter contato com solo o tempo todo, não podendo deslizar sobre o terreno durante a aplicação dos golpes para evitar dissipação de energia. Então, é indispensável que haja um carregamento vertical elevado sobre ela (CAMPANELLA e STEWART, 1991).

Vitali (2011) observou que golpes aplicados com grande intensidade geram ondas com maior amplitude e qualidade inferior às geradas a partir de golpes com menor intensidade, dificultando a interpretação. Esse fenômeno se deve ao fato de que golpes mais intensos provocam uma vibração excessiva na fonte, fazendo com que a energia proveniente do golpe se dissipe ao invés de ser transferida para o solo.

3.4.2.3 Sistema de aquisição de dados

O equipamento utilizado para a aquisição de dados pode ser um osciloscópio digital, um sismógrafo ou um computador que tenha *software* específico para esse fim, normalmente fornecido pelas empresas que comercializam transdutores sísmicos.

Campanella e Howie (2008) recomendam a utilização de uma frequência de aquisição mínima de 20 kHz. A utilização de uma frequência de aquisição alta garante uma amostragem

adequada dos ruídos presentes. Vitali (2011) recomenda utilizar a maior frequência de aquisição permitida pelo sistema e posteriormente utilizar um filtro digital para a remoção dos ruídos, se necessário.

3.4.2.4 *Trigger*

O *trigger* é um sistema capaz de identificar o tempo de impacto do martelo na fonte sísmica, iniciando as medições do transdutor sísmico no momento do impacto ou possibilitando calcular o tempo necessário para a onda caminhar da superfície do terreno até a ponteira.

O *trigger* pode ser elétrico, composto por um sistema que liga o martelo (metálico) e a fonte (também metálica) ao sistema de aquisição de dados, formando um circuito aberto. No momento em que o martelo atinge a fonte o circuito é fechado, ativando o sistema de aquisição de dados.

O *trigger* também pode ser composto por um sensor piezoelétrico acoplado à fonte sísmica e ligado à central de aquisição de dados, registrando o momento em que a onda gerada pelo impacto do martelo é transferida para a fonte. Esse sensor pode ser um transdutor de aceleração, força ou impacto.

É recomendado reiniciar o *trigger* e repetir os golpes do martelo até os resultados convergirem a uma resposta consistente, assegurando a repetibilidade do sistema (BUTCHER et al., 2005). O equipamento deve ser mantido na mesma posição durante todo o ensaio.

3.4.2.5 Filtros

A utilização de filtros de sinal é sempre desejável para melhorar os resultados e remover, mesmo que parcialmente, o efeito de ruídos.

Segundo Butcher et al. (2005) um filtro analógico *anti-aliasing* deve sempre ser usado para evitar corromper o sinal de frequências acima dos limites dos equipamentos utilizados.

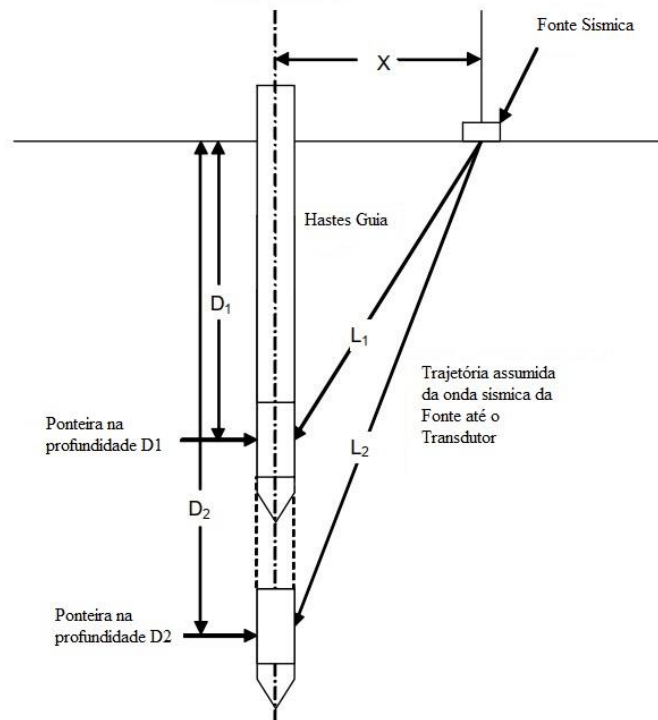
Se possível, armazenar os dados brutos do ensaio é mais interessante, e só posteriormente aplicar os filtros e demais processamentos (BUTCHER et al., 2005).

3.4.2.6 Determinação da velocidade de propagação da onda

Há dois métodos para o cálculo das distâncias percorridas pelas ondas sísmicas, o pseudo intervalo ou o intervalo verdadeiro. O pseudo intervalo consiste na medição do tempo em uma determinada cota conhecida seguida da medição do tempo em uma segunda cota também conhecida, obtendo as distâncias 1 e 2 por trigonometria a partir das profundidades 1 e 2 e da distância “X” entre a fonte sísmica e a projeção da ponteira em planta.

Esse método tem como vantagem a necessidade de apenas um transdutor sísmico na ponteira. No entanto, ele admite que o solo que se encontra entre as duas profundidades é homogêneo. Além disso, o método admite que a onda gerada na primeira e na segunda medição são exatamente iguais e que o transdutor sísmico se encontra na mesma angulação em relação à fonte sísmica. Um esquema do método do pseudo intervalo é mostrado na Figura 3.12.

Figura 3.12: Representação esquemática do método do pseudo intervalo

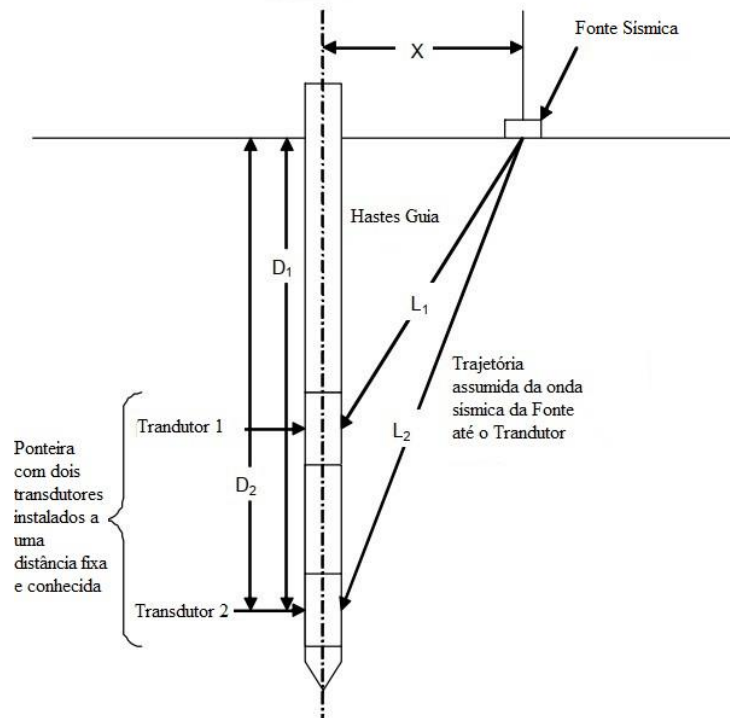


Fonte: Modificado de Butcher et al., 2005.

Já o método do intervalo verdadeiro consiste na instalação de dois transdutores sísmicos idênticos na mesma ponteira utilizada no ensaio, espaçados entre si de uma distância conhecida (BUTCHER et al., 2005). O método do intervalo verdadeiro é preferível ao método do pseudo

intervalo por eliminar os erros provenientes de variações nas ondas geradas na superfície e pequenas variações angulares do transdutor caso rotacionado, já que ambos os transdutores receberão sinais de uma mesma onda e estarão na mesma posição relativa à fonte sísmica. Um esquema do método do intervalo verdadeiro é mostrado na Figura 3.13.

Figura 3.13: Representação esquemática do método do intervalo verdadeiro



Fonte: Modificado de Butcher et al., 2005.

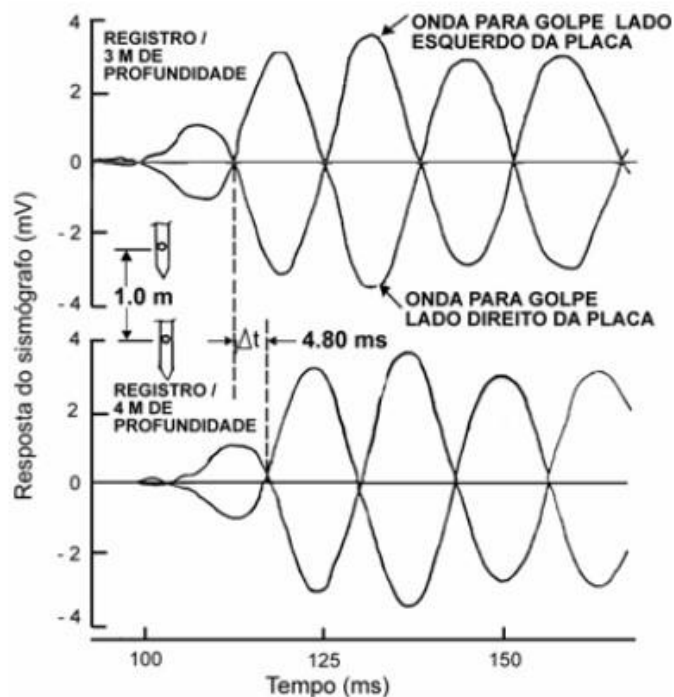
Um *trigger* preciso e repetitivo combinado com uma fonte sísmica padronizada, que gere ondas idênticas, permite que a técnica do pseudo intervalo e do intervalo verdadeiro forneçam resultados semelhantes (CAMPANELLA e HOWIE, 2008). Comparações entre os resultados dos métodos do pseudo intervalo e do intervalo verdadeiro levaram a um desvio padrão menor que 1,5%, o que indica que os métodos são equivalentes (RICE, 1984 apud CAMPANELLA e STEWART, 1991).

O tempo é a grandeza efetivamente medida durante o ensaio *downhole* e pode ser determinado pelo método *cross-over* ou pelo método *cross-correlation*.

O método *cross-over* consiste em gerar duas ondas de polaridades apostas em uma mesma profundidade e sobrepor seus sinais, o cruzamento entre as ondas é então utilizado como referência do tempo de chegada. Ondas cisalhantes de polaridades opostas podem ser geradas

aplicando golpes na mesma direção e em sentidos opostos em uma mesma fonte sísmica (CAMPANELLA e STEWART, 1991). A Figura 3.14 mostra duas medidas utilizando o método *cross-over* em um ensaio realizado com um pseudo intervalo de 1,0m, é possível visualizar as sobreposições de sinais utilizadas como referência e como é obtido o valor de tempo.

Figura 3.14: Obtenção do tempo através do método *cross-over*



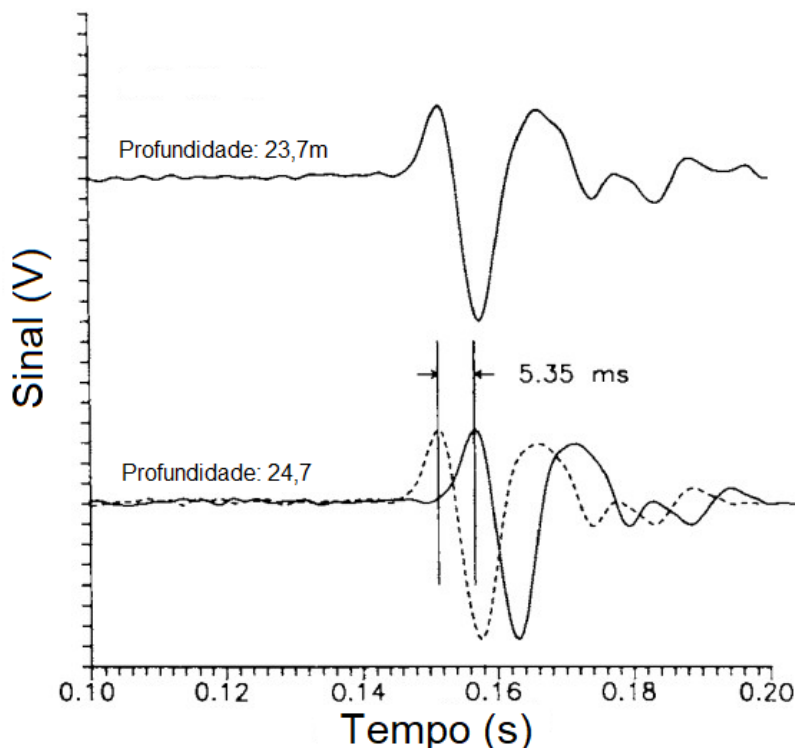
Fonte: Modificado de Campanella e Stewart, 1991.

As limitações do método *cross-over* ficam evidentes quando há distorções de sinal na região do cruzamento entre as ondas, ou caso haja um deslocamento relativo entre as ondas (CAMPANELLA e STEWART, 1991), fatores que podem ser atenuados com procedimentos rígidos de ensaio e verificando as medidas realizadas em campo, refazendo-as caso necessário.

Por último, o método *cross-correlation* consiste em sobrepor duas medidas de tempo subsequentes e deslocar a medida posterior no eixo das abscissas, que representa o tempo, até uma posição que ela melhor se correlaciona com a medida anterior. Esse método tem como vantagem não ser afetado por distorções localizadas de sinal e tende a conduzir à resultados mais confiáveis (CAMPANELLA e STEWART, 1991), isso porque o método utiliza uma determinada faixa dos sinais captados e não um único ponto de referência.

Porém, o método exige um pós-tratamento dos registros complexos empregando *software* específico. Na Figura 3.15 tem-se duas medidas utilizando o método *cross-correlation* em um ensaio realizado com um pseudo intervalo de 1,0 m.

Figura 3.15: Definição do tempo através do método *cross-correlation*



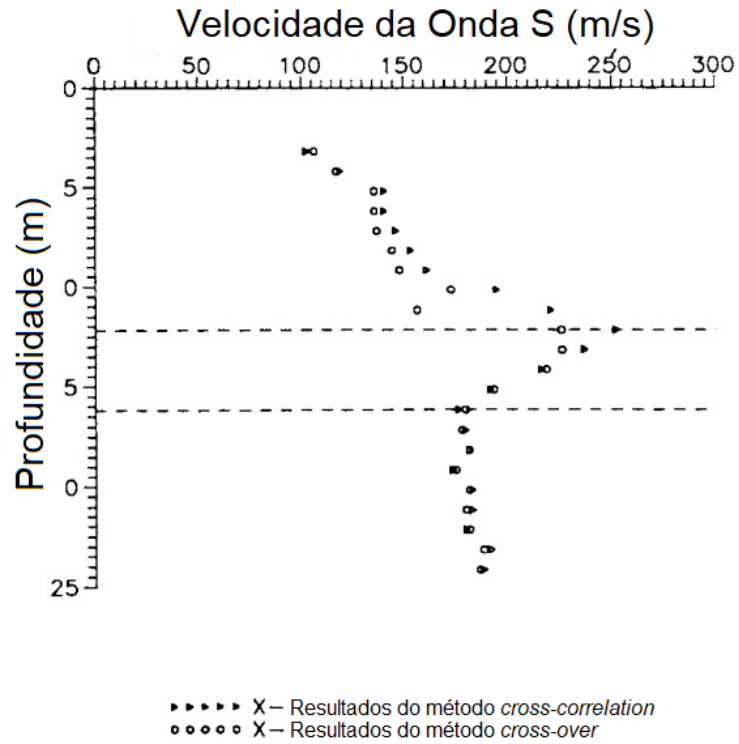
Fonte: Modificado de Campanella e Stewart, 1991.

A qualidade da correlação obtida é avaliada por meio do coeficiente do método *cross-correlation*, que é calculado para cada defasagem realizada por meio da soma dos produtos da amplitude do sinal a cada intervalo e varia de -1 a 1. Quanto mais próximo da unidade, melhor a correlação entre as duas ondas medidas subsequentemente e, portanto, maior a confiabilidade do valor de tempo de chegada obtido através do método (PEDRINI et al., 2010). O *software* utilizado no pós-tratamento dos registros de ensaio calcula o coeficiente do método *cross-correlation* para diferentes defasagens entre as ondas e escolhe o valor referente ao maior coeficiente para retornar o tempo de chegada.

Campanella e Stewart (1991) comparam os resultados obtidos por meio dos dois métodos e concluem que há pouca variação entre eles, porém, acredita-se que existe regiões em que os resultados obtidos pelo método *cross-over* tenham distorções localizadas resultando em

velocidades de propagação de onda até 30% inferiores às velocidades obtidas pelo método *cross-correlation*, conforme se observa na Figura 3.16.

Figura 3.16: Comparação entre os resultados de ensaios interpretados pelo método *cross-over* e o método *cross-correlation*



Fonte: Modificado de Campanella e Stewart, 1991.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 Áreas estudadas

As campanhas de investigação foram realizadas em duas áreas: o campo experimental da UNESP de Bauru e campo experimental da USP de São Carlos.

4.1.1 Campo Experimental da UNESP de Bauru

O campo experimental da UNESP de Bauru foi selecionado pelo grande número de ensaios disponíveis, que incluem CPT, DMT, sísmica *downhole* e *crosshole*, e pela disponibilidade de equipamentos para a realização de ensaios adicionais.

No campo experimental da UNESP de Bauru foram investigados três locais com as mesmas características geológicas e geotécnicas. O local 1 e o local 2 se distinguem entre si apenas pela presença de árvores em um deles, o local 1 praticamente não possui árvores enquanto o local 2 é coberto por vegetação, com a presença de árvores de médio a grande porte. O local 3 corresponde a uma área próxima ao Instituto de Pesquisas Meteorológicas (IPMet) de Bauru, localizado a aproximadamente 700m dos demais locais investigados.

Os locais investigados no campo experimental da UNESP de Bauru estão representados na Figura 4.1.

Figura 4.1: Locais investigados no campo experimental da UNESP de Bauru



Fonte: Modificado de Google Earth, 2023.

4.1.1.1 Características geológicas

O município de Bauru está inserido no Planalto Arenítico-Basáltico do estado de São Paulo, que pertence à Bacia Sedimentar do Paraná. No campo experimental da UNESP de Bauru predominam-se rochas sedimentares da Formação Marília submetidas a processos de morfogênese e pedogênese (CAVALCANTE et al., 2007).

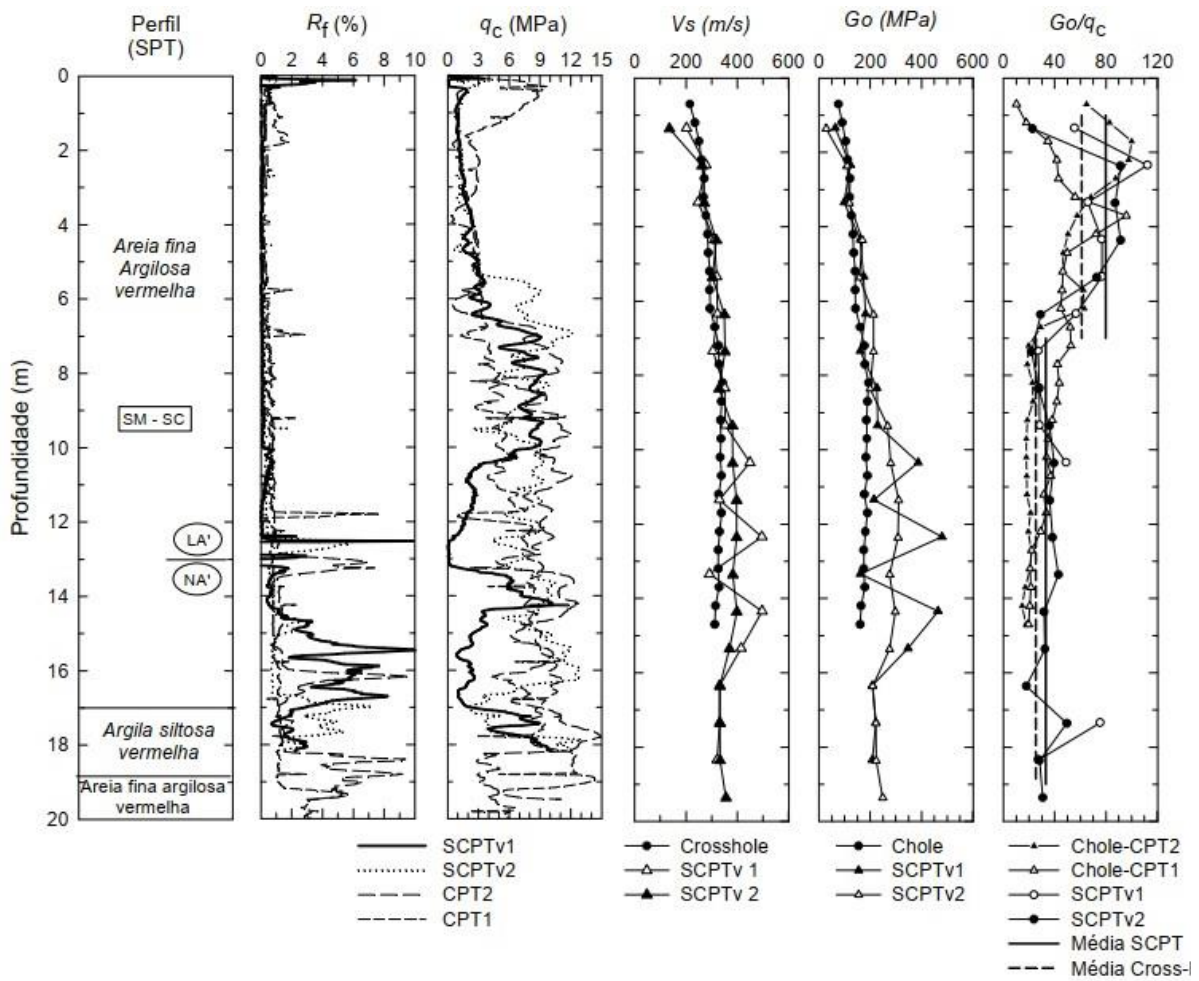
O solo presente nestes locais é composto predominantemente por uma areia fina pouco argilosa de cor vermelha, classificada como SM-SC, porosa e colapsível com comportamento laterítico até, em média, 13,0m de profundidade (GIACHETI, 2001).

4.1.1.2 Características geotécnicas

Os solos presentes nestes locais foram caracterizados por meio de ensaios de laboratório e de campo. Entre os ensaios de campo estão o SPT, CPT, S-CPT e ensaios sísmicos *downhole* e *crosshole*. Entre os ensaios de laboratório estão a distribuição granulométrica, peso específico seco, índice de vazios e limite de liquidez.

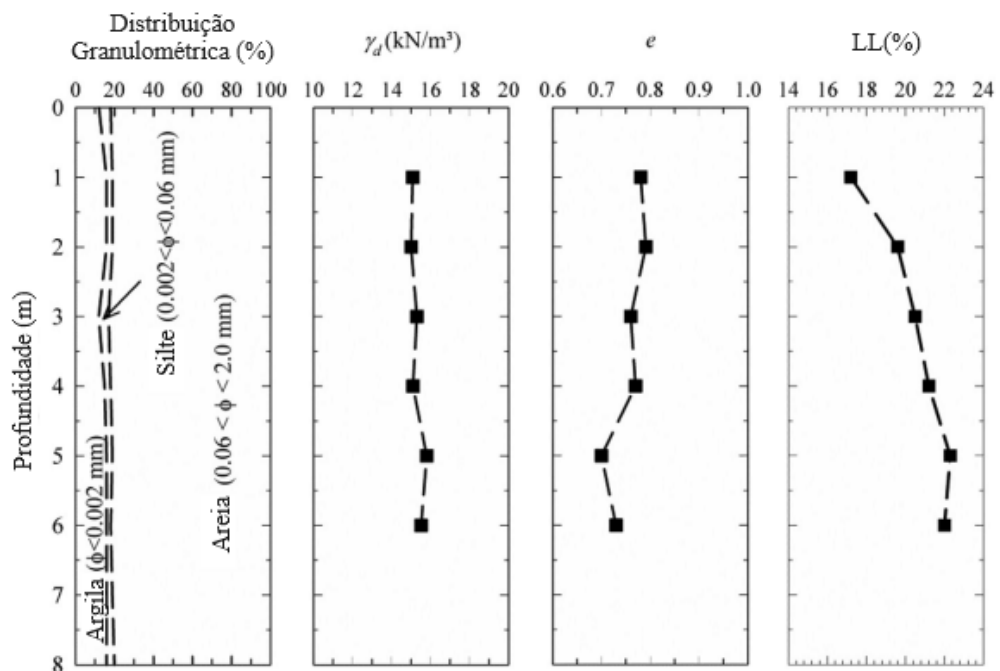
Na Figura 4.2 tem-se os resultados de CPT, S-CPT, ensaio sísmico *crosshole* e o perfil esquemático do subsolo definido por meio do SPT realizados no campo experimental da UNESP de Bauru. Já na figura 4.3 tem-se os resultados dos ensaios de distribuição granulométrica, peso específico seco, índice de vazios e limite de liquidez obtidos em laboratório para o campo experimental da UNESP de Bauru.

Figura 4.2: Resultados de CPT, S-CPT, ensaio sísmico *crosshole* e o perfil obtido pelo SPT no campo experimental da UNESP de Bauru



Fonte: Modificado de Giacheti, 2006.

Figura 4.3: Distribuição granulométrica, peso específico seco, índice de vazios e limite de liquidez obtidos em laboratório para o campo experimental da UNESP de Bauru

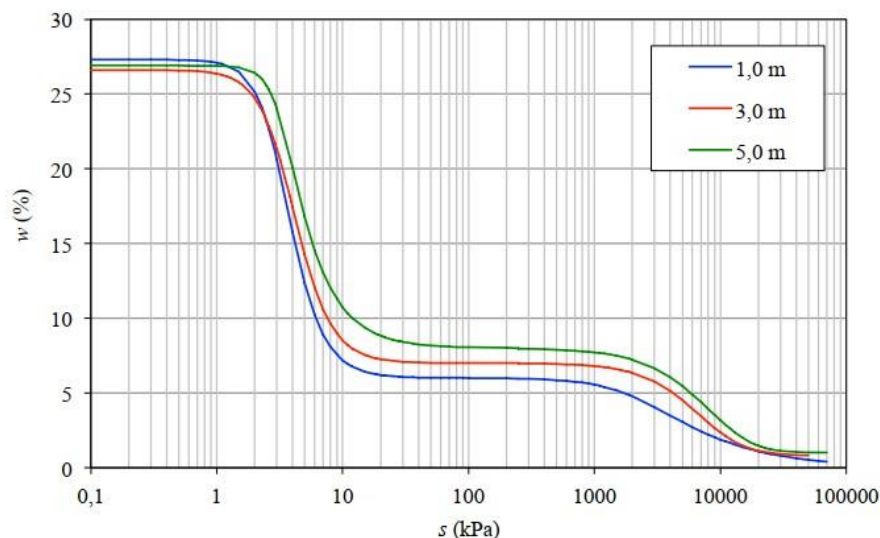


Fonte: Modificado de Giacheti et al., 2019.

4.1.1.3 Curva de retenção de água no solo

Saab (2016) obteve em laboratório as curvas de retenção de água no solo presente no campo experimental da UNESP de Bauru para as profundidades de 1,0 m, 3,0 m e 5,0 m, mostradas na Figura 4.4.

Figura 4.4: Curva de retenção de água no solo a 1,0m, 3,0m e 5,0m de profundidade do campo experimental da UNESP de Bauru



Fonte: Saab, 2016.

As curvas de retenção de água foram obtidas a partir de amostras indeformadas retiradas do local 1 do campo experimental da UNESP de Bauru.

As três curvas apresentam grande similaridade entre si e concordam com o formato esperado da curva de retenção de um solo arenoso, conforme exposto na Figura 3.6.

As curvas podem ser divididas em dois trechos bem definidos, um primeiro trecho onde uma grande variação do teor de umidade provoca uma pequena variação de sucção (de 1,0 a 10,0kPa), e um segundo trecho onde uma pequena variação no teor de umidade provoca grandes variações de sucção (de 10 a 2.000kPa). Essa mudança de comportamento ocorre no trecho horizontal da curva, correspondente a um teor de umidade de 6,0 a 8,0% (SAAB,2016).

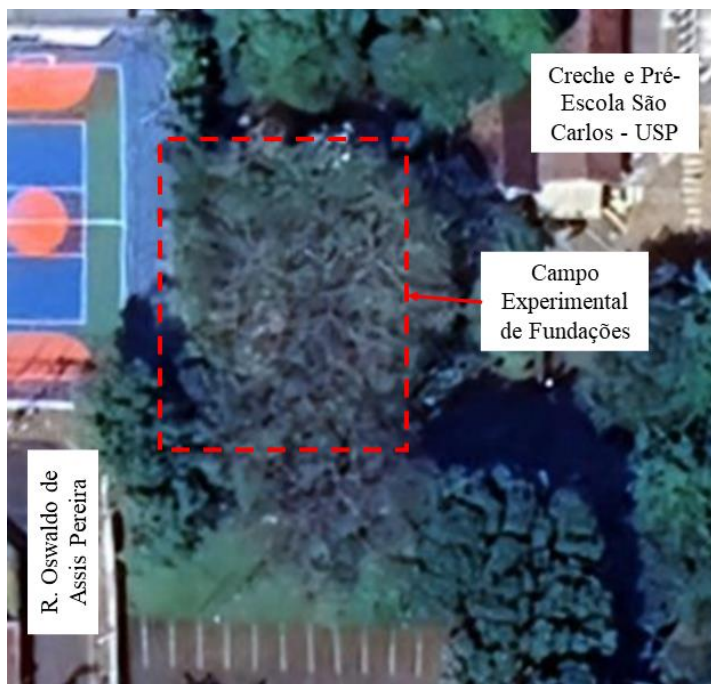
Rocha e Giacheti (2020) consideram que essas curvas de retenção podem ser consideradas como representativa do campo experimental da UNESP de Bauru.

4.1.2 Campo Experimental da USP de São Carlos

O campo experimental da USP de São Carlos foi escolhido pela quantidade de resultados de ensaios sísmicos realizados no local.

Uma vista aérea desse campo experimental é mostrada na Figura 4.5.

Figura 4.5: Campo experimental da USP de São Carlos



Fonte: Modificado de Google Earth, 2023.

4.1.2.1 Características geológicas

O município de São Carlos está assente sobre rochas do grupo São Bento, constituídas de arenitos da Formação Botucatu e migmatitos básicos da formação Serra Geral (CAVALCANTE et al., 2007). O solo da região é composto por um conglomerado de arenito do Grupo Bauru recoberto por Sedimentos Cenozóicos (CAVALCANTE et al., 2007).

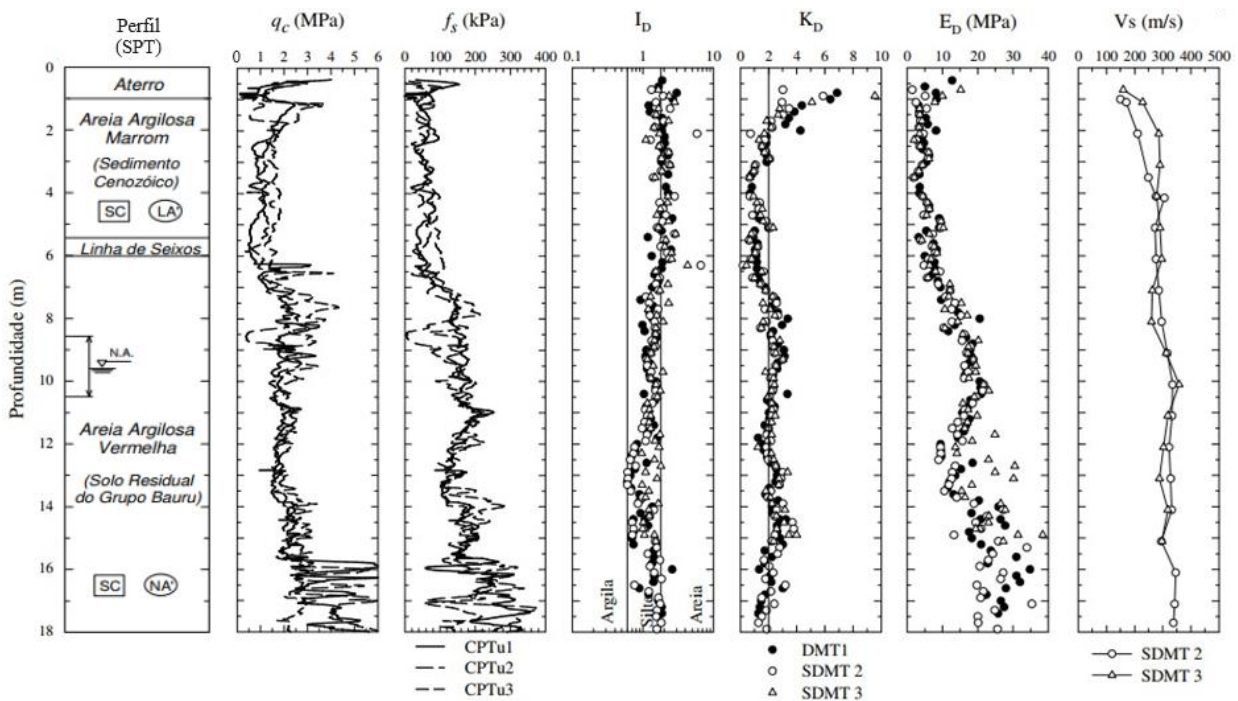
O subsolo do campo experimental é constituído de uma areia fina a média argilosa marrom e fofa, porosa e colapsável, com comportamento laterítico a até aproximadamente 7,0m de profundidade, seguida por uma linha de seixos de quartzo e limonita com espessura de até 1,0m que separa o primeiro estrato de um horizonte de solo residual constituído de uma areia argilosa vermelha, pouco a mediamente compacta, que atinge cerca de 23,5m de profundidade (ROCHA, 2018). O último horizonte é composto por um silte argiloso variegado, compacto a muito compacto. O topo da zona saturada varia de 7,0 a 10,0 m de profundidade (ROCHA, 2018).

4.1.2.2 Características geotécnicas

O solo presente no campo experimental da USP de São Carlos foi caracterizado por meio de ensaios de laboratório e de campo. Entre os ensaios de campo realizados estão o SPT, CPT, S-DMT e ensaios sísmicos *crosshole* e *downhole*. Entre os ensaios de laboratório estão a distribuição granulométrica, peso específico seco, índice de vazios e limites de Atterberg.

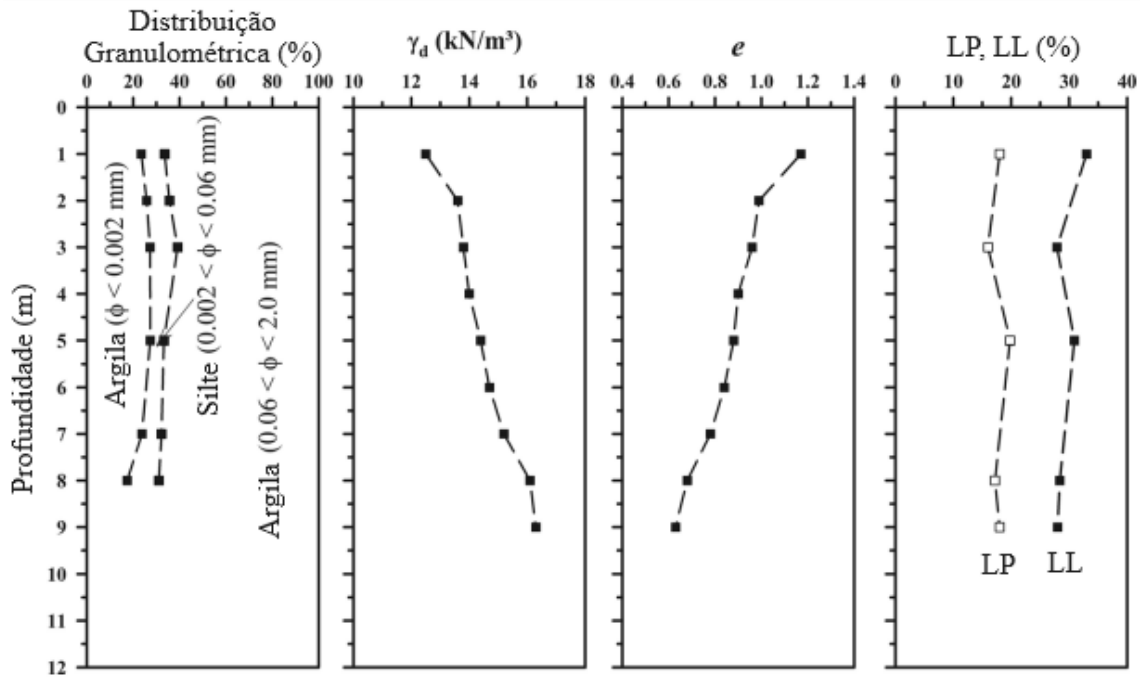
Na Figura 4.6 tem-se os resultados de CPT, S-DMT e o perfil esquemático do subsolo definido por meio do SPT realizados no campo experimental da USP de São Carlos. Já na Figura 4.7 tem-se os resultados dos ensaios de distribuição granulométrica, peso específico seco, índice de vazios, e limites de Atterberg obtidos em laboratório para o campo experimental da USP de São Carlos.

Figura 4.6: Resultados de CPT, S-DMT e o perfil obtido pelo SPT no campo experimental da USP de São Carlos



Fonte: Modificado de Rocha, 2018.

Figura 4.7: Distribuição granulométrica, peso específico seco, índice de vazios e limites de Atterberg obtidos em laboratório para o campo experimental da USP de São Carlos



Fonte: Modificado Rocha, Rodrigues e Giacheti, 2022.

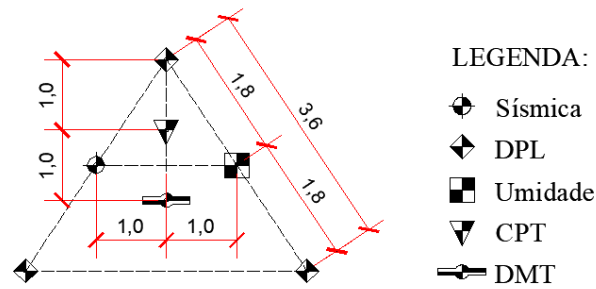
4.2 Ensaios realizados

No campo experimental da UNESP de Bauru foram realizadas duas campanhas de investigação, uma com o objetivo de avaliar a influência da sucção no local 1 e no local 2, realizada em outubro de 2022, e outra com o objetivo de se obter o perfil de velocidade de ondas S com o ensaio com S-DPL no local 3, realizada em julho de 2023.

Na campanha executada no local 1 e no local 2, em outubro de 2022, foram realizados três ensaios com DPL, um CPT, um DMT e uma determinação do perfil de teor de umidade empregando um trado mecânico helicoidal.

Os ensaios foram feitos a aproximadamente um metro entre si. A representação esquemática da posição desses ensaios é mostrada na Figura 4.8.

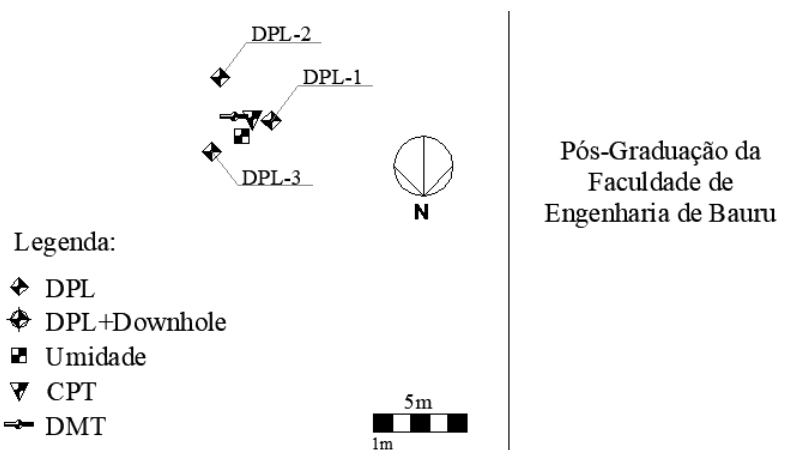
Figura 4.8: Representação esquemática da posição dos ensaios realizados



Fonte: Autor.

A posição dos ensaios realizados no local 1 do campo experimental da UNESP de Bauru (DPL 1, DPL 2 e DPL 3) é mostrada na Figura 4.9.

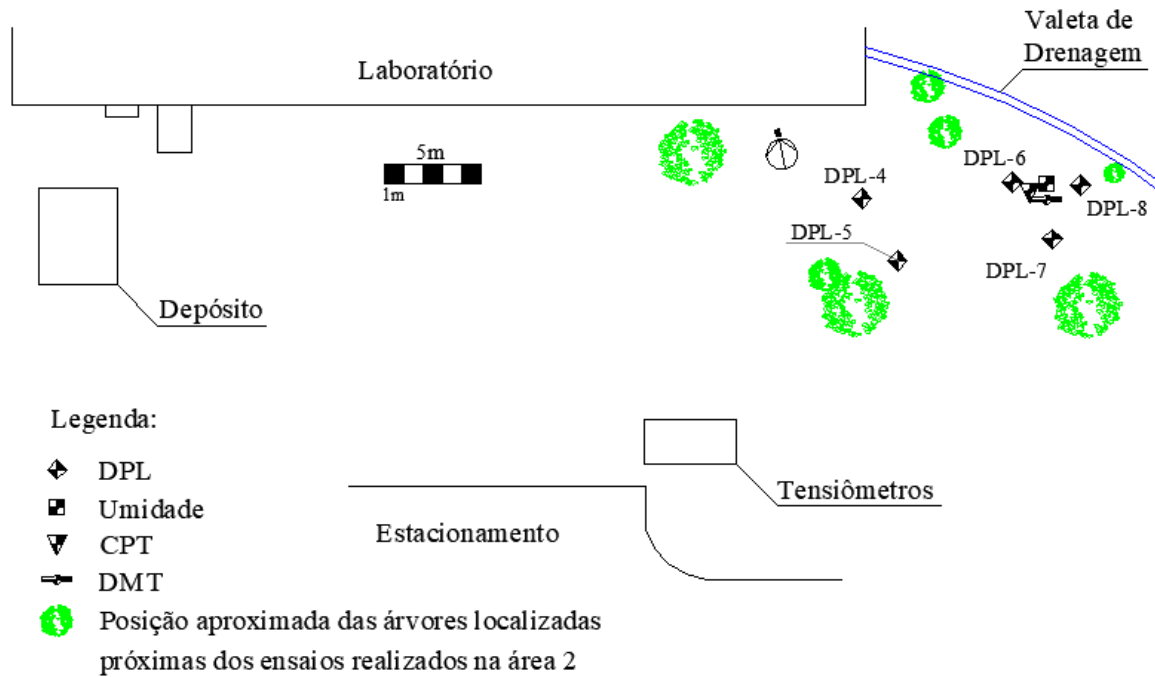
Figura 4.9: Posição dos ensaios realizados no local 1 do campo experimental da UNESP de Bauru



Fonte: Autor.

A posição dos ensaios realizados no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru (DPL 6, DPL 7 e DPL 8) é mostrada na Figura 4.10.

Figura 4.10: Posição dos ensaios realizados no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru



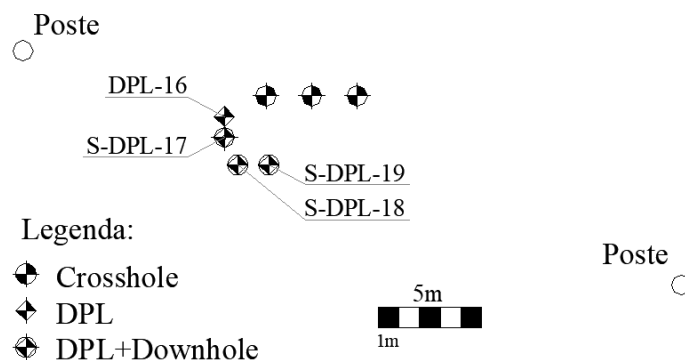
Fonte: Autor.

Os ensaios DPL 4 e DPL 5 foram interrompidos nos primeiros 1,2m de ensaio por atingirem o critério de paralização da norma EN ISO 22476-2:2005+A1:2011 ou para preservar a integridade do equipamento e, portanto, não foram incluídos nas análises realizadas.

A campanha realizada no local 3 contou com um ensaio com DPL, realizado em julho de 2023, e três ensaios com S-DPL, realizados em julho de 2023 (S-DPL 17) e em setembro de 2023 (S-DPL 18 e S-DPL 19). Os ensaios realizados no local 3 do campo experimental da UNESP de Bauru estão distantes entre si em aproximadamente 1,0 m.

A posição dos ensaios realizados no local 3 do campo experimental da UNESP de Bauru (DPL 16, S-DPL 17, S-DPL 18 e S-DPL 19) é mostrada na Figura 4.11.

Figura 4.11: Posição dos ensaios realizado no local 3 do campo experimental da UNESP de Bauru



Fonte: Autor.

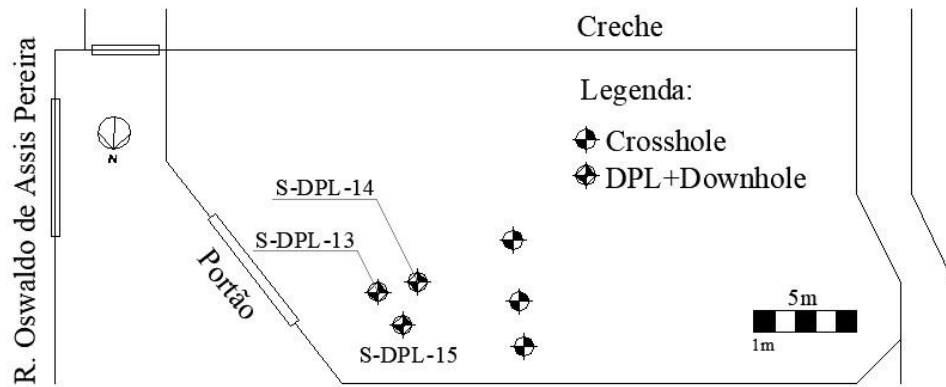
Nos três locais investigados no campo experimental da UNESP de Bauru não foi detectada a presença do topo da zona saturada até a profundidade investigada.

Já no campo experimental da USP de São Carlos foi realizada uma única campanha de investigação, em julho de 2023, com o objetivo de se obter o perfil de velocidade de ondas S com o ensaio com S-DPL.

A campanha foi realizada em julho de 2023 e contou com três ensaios com S-DPL. Os ensaios realizados no campo experimental da USP de São Carlos estão distantes entre si de aproximadamente 2,0 m.

A posição dos ensaios realizados no campo experimental da USP de São Carlos (S-DPL 13, S-DPL 14 e S-DPL 15) está na Figura 4.12.

Figura 4.12: Posição dos ensaios realizados no campo experimental da USP de São Carlos



Fonte: Autor.

No campo experimental da USP de São Carlos também não foi detectada a presença do topo da zona saturada até a profundidade investigada.

Um resumo dos ensaios realizados nos locais investigados está no Quadro 4.1

Quadro 4.1: Resumo dos ensaios realizados nos locais investigados

Campo Experimental	Local	Qde de Ensaios	Data de Execução	Objetivo	Observação
UNESP de Bauru	1	3	outubro de 2022	Avaliar o efeito da sucção	Sem vegetação
	2	3	outubro de 2022	Avaliar o efeito da sucção	Com vegetação
	3	4	julho de 2023/ setembro de 2023	Obtenção do perfil de V_s	-
USP de São Carlos	Único	3	julho de 2023	Obtenção do perfil de V_s	-

Fonte: Autor.

4.3 Equipamentos e Software

4.3.1 DPL

O DPL utilizado é o modelo DPL-T_SM-v1.2.0, fabricado pela SOLOMAP seguindo as especificações da EN ISO 22476-2:2005+A1:2011. O equipamento possui levantamento e acionamento manual do martelo.

Entre o martelo e a cabeça de bater há um coxim de madeira com o objetivo de preservar a integridade do equipamento e evitar o repique do martelo. O coxim é confeccionado de Peroba Rosa, madeira com densidade aparente (umidade a 15%) de 790kg/m^3 e módulo de elasticidade de $9,25\text{GPa}$, segundo o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT).

O martelo é do tipo *donut* (BELINCANTA, 1998), composto por um perfil cilíndrico vazado e guiado por uma haste interna de aço dotada de um limitador de altura, impossibilitando que o martelo seja arguido a uma altura superior a meio metro.

O martelo e a cabeça de bater são fabricados em aço rígido e de alta resistência à impacto. A cabeça de bater é engatada nas hastes guias por meio de um pino para que sua remoção não interfira nas medidas de torque.

No topo das hastes guia é rosqueado um adaptador dotado de um engate de mangueira na lateral para a realização do ensaio com injeção de água conforme previsto por norma, além de um encaixe para torquímetro do topo que permite a medida do torque no eixo das hastes.

As hastes guias são fabricadas a partir de tubos mecânicos com flexibilidade reduzida, possibilitando a injeção de água caso desejado. As hastes possuem comprimento de um metro e são conectadas entre si por meio de roscas internas, mantendo um diâmetro externo constante por toda sua extensão. As hastes guia possuem marcações a cada dez centímetros com o intuito de facilitar a determinação do N_{10} , número de golpes necessário para que a ponteira avance dez centímetros no terreno.

A ponteira maciça utilizada é fabricada com aço rígido e de alta resistência à impacto. A ponteira possui um tratamento térmico com o intuito de aumentar sua dureza e evitar desgastes excessivos devido ao atrito constante com o solo e rochas brandas. Entre a ponteira e o primeiro metro de haste guia há a possibilidade de se conectar um adaptador fabricado do mesmo material das hastes com uma saída de água.

O conjunto do martelo, cabeça de bater, haste guia e ponteira é mostrado da Figura 4.13.

Figura 4.13: Conjunto do martelo, cabeça de bater, haste guia e ponteira



Fonte: Autor.

O torquímetro utilizado para a medida do torque máximo ao final de cada metro é da marca Torkfort modelo TRN250PA. Ele possui uma resolução de 5,0Nm e capacidade de 250Nm. Este dispositivo é dotado de uma ponteira de arraste que facilita o registro do torque máximo.

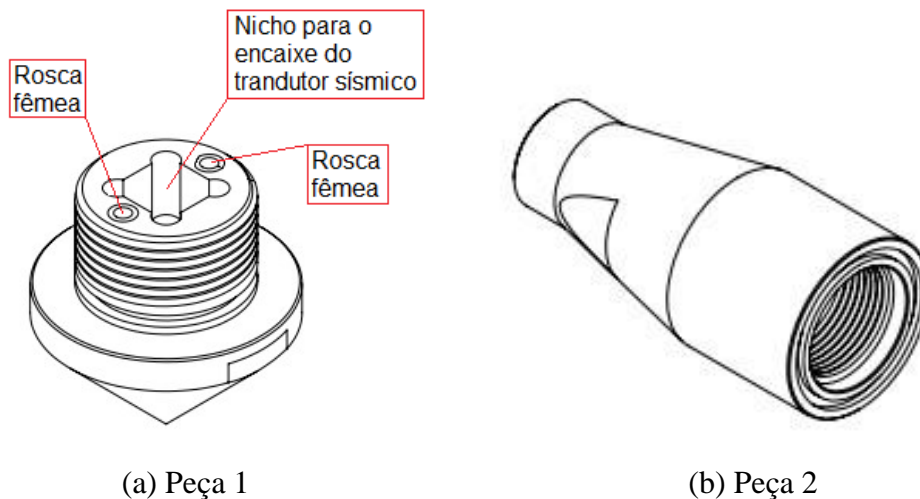
4.3.1.1 Ponteira sísmica do DPL

Para a determinação da velocidade de propagação das ondas S incluiu-se um transdutor sísmico na ponteira do DPL. Uma nova ponteira com um nicho para o encaixe do sensor foi fabricada, denominada ponteira sísmica do DPL.

A ponteira sísmica é dividida em duas peças. A peça 1 é responsável por fixar o transdutor sísmico dentro da ponteira e a peça 2 tem o objetivo de conectar a peça 1 às hastes guia. A ponteira sísmica possui as dimensões exigidas pela norma EN ISO 22476-2:2005+A1:2011, mostradas no Quadro 3.2.

As duas peças que compõem a ponteira sísmica são mostradas na Figura 4.14.

Figura 4.14: Peças que compõem a ponteira sísmica do DPL



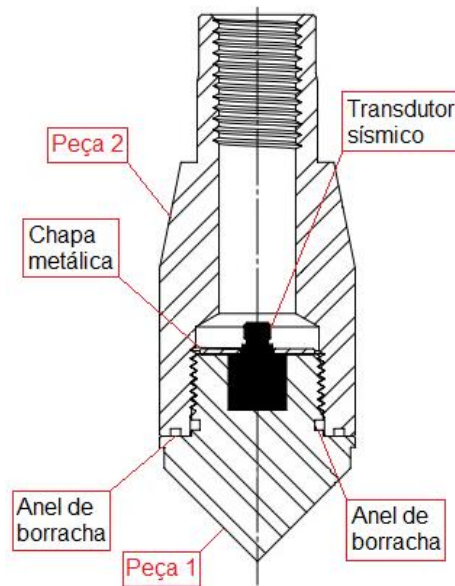
Fonte: Autor.

O nicho para o encaixe do transdutor sísmico possui a dimensão necessária para que o sensor entre na peça 1 com uma folga de 0,2mm de cada lado, possibilitando sua inserção e retirada sem danificá-lo. A profundidade do nicho é igual a altura do sensor, que é então fixado na ponteira por meio de uma chapa metálica, parafusada na peça 1 utilizando as duas rosca fêmeas nela presentes (Figura 4.14). A peça 1 também conta com um rebaixo próximo ao cone que possibilita o seu aperto com a peça 2 com o auxílio de chaves fixas.

Tanto a peça 1 quanto a peça 2 contam com um canal para o encaixe de anéis de borracha com o intuito de melhorar a vedação da ponteira.

A representação esquemática da ponteira sísmica é apresentado na Figura 4.15.

Figura 4.15: Representação esquemática da ponteira sísmica



Fonte: Autor.

4.3.1.2 Adaptações do DPL para determinação de V_s

Além da ponteira sísmica foi necessária a fabricação de um adaptador que possibilite que o cabo ligado ao sensor saia das hastes guia e seja conectado na central de aquisição de dados. Esse adaptador está localizado entre a haste guia mais superficial e a cabeça de bater e é composto por um segmento de haste com uma abertura em toda sua extensão.

O adaptador que possibilita a saída do cabo das hastes guia é mostrado na Figura 4.16.

Figura 4.16: Adaptador para a saída do cabo



Fonte: Autor.

4.3.2 Transdutor Sísmico e Cabo

O transdutor sísmico selecionado para ser inserido na ponteira foi um acelerômetro de alta sensibilidade do tipo ICP da marca PCB Piezotronics modelo 333B32. O modelo conta com uma sensibilidade de 100mV/g, faixa de medição de $\pm 50g$, largura de banda de 0,5Hz a 3.000,0Hz (PCB PIEZOTRONICS, 2002).

O acelerômetro é apresentado na Figura 4.17.

Figura 4.17: Acelerômetro utilizado



Fonte: PCB Piezotronics, 2002.

O modelo escolhido conta com uma saída lateral devido a necessidade de o cabo estar conectado perpendicularmente à direção de propagação das ondas S. Na Figura 4.17 é possível observar a direção do eixo em que o acelerômetro realiza suas medidas, expresso pela seta estampada no equipamento.

Um limitante na escolha do acelerômetro, além dos requisitos de sensibilidade, foi a dimensão. O acelerômetro escolhido é cúbico, o que facilita sua inserção na ponteira, e possui uma aresta de 10,2mm de comprimento, que conseguiu ser acomodado nos 35,7 milímetros de diâmetro da ponteira.

O cabo utilizado é do modelo 003C, também da PCB Piezotronics. O cabo possui um conector 10-32, conectado no acelerômetro, e um conector BNC, conectado na central de aquisição de dados.

4.3.3 Fonte Sísmica

A fonte sísmica utilizada consiste em uma placa fabricada a partir de uma peça de madeira reforçada por chapas metálicas em suas laterais. As duas chapas metálicas estão ligadas entre si por uma peça metálica para possibilitar a utilização de um *trigger* elétrico.

A fonte sísmica também conta com cantoneiras metálicas parafusadas em sua base para impedir que ela deslize sobre o terreno durante a aplicação dos golpes. Os golpes foram aplicados com uma marreta comum.

A fonte sísmica utilizada é mostrada na Figura 4.18.

Figura 4.18: Fonte sísmica utilizada



Fonte: Autor.

4.3.4 *Trigger*

O *trigger* utilizado é um sensor de impacto da marca Murata Electronics modelo PKS1-4A10 com uma sensibilidade de 40mV/g. O sensor é colado na fonte sísmica antes do início do ensaio. O sensor utilizado como *trigger* está na Figura 4.19.

Figura 4.19: *Trigger* utilizado



Fonte: Murata Electronics, 2023.

No ensaio realizado no local 3 do campo experimental da UNESP de Bauru foi utilizado um *trigger* elétrico de contato.

4.3.5 Central e *software* de aquisição de dados

Os registros do acelerômetro e do trigger foram captados por um amplificador de sinais modelo HBM MX410. Este equipamento conta com quatro canais de aquisição, taxa de amostragem por canal de até 100.000 amostras por segundo, largura de banda de 40kHz e é compatível com sensores do tipo ICP (HBM, 2020). O amplificador de sinais utilizado está na Figura 4.20.

Figura 4.20: Amplificador de sinais utilizado



Fonte: HBM, 2020.

O HBM MX410 conta com uma saída para a conexão de um sistema de aterramento, que reduz o aparecimento de perturbações no sinal devido a interferências eletromagnéticas (HBM, 2020). O sistema de aterramento é composto por um fio ligado à central de aquisição de dados e conectado a uma barra de aço cravada no terreno

Para a visualização e interpretação dos registros do HBM MX410 foi utilizado o *software* CatmanEasy AP versão 3.5. O *software* possui um módulo de aquisição de dados dos sensores conectados ao amplificador de sinais e um módulo para a visualização e interpretação dos dados coletados.

4.3.6 CPT

O CPT utilizado é da marca Pagani Geotechnical modelo TG 63-150 com capacidade de cravação de 150kN. O equipamento dispõe de um cone elétrico com ângulo de ápice de 60° e diâmetro de 35,7mm. O diâmetro das hastes guia é igual ao diâmetro da ponteira.

Para a realização do ensaio foi realizada uma ancoragem de 4,0m no terreno em ambas as extremidades do carro motorizado com esteiras que porta o equipamento com o auxílio de seções de trados helicoidais presos entre si com o auxílio de pinos. O equipamento é nivelado com o auxílio de três pistões hidráulicos. O equipamento utilizado para execução dos ensaios de CPT está Figura 4.21.

Figura 4.21: Equipamento utilizado para a execução dos ensaios CPT



Fonte: Pagani-geotechnical.com/tg-63-150, 2022.

4.3.7 DMT

A ponteira do DMT foi cravada no terreno com o mesmo equipamento utilizado na cravação do CPT, mostrado na Figura 4.21. As hastes guia foram as mesmas utilizadas no ensaio de CPT.

A ponteira utilizada é composta por uma lâmina plana com 14,0mm de espessura, 95,0mm de largura e 220,0mm de comprimento biselada em sua face inferior. No centro da parte plana da placa há uma membrana circular com 60,0mm de diâmetro.

A pressão necessária para a expansão da membrana é exercida por um cilindro de gás nitrogênio.

4.4 Procedimentos dos Ensaio Realizados

4.4.1 DPL

O ensaio com DPL foi realizado de acordo com os procedimentos descritos na norma EN ISO 22476-2:2005+A1:2011 e conforme apresentado na seção 3.2.1.

4.4.1.1 Repetibilidade do DPL

Para cada local investigado foi realizado o cálculo do coeficiente de variação entre os resultados de N_{10} obtidos por diferentes ensaios a uma mesma profundidade. O coeficiente de variação é calculado a partir da equação a seguir.

$$CV = \frac{\sigma}{\mu} \times 100 \quad (4.1)$$

CV é o coeficiente de variação (%);

σ é o desvio padrão;

μ é a média.

O CV foi calculado para os 3 ensaios realizados no local 1 do campo experimental da UNESP de Bauru, os 3 ensaios realizados no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru, para os 2 ensaios realizados no local 3 do campo experimental da UNESP de Bauru e para os 3 ensaios realizados no campo experimental da USP de São Carlos. Os resultados foram posteriormente comparados com referências de CV estabelecidas por Lee, White e Ingles (1983) e por Harr (1987).

4.4.2 Ensaio Sísmico *Downhole* com o DPL (S-DPL)

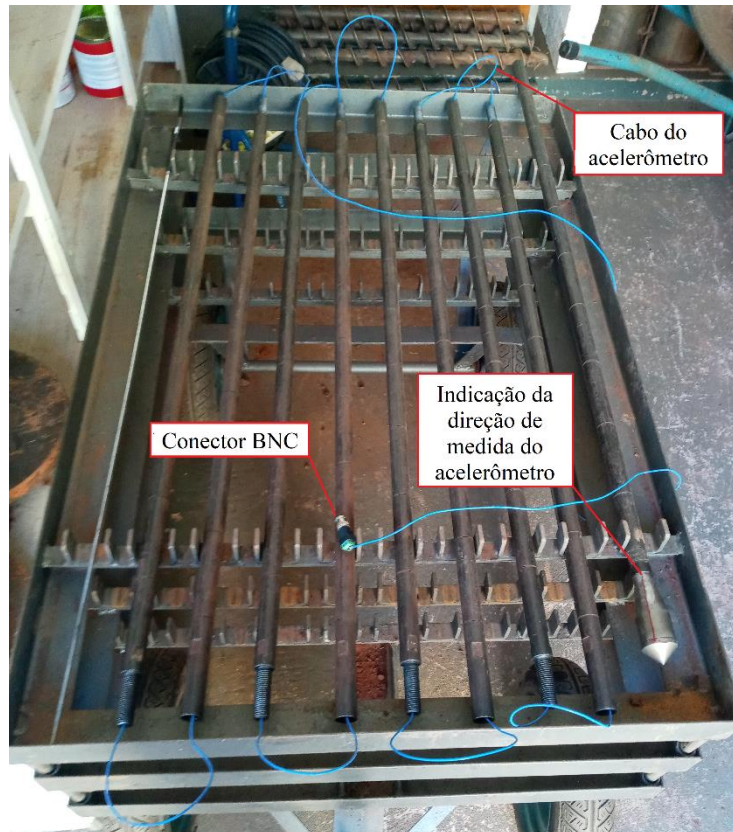
O ensaio se inicia com a passagem do cabo do acelerômetro por entre as hastes guia do DPL. As hastes a serem utilizadas no ensaio são dispostas lado a lado alternando entre rosca macho e rosca fêmea e, em seguida, passa-se o cabo por dentro delas alternando a direção de passagem do cabo em cada haste subsequente, iniciando-se por uma rosca macho, onde ficará posicionado o conector 10-32 para a conexão com o acelerômetro.

Passado o cabo o acelerômetro é inserido no nicho da peça 1 da ponteira sísmica, a chapa metálica para a sua fixação é posicionada sobre ele e em seguida é parafusada na peça 1. Antes da inserção do acelerômetro na peça 1 é importante verificar a direção de medida do sensor e indicá-lo na parte externa na ponteira.

Em seguida passa-se o cabo do acelerômetro pela peça 2 da ponteira sísmica, que é rosqueada na primeira haste guia do sistema, em seguida o acelerômetro é rosqueado no conector 10-30 e a peça 1, que é rosqueada na peça 2 da ponteira sísmica. A outra extremidade do cabo é ligada a um adaptador BNC, que por sua vez é conectado à central de aquisição de dados

A preparação para a realização do ensaio com S-DPL está na Figura 4.22.

Figura 4.22: Preparação do ensaio com o S-DPL



Fonte: Autor.

Com as hastes e ponteira preparadas, uma porção do terreno é limpa e nivelada com o auxílio de uma enxada para o posicionamento da fonte sísmica, depois de posicionada sobre o terreno um veículo é estacionado com uma das rodas sobre a fonte para manter um carregamento vertical sobre ela, conforme recomendação de Campanella e Stewart (1991).

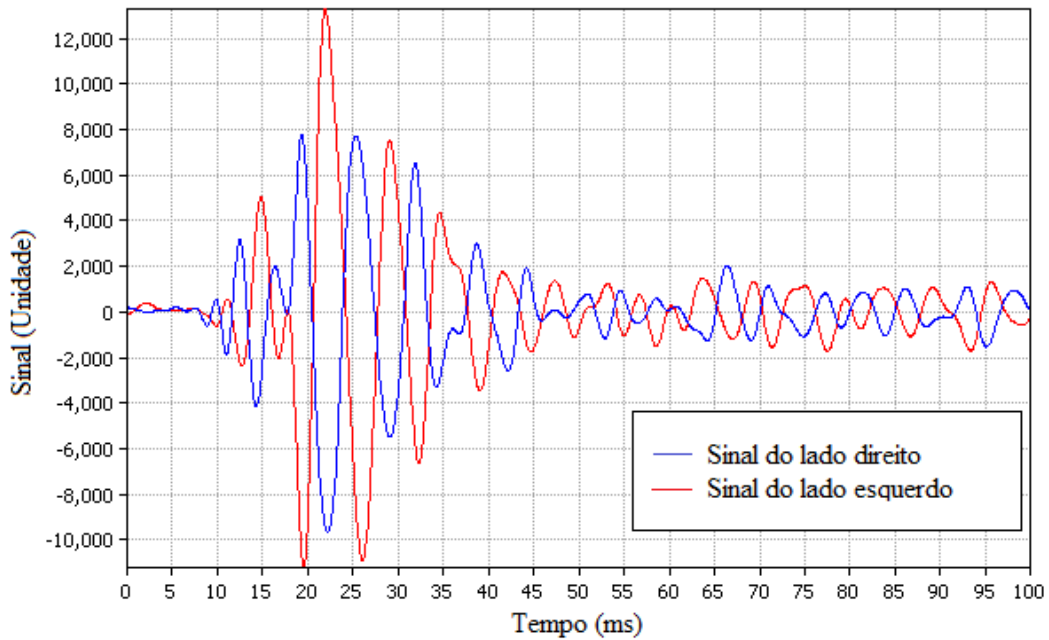
O DPL é posicionado a uma distância “X” perpendicular à fonte sísmica. Todo conjunto é então rotacionado até que a marcação na ponteira que indica a posição da direção de medida do acelerômetro esteja paralela à fonte sísmica. O ensaio é realizado conforme descrito na seção 3.2.1 até a profundidade onde se deseja medir o tempo de chegada das ondas S.

As distâncias “X” entre a fonte e a projeção do acelerômetro variaram entre 0,4m e 0,6m, seguindo a recomendação de Butcher et al. (2005), e variando de acordo com as condições do terreno.

Para a medidas de aceleração utiliza-se o módulo de aquisição de dados do *software* CatmanEasy AP. Com o sistema devidamente aterrado, inicia-se a aquisição de dados no *software* e um golpe é dado manualmente do lado direito da fonte sísmica, convencionado antes do início do ensaio, com o auxílio de uma marreta. Depois de realizadas três medidas aplicando

golpes do lado direito da fonte sísmica, são realizadas três medidas golpeando o lado esquerdo da fonte. Golpes aplicados em sentidos opostos geram ondas de polaridades opostas, facilitando a identificação do tempo de chegada. Os sinais com a polaridade invertida obtidos durante o ensaio com S-DPL são mostrados na Figura 4.23.

Figura 4.23: Sinais com polaridade invertida obtidos no ensaio com S-DPL



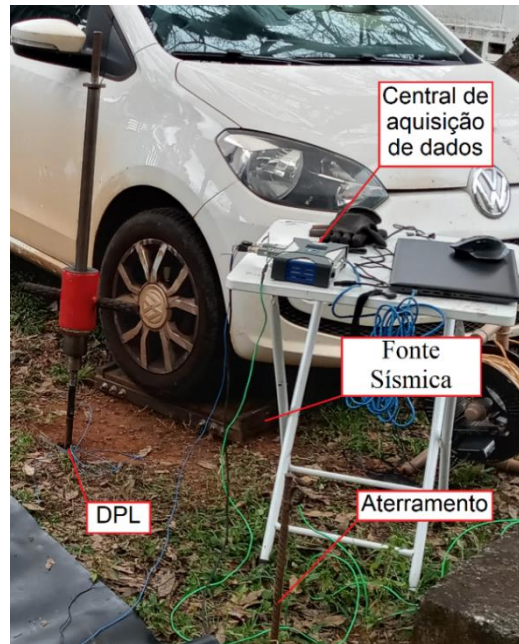
Fonte: Autor.

O tempo de chegada adotado é calculado pela média das 3 aquisições realizadas para cada sentido de golpe.

Por meio do *software* define-se previamente o momento do início das medidas ao ativar o *trigger* e encerra-se as medidas após um certo intervalo de tempo fixo após sua ativação.

Finalizadas as medidas, o ensaio com DPL é retomado até a próxima profundidade onde se deseja medir o tempo de chegada das ondas S, e assim subsequentemente até a profundidade desejada. A execução do ensaio com S-DPL está na Figura 4.24.

Figura 4.24: Execução do ensaio com S-DPL



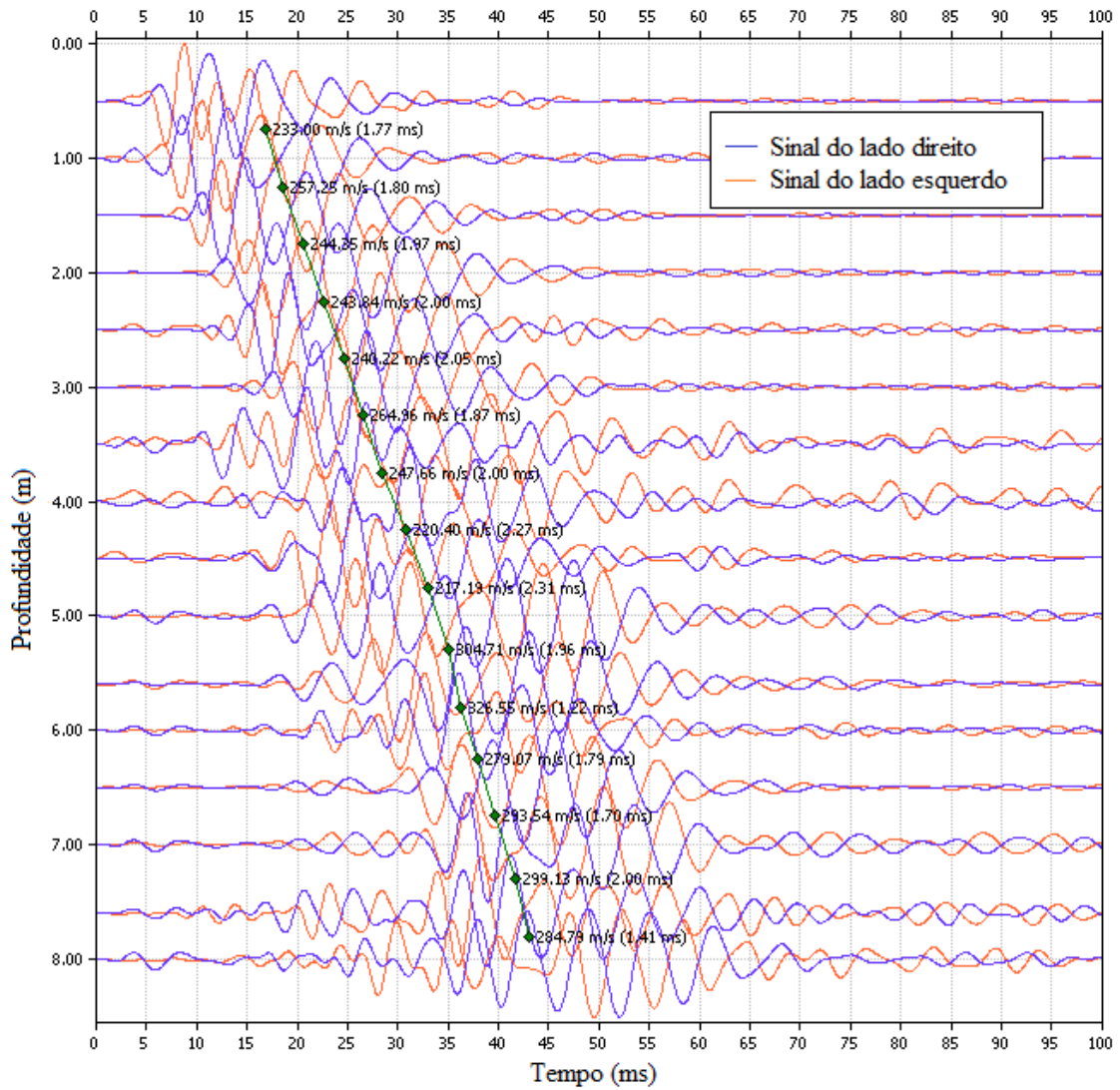
Fonte: Autor.

Em todas as campanhas de investigação as medidas foram realizadas de meio em meio metro até os 8,0m de profundidade.

Como a ponteira sísmica do DPL comporta apenas um único sensor o cálculo da distância percorrida pela onda é feito pelo método do pseudo intervalo, a partir dos valores de profundidade em que os tempos de chegada foram medidos e a distância “X” entre a fonte sísmica e a projeção da ponteira em planta.

Os registros obtidos foram exportados em formato ASCII para serem analisados com o auxílio do *software* SPAS, um programa de processamento de sinais e análise de ensaios sísmicos, que permite a obtenção da velocidade de propagação das ondas S a através do método *cross-correlation*. O perfil de V_s obtido pelo *software* SPAS com os resultados do ensaio com S-DPL é mostrado na Figura 4.25.

Figura 4.25: Perfil de V_s obtido pelo *software* SPAS com os resultados do ensaio com S-DPL



Fonte: Autor.

Durante a aquisição de dados foi utilizado um filtro *anti-aliasing*, conforme recomendação de Butcher et al. (2005), e durante a análise foi aplicado um filtro *Butterworth* de quarta ordem para eliminar as frequências inferiores à 40 Hz.

Os dados de V_s obtidos com a ponteira sísmica do DPL foram comparados com os resultados de ensaios sísmicos *crosshole* presentes nos locais investigados.

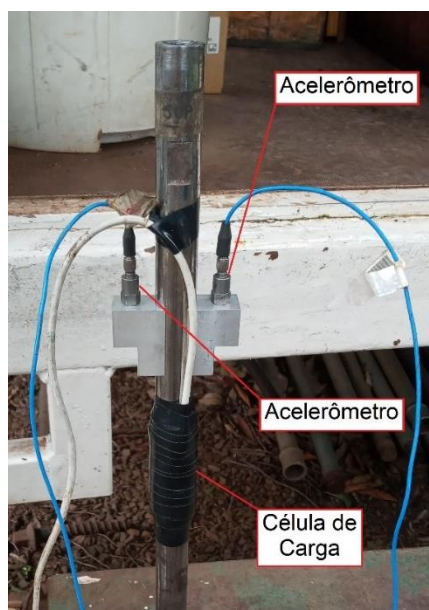
4.4.2 Eficiência do Martelo (Er)

A eficiência do DPL-T_SM-v1.2.0 foi determinada utilizando a energia calculada a partir de parâmetros obtidos em campo, com um ensaio realizado no campo experimental da USP de São Carlos.

Os parâmetros necessários para o cálculo da energia foram obtidos empregando a haste instrumentada desenvolvida por Bastos (2016), e empregando a mesma central de aquisição de dados descrita na seção 4.3.5. A haste conta com dois acelerômetros e uma célula de carga. Para o cálculo da energia foi utilizada a média das velocidades obtidas a partir das duas medidas de aceleração.

A haste instrumentada utilizada na obtenção da energia calculada está na Figura 4.26.

Figura 4.26: Haste instrumentada utilizada na determinação da energia calculada



Fonte: Autor.

O cálculo da energia foi realizado utilizando o método EFV, descrito na seção 3.2.6, seguindo as recomendações das normas EN ISO 22476-2:2005+A1:2011 e ASTM D4633:2005. Os cálculos foram realizados com o auxílio do módulo de visualização e interpretação do *software* CatmanEasy AP.

Para o cálculo da impedância mecânica e a velocidade de propagação da onda mecânica nas hastes guia foram utilizadas as fórmulas apresentadas por Belincanta (1985), apresentadas a seguir.

$$Z = \frac{E}{c} \times A_h \quad (4.2)$$

Z é a impedância mecânica das hastes guia (kPa.m.s);

E é o módulo de Young das hastes guia (kPa);

c é a velocidade de propagação da onda mecânica nas hastes guia (m/s);

A_h é a área da seção transversal das hastes guia (m²).

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (4.3)$$

c é a velocidade de propagação da onda mecânica nas hastes guia (m/s);

E é o módulo de Young das hastes guia (Pa);

ρ é a massa específica das hastes guia (kg/m³).

A velocidade de propagação de ondas mecânicas calculada é de 5165,6m/s e a impedância mecânica calculada é de 13,2kPa.m.s.

As medidas foram realizadas em três profundidades diferentes, conforme preconiza a norma ASTM D4633:2005, em 1,0m, 4,0m e 8,0m. Em cada uma dessas profundidades foram realizadas três medições, e a média entre elas foi assumida como o valor de energia calculada.

4.4.3 Cálculo da Força Dinâmica (F_d)

O cálculo da força dinâmica foi realizado seguindo o procedimento descrito na seção 3.2.7. No cálculo da força dinâmica foram utilizados os valores de eficiência do martelo calculados a partir da E_{meas} obtida para o equipamento de DPL utilizado.

A resistência de ponta foi calculada a partir do procedimento descrito na seção 3.2.7.

4.4.4 CPT

O CPT foi realizado de acordo com a ASTM D 5778:2020. A ponteira é cravada no terreno de forma quasi-estática a uma velocidade de 20 mm/s. Os dados são gravados em tempo real no sistema de aquisição de dados e posteriormente exportados para tratamento no computador.

4.4.5 DMT

O DMT foi executado de acordo com a norma ASTM D 6635:2015. As leituras são realizadas a intervalos de 0,20m de profundidade. A cada intervalo de profundidade obtém-se as pressões A e B, registradas manualmente com o auxílio de um sinal sonoro e são posteriormente tratados no computador para cálculo dos parâmetros intermediários, I_d , K_D e E_D .

4.4.6 Teor de Umidade

As amostras de solo para a determinação do teor de umidade foram coletadas por meio de um trado helicoidal inserido no terreno com o auxílio do equipamento utilizado na cravação da ponteira do CPT e do DMT, mostrado na Figura 4.21.

Uma amostra foi coletada a cada 0,75m de profundidade, que é o comprimento de cada trado helicoidal utilizado. A amostra empregada para a determinação do teor de umidade foi retirada da parte central do trado.

Os teores de umidade foram determinados a partir dos procedimentos descritos na norma NBR 6457 de 2016.

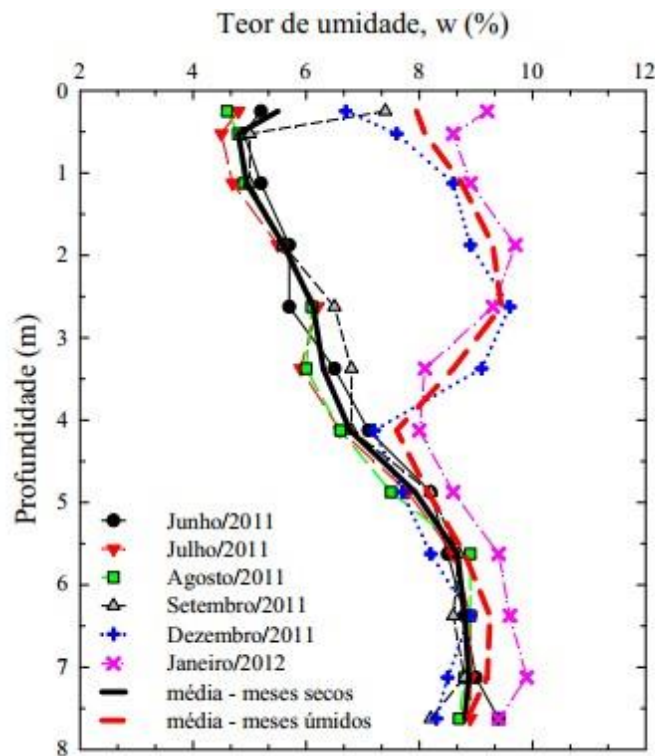
4.5 Avaliação da Influência da Sucção

A abordagem adotada para avaliar a aplicabilidade do DPL para identificar a influência da sucção foi feita a partir da interpretação racional do ensaio, observando a variação da resistência de ponta unitária (q_p), calculada pelo procedimento descrito na seção 3.2.7. O perfil de q_p pode variar em uma mesma campanha de investigação realizada em dois locais distintos com diferentes perfis de teor de umidade e , conseqüentemente, diferentes valores de sucção.

Segundo Silva, Rocha e Giacheti (2019), em outubro, mês em que foram realizadas as campanhas de investigação no local 1 e no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru, foi aquele que apresentou os menores teores de umidade na área estuada, resultando nos maiores valores de sucção. Esse fato foi confirmado por Rocha, Rodrigues e Giacheti (2022).

Ao avaliar a variação sazonal das propriedades do solo nesta mesma área de estudo, Giacheti et al. (2019) observaram que a variação da sucção influencia até os primeiros 4,0 a 5,0m de profundidade, zona ativa do perfil de sucção, onde ocorrem as maiores variações de umidade, conforme se observa na Figura 4.27.

Figura 4.27: Perfis típicos de teor de umidade do campo experimental da UNESP de Bauru



Fonte: Rocha e Giacheti (2020).

Pelo fato da zona ativa do perfil de sucção se limitar aos primeiros 4,0 a 5,0m de profundidade, as campanhas realizadas atingiram 8,0m de profundidade. Essa decisão levou em conta a facilidade de execução dos ensaios, as limitações do DPL em investigações mais profundas que 10,0m e por julgar que essa profundidade seria suficiente para estudar a variação dos parâmetros do solo dos dois locais.

De posse dos dados obtidos, os valores de resistência de ponta unitária (q_p), calculados a partir da interpretação racional do ensaio com DPL, foram normalizados a fim de incorporar o efeito da sucção, de maneira análoga ao cálculo do Q_{tn} do CPT, conforme sugerido por Robertson (2009), a partir da equação:

$$Q_{pn} = \left(\frac{q_p - \sigma_v}{p_a} \right) \times \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^n \quad (4.4)$$

Q_{pn} é a resistência de ponta unitária normalizada;

q_p é a resistência de ponta unitária (kPa);

σ_v é a tensão vertical total (kPa);

p_a é a pressão atmosférica (kPa);

σ'_v é a tensão vertical efetiva (kPa);

n é o expoente de tensão.

Segundo Robertson (2009) n é igual a 1,0 para a maioria dos solos finos e varia de 0,5 a 0,9 para solos grossos. O expoente n foi calculado segundo a fórmula apresentada por Giacheti et al. (2019), resultando em um valor médio de 0,68.

σ'_v foi calculada a partir da equação proposta por Bishop (Equação 3.37). χ foi admitido como sendo igual ao grau de saturação, calculado a partir de índices físicos determinados em laboratório e dos valores de teor de umidade obtidos na campanha de investigação.

Os resultados corrigidos foram então comparados entre os dois locais investigados nas diferentes condições de umidade.

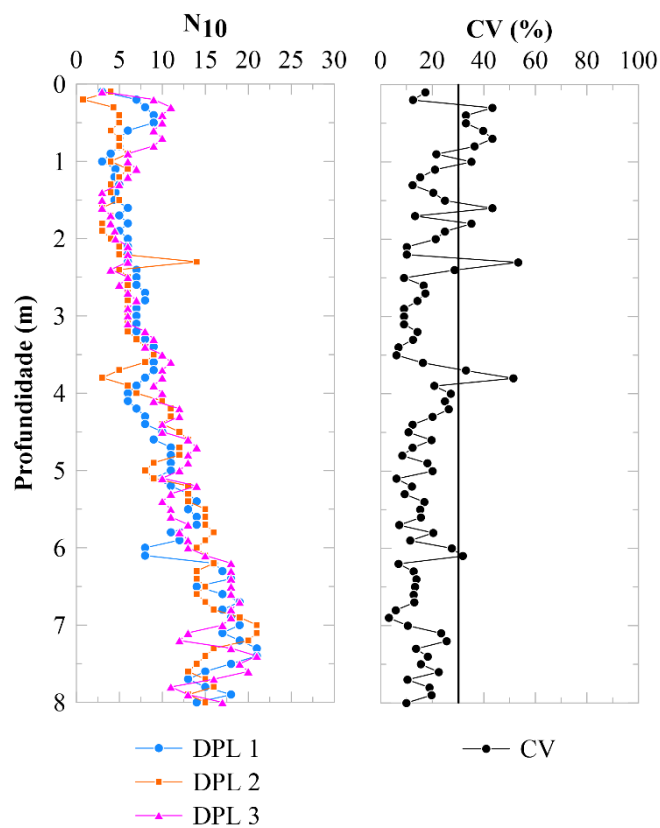
5 RESULTADOS

5.1 DPL

5.1.1 Campo Experimental da UNESP de Bauru

Os resultados dos ensaios com DPL realizados no local 1 do campo experimental da UNESP de Bauru, em outubro de 2022 (DPL 1, DPL 2 e DPL 3), são apresentados na Figura 5.1.

Figura 5.1: Resultados de DPL realizados no local 1 do campo experimental da UNESP de Bauru



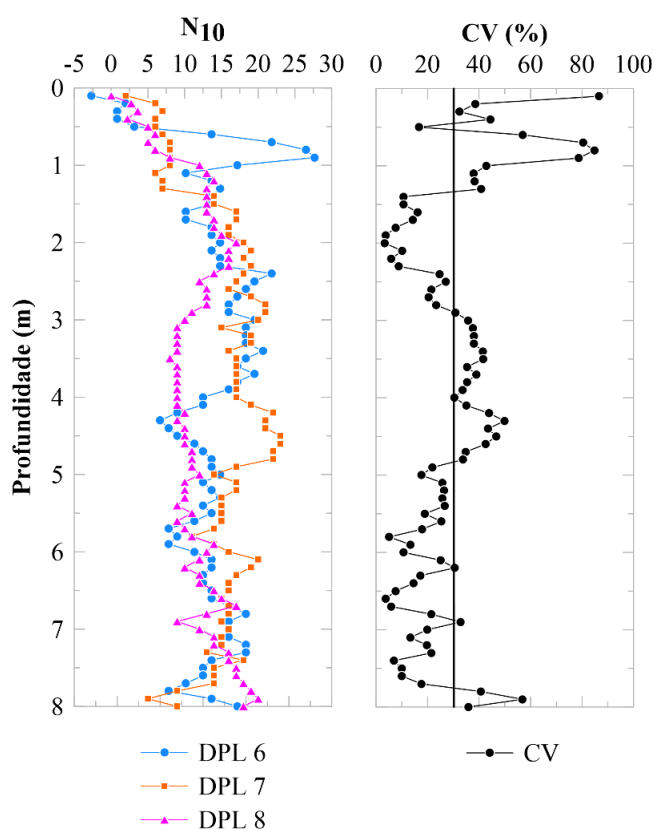
Fonte: Autor.

Estes resultados apresentaram pouca variação entre si, com exceção de picos pontuais de resistência à penetração, como ocorrido no DPL 2 aos 2,3m de profundidade.

O coeficiente de variação dos valores de N_{10} permaneceram em sua maioria numa faixa inferior à 30%, com um CV médio de 19,3%. O CV máximo foi de 53,3% e ocorreu no pico de N_{10} aos 2,3m de profundidade.

Os resultados dos ensaios com DPL realizados no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru, em outubro de 2022 (DPL 6, DPL 7 e DPL 8), são apresentados na Figura 5.2.

Figura 5.2: Resultados de DPL realizados no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru



Fonte: Autor.

Os resultados dos ensaios com DPL realizados no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru não apresentaram a mesma uniformidade entre os resultados, com uma queda de resistência à penetração para o DPL 8 a partir do segundo metro e apresentar um ganho de resistência a partir do quarto metro para o DPL 7. O fato de o DPL 8 ter sido realizado próximo a uma valeta de drenagem, combinado com uma chuva de alta intensidade ocorrida na noite anterior da execução deste ensaio, pode ter contribuído para a redução da resistência a

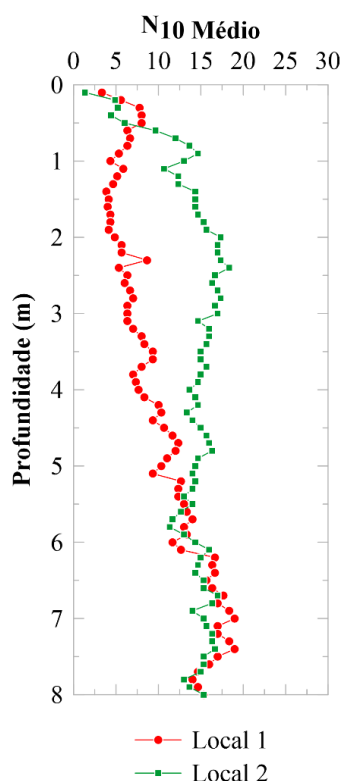
penetração observada no DPL 8 nos primeiros 4,0 a 5,0m de profundidade, zona ativa do perfil de sucção.

O local 2 também apresentou um maior número de resultados com CV acima de 30%, com um CV médio de 28,8%. O coeficiente de variação mais elevado se deve a dispersão entre os resultados do DPL 7 e do DPL 8. O valor de CV máximo foi de 86,6% e ocorreu logo aos 0,1m de profundidade.

Um CV elevado no primeiro metro se justifica, uma vez que, segundo o monitoramento da sucção realizado por Saab (2016), é nele onde ocorrem as maiores variações de sucção, além de ser mais afetado pelo trânsito de pessoas e veículos.

A comparação entre os perfis de N_{10} médios determinados no local 1 e no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru é mostrada na Figura 5.3.

Figura 5.3: Comparação entre perfis de N_{10} médios determinados no local 1 e no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru



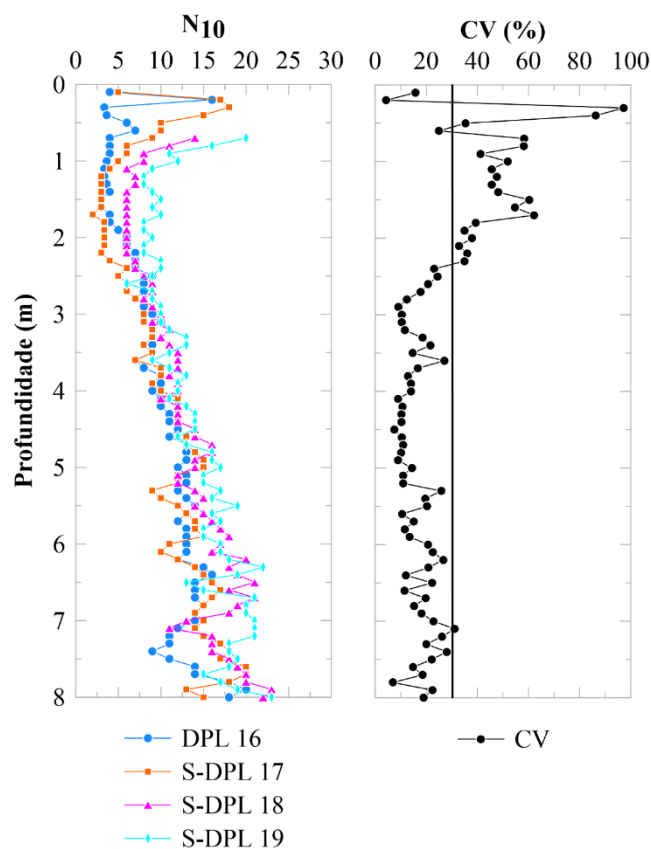
Fonte: Autor.

Observa-se que a média dos valores de N_{10} determinados no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru são superiores à média dos valores determinados no local 1,

principalmente até 5,5m de profundidade, ou seja, na zona ativa do perfil de sucção, conforme discutido por Giacheti et al. (2019).

Os resultados dos ensaios com DPL realizados no local 3 do campo experimental da UNESP de Bauru, em julho de 2023 (DPL 16 e S-DPL 17) e setembro de 2023 (S-DPL 18 e S-DPL 19), são apresentados na Figura 5.4.

Figura 5.4: Resultados de DPL realizados no local 3 do campo experimental da UNESP de Bauru



Fonte: Autor.

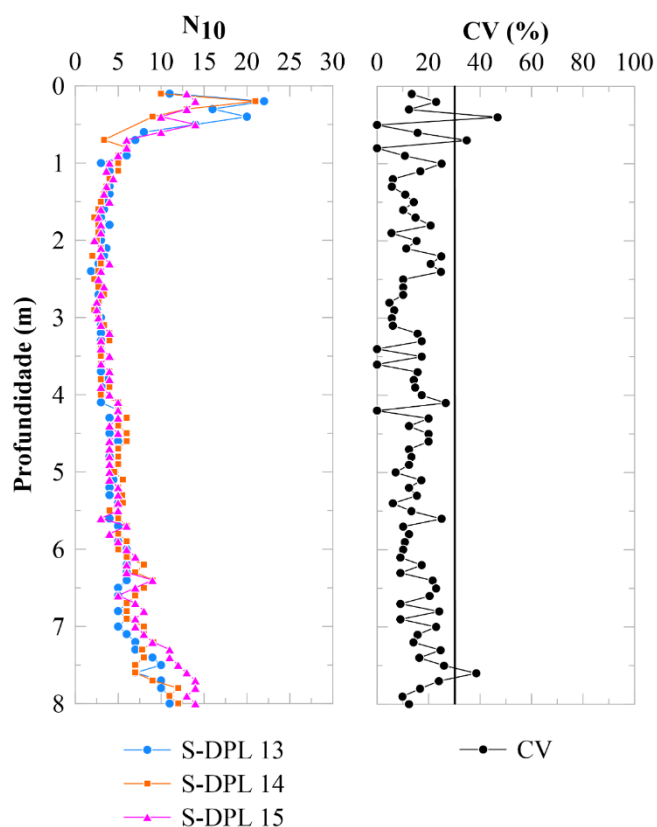
Os resultados dos ensaios com DPL realizados no local 3 do campo experimental da UNESP de Bauru apresentaram variação entre si, mais acentuada nos primeiros 2,5m de profundidade. O fato do local 3 possuir resultados de ensaios realizados em diferentes épocas do ano pode ter contribuído para uma maior variação entre os resultados.

O coeficiente de variação dos valores de N_{10} permaneceram em sua maioria numa faixa inferior à 30%, com um CV médio de 24,9%. O CV máximo foi de 97,3% e ocorreu aos 0,3m de profundidade, faixa afetada por possíveis variações de sucção e pelo trânsito de pessoas e veículos.

5.1.3 Campo Experimental da USP de São Carlos

Os resultados dos ensaios com DPL realizados no campo experimental da USP de São Carlos, em junho de 2023 (S-DPL 13, S-DPL 14 e S-DPL 15), são apresentados na Figura 5.5.

Figura 5.5: Resultados de DPL realizados no campo experimental da USP de São Carlos



Fonte: Autor.

Os resultados dos ensaios com DPL executados no campo experimental da USP de São Carlos apresentaram pouca variação entre si, com maiores diferenças apenas a partir do sétimo metro, em que o DPL 15 apresenta um maior ganho de resistência.

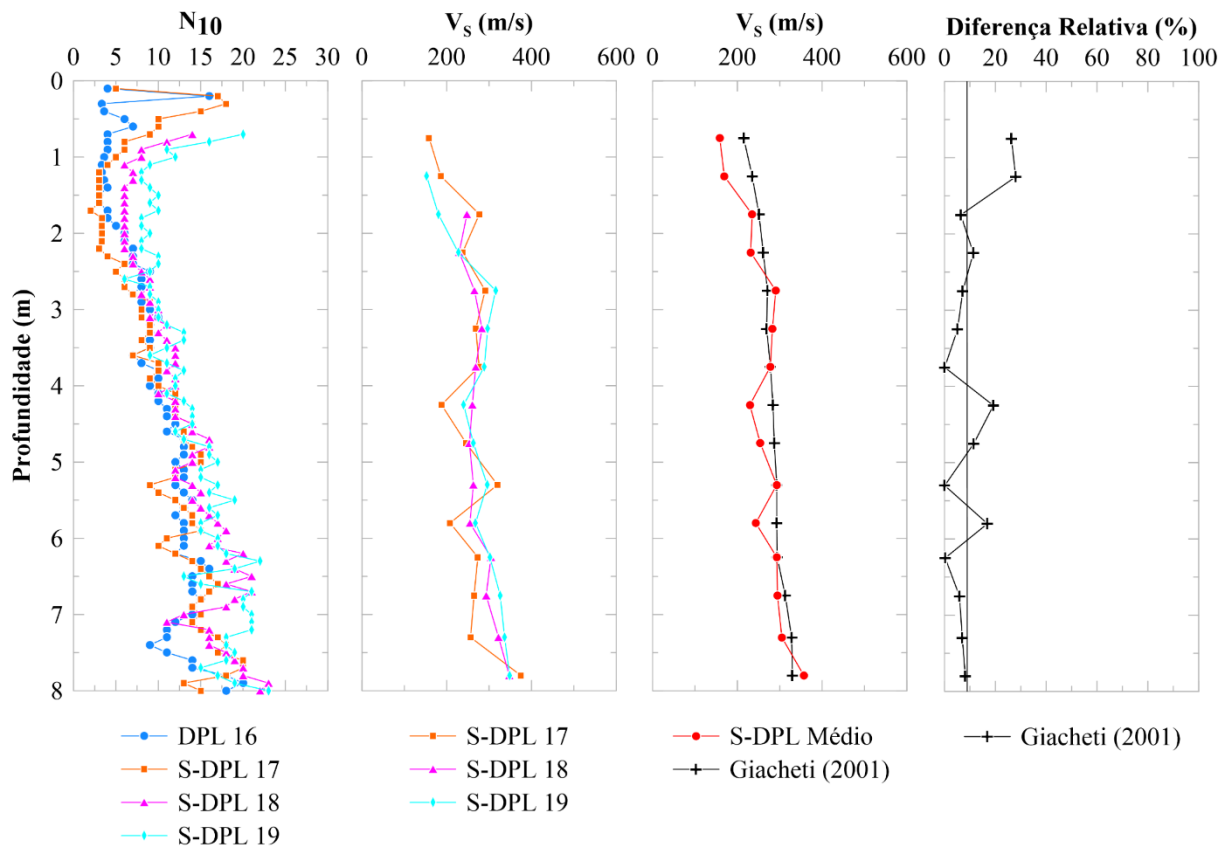
O coeficiente de variação dos valores de N_{10} permaneceram majoritariamente numa faixa inferior à 30%, com um CV médio de 14,4%. O CV máximo foi de 46,8% e ocorreu aos 0,4m de profundidade, faixa afetada pelas elevadas variações de sucção e pelo trânsito de pessoas e veículos.

5.2 Ensaio Sísmico *Downhole* com o DPL (S-DPL)

5.2.1 Campo Experimental da UNESP de Bauru

Os resultados do ensaio com DPL e dos ensaios com S-DPL realizados no local 3 do campo experimental da UNESP de Bauru, em julho de 2023 (DPL 16 e S-DPL 17) e setembro de 2023 (S-DPL 18 e S-DPL 19), e de um ensaio sísmico *crosshole* realizado nesse local são apresentados na Figura 5.6.

Figura 5.6: Resultados dos ensaios com DPL e sísmica *downhole* e *crosshole* realizados no local 3 do campo experimental da UNESP de Bauru



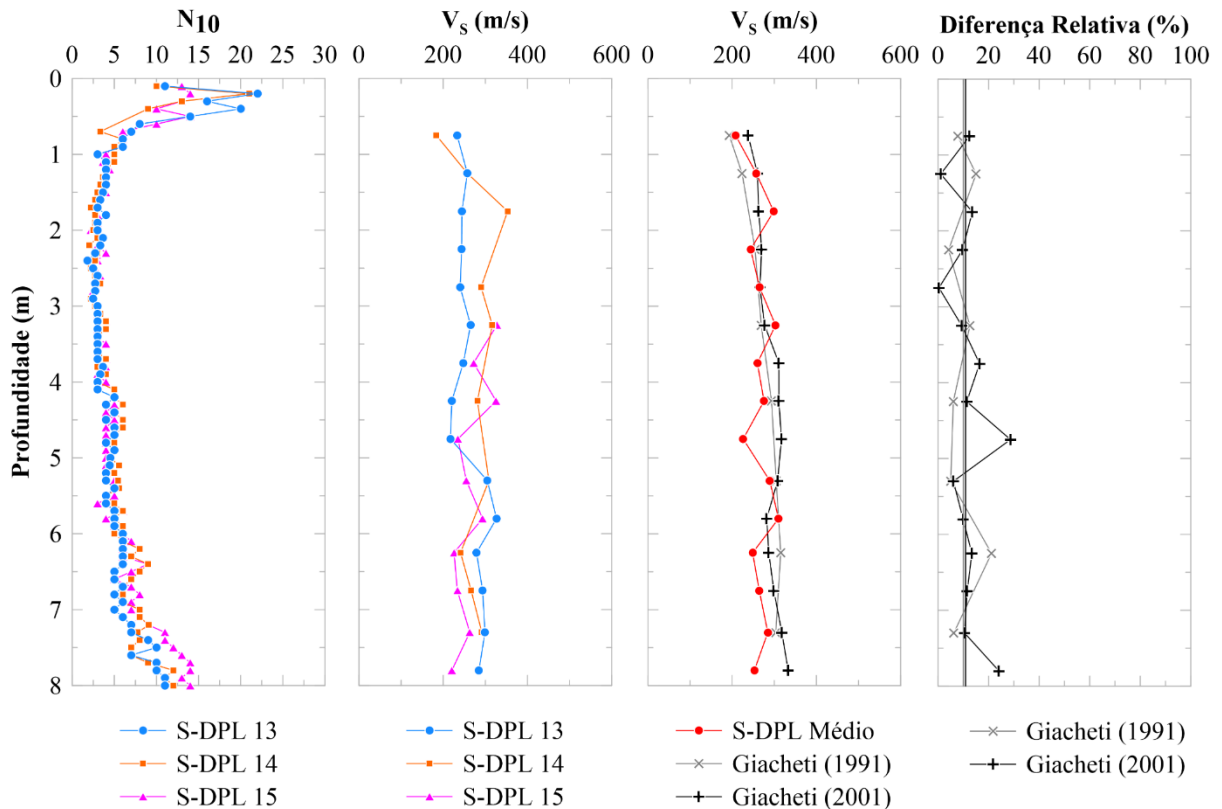
Fonte: Autor.

O perfil de velocidade de onda S determinados por meio do S-DPL foi comparado com o perfil determinado por meio do ensaio sísmico *crosshole* realizado por Giacheti (2001) no mesmo local, apresentando uma diferença relativa média de 9,1%.

5.2.3 Campo Experimental da USP de São Carlos

Os resultados dos ensaios com S-DPL realizados no campo experimental da USP de São Carlos, em junho de 2023 (S-DPL 13, S-DPL 14 e S-DPL 15), e de ensaios sísmicos *crosshole* realizado nesse local são apresentados na Figura 5.7.

Figura 5.7: Resultados dos ensaios com DPL e sísmicas *downhole* e *crosshole* realizados no campo experimental da USP de São Carlos



Fonte: Autor.

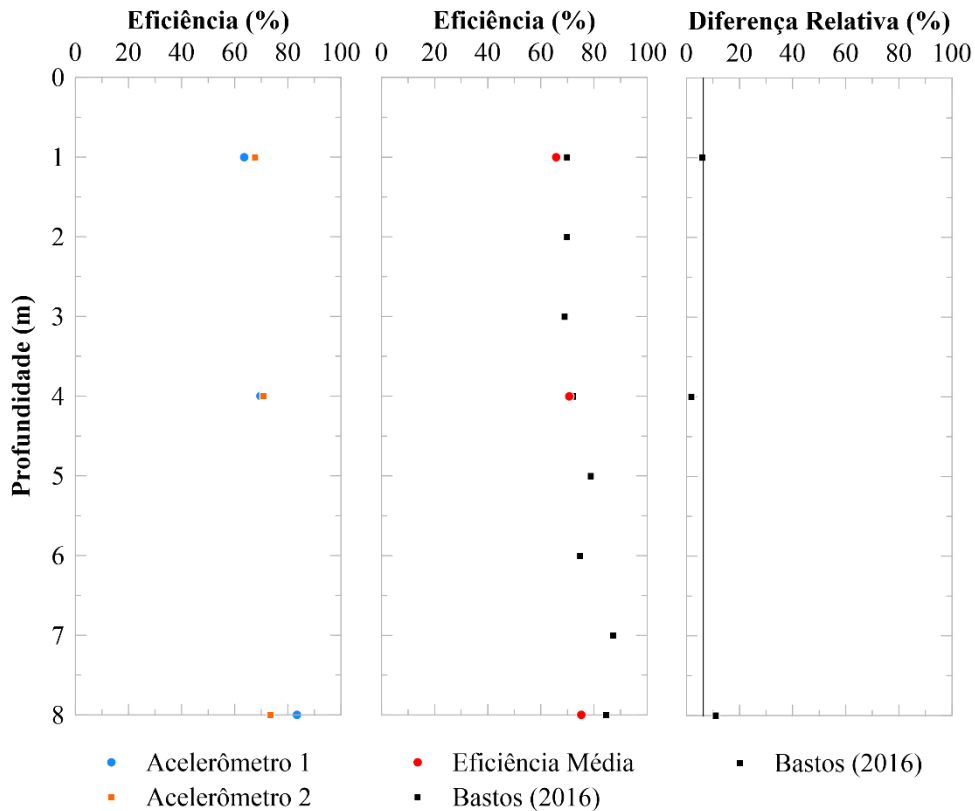
Os três perfis de V_s determinados pelo S-DPL no campo experimental da USP de São Carlos apresentaram pouca variação entre si.

Os resultados obtidos com S-DPL foram comparados com os ensaios *crosshole* realizados por Giacheti (1991) e por Giacheti (2001) no mesmo local, apresentando uma diferença relativa média de 10,9%.

5.3 Eficiência do Martelo

A eficiência do martelo do DPL-T_SM-v1.2.0, calculada para 1,0m, 4,0m e 8,0m de hasteamento, e a eficiência do DPL utilizado por Bastos (2016) são apresentados na Figura 5.8 para o campo experimental da USP de São Carlos.

Figura 5.8: Eficiência do martelo do DPL-T_SM-v1.2.0 e de outro equipamento de DPL



Fonte: Autor.

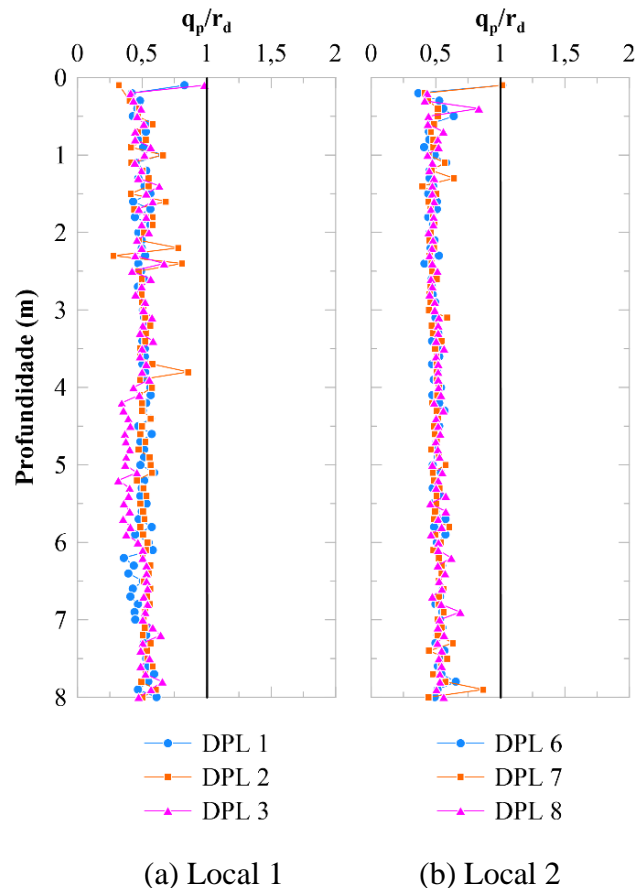
Observa-se na Figura 5.8 que a eficiência calculada para o DPL-T_SM-v1.2.0 é próxima daquela do DPL utilizado por Bastos (2016), com diferença relativa média de 6,3%. Este resultado está de acordo com o que afirma Butcher, Mcelmeel e Powell (1996) de que, para equipamentos com o mesmo mecanismo de levantamento do martelo, a configuração do equipamento tem pouca influência na eficiência e, em ambos os equipamentos de DPL, o levantamento e acionamento do martelo é manual.

5.4 Interpretação Racional do Ensaio com DPL

Os valores de resistência de ponta unitária (q_p), calculados pela equação 3.30, foram comparados com os valores de resistência unitária de ponta (r_d), calculados pela equação 3.5. As razões entre as duas resistências obtidas para cada um dos ensaios realizados no local 1 e no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru, em outubro de 2022, são mostradas na Figura 5.9.

A interpretação racional dos resultados de DPL foi feita utilizando as eficiências do martelo determinadas em campo para o DPL-T_SM-v1.2.0 (Figura 5.8).

Figura 5.9: Razão entre q_p e r_d dos ensaios com DPL realizados no local 1 e no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru



Fonte: Autor.

Nota-se que em ambos os locais a razão q_p / r_d calculada se mantém próxima de 0,5 ao longo de todo o perfil. Comparando esses resultados com os coeficientes de Buisson (λ)

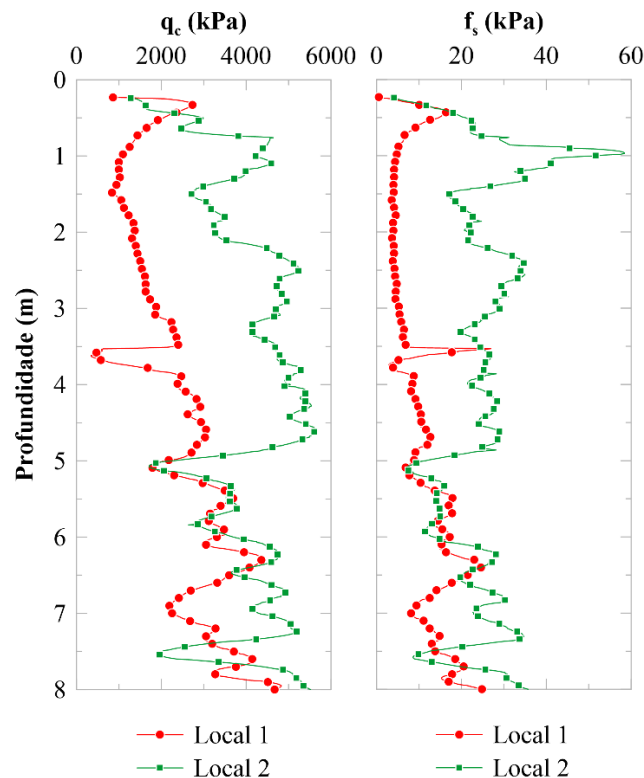
característicos, a razão de 0,5 entre a resistência estática e resistência dinâmica é típica de solos argilosos, conforme mostrados na Figura 3.2.

Como a área estudada é composta por um perfil de areia fina pouco argilosa (GIACHETI et al., 2019), esperava-se uma razão mais próxima de 0,75. No entanto, há resultados de CPT e DMT realizados no campo experimental da UNESP de Bauru que classificam o comportamento do solo dessa área como silte arenoso ou silte (ROCHA, 2018), o que pode ser uma justificativa para um λ mais baixo.

5.5 CPT

Os resultados dos CPTs realizados no local 1 e no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru, em outubro de 2022, são mostradas na Figura 5.10.

Figura 5.10: Resultados dos CPTs realizados no local 1 e no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru



Fonte: Autor.

A classificação dos materiais presente ao longo do perfil do local 1 e do local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru foi realizada por meio do ábaco de Robertson (1990). O local

1 é composto por uma camada de comportamento de areia siltosa até aproximadamente 3,5m de espessura seguida de outra camada de comportamento de silte arenoso até 8,0m. Já, no local 2, a classificação resultou em uma camada de comportamento de areia siltosa de aproximadamente 2,2m de espessura seguida de uma camada de comportamento de silte arenoso até os 8,0m.

Rocha e Giacheti (2020) alertam que o efeito da condição não saturada na interpretação dos resultados de CPT pode ser observado na classificação do solo. Os autores observaram que esse mesmo solo pode ser classificado tanto como misturas de areia (areia siltosa ou silte arenoso) quanto como areia, dependendo dos valores de sucção.

Para os perfis de CPTs realizados no local 1 e no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru, o solo foi classificado como misturas de areia e silte.

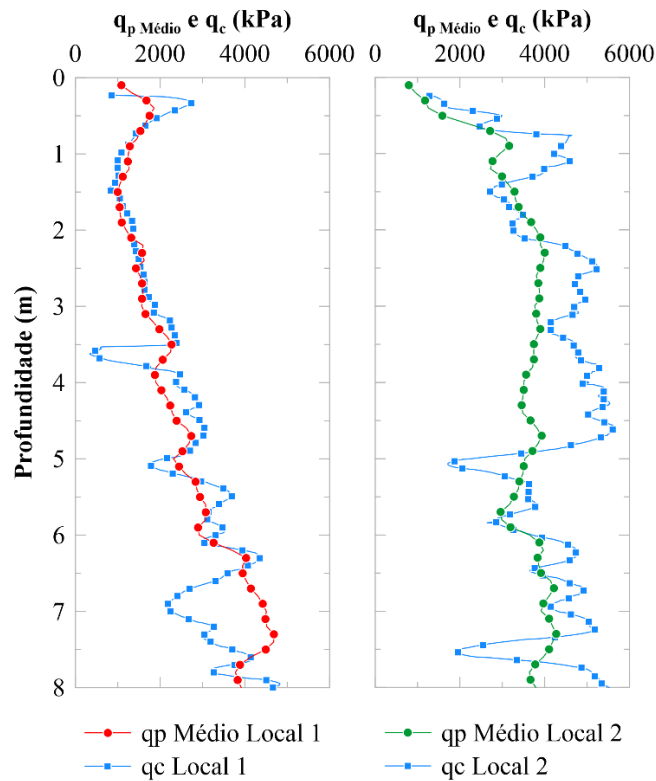
Nota-se que no local 2 obteve-se resultados superiores tanto de q_c quanto de f_s , principalmente na zona ativa do perfil de sucção, até 4,0 a 5,0m de profundidade. É possível assumir que o ganho de resistência nos primeiros metros do local 2 se deve a valores elevados de sucção.

5.5.1 Comparação entre CPT e DPL

Os valores de q_c do CPT foram comparados com os valores de resistência de ponta unitária (q_p) média, determinada por meio da interpretação racional do ensaio com DPL.

As comparações entre os perfis médios de q_p e de q_c determinados no local 1 e no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru, em outubro de 2022, são mostradas na Figura 5.11.

Figura 5.11: Perfis médios de q_p e o perfil de q_c determinados no local 1 e no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru



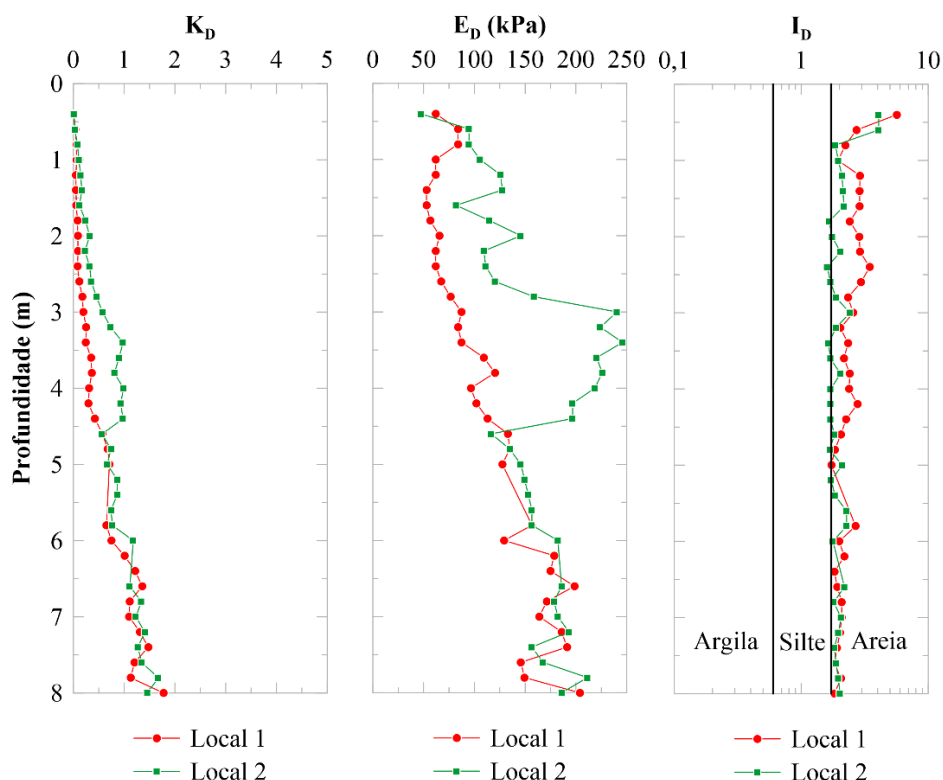
Fonte: Autor.

Observa-se que em ambos os locais os perfis de q_p possuem a mesma tendência e a mesma ordem de grandeza dos perfis de q_c , mesmo tendo sido determinados a partir de ensaios distintos, que usam diferentes métodos de cravação. Uma melhor semelhança entre os resultados ocorreu no local 1, onde há um menor efeito da sucção.

5.6 DMT

Os resultados dos DMTs realizados no local 1 e no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru, em outubro de 2022, são mostradas na Figura 5.12.

Figura 5.12: Resultados dos DMTs realizados no local 1 e no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru



Fonte: Autor.

A classificação dos materiais dos perfis do local 1 e do local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru foi realizada por meio do ábaco de Marchetti (2001). O perfil do local 1 é composto por uma camada de comportamento de areia siltosa com aproximadamente 3,5m de espessura seguida de outra camada de areia com baixa rigidez até 8,0m de profundidade. Já, no local 2, a classificação resultou em uma camada de comportamento de areia siltosa de baixa rigidez de aproximadamente 3,0m de espessura seguida de uma camada de comportamento de areia siltosa com média rigidez até os 8,0m de profundidade.

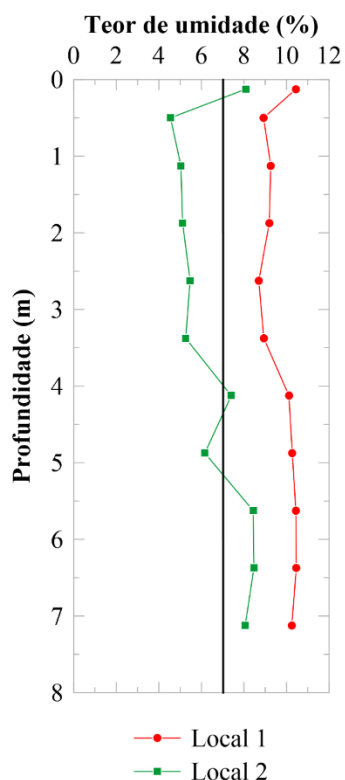
Observa-se que o local 2 apresentou resultados superiores de K_D e E_D , principalmente nos primeiros 4,0 a 5,0m de profundidade, zona ativa do perfil de sucção. Nota-se também que I_D varia menos que K_D e E_D , uma vez que, segundo Silva, Rocha e Giacheti (2019), K_D e E_D são os parâmetros intermediários do DMT mais afetados pela sucção.

Assim como nos resultados de DPL e de CPT observou-se que o aumento dos parâmetros intermediários do DMT do local 2 sofrem influência da sucção até 4,0 a 5,0m de profundidade, ou seja, na zona ativa do perfil de sucção.

5.7 Perfil de Teor de Umidade e Efeito da Sucção

Na Figura 5.13 tem-se os perfis de teor de umidade determinados no local 1 e no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru, em outubro de 2022.

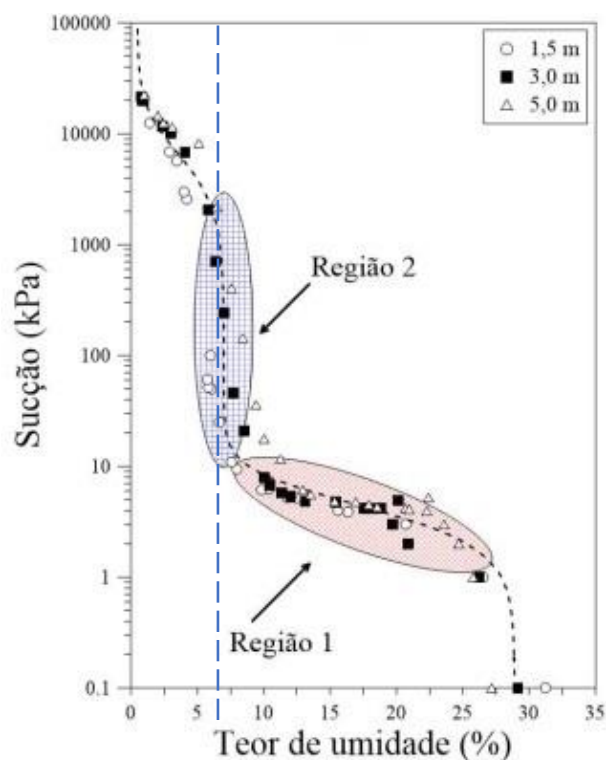
Figura 5.13: Perfis de teor de umidade do local 1 e do local 2 determinados no campo experimental da UNESP de Bauru



Fonte: Autor.

Para auxiliar a interpretação dos dados tem-se no gráfico a linha indicando o teor de umidade de 7%. Conforme se observa na Figura 4.4, a sucção no solo estudado pode ser dividida em duas regiões: a região 1 correspondente a zona de dessaturação da macroestrutura do solo, onde uma grande variação do teor de umidade provoca uma pequena variação de sucção, e a região 2, correspondente a zona de dessaturação da microestrutura, onde ocorre o oposto, em que uma pequena variação no teor de umidade provoca grandes variações de sucção (ROCHA, RODRIGUES e GIACHETI, 2022). A fronteira dessas duas regiões foi estabelecida em um teor de umidade médio de 7%, conforme mostrado na Figura 5.14.

Figura 5.14: Regiões da curva de retenção de água no solo do campo experimental da UNESP de Bauru



Fonte: Modificado de Rocha e Giacheti (2020).

Na Figura 5.14 observa-se que o local 1 apresentou teores de umidade superiores ao local 2. Também se observou que a variação da sucção influencia principalmente até 4,0 a 5,0m do perfil, ou seja, na zona ativa do perfil de sucção.

No local 1 os teores de umidade na zona ativa do perfil de sucção permaneceram abaixo dos 7%, enquanto no local 2 os teores de umidade permaneceram acima dos 7%, valor que caracteriza a mudança de comportamento do solo estudado (ROCHA, RODRIGUES e GIACHETI, 2022). Pelo fato dos valores de teor de umidade até 4,0 a 5,0m de profundidade do local 2 encontrarem-se na região 2 da curva de retenção de água no solo espera-se um maior efeito da sucção nos resultados dos ensaios de campo realizados.

Rocha, Rodrigues e Giacheti (2022) alertam para a influência da presença de raízes nos valores de teor de umidade, uma vez que as raízes absorvem a umidade do subsolo, contribuindo para um aumento dos valores de sucção. Assume-se que a presença de árvores de médio a grande porte no local 2 tenha sido um fator determinante na diferença média de 3,2% dos teores de umidade determinados nos locais 1 e 2.

A partir dos perfis de teor de umidade, da curva de retenção de água no solo e de referências de outros estudos realizados no campo experimental da UNESP de Bauru é possível estimar uma sucção média de 10kPa em todo o perfil investigado no local 1, e uma sucção variando de 10kPa a 600kPa nos primeiros 4,0 a 5,0m de profundidade do local 2 e uma sucção média de 10kPa no restante do perfil do local 2 (GIACHETI et al., 2019; ROCHA e GIACHETI, 2020; ROCHA, RODRIGUES e GIACHETI 2022; (GIACHETI et al., 2019; ROCHA e GIACHETI, 2020).

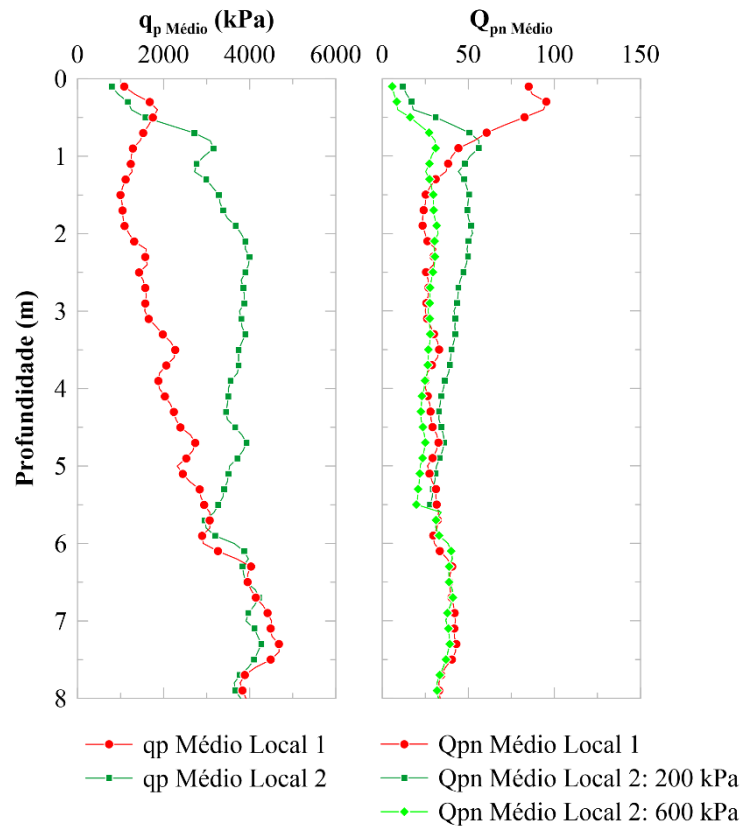
5.8 Interpretação Racional do DPL Considerando os Efeitos da Sucção

Considerando os perfis médios de q_p , de teor de umidade e as curvas de retenção de água no solo é possível inferir que o ganho de resistência à penetração na zona ativa do perfil do local 2 tenha relação com os valores elevados de sucção até 4,0 a 5,0m de profundidade. Para estas profundidades, o perfil de teor de umidade do local 2 encontra-se na região 2 da curva de retenção de água no solo, enquanto o perfil de teor de umidade do local 1 encontra-se na região 1 dessa curva.

A fim de incorporar o efeito da sucção no cálculo da resistência de ponta unitária do DPL a resistência de ponta unitária normalizada (Q_{pn}) foi calculada por meio da Equação 4.4 utilizando a tensão efetiva determinada por meio da equação de Bishop (Equação 3.37).

Para isso foi adotada uma sucção média de 10kPa atuando em todo o perfil do local 1. Já no local 2 foram adotadas as sucções de 200kPa e 600kPa até 5,5m de profundidade, zona ativa do perfil de sucção identificada com base nos resultados de DPL, e uma sucção de 10kPa no restante do perfil. Tais valores foram assumidos a partir do perfil de teor de umidade, da curva de retenção de água no solo e nas discussões apresentadas por Giacheti et al. (2019) e Rocha et al. (2022). Os perfis de q_p médio e Q_{pn} médio do local 1 e do local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru, determinados em outubro de 2022, estão na Figura 5.15.

Figura 5.15: Perfis médios de q_p e Q_{pn} determinados no local 1 e no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru



Fonte: Autor.

Nota-se que quando empregada uma sucção de 600kPa para a normalização do q_p o perfil de Q_{pn} determinado no local 2 é equivalente ao perfil de Q_{pn} determinados no local 1, com exceção do primeiro 1,5m do perfil, região com elevado CV entre os resultados de DPL e onde ocorrem as maiores interações do solo com a atmosfera (SAAB, 2016). Como os dois perfis de Q_{pn} do local 2 utilizam a mesma sucção de 10kPa para a normalização a partir dos 5,5m de profundidade, os dois perfis se sobrepõem a partir desta profundidade.

O mesmo ocorreu nos CPTs analisados por Giacheti et al. (2019), onde a sucção de 600kPa foi a que levou a um melhor ajuste entre os perfis de Q_{tn} determinados em meses com diferentes valores de sucção.

Estes resultados e o processo de normalização indica a necessidade de considerar o efeito da sucção na interpretação dos ensaios de campo, inclusive com o DPL.

6 CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE

Neste trabalho tem-se o desenvolvimento do ensaio com DPL, em especial a interpretação dos seus resultados por meio de uma abordagem racional em solos não saturados, levando em conta o efeito da sucção, bem como o desenvolvimento do ensaio sísmico *downhole* com o DPL. Os resultados apresentados e discutidos permitem concluir que:

- a) As medidas de N_{10} mostraram pouca variação entre resultados obtidos em um mesmo local. Os coeficientes de variação médios dos resultados variaram de 14,9% a 28,8% entre todas as áreas investigadas. Harr (1987) classifica ensaios de campo com um CV variando entre 15,0% e 30,0% como ensaios de confiabilidade moderada, Lee, White e Ingles (1983) recomendam que o CV deve permanecer abaixo de 30,0%, o que indica que, segundo esses autores, tem-se uma boa repetibilidade do DPL;
- b) Os valores de V_s determinados com a ponteira sísmica do DPL foram próximos daqueles determinados pelo ensaio sísmico *crosshole*, com uma diferença relativa média de 9,1% dos ensaios realizado no campo experimental da UNESP de Bauru e uma diferença relativa média de 10,9% dos ensaios realizados no campo experimental da USP de São Carlos. Estes resultados indicam que é possível utilizar o S-DPL como uma técnica híbrida para realização de investigação do subsolo por meio de ensaios de campo;
- c) A eficiência do martelo calculada para o DPL utilizado variou de 65,8% a 75,2%, variando com o número de hastes guia utilizadas, com um valor médio de 70,6%. Esses valores são próximos daqueles obtidos por Bastos (2016) para um outro modelo de DPL manual. Assim, quando se utiliza equipamentos com o mesmo mecanismo de levantamento do martelo, a configuração do equipamento tem pouca influência na eficiência (BUTCHER, MCELMEEL e POWELL, 1996).
- d) Conhecendo a eficiência do martelo foi possível calcular a força dinâmica média exercida pela ponteira e a resistência de ponta unitária (q_p). A razão entre a resistência estática calculada (q_p) e a resistência dinâmica calculada (r_d) ficou próxima de 0,5 em todo o perfil do campo experimental da UNESP de Bauru, menor que o valor característico para areias seguindo Buisson (1953). Os resultados de CPT e DMT classificam o comportamento do solo dessa área como silte arenoso ou silte, o que pode ser uma justificativa para valores mais baixos de q_p/r_d .

- e) Os valores de resistência de ponta estática (q_c) medidos pelo CPT foram comparados com os valores de resistência de ponta unitária (q_p) calculados a partir dos dados dos ensaios com DPL realizados no local 1 e no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru. Ambos os perfis obtidos apresentaram a mesma tendência e a mesma ordem de grandeza, mesmo tendo sido determinados a partir de ensaios distintos, que usam diferentes métodos de cravação. A semelhança entre os resultados foi mais evidente no local 1, com menor influência dos efeitos da sucção;
- f) Os valores de q_p obtidos no local 2 do campo experimental da UNESP de Bauru foram normalizados com o intuito de incorporar o efeito da sucção. A resistência de ponta unitária normalizada (Q_{pn}) foi calculada utilizando uma sucção de 200kPa e 600kPa na zona ativa do perfil de sucção do local 2. O perfil de Q_{pn} do local 2 normalizado para uma sucção de 600kPa é equivalente ao perfil de Q_{pn} calculado para o local 1, evidenciando a necessidade de considerar o efeito da sucção na interpretação dos resultados de DPL. Isto está de acordo com os resultados de CPT interpretados neste mesmo local para uma sucção de 600 kPa (Giacheti et al., 2019), obtendo-se um melhor ajuste entre os perfis de Q_{tn} determinados em meses com diferentes valores de sucção.

Para a continuidade desta pesquisa sugere-se:

- a) Que sejam realizadas novas campanhas de ensaios lado a lado com DPL, CPT e amostragem de solos, a fim de avaliar o efeito da sucção, repetibilidade dos resultados e verificar a semelhança entre os valores de q_p , obtidos através da interpretação racional do ensaio com DPL, e dos valores de q_c , obtidos pelo CPT, em perfis de solos tropicais não saturados;
- b) Que sejam realizadas novas campanhas de ensaios com S-DPL em outros campos experimentais com resultados de ensaios sísmicos *crosshole* ou *downhole*, a fim de melhor avaliar os perfis de V_s determinados por esse ensaio híbrido, além de avaliar novas formas de execução e interpretação de seus resultados;
- c) Avaliar as relações entre o módulo de cisalhamento máximo e a resistência de ponta unitária do DPL (G_o/q_p) segundo as abordagens sugeridas por alguns pesquisadores para identificar a presença de solos não convencionais.

7 REFERÊNCIAS

- ABUEL-NAGA, H. M.; HOLTRIGE, M.; PENDER, J. (2011). **Simple method for correcting dynamic cone penetration test results for rod friction**. *Géotechnique Letters*, 1, 37-40.
- AGUIAR, M. F. P.; MONTEIRO, F. F.; OLIVEIRA, F. H. L.; MATOS, Y. M. P. (2018). **Proposta de Aplicação de Resultados de Sondagem com Martelo Leve (DPL) no Campo Experimental da UNIFOR em Projetos de Fundação para Pequenas Cargas**. REEC – Revista Eletrônica de Engenharia Civil, 14(2). Disponível em: <<https://revistas.ufg.br/reec/index>>. Acesso em: 19 mai. 2020.
- American Society for Testing Materials (2015). **ASTM D:6635 - Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer**. ASTM International.
- American Society for Testing Materials (2005). **ASTM D:4633 - Standard Test Method for Energy Measurement for Dynamic Penetrometers**. ASTM International.
- American Society for Testing Materials (2018). **ASTM D:6951 - Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications**. ASTM International.
- American Society for Testing Materials (2020). **ASTM D:5778 – Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils**. ASTM International.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1991). **NBR 12069 – Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT)**. Rio de Janeiro, Brasil
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). **NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro, Brasil.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). **NBR 6457 – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, Brasil.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). **NBR 6484 – Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, Brasil.
- BARROS, J. M. C. (1997). **Módulo de cisalhamento dinâmico de solos tropicais**. Tese de Doutorado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.
- BASTOS, N. J. (2016). **Interpretação Racional do Ensaio DPL**. Universidade Estadual Paulista, Bauru, Brasil.

- BAZIWI, E. J. (2002). **Derivation of seismic cone interval velocities utilizing forward modeling and the downhill simplex method.** Can. Geotech. J. 39, 1181-1192.
- BAZIWI, E. J., VERBEEK, G. (2012). **Deriving Interval Velocities from Downhole Seismic Data.** Proceedings of the 4th International Conference on Geotechnical Site Characterization, Porto de Galinhas, Pernambuco, Brasil.
- BELINCANTA, A. (1985). **Energia dinâmica no SPT – resultados de uma investigação teórico experimental.** Universidade de São Paulo. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.
- BELINCANTA, A. (1998). **Avaliação de fatores intervenientes no índice de resistência à penetração do SPT.** Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de USP de São Carlos, USP de São Carlos, Brasil.
- BERGDAHL, U. (1979). **Development of the dynamic probing test method.** Proc. Of the 7th European Conference In Soil Mechanics Foundation Engineering, Londres, Inglaterra.
- BORGES, J. J. S. (2016). **Avaliação do Módulo de Elasticidade, Resistência, de Ponta e Variação de Volume em Campo Com e Sem Inundação em Solo Colapsível.** Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil.
- BOROWCZYK, M.; FRANKOWSKI, Z-B. (1981). **Dynamic and Static Sounding Results Interpretation.**
- BUISSON, M.; CHAPON, A. (1953). **Relation entre les résistances statiques et dynamiques des pieux.** Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 3(2), 16-21, Zurique, Suíça.
- BUTCHER, A. P., CAMPANELLA, R. G., KAYNIA, A. M., MASSARSCH, K. R. (2005). **Seismic cone downhole procedure to measure Shear wave velocity – a guideline prepared by ISSMGE TC10: Geophysical Testing in Geotechnical Engineering.** XVIth Internl. Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japão.
- BUTCHER, A. P.; MCELMEEL, K.; POWELL, J. J. M. (1996). **Dynamic Probing and its use in clay soils.** Proceedings of the International Conference on Advances in Site Investigation Practice, 383-395. Londres, Inglaterra.
- BROCHER, T. M. (2005). **Empirical Relations between Elastic Wavespeeds and Density in the Earth's Crust.** Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 95, No 6, 2081-2092.

- DAS, B. M. (2009). **Principles of Geotechnical Engineering**. Anniversary ed. Stamford: Wadsworth Publishing Co Inc., 666 p.
- BRAUS, G. B. (2023). **Atualização e desenvolvimento de um sistema para ensaios down-hole em conjunto com piezocone**. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual Paulista, Bauru, Brasil.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1990). **BS 1377-9: Methods for test for soils for civil engineering purposes. In-situ tests**. Londres, Inglaterra.
- CAMPANELLA, R. G., HOWIE, J. A. (2008). **Guidelines for the use, interpretation and application of seismic piezocone test data**. Geotechnical Research Group Department of Civil Engineering of the University of British Columbia, Vancouver, Canadá.
- CAMPENALLA, R. G., STEWART, W. P. (1991). **Downhole Seismic Cone Analysis Using Digital Signal Processing**. Proceedings: Second International Conference on Recent Advance in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.
- CAQUOT, A.; KERISEL, J. (1966). **Traité de Mécanique des Sols**. 4th ed. Gauthier-Villars, 506p. Paris, França.
- CAVALCANTE, E. H., DANZIGER, F. A. B., GIACHETI, H. L. et al. (2007). **Campos experimentais brasileiros**. Geotecnia, Lisboa, v. No 2007, n. 111, p. 99-205.
- CHA, M., SANTAMARINA, C., KIM, H., CHO, G. C (2014). **Small-Strain Stiffness, Shear-Wave Velocity, and Soil Compressibility**. J. Geotech. Geoenviron. Eng.
- CINTRA, J. C. A. (1998). **Fundações em Solos Colapsíveis**. 1^a ed. Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de USP de São Carlos. USP de São Carlos, Brasil.
- CUNHA, R. P., NILSSON, T. (2003). **Advantages and Equations for Pile Design in Brazil via DPL Tests**. 2nd International Conference on Geotechnical Site Characterization. Porto, Portugal.
- DAY, R. W. (2001). **Soil Testing Manual**. 1st ed. New York: MacGraw-Hill.
- DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. (1990). **DIN 4094-3: Baugrund - Felduntersuchungen - Teil 3: Rammsondierungen**. Berlim, Alemanha.
- DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. (2002). **DIN 4094-3: Baugrund - Felduntersuchungen - Teil 3: Rammsondierungen**. Berlim, Alemanha.
- DUARTE, I. M. R.; LADEIRA, F. L. & PINHO, A. P. (2004). **Penetrometer testing in residual soils from granitic rocks in the South of Portugal**. Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, 2, 1279-1284. Porto, Portugal.

- DUNNCLIFF, John (1993). **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance**. Lexington: John Wiley & Sons Inc.
- MARCHETTI, S., MONACO, P., TOTANI, G. e CALABRESE, M. (2001). **The Flat Dilatometer Test (DMT) ins Soil Investigations**. Internatinal Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Universidade de L'Aquila. Itália.
- NATIONAL INSTRUMENTS (2016). **Engineer's Guide to Accurate Sensor Measurement**. Disponível em: <<https://download.ni.com>>. Acesso em 20 dez. 2021.
- EUROPEAN STANDARD. (2005). **ISO 22476-2: Geotechnical investigation and testing, Field testing, Part 2: Dynamic probing**. Genebra, Suíça.
- EUROPEAN STANDARD. (2007). **ISO 1997-2: Eurocode 7. Geotechnical design. Ground investigation and testing**. Genebra, Suíça.
- EUROPEAN STANDARD. (2011). **A1: Implementation of ISO amendment 1**. Genebra, Suíça.
- EVANS, R. D.; JEFFERSON, I.; NORTHMORE, K. J.; SYNAC, O.; SERRIDGE, C. J. (2004). **Geophysical Investigation and In-Situ Treatment of Collapsible Soils**. Geotechnical Special Publication, 1848-1857.
- FERREIRA, C. (2003). **Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoelétricos na Determinação de Velocidade de Ondas Sísmicas em Provetes. Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos residuais**. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto, Portugal.
- FERREIRA, C., FONSECA, A. V., NASH, D. F. T. (2011). **Shear Wave Velocities for Sample Quality Assesement on a Residual Soil**. *Soils and Foundations*. Vol. 51, No 4, 683-692.
- FERREIRA, S. R. M.; FUCALE, S. P. (2013). **Evaluation of the Collapsibility of Soils in the Semiarid Region of Pernambuco, Brazil**. Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4, In: Coutinho; Mayne (eds), Taylor & Francis Group.
- FIGUEIREDO, L. C.; CUNHA, R. P.; CONCIANI, W. (2013). **An overview on existing dynamic cone Penetration test research related to the Central Area of Brazil**. Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4, Coutinho; Mayne (eds). Londres, Inglaterra.
- FIGUEIREDO, L. C. (2016). **Medida de Energia do DPL com Instrumentação Dinâmica**. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.

- FIORAVANTE, V., JAMILKOWSKI, M., LO PREST, D. C. F., MANFREDINI, G., PEDRONI, S. (1998). **Assessment of the coefficient of the Earth pressure at rest from Shear wave velocity measurements.** *Geotechnique* 48. No 5, 657-666.
- FREDLUND, D. G., RAHARDJO, H. (1993). **Soil mechanics for unsaturated soils.** John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, Nova Jersey, Estados Unidos.
- FREDLUND, D. G., XING, N. A. (1994). **Equations for the soil-water characteristic curve.** *Canadian Geotechnical Journal*, v. 31, n. 4, p. 521-532.
- GIACHETI, H. L. (1991). **Estudo experimental de parâmetros dinâmicos de alguns solos tropicais do Estado de São Paulo.** Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, USP de São Carlos, Brasil.
- GIACHETI, H. L. (2001). **Os ensaios de campo na investigação do subsolo: Estudo e considerações quanto à aplicação em solos tropicais.** Livre Docência, Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Bauru, Brasil.
- GIACHETI, H. L., BEZERRA, R. C., ROCHA, B. P., RODRIGUES, R. A. (2019). **Seasonal influence on cone Penetration test: An unsaturated soil site example.** *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. No 11, 361-368.
- GIACHETI, H. L., ELIS, V. R., MIO, G., CAVALCANTE, E. H. (2006). **Ensaio de Campo na Investigação Geotécnica e Geoambiental.** XIII Congresso Brasileiro de Mecânica do Solos e Engenharia Geotécnica.
- HARR, M. (1987). **Reliability-Based Design in Civil Engineering.** McGraw-Hill Book Company, Nova York, EUA.
- HBM (2020). **Quantum X MX410.** Data sheet. Alemanha
- HERRICK, E. H.; JONES, T. L. (2002). **A dynamic cone Penetrometer for measuring soil Penetration resistance.** *Soil Science Society of America Journal*, 66, 1320-1324.
- HOLTZ, W. G.; HILF, J. W. (1961). **Settlement of soil foundations due to saturation.** **Proceedings** of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, 673-679. Paris.
- IBÁÑEZ, S. J., SAGASETA, C., LÓPEZ, V. (2013). **Measuring energy in dynamic probing.** *Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4*, Coutinho & Mayne (eds), Taylor & Francis Group, Londres, Inglaterra.
- INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. (1983). **Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils – TC16.** Linköping: ISSMFE.

- JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. (1957). **The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting**. Proceedings of the 4th International Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering. London.
- LALLY, J. (2005). **ACCELEROMETER SELECTION CONSIDERATIONS Charge and ICP Integrated Circuit Piezoelectric**. PCB Piezotronics.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1969). **Soil Mechanics**. New York: J. Wile.
- LEE, I. K.; WHITE, W., INGLES, O. G. (1983). **Geotechnical Engineering**. Copp Clark Pitman Inc, Boston, EUA.
- L'HEUREUX, J. S., LONG, M. (2016). **Correlations between Shear wave velocity and Geotechnical parameters in Norwegian clays**. Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting.
- L'HERMINIER, R. (1953). **Le pénétromètre et les fondations superficielles**. Ann. I.T.B.T.P., 377-386.
- LINGWANDA, M. I.; LARSSON, S.; NYAORO, D. L. (2015). **Correlations of SPT, CPT and DPL Data for Sandy Soil in Tanzania**. Geotech Geol Eng., 33, 1221–1233.
- LOBO, B. O. (2005). **Método de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas: Aplicação dos Conceitos de Energia do Ensaio SPT**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. (1997). **Cone Penetration testing in geotechnical practice**. Blackie Academic. Nova Iorque, Estados Unidos.
- MITCHELL, J. K.; GUZIKOWSKI, F.; VILLET, W. C. B. (1978). **The Measurement of Soil Properties In-Situ**. Report prepared for US Department of Energy Contract. Lawrence Berkley Laboratory, University of California, California, Berkley.
- ODEBRECHT, E. (2003). **Medidas de energia no ensaio SPT**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- ODEBRECHT, E., SCHNAID, F., ROCHA, M. M. e BERNARDES, G. P. (2005). **Energy Efficiency for Standard Penetrations Tests**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 131: 1252-1263.
- PANTELIDIS, L.; CHRISTODOULOU, P. (2017). **Spatial Correlation Length of Clay Soils in Practice and Its Influence in Probabilistic Bearing Capacity Analysis**. Geo-Risk 2017: Impact of Spatial Variability, Probabilistic Site Characterization, and Geohazards, GSP 284.
- PCB PIEZOTRONICS (2002). **Model 333B32**. Instalation and Operating Manual, EUA.

- PEDRINI, R. A. A., ROCHA, B. P., GIACHETI, H. L. (2018). **The Up-Hole Seismic Test Together with de SPT: Description of the System and Method.** Soils and Rocks, 41(2): 133-148, São Paulo, Brasil.
- PEDRINI, R. A. A., VITALI, O. P., GIACHETI, H. L. (2010). **Software para Análise de Registros Sísmicos em Ensaio Down-hole com o Piezocone.** Anais do XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, RS, Gramado, Brasil.
- ROBERTSON, PETER K. (2012). **Interpretation of in-situ tests – some insights.**
- ROBERTSON, P. K. CAMPANELLA, R. G., ASCE, GILLESPIE, D., RICE, A. (1986a). **Seismic CPT to Measure In Situ Shear Wave Velocity.** J. Geotech. Engrg., 112(8), 791-803.
- ROBERTSON, P. K., CAMPANELLA, R. G., GILLESPIE, D., GREIG, J. (1986b). **Use of piezometer cone data.** In-Situ-86, ASCE Specialty Conference, 1263-1280.
- ROBERTSON, P. K. (2009). **Interpretation of cone penetration tests – a unified approach.** Canadian Geotechnical Journal 46, p. 1337 – 1355.
- ROBERTSON, P. K., FONSECA, A. V., ULRICH, B., COFFIN, J. (2017). **Characterization of unsaturated mine waste: A case history.** Canadian Geotechnical Journal 54, p. 1752 – 1761.
- ROCHA, B. P. (2018). **Caracterização Geotécnica de Solos Tropicais Não Saturados por Meio de Ensaio de Campo.** Universidade de São Paulo, USP de São Carlos, Brasil.
- ROCHA, B. P., GIACHETI, H. L. (2020). **Influência da condição não saturada na interpretação de ensaios CPT e DMT: Estudo de caso.** XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Campinas, Brasil.
- ROCHA, B. P., RODRIGUES, R. A., GIACHETI, H. L. (2022). **Suction influence on CPT and DMT for some Brazilian tropical soils.** Cone Penetration Testing 2022 – Gottardi & Tonni (eds).
- ROGERS, J. D. (2006). **Subsurface exploration using the standard Penetration test and the cone Penetration test.** Eng Geosci, 12(6), 161-179.
- SAAB, A. L. (2016). **Influência da Sucção nos Parâmetros de Compressibilidade de um Solo Não Saturado.** Universidade Estadual Paulista. Bauru, Brasil.
- SANCIO, R. B., BRAY, J. (2005). **An assessment of the effect of rod length on SPT energy calculations based on measured field data.** Geotechnical Testin jornal, v. 28, n. 1, p. 1-9.

- SANGLERAT, G. (1972). **The Penetrometer and Soil Exploration**. Amsterdam: Elsevier Publishing Company.
- SANTOS, M. D., BICALHO, K. V. (2017). **Proposals of SPT-CPT and DPL-CPT correlations for Sandy soils in Brazil**. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 9(6), 1152-1158.
- SCHNAID, F., ODEBRECHT, E. (2012). **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos.
- SHWAN, B. J. (2015). **Experimental and numerical study of the shear strength of unsaturated sand**. Sheffield, Inglaterra.
- SILVA, D. F., MIGUEL, M. G. (2008). **Estimation of pile bearing capacity using dynamic probing in tropical soils**. Geotechnical and Geophysical Site Characterization – Huang & Mayne, Londres, Inglaterra.
- SILVA, N. M., ROCHA, B. P., GIACHETI, H. L. (2019). **Prediction of Load-Settlement Curves by DMT in an Unsaturated Tropical Soil Site**. Soil and Rocks, São Paulo, Brasil.
- STEWART, W. P. (1992). **In situ Measurement of Dynamic Soil Properties with Emphasis on Damping**. The University of British Columbia, Canadá.
- SULLY, J. P., CAMPANELLA, R. G. (1995). **Evaluation of in situ anisotropy from cross-hole and down-hole Shear wave velocity measurements**. Géotechnique 45, No 2, 267-282.
- TEVEZ, A. C. (2013). **Otimização de Acelerômetros MEMS Eletroestáticos de Alto Desempenho**. Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.
- TSUHA, C. H. C. (2003). **Utilização de Penetrômetro Manual em Solo Colapsível e Comparação com Resultados de Provas de Carga em Placa e em Sapata**. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, USP de São Carlos, Brasil.
- VITALI, Osvaldo Paiva Magalhães (2011). **Desenvolvimento de um Sistema para Realização de Ensaio Sísmico *Down-Hole* em Conjunto com o CPT**. Universidade Estadual de São Paulo, USP de São Carlos, Brasil.
- WANG, H., WU, S., QI, X., CHU, J. (2021). **Site Characterization of reclaimed lands based on seismic cone Penetration test**. Engineering and Geology 280.
- WELTMAN, A. J.; HEAD, J. M. (1983). **Site investigation manual**. CIRIA Special Publication 25.

ZACARIN, J. G. M. (2022). **Avaliação do Efeito da Sucção na Resistência por Atrito Lateral de Fundações por Estacas Tipo Hélice-Contínua em Sono Não Saturado.**
Universidade de São Paulo, USP de São Carlos, Brasil.