

Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE CPTU E DMT EM  
SOLOS COM PERMEABILIDADE INTERMEDIÁRIA**

**Jonatas Sosnoski**

Porto Alegre  
2016

JONATAS SOSNOSKI

**INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE CPTU E DMT EM  
SOLOS COM PERMEABILIDADE INTERMEDIÁRIA**

DISSERTAÇÃO APRESENTADA AO PROGRAMA DE PÓS-  
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE  
FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL, COMO PARTE DOS  
REQUISITOS PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE  
EM ENGENHARIA. ORIENTAÇÃO: PROF. PHD. FERNANDO  
SCHNAID

Porto Alegre  
2016

## CIP - Catalogação na Publicação

Sosnoski, Jonatas  
Interpretação de Ensaios de CPTU e DMT em Solos  
com Permeabilidade Intermediária / Jonatas Sosnoski.  
-- 2016.  
137 f.

Orientador: Fernando Schnaid.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do  
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de  
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-  
RS, 2016.

1. Ensaios de Campo. 2. CPTU. 3. DMT. 4.  
Permeabilidade Intermediária. 5. Drenagem Parcial.  
I. Schnaid, Fernando, orient. II. Título.

**JONATAS SOSNOSKI**

**INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE CPTU E DMT EM  
SOLOS COM PERMEABILIDADE INTERMEDIÁRIA**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 2016.

**Prof. Fernando Schnaid**  
Ph.D. University of Oxford  
**Orientador**

**Prof. Carlos Torres Formoso**  
PhD. University of Salford  
**Coordenador do PPGEC/UFRGS**

**BANCA EXAMINADORA:**

**Prof. Roberto Cudmani**  
Ph.D. University of Karlsruhe

**Nilo Cesar Consoli**  
Ph.D. Concordia University

**Fernando Maria Mantaras**  
Dr. Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Edgar Odebrecht**  
Dr. Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Rafael Jabur Bittar**  
Msc. Universidade Federal de Ouro Preto

Dedico este trabalho aos meus pais Juraci e  
Eloi, com amor, por tudo.

## **AGRADECIMENTOS**

A construção de uma pesquisa é o resultado do trabalho e dedicação de pessoas que, de uma forma ou de outra, incentivaram e contribuíram para que esta dissertação alcançasse o objetivo final. Este trabalho contou com a fundamental contribuição de pessoas que merecem reconhecimento e faz-se necessário a citação de:

Prof. Fernando Schnaid, pela orientação e fundamental dedicação no desenvolvimento do trabalho. Além da excepcional confiança mesmo antes do acesso ao programa de mestrado.

Prof. Edgar Odebrecht, pelo incentivo ao ingresso no programa de pós-graduação da UFRGS. Além da disponibilidade, oportunidades e pelo contínuo aprendizado.

Ilmo. Engenheiro, Doutor e amigo Fernando Maria Mantarás. F.M., obrigado por todos os ensinamentos, principalmente aqueles no intervalo entre uma dissipação e outra!

Geoforma Engenharia Ltda, pela disponibilidade na realização da campanha de ensaios de campo e de laboratório, fundamentais para a construção da pesquisa.

Yamana Gold e a toda sua equipe, especialmente ao Engenheiro Gabriel Sapucaia, por disponibilizar o acesso e auxílio na execução dos ensaios nas lagoas de mineração.

Eloi e Juraci, pais amáveis, por todo apoio e incentivo ao estudo desde os meus primeiros anos de vida. Tenho um orgulho imensurável de ser filho de vocês!

Manuela, por todo companheirismo, dedicação, amor e carinho durante todo o tempo. Muito obrigado por fazer parte da minha vida em todos os momentos!

Anderson, Francisco e Larissa, pela amizade, apoio, paciência e incentivo ao longo e após o curso.

Amigos de Chapecó, em especial Daniel Batistello, irmão que a vida me presenteou.

À todos que, de alguma maneira, ajudaram de modo direto ou indireto para a concretização desta pesquisa.

## RESUMO

SOSNOSKI, J. **Interpretação de Ensaios de CPTU e DMT em Solos com Permeabilidade Intermediária**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A indústria mineradora do país sofre constantemente com problemas ambientais devido à qualidade e volume de rejeitos gerados durante o processo de extração do minério. Os volumes gerados demandam grandes áreas para armazenagem e conseqüentemente obras complexas de contenção dos rejeitos. A engenharia geotécnica busca entender o comportamento mecânico de depósitos destes rejeitos através do uso de ensaios tanto de campo como de laboratório. Para isso utiliza ferramentas e procedimentos consagrados no meio técnico seguindo normas e procedimentos estabelecidos e consagrados mundialmente. No entendimento do comportamento mecânico dos solos argilosos, as análises são desenvolvidas em termos de tensões totais, já para os solos arenosos em termos de tensões efetivas. Todavia, para solos com granulometria intermediária, não se tem um consenso no que se refere à interpretação do comportamento mecânicos a partir de ensaios de campo. Este trabalho apresenta resultados de ensaios de DMT e CPTU conduzidos em diferentes velocidades de penetração no intervalo de aproximadamente 1 e 57 mm/s, em depósito de rejeito de mineração, para avaliar tanto a influência da velocidade sobre as medidas do ensaio, quanto a transição das condições de fluxo ao redor do piezocone e durante a expansão da membrana do dilatômetro. Um equipamento simples e de baixo custo foi desenvolvido para monitorar a poropressão no centro da lâmina do DMT e dados são interpretados à luz das condições de drenagem impostas durante a execução do ensaio. Resultados indicam que as leituras e os valores de  $P_0$  e  $P_1$  são medidas de tensão total e por este motivo influenciadas pela magnitude da poropressão gerada durante a penetração da lâmina. Um novo Fator de Velocidade adimensional “ $V_i$ ” é proposto para identificar possíveis efeitos de consolidação que ocorrem durante a penetração do piezocone e orientações são dadas para utilização de CPTU e DMT em solos de permeabilidade dentro do intervalo de  $10^{-6}$  a  $10^{-3}$  cm/s.

**Palavras-chave:** *CPTU; DMT; permeabilidade intermediária; poropressão; drenagem parcial;*

## ABSTRACT

SOSNOSKI, J. **Interpretação de Ensaios de CPTU e DMT em Solos com Permeabilidade Intermediária**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The mining industry of the country constantly suffers from environmental problems due to the quality and volume of waste generated during the mineral extraction process. Volumes generated require large areas for storage and consequently complex works of tailings. The geotechnical engineering seeks to understand the mechanical behavior of deposits of this waste by using assays well as laboratory and field. To this end tools and procedures laid down in the technical means following established rules and procedures consecrated worldwide. In the understanding of the mechanical behavior of clay soils, the analyzes are developed in terms of total stresses and for sandy soils in terms of effective stress. However, in soils with intermediate particle size, there is no consensus concerning the interpretation of the mechanical behavior from field trials. This paper presents the results of DMT and CPTU test conducted at different penetration rates in the range of about 1 to 57 mm / s in mining waste deposit to evaluate both the effect of speed on the measurements of the test, as the transition the flow conditions around the piezocone and during the expansion of the dilatometer membrane. A simple and inexpensive equipment has been developed to monitor the pore pressure in the center of the DMT blade and data are interpreted in the light of the imposed drainage conditions during the test. Results indicate that the readings that the  $P_0$  and  $P_1$  are total stress measurements and for this reason influenced by the magnitude of pore pressure generated during penetration of DMT blade. A new dimensionless Velocity Factor " $V_t$ " is proposed to identify potential consolidation effects occurring during the penetration of piezocone and guidance is provided for use CPTU and DMT in soil permeability in the range  $10^{-6}$  to  $10^{-3}$  cm/s.

**Keywords:** *CPTU; DMT; intermediate permeability; pore pressure; partial drainage;*

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>16</b>
1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA .....	16
1.2 OBJETIVOS .....	17
1.2.1 Objetivos Gerais.....	17
1.2.2 Objetivos Específicos.....	17
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	18
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>19</b>
2.1 REJEITOS DE MINERAÇÃO.....	19
2.1.1 Rejeitos de processamento do ouro.....	20
2.1.1.1 Beneficiamento de ouro.....	20
2.1.1.2 Composição Mineralógica.....	22
2.1.2 Caracterização geotécnica.....	23
2.1.2.1 Caraterização de laboratório.....	23
2.1.2.2 Caraterização de campo.....	25
2.2 ENSAIOS DE CAMPO .....	26
2.2.1 Ensaio de Piezocone .....	26
2.2.1.1 Equipamentos e Procedimentos.....	27
2.2.1.2 Parâmetros medidos pelo ensaio.....	29
2.2.1.3 Classificação dos Solos .....	32
2.2.1.4 Interpretação do ensaio .....	34
2.2.2 Ensaio de Dilatômetro de Marchetti (DMT).....	41
2.2.2.1 Equipamentos e procedimentos .....	41
2.2.2.2 Calibração do dilatômetro .....	44
2.2.2.3 Parâmetros medidos pelo ensaio.....	45
2.2.2.4 Interpretação do ensaio .....	46
2.3 CONDIÇÕES DE DRENAGEM EM ENSAIOS DE CAMPO .....	51
2.3.1 CPTU .....	52
2.3.2 DMT.....	57
<b>3 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....</b>	<b>62</b>
3.1 EQUIPAMENTOS .....	62
3.1.1 CPTU .....	62
3.1.2 DMT.....	64
3.1.3 Equipamento de cravação .....	65
3.1.4 Desenvolvimento do equipamento “DMTU” .....	65
3.2 MATERIAL E CAMPANHA DE ENSAIOS .....	70
3.2.1 Argila de Tubarão .....	70
3.2.1.1 Campanha de ensaios.....	72
3.2.2 Campo Experimental de Araquari.....	72
3.2.2.1 Campanha de ensaios.....	73

3.2.3	Rejeito de mineração de ouro.....	74
3.2.3.1	Campanha de ensaios.....	75
3.3	METODOLOGIA EXPERIMENTAL .....	76
3.3.1	Ensaio CPTU .....	76
3.3.2	Ensaio DMT e DMTU .....	77
3.3.3	Coleta de amostra e ensaios de laboratório.....	79
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E ANÁLISES.....</b>	<b>81</b>
4.1	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS .....	81
4.1.1	Ensaios de campo.....	81
4.1.1.1	Argila de Tubarão.....	81
4.1.1.2	Campo experimental de Araquari.....	82
4.1.1.3	Rejeito de mineração de ouro .....	83
4.1.2	Ensaios de laboratório.....	84
4.1.2.1	Argila de Tubarão.....	85
4.1.2.2	Campo experimental de Araquari.....	85
4.1.2.3	Rejeitos de mineração de ouro.....	86
4.2	ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	87
4.2.1	Classificação dos solos .....	87
4.2.1.1	Classificação dos solos com base nos ensaios de laboratório .....	87
4.2.1.2	Classificação dos solos com base nos ensaios de CPTU e DMT .....	88
4.2.2	Características de fluxo.....	91
4.2.3	Parâmetros de resistência.....	97
4.2.3.1	Resistência ao cisalhamento não drenada.....	98
4.2.3.2	Resistência ao cisalhamento efetiva .....	99
4.3	COMENTÁRIOS .....	100
<b>5</b>	<b>CONDIÇÕES DE DRENAGEM.....</b>	<b>102</b>
5.1	EFEITOS DA VELOCIDADE DE PENETRAÇÃO .....	103
5.1.1	CPTU .....	103
5.1.2	DMT.....	104
5.2	ABORDAGENS PARA AVALIAÇÃO DE DRENAGEM NO ENSAIO DE CPTU ..	107
5.2.1	Fator velocidade “ $V_t$ ”.....	108
5.2.2	Normalização de resultados .....	109
5.2.3	Velocidade de penetração crítica no CPTU .....	112
5.3	ABORDAGENS PARA AVALIAÇÃO DE DRENAGEM NO ENSAIO DE DMT ...	115
5.3.1	Normalização de resultados .....	116
5.3.2	Resistência ao cisalhamento não drenada .....	122
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....</b>	<b>125</b>
6.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	125
6.1.1	Condições de drenagem no CPTU .....	126
6.1.2	Condições de drenagem no DMT .....	127

6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	129
<b>7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>130</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Fluxograma simplificado da Usina <i>Fazenda Brasileiro</i> (Peres <i>et al.</i> , 2002).....	22
Figura 2 – Curvas granulométricas rejeito de ouro (Bedin 2010 e Klahold 2013) .....	24
Figura 3 – Ensaios de CPTU realizados no rejeito de mineração de ouro (Klahold, 2013).....	25
Figura 4 – Ensaio de SDMT realizados no rejeito de mineração de ouro (Nierwinski, 2013) 26	26
Figura 5: Sistema hidráulico montado sobre estrutura de reação (cortesia: <i>Geoforma Engenharia Ltda.</i> ).....	28
Figura 6 - (a) Geometria típica do cone (Lunne <i>et al.</i> , 1997), b) Posições possíveis do elemento poroso (Schnaid e Odebrecht, 2012) .....	29
Figura 7 - Efeito da poropressão nos parâmetros medidos.....	30
Figura 8 - Calibração do piezocone (Schnaid e Odebrecht, 2012).....	30
Figura 9 - Resultado de um ensaio de piezocone (Schnaid e Odebrecht, 2012) .....	31
Figura 10 – Classificação do tipo de comportamento de solo (Robertson, 1990).....	33
Figura 11 – Gráfico típico de um ensaio de dissipação (Klahold, 2013) .....	37
Figura 12 – Estimativa de $k$ proposta por Parez e Fauriel (1988) (adaptado de Mayne, 2001) .....	40
Figura 13 – Dilatômetro de Marchetti (Marchetti e Monaco, 2001).....	42
Figura 14 – Croqui de funcionamento da lâmina (adaptado de MARCHETTI, 1997).....	42
Figura 15 – Equipamentos e procedimentos de ensaio DMT.....	43
Figura 16 – Procedimento de calibração da membrana (adaptado Machetti e Monaco, 2001)44	44
Figura 17 – Classificação de solos (adaptado Marchetti e Crapps,1981).....	47
Figura 18 – Comparação entre $S_u/\sigma'_{vo}$ e $K_D$ (adaptado Powell e Uglow (1988) <i>apud</i> Schnaid, (2009)) .....	50
Figura 19 – Representação gráfica dos valores de $q_c-K_0-\phi'$ (Marchetti, 1985).....	51
Figura 20 – Variação da resistência normalizada (a) e excesso de poropressão (b), com a velocidade de penetração normalizada (Kim <i>et al.</i> , 2006) .....	53
Figura 21 – Curvas características de drenagem (Bedin, 2006) .....	55
Figura 22 – Comparação de $q_t$ e $u_2$ em diferentes velocidades de penetração (Klahold, 2013) .....	56
Figura 23 – Curva de drenagem rejeito de ouro (Klahold, 2013).....	56
Figura 24 – Resultados de ensaios em areia densa (a) e fofa (b).....	59
Figura 25 – Resultados de ensaios em argila siltosa (a) e argila compacta (b) .....	59
Figura 26 – Câmara de vácuo .....	63

Figura 27 – Piezocones utilizados nas campanhas de investigação; .....	63
Figura 28 – a) lâmina com membrana padrão de 0,20mm; b) lâmina com membrana de 0,15mm .....	64
Figura 29 – Sistema hidráulico de cravação .....	65
Figura 30 – Projeto geométrico DMTU .....	67
Figura 31 – Lâmina DMTU.....	68
Figura 32 – Curvas de calibração do transdutor de pressão .....	69
Figura 33 – Lâmina padrão DMT (esquerda) e lâmina DMTU (direita).....	69
Figura 34 - Perfil de ensaio CPTU em Tubarão (Mantaras <i>et al.</i> , 2014).....	70
Figura 35 - Localização da região de estudo (adaptado de Nascimento, 2010) .....	71
Figura 36 - Imagem de satélite do local de estudo ( <i>Google Earth</i> , 2016).....	71
Figura 37 – Localização do Campo Experimental de Araquari ( <i>Google Earth</i> , 2016).....	72
Figura 38 – Perfil de NSPT e umidade (adaptado de Brochero, 2014).....	73
Figura 39 – Local de estudo na Lagoa II da MFB ( <i>Google Earth</i> , 2016) .....	74
Figura 40 – Rejeito de mineração disposto na Lagoa II.....	75
Figura 41 – Ensaio de CPTU no rejeito de mineração de ouro .....	77
Figura 42 – Saturação da lâmina DMTU .....	78
Figura 43 - Unidade controladora acoplada ao computador para aquisição de dados (DMT) ..	79
Figura 44 – Resultado de ensaio CPTU, DMT e DMTU no depósito de Argila de Tubarão ..	81
Figura 45 – Resultado de ensaio CPTU, DMT e DMTU no campo experimental de Araquari .....	82
Figura 46 – Resultado de ensaio CPTU no rejeito de mineração de ouro.....	83
Figura 47 - Resultado de ensaio DMT no rejeito de mineração de ouro.....	84
Figura 48 – Curva granulométrica do campo experimental de Araquari .....	86
Figura 49 – Curva granulométrica rejeito de ouro <i>underflow</i> e Klahold (2013).....	86
Figura 50 – Classificação quanto ao comportamento do solo baseado no ensaio de CPTU (baseado na proposta de Robertson e Wride, 1998) .....	89
Figura 51 – Classificação quanto ao comportamento do solo baseado no ensaio de DMT .....	90
Figura 52 – Valores estimados de condutividade hidráulica horizontal.....	92
Figura 53 – Resultados de dissipações do CPTU no rejeito de mineração .....	93
Figura 54 – Parâmetro $B_q$ , $t_{50}$ e $c_h$ para o rejeito de mineração de ouro .....	94
Figura 55 – Ensaio de dissipação de CPTU e DMTU na argila de Tubarão .....	95
Figura 56 – Ensaio de dissipação de DMTU na areia de Araquari.....	96
Figura 57 – Valores de $K_D$ para os para os materiais estudados.....	97

Figura 58 – Valores de $B_q$ para os materiais estudados .....	98
Figura 59 – Valores de $S_u$ para o depósito de argila de Tubarão.....	99
Figura 60 – Valores de $\phi'$ para o campo experimental de Araquari.....	100
Figura 61 – Comparação de $q_t$ , $u_2$ , $B_q$ e $I_{c,RW}$ em diferentes velocidades.....	103
Figura 62 – Resultados de DMT no rejeito de mineração com procedimentos distintos .....	105
Figura 63 – Resultados de DMT no rejeito de mineração com procedimentos distintos .....	105
Figura 64 – Poropressão medida na lâmina DMTU em distintas velocidades de penetração	107
Figura 65 – Poropressão (superior) e resistência de ponta (inferior) normalizada <i>versus</i> fator velocidade ( $V_t$ ) no rejeito de mineração de ouro .....	111
Figura 66 – Velocidades críticas para garantir ensaios não drenados (a) e (b) drenados no rejeito de mineração de ouro.....	113
Figura 67 – Velocidade crítica para condição não drenada (a) e (b) resistência $S_u$ nos ensaios padrão e rápido. ....	114
Figura 68 – Dissipações de DMTU e repetidas leituras A de DMT no rejeito de mineração de ouro.....	116
Figura 69 – Típicas dissipações de poropressão normalizadas nos distintos materiais .....	117
Figura 70 – Poropressão normalizada <i>versus</i> fator velocidade ( $V_t$ ) no rejeito de ouro a partir de DMTU .....	118
Figura 71 – Dissipação normalizada nos tempos 15 e 30 s <i>versus</i> fator velocidade utilizando o DMTU nos materiais pesquisados .....	119
Figura 72 – Índice $I_D$ <i>versus</i> fator velocidade $V_t$ .....	120
Figura 73 – Valores corrigidos do índice $I_D$ .....	121
Figura 74 – Variação dos valores estimados de resistência ao cisalhamento “não drenada” no rejeito de mineração de ouro .....	123
Figura 75 – Relação $M_{DMT}/q_t$ para os três materiais estudados .....	124

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\phi'$	Ângulo de atrito interno efetivo
$\gamma$	Peso específico
$\gamma_{\text{nat}}$	Peso específico natural
$\gamma_d$	Peso específico aparente seco
$\gamma_w$	Peso específico da água
$\gamma_s$	Peso específico real dos grãos
$\sigma_{vo}$	Tensão total vertical
$\sigma'_{vo}$	Tensão efetiva vertical
$\sigma'_{vm}$	Pressão de pré adensamento
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
$a$	Razão entre as áreas desiguais do cone ( $= A_N/A_T$ )
$A_N$	Área interna da seção transversal do cone
$A_T$	Área externa da seção transversal do cone
$B_q$	Parâmetro de poropressão
$c'$	Coesão efetiva
$C_h$	Coefficiente de adensamento horizontal
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
CPTU	<i>Piezocone Penetration Test</i>
$C_v$	Coefficiente de adensamento vertical
$d$	Diâmetro do cone/piezocone
DMT	Dilatômetro de Marchetti
DMTU	Lâmina modificada do DMT

$D_r$	Densidade relativa
$e$	Índice de vazios natural
$E$	Módulo de deformabilidade
$f_s$	Atrito lateral
$F_r$	Razão de atrito normalizada
$I_c$	Índice de comportamento do tipo de solo
$I_D$	Índice de material (DMT)
$I_p$	Índice de plasticidade
$I_r$	Índice de rigidez
$K_D$	Índice de tensão horizontal (DMT)
$k$	Fator de cone de pré-consolidação
$k_h$	Coefficiente de condutividade hidráulica horizontal
$k_v$	Coefficiente de condutividade hidráulica vertical
$N_{kt}$	Fator de capacidade de carga
OCR	Razão de pré-adensamento
$P_0$	Pressão A corrigida pela rigidez da membrana (DMT)
$P_1$	Pressão B corrigida pela rigidez da membrana (DMT)
$P_2$	Pressão C corrigida pela rigidez da membrana (DMT)
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
$q_c$	Resistência de ponta medida do cone/piezocone
$q_t$	Resistência real mobilizada piezocone
$Q_t$	Resistência à penetração normalizada
$q_{t_{dr}}$	Resistência a penetração medida em condição drenada
$q_{t_{ñ}}$	Resistência a penetração medida em condição não drenada
R:	Raio do piezocone

$R_f$	Razão de atrito
RR/CR	Correção dos efeitos de pré-adensamento
S	Grau de saturação
$S_u$	Resistência ao cisalhamento não-drenada
$t_{50}$	Tempo de dissipação correspondente a 50 % de dissipação do excesso de poropressão
$T^*$	Fator tempo adimensional (Houlsby e Teh, 1988)
U	Grau de drenagem
$u_2$	Poropressão gerada medida na base da luva
$u_0$	Pressão hidrostática
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
v	Velocidade de cravação do cone/piezocone
V	Velocidade adimensional
w	Teor de umidade
$Z_m$	Zero manométrico

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

A indústria mineradora do país sofre constantemente com problemas ambientais devido à qualidade e volume de rejeitos gerados durante o processo de extração do minério. Os volumes gerados demandam grandes áreas para armazenagem e conseqüentemente obras complexas de contenção dos rejeitos. A maior parte dos rejeitos gerados é depositada em reservatórios executados através de diques e barragens seguidos de alteamentos, gerando depósitos saturados, em adensamento e com baixa resistência ao cisalhamento. As condições de estrutura de contenção neste processo são suscetíveis a colapso, podendo acarretar incidentes acompanhados de grandes danos ambientais.

A engenharia geotécnica busca entender o comportamento mecânico destes depósitos através do uso de ensaios tanto de campo como de laboratório. Para isso utiliza ferramentas e procedimentos consagrados no meio técnico, seguindo normas e procedimentos estabelecidos e consagrados mundialmente. Estas ferramentas e procedimentos foram desenvolvidos ao longo de décadas e estão fundamentados no comportamento mecânico de dois grupos distintos de solos, os solos argilosos e os solos arenosos. No entendimento do comportamento mecânicos dos solos argilosos, as análises são desenvolvidas em termos de tensões totais, já para os solos arenosos em termos de tensões efetivas. Para solos com granulometria intermediária, ou seja, entre os limites entre os materiais acima descritos, não se tem um consenso no que se refere à interpretação do comportamento mecânico a partir de ensaios de campo. Estes geomateriais, de granulometria intermediária, no qual se enquadram a grande maioria dos rejeitos de mineração, apresentam drenagem parcial durante a execução dos ensaios. Esta drenagem parcial dificulta a interpretação convencional de resultados de ensaios de campo podendo conduzir a erros na determinação dos parâmetros mecânicos e conseqüentemente nos projetos de engenharia que lidam com estes materiais.

Conhecida a importância do tema, esta pesquisa pretende avaliar a ocorrência de drenagem parcial em ensaios de campo, baseada em campanhas de investigação geotécnica em solos com comportamentos geomecânicos distintos.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivos Gerais

O comportamento geomecânico de solos com permeabilidade intermediária ainda é um desafio para a engenharia geotécnica. Ensaios de campo realizados em geomateriais nos quais se verificam efeitos de drenagem parcial durante o carregamento devem ser interpretados com cautela na obtenção dos parâmetros de projeto. Neste cenário, esta pesquisa busca ampliar o banco de dados nestes materiais, avaliando os efeitos de drenagem em ensaios de campo (CPTU e DMT), bem como dos métodos de interpretação destinados à estimativa de parâmetros constitutivos de projeto.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

De acordo com os objetivos gerais desta pesquisa, são determinados os seguintes objetivos específicos:

- Elaboração da revisão bibliográfica contemplando pesquisas realizadas em solos com drenagem parcial;
- Realização de ensaios de CPTU e DMT em locais cujos materiais tenham sido bem caracterizados sob o ponto de vista geotécnico;
- Desenvolvimento de um equipamento (lâmina) similar ao Dilatômetro de Marchetti incorporando um sensor para monitorar medidas de poropressão (DMTU). A inclusão do sensor de poropressão na lâmina com as mesmas dimensões do DMT padrão, tem o objetivo de analisar a poropressão durante a cravação da lâmina e a respectiva dissipação durante os intervalos de penetração, o que é imprescindível para o conhecimento das condições de drenagem durante a execução do ensaio. Destaca-se que a concepção do equipamento tem por objetivo melhorar o entendimento das condições de fluxo no DMT e não a inserção de uma nova ferramenta de investigação geotécnica.
- Realização de ensaios de DMTU em locais cujos materiais tenham sido bem caracterizados do ponto de vista geotécnico;
- Execução de ensaios de CPTU e DMT/DMTU sob distintas velocidades de penetração em material com possibilidade de influência de drenagem parcial;
- Avaliação dos efeitos de velocidade nos ensaios e conclusões gerais de como lidar com estes efeitos na prática de engenharia.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho foi elaborado em 6 capítulos conforme a sequência da pesquisa. Este capítulo inicial contempla uma introdução sobre o assunto, apresentando a relevância do tema e salientando os objetivos da pesquisa.

No segundo capítulo, a revisão bibliográfica discute tópicos referentes aos principais assuntos abordados nesta pesquisa buscando o melhor entendimento do tema abordado. Dentre eles pode-se citar a avaliação das condições de drenagem nos ensaios de campo.

O terceiro capítulo destina-se a detalhar o programa experimental, a metodologia empregada, os equipamentos utilizados nos ensaios de campo e o desenvolvimento do equipamento similar ao Dilatômetro de Marchetti, definido como “DMTU”.

No capítulo 4, os resultados dos ensaios de CPTU e DMT são apresentados e interpretados, analisando as características de fluxo e os parâmetros de resistência do solo dos locais de estudo.

O capítulo 5 contempla uma análise das condições de drenagem durante a execução dos ensaios de piezocone e DMT. Um novo fator de velocidade adimensional é proposto para identificação de solos com permeabilidade intermediária. Uma visão crítica do problema é realizada com o intuito de desenvolver ou aprimorar as metodologias a serem adotadas na prática de engenharia para interpretação de ensaios de campo em solos de permeabilidade intermediária.

No Capítulo 6 são apresentadas as conclusões desta pesquisa e as sugestões para futuras pesquisas.

Ao final do documento, são listadas as referências bibliográficas consultadas na execução deste trabalho.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Projetos geotécnicos de qualquer natureza, independente da abordagem, normalmente são executados com base em ensaios de campo, cujos resultados permitem uma estimativa realista das propriedades dos materiais envolvidos.

O conhecimento do comportamento geomecânico do solo, principalmente no que se refere aos parâmetros de resistência e de drenagem, são imprescindíveis para a execução de um projeto geotécnico seguro e econômico. A construção destes conhecimentos é feita a partir de campanhas de investigação *in situ* combinadas ou não com ensaios de laboratório de amostras retiradas do campo.

A investigação geotécnica *in situ* tem como característica a rapidez e agilidade no processo de aquisição de dados para interpretação dos parâmetros necessários quando comparada ao ensaio de laboratório. Todavia, as condições de contorno nos ensaios de campo não podem ser totalmente controladas, o que pode introduzir dúvidas e incertezas quanto à interpretação dos resultados.

Os ensaios conduzidos em solos arenosos e argilosos, em geral são admitidos sob condições drenadas e não drenadas, respectivamente. Contudo, geomateriais que apresentam granulometria intermediária podem manifestar drenagem parcial durante o carregamento, tornando inviável a aplicação de teorias consagradas na obtenção de parâmetros. Neste capítulo serão abordadas pesquisas relacionadas ao tema estudado, incluindo a fundamentação teórica de sustentação à pesquisa. Na primeira parte serão discutidos, de forma sucinta, aspectos relacionados aos rejeitos de mineração, em especial os resultantes do processamento de ouro. Na continuação, ênfase será dada à interpretação de ensaios CPTU e DMT com abordagens existentes na literatura para avaliação das condições de drenagem em ensaios de campo.

### 2.1 REJEITOS DE MINERAÇÃO

A mineração é uma atividade econômica fundamental para o desenvolvimento do país. Além de gerar riquezas, tem enorme representatividade nas exportações, na geração de empregos e na formação e progresso de diversas regiões do país. Todavia, a mineração é uma atividade que gera um grande volume de rejeitos, devido à pequena concentração de metal encontrada no mineral bruto.

Rejeito de mineração pode ser considerado como o material resultante de processos químicos e físicos envolvidos na extração dos metais. As propriedades físico-químicas e mineralógicas deste material, variam conforme o tipo de minério extraído, método de beneficiamento e tratamento químico recebido. Estas características tornam o rejeito de mineração um geomaterial com propriedades e comportamento que podem ser distintos dos solos naturais (Araújo, 2006).

A grande maioria das mineradoras brasileiras optam pelo procedimento de construção de barragens a montante para a disposição dos rejeitos de minério, compondo uma técnica que gera facilidade e economia na execução. Todavia, estes reservatórios são capazes de ocasionar grandes danos ambientais principalmente devido a rupturas das barragens. Neste contexto, faz-se necessário a realização de uma investigação rigorosa das características e comportamento do material que será depositado.

## 2.1.1 Rejeitos de processamento do ouro

### 2.1.1.1 Beneficiamento de ouro

Segundo as Normas Reguladoras de Minérios (NRM), a definição de processo de beneficiamento de minerais é entendida como o tratamento que objetiva a modificação da granulometria, purificação e concentração de minérios através de processos físicos ou químicos sem alterações na constituição química dos minerais.

O beneficiamento de minério de ouro exhibe algumas peculiaridades distintas de outros métodos de tratamento. O material submetido ao processo de beneficiamento é uma entidade química em sua forma elementar metálica, caracterizada por elevada densidade e maleabilidade. Em geral, o processamento pode se restringir a uma adequação granulométrica do minério às etapas hidrometalúrgicas posteriores ou envolver estágios de concentração. Peres *et al.* (2002), relata que no caso de utilização de estágios de concentração, a extração do ouro é obtida pela diferença de densidade entre o ouro e os minerais associados a ele.

A britagem, peneiramento, moagem e classificação, compõem a etapa de preparação que está presente tanto em circuitos em que ocorre concentração prévia dos minérios ou no qual o minério é submetido diretamente à extração hidrometalúrgica. A britagem tem por objetivo a redução dos fragmentos de rocha, envolvendo britagem grosseira por britadores de mandíbula ou de impacto, e a britagem fina que pode ser feita através de britadores giratórios ou cônicos. Já no peneiramento, o objetivo é a separação de partículas em frações de tamanhos distintos,

sendo realizado com uso de peneiras vibratórias convencionais, horizontais e inclinadas. A redução das partículas provenientes da britagem é feita mediante mecanismos de arredondamento das partículas, quebra de pontas e abrasão por meio de um moinho de barras ou bolas (Araújo, 2006). A fase final da preparação é a classificação, que consiste na separação das partículas em duas frações com diferente distribuição relativa ao tamanho das partículas, sendo uma com proporção maior de partículas grosseiras (*underflow*) e outra com proporção maior de partículas finas (*overflow*). As partículas retidas neste processo são denominadas não-ciclonadas (CHAVES E PERES, 2003).

A figura 1 apresenta um fluxograma do processo de beneficiamento de ouro da Usina *Fazenda Brasileiro*, situada no nordeste do Brasil no estado da Bahia, local de realização dos ensaios deste trabalho. Após o processo de preparação descrito anteriormente e ilustrado pelo fluxograma, o beneficiamento é realizado através de ataques químicos com recuperação de adsorção em carvão (CIP), que ocorre quando a polpa proveniente do circuito de lixiviação flui gravitacionalmente até um conjunto de tanques com agitação mecânica, nos quais a polpa é contatada em contracorrente com carvão ativado. A solução resultante do processo é encaminhada para a etapa de produção do metal através de eletrólise ou precipitação com zinco. Ao final do beneficiamento, a produção de rejeitos ocorre à uma vazão de 190m<sup>3</sup>/h, sendo 30% sólidos, que são encaminhados até os locais de deposição (Bedin, 2010).

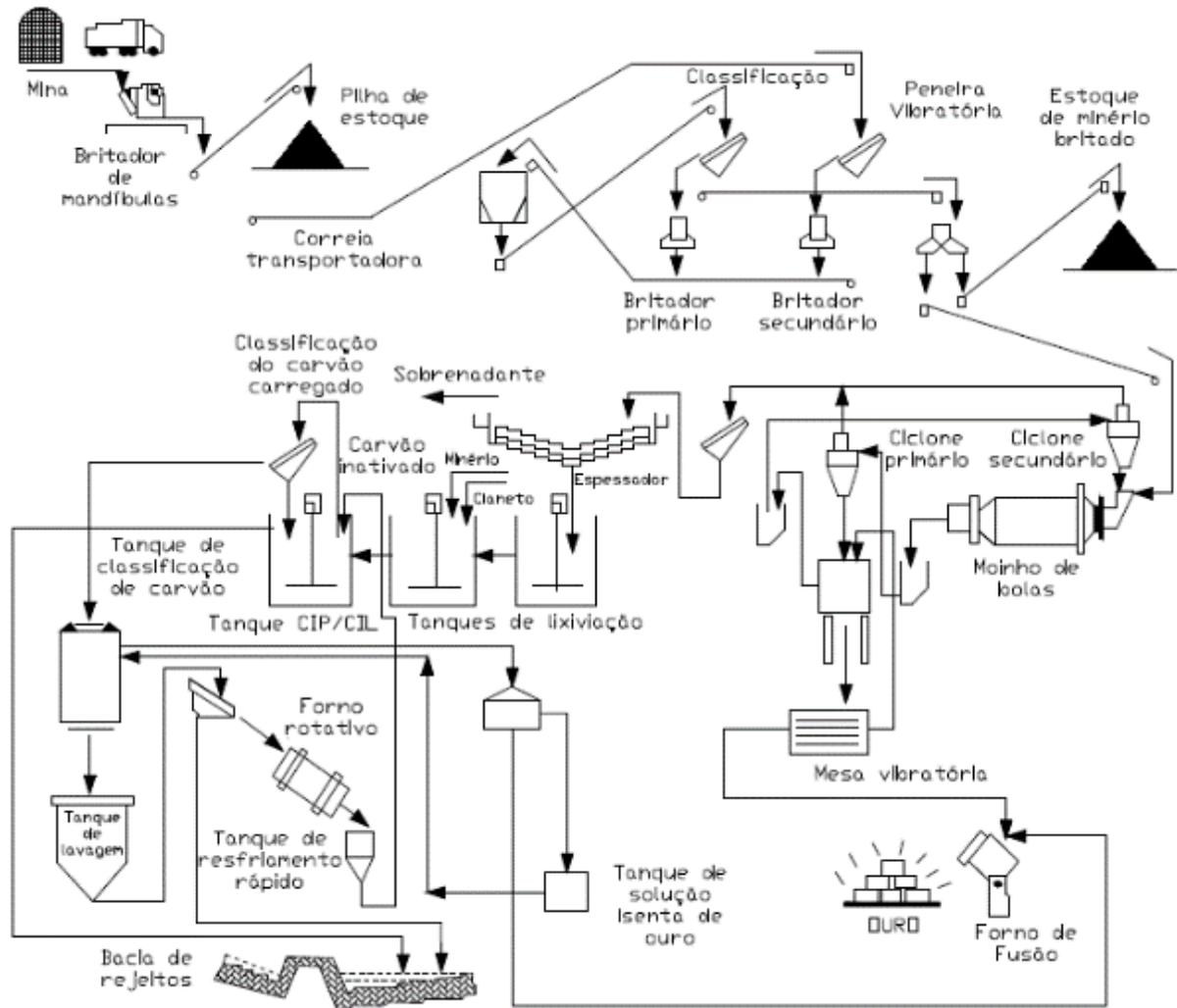


Figura 1 – Fluxograma simplificado da Usina *Fazenda Brasileiro* (Peres *et al.*, 2002)

### 2.1.1.2 Composição Mineralógica

A Usina *Fazenda Brasileiro* está inserida em áreas cuja metalogenia é propícia à ocorrência de minério de ouro. Segundo Silva *et al.* (2001), isto deve-se à presença dos *greenstone belts* do rio Itapicuru, que são constituídos por sequências de rochas vulcânicas e sedimentares afetadas por baixo grau de metamorfismo, no interior das quais se forma os depósitos de ouro.

Segundo Bedin (2010), os principais minerais da rocha de origem do ouro são o quartzo, albita, clorita e sufetados. Já os componentes principais do rejeito de mineração são o ferro, silício e em menor quantidade titânio e alumínio. Além destes, a composição do rejeito possui carbono e sódio resultantes do processo de cianetação (cianeto de sódio, NaNC).

A tabela 1 apresenta o resultado obtido por Bedin *et al* (2008) através de análises por microscopia eletrônica por varredura em amostras de rejeito não-ciclonado e *underflow* de amostras provenientes da *Usina Fazenda Brasileiro*.

Tabela 1 – Resultados da análise por Microscopia Eletrônica por Varredura em rejeitos de ouro (Bedin *et al*, 2008)

Elemento	Porcentagem em peso (rejeito <i>underflow</i> )	Porcentagem em peso (rejeito não-ciclonado)
C	23,68	25,16
NA	2,07	1,71
Mg	1,69	2,79
Al	4,89	8,34
Si	20,42	23,45
K	0,38	0,47
Ca	4,93	10,17
Ti	7,35	1,28
Fe	29,73	26,76
S	4,85	-
Total	100	100

## 2.1.2 Caracterização geotécnica

Os rejeitos de mineração em geral exibem características mineralógicas, geotécnicas, físicas e químicas distintas, em função do tipo de minério processado e o processo de beneficiamento utilizado. No geral pode-se dizer que os rejeitos apresentam uma granulometria predominantemente siltosa. Sendo assim, a caracterização geotécnica é de fundamental importância ao estudo do comportamento destes materiais.

### 2.1.2.1 Caracterização de laboratório

Os rejeitos de mineração de ouro, embora possam conter alguma porcentagem de argila em sua composição, podem ser considerados materiais de baixa plasticidade ou não-plásticos, tendo a massa específica dos grãos variando entre 2,6 e 3,1 g/cm<sup>3</sup> (VICK,1983).

A caracterização granulométrica e de índices físicos do rejeito de ouro (*underflow*) da Usina *Fazenda Brasileiro* descritos pelos estudos de Bedin (2010), Klahold (2013) e Nierwinski (2013) são apresentados a seguir.

A tabela 2, apresentada por Nierwinski (2013), contém as umidades das amostras ao longo da profundidade de até 7m do lago de rejeitos de ouro. A autora destaca a tendência da umidade em diminuir com a profundidade, indicando a redução do índice de vazios com o aumento das tensões em profundidade.

Tabela 2 – Variação do teor de umidade com profundidade (Nierwinski, 2013)

Profundidade (m)	1	2	3	4	5	6	7
Umidade (%)	39,16	37,80	35,54	32,33	30,94	31,84	31,94

A figura 2 e a tabela 3, apresentam a análise granulométrica e a variação dos índices físicos com a profundidade, indicando que o rejeito é não plástico e pode ser caracterizado como silte-arenoso a silto-areno-argiloso.

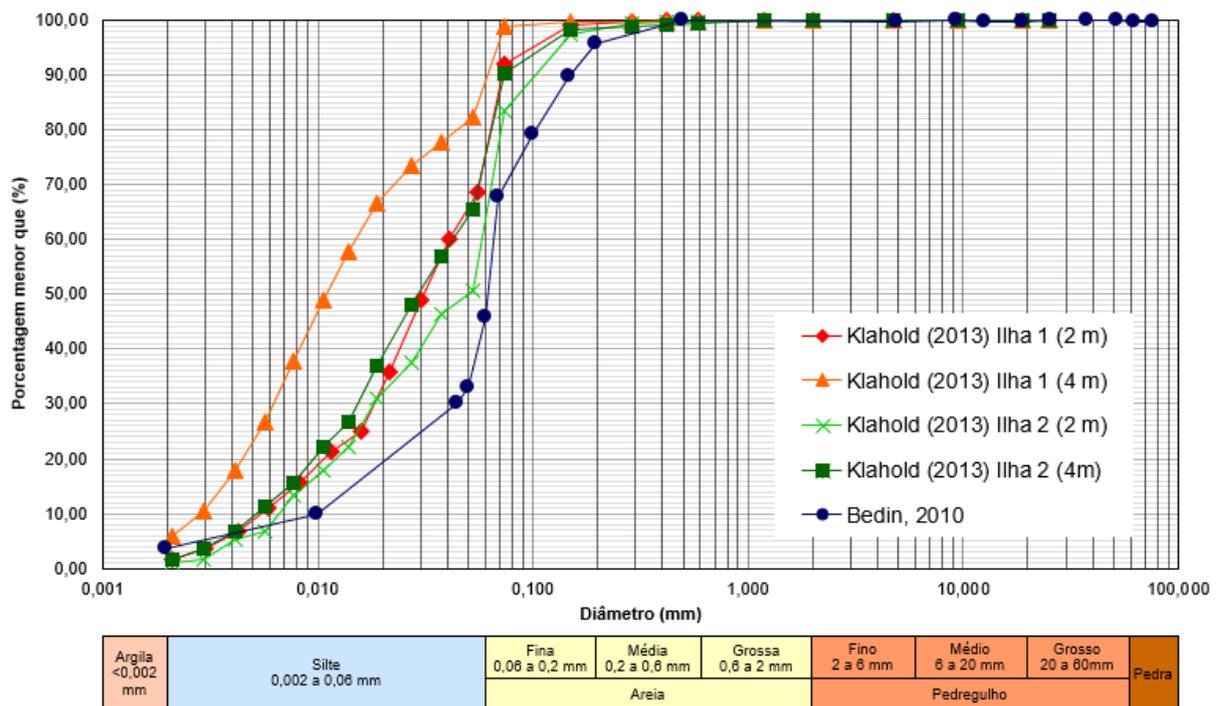


Figura 2 – Curvas granulométricas rejeito de ouro (Bedin 2010 e Klahold 2013)

Tabela 3 - Distribuição granulométrica e variação dos índices com a profundidade  
(Bedin 2010 e Klahold 2013)

Material		Prof. (m)	w (%)	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	e	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	LL	LP
Bedin (2010)	Não-cliclonado	superfície	38,7	3,3	1,30	19,3	15	57	28	NP	NP
		profundidade	40,0	3,0	1,25	19,0					
	Resíduo <i>underflow</i>	superfície	40,1	3,0	1,23	18,6	7	63	30	NP	NP
		profundidade	30,0	3,15	1,10	20,5					
Klahold (2013)	Resíduo <i>underflow</i>	2	37,8	2,86	1,08	18,94	1,53	72,47	26,00	NP	NP
							1,10	51,90	47,00	NP	NP
		4	32,3	2,85	0,92	19,63	5,98	82,52	11,50	NP	NP
							1,54	69,96	28,50	NP	NP

### 2.1.2.2 Caracterização de campo

Klahold (2013) e Nierwinski (2013) realizaram campanhas de ensaios de campo na usina *Fazenda Brasileiro* para a caracterização do rejeito de ouro. Ensaios de CPTU e SDMT foram executados em rejeitos do tipo *underflow*, com presença de água (material saturado) e espessura da camada de material suficiente para a realização de verticais representativas.

A figura 3 apresenta os resultados dos ensaios de CPTU realizados por Klahold (2013), evidenciando a heterogeneidade da lagoa de rejeitos (as técnicas de ensaio serão descritas no item 2.2.1). No local definido pela autora como Ilha 1, os valores de  $q_t$  encontrados são baixos, não ultrapassando 2000 kPa, sendo possível identificar uma camada com comportamento mais argiloso entre 3 e 5m devido a maiores valores de excesso de poropressão e valores de  $B_q$  acima de 0,5.

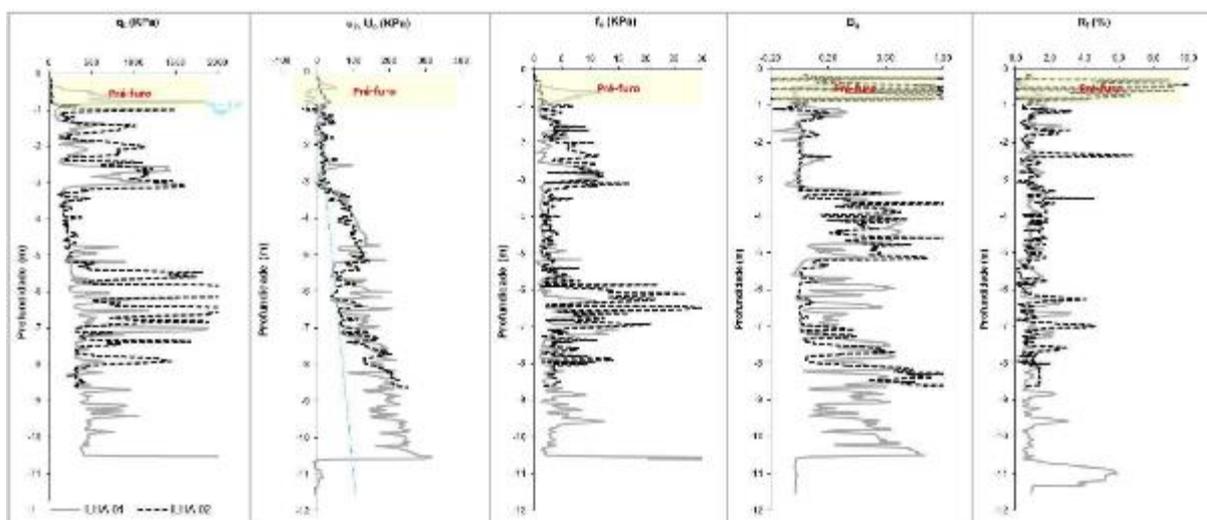


Figura 3 – Ensaios de CPTU realizados no rejeito de mineração de ouro (Klahold, 2013)

A figura 4 apresenta os resultados dos ensaios de SDMT de Nierwinski (2013), realizados nas mesmas ilhas de investigação da pesquisa de Klahold (2013). É possível notar que os resultados de Dilatômetro de Marchetti não apresentam os mesmos picos de resistência observados no ensaio de CPTU, uma vez que, as leituras de DMT são pontuais a cada 20 cm de profundidade. As medidas da velocidade de onda cisalhante  $V_s$  mostram a variabilidade dentro de uma mesma faixa de valores, entre 100 e 200 m/s.

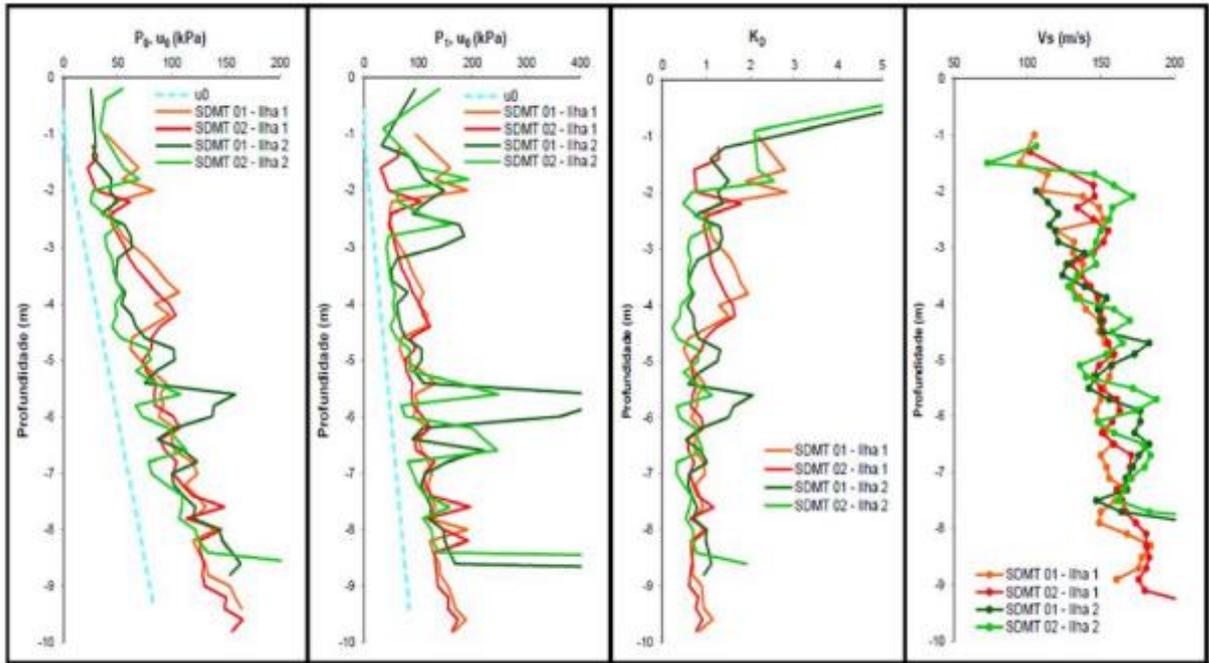


Figura 4 – Ensaio de SDMT realizados no rejeito de mineração de ouro (Nierwinski, 2013)

## 2.2 ENSAIOS DE CAMPO

### 2.2.1 Ensaio de Piezocone

Os ensaios de cone e piezocone, representados respectivamente pelas siglas CPT (*cone penetration test*) e CPTU (*piezocone penetration test*), são ferramentas internacionalmente reconhecidas para caracterização da estratigrafia e previsão das propriedades mecânicas do solo ao longo da profundidade.

O cone (CPT) foi introduzido na Holanda, em 1932 por P. Barentsen, inicialmente provido apenas de um manômetro para leitura de resistência de ponta resultante da cravação manual. Em 1953, Barentsen acrescentou um dispositivo para leitura do atrito lateral que o solo conferia ao cone e em 1965 propôs uma relação das duas medidas, a qual possibilitava a classificação do tipo de solo. De acordo com Lunne et al. (1997), leituras contínuas e mais precisas

começaram a ser obtidas com o desenvolvimento do cone elétrico pela Sociedade de Pesquisa Alemã de Mecânica dos Solos, durante a Segunda Guerra Mundial. Em 1970, com a inserção de um transdutor de pressão associado a uma pedra porosa ao cone elétrico, surgiu o piezocone (CPTU), equipamento capaz de monitorar a poro pressão gerada durante a cravação da ponteira cônica. No Brasil, o ensaio é empregado desde o final da década de 1950 para o uso em projetos “offshore”, tendo início do uso comercial da ferramenta na década de 1990 impulsionado por pesquisas desenvolvidas nas universidades brasileiras (Schnaid, 2000). A inclusão de outros sensores ao equipamento, como os transdutores de velocidade que permitem a medida da velocidade de ondas sísmicas pelo interior do solo, possibilitou estimar parâmetros de rigidez do solo.

#### 2.2.1.1 Equipamentos e Procedimentos

O ensaio de penetração de cone é normalizado no Brasil pela Associação de Normas Técnicas ABNT MB-3406 (1991), a qual define diretrizes sobre a dimensão do equipamento, procedimento do ensaio e interpretação. Internacionalmente é normatizado pela ASTM (D3441-79 atualizada em 1986) e pela IRTP (1999).

O ensaio consiste basicamente em cravar uma ponteira cônica (60° de ápice) no terreno a uma velocidade constante de 20 mm/s, com variação de  $\pm 5$  mm/s. A seção transversal do cone geralmente é de 10 cm<sup>2</sup>, podendo atingir 15 cm<sup>2</sup> para equipamentos mais robustos e 5 cm<sup>2</sup> para condições especiais (Schnaid e Odebrecht, 2012).

O equipamento utilizado para a cravação é normalmente constituído por um sistema mecânico hidráulico que pode ser alimentado por um motor à combustão ou elétrico. Um conjunto, para ensaios *onshore*, contempla um par de hastes helicoidais que são ancoradas no solo com o intuito de fornecer reação à cravação. A penetração é obtida por meio da cravação contínua de hastes de comprimento de 1 m.

A figura 5 apresenta um sistema hidráulico, autopropelido, sobre pneus com capacidade de reação de 200 kN.



Figura 5: Sistema hidráulico montado sobre estrutura de reação  
(cortesia: *Geoforma Engenharia Ltda*)

No processo de cravação, são registradas de maneira contínua as leituras da tensão de cravação da ponteira cônica ( $qc$ ), do atrito lateral ( $fs$ ) e, no caso do CPTU, da poropressão gerada ( $u$ ), fornecendo uma descrição detalhada da estratigrafia do subsolo. A posição do elemento filtrante para as leituras de poropressão, é comumente medida na posição  $u_2$  (base do cone, entre a ponta e a luva). O ensaio de dissipação de poropressão, em que a cravação é interrompida em determinada profundidade e os dados de poropressão são monitorados em relação ao tempo, tem grande potencial na estimativa de consolidação de depósitos e na avaliação das condições de drenagem do ensaio.

Detalhes dos componentes de um piezocone e as possíveis posições do elemento poroso para medidas de poropressão estão ilustradas na figura 6.

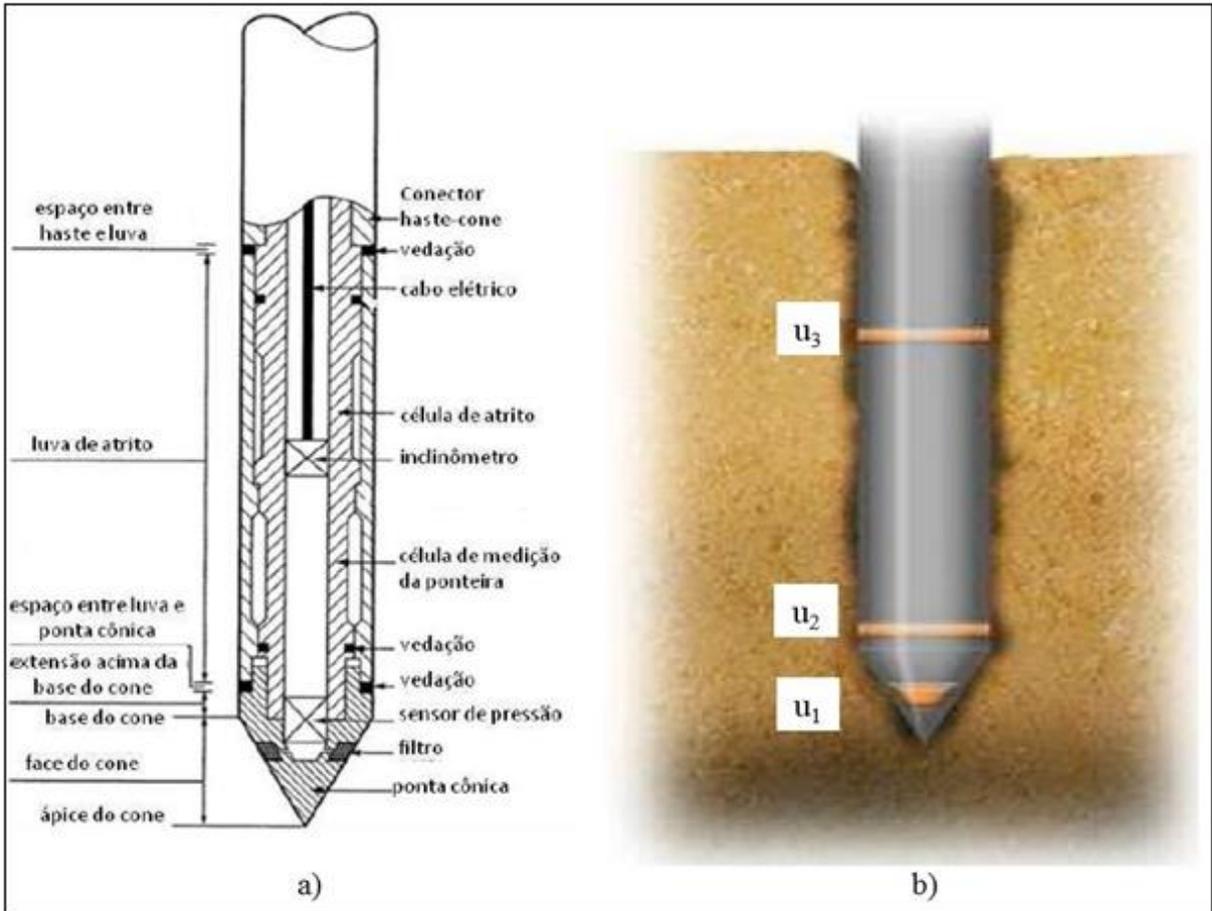


Figura 6 - (a) Geometria típica do cone (Lunne *et al*, 1997), b) Posições possíveis do elemento poroso (Schnaid e Odebrecht, 2012)

### 2.2.1.2 Parâmetros medidos pelo ensaio

As medidas do ensaio de piezocone são a resistência de ponta ( $q_c$ ), o atrito lateral ( $f_s$ ) e a poropressão ( $u$ ). Estas medidas são comumente apresentadas em função da profundidade do ensaio em forma de gráficos.

Em função da geometria do corpo do piezocone, a poropressão gerada durante a cravação atuará na parte superior da ponta cônica e na parte inferior da luva de atrito, conforme ilustra a figura 7. Este efeito é conhecido como “efeito das áreas desiguais”, influenciando o resultado de  $q_c$ . A correção para este efeito é expressa pela equação 1:

$$q_t = q_c + (1-a)u_2 \quad (1)$$

onde  $q_t$  é a resistência real mobilizada no ensaio e  $a$  é um fator de correção relativo a padronização do ensaio. O coeficiente  $a$  é obtido através de procedimento de calibração,

conforme ilustrado na figura 8. Sendo  $a = A_n/A_t$ , com  $A_n$  sendo a área interna e  $A_t$  a área externa da seção transversal.

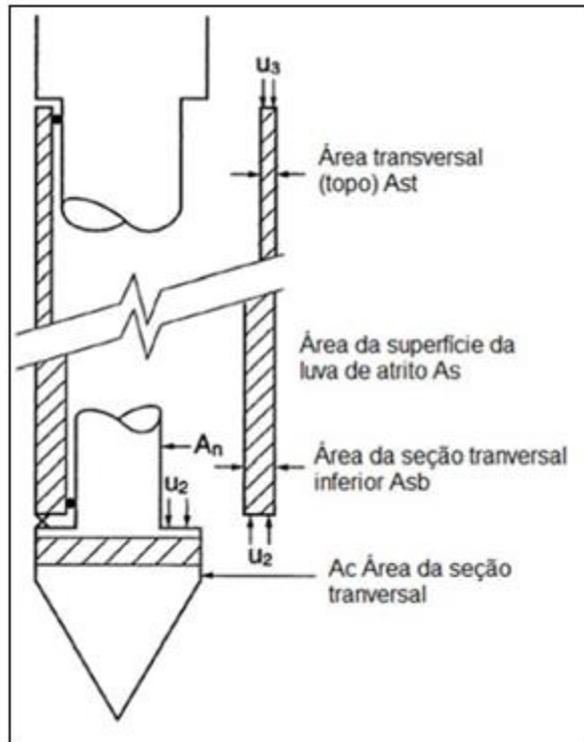


Figura 7 - Efeito da poropressão nos parâmetros medidos (adaptado de Lunne, *et al*, 1997)

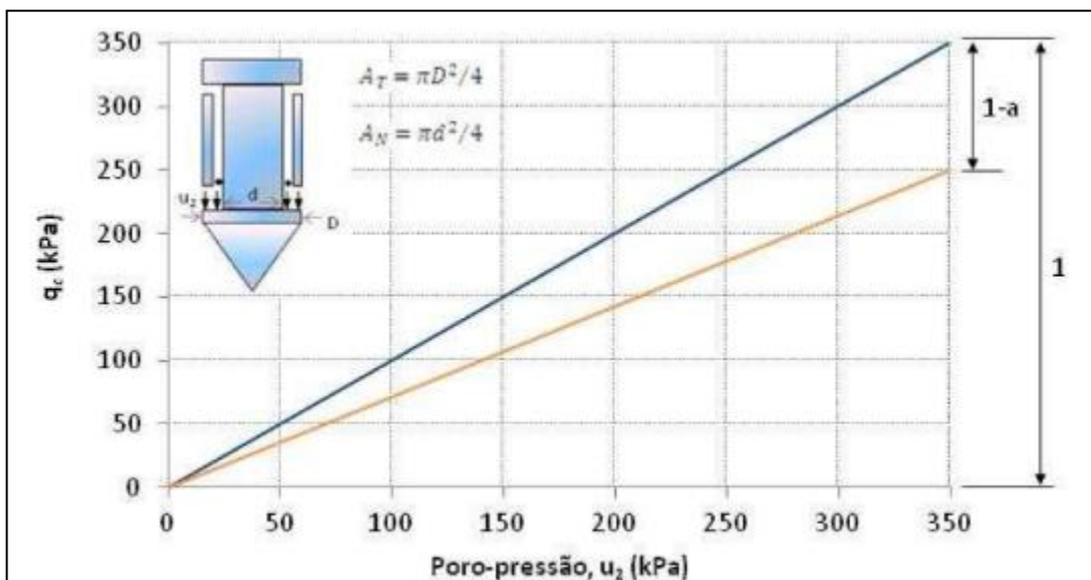


Figura 8 - Calibração do piezocone (Schnaid e Odebrecht, 2012)

A partir destas medidas diretas, duas grandezas derivadas frequentemente fazem parte de um resultado típico do ensaio: a razão de atrito  $R_f$  (equação 2) e o parâmetro de poropressão  $B_q$  (equação 3), que auxiliam na classificação do solo

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad (2)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (3)$$

Onde:

$u_0$  é a poropressão de equilíbrio (kPa);

$\sigma_{v0}$  é a tensão total na profundidade (kPa).

As medidas contínuas de resistência de ponta e atrito lateral ao longo da profundidade, associadas ao monitoramento da poropressão, permitem a identificação precisa de camadas de solo mesmo com poucos centímetros de espessura. Um exemplo típico de ensaio é apresentado na figura 9, na qual medidas contínuas de  $q_t$ ,  $u$ ,  $u_0$ ,  $B_q$  e  $R_f$  são plotadas ao longo da profundidade.

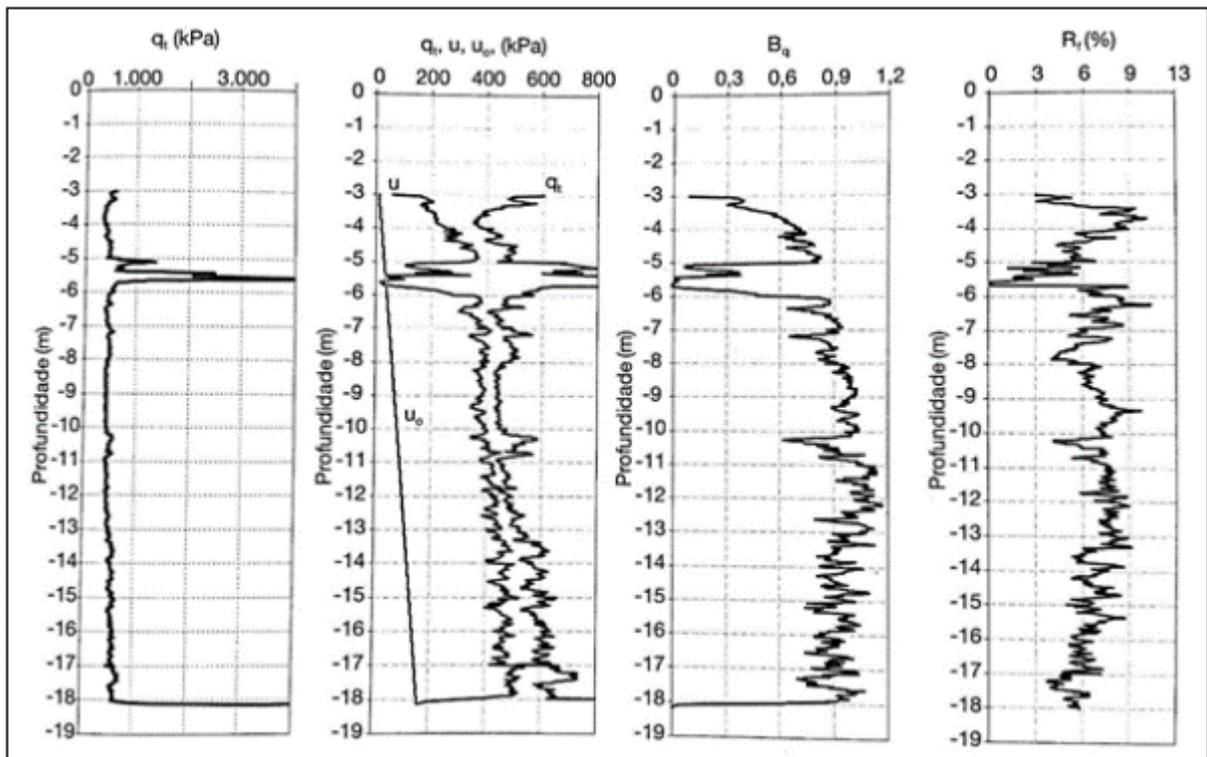


Figura 9 - Resultado de um ensaio de piezocone (Schnaid e Odebrecht, 2012)

Em condição padronizada de ensaio com velocidade de cravação de 20 mm/s, camadas argilosas moles são identificadas por baixos valores de  $q_t$  combinados a geração de poropressão  $u$

significativa, manifestando valores do parâmetro de poropressão  $B_q$  superiores a 0,5 e  $q_t \sim u$ . Schnaid (2009), relata que valores altos de  $q_t$  associados a poropressão próxima a hidrostática (ou equilíbrio) indicam uma camada ou uma lente de areia, como é possível identificar na figura 9, entre 5 e 6 m de profundidade.

### 2.2.1.3 Classificação dos Solos

Devido à ausência de coleta de amostras no ensaio de cone e piezocone para a identificação e classificação das distintas camadas que compõe o subsolo, diversos autores apresentaram propostas em forma de ábacos. O procedimento é feito de maneira indireta através da observação de comportamento definidos pela sigla SBT (*Soil Behavior Type*) (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Entre as propostas gráficas para classificação dos solos a partir de ensaios de piezocone, destacam-se Robertson e Campanella (1983), relacionando  $R_f$  e  $q_c$ , Robertson *et al.* (1986) relacionando  $q_t$  (ou  $q_c$ ) e  $R_f$  e Senneset e Jambu (1984) relacionam  $B_q$  e  $q_t$ . Schnaid (2009), esclarece que os métodos propostos baseiam-se na concepção de que a resistência de ponta é alta em solos arenosos e decresce com o aumento de finos, o atrito lateral ( $f_s$ ) é relativamente baixo em solos arenosos e cresce com o aumento da parcela fina e a poropressões baixas em solos granulares são devido à alta permeabilidade do geomaterial.

Devido a tensão de confinamento, a resistência de ponta e o atrito lateral aumentam ao longo da profundidade. Para eliminar os efeitos da tensão confinante, Robertson (1990) propõem um gráfico para a classificação do solo relacionando a resistência à penetração normalizada  $Q_t$  (equação 4) com a razão de atrito normalizada  $F_r$  (equação 5). Como o gráfico proposto não leva em conta a distribuição granulométrica e os limites de Atterberg, ele deve ser usado apenas como um guia para definição do comportamento do solo, pois fatores como mudanças de tensão *in situ*, sensibilidade e rigidez, estrutura e índice de vazios influenciam na resposta do ensaio, uma vez que o piezocone responde ao comportamento mecânico do solo durante o ensaio. Na figura 10 apresenta-se a concepção de Robertson (1990).

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{\sigma'_{vo}} \quad (4)$$

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{vo})} \quad (5)$$

onde,

$\sigma'_{vo}$  a tensão vertical efetiva na profundidade.

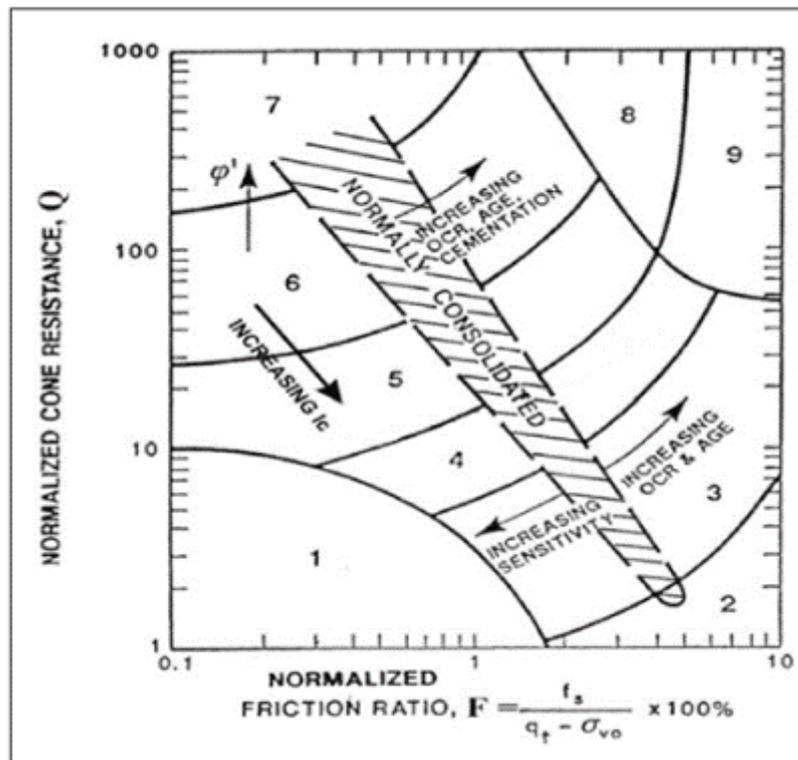


Figura 10 – Classificação do tipo de comportamento de solo (Robertson, 1990)

Uma simplificação do gráfico  $F_r \times Q_t$ , foi proposta por Robertson e Wride (1998), para permitir a identificação de um valor numérico relativo ao SBT. Este valor numérico é denominado como  $I_{c,RW}$  (*material classification index*), e é obtido pela equação 6. As zonas referentes aos tipos de solos são apresentadas na tabela 4, segundo suas faixas de comportamento.

$$I_{c,RW} = \sqrt{(3,47 - \log Q_t)^2 + (1,22 + \log F_r)^2} \quad (6)$$

Tabela 4 – Tipo de comportamento do Solo (Robertson, 1990)

Zona (Robertson 1990)	Comportamento do Solo (SBT)	Ic
1	Solos finos, alta sensibilidade	N/A
2	Argila – solo orgânico	> 3,6
3	Argilas – argila a argila siltosa	2,95-3,6
4	Misturas de silte – silte argiloso / silte arenoso	2,6-2,95
5	Misturas de areia – areia siltosa / silte arenoso	2,05-2,6
6	Areias – areia limpa a areia siltosa	1,31-2,05
7	Areia densa / areia grossa	<1,31
8	Areia densa a areia argilosa*	N/A
9	Material fino muito denso*	N/A

\*Material cimentado e ou sobreadensado.

#### 2.2.1.4 Interpretação do ensaio

Segundo Dienstmann (2015), a complexidade da análise do estado de tensões e deformações gerado pela penetração do piezocone, torna necessária a adoção de hipóteses simplificadoras ou métodos semi-empíricos para interpretação. Dentro das metodologias utilizadas para interpretação, destaca-se o método de capacidade de carga, teoria de expansão de cavidade e correlações empíricas.

Juntamente ao tipo de metodologia empregada para interpretação, observa-se que estas são fundamentadas na hipótese que os ensaios ocorrem em condições drenadas (análise em termos de tensões efetivas) ou não drenadas (análise em termos de tensões totais). Em argilas (análise em condição não drenada) a interpretação do ensaio fornece principalmente a estimativa da resistência de cisalhamento não drenada ( $S_u$ ), a história de tensões ( $OCR$ ), o módulo de deformabilidade ( $E$ ) e os coeficientes de adensamento ( $C_h$  e  $C_v$ ). Em areias (análise em condições drenadas) a interpretação dos resultados fornece uma estimativa dos parâmetros de

resistência ( $D_r$  – densidade relativa, e  $\phi'$  – ângulo de atrito) e deformabilidade ( $E$ ) (Schnaid, 2000).

Na sequência, ênfase será dada à interpretação convencional para obtenção dos parâmetros de resistência e propriedades de adensamento de solos argilosos e arenosos. A descrição apresentada visa reforçar a importância das condições de drenagem durante o ensaio de piezocone. Outros parâmetros passíveis de serem interpretados podem ser encontrados na literatura, como por exemplo, Schnaid (2009), Schnaid e Odebrecht (2012) e Lunne *et al.* (1997).

#### Parâmetros de resistência

Para solos argilosos a medida de resistência à penetração do cone “ $q_t$ ”, pode ser usada na estimativa da resistência ao cisalhamento em condições não drenadas “ $S_u$ ” através da equação (7).

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{N_{kt}} \quad (7)$$

onde  $N_{kt}$  é um fator de capacidade de carga, podendo ser obtido através de métodos empíricos, comparando com a resistência não drenada  $S_u$  medida por meio de ensaios de palheta ou ensaios de laboratório (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012). Para argilas brasileiras, Schnaid (2000) apresenta valores no intervalo de 8 a 18.

A estimativa do fator de capacidade de carga por meio de abordagem teórica, pode ser feita pelo emprego do método de equilíbrio limite e pela teoria de expansão de cavidade. Uma discussão mais elaborada sobre soluções teóricas de  $N_{kt}$  pode ser encontrada em Schnaid (2009).

Lunne *et al.* (1997), destaca que o uso de  $N_{kt}$  para estimativa da resistência não drenada é questionável para ensaios que apresentam pequena geração de excesso de poropressão, principalmente com valores de  $B_q$  inferiores a 0,4. Os valores mínimos de  $q_t$  estão associados à realização de ensaios sob condições não drenadas, portanto é fundamental reconhecer as condições de drenagem do ensaio afim de assumir um valor de  $S_u$  com maior confiabilidade.

Em solos granulares, a medida de resistência de ponta do piezocone pode ser utilizada na previsão da densidade relativa  $D_r$  ou do ângulo de atrito interno  $\phi'$ . Os métodos para a estimativa destas propriedades são baseados em abordagens teóricas, através de teorias de

capacidade de carga e expansão de cavidade, ou empíricas, por meio de métodos utilizando ensaios de laboratório realizados em câmaras de calibração (Lunne *et al*, 1997).

Como exemplo de aplicação, a equação 8 de Durgunoglu e Mitchell (1975) *apud* Schnaid (2009), foi obtida através de uma modelagem em deformações planas levada a ruptura. Um fator de forma empírico  $Nq$  foi adotado para ajuste da geometria axial do cone.

$$Nq = \frac{q_c}{\sigma'_{vo}} = 0,194 \exp(7,63tg \phi') \quad (8)$$

onde:

$Nq$  é o fator de capacidade do cone para o solo arenoso.

Com o banco de dados de experiências de câmaras de calibração reunidas por Robertson e Campanella (1983), Mayne (2006) propôs a equação 9, relacionando  $qt$  e  $\phi'$ .

$$\phi' = \arctan[0,1 + 0,38 \log(qt / \sigma'_{vo})] \quad (9)$$

O mesmo banco de dados utilizado por Mayne (2006) foi utilizado por Jamiolkowski *et al*. (1985) para uma estimativa da densidade relativa  $D_r$  a partir dos valores de  $q_c$  e  $\sigma'_{vo}$ , expressos em  $t/m^2$ , através da equação 10.

$$D_r = -98 + 66 \log_{10} \frac{q_c}{(\sigma'_{vo})^{0,5}} \quad (10)$$

Esta abordagem oferece uma estimativa da densidade relativa com uma precisão de aproximadamente 20%, e sendo constituída em câmaras de calibração, necessitam de uma correção devido as condições de contorno e tamanho da câmara. Para solos normalmente adensados as correlações são aceitáveis, todavia para solos pré-adensados o valor de  $\sigma'_{vo}$  deve ser substituído pela tensão efetiva horizontal ( $\sigma'_{ho}$ ) (Schnaid, 2009).

O valor máximo de resistência de ponta  $q_t$  de um depósito de geomaterial está associado a ensaios realizados sob condições drenadas, nos quais não há geração de excesso de poropressão e as análises são feitas em termos de tensões efetivas. Sabendo que ensaios de piezocone em solos arenosos, em geral, não apresentam excesso de poropressão, os valores de  $q_t$  são obtidos em condições drenadas (Lunne *et al*, 1997).

As metodologias apresentadas visam salientar a importância da definição precisa das condições de drenagem durante o ensaio, uma vez que tais condições podem influenciar diretamente nas

estimativas dos parâmetros do material, levando interpretações errôneas e possíveis riscos de projeto.

### Parâmetros de adensamento

As propriedades de adensamento do solo podem ser avaliadas através de ensaios de dissipação, que consistem na interrupção da penetração, em intervalos ou profundidades pré-estabelecidas, onde é feito o registro da variação do excesso de poropressão gerado. Em geral, 50% de dissipação deste excesso é suficiente para estimar os coeficientes de adensamento horizontal  $c_h$  e vertical  $c_v$ , porém quando é necessário definir com precisão a posição do lençol freático os registros devem ser feitos até atingir-se o equilíbrio.

O resultado das medições é utilizado para construção da curva de dissipação ao longo do tempo, conforme ilustra o gráfico da figura 11. Através desta é possível determinar o coeficiente de adensamento horizontal através da proposta de Houlsby e Teh (1991), conforme equação 11.

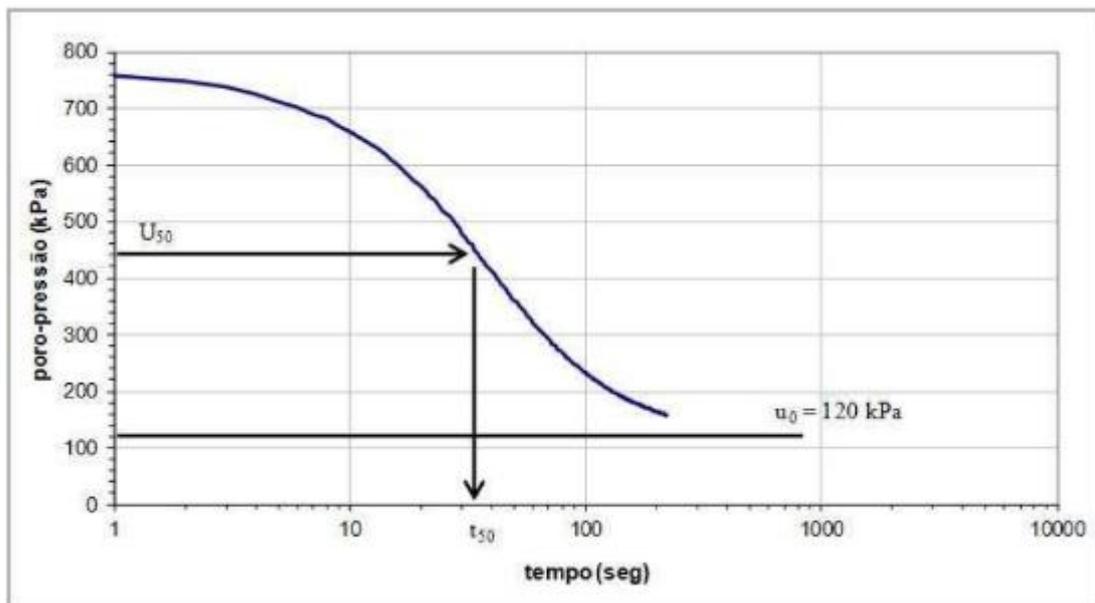


Figura 11 – Gráfico típico de um ensaio de dissipação (Klahold, 2013)

$$c_h = \frac{T_{50\%} \cdot R^2 \sqrt{I_r}}{t_{50\%}} \quad (11)$$

onde  $T_{50\%}$  é o fator tempo adimensional, obtido em função da posição do elemento poroso no piezocone (para posição  $u_2$  e dissipação de 50% da poropressão excedente:  $T=0,245$ );  $R$  é o raio do piezocone;  $I_r$  é o índice de rigidez do solo ( $G/S_u$ ) e  $t_{50\%}$  é o tempo medido no ensaio para 50% de dissipação do excesso de poropressão.

A penetração do cone promove cisalhamento não drenado no solo com aumento da poropressão e diminuição das pressões efetivas. Quando o excesso de poropressões gerado começa a dissipar, ocorre um incremento de pressões efetivas em condições de recarregamento no solo ao redor da sonda. Somente depois de alguma dissipação, as pressões efetivas no solo se igualam aquelas que existiam antes da inserção da sonda. A partir desse momento o adensamento prossegue segundo a trajetória de carregamento virgem. Sendo assim, o valor de  $c_h$  obtido pela equação 11 corresponde à faixa de solo pré-adensada (Baligh, 1986). Jamiolkowski *et al.* (1985), apresentam uma proposta para a correção deste efeito sobre  $c_h$  através da equação 12:

$$c_h(NA) = \frac{RR}{CR} c_{h(\text{piezocone})} \quad (12)$$

onde:

RR/CR é a razão entre recompressão e compressão virgem, com variação na faixa de 0,13 a 0,15 (Jamiolkowski *et al.*, 1985).

A partir do valor medido  $c_h(NA)$ , pode-se estimar o valor de  $c_v(NA)$ , para fins de comparação com ensaios de adensamento, por meio da expressão 13.

$$c_v(NA) = \frac{k_v}{k_h} c_h(NA) \quad (13)$$

onde:

$k_v/k_h$ , a relação entre os coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal (anisotropia) apresentados na tabela 5.

Tabela 5 – Razão de permeabilidade em argilas (Jamiolkowski *et al.*, 1985)

Natureza da Argila	$k_v/k_h$
Argilas homogêneas e sem macroestrutura	1,0 a 1,5
Macroestrutura definida, presença de discontinuidades e lentes permeáveis	2,0 a 4,0
Depósitos com ocorrência de várias camadas de material permeável	3,0 a 15

Deve-se salientar que a utilização do modelo é desenvolvida no pressuposto que a resposta do ensaio é sob condições não drenadas. Tal suposição pode ser questionável para ensaios realizados em solos siltosos que envolvam valores de  $B_q$  inferiores a 0,4 (Lunne *et al.*, 1997).

### História de tensões

O conhecimento da magnitude da tensão de pré adensamento  $\sigma'_{vm}$ , é um dos fatores fundamentais à análise do comportamento de um solo argiloso. O estado de tensões de um depósito de argila é definido em termos de razão de sobre adensamento, definido pela sigla OCR (*over consolidation ratio*), determinado pela razão entre a pressão de pré adensamento  $\sigma'_{vm}$  e a pressão efetiva  $\sigma'_{vo}$  e expresso pela equação 14. Em geral, materiais carregados com tensões abaixo de  $\sigma'_{vm}$  sofrem pequenas deformações e em grande parte reversíveis, ao passo que, para acréscimos de tensões maiores que  $\sigma'_{vm}$ , as deformações serão irreversíveis e de magnitude considerável (Schnaid, 2009).

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} \quad (14)$$

Robertson (2012), menciona o método proposto por Kulhawy e Mayne (1990), no qual a razão de sobre adensamento pode ser estimada através do ensaio de piezocone por meio da equação 15.

$$OCR = k \frac{(q_t - \sigma_v)}{\sigma'_{vo}} = k \cdot Q_t \quad (15)$$

onde:

$k$  é um fator de pré-adensamento do cone. Robertson (2012) ainda cita que os autores da proposta sugerem o valor de  $k = 0,33$ , podendo variar de 0,2 a 0,5.

O valor de OCR geralmente é relacionado à resistência ao cisalhamento não drenada  $S_u$ . Em solos argilosos normalmente adensados, nos quais  $OCR$  é unitária, a razão  $S_u/\sigma'_v$  é da ordem de 0,25 (Bjerrum, 1973). Este valor é considerado conservador, sendo que valores inferiores correspondem a solos em adensamento e valores superiores indicam pré-adensamento do solo (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

Robertson (2012), apresenta uma relação empírica para determinação genérica de  $S_u/\sigma'_v$  desenvolvida por Ladd e Foot (1974), expressa pela equação 16:

$$S_u / \sigma'_{vo} = (S_u / \sigma'_{vo})_{OCR=1} (OCR)^m = S(OCR)^m \quad (16)$$

Sendo que os autores recomendam  $S = 0,25$  e  $m = 0,8$  para a maioria dos solos.

Para solos argilosos, *OCR* é a chave para caracterizar seu comportamento mecânico, todavia é necessário cautela ao estimar o valor a partir do piezocone devido à baixa sensibilidade quanto a história de tensões e a natureza empírica das correlações.

### Condutividade Hidráulica

Schnaid *et al.* (2004) relatam que a condutividade hidráulica é uma propriedade que traduz o fluxo de água no solo, sendo expressa pelo coeficiente de permeabilidade  $k$  (cm/s). Diversos fatores podem afetar a permeabilidade do solo, como o tamanho das partículas, o índice de vazios, a estrutura e forma das partículas e o grau de saturação

A permeabilidade do pode ser determinada de forma direta através de ensaios de laboratório, com permeômetros de carga constante ou variável, e ensaios de campo, utilizando furos de sondagem SPT. O coeficiente  $k$  também pode ser estimado por formulação empírica, através de ensaios de dissipação do piezocone.

Mayne (2001) apresenta a equação 17 de Perez e Fauriel (1988) para estimativa da permeabilidade horizontal do solo usando o tempo  $t_{50}$  do ensaio de dissipação do CPTU. Relacionando o coeficiente de permeabilidade  $k$  e  $t_{50}$ , o autor também apresenta a figura 12.

$$k \approx \left( \frac{1}{251 \cdot t_{50}} \right)^{1,25} \quad (17)$$

onde:  $k$  é estimado em cm/s e  $t_{50}$  em segundos.

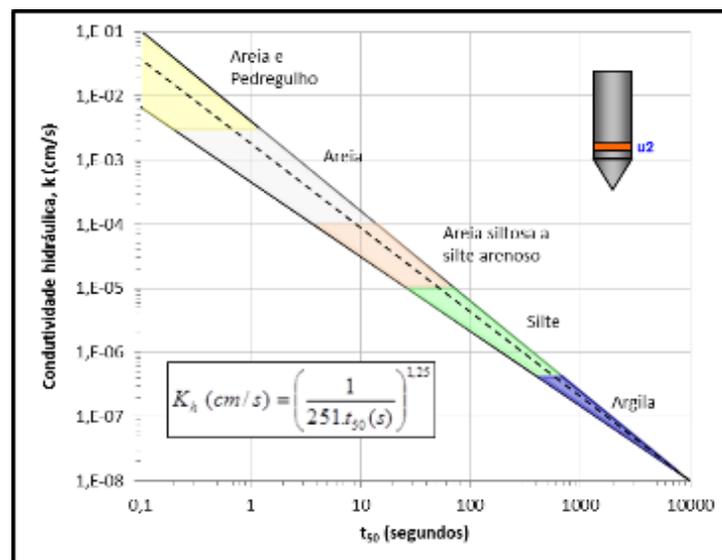


Figura 12 – Estimativa de  $k$  proposta por Perez e Fauriel (1988) (adaptado de Mayne, 2001)

Bedin (2006), Schnaid *et al.*, (2004) e Lunne *et al.*, (1997) através de pesquisas de Bugno e McNeilan (1984), sugerem que solos que apresentam coeficiente de permeabilidade “ $k$ ” entre  $10^{-3}$  e  $10^{-6}$  m/s podem apresentar drenagem parcial quando submetidos a ensaios de CPTU em velocidade padrão de 20 mm/s.

### 2.2.2 Ensaio de Dilatômetro de Marchetti (DMT)

O DMT foi desenvolvido na Itália pelo professor Silvano Marchetti em meados da década de 1970 e não possui normatização específica no Brasil, sendo então, seguidas as diretrizes apresentadas pelas normas internacionais: ISSMGE (*International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*) TC16 (2001), ASTM D 6635 (2001) e EUROCODE 7 (*Geotechnical design – Part 3: Design assisting by field-testing*).

O equipamento e o princípio do ensaio são bastante simples e os dados têm sido correlacionados empiricamente com o tipo de solo, resistência não drenada ( $S_u$ ), ângulo de atrito interno de areias ( $\phi^{\circ}$ ), razão de sobre adensamento (OCR), coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ) e módulo de elasticidade (M). As correlações existentes foram concebidas para areias e argilas de origem sedimentar.

#### 2.2.2.1 Equipamentos e procedimentos

O dilatômetro é composto por uma lâmina de aço inoxidável com 220mm de altura, 95mm de largura e 15mm de espessura. Uma das faces é provida de uma membrana de aço flexível, com 60mm de diâmetro, sob a qual está alojado um dispositivo que aciona um sinal sonoro no momento em que se fecha um circuito elétrico. A lâmina é conectada a uma unidade de controle instalada na superfície através de tubos eletropneumáticos que passam pelo interior das hastes de cravação. Este tubo, além de fornecer gás pressurizado para expansão da membrana no interior do solo, transmite o sinal elétrico que permite que as leituras sejam feitas na superfície (MARCHETTI, 1997). As figuras 13 e 14 abaixo ilustram o Dilatômetro de Marchetti e o funcionamento da lâmina, respectivamente.



Figura 13 – Dilatômetro de Marchetti (Marchetti e Monaco, 2001)

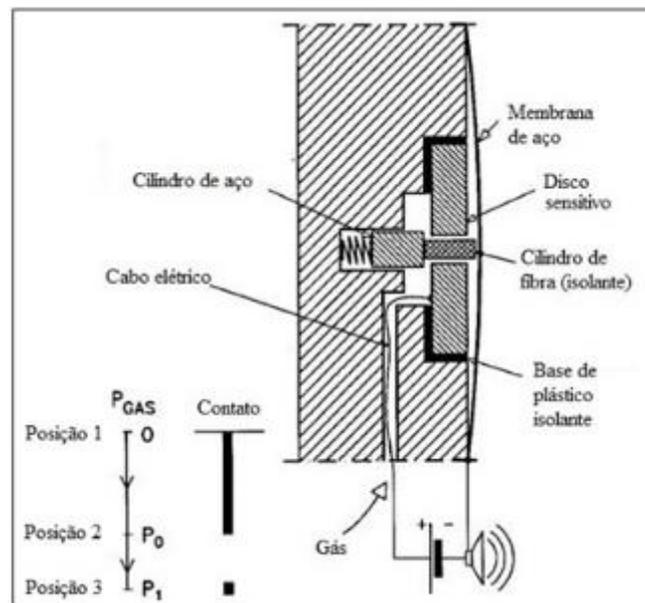


Figura 14 – Croqui de funcionamento da lâmina (adaptado de MARCHETTI, 1997)

O ensaio consiste na cravação da lâmina no solo através de um equipamento hidráulico devidamente ancorado no solo. A velocidade de cravação normalmente é de 20mm/s, similar com o ensaio de CPTU, mas variações de 10 a 30mm/s também são aceitas (Schnaid *et al*, 2016). A cada 200mm a cravação é interrompida para a realização do ensaio, através da expansão da membrana com incrementos sucessivos de gás no sistema. Duas leituras são necessariamente obtidas em cada ensaio, sendo que a primeira corresponde ao deslocamento da membrana do disco sensível (leitura A) e a segunda, ao deslocamento de exatos 1,10mm (leitura B).

O ensaio inicia com a membrana encostada no disco sensitivo, pressionado pela ação do solo, fechando o circuito elétrico e emitindo um sinal sonoro (posição 1, figura 14). Aplica-se gradativamente o aumento de pressão até que a membrana deslocar 0,05mm do disco sensitivo, abrindo o sistema elétrico e interrompendo o sinal sonoro. Essa pressão corresponde à leitura A (posição 2). Com o aumento da pressão, a membrana desloca-se juntamente com o cilindro de aço e quando o deslocamento for de 1,1mm, o circuito elétrico é fechado e o sinal sonoro novamente é acionado e efetua-se a leitura B (posição 3) e a inserção de gás ao sistema é interrompida (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012). A partir do momento em que a membrana é totalmente despressurizada, o operador pode avançar a penetração no solo para que o ensaio seja realizado a uma nova profundidade. A figura 15 apresenta um esquema básico de equipamentos e procedimentos de ensaio dilatométrico.

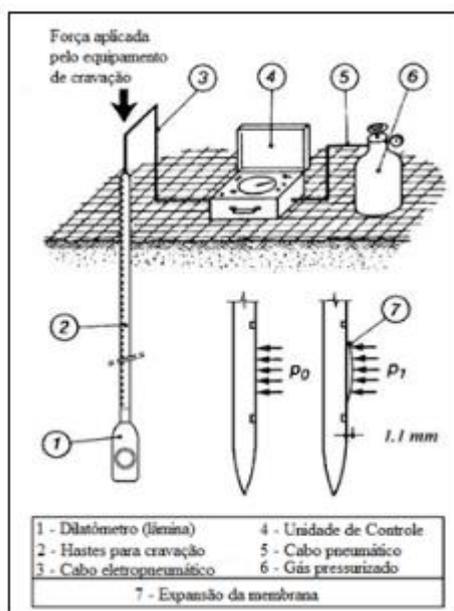


Figura 15 – Equipamentos e procedimentos de ensaio DMT  
 (adaptado de Marchetti e Monaco, 2001)

Caso seja realizada uma despressurização controlada do sistema, uma terceira leitura “C” pode ser obtida. Em areias, a leitura C é similar à pressão hidrostática  $u_0$ , já em solos com comportamento argiloso a leitura C não é confiável. Isto se deve ao fato de que, após a leitura B, a membrana é despressurizada e a argila tende a recuperar sua deformação e a aplicar uma tensão efetiva na membrana, fazendo com que a leitura C seja maior que a poropressão de equilíbrio (Marchetti, 1997).

As principais vantagens do DMT são a simplicidade da operação e manutenção e a boa repetibilidade dos resultados. Todavia a membrana é suscetível a danos, principalmente quando o ensaio ocorre em solos granulares ou pedregulhos, a lâmina necessita de um equipamento de cravação robusto para solos densos e não há registros de poropressão (Campanella *et al.*, 1991).

#### 2.2.2.2 Calibração do dilatômetro

Em razão da rigidez da membrana e eventuais imprecisões do sistema de medição, a calibração da membrana é essencial na operação para a correta obtenção dos valores de pressões durante as fases de expansão e contração (Schnaid, 2009).

A calibração é executada com o equipamento exposto à pressão atmosférica e consiste na medida das pressões externas necessárias, em condição de pressão atmosférica, para expandir a membrana para as posições de leitura A e B. Estas pressões são denominadas  $\Delta A$  e  $\Delta B$  respectivamente.

A obtenção dos valores  $\Delta A$  e  $\Delta B$  é relativamente simples, utilizando-se da unidade básica de controle do equipamento e uma seringa adaptada para gerar sucção e pressão no sistema, conforme ilustrado na figura 16. Para o registro do valor de  $\Delta A$ , aplica-se uma pressão negativa (sucção), de forma a obter-se um perfeito contato entre a membrana e o disco sensitivo, neste momento um sinal sonoro é ativado, sendo registrada a leitura. Em seguida, aplicam-se pequenos incrementos de pressão para deslocar o cilindro de aço localizado no centro da membrana em exato 1,10mm, ativando o sinal sonoro e indicando a leitura  $\Delta B$ .

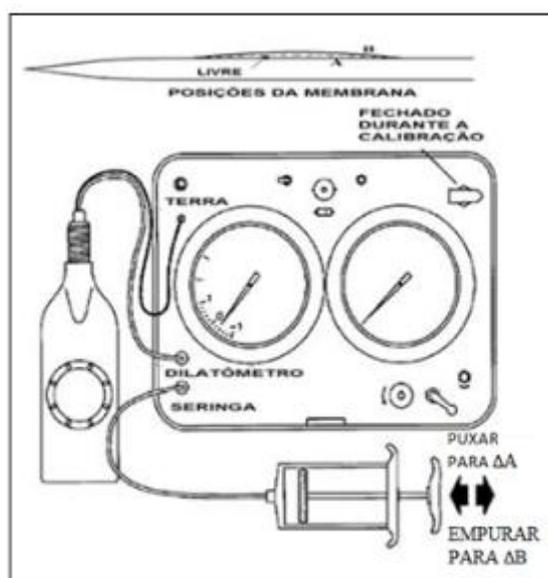


Figura 16 – Procedimento de calibração da membrana (adaptado Machetti e Monaco, 2001)

A calibração deve ser executada antes e depois de cada sondagem, e quando da substituição da lâmina ou membrana. Após a substituição da membrana, é necessário a verificação da estanqueidade da lâmina por meio da submersão em recipiente com água e aplicação de pressões a fim de evitar vazamentos que possam danificar o equipamento (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

### 2.2.2.3 Parâmetros medidos pelo ensaio

O ensaio de DMT fornece três medidas de pressão A, B e C que devem ser corrigidas em função das calibrações  $\Delta A$  e  $\Delta B$ , originando as pressões corrigidas  $P_0$ ,  $P_1$  e  $P_2$  respectivamente, de acordo com as equações 18, 19 e 20.

$$P_0 = 1,05(A - Z_m - \Delta A) - 0,05(B - Z_m - \Delta B) \quad (18)$$

$$P_1 = B - Z_m - \Delta B \quad (19)$$

$$P_2 = C - Z_m + \Delta A \quad (20)$$

onde:

$Z_m$  é o desvio de zero do manômetro.

Com base nas pressões  $P_0$ ,  $P_1$  e  $P_2$ , Marchetti (1980) definiu três parâmetros empíricos adotados na interpretação do ensaio: índice de material ( $I_D$ ), índice de tensão horizontal ( $K_D$ ) e módulo dilatométrico ( $E_D$ ). Os índices  $I_D$  e  $K_D$  são considerados os parâmetros chave do ensaio DMT, sendo ambos normalizados e adimensionais.

O parâmetro  $I_D$  é definido como a razão entre  $(P_1 - P_0)$  e a tensão horizontal efetiva  $(P_0 - u_0)$ , sendo utilizado, predominantemente como indicador do tipo de solo e é definido pela equação 21.

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} \quad (21)$$

Já o índice de tensão horizontal  $K_D$  é definido pela equação 22. Schnaid (2009) comenta que resultados experimentais em argilas normalmente adensadas e não cimentadas apresentaram valores de  $K_D$  de aproximadamente 2, e o perfil de  $K_D$  é similar em forma ao perfil de OCR derivado do ensaio de piezocone, dando uma indicação da história de tensões do solo com a profundidade.

$$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_{vo}} \quad (22)$$

O módulo dilatométrico  $E_D$  é obtido conforme equação 23, sendo drenado em areias, não drenado em argilas e parcialmente drenado em solos com permeabilidade intermediária.

$$E_D = 34,7(P_1 - P_0) \quad (23)$$

Embora o índice  $E_D$  seja inerentemente um módulo operacional de Young “ $E$ ” (ambos são calculados usando a teoria da elasticidade), é reconhecido que a expansão da membrana de  $P_0$  e  $P_1$  reflete as perturbações das propriedades do solo ao redor da lâmina produzidas pela penetração do dilatômetro (Schnaid, 2009).

#### 2.2.2.4 Interpretação do ensaio

Os métodos de interpretação do ensaio de DMT são essencialmente baseados em correlações semi empíricas entre os índices dilatométricos e as principais propriedades de comportamento do solo, como coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ), razão de pré-adensamento (OCR), módulo de deformabilidade ( $M$  ou  $E$ ) e resistência ao cisalhamento do solo (Schnaid, 2009).

#### Classificação dos solos

Segundo Marchetti (1980),  $I_D$  é um parâmetro controlado pelo tamanho dos grãos do solo, pouco afetado pelo OCR e independente das condições de drenagem do ensaio. Todavia, Machetti (1980) destaca que, este parâmetro reflete o comportamento mecânico do material e não uma classificação baseada na granulometria e na plasticidade do solo. Com base nestas evidências, Marchetti e Crapps (1981) produziram um gráfico baseado nas medidas de  $I_D$  e  $K_D$ , ilustrado na figura 17, que serve de indicativo do tipo de solo.

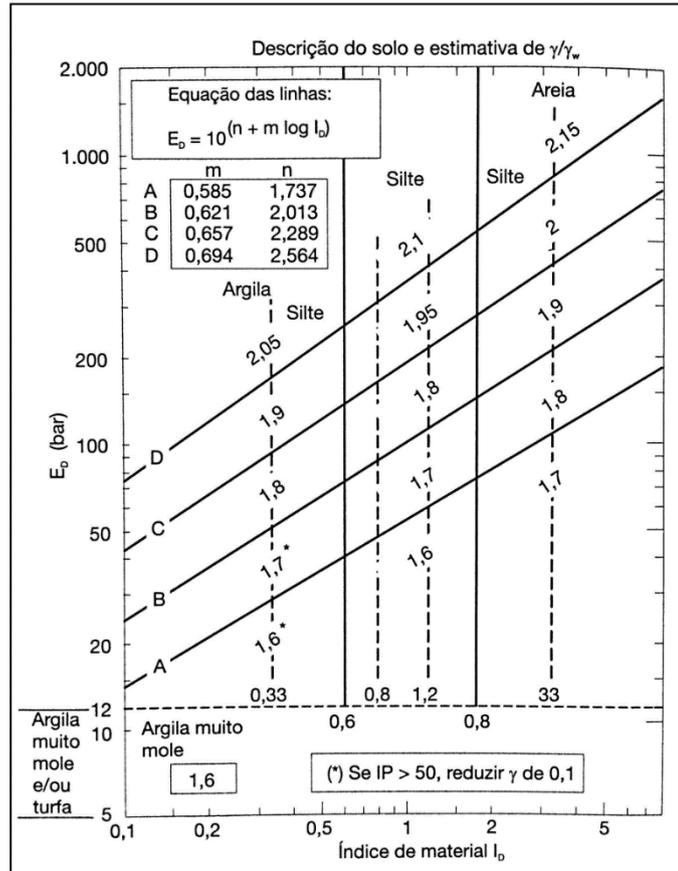


Figura 17 – Classificação de solos (adaptado Marchetti e Crapps, 1981)

### História de tensões

Conforme discutido anteriormente, Marchetti (1980) relata que o perfil de variação de  $K_D$  com a profundidade pode servir de indicativo da história de tensões do solo. O autor sugere que valores de  $K_D$  entre 1,8 e 2,3 ao longo da profundidade, indicam a existência de depósitos normalmente adensados. Valores constantes superiores a 2,3 podem indicar a presença de argilas cimentadas ou envelhecidas.

Marchetti e Crapps (1981) sugerem as equações 24, 25 e 26 para obtenção de OCR em função de  $K_D$ , conforme a faixa de variação do índice  $I_D$ :

$$I_D < 2 \quad OCR = (0,5K_D)^{1,56} \quad (24)$$

$$1,2 < I_D < 2 \quad OCR = (0,67K_D)^{1,91} \quad (25)$$

$$I_D > 2 \quad OCR = (mK_D)^n \quad (26)$$

onde:

$$m = 0,5 + 0,17P \quad (27)$$

$$n = 1,56 + 0,35P \quad (28)$$

$$P = (I_D - 1,2) / 0,8 \quad (29)$$

Kamei e Iwasaki (1995) realizaram ensaios de DMT em solos argilosos japoneses com o intuito de avaliar a resistência não drenada  $S_u$  e a história de tensões do solo, propuseram uma abordagem similar à de Marchetti (1980), conforme equação (30).

$$OCR = 0,34K_D^{1,43} = (0,47K_D)^{1,43} \quad (30)$$

Embora Kamei e Iwasaki (1995) confirmem a relação  $K_D$ - $OCR$  proposta por Marchetti (1980), os autores comentam que a equação pode requerer alterações para compatibilização com as condições de solos Japoneses.

### Tensão horizontal

O dilatômetro de Marchetti é reconhecido como uma ferramenta para medir o coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ). Para argilas, Marchetti (1980) aborda a utilização do índice  $K_D$  segundo a equação (31), sendo que, Jamiolkowski *et al.* (1988) recomendam que o uso desta equação seja restrito a depósitos com índices  $I_D$  inferiores a 1,2 e de consistência mole a medianamente rija.

$$K_0 = \left( \frac{K_D}{1,5} \right)^{0,47} - 0,6 \quad (31)$$

Para solos granulares, Schnaid e Odebrecht (2012) relatam que as equações ainda carecem de validação. Os autores explicam que o índice  $K_D$  é controlado simultaneamente por  $\sigma'_h$  e pela densidade relativa, sendo necessário isolar ambos os efeitos nas correlações propostas. Schmertmann (1983) propõem um método iterativo para obtenção de  $K_0$  em função do parâmetro  $K_D$  e o ângulo de atrito efetivo  $\phi'$ , sendo válido para solos com  $I_D > 1,2$ . O primeiro passo do método é medir a resistência de ponta ( $q_c$ ) de um ensaio de cone à mesma profundidade do ensaio dilatométrico, nas proximidades do perfil. Na segunda etapa, um valor de  $K_0$  deve ser assumido para estimar  $\phi'$  em condições de axissimetria. Na sequência, calcular  $K_0$  com base nos resultados do ensaio de DMT, por meio da expressão 31. Para finalizar, faz-se necessário

comparar o valor de  $K_0$  determinado pela equação 32 com o valor assumido na segunda etapa. Após sucessivas iterações, os valores de  $K_0$  não devem diferir em mais de 10%.

$$K_0 = \left[ \frac{40 + 23K_D - 86K_D(1 - \text{sen}\phi_{ax}) + 152(1 - \text{sen}\phi_{ax}) - 717(1 - \text{sen}\phi_{ax})^2}{192 - 717(1 - \text{sen}\phi_{ax})} \right] \quad (32)$$

O método carece da execução do ensaio de CPT à mesma profundidade do ensaio dilatométrico, tornando-se pouco usual e útil somente para casos de projetos complexos que exigem uma elevada confiabilidade nos parâmetros.

Numa abordagem similar, também dependente do ensaio de CPT, Baldi *et al.* (1986) propõem a estimativa de  $K_0$  através da equação 33:

$$K_0 = 0,367 + 0,095K_D - 0,00172(q_c / \sigma'_{vo}) \quad (33)$$

Schnaid e Odebrecht (2012) comentam que, devido à dificuldade em medir-se  $K_0$  ou  $\sigma'_h$  diretamente, é recomendado a validação das correlações encontradas na literatura a partir de comparações com outras técnicas de ensaio *in situ*, uma vez que, a coleta de amostras indeformadas em solos granulares ainda carece de qualidade e confiabilidade.

#### Parâmetros de deformabilidade

A deformabilidade do solo pode ser estimada através da expansão da membrana no interior da massa de solo, sendo que as proposições se baseiam no valor de  $E_D$ . Estudos indicam que existe uma proporcionalidade entre o módulo edométrico  $M$  e  $E_D$ , sendo possível estabelecer uma razão entre  $M$  e  $E_D$  denominada fator de correção  $R_M$ . A equação 34 e a tabela 6 apresentam a razão dos parâmetros e o fator de correção  $R_M$  em função de  $I_D$  e  $K_D$ .

$$M_{DMT} = R_M \cdot E_D \quad (34)$$

Tabela 6 – Valores do fator de Correção  $R_M$

$I_D$	$R_M$
$I_D \leq 0,6$	$R_M = 0,14 + 2,36 \log K_D$
$0,6 \leq I_D < 3,0$	$R_M = R_{M0} + (2,5 - R_{M0}) \log K_D$ $R_{M0} = 0,14 + 0,015(I_D - 0,6)$
$3,0 \leq I_D \leq 10,0$	$R_M = 0,5 + 2 \log K_D$
$I_D > 10,0$	$R_M = 0,32 + 2,18 \log K_D$

Se,  $R_M < 0,85$ , adotar  $R_M = 0,85$ .

Esta abordagem foi validada por campanhas de investigação geotécnica em depósitos de material argiloso e arenoso (Lunne, 1983; Campanella e Robertson, 1983, Aas *et al.*, 1984; Lutenegeger, 1988)

### Parâmetros de resistência

Em solos argilosos, a dependência da normalização da resistência ao cisalhamento não drenada,  $S_u/\sigma'_{vo}$ , com a magnitude de  $OCR$  é conhecida e discutida amplamente na literatura, levando a investigações na possível relação entre  $K_D$  e  $S_u/\sigma'_{vo}$ . Marchetti (1980), propôs a utilização de  $K_D$  na equação 35 para obtenção da resistência não drenada  $S_u$ .

$$S_u = 0,22\sigma'_{vo} (0,5K_D)^{1,25} \quad (35)$$

Schnaid (2009) comenta que análises numéricas publicadas por Huang (1989), Finno (1993) e Yu (2004) dão suporte à correlação entre  $S_u$ - $K_D$  de Marchetti (1980). Schnaid (2009) também apresenta um gráfico exposto na figura 18, com estudos comparando valores de  $S_u$  determinados através de outras técnicas e a proposta da equação 35.

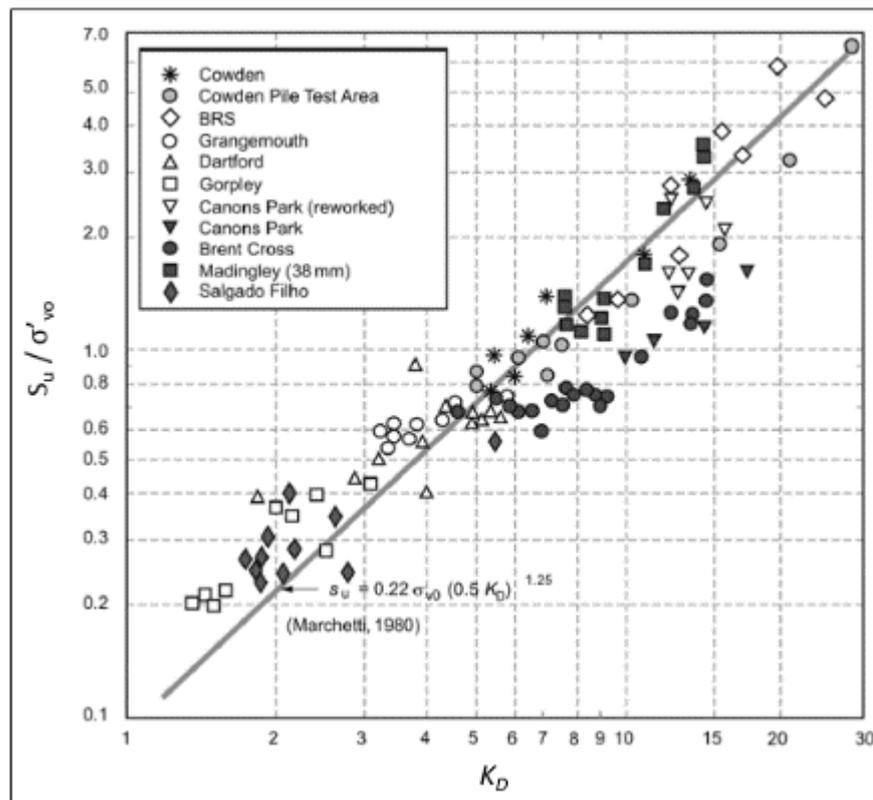


Figura 18 – Comparação entre  $S_u/\sigma'_{vo}$  e  $K_D$   
(adaptado Powell e Uglow (1988) *apud* Schnaid, (2009))

Schnaid e Odebrecht (2012) relatam que, em solos granulares, a penetração da lâmina deve ser relacionada à resistência ao cisalhamento sob condições drenadas, de maneira que o DMT pode ser então, usado na estimativa do ângulo de atrito interno do solo  $\phi'$  através da equação 36 de Marchetti (2001). Deve-se levar em conta que, a correlação proposta por Marchetti (2001) é conservadora e subestima medidas de laboratório em 2° a 4°.

$$\phi'_{DMT} = 28^\circ + 14,6^\circ \log K_D - 2,1^\circ \log^2 K_D \quad (36)$$

Schmertmann (1983) apresentou uma proposta para estimativa de  $\phi'$  usando a teoria da capacidade de carga desenvolvida por Durgunoglu e Mitchell (1975). Esta abordagem foi adaptada por Marchetti (1985), que apresenta o gráfico da figura 19 permitindo a estimativa de  $\phi'$  a partir de  $K_0$  e  $q_c$  ou  $K_D$ .

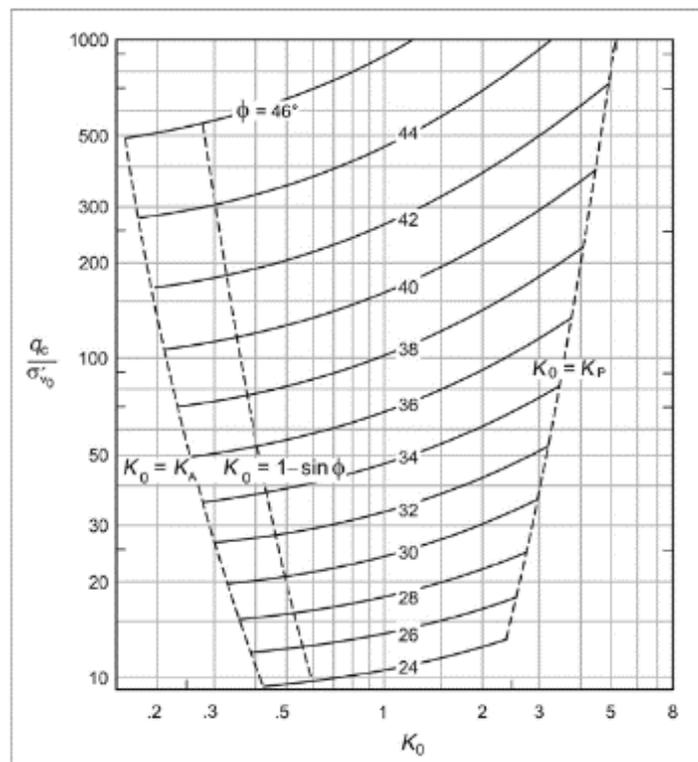


Figura 19 – Representação gráfica dos valores de  $q_c$ - $K_0$ - $\phi'$  (Marchetti, 1985)

### 2.3 CONDIÇÕES DE DRENAGEM EM ENSAIOS DE CAMPO

Muito solos possuem uma característica de estrutura complexa, podendo apresentar uma variada distribuição dos grãos quanto ao tamanho e mineralogia e também variações no conteúdo de argila (tais como os rejeitos de mineração). Estas características afetam a permeabilidade do solo e conseqüentemente seu comportamento, em relação a condições de

drenagem, sob determinados carregamentos (Schnaid, 2009). Durante a execução de ensaios de campo, o conhecimento de tal condição é um dos aspectos fundamentais à interpretação dos resultados, o qual garante confiabilidade na obtenção dos parâmetros geotécnicos de projeto já vistos neste trabalho.

As teorias presentes na literatura são fundamentadas na interpretação de ensaios de campo sob condições drenadas ou não drenadas. Os ensaios de piezocone realizados à velocidade padrão de penetração (20 mm/s) em solos granulares geralmente apresentam respostas drenadas, portanto as análises devem ser feitas em termos de tensões efetivas. No entanto, ensaios de campo realizados em argilas normalmente apresentam respostas não drenadas e as respectivas análises devem ser executadas em termos de tensões totais (Lambe e Whitman, 1979). Neste contexto, sequencialmente apresenta-se um histórico sobre os princípios utilizados para interpretação das condições de drenagem dos ensaios de piezocone executados em materiais com permeabilidade intermediária e aspectos importantes sobre a influência da poropressão nos ensaios de DMT.

### 2.3.1 CPTU

A condição de drenagem durante a penetração do piezocone está estritamente relacionada com o coeficiente de permeabilidade do solo. Mcneilan e Bugno (1985), *apud* Kim *et al.*, (2006) sugerem que a resposta não drenada ocorre para solos com valores de  $K$  inferiores a  $10^{-6}$  cm/s, e condições parcialmente drenadas para solos com valores de  $K$  no intervalo entre  $10^{-6}$  e  $10^{-3}$  cm/s. Campanella e Robertson (1988) também sugerem valores de permeabilidade próximos ou menores que  $10^{-7}$  cm/s para satisfazer a condição de ensaio não drenado.

Pesquisas anteriores para avaliação das condições de drenagem durante a realização de ensaios em diferentes tipos solos deram ênfase a resultados apresentados de maneira normalizada. Na caracterização de curvas de drenagem em ensaios de piezocone, autores como Finnie e Randolph (1994), House *et al.* (2001), Randolph e Hope (2004), Kim *et al.* (2006), entre outros, utilizaram um parâmetro adimensional  $V_v$  e  $V_h$  (equação 37), que leva em consideração a velocidade de penetração  $v$ , o diâmetro da sonda  $d$  e as características de drenagem do solo através do parâmetro  $C_v$  (coeficiente de adensamento vertical) e  $C_h$  (coeficiente de adensamento horizontal).

$$V_v = \frac{v \cdot d}{c_v} \quad \text{ou} \quad V_h = \frac{v \cdot d}{c_h} \quad (37)$$

De acordo com Finnie e Randolph (1994) e Kim *et al.* (2006) a transição de condições totalmente não drenadas para parcialmente drenadas, ocorre quando  $V_v \sim 10$ . Baseado nisto, Robertson (2010) relata que, para ensaios de piezocone padrão, com 35,6 mm de diâmetro e velocidade de cravação de 20 mm/s, as condições não drenadas podem ser obtidas em solos com coeficiente de adensamento horizontal  $c_h$  em torno de  $7 \times 10^{-5}$  m<sup>2</sup>/s. Para Kim *et al.* (2006), analisando sob vista do coeficiente de adensamento vertical, valores no intervalo de  $7,1 \times 10^{-4}$  e  $1 \times 10^{-2}$  m<sup>2</sup>/s irão apresentar ensaios parcialmente drenados.

Kim *et al.* (2006), analisando resultados de ensaios de campo em solo argiloso no espaço  $q_t/\sigma'_v$  versus velocidade normalizada  $V_v$ , relatam que a transição de não drenado para parcialmente drenado ocorre quando  $V_v \sim 4$  e no espaço  $u/u_{máx}$ ,  $V_v \sim 10$ . A figura 20 apresenta os gráficos dos resultados de ensaios em campo apresentados por Kim *et al.* (2006).

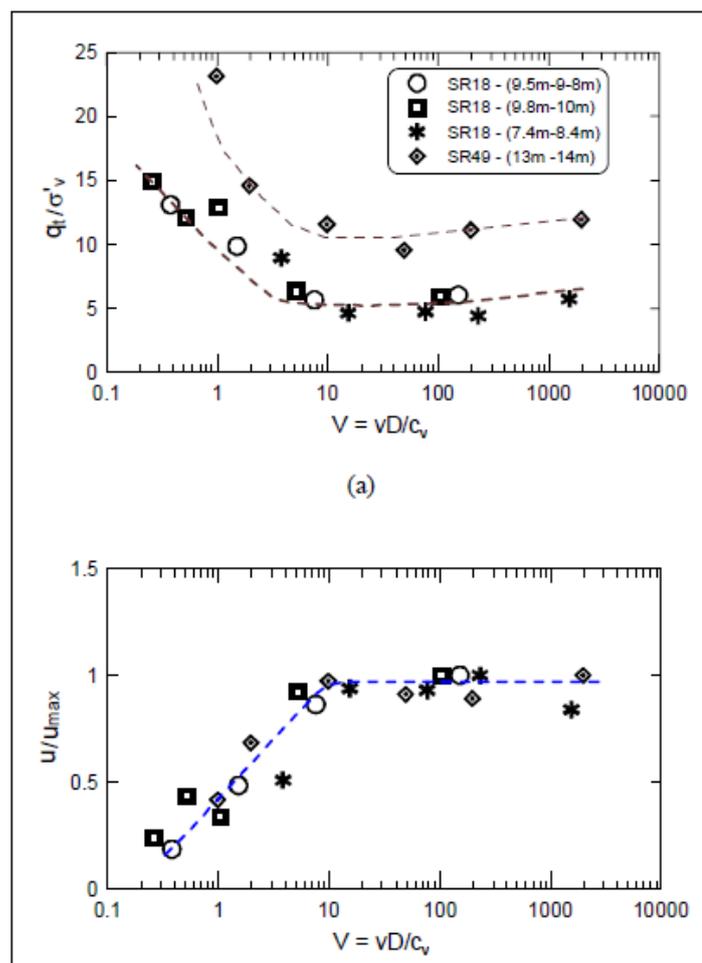


Figura 20 – Variação da resistência normalizada (a) e excesso de poropressão (b), com a velocidade de penetração normalizada (Kim *et al.*, 2006)

A correta transição entre condições não drenada e parcialmente drenada é representada de maneira adequada sob observações da poropressão, visto que, a variação de  $q_t$  no intervalo de  $V_v \sim 4$  e  $V_v \sim 10$ , tende a diminuir devido à aproximação das condições não drenadas e no mesmo instante tende a aumentar devido aos efeitos de viscosidade (Kim *et al.*, 2006).

A utilização do grau de drenagem  $U$ , descrito na equação 38, é adotada por alguns autores (Randolph e Hope, 2004; Schnaid *et al.*, 2004; Bedin, 2006; Klahold 2013) com o intuito de representar uma curva de caracterização de drenagem. Esta curva pode ser adotada para identificação da transição de penetração drenada, parcialmente drenada e não drenada. Dienstmann (2015), relata que o espaço  $U \times V_v$  ou  $V_h$ , permite uma caracterização do processo de drenagem por uma curva característica, a qual pode fornecer uma velocidade de ensaio para uma porcentagem de drenagem específica.

$$U = \frac{q_t - q_{tund}}{q_{tdr} - q_{tund}} \quad (38)$$

Onde:

$q_{tund}$  é a resistência real mobilizada do piezocone não drenada;

$q_{tdr}$  é a resistência real mobilizada drenada.

Schnaid (2005), apresenta uma relação expressa através de uma função hiperbólica (equação 39), onde  $a$ ,  $b$  e  $c$  são parâmetros relacionados às características do material, como  $OCR$  e  $I_r$  (Índice de Rigidez), porém basicamente obtidos por correlações empíricas.

$$U = a + (1 - a) \frac{1}{\cosh(bV^c)} \quad (39)$$

Utilizando a função hiperbólica descrita, Bedin (2006) apresenta resultados (figura 21) de ensaios em rejeito de bauxita juntamente com resultados de Randolph e Hope (2004), em solos argilosos e Blight (1968), em rejeito de ouro.

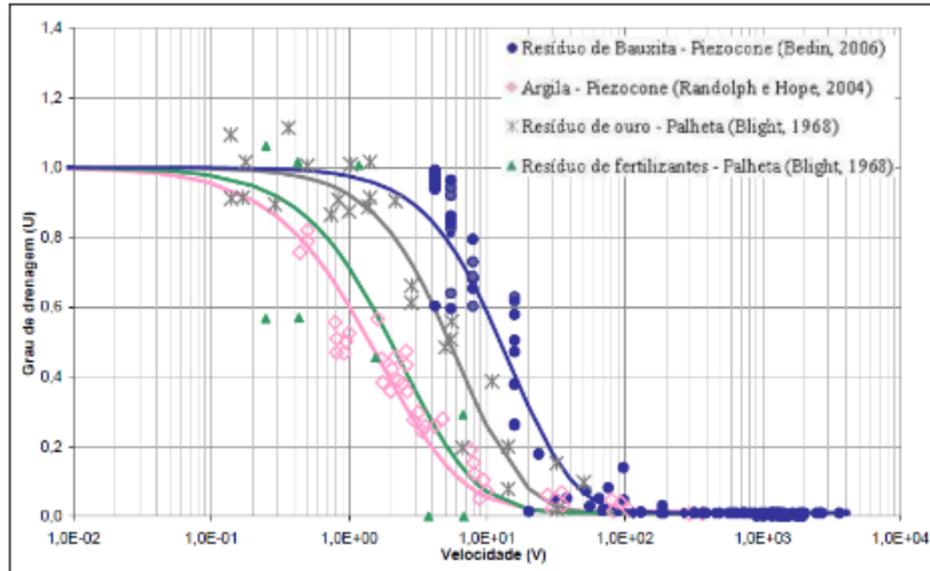


Figura 21 – Curvas características de drenagem (Bedin, 2006)

Para avaliar a transição das condições de fluxo, Klahold (2013) realizou ensaios em rejeitos de mineração de ouro (mesmo material utilizado nesta pesquisa) com diferentes velocidades de penetração. O resultado da influência nas medidas do ensaio é ilustrado na figura 22. A curva de drenagem, usando a mesma equação hiperbólica aplicada por Bedin (2006), porém com valores adaptados dos coeficientes  $a$ ,  $b$  e  $c$ , no espaço  $U$  versus  $V_v$  é apresentada na figura 23, juntamente com resultados de Schnaid *et al.* (2008). A tabela 7 indica os valores dos parâmetros  $a$ ,  $b$  e  $c$  utilizados por Bedin (2006) e Klahold (2013).

Tabela 7 – Valores dos parâmetros  $a$ ,  $b$  e  $c$  utilizados por Bedin (2006) e Klahold (2013)

Parâmetros da Equação			
	$a$	$b$	$c$
Bedin (2006) - Resíduos de bauxita - CPTU	0,05	0,12	0,8
Bedin (2006) - Argila - CPTU	0,05	1,5	0,5
Bedin (2006) - Resíduos de ouro - VT	0,05	0,28	0,7
Bedin (2006) - Resíduos de fertilizante - VT	0,05	0,8	0,6
Klahold (2013) - Resíduos de ouro - CPTU	0,01	0,05	0,8

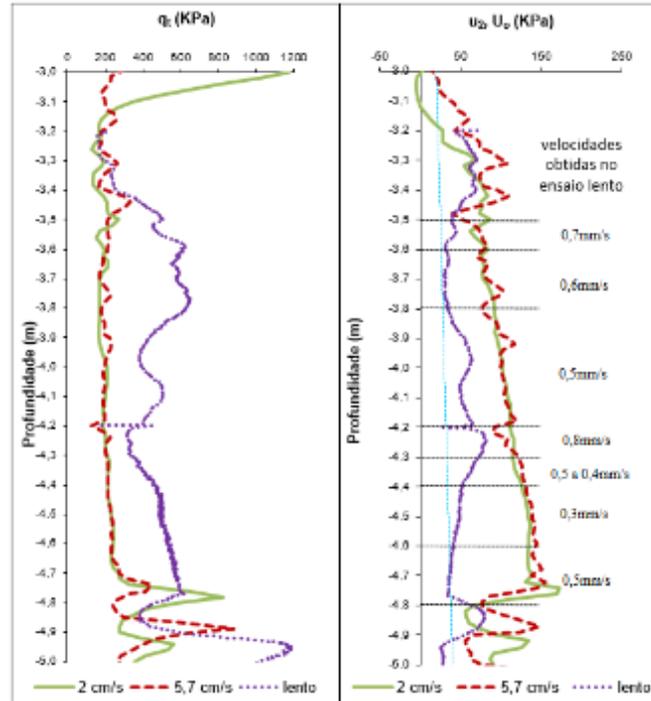


Figura 22 – Comparação de  $q_t$  e  $u_2$  em diferentes velocidades de penetração (Klahold, 2013)

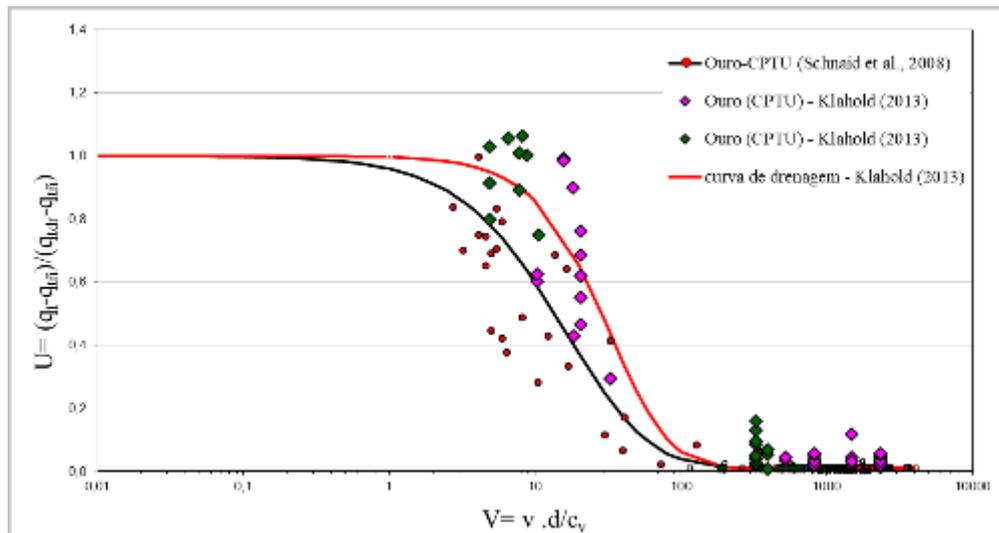


Figura 23 – Curva de drenagem rejeito de ouro (Klahold, 2013)

A partir da figura 22, Klahold (2013) explica que a diminuição da velocidade de penetração na ordem de 25 a 70 vezes gerou mudanças significativas nas medidas de  $q_t$  e  $u_2$  devido a consolidação parcial e redução dos efeitos viscosos. Estes efeitos também são expostos por Kim *et al.* (2006), Schneider *et al.* (2007), entre outros. O reflexo desta mudança nos parâmetros medidos é exposto na figura 23, onde o ensaio em velocidade padrão ( $V_v$  acima de 100) está

visivelmente na condição de totalmente não drenado. Ao passo que, para  $V_v \sim 20$ , o ensaio encontra-se sob condições de drenagem parcial.

Schnaid (2009), comenta que a transição de condições drenadas até totalmente não drenadas é distinta para diferentes geomateriais, uma vez que, tal transição tem se mostrado ser uma função da razão de sobre-adensamento ( $OCR$ ) e do índice de rigidez do solo. O autor ainda relata a alternativa para avaliação da drenagem parcial com o uso direto do parâmetro de poropressão  $B_q$ , uma vez que, análises feitas por Hight *et al.* (1994) sugerem uma condição de ensaio totalmente não drenada para valores maiores que 0,5.

Outro indicativo de condições de drenagem no ensaio de CPTU é o  $t_{50}$  (tempo medido no ensaio para 50% de dissipação do excesso de poropressão), conforme relata Robertson (2012). O autor sugere que valores de  $t_{50}$  acima de 30 segundos indicam que a penetração do piezocone com seção transversal de 10 cm<sup>2</sup>, em velocidade padrão de cravação (20 mm/s), possivelmente ocorre sob condições não drenadas. Já DeJong e Ranolph (2012), recomendam um valor ligeiramente maior,  $t_{50}$  acima de 50 segundos, para assegurar uma condição totalmente não drenada.

### 2.3.2 DMT

Campanella e Robertson (1991), mostram que geralmente os ensaios de DMT executados em argila são essencialmente sob condições não drenadas e em areias limpas o teste é realizado sob condições drenadas. Os autores também comentam que na maioria das argilas e areias, os métodos de interpretação de DMT produzem previsões razoavelmente precisas e realistas dos parâmetros geotécnicos. Todavia, o DMT não tem sido sistematicamente avaliado em condições de drenagem em solos intermediários, tais como rejeitos de mineração (Schnaid *et al.*, 2016).

Campanella e Robertson (1991), descrevem um equipamento desenvolvido na Universidade da Colúmbia Britânica (*UBC*) similar ao dilatômetro de Marchetti, tanto em dimensões quanto ao modo de operação do equipamento, porém com sensores incorporados na lâmina capazes de realizar medidas como a poropressão no centro da membrana e o deslocamento durante a expansão. Os autores apresentam os resultados (figura 24) de deslocamento e poropressão medidos no centro da membrana do equipamento modificado em ensaio executado em areia densa e fofa.

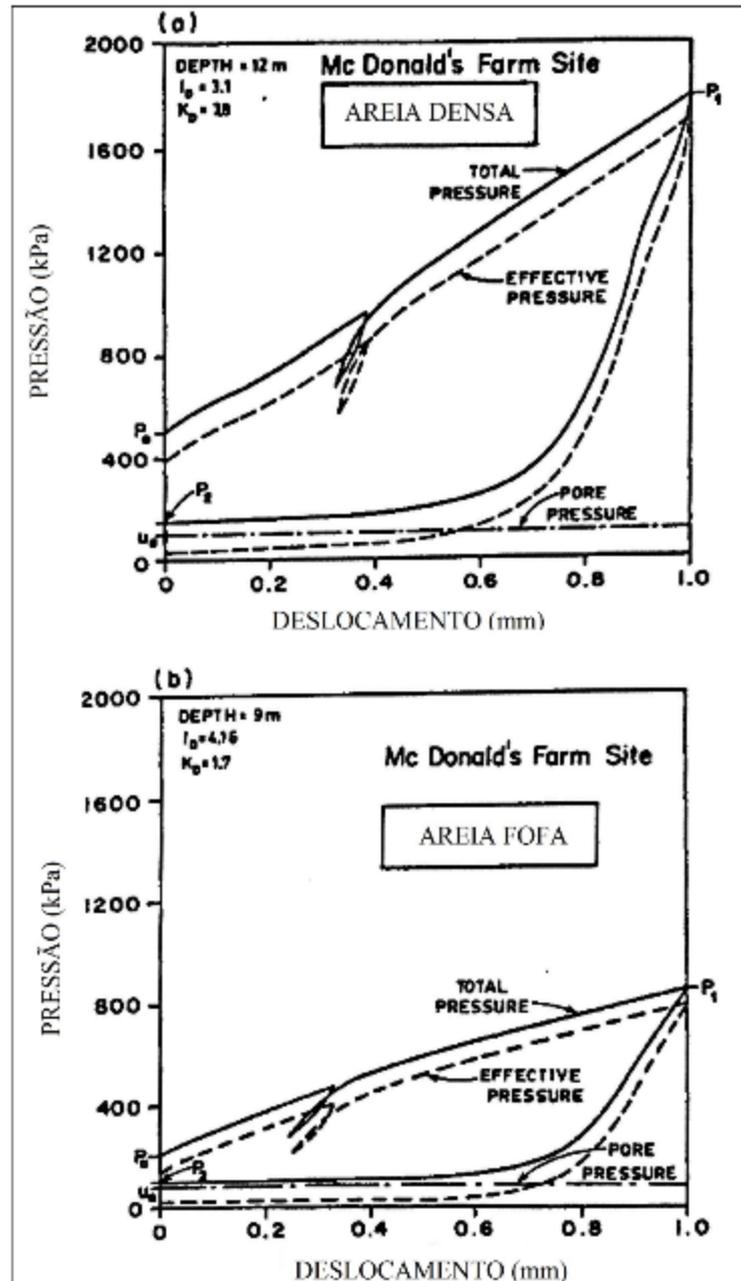


Figura 24 – Resultados de ensaios em areia densa (a) e fofa (b) (adaptado de Campanella e Robertson, 1991)

A partir dos resultados em areias fofa e densa, é possível notar que não foram gerados excesso de propressão, indicando que o ensaio está sob condições drenadas e conseqüentemente, após a despressurização total do sistema, a medida  $P_2$  é próxima da propressão de equilíbrio. Tsang (1987) indica que nesta condição, as pressões totais  $P_0$  e  $P_1$  são controladas pelas tensões efetivas.

Para solos argilosos, os resultados estão ilustrados na figura 25.

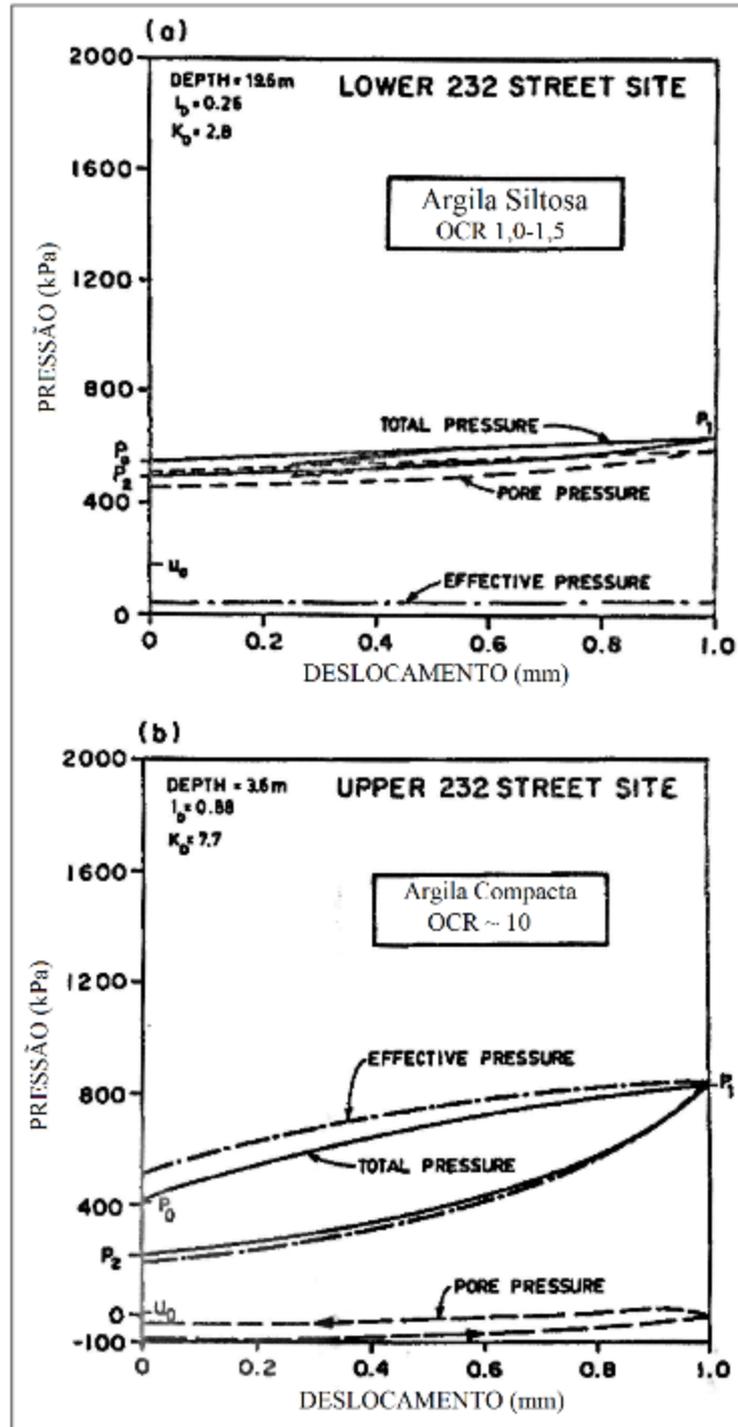


Figura 25 – Resultados de ensaios em argila siltosa (a) e argila compacta (b) (adaptado de Campanella e Robertson, 1991)

Os autores relatam que os ensaios realizados em depósito argiloso, com  $I_D \leq 0,6$  e  $K_D \leq 5$  (figura 25a) apresentaram valores altos de poropressão durante e imediatamente após a penetração, gerando baixas e quase constantes tensões efetivas durante a expansão e despressurização da membrana. As medidas de pressão total  $P_0$  e  $P_1$  são fortemente controladas pela elevada

poropressão gerada na penetração. Já para o ensaio realizado em argila pré adensada (figura 25b), Campanella e Robertson (1991) destacam que a poropressão durante e após a penetração é baixa e geralmente negativa, provocando tensões efetivas elevadas e similares, porém superiores, a tensão total. Também cabe destacar que a medida  $P_2$  registrada em argilas moles é aproximadamente igual a poropressão gerada na penetração, todavia para argilas pré-adensadas tal medida não pode ser relacionada com a poropressão de penetração e nem de equilíbrio.

O tempo entre o final da cravação da lâmina de DMT e o início da pressurização da membrana não deve ultrapassar alguns segundos. Eurocode 7 (1997) recomenda que a taxa de pressurização da membrana deve ser tal que a leitura A é obtida dentro de 20 segundos após atingir a profundidade do ensaio e a leitura B entre 20 segundos após a leitura A. Os ensaios realizados dentro destes limites garantem uma resposta drenada para solos granulares e não drenada em argilas (Schnaid *et al.*, 2016)

Tsang (1987) relata que, em argilas moles saturadas, se o tempo entre a interrupção na penetração da lâmina e o início da expansão da membrana é variado, os índices do dilatômetro podem ser inconsistentes. O autor explica que, neste intervalo, o excesso de poropressão diminui juntamente com os valores de  $P_0$  e  $P_1$ , causando um aumento do índice  $I_D$ , mas uma diminuição no parâmetro  $K_D$ . A diminuição em  $K_D$  é devida à diminuição em  $P_0$  como um resultado direto da pressão decrescente ao redor da membrana e o aumento dos valores de  $I_D$  é devido ao fato de que a queda de  $P_0$  é maior do que a queda em  $P_1$ .

Segundo Marchetti (1997), os ensaios realizados em areias limpas e argilas de baixa permeabilidade, o tempo de 1 min é suficiente para garantir condições drenadas e não drenadas, respectivamente. Todavia, o autor relata que para siltes, este tempo é insuficiente para uma drenagem total do excesso de poropressão gerada e suficiente para permitir alguma dissipação. Nestes solos com permeabilidade intermediária, como os rejeitos de mineração, pode ocorrer drenagem parcial durante o ensaio, comprometendo a interpretação dos resultados (Schnaid, 2009).

Valores baixos de  $I_D$  ( $I_D=0,1-0,2$ ) é uma característica indicativa, na maioria dos casos, de solos cuja permeabilidade permite uma dissipação durante o ensaio (Marchetti, 2015). Contudo, o autor cita que nestes casos não é possível identificar com confiabilidade o tipo de solo (argilas muito moles ou solos parcialmente drenados) e os parâmetros derivados da diferença de leituras

B e A não podem ser determinados, sendo assim necessário a tomada repetida de leituras A. Se os valores de A diminuírem, o ensaio é parcialmente drenado e a alternativa exposta por Marchetti (2015) é executar as leituras A e B em aproximadamente 10 s após a interrupção da penetração da lâmina, analisando o ensaio assim, sob condições não drenadas.

### 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este capítulo destina-se à descrição dos equipamentos utilizados nos ensaios de campo desta pesquisa, assim como do desenvolvimento de um equipamento similar ao Dilatômetro de Marchetti definido como “DMTU”. Os tipos de materiais utilizados, as campanhas e a metodologia experimental adotada nos ensaios de campo também são descritas no presente capítulo. Resultados e análises são apresentados nos capítulos seguintes deste trabalho.

#### 3.1 EQUIPAMENTOS

Embora uma breve apresentação está descrita no capítulo 2, são expostos neste item os equipamentos utilizados para os ensaios de piezocone e dilatômetro de Marchetti, bem como o desenvolvimento do equipamento denominado “DMTU”.

##### 3.1.1 CPTU

Os ensaios de CPTU foram executados por *Geoforma Engenharia Ltda.*, empresa especializada em investigação geotécnica, com piezocones fabricados por *A.P. Van Den Berg*, na Holanda. Dois tipos de piezocone foram utilizados nos ensaios, em materiais mais resistentes o equipamento com capacidade de carga de 75 kN, e nos materiais com comportamento argiloso, os ensaios foram executados com o piezocone de 15 kN de capacidade de carga de ponta, oferecendo maior precisão nos resultados. Todavia, ambos com sensores do tipo “*strain gauge*” para medidas de resistência de ponta, seção transversal de 10 cm<sup>2</sup>, ângulo de ápice de 60°, área lateral da luva de atrito de 150 cm<sup>2</sup> e elemento poroso na base da luva (posição  $u_2$ ).

Os elementos filtrantes para medidas de poropressão, utilizados em ambos os cones, foram fornecidos pela fabricante dos piezocones, sendo confeccionados de aço sinterizado com abertura dos poros de 100 microns e a permeabilidade de 10<sup>-4</sup> m/s.

A aquisição de dados durante o ensaio foi realizada via cabo passante no interior das hastes de cravação. A leitura de dados digitais foi realizada por um sistema denominado *Icone*, fornecido pelo fabricante dos piezocones. O equipamento possui um *encoder* e sensores para o registro das profundidades de penetração, bem como dos ensaios de dissipação. O software *Ifield* realizou o registro destes dados em um notebook para posterior interpretação.

As figuras 26 e 27 apresentam a câmara de vácuo, utilizada para saturação dos elementos porosos e o conjunto piezocone, e os dois tipos de piezocone utilizados nas campanhas de investigação.



Figura 26 – Câmara de vácuo



Figura 27 – Piezocones utilizados nas campanhas de investigação; esquerda: piezocone 75 kN, direita: piezocone 15 kN

### 3.1.2 DMT

A *Geoforma Engenharia Ltda.* também foi a empresa responsável pela execução dos ensaios de DMT desta pesquisa, utilizando equipamento padrão de dilatômetro de Marchetti (descrito no item 2.2.2) nos ensaios. Contudo, membranas com diferentes espessuras foram utilizadas. Segundo Marchetti (1999), a membrana padrão para ensaios possui espessura de 0,20mm, a qual é capaz de produzir considerável resistência à danos durante a penetração. Esta membrana foi utilizada para realizar os ensaios de campo desta pesquisa em solos mais resistentes e, para geomateriais com característica argilosa, como os depósitos de rejeito de mineração, a membrana utilizada tem espessura de 0,15mm, promovendo maior precisão dos resultados.

A figura 28 apresenta a lâmina do dilatômetro de Marchetti com a substituição das membranas fornecidas pelo fabricante.



Figura 28 – a) lâmina com membrana padrão de 0,20mm;  
b) lâmina com membrana de 0,15mm

### 3.1.3 Equipamento de cravação

O equipamento de cravação utilizado nos ensaios, consiste de uma estrutura de reação sobre a qual foi montado um sistema hidráulico para aplicação das cargas. Uma bomba hidráulica acoplada a um motor à combustão aciona os pistões para a cravação contínua das hastes com 1m de comprimento, sendo possível o controle da velocidade de penetração devido à instalação de uma válvula reguladora de vazão. O equipamento, montado sob esteiras, tem capacidade de 10t (100 kN) de reação à cravação devido ao peso próprio e por fixação ao solo com hélices de ancoragem. A figura 29 ilustra o equipamento utilizado nas campanhas de investigação desta pesquisa.



Figura 29 – Sistema hidráulico de cravação

### 3.1.4 Desenvolvimento do equipamento “DMTU”

Como já relatado no capítulo 2, pesquisas anteriores (*e.g.*, Lutenegger, 1988; Campanella e Robertson, 1991) mostraram que ensaios de DMT são basicamente realizados sob condições drenadas em areias limpas e condições não drenadas na maioria dos solos argilosos. Todavia, para solos com granulometria intermediária não se tem um consenso no conhecimento do comportamento mecânico e o grau de drenagem pode ser um fator crucial na interpretação dos dados.

Para o melhor entendimento do comportamento do solo durante o ensaio de DMT, um dispositivo simples e de baixo custo foi desenvolvido. O dispositivo, denominado DMTU, é capaz de monitorar a poropressão no centro da lâmina durante a penetração e qualquer dissipação após o intervalo da cravação. Destaca-se que o intuito do desenvolvimento do equipamento não é sugerir a inserção de um novo equipamento de investigação geotécnica, e sim aumentar o conhecimento das condições de drenagem durante a execução dos ensaios de DMT padrão.

O dispositivo foi produzido em aço Inoxidável Austenítico de nome comercial “Inox 304L”, garantindo resistência à corrosão e à penetração em solos mais resistentes. A composição do material inclui 0,03% de Carbono, 19% de Cromo e 10% de Níquel, sendo padronizado pela ABNT NBR 5601 Tipo 304L, ou DIN X 2 CrNi 189; ASTM A 276-92 Tipo 304L UNS S30403 AISI 304L. O aço é fornecido em chapas de espessuras variadas (em polegadas) e neste caso foi adquirida uma peça com dimensões de 300x100mm na espessura de 5/8” (15,88mm). O aço Inox 304L apresenta, no seu estado de fornecimento, o limite de resistência à tração de 520 MPa (53kgf/mm<sup>2</sup>) e limite de escoamento de 220 MPa (22kgf/mm<sup>2</sup>).

As dimensões são idênticas às da lâmina padrão do dilatômetro de Marchetti, porém a membrana foi substituída por um disco poroso e um transdutor de pressão. O disco poroso possui 38 mm de diâmetro e 3 mm de espessura, sendo constituído de bronze sinterizado com retenção de 10 µm. O transdutor de pressão utilizado é da fabricante Ashcroft e o modelo é o K8, possuindo capacidade para leitura de até 300Psi (aproximadamente 2068kPa) e acurácia de 0,5 e 1,0%.

A cavidade entre o disco poroso e o transdutor de pressão é pequena, facilitando a saturação do conjunto e diminuindo os riscos de perda de saturação durante a penetração da lâmina em solos com presença de lentes de areia. As figuras 30 e 31 ilustram o projeto geométrico e a imagem da lâmina DMTU.



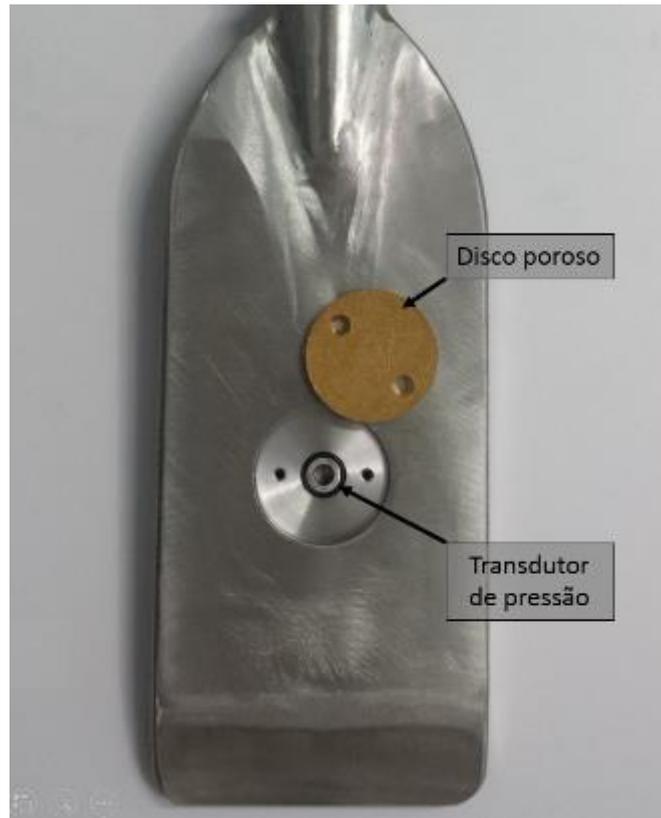


Figura 31 – Lâmina DMTU

O transdutor de pressão é ligado a hardware posicionado logo atrás da lâmina (idêntica à estrutura de um piezocone), a qual possui um acelerômetro incorporado capaz de monitorar a inclinação do conjunto durante a penetração. O modelo do hardware utilizado é da fabricante Cirrus, e o modelo é o CS5530 (conversor Analógico Digital de 24 Bits). O software, desenvolvido por JNA Equipamentos Eletrônicos LTDA, recebe e registra os dados digitalizados, permitindo o monitoramento da poropressão em função da profundidade de penetração da lâmina ou em função do tempo em ensaios de dissipação.

A calibração do transdutor de pressão do DMTU foi realizada em laboratório, através de um dispositivo ligado a um manômetro com certificado de calibração atualizado. O transdutor foi calibrado para pressões entre 0 e 300 kPa. As curvas de calibração, para carregamento e descarregamento, obtidas para o transdutor estão apresentadas na figura 32.

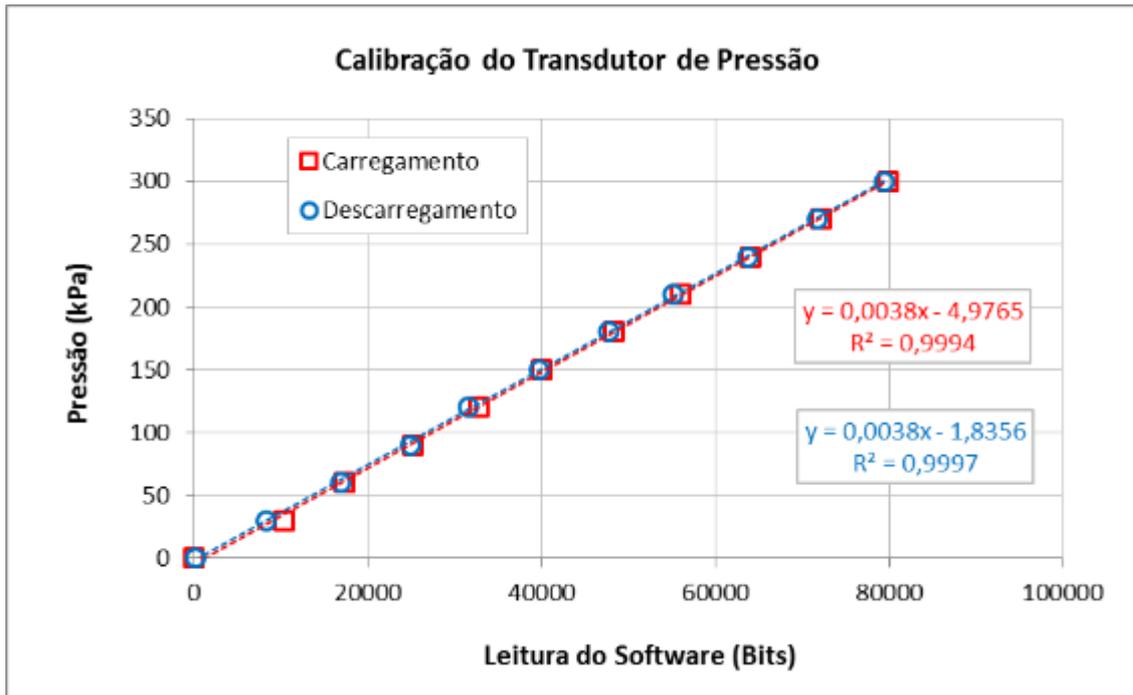


Figura 32 – Curvas de calibração do transdutor de pressão

A figura 33 apresenta, na esquerda, a lâmina padrão do dilatômetro de Marchetti e na direita a lâmina de pesquisa DMTU.



Figura 33 – Lâmina padrão DMT (esquerda) e lâmina DMTU (direita)

## 3.2 MATERIAL E CAMPANHA DE ENSAIOS

O programa experimental foi conduzido em três locais distintos, sendo o primeiro caracterizado por um depósito de argila na cidade de Tubarão, no sul do estado de Santa Catarina. Já o segundo local, é composto de solos arenosos no Campo Experimental de Araquari, também no estado de Santa Catarina, sendo o terceiro local um depósito de rejeitos de uma indústria de mineração de ouro no município de Barrocas, no estado da Bahia.

### 3.2.1 Argila de Tubarão

O depósito de argila no município de Tubarão, objeto de estudo desta pesquisa, está inserido no delta do rio Tubarão, o qual está situado entre os municípios de Tubarão, Jaguaruna e Laguna. O delta do rio Tubarão é delimitado a norte e a oeste por rochas cristalinas pré-cambrianas do Escudo Atlântico, e a sul e a leste pelos sistemas deposicionais lagunar, barreira e eólico. Os depósitos de solos sedimentares são dominados em área pela planície deltaica, que possui cerca de 250km<sup>2</sup> (Nascimento, 2010). Segundo Odebrecht e Schnaid (2015), o depósito é composto por sedimentos predominantemente normalmente adensados, formado durante os últimos 8.000 anos no período Holoceno após a glaciação mais recente.

Mantaras *et al.* (2014), descrevendo recomendações na interpretação de ensaios de dissipação de piezocone, apresentaram o resultado de um perfil de ensaio de CPTU executado nas proximidades do local de estudo.

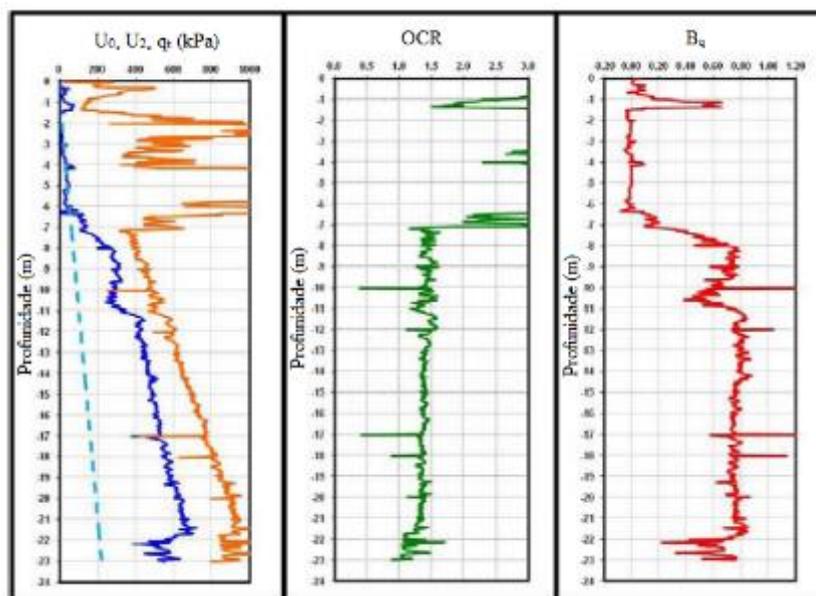


Figura 34 - Perfil de ensaio CPTU em Tubarão (Mantaras *et al.*, 2014)

As figuras 35 e 36 ilustram a posição do local de estudo, no sul do estado de Santa Catarina, bem como informações sobre a geologia da região e as coordenadas do ponto de investigação.

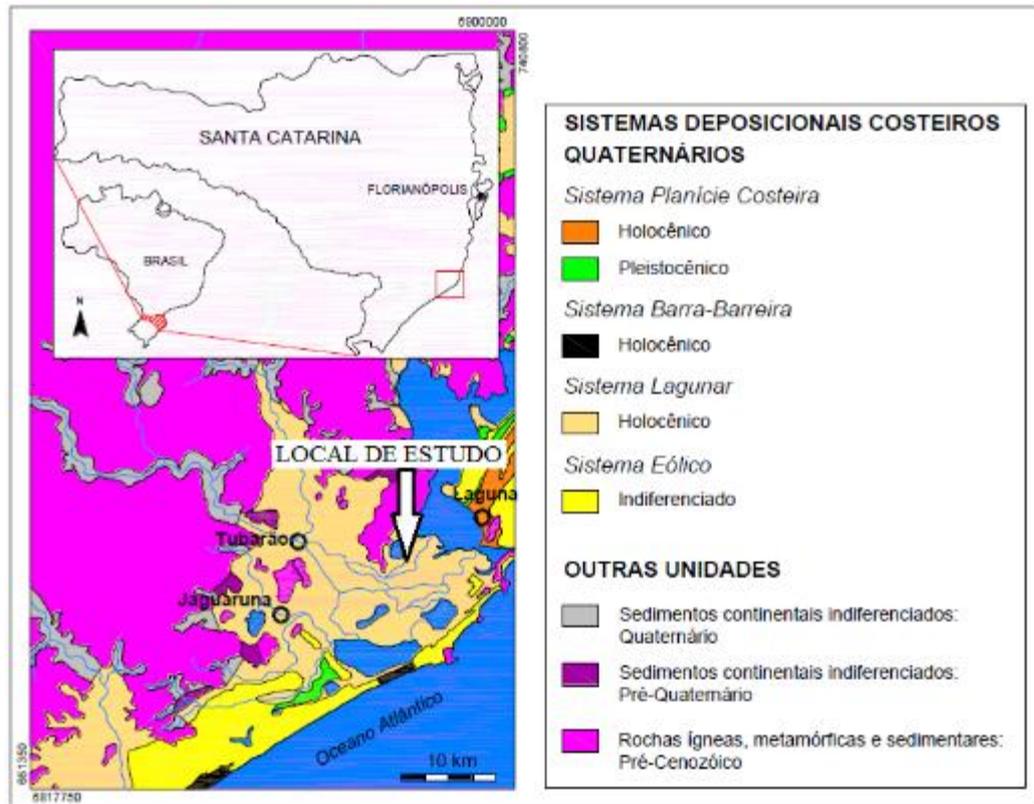


Figura 35 - Localização da região de estudo (adaptado de Nascimento, 2010)

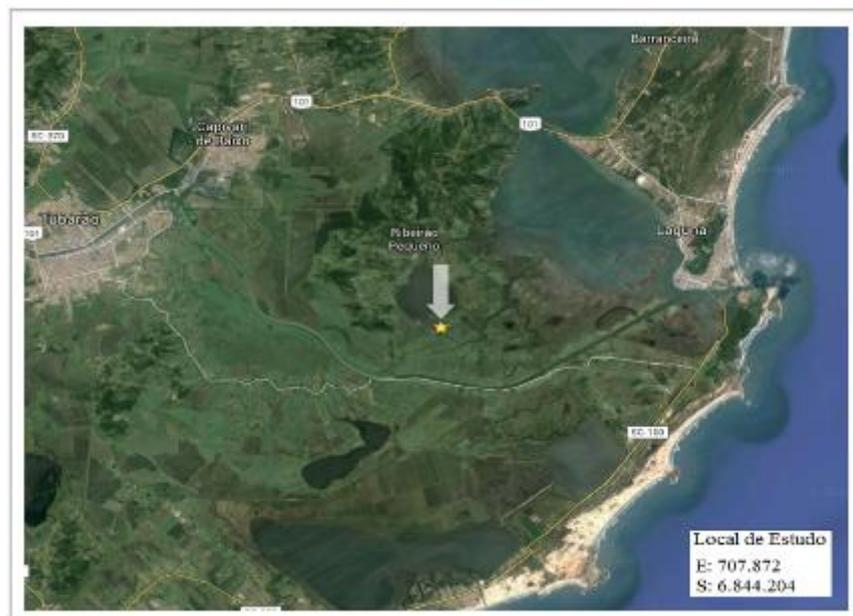


Figura 36 - Imagem de satélite do local de estudo (*Google Earth*, 2016)

### 3.2.1.1 Campanha de ensaios

O depósito de argila do município de Tubarão foi escolhido como um dos locais de investigação devido à presença de material sedimentar normalmente adensando, com características bem definidas sob o ponto de vista do comportamento geotécnico. O ensaio de CPTU apresentado por Mantaras *et al.* (2014), mostram um comportamento predominantemente argiloso após os primeiros metros de profundidade, com valores representativos de excesso de poropressão.

A campanha de investigação neste local contemplou ensaios de piezocone, dilatômetro de Marchetti e verticais de DMTU, com profundidades de até 16m. A partir do primeiro ensaio executado no ponto principal, um raio entre 1,0 e 1,5m foi traçado e os demais ensaios foram conduzidos no perímetro projetado. Além dos ensaios de campo, foram coletadas amostras do material para ensaios em laboratório.

### 3.2.2 Campo Experimental de Araquari

A caracterização do campo experimental de Araquari começou em 2014, apoiada pela ISSMGE (*International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*), e foi realizada principalmente para o estudo do comportamento de fundações por estacas.

O campo experimental localiza-se no município de Araquari-SC, sendo Joinville a cidade mais próxima. O local está inscrito dentro de uma área destinada à atividade de mineração de areia, pertencente a maior produtora industrial da região sul do Brasil; Mineração Veiga Ltda. Horn Filho (2003), comenta que a área de estudo se situa na denominada província costeira de Santa Catarina, classificada como de tipo Atlântico, com granulometria predominantemente arenosa. A figura 37 apresenta a localização do campo experimental de Araquari.



Figura 37 – Localização do Campo Experimental de Araquari (*Google Earth*, 2016)

Brochero (2014), relata que, em geral, os solos encontrados no campo experimental apresentam comportamento de solos não coesivos, tais como areia limpa a areia siltosa, siltes arenosos a areias siltosas, sem cimentação e envelhecimento. O autor ainda comenta que os solos que compõem o depósito apresentam rápida dissipação da poropressão gerada nos ensaios de piezocone, sendo possível estimar parâmetros que o caracterizem mediante correlações típicas de solos arenosos. O perfil de SPT (*Standard Penetration Test*) executado no local de estudo (figura 38), identifica várias camadas de areia fina com compactidade variando de baixa à alta.

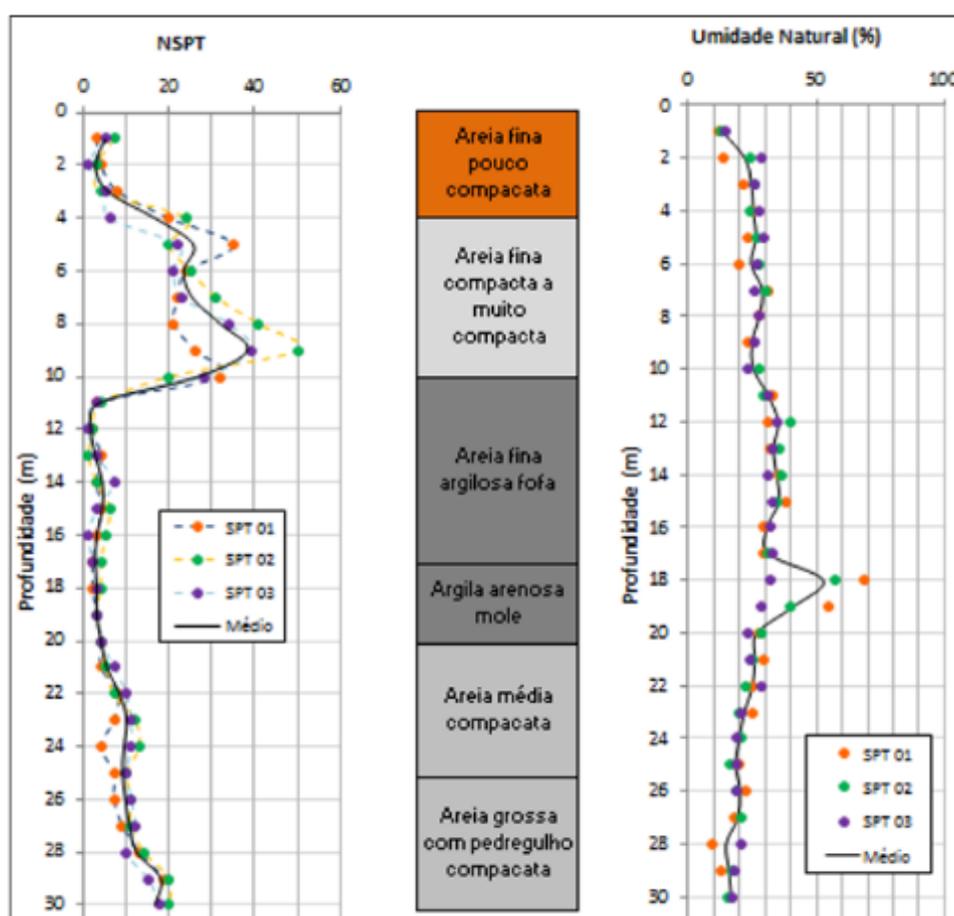


Figura 38 – Perfil de NSPT e umidade (adaptado de Brochero, 2014)

### 3.2.2.1 Campanha de ensaios

O perfil de sondagem do campo experimental de Araquari apresenta um solo predominantemente arenoso, com uma camada argilo arenosa entre 17 e 20m de profundidade. Conforme já exposto, Brochero (2014) comenta que os ensaios de piezocone realizados neste material não apresentam excesso de poropressão significativo até os 17m de profundidade.

A campanha de investigação no campo experimental de Araquari contemplou a realização de sondagens CPTU, DMT e DMTU. Além dos ensaios de campo, também foram coletadas amostras do material para ensaios em laboratório.

Um ensaio padronizado de CPTU foi executado no ponto de interesse para determinação da estratigrafia do solo. A partir deste, demais ensaios foram realizados dentro de um raio de até 1,5m de distância, formando uma ilha de investigação.

### 3.2.3 Rejeito de mineração de ouro

O depósito de rejeito de mineração de ouro está compreendido no município de Barrocas, no estado da Bahia. Os rejeitos são provenientes de operações de mineração de ouro da indústria *Mineração Fazenda Brasileiro* (MFB) e, desde 2005, são utilizados para pesquisas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (Bedin, 2006; Bedin *et al.*, 2012; Schnaid *et al.*, 2013).

A área de estocagem de rejeitos da *Mineração Fazenda Brasileiro* é composta por três lagos denominados Lago I, Lago II e Lago III. Com o esgotamento da capacidade de armazenamento do Lago I, o Lago II foi construído seguido do terceiro lago (figura 39). O Lago II, objeto desta pesquisa, é constituído basicamente de rejeito *underflow* (material composto de maior proporção de partículas grossas), apresentando coloração cinza esverdeada característica típica de sua rocha de origem “*greenstone belt*”.

As figuras 39 e 40 ilustram a localização do ponto escolhido para as investigações de campo e a imagem do rejeito disposto na Lagoa II.

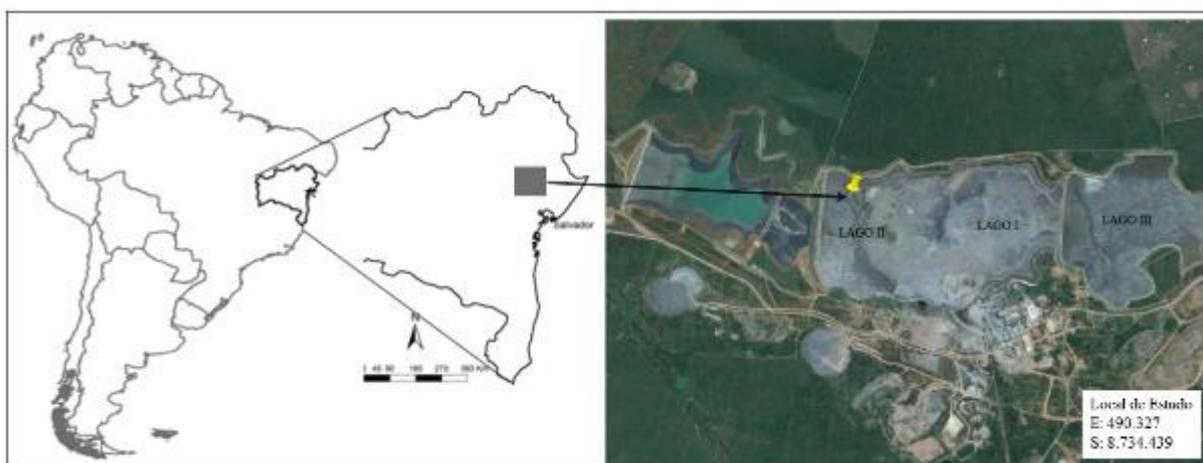


Figura 39 – Local de estudo na Lagoa II da MFB (*Google Earth*, 2016)



Figura 40 – Rejeito de mineração disposto na Lagoa II

#### 3.2.3.1 Campanha de ensaios

O rejeito de mineração de ouro da *Usina Fazenda Brasileiro* está bem caracterizado através de ensaios de campo e laboratório de outras pesquisas, conforme descrito no item 2. Os requisitos adotados para escolha do local foram a presença de material do tipo *underflow*, estudado em várias pesquisas anteriores através de ensaios de campo e de laboratório. O Lago II, ilustrado na figura 39, foi o local escolhido para execução dos ensaios.

A campanha de ensaio de campo realizada no rejeito de mineração de ouro, contemplou ensaios de CPTU, DMT e DMTU, realizados em uma ilha de investigação definida como Ilha 1. Os ensaios foram realizados até uma profundidade aproximada de 10 metros. Os ensaios de piezocone e dilatômetro foram executados respeitando um afastamento entre 1,0 e 1,5m de cada vertical.

Além dos ensaios de campo, foram coletadas amostras do material a fim de se verificar e confirmar, através de ensaios de laboratório, as características básicas do material.

### 3.3 METODOLOGIA EXPERIMENTAL

Neste item são apresentados os procedimentos adotados durante a realização dos ensaios executados para esta pesquisa, ou seja, os ensaios realizados nos três materiais descritos no item anterior.

#### 3.3.1 Ensaio CPTU

A fim de analisar as características e o comportamento dos materiais da pesquisa com ensaios padrão, sondagens de CPTU foram realizadas nos três campos de investigação seguindo procedimentos preconizados na ABNT MB (1991) e/ou ASTM D3441-79/86. Contudo, para uma avaliação das condições de drenagem no rejeito de mineração de ouro, a velocidade de cravação foi alterada após a realização de ensaio padronizado.

Os piezocone descritos no item 3.1.1, foram calibrados em laboratório utilizando uma câmara pressurizada para verificar as pressões geradas em água, sendo o valor para razão das áreas desiguais de 0,7.

Para os ensaios de CPTU no depósito de argila de Tubarão e no campo experimental de Araquari, foi utilizado o piezocone com capacidade de carga de 75 kN. Entretanto, devido o rejeito de mineração apresentar características peculiares e sua baixa resistência, os ensaios na *Mineração Fazenda Brasileiro* foram executados com o piezocone de 15 kN.

A saturação dos elementos filtrantes foi realizada por imersão em óleo de silicone em um período de 24 horas, através da aplicação de vácuo em câmara de saturação. A cada ensaio realizado, um novo elemento poroso foi montado no piezocone e o conjunto novamente saturado por 10 horas, garantido a remoção das bolhas de ar no interior do equipamento.

No depósito de argila de Tubarão o ensaio normatizado foi realizado até 20 m de profundidade, contemplando três ensaios de dissipação. Durante estes ensaios, a variação da poropressão foi monitorada para que ocorresse dissipação de, no mínimo, 50% do excesso de poropressão a fim de permitir o cálculo do coeficiente de adensamento.

No campo experimental de Araquari, assim como no depósito de argila, também foi realizado um ensaio de piezocone padrão, apresentando medidas de  $q_c$ ,  $u_2$  e  $f_s$ . Alguns ensaios de dissipação foram realizados, porém apenas em camadas mais profundas com presença de misturas de silte e argila.

Na *Mineração Fazenda Brasileiro* os ensaios de CPTU foram executados com procedimentos distintos. Primeiro foi realizado um ensaio seguindo procedimentos normativos. E seguida, um ensaio com velocidade de penetração de 57 mm/s, denominado ensaio rápido. Após, um ensaio com velocidade de penetração variando de 0,1 a 20 mm/s, denominado ensaio variável. Também foi realizada uma vertical com ensaios de dissipação a cada 200 mm de profundidade em velocidade padrão de 20 mm/s, com o intuito de caracterizar o perfil através de valores de coeficiente de adensamento horizontal e posterior comparação com ensaios de DMT.

A figura 41 ilustra o ensaio de CPTU em andamento.



Figura 41 – Ensaio de CPTU no rejeito de mineração de ouro

### 3.3.2 Ensaio DMT e DMTU

Os ensaios de DMT foram realizados nos três locais de investigação utilizando o dilatômetro de Marchetti, seguindo os procedimentos normativos da ASTM D 6635 (2001) e/ou EUROCODE 7.

Os ensaios com o equipamento desenvolvido DMTU seguiram os mesmos procedimentos de CPTU quanto a saturação do elemento poroso. A figura 42 apresenta a lâmina de DMTU com a saturação do elemento poroso em câmara de vácuo.



Figura 42 – Saturação da lâmina DMTU

Para uma análise conjunta de DMT e DMTU, a poropressão gerada durante a cravação da lâmina foi registrada, bem como a dissipação do excesso de poropressão nos intervalos de penetração. Devido a substituição da membrana do DMT por um elemento poroso, as leituras de pressão A e B foram registradas separadamente utilizando DMT padrão, realizado adjacente ao DMTU (aproximadamente 1 m de distância). Contudo, a variação da poropressão durante a expansão da membrana não foi medida.

Nas campanhas de investigação realizadas no depósito de argila de Tubarão e no campo experimental de Araquari, os ensaios foram realizados seguindo critérios normativos, utilizando a membrana de 0,20 mm de espessura na lâmina do DMT, oferecendo maior resistência à penetração. Já para os ensaios no rejeito de mineração de ouro, foi utilizada a membrana com espessura de 0,15 mm, conforme descrito no item 3.1.2, seguindo os mesmos procedimentos preconizados nas normas citadas. Após a substituição, a membrana foi “exercitada” com auxílio

de uma seringa, a fim de estabilizar as leituras de calibração  $\Delta A$  e  $\Delta B$ , conforme indica Marchetti (1999).

No rejeito de mineração de ouro, além do ensaio padrão de DMT, foram executados três ensaios com procedimentos distintos. Dois perfis foram executados com velocidades de cravação de 20 e 58 mm/s, com tempos normais para tomadas de leitura A e B (cerca de 15 e 30s, respectivamente). Outro perfil foi realizado com velocidade de penetração e tomadas de leitura variável, definido como ensaio “variável”.

As leituras foram realizadas com o auxílio da unidade de controle acoplada a um computador, conforme ilustrado pela figura 43. Os dados foram armazenados, desta maneira, para posterior tratamento dos dados.



Figura 43 - Unidade controladora acoplada ao computador para aquisição de dados (DMT)

### 3.3.3 Coleta de amostra e ensaios de laboratório

No depósito de argila de Tubarão foram coletadas amostras indeformadas com amostrador do tipo “Shelby” com 4” de diâmetro e pistão estacionário, seguindo procedimentos dispostos na NBR

9820 (1993). Algumas amostras deformadas também foram coletadas através de ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) para ensaios de granulometria e limites de Atterberg.

Já para o campo experimental de Araquari, somente amostras deformadas foram coletadas devido a característica arenosa do material. As amostras foram coletadas, através de sondagem SPT, para ensaios de granulometria.

No rejeito de mineração de ouro, devido a consistência e a ausência de coesão do material, somente amostras deformadas foram coletadas. Amostras superficiais foram coletadas manualmente com auxílio de pá, em profundidade através de amostrar de pistão de 2". Após a coleta, a embalagem de cada amostra foi devidamente identificada e vedada de modo a manter a umidade natural.

Todos os ensaios, tanto de laboratório e de campo, foram executados em conformidade com procedimentos usuais de laboratório de mecânica dos solos e com normas específicas vigentes.

## 4 RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos através dos ensaios de campo CPTU, DMT e DMTU, assim como os resultados obtidos em laboratório. Além disto, são apresentadas as análises da caracterização dos locais estudados, com ênfase para o rejeito de mineração de ouro. A análise dos resultados visando uma avaliação das condições de drenagem nos ensaios de campo será apresentada no capítulo 5.

### 4.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS

Neste item serão apresentados os ensaios de campo executados nos locais de estudo desta pesquisa, bem como resultados de laboratório realizados em amostras para caracterização do solo por índices físicos.

#### 4.1.1 Ensaios de campo

##### 4.1.1.1 Argila de Tubarão

Os resultados dos ensaios padronizados de CPTU e DMT realizados no depósito de argila de Tubarão são ilustrados na figura 44. Medidas de excesso de poropressão geradas durante a penetração da lâmina DMTU são apresentadas no perfil de poropressão, juntamente com valores de  $u_2$  do piezocone.

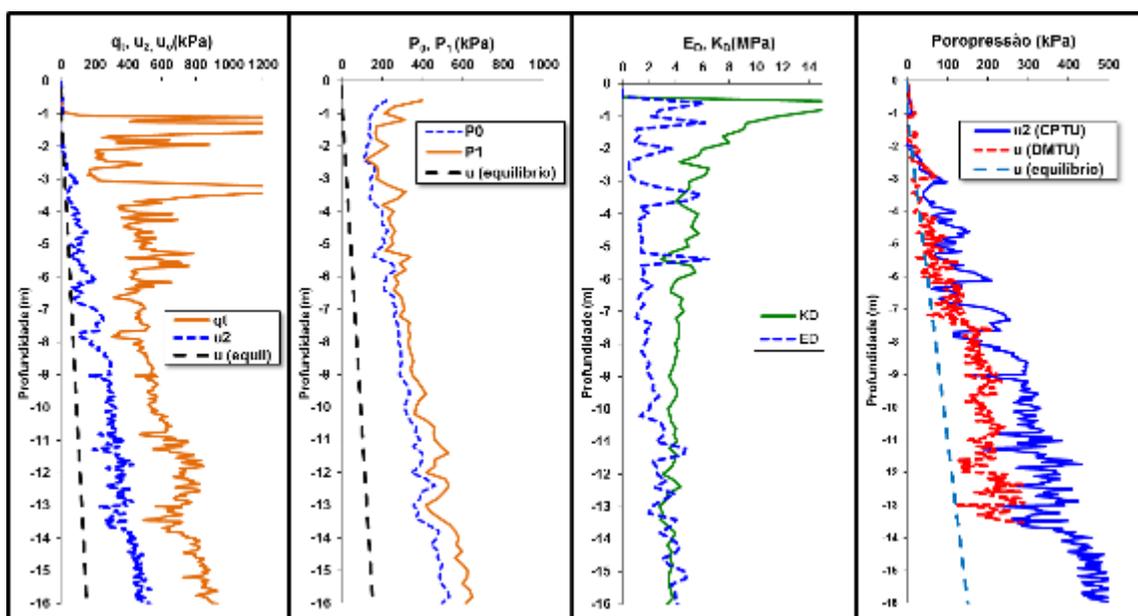


Figura 44 – Resultado de ensaio CPTU, DMT e DMTU no depósito de Argila de Tubarão

O lençol freático do local está cerca de 0,60 m abaixo do nível do solo e o excesso de poropressão gerado até os 4 m de profundidade não é significativo, ficando próximo do equilíbrio tanto no ensaio de CPTU quanto no ensaio com a lâmina modificada DMTU. Abaixo de 7 m de profundidade, o perfil referente à poropressão indica valores elevados atuando na lâmina de DMTU durante a penetração e comparáveis (mas ligeiramente inferiores) aos valores medidos atrás da ponta do cone no CPTU ( $u_2$ ).

O solo abaixo dos 6 m de profundidade é caracterizado por valores baixos de  $q_t$ , não ultrapassando valores de 1000 kPa. A mesma característica de solo mole é identificada no ensaio de DMT através de valores baixos de diferença entre as pressões  $P_0$  e  $P_1$ .

#### 4.1.1.2 Campo experimental de Araquari

No campo experimental de Araquari foram realizados ensaios de piezocone e dilatométricos, bem como uma vertical com a lâmina modificada DMTU. A figura 45 apresenta os resultados destes ensaios.

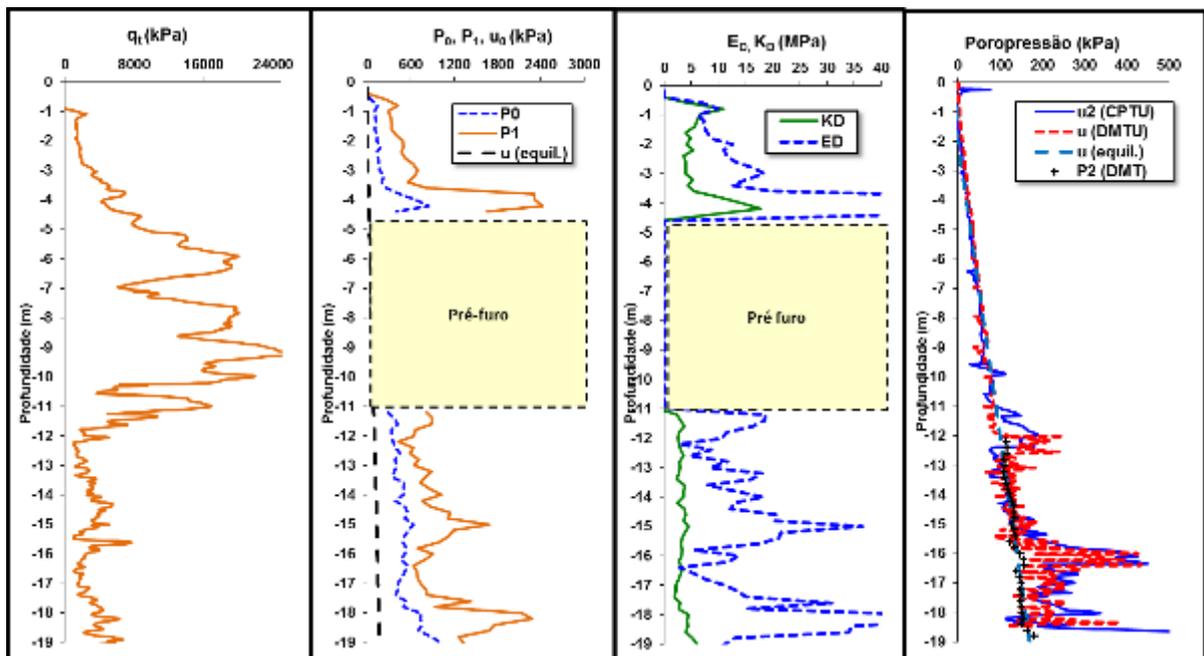


Figura 45 – Resultado de ensaio CPTU, DMT e DMTU no campo experimental de Araquari

Devido à alta compacidade da camada de solo, compreendido entre 5 e 11 m de profundidade, o equipamento hidráulico utilizado para cravação não foi capaz de empurrar a lâmina do DMT. Todavia, o ensaio com a lâmina modificada DMTU pôde ser realizado ao longo da profundidade. Isto pode ser explicado devido à um acúmulo de resistência gerado durante os

intervalos para registros de leituras A e B no DMT padrão, uma vez que durante a cravação para o ensaio DMTU, o número de pausas foi menor.

A estratigrafia do campo experimental é basicamente composta por solo arenoso, confirmando a pesquisa de Brochero (2014) (item 3.2.2). O lençol freático no local é cerca de 2 m abaixo do nível do solo. As poropressões medidas no CPTU e na lâmina DMTU são aproximadamente hidrostáticas até os 11 m de profundidade, após abaixo desta profundidade algum excesso de poropressão é gerado durante a penetração, indicando uma camada com traços de comportamento argiloso.

#### 4.1.1.3 Rejeito de mineração de ouro

No rejeito de mineração de ouro foram executados ensaios de CPTU, dilatômetro de Marchetti e verticais utilizando a lâmina DMTU. A figura 46 ilustra o perfil típico do material apresentado pelo ensaio de CPTU.

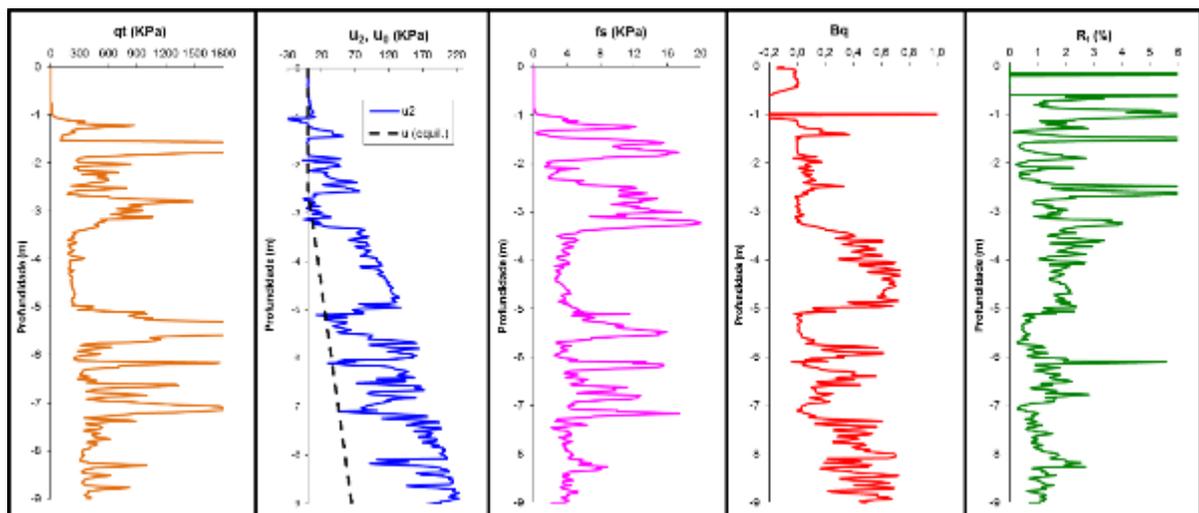


Figura 46 – Resultado de ensaio CPTU no rejeito de mineração de ouro

O ensaio de CPTU apresenta valores baixos de resistência de ponta associados a valores significativos de excesso de poropressão entre 3 e 5 m de profundidade, indicando uma camada mais homogênea e com características típicas de solo argiloso. O nível do lençol freático no local é de aproximadamente 2,5 m abaixo no nível da superfície da lagoa de rejeitos. O perfil apresenta, além das medidas diretas, valores calculados de  $B_q$  e  $R_f$ . Os valores de  $R_f$  evidenciam os baixos valores de atrito lateral  $f_s$  e os valores do parâmetro de poropressão confirmam o comportamento mais argiloso da camada compreendida entre 3 e 5 m de profundidade.

A figura 47 mostra os resultados obtidos através dos ensaios de DMT realizados no local, bem como as medidas de poropressão registradas no piezocone e com a lâmina DMTU.

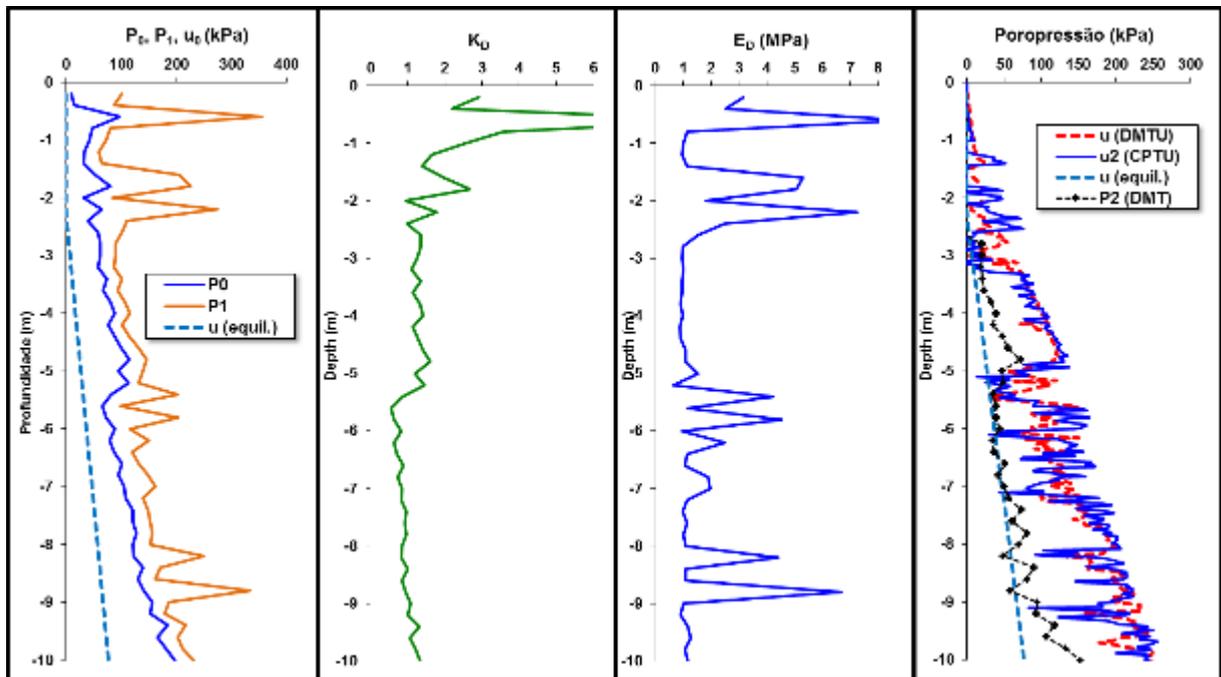


Figura 47 - Resultado de ensaio DMT no rejeito de mineração de ouro

De maneira distinta ao ensaio de CPTU, os resultados do ensaio de DMT não apresentam os mesmos picos de resistência ao longo da profundidade, uma vez que as medidas de pressão A e B são tomadas pontualmente no interior do maciço. As leituras de  $P_0$  e  $P_1$  são relativamente baixas quando comparadas a valores encontrados para solos naturais, como por exemplo no campo experimental de Araquari e no depósito de argila de Tubarão.

Além dos valores  $P_0$  e  $P_1$ , a figura 47 apresenta os valores do parâmetro  $K_D$ , um dos parâmetros mais importantes derivados do ensaio, como também valores de  $E_D$  e medidas de poropressão geradas tanto no CPTU e DMTU. Também incluído na figura 47 são os valores de pressão referentes a leitura C ( $P_2$ ), que são significativamente menores que as poropressões geradas tanto no piezocone como na lâmina modificada.

#### 4.1.2 Ensaios de laboratório

Amostras deformadas foram retiradas nos locais de estudo para a caracterização de laboratório. A seguir são apresentados os resultados de ensaios de laboratório, como umidade, granulometria por peneiramento e sedimentação, limites de Atterberg e massa específica dos grãos.

#### 4.1.2.1 Argila de Tubarão

Amostras deformadas e indeformadas do depósito de argila do município de Tubarão foram coletadas ao longo da profundidade. A tabela 8 apresenta os limites de Atterberg de amostras deformadas. Já a tabela 9, exibe valores de umidade, massa específica e grau de saturação de amostras indeformadas, coletadas com tubos tipo “*Shelby*” de 4” de diâmetro.

Tabela 8 – Resultados dos ensaios de limites de Atterbert para o depósito de argila de Tubarão

Profundidade (m)	LL	LP	IP
5,0	53	23	30
7,0	52	20	32
8,0	49	27	23
9,0	57	29	27
10,0	40	22	18
11,0	81	33	48
14,0	53	26	27
15,0	49	24	25
16,0	52	25	26
17,0	50	21	28
18,0	64	25	39
21,0	51	24	27
22,0	33	19	14

Tabela 9 - Resultados dos ensaios com amostras indeformadas de argila de Tubarão

Profundidade (m)	w (%)	S (%)	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )
5,0	30,9	87,9	26,9	0,95	18,1
9,0	63,6	102,9	27,0	1,67	16,5
13,0	39,3	95,8	27,1	1,11	17,9
17,5	62,5	97,9	27,2	1,74	16,1

#### 4.1.2.2 Campo experimental de Araquari

No Campo Experimental de Araquari, amostras deformadas foram coletas ao longo da profundidade para a caracterização granulométrica. Os resultados dos ensaios mostram um solo, até 17m de profundidade, composto predominantemente por areia fina com diâmetros que variam entre 0,06 mm e 0,2. Conforme já identificado no perfil de CPTU (figura 45), em 18 e 19m de profundidade o solo apresenta comportamento distinto da camada superior, gerando



Conforme já identificada a heterogeneidade do material no perfil de CPTU, a existência de variação entre as curvas já poderia ser esperada. Esta variação é típica do processo de beneficiamento do minério.

## 4.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste item serão apresentadas as interpretações dos ensaios de campo e laboratório realizadas em cada local. Será discutido a classificação dos solos, as propriedades de fluxo e os parâmetros de resistência a partir dos ensaios apresentados no item anterior.

### 4.2.1 Classificação dos solos

#### 4.2.1.1 Classificação dos solos com base nos ensaios de laboratório

Conforme os ensaios realizados em laboratório e apresentados no item 4.1.2, os três locais possuem caracterizações distintas, variando de argila siltosa à areia média.

Para o material coletado no município de Tubarão abaixo de 7 m de profundidade, a curva granulométrica e os limites de Atterberg indicaram um material coesivo, sendo classificado como argila arenosa. O índice de plasticidade ficou em média 28 % e o peso específico variou entre 16 e 18 kN/m<sup>2</sup>.

Já para o campo experimental de Araquari, as curvas granulométricas confirmam a característica arenosa no material, tendo uma classificação que varia de areia fina à areia média. Contudo, para o material compreendido entre 18 e 20 m a caracterização do material é de silte arenoso contendo cerca de 4% de material argiloso.

As curvas granulométricas do rejeito de mineração de ouro mostram que as amostras são constituídas de silte arenoso, contendo uma pequena fração de material argiloso. A amostra retirada em 2,5 m de profundidade apresenta uma porcentagem maior de areia comparada ao material presente em 4,5 m de profundidade. Isto pode ser verificado no ensaio de piezocone, o qual indica um comportamento argiloso do material em 4,5 m de profundidade devido a um excesso de poropressão significativo gerado durante a penetração da ponteira.

A tabela 10 apresenta um resumo dos ensaios de caracterização do rejeito de ouro juntamente com resultados de Klahold (2013).

Tabela 10 – Resumo dos índices físicos e distribuição granulométrica

Material	Prof. (m)	w (%)	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)
resíduo <i>underflow</i>	2,5	34,9	27,9	0,97	19,1	1,73	60,27	38,00
	4,5	31,1	27,6	0,86	19,5	8,58	84,42	7,00
resíduo <i>underflow</i> Klahold (2013)	2,0	37,8	28,6	1,08	18,9	1,53	72,47	26,00
	4,0	32,3	28,5	0,92	19,6	5,98	82,52	11,50

O valor de peso específico dos grãos ( $\gamma_s$ ) obtido nas amostras de 2,5 e 4,5m de profundidade apresentou-se em torno de 27,7 kN/m<sup>3</sup>, ligeiramente abaixo dos resultados de Klahold (2013). Devido à baixa coesão do rejeito de ouro não foi possível executar os ensaios para obtenção dos limites de Atterberg, sendo classificado como não plástico.

#### 4.2.1.2 Classificação dos solos com base nos ensaios de CPTU e DMT

Para a classificação com base no ensaio de piezocone foi utilizada a proposta de Robertson e Wride (1998), permitindo a obtenção de um perfil de comportamento do solo. A figura 50 apresenta os perfis de classificação de cada local estudado. À esquerda o perfil do depósito de argila de Tubarão, ao centro o perfil do campo experimental de Araquari e à direita do rejeito de mineração de ouro.

No perfil do depósito de argila de Tubarão até os 7 m de profundidade o comportamento do solo está inserido nas zonas de 4 a 6, exibindo misturas de silte argiloso e areia siltosa. Após esta profundidade, o comportamento é predominantemente argiloso a argilo siltoso, indicado pela zona 3.

No campo experimental de Araquari o comportamento do material é tipicamente arenoso e o perfil pode ser dividido em duas regiões distintas. Na primeira região, até os 12 m de profundidade, o comportamento do material está inserido entre as zonas 6 e 7, indicando areia densa a areia siltosa. Abaixo dos 12 m de profundidade, o material está incluso na zona 5, a qual indica comportamento de misturas de areia (areia siltosa a silte arenoso). O solo inserido entre 18 e 20 m tem o comportamento caracterizado pelas zonas 3 e 4, variando entre misturas de silte a argila siltosa.

Os gráficos gerados para o rejeito de mineração de ouro mostram que o perfil possui uma região distinta, compreendida entre 3 e 5 m de profundidade. Esta região apresenta comportamento predominantemente de argila a argila siltosa. Já para as demais profundidades, o

comportamento do rejeito oscila entre misturas de areia e misturas de silte, caracterizado pelas zonas 4 e 5 segundo Robertson e Wride (1998).

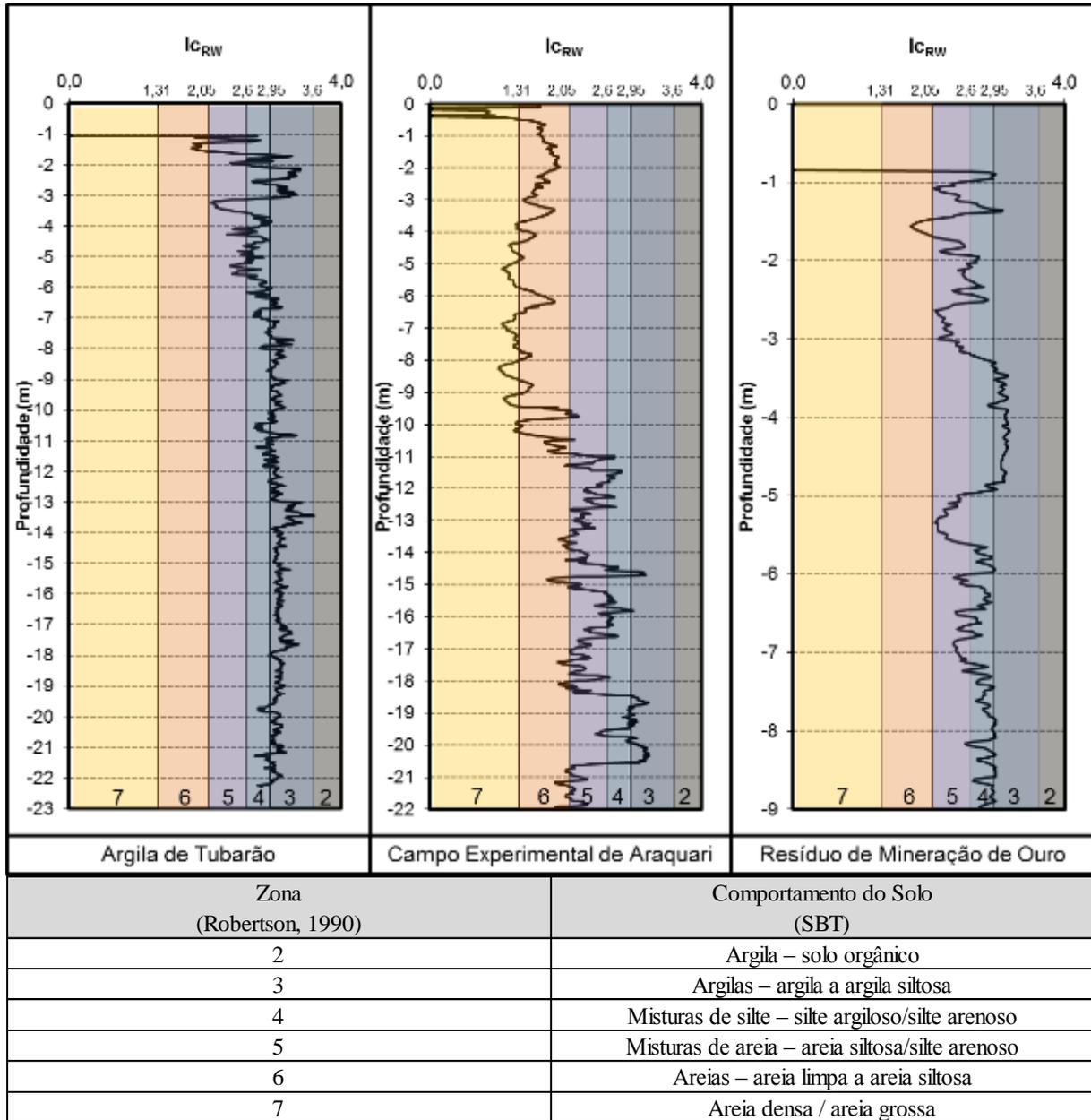


Figura 50 – Classificação quanto ao comportamento do solo baseado no ensaio de CPTU (baseado na proposta de Robertson e Wride, 1998)

A figura 51 apresenta os valores do parâmetro  $I_D$ , o qual reflete o comportamento mecânico do material a partir do ensaio de DMT.

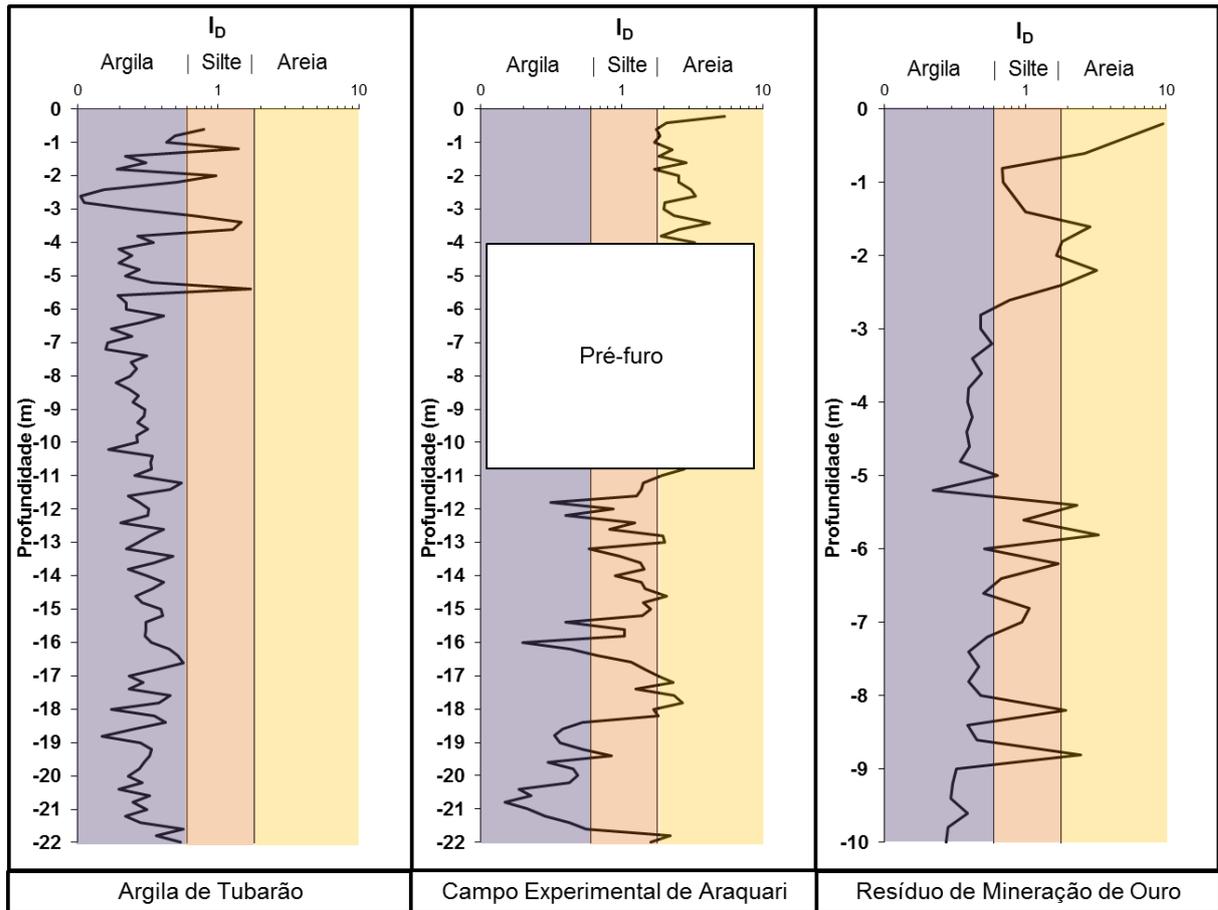


Figura 51 – Classificação quanto ao comportamento do solo baseado no ensaio de DMT

Em geral, os perfis de comportamento do solo gerados a partir de medidas do ensaio de DMT, corroboram com os valores de  $I_{CRW}$  proposto por Robertson e Wride (1998) derivados do ensaio de CPTU.

Valores baixos de  $I_D$  após 6 m de profundidade, em torno 0,3, indicam solo tipicamente argiloso para o depósito no município de Tubarão. Já para o campo experimental de Araquari, valores em torno de 2,5 demonstram o comportamento arenoso do solo até os 4 m de profundidade. Contudo, após o trecho em que o equipamento hidráulico não foi capaz de executar a penetração da lâmina, os valores de  $I_D$  indicam um comportamento variando entre silte argiloso a areia siltosa.

Valores de  $I_D$ , obtidos no rejeito de mineração de ouro, demonstram que o material se comporta de maneira distinta ao longo da profundidade. Até os primeiros 3 m de profundidade, o rejeito apresenta comportamento de um silte arenoso. Assim como no ensaio de CPTU, valores de  $I_D$  também indicam uma camada homogênea com comportamento argilo siltoso entre 3 e 5m de

no rejeito de mineração de ouro. Após isto, existe uma a variação de comportamento também identificada pelo ensaio de CPTU.

#### 4.2.2 Características de fluxo

Os ensaios de dissipação, realizados através do ensaio de piezocone nos locais de estudo, foram utilizados para a estimativa do coeficiente de condutividade hidráulica por meio da proposta de Parez e Fauriel (1988) (equação 17) e para o cálculo do coeficiente de adensamento horizontal através da metodologia proposta por Houlsby e Teh (1991) (equação 11).

Os valores de  $t_{50}$  obtidos para o depósito de argila de Tubarão, ficaram acima de 2000 segundos estimando valores de  $k$  na ordem de  $5 \times 10^{-8}$  cm/s. No campo experimental de Araquari o excesso de poropressão é gerado somente em algumas profundidades e os valores de  $t_{50}$  ficaram em torno de 2 segundos, resultando em valores estimados de  $k$  em torno de  $4 \times 10^{-4}$  cm/s. Já para os ensaios de dissipação realizados no rejeito de mineração de ouro, os valores obtidos de  $t_{50}$  ficaram no intervalo entre 8 e 45 segundos, resultado em valores estimados de  $k$  entre  $9 \times 10^{-5}$  e  $7 \times 10^{-6}$  cm/s.

A figura 52 mostra os valores estimados do coeficiente de condutividade hidráulica lançados no gráfico de Parez e Fauriel (1988). A partir da estimativa de  $k$ , pode ser observado que o material de Tubarão exibe comportamento argiloso de baixa permeabilidade e o solo do campo experimental de Araquari apresenta comportamento típico arenoso de alta condutividade hidráulica. Já o rejeito de mineração de ouro exibe comportamento de silte, silte arenoso a areia siltosa.

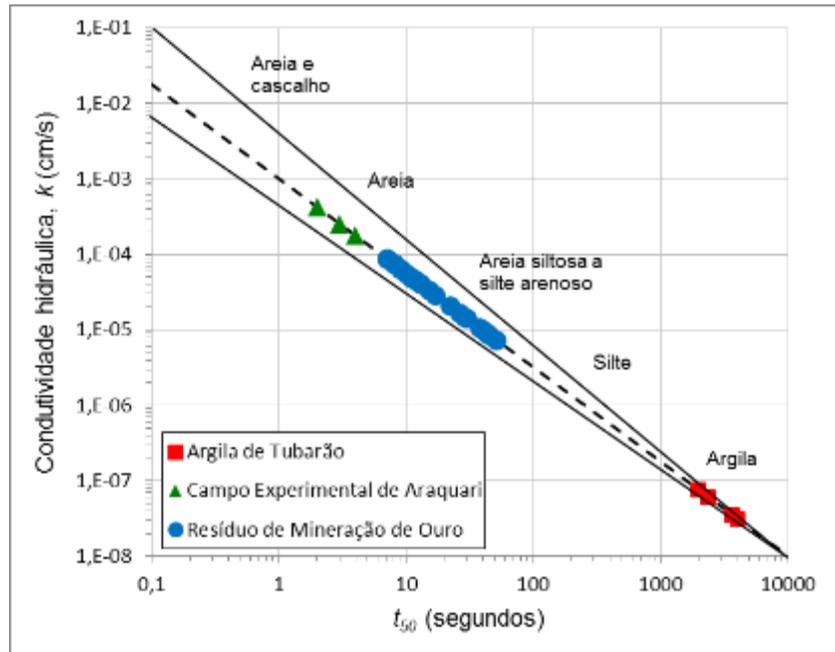


Figura 52 – Valores estimados de condutividade hidráulica horizontal

Com a estimativa do coeficiente  $k$  (cm/s) para o rejeito de mineração de ouro variando entre  $9 \times 10^{-5}$  e  $7 \times 10^{-6}$ , verifica-se a condição do rejeito apresentar permeabilidade intermediária e, conseqüentemente, resultar em condições de drenagem parcial durante a realização de ensaios penetrométricos.

Para uma melhor avaliação das propriedades de fluxo do rejeito de mineração de ouro, dissipações a partir do ensaio de CPTU foram executadas a cada 20cm ao longo da profundidade. A figura 53 apresenta as dissipações realizadas e a figura 54 a variação do coeficiente  $c_h$ , bem como do parâmetro  $B_q$  e os  $t_{50}$  obtidos através do ensaio de piezocone.

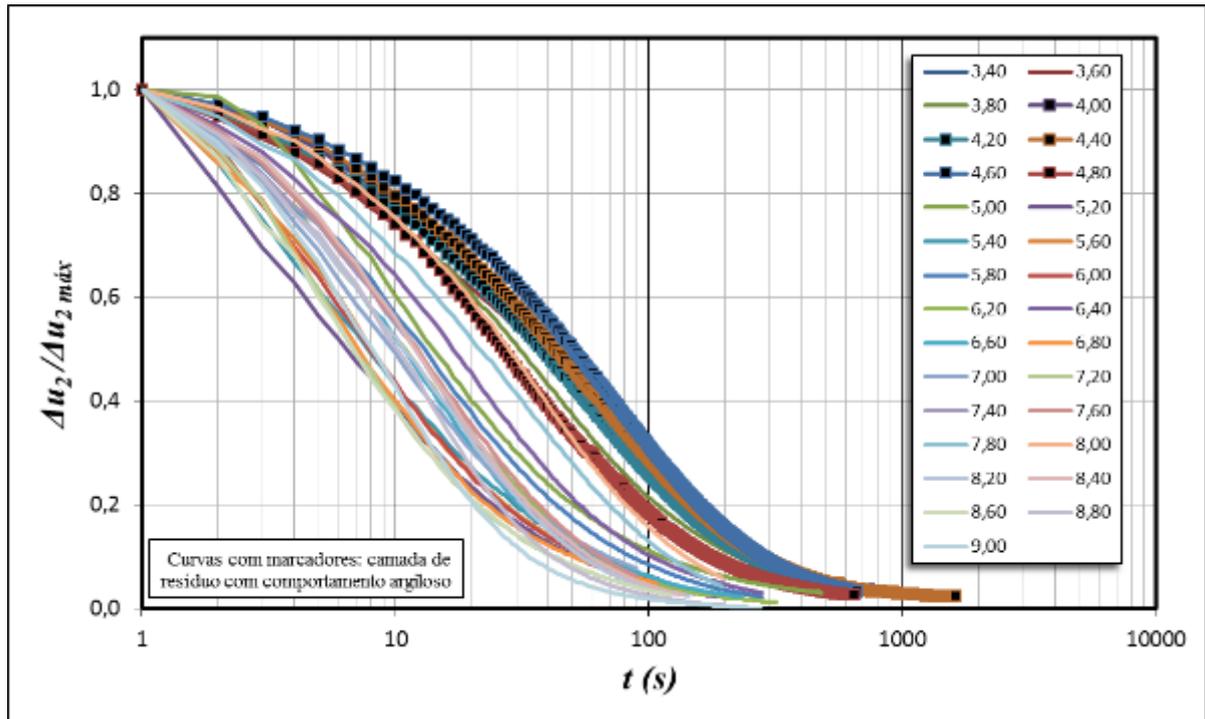


Figura 53 – Resultados de dissipações do CPTU no rejeito de mineração

As dissipações realizadas revelam o comportamento monotônico da poropressão com o tempo. Os excessos de poropressão iniciais são positivos e o tempo necessário para o equilíbrio ficou abaixo de 300s, exceto na camada em torno de 4,0m de profundidade (ver curvas destacadas na figura 53), onde o tempo necessário foi de aproximadamente 500s (menos de 10 min). A rigor somente os valores de  $c_h$  medidos entre 3,4 e 5,0m de profundidade podem ser considerados corretos, na medida em que nas demais profundidades houve drenagem durante a penetração e, por este motivo, a formulação de Houlsby e Teh não pode ser aplicada sem correção.

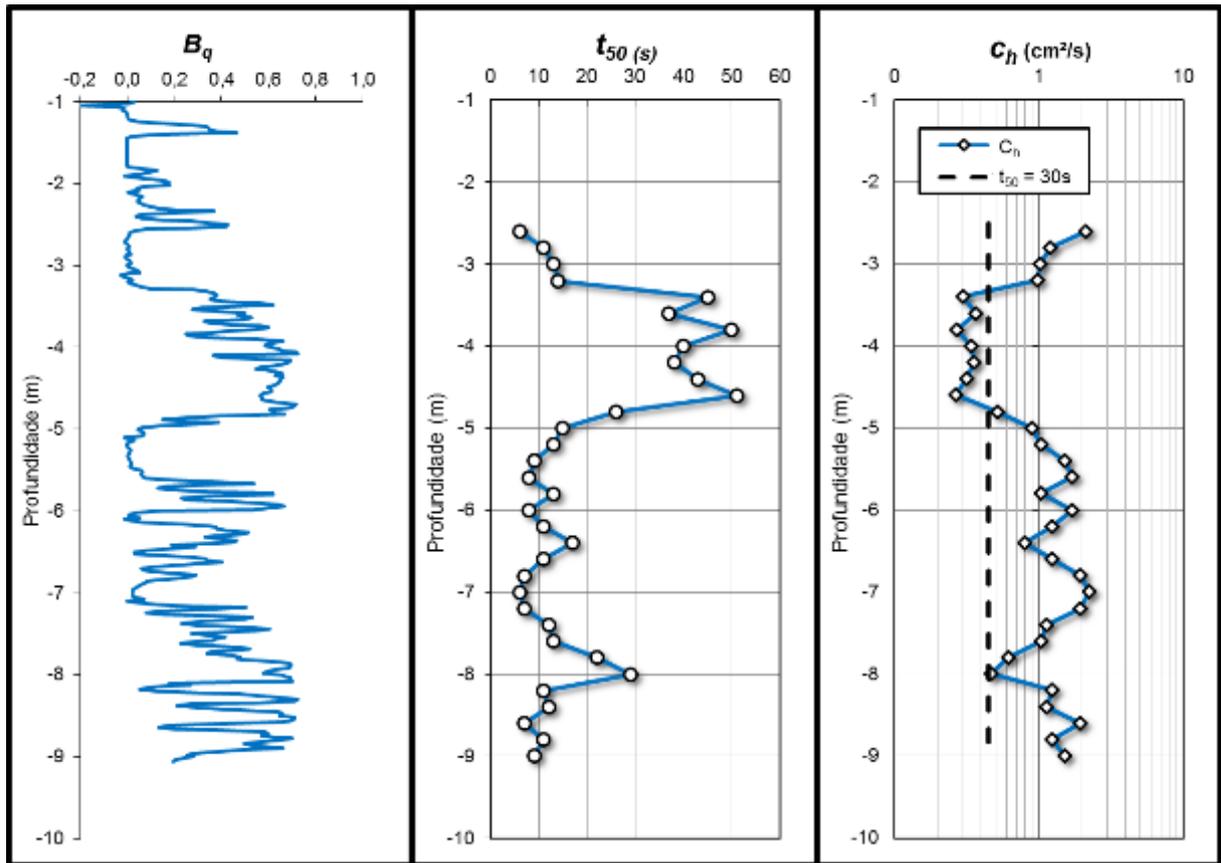


Figura 54 – Parâmetro  $B_q$ ,  $t_{50}$  e  $c_h$  para o rejeito de mineração de ouro

O tempo necessário para 50% de dissipação situou-se entre 8 e 50 segundos, indicando a possibilidade de drenagem parcial durante a penetração do piezocone, conforme aponta Robertson (2012). O autor ainda comenta que, para valores de  $t_{50}$  acima de 30s, a penetração do CPTU é suscetível a ser não drenada (baseado em um cone de 1000m<sup>2</sup> a 20 mm/s de cravação). No entanto, Dejong e Randolph (2012) sugerem que valores de  $t_{50}$  abaixo de 50s indicam que a consolidação parcial durante a penetração pode produzir erros na interpretação.

Na estimativa do coeficiente de adensamento horizontal, o parâmetro foi calculado segundo a metodologia proposta por Houlsby e Teh (1991), com índice de rigidez igual a 300, resultando em valores no intervalo de 0,2 a 2 cm<sup>2</sup>/s. Os valores de  $B_q$  para a camada homogênea compreendida entre 3 e 5 m de profundidade ficaram acima de 0,4, onde pode ser observado que os tempos de dissipação ficaram acima dos 30 segundos.

Para uma análise mais criteriosa das medidas de propressão geradas na lâmina modificada DMTU, ensaios de dissipação foram executados nos distintos materiais estudados. A figura 55 apresenta resultados de dissipações em profundidades selecionadas na argila de Tubarão, tanto

para o CPTU e o DMT modificado. O tempo para ocorrer 50% da dissipação a partir do ensaio de piezocone é entre 150 a 1200s, assegurando que a penetração ocorreu sob condições não drenadas conforme indicado por Robertson (2012) e DeJong e Randolph (2012).

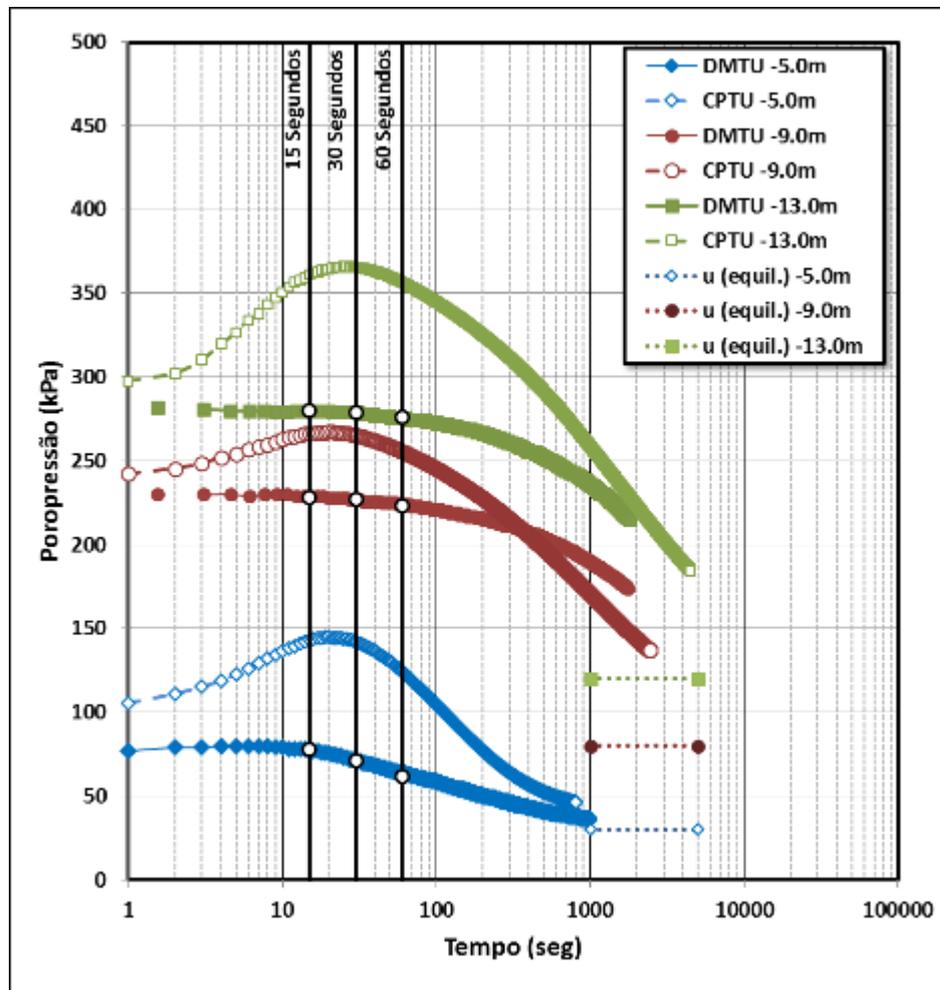


Figura 55 – Ensaio de dissipação de CPTU e DMTU na argila de Tubarão

Os resultados apresentados na figura 55 indicam que os ensaios de CPTU e DMT na argila e Tubarão são predominantemente não drenados. Os dados do DMTU mostram uma resposta monotônica ao longo do tempo, ao passo que os dados da dissipação no CPTU mostram uma resposta ligeiramente dilatante, onde o excesso de poropressão sobe levemente antes de dissipar ao longo do tempo. No intervalo de 1 min necessário para o ensaio padrão de DMT, as poropressões medidas na lâmina DMTU (sem expansão da membrana) exibem mínima dissipação, apoiando a suposição geral de que, em argilas moles, o ensaio de CPTU e DMT são predominantemente não drenados. Tais resultados corroboram com pesquisas já realizadas (e.g., Campanella e Robertson 1991) indicando que neste solo as medidas de tensão total  $P_0$  e  $P_1$  são fortemente controladas por significativos valores de poropressão gerados durante a

penetração da lâmina, ou seja, os valores de  $P_0$  e  $P_1$  são medidas de tensão total e por este motivo influenciadas pela magnitude das poropressões.

Em areias limpas, como no caso dos primeiros metros do perfil da areia do campo experimental de Araquari, o perfil de poropressão é o mesmo da pressão hidrostática e os ensaios de CPTU e DMT são essencialmente drenados. Nas camadas mais profundas constituídas de areia fina siltosa, a penetração do piezocone e da lâmina de DMT modificada manifestaram excessos de poropressão que dissiparam rapidamente ( $t_{50} < 5s$ ) após a interrupção da cravação, conforme apresentado na figura 56, e as leituras padrão do DMT após 15, 30 e 60s correspondem a condições essencialmente drenadas.

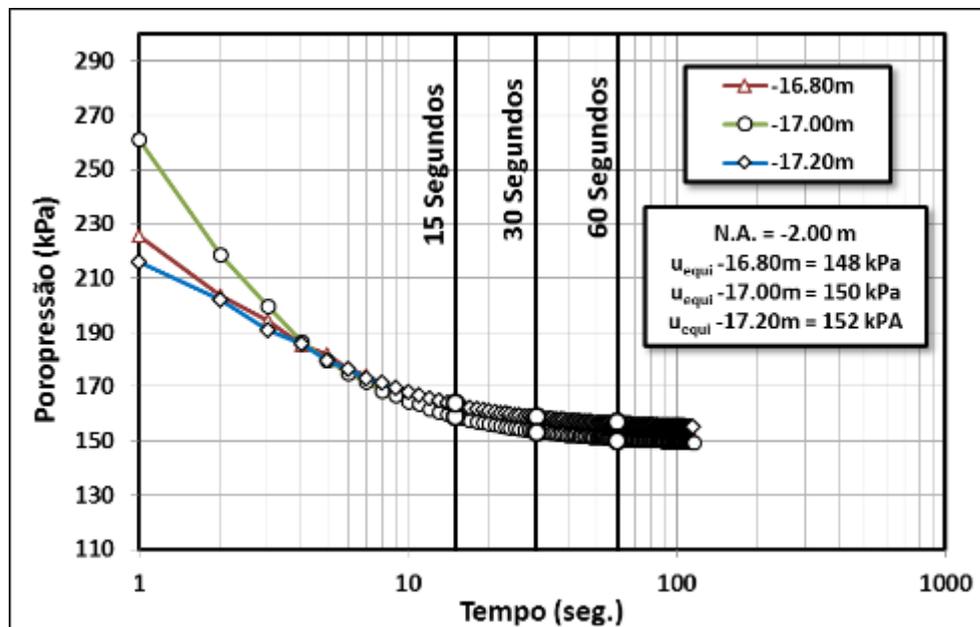


Figura 56 – Ensaio de dissipação de DMTU na areia de Araquari

A avaliação dos ensaios de dissipação realizados no rejeito de mineração de ouro, presente no próximo capítulo, abordará uma análise de procedimentos distintos de tomadas de leituras A e B do dilatômetro de Marchetti juntamente com dissipações realizadas a cada 200 mm de profundidade.

Uma referência para identificação de solos com permeabilidade intermediária no ensaio de DMT pode ser o parâmetro  $K_D$ . Marchetti (2001) sugere que, na maioria dos solos normalmente adensados (sem envelhecimento ou cimentação) o valor de  $K_D$  está perto de 2,0. Isto pode ser observado nos dados de DMT obtidos na argila de Tubarão e na areia de Araquari, todavia nos rejeitos de mineração de ouro os valores obtidos de  $K_D$  são menores que 2,0 abaixo da

profundidade de 2 m e significativamente menores que 2,0 no material abaixo de 5 m de profundidade, conforme ilustra a figura 54.

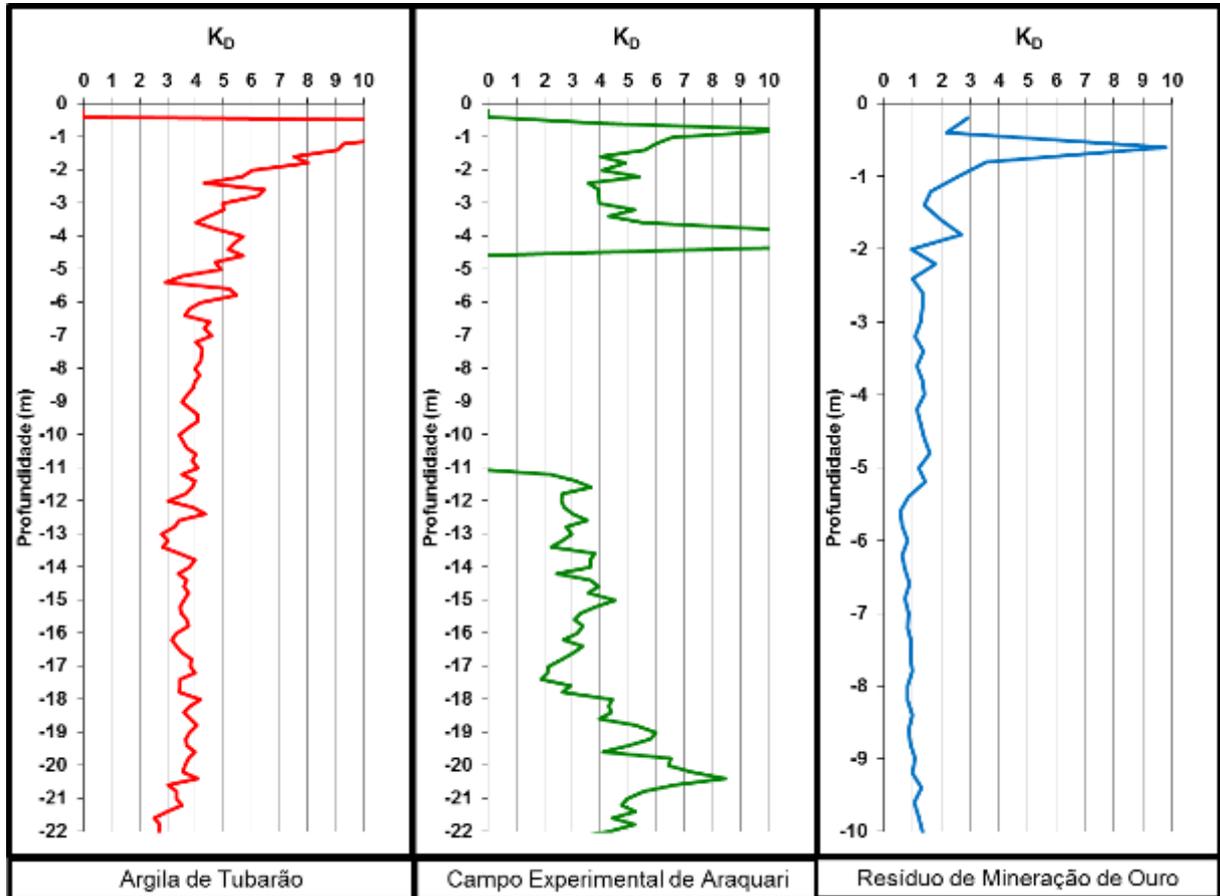


Figura 57 – Valores de  $K_D$  para os para os materiais estudados

Valores de  $K_D$  inferiores a 2,0, resultam em uma estimativa de razão de sobre-adensamento (OCR) inferior a 1,0. Estes valores muito baixos de  $K_D$  ( $<2$ ) pode, por vezes, ser uma indicação dos efeitos de drenagem parcial durante os testes de DMT convencionais.

#### 4.2.3 Parâmetros de resistência

A determinação dos parâmetros de resistência é baseada na análise do comportamento quando o solo é submetido ao carregamento do ensaio. Nos ensaios considerados drenados esta análise é realizada em termos de tensões efetivas e nos ensaios não drenados a interpretação é feita em termos de tensões totais.

A partir da caracterização, das propriedades de fluxo e dos valores de  $B_q$ , exibidos na figura 57 abaixo, é possível identificar a condição de ensaio não drenado abaixo dos 7 m de profundidade no depósito de Tubarão e drenado ao longo do perfil do campo experimental de Araquari.

Contudo o rejeito de mineração de ouro apresenta um comportamento intermediário, indicando uma possível drenagem parcial durante a execução dos ensaios de campo.

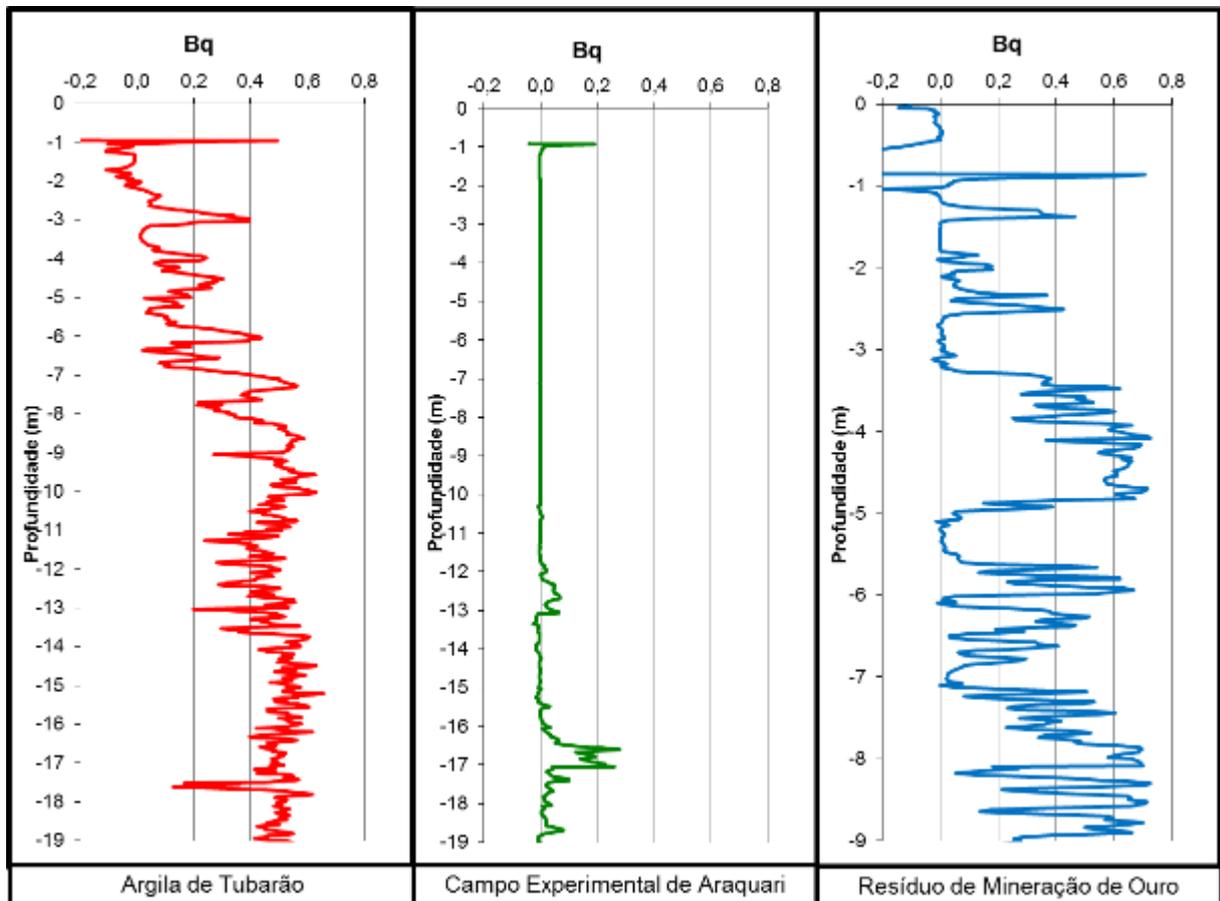


Figura 58 – Valores de  $B_q$  para os materiais estudados

Neste cenário, os parâmetros de resistência serão estimados em termos de tensões totais para o depósito de Tubarão e em termos de tensão efetiva ao longo da profundidade para o solo do campo experimental de Araquari. Para o rejeito de mineração de ouro, os parâmetros de resistência serão estudados no capítulo a seguir, combinando uma análise com as condições de drenagem durante o ensaio.

#### 4.2.3.1 Resistência ao cisalhamento não drenada

Para a obtenção dos valores de resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) a partir do ensaio de CPTU, foi utilizada a equação 7. Para isto, os valores do fator capacidade de carga  $N_{kt}$  foram balizados a partir de ensaios de palheta (Vane Test) executados no mesmo local e fornecidos pela empresa Geoforma Engenharia Ltda. Para o ensaio de DMT, foi adotada equação 35 para obtenção dos valores de resistência ao cisalhamento não drenada.

A figura 58 apresenta os resultados de valores de  $S_u$  dos ensaios penetrométricos, bem como valores obtidos dos ensaios de palheta. O valor médio de  $N_{kt}$  igual a 15 foi adotado como representativo para o cálculo dos valores de  $S_u$  a partir do ensaio de piezocone. Com a finalidade de comparação dos resultados e devido a heterogeneidade do solo acima dos 7 m de profundidade, a interpretação foi realizada para o material abaixo desta cota.

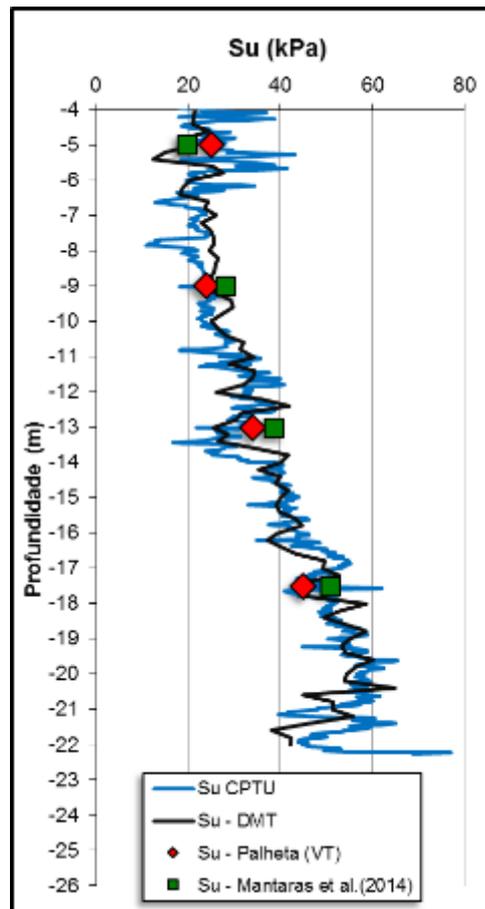


Figura 59 – Valores de  $S_u$  para o depósito de argila de Tubarão

A partir da figura 58, de um modo geral, é possível apontar que, tanto o ensaio de CPTU quanto o de DMT, fornecem valores consistentes e similares de  $S_u$ , confirmando os resultados de ensaios de palheta. Os valores de  $S_u$  são da ordem de 20 a 40 kPa até os 14m de profundidade, aumentando constantemente até os 60 kPa ao longo do perfil.

#### 4.2.3.2 Resistência ao cisalhamento efetiva

Para estimativa do parâmetro de resistência efetivo ( $\phi'$ ) a partir do ensaio de CPTU, foi aplicada a proposta de Mayne (2006) (equação 9), e para o ensaio de DMT a equação 36 indicada por

Marchetti (2001). A figura 59 apresenta os valores de  $\phi'$  para o campo experimental de Araquari.

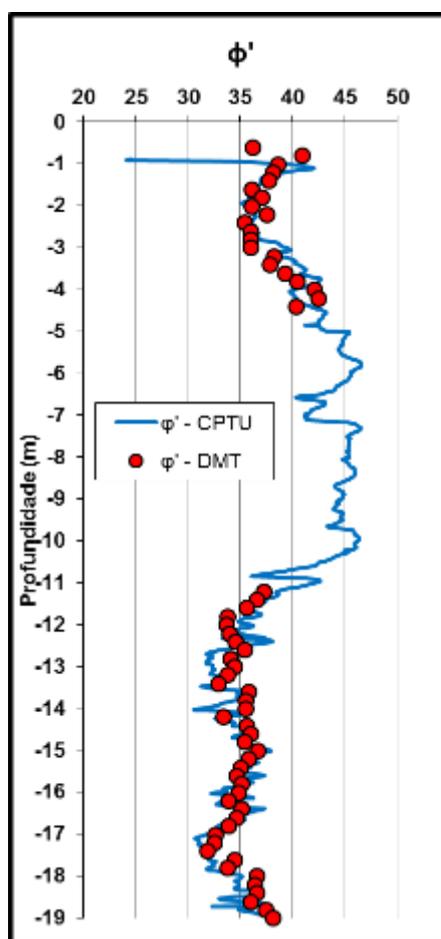


Figura 60 – Valores de  $\phi'$  para o campo experimental de Araquari

A interpretação dos ensaios de piezocone e dilatômetro de Marchetti para valores de resistência ao cisalhamento drenado também apresentam consistência nos resultados. Os valores de  $\phi'$  para os primeiros metros de profundidade variam entre 35 e 42°. Entre 5 e 11 m de profundidade, espessura onde o equipamento de cravação não foi capaz de empurrar a lâmina do DMT, os valores de  $\phi'$  para o ensaio de piezocone variaram de 40 a 45°, indicando uma areia compacta. Após isto, as interpretações dos ensaios resultaram em uma média de  $\phi'$  igual a 35°.

### 4.3 COMENTÁRIOS

Neste capítulo foram apresentados e interpretados os resultados dos ensaios de laboratório e de campo realizados nos três locais de estudo. Os ensaios de laboratório forneceram dados quanto

a caracterização básica dos materiais, já os ensaios de campo forneceram informações quanto a classificação do comportamento, das condições de fluxo e dos parâmetros de resistência dos solos.

Analisando os ensaios de CPTU e DMT, de um modo geral, é possível apontar a validade das teorias consagradas à interpretação de resultados em materiais com comportamento bem definido, tais como a argila de Tubarão e a areia do campo experimental de Araquari, uma vez que os parâmetros de resistência apresentaram valores consistentes tanto para condições drenadas quanto para não drenadas.

Para o rejeito de mineração de ouro, valores de  $K_D$  abaixo de 2 no ensaio de DMT e valores de  $B_q$  entre 0,2 e 0,4 obtidos ao longo do perfil do piezocone, indicam a possibilidade de drenagem parcial durante o carregamento imposto pela lâmina do DMT e o CPTU. Tal fato sugere que a interpretação dos ensaios de CPTU e DMT deve ser realizada de maneira criteriosa.

No capítulo seguinte será feita uma avaliação das condições de drenagem dos ensaios de CPTU e DMT, apresentando resultados de ensaios com velocidade de cravação variada e distintas maneiras de tomadas de leituras “A” e “B” do DMT.

## 5 CONDIÇÕES DE DRENAGEM

Os resultados de ensaios realizados no rejeito de mineração de ouro, exibidos ao longo deste trabalho, apresentaram indicativos de comportamento parcialmente drenado durante a execução *in situ*. A ocorrência de drenagem parcial em ensaios *in situ* gera dificuldades na interpretação dos resultados, introduzindo incertezas na estimativa de parâmetros constitutivos.

A velocidade de cravação no ensaio de piezocone é um dos fatores mais importantes que afetam a poropressão gerada durante a penetração. Em solos com permeabilidade intermediária (tipicamente entre  $10^{-6}$  e  $10^{-3}$  cm/s) a consolidação parcial pode ocorrer durante a penetração, condições de drenagem não são definidas e os resultados do ensaio não podem ser interpretados através de métodos convencionais. Pesquisas anteriores mostraram que as condições de drenagem durante o ensaio podem ser identificadas através do tamanho da sonda, velocidade de penetração e características de adensamento do solo (Finnie and Randolph, 1994; House *et al.*, 2001; Randolph and Hope, 2004; Kim *et al.*, 2006).

No ensaio de DMT, tanto as velocidades de penetração da lâmina quanto de expansão da membrana podem afetar os resultados do ensaio, ao contrário das medidas do ensaio de CPTU que refletem apenas sobre a velocidade de cravação. A avaliação dos efeitos de drenagem em ensaios de dilatômetro de Marchetti requer a medida de poropressão, o que não é prática padrão no DMT. Algumas pesquisas relatam medidas de poropressão em ensaios dilatométricos e foram publicadas para ensaios realizados em solos argilosos e arenosos, como Campanella e Robertson (1991) e Lutenecker (1988), contudo a análise de resultados de ensaios em materiais siltosos ainda não foram estudadas.

Através de análises dos resultados de ensaio de CPTU, DMT e DMTU realizados sob distintas velocidades e procedimentos de tomadas de leituras A e B, um dos objetivos deste capítulo é sugerir um método para identificação dos solos onde drenagens parciais podem influenciar os resultados de DMT. Com base nos dados medidos, são dadas orientações para a utilização do CPTU em solos de permeabilidade dentro da variação de  $10^{-6}$  a  $10^{-3}$  cm/s a partir do qual os efeitos da velocidade de penetração podem ser capturados por um novo fator de velocidade adimensional  $V_i$ , permitindo que as propriedades do solo a partir do ensaio de piezocone possam ser estimadas com maior confiabilidade

## 5.1 EFEITOS DA VELOCIDADE DE PENETRAÇÃO

### 5.1.1 CPTU

Para avaliar a influência da alteração da velocidade de cravação nos resultados de ensaio de CPTU, três verticais com velocidade de penetração variada foram executadas no rejeito de mineração de ouro. Os ensaios denominados normal, rápido e variável foram realizados a velocidades de penetração de 20, 57 e entre 0,1 e 20 mm/s respectivamente. Os gráficos de resistência de ponta, excesso de poropressão, parâmetro de poropressão  $B_q$  e índice de comportamento do solo  $I_{c,RW}$  (*material classification index*) em cada velocidade são apresentados na figura 61. Cabe ratificar que os ensaios foram realizados no perímetro de um círculo com raio entre 1,0 e 1,5 m a partir do ponto de execução do ensaio normatizado.

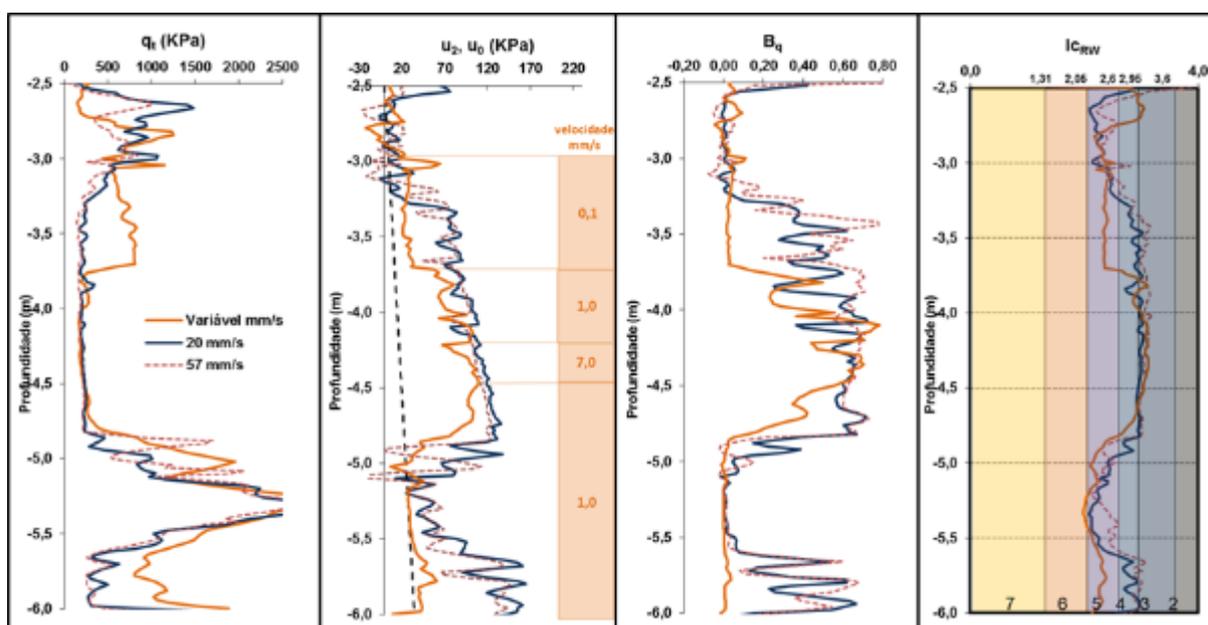


Figura 61 – Comparação de  $q_t$ ,  $u_2$ ,  $B_q$  e  $I_{c,RW}$  em diferentes velocidades

Devido a limitações no equipamento de cravação, não foi possível manter a velocidade constante de cravação ao longo do perfil denominado “variável” e as velocidades médias nos trechos estão indicadas na figura. Com isso, variações nos valores de resistência de ponta, poropressão e consequentemente nos valores de  $B_q$  e  $I_{c,RW}$  podem ser observadas. Segundo Randolph e Hope (2004) e Kim *et al.* (2006), estas variações já poderiam ser previstas, visto que, sob condições parcialmente drenadas os valores de  $q_t$  e  $u_2$  são sensíveis à pequenas mudanças nos parâmetros de consolidação do solo ao redor da sonda.

No ensaio denominado “variável” a diminuição da velocidade de cravação na ordem de 200 vezes (trecho entre 3,0 e 3,7m com velocidade de 0,1mm/s) gerou significativas mudanças nas medidas de resistência de ponta e poropressão. Os valores de  $q_t$  aumentaram na ordem de 4 vezes e o excesso de poropressão diminuiu, se aproximando da poropressão de equilíbrio. Tal variação refletiu diretamente no parâmetro  $B_q$ , diminuindo de 0,4 para 0,0, e nos valores do índice  $I_{c,RW}$ , alternando a classificação do comportamento do solo de argila a argila siltosa para misturas de areia. No trecho compreendido entre 5,5 e 6,0 m de profundidade, embora a velocidade de penetração tenha sido reduzida somente na ordem de 20 vezes, as mudanças também foram significativas, aumentando os valores da resistência de ponta e diminuindo valores de excesso de poropressão. Nestes trechos o excesso de poropressão gerado é ligeiramente acima da linha de equilíbrio, sugerindo que o ensaio foi realizado sob condições drenadas. No entanto, o aumento da velocidade de cravação em torno de 3 vezes diminuiu a resistência de ponta e em alguns trechos aumentou ligeiramente o excesso de poropressão.

### 5.1.2 DMT

Para o ensaio de DMT, uma série de ensaios foram realizados no rejeito de mineração de ouro seguindo procedimentos distintos. O ensaio padrão foi executado com velocidade de cravação de 20 mm/s e leituras A, B e C em até 15, 30 e 60s respectivamente, após a interrupção de cravação da lâmina, sendo que o tempo entre a interrupção da penetração da lâmina e o início da expansão da membrana ficou entre 1 e 2 segundos.

O ensaio denominado “rápido” foi realizado com velocidade de penetração de 58 mm/s. Já o ensaio “variável”, com velocidade de penetração entre 0,17 e 20 mm/s e leituras de A e B tomadas em diferentes intervalos de tempo após a interrupção da penetração da lâmina do DMT. Em resumo, existem três variáveis nos ensaios executados apresentados nas figuras 62 e 63, correspondendo a velocidade de penetração, o tempo de expansão da membrana e o intervalo de tempo entre a pausa da cravação e o início da expansão da membrana para as leituras A, B e C.

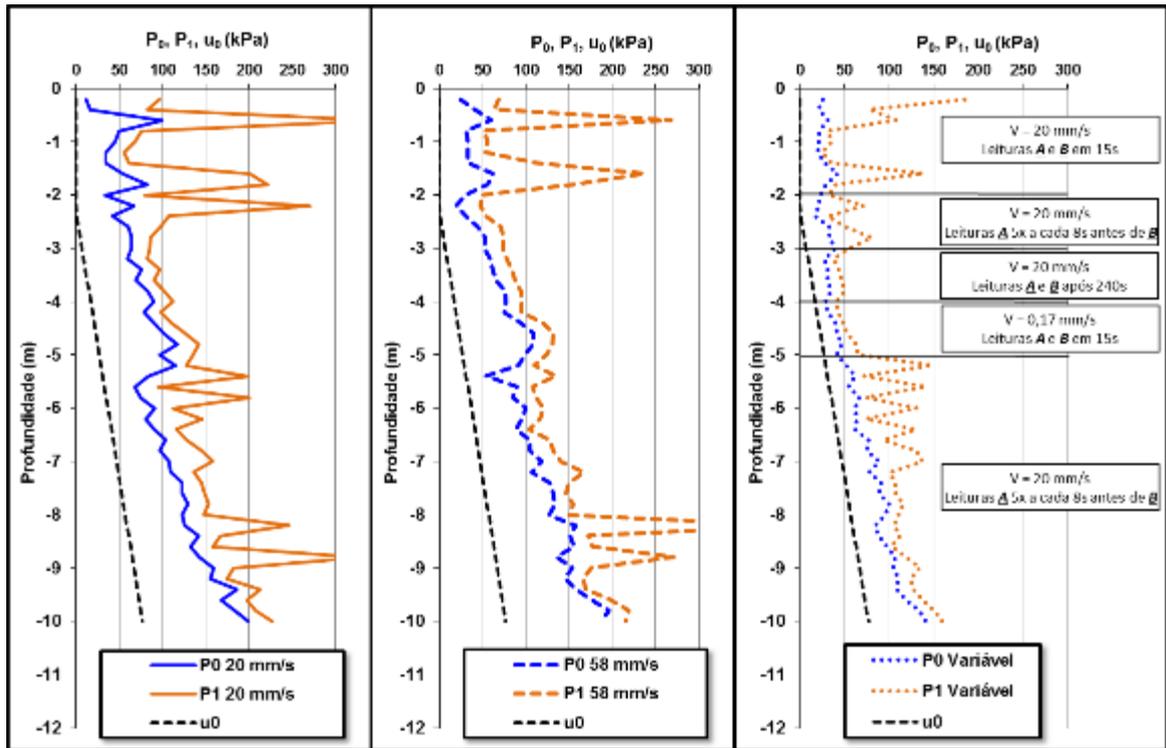


Figura 62 – Resultados de DMT ( $P_0$  e  $P_1$ ) no rejeito de mineração com procedimentos distintos

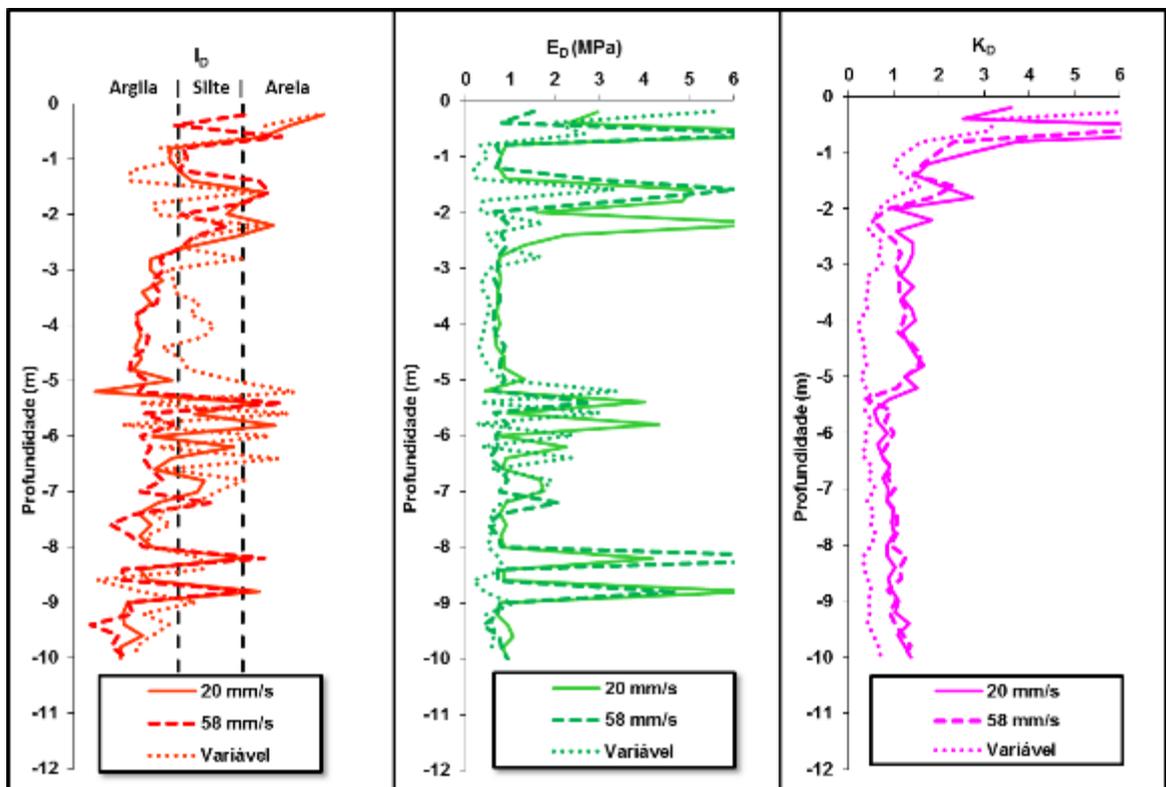


Figura 63 – Resultados de DMT ( $I_D$ ,  $E_D$  e  $K_D$ ) no rejeito de mineração com procedimentos distintos

Os ensaios realizados no rejeito de mineração de ouro com tomadas de leitura padrão (leitura “A” em até 15 s e leitura “B” em até 30 s) e com velocidade de penetração de 20 e 58 mm/s, de uma maneira geral, indicam que o aumento da taxa de penetração em cerca de 3 vezes teve ligeira influência nas medidas do ensaio e conseqüentemente nos parâmetros derivados das leituras “A” e “B”. Visto que as tomadas de leitura no ensaio são realizadas a cada 200 mm de profundidade e não há um dispositivo para registro automático da profundidade de ensaio, pequenas variações (cerca de 3 ou 4 cm) nos intervalos de cravação e a heterogeneidade do material podem explicar a não coincidência nos picos de resistência entre o ensaio padrão e o ensaio “rápido”.

Para o ensaio “variável” realizado entre 3,0 e 4,0 m de profundidade, o procedimento de registro das leituras após 240 s do intervalo de cravação, ou seja, aumentando o tempo de atraso em cerca de 8 vezes antes de inflar a membrana para leituras “A” e “B”, resultou em uma possível consolidação ao redor da lâmina, promovendo redução dos valores das medidas de  $P_0$  e  $P_1$ , bem como menores valores de  $K_D$ , mas aumento nos valores de  $I_D$ . O aumento no tempo de atraso antes de inflar a membrana, por cerca de 40 segundos, efetuando leituras repetidas de “A” a cada 8 segundos (ver ensaio “variável” de 2,2 a 3,0 m e de 5,2 a 10,0 m de profundidade) também induziu alguma consolidação resultando em valores reduzidos de  $P_0$  e  $P_1$ , bem como menores valores de  $K_D$ , todavia mudanças menos significativas nos parâmetros  $I_D$  e  $E_D$ . Já a redução da velocidade de penetração em cerca de 100 vezes (ver ensaio “variável” de 4,0 a 5,0 m de profundidade) reduziu consideravelmente os valores de  $P_0$  e  $P_1$ , conseqüentemente valores de  $E_D$  e  $K_D$  também são menores e ocorre um aumento do parâmetro  $I_D$ .

Utilizando a lâmina DMTU também foram executados ensaios com velocidade padrão de 20 mm/s, velocidade rápida de 58 mm/s e velocidades variando de 0,17 a 4,5 mm/s. A figura 64 apresenta o perfil de poropressão gerado nos três ensaios. O aumento da velocidade de penetração da lâmina, bem como a redução variando entre 4 e 18 vezes (perfil entre 5,1 e 7,0 m de profundidade) não apresentaram mudanças significativas no excesso de poropressão gerado. Já a redução na ordem de 100 vezes (intervalo entre 3,2 e 5,0 m de profundidade) exibe valores próximos a pressão de equilíbrio ( $u_0$ ), revelando que o ensaio de DMT executado com esta velocidade reduzida de cravação, pode apresentar leituras “A” e “B” sob condições totalmente drenadas.

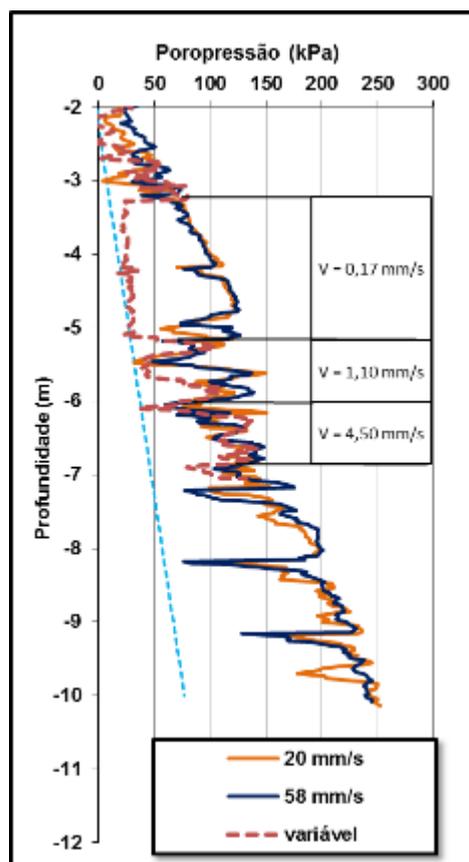


Figura 64 – Poropressão medida na lâmina DMTU em distintas velocidades de penetração

## 5.2 ABORDAGENS PARA AVALIAÇÃO DE DRENAGEM NO ENSAIO DE CPTU

Pesquisas anteriores mostraram que as condições de drenagem durante o ensaio de CPTU (Finnie e Randolph, 1994; House *et al.*, 2001; Randolph e Hope, 2004; Schnaid *et al.*, 2004; Kim *et al.*, 2006) podem ser identificadas através do tamanho da sonda, da velocidade de penetração e da característica de adensamento do solo. A normalização dos resultados de penetração pode ser interpretada tanto por uma curva de resistência à penetração ou através da poropressão gerada durante a cravação (ambas as curvas normalizadas), representada graficamente contra a velocidade de penetração normalizada  $V$ .

A velocidade normalizada  $V$  (equação 37) captura os elementos chave que devem ser considerados para a avaliação do grau de drenagem, todavia as incertezas sobre a forma de aplicar o método na prática da engenharia devem ser reconhecidas. A principal dificuldade está na abordagem do valor do coeficiente de adensamento adequado para aplicação no cálculo de  $V$ . Algumas pesquisas (Randolph e Hope, 2004; Kim *et al.*, 2006) utilizaram o coeficiente de

adensamento vertical  $c_v$  a partir de dados laboratoriais de adensamento para o cálculo de  $V_v$ , sendo esta uma abordagem aplicável para depósitos de argila onde projetos de rotina combinam testes de laboratório e de campo. As técnicas de coleta de amostras indeformadas em solos argilosos estão bem desenvolvidas e a qualidade da amostra pode ser avaliada. Contudo, em siltes, onde a drenagem parcial durante ensaios de penetração é uma questão importante, as deficiências de amostragem devem ser reconhecidas e a recuperação da amostra envolve processos complexos e de alto custo.

Para o desenvolvimento da curva de drenagem a partir de  $V_h$ , é razoável considerar os valores de  $c_h$  estimados a partir de ensaios de dissipação do piezocone, uma vez que a consolidação ocorre ao redor do cone e é predominantemente radial. Ainda que pesquisas recentes optaram por esta alternativa (Randolph e Hope, 2004; Schnaid, 2005; Lunne *et al.*, 2014), erros podem ser introduzidos na estimativa de  $c_h$  através da análise de dissipações em solos transitórios, como os rejeitos de mineração. Nestes solos com permeabilidade intermediária, a consolidação parcial durante a penetração do piezocone reduz o excesso de poropressão inicial referente a condição não drenada, de modo que o ensaio de dissipação inicia a partir de um ponto parcial ao longo da verdadeira curva de dissipação. Dejong e Randolph (2012), afirmam que nesta condição, a interpretação da dissipação por abordagens convencionais, tais como Houlsby e Teh (1991), podem produzir estimativas imprecisas do coeficiente de adensamento  $c_h$ .

### 5.2.1 Fator velocidade “ $V_t$ ”

O coeficiente de adensamento como função de um fator  $T^*$  é definido por Houlsby e Teh (1991), conforme já indicado na equação 11, presente na revisão bibliográfica. Todavia, o fator  $T^*$  é válido para a condição não drenada do ensaio de piezocone. Para contornar as incertezas na estimativa do parâmetro  $c_h$ , a equação 37 pode ser reescrita com a substituição da equação 11, originando assim a equação 40:

$$c_h = \frac{T^* \cdot R^2 \sqrt{I_r}}{t} \quad (11)$$

$$V_h = \frac{v \cdot d}{c_h} \quad (37)$$

$$V_h = \frac{v \cdot t_{50}}{T^* R \sqrt{I_r}} \quad (40)$$

Como já mencionado, o efeito da consolidação parcial durante o ensaio de piezocone introduz erros na interpretação dos resultados. Uma alternativa consiste em simplesmente retirar o fator  $T^*$  da equação 40, evitando o conjunto de hipóteses inerentes consideradas na sua formulação, mas manter as variáveis que realmente controlam as características de consolidação do solo. Sendo assim, um novo fator velocidade “ $V_t$ ” é proposto, preservando os elementos chave que controlam a drenagem parcial durante a penetração do cone.

$$V_t = \frac{v \cdot t_{50}}{d \sqrt{I_r}} \quad (41)$$

onde:

$v$  é a velocidade de penetração da sonda (mm/s);

$t_{50}$  é o tempo necessário para que ocorra 50% de dissipação do excesso de poropressão (s);

$d$  é o diâmetro da sonda (mm);

$I_r$  é o índice de rigidez do solo.

As equações 40 e 41 são essencialmente as mesmas, compensada por uma constante quando a penetração é não drenada ( $T^* = 0,245$  para medidas de poropressão na posição  $u_2$ ). Quando o ensaio executado está sob condições parcialmente drenadas,  $T^*$  não é conhecido e a equação 40, que incorpora medidas diretas, pode ser utilizada na interpretação dos resultados de CPTU.

### 5.2.2 Normalização de resultados

Os resultados de resistência de ponta e poropressão gerados nos ensaios de CPTU podem ser apresentados de maneira normalizada para avaliar as condições de drenagem durante o ensaio de penetração. A normalização da poropressão gerada através da equação 42, utilizada por Kim *et al.* (2006), é a adotada aqui com o intuito de traçar uma curva de drenagem característica. O parâmetro  $\Delta u / \Delta u_{máx}$ , é plotado em função do Fator Velocidade  $V_t$  proposto no item anterior. Já a normalização da resistência de ponta é realizada através da equação 43, também utilizada por Dejong e Randolph (2012), proposta por Wroth (1988).

$$U = \frac{\Delta u}{\Delta u_{máx}} = \frac{(u_i - u_0)}{(u_{máx} - u_0)} \quad (42)$$

onde:

$u_i$  é a poropressão na base do cone (kPa);

$u_0$  é a poropressão de equilíbrio (kPa);

$u_{m\acute{a}x}$  é a máxima poropressão gerada na penetração do piezocone.

$$Q = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} = \frac{q_{cnet}}{\sigma'_{v0}} \quad (43)$$

onde:

$Q$  é a resistência de ponta normalizada;

$q_t$  é a resistência de ponta do cone (kPa);

$\sigma_{v0}$  é a tensão total vertical (kPa);

$\sigma'_{v0}$  é a tensão efetiva vertical (kPa).

Através dos dados de ensaios realizados no rejeito de mineração sob distintas velocidades de penetração, busca-se definir uma correlação entre  $U$  versus  $V_t$  e  $Q$  versus  $V_t$ . Os dados utilizados para obtenção dos valores de  $V_t$  estão presentes na figura 54 e na figura 61, indicando respectivamente os tempos para ocorrer 50% da dissipação ( $t_{50}$ ) e as velocidades de cravação ( $v$ ) para o cone de diâmetro igual a 35,7 mm, o índice de rigidez adotado é igual a 300. A figura 65 ilustra os resultados obtidos das normalizações dos parâmetros plotados em função do parâmetro de velocidade adimensional  $V_t$ .

Os ensaios realizados com velocidade de penetração de 58 mm/s estão na faixa de  $V_t$  em torno de 1, indicando a condição não drenada do ensaio, já para os ensaios executados com velocidade de cravação variada o fator velocidade  $V_t$  ficou na faixa entre 0,01 e 0,05. Com a velocidade de penetração padrão, 20 mm/s, alguns pontos ficaram na zona de transição de  $V_t$  entre 0,01 e 1, indicando uma condição de drenagem parcial durante a execução do ensaio.

Os resultados mostram, conforme já esperado, um aumento da resistência e redução do excesso de poropressão gerado com a diminuição da velocidade adimensional. Os valores plotados indicam que a transição do comportamento não drenado para parcialmente drenado ocorre em torno de  $V_t$  igual a 1 e do comportamento drenado para parcialmente drenado quando  $V_t$  está próximo a 0,01. Ou seja, é possível identificar uma região caracterizada por valores de  $V_t$  compreendidos entre 0,01 e 1 onde a drenagem parcial parece ocorrer durante a penetração do ensaio de CPTU.

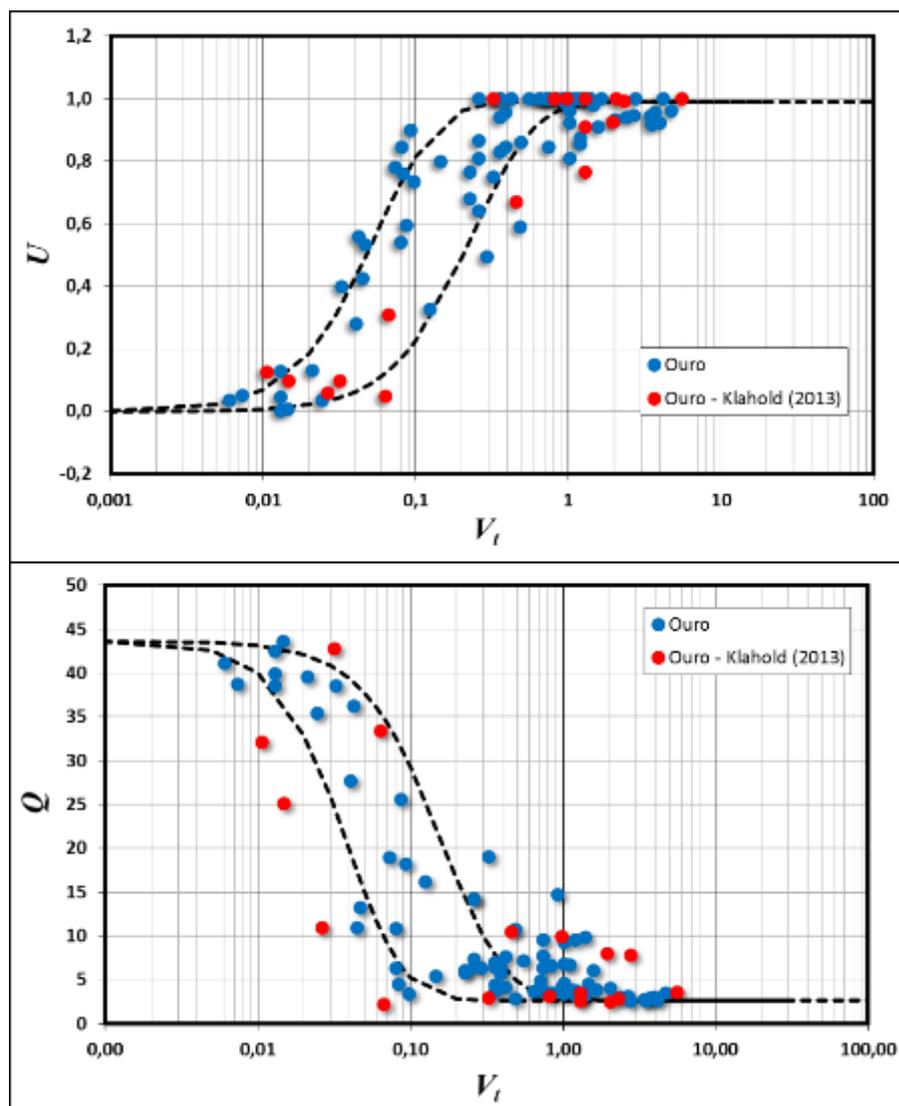


Figura 65 – Poropressão (superior) e resistência de ponta (inferior) normalizada *versus* fator velocidade ( $V_i$ ) no rejeito de mineração de ouro

As curvas de drenagem expostas na figura 65 foram traçadas a partir da equação 39, apresentada por Schnaid (2005). A curva definida como limite superior foi traçada utilizando os parâmetros  $a = 0,01$ ,  $b = 26$  e  $c = 0,8$ , distinta da curva definida como limite inferior através do parâmetro  $b = 30$ . Também na figura 65, são apresentados dados reinterpretados da pesquisa de Klahold (2013). Como já descrito, a pesquisa de Klahold (2013) foi realizado a partir de ensaios executados no mesmo lago de rejeito de ouro utilizado nesta pesquisa. Embora os resultados apresentem alguma dispersão, de maneira geral é possível indicar que no trecho compreendido entre as curvas, os valores de poropressão e resistência de ponta normalizados corroboram e exibem uma tendência de condição de drenagem parcial durante o ensaio de piezocone.

### 5.2.3 Velocidade de penetração crítica no CPTU

Definido o intervalo  $V_t$  para condições de ensaio drenado e totalmente não drenado, a velocidade de penetração pode ser alterada para assegurar tais condições. Uma vez que em solos com permeabilidade intermediária, o piezocone não pode ser interpretado na velocidade padrão de 20 mm/s, a alteração da velocidade (superior ou inferior) pode ser escolhida para fornecer medidas de penetração totalmente drenadas ou totalmente não drenadas. Uma velocidade de penetração maior é preferível, com o objetivo de alcançar e manter a resposta não drenada durante a execução do ensaio e, neste caso, uma velocidade de penetração crítica ( $v_{crit}$ ) pode ser adotada para assegurar as condições totalmente não drenadas. Para obter  $v_{crit}$ , a equação 41 pode ser reescrita, determinando assim a equação 44:

$$v_{crit} \geq \frac{V_t \cdot d \cdot \sqrt{I_r}}{t_{50}} \quad (44)$$

Para garantir a condição de ensaio totalmente não drenado tem-se que  $V_t \geq 1$  e para a condição totalmente drenada,  $V_t \leq 0,01$ . Sendo assim, é possível plotar um gráfico com valores das velocidades críticas determinadas a partir dos valores de  $t_{50}$  versus profundidade do ensaio.

A figura 66 (a) apresenta as velocidades críticas ao longo do perfil do rejeito de mineração para garantir a condição totalmente não drenada. É possível notar que, na camada com comportamento mais argiloso compreendida entre 3,0 e 4,8 m, a velocidade de ensaio padrão de 20 mm/s é suficiente para garantir as condições totalmente não drenadas. Todavia, abaixo dos 4,8 m, é necessário aumentar a velocidade de penetração do piezocone em mais de 4 vezes para alcançar tal condição.

Já a figura 66 (b), ilustra as velocidades críticas para garantir a condição totalmente drenada. Como já esperado, os valores de  $v_{crit}$  para a camada de comportamento argiloso são mais baixos. Para demais profundidades, a velocidade de penetração na ordem de 0,8 mm/s garante o ensaio na condição totalmente drenada.

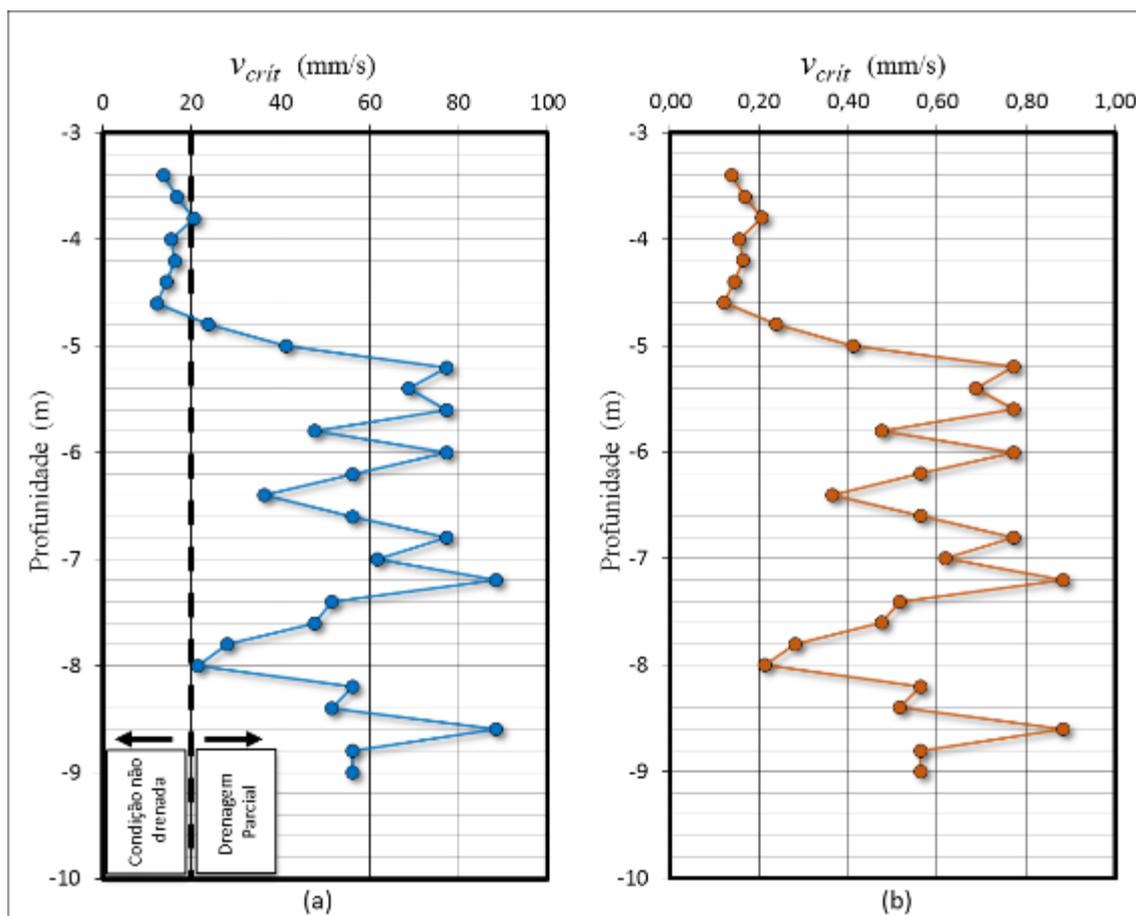


Figura 66 – Velocidades críticas para garantir ensaios não drenados (a) e (b) drenados no rejeito de mineração de ouro

Na prática da engenharia, a recomendação é adotar velocidades maiores de penetração, visto que velocidades em torno de 0,8 mm/s (ver profundidades entre 5 e 7 m) tornariam o ensaio demasiadamente lento, gerando elevado custo de execução.

A partir das velocidades críticas calculadas ao longo do perfil, é possível realizar uma análise dos valores da resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) calculados através do ensaio padrão (20 mm/s) e do ensaio rápido (58 mm/s). A figura 67 (a) apresenta os valores da velocidade crítica (figura 66 em maior escala) e a figura 67 (b) os valores calculados de  $S_u$  ao longo do perfil.

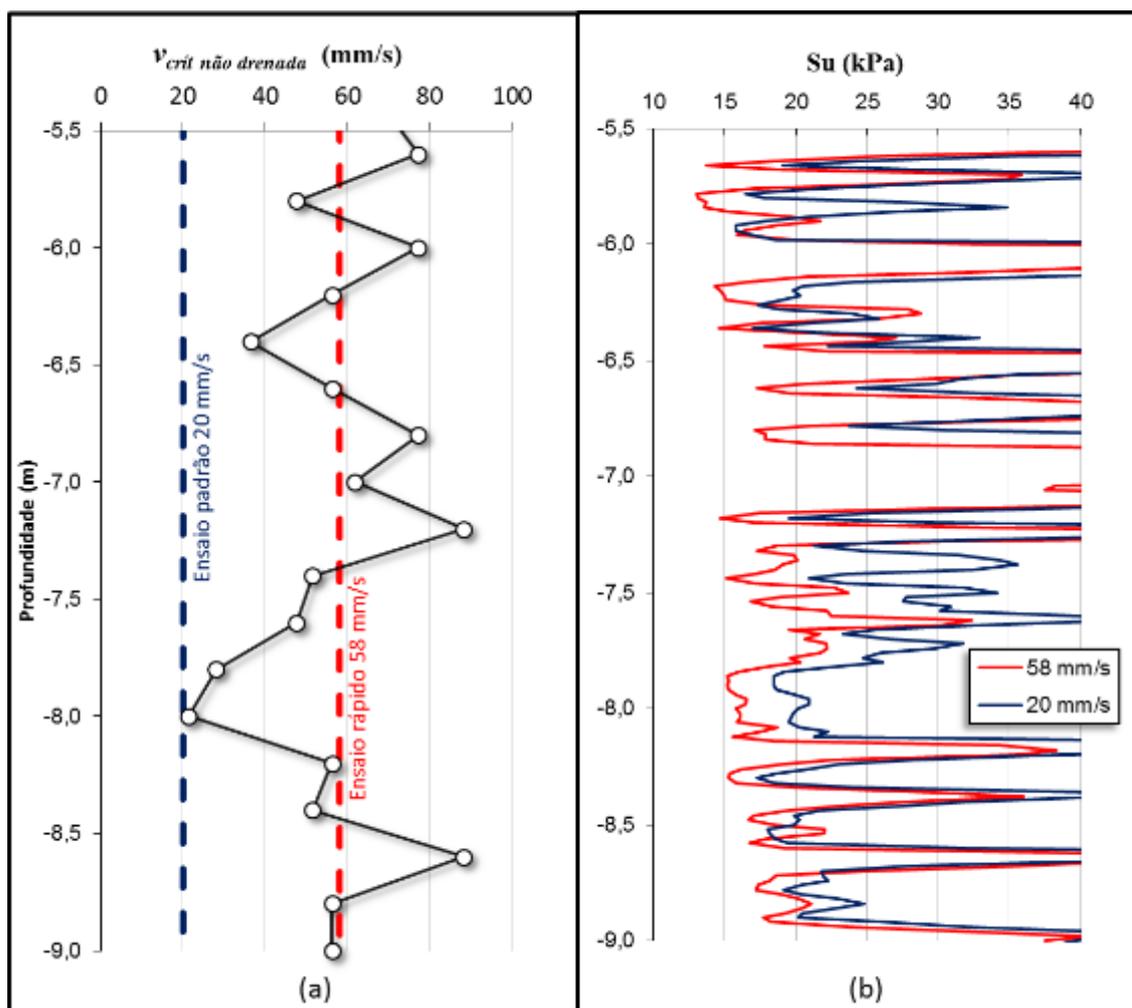


Figura 67 – Figura 66 em escala alterada (a) e (b) resistência  $S_u$  nos ensaios padrão e rápido.

Analisando a figura 67 (a), é possível notar que em alguns trechos ao longo da profundidade, o ensaio rápido foi capaz de garantir a condição não drenada durante a execução. Ainda que, o perfil estratigráfico apresente considerável heterogeneidade, nota-se que o ensaio de piezocone realizado em velocidade padrão superestima a resistência não drenada. Entre 7,30 e 8,30 m de profundidade, onde a velocidade crítica é menor que 58 mm/s, a resistência ao cisalhamento não drenada calculada a partir do ensaio rápido, indica valores consideravelmente menores que valores calculados com medidas do ensaio padrão. Com isto, é possível afirmar que o ensaio realizado a uma velocidade de penetração superior a velocidade crítica apresenta valores de  $S_u$  mais representativos do rejeito de mineração de ouro.

A partir disto, algumas recomendações para procedimentos de ensaio de CPTU, para um cone padrão de 10 cm<sup>2</sup>, em solos com permeabilidade intermediária podem ser indicadas:

a) selecionar um conjunto representativo de investigação geotécnica onde uma série de ensaios de campo pode ser realizada;

b) executar um ensaio de referência normatizado, com ensaios de dissipação a cada metro ou em um número de profundidades selecionadas (como apresentado nesta pesquisa, o tempo necessário para alcançar os  $t_{50}$  é relativamente rápido);

c) definir uma velocidade crítica “ $v_{crít}$ ” de penetração a partir da medida de  $t_{50}$  para garantir um ensaio totalmente não drenado;

d) se a “ $v_{crít}$ ” é maior que a velocidade de penetração padrão de 20 mm/s, é necessário executar um novo ensaio em cerca de 1,5 m de distância, com a velocidade de penetração calculada.

Em princípio, o novo ensaio realizado com penetração correspondente a  $v_{crít}$  deve ser não drenado, e quando a penetração não drenada é atingida, os métodos desenvolvidos para interpretação de solos argilosos podem ser utilizados com confiança.

### 5.3 ABORDAGENS PARA AVALIAÇÃO DE DRENAGEM NO ENSAIO DE DMT

As condições de drenagem no ensaio de DMT para o rejeito de mineração são avaliadas através de resultados obtidos a partir de ensaios com distintos procedimentos de tomadas de leitura A e B, distintas velocidades de penetração e também através dos dados medidos da lâmina DMTU já apresentados no capítulo anterior desta pesquisa.

As figuras 55 e 56 mostraram que os ensaios de DMT foram executados respectivamente, sob condições não drenadas na argila de Tubarão e condições totalmente drenadas no campo experimental de Araquari. Na figura 68 são ilustrados resultados de dissipações executadas com a lâmina DMTU no rejeito de mineração de ouro. Incluído na figura 68, estão indicadas leituras repetidas da pressão A em ensaio padrão (velocidade de cravação de 20 mm/s). Estas leituras foram feitas de maneira que o registro de pressão do sistema é aberto logo após a leitura A, não permitindo a expansão da membrana para leitura B, e logo após inflando novamente. Como sugerido por Marchetti e Totani (1989), as leituras A foram realizadas com o intuito de simular uma dissipação de poropressão e são comparadas com as medidas da lâmina DMTU.

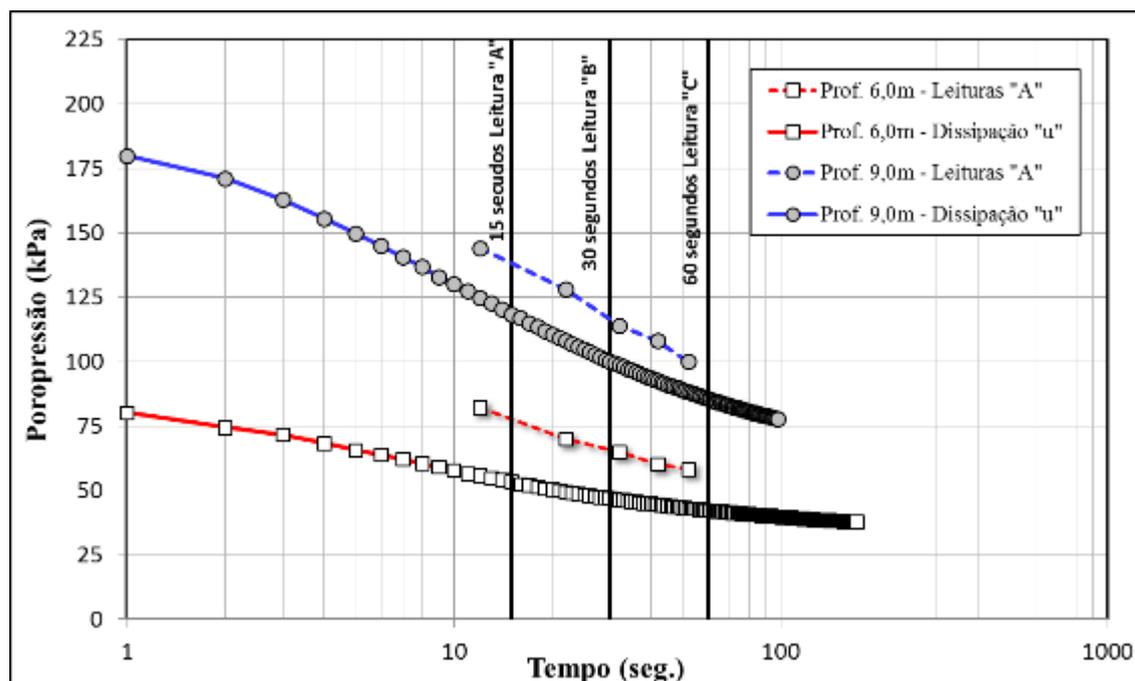


Figura 68 – Dissipações de DMTU e repetidas leituras A de DMT no rejeito de mineração de ouro

A figura 68 mostra a semelhança entre a dissipação de poropressão gerada na lâmina modificada e as repetidas leituras A, indicando que existe uma significativa dissipação de poropressão durante o tempo de 30 segundos recomendado para tomadas de leitura A e B. Isto demonstra que, medidas de leitura no ensaio padrão de DMT tomadas a 15, 30 e 60s, são parcialmente drenadas e mudam com o tempo devido à dissipação do excesso de poropressão gerado em torno da lâmina durante a cravação.

### 5.3.1 Normalização de resultados

O conceito de normalização de resultados apresentado nos itens 5.2.1 e 5.2.2 para abordagem das condições de drenagem no CPTU, também é adotado para o ensaio de DMT. Assim, as medidas de poropressão geradas na penetração da lâmina DMTU, dissipação do excesso de poropressão e o parâmetro indicador do tipo de solo  $I_D$  podem ser plotados *versus* fator velocidade  $V_t$ .

Os valores de poropressão medidos a partir da lâmina de DMTU nos três locais de pesquisa, podem ser apresentados de maneira normalizada para o melhor entendimento das condições de fluxo após a interrupção da penetração da lâmina dilatométrica. A figura 69 ilustra um resumo de ensaios de dissipação normalizados no depósito de argila de Tubarão, na areia do campo

experimental de Araquari e no rejeito de mineração de *Fazenda Brasileiro* através da equação 42.

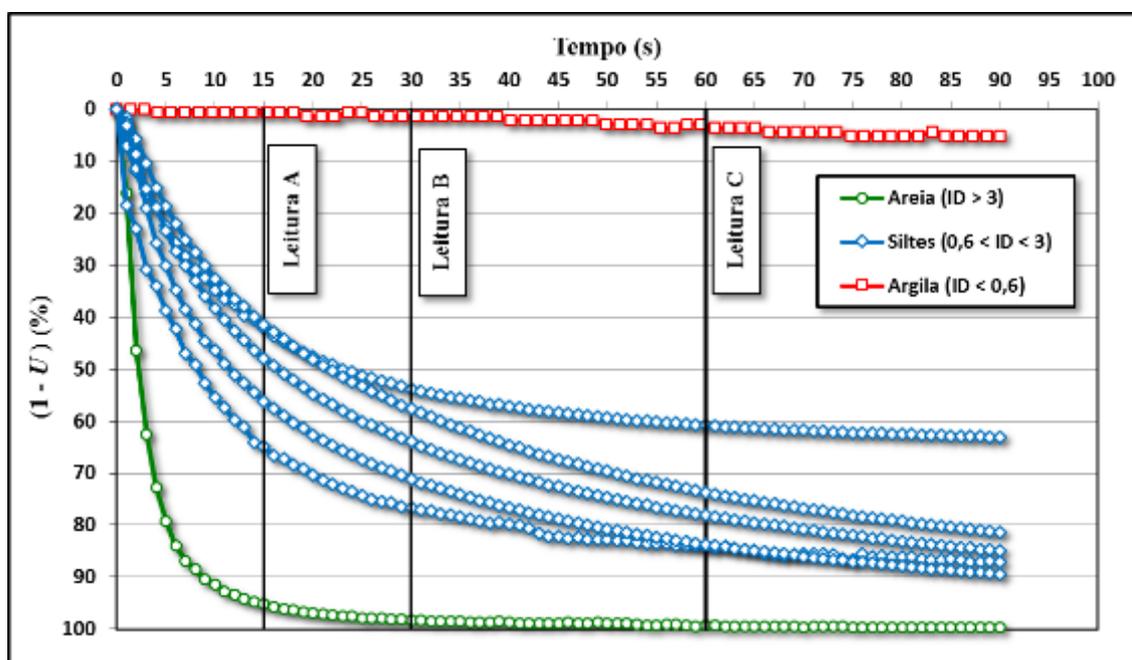


Figura 69 – Típicas dissipações de poropressão normalizadas nos distintos materiais

A partir da figura 69, pode-se observar que dentro dos 60 s requeridos para a realização das tomadas de leitura do DMT padrão, o ensaio é essencialmente não drenado na argila (depósito sedimentar de Tubarão), drenado em areia (campo experimental de Araquari) e parcialmente drenado no rejeito de mineração de ouro (siltes). A condição de drenagem parcial nos siltes corrobora com as informações da figura 68, mostrando que o intervalo de até 15 s para tomada de leitura A é insuficiente para garantir medidas de  $P_0$  na condição não drenada.

Com as medidas de poropressão geradas na lâmina DMTU e os respectivos  $t_{50\%}$ , distintas velocidades de penetração da lâmina e o mesmo índice de rigidez adotado anteriormente, é possível plotar estes dados no espaço já apresentado anteriormente  $U$  versus  $V_t$ . A figura 70 exhibe a normalização do excesso de poropressão gerado durante a cravação da lâmina DMTU versus o fator velocidade. Para o cálculo de  $V_t$ , as velocidades de cravação foram as mesmas utilizadas no ensaio “variável” do DMT (item 5.1.2). As curvas de drenagem adotadas seguem a mesma proposta de Schnaid (2005) utilizada na normalização dos resultados do piezocone (figura 65, superior) porém com coeficientes de ajuste  $b$  e  $c$  distintos. Para a curva superior,  $b = 1,5$  e  $c = 0,8$ , e para a curva inferior  $b = 10$  e  $c = 0,9$ .

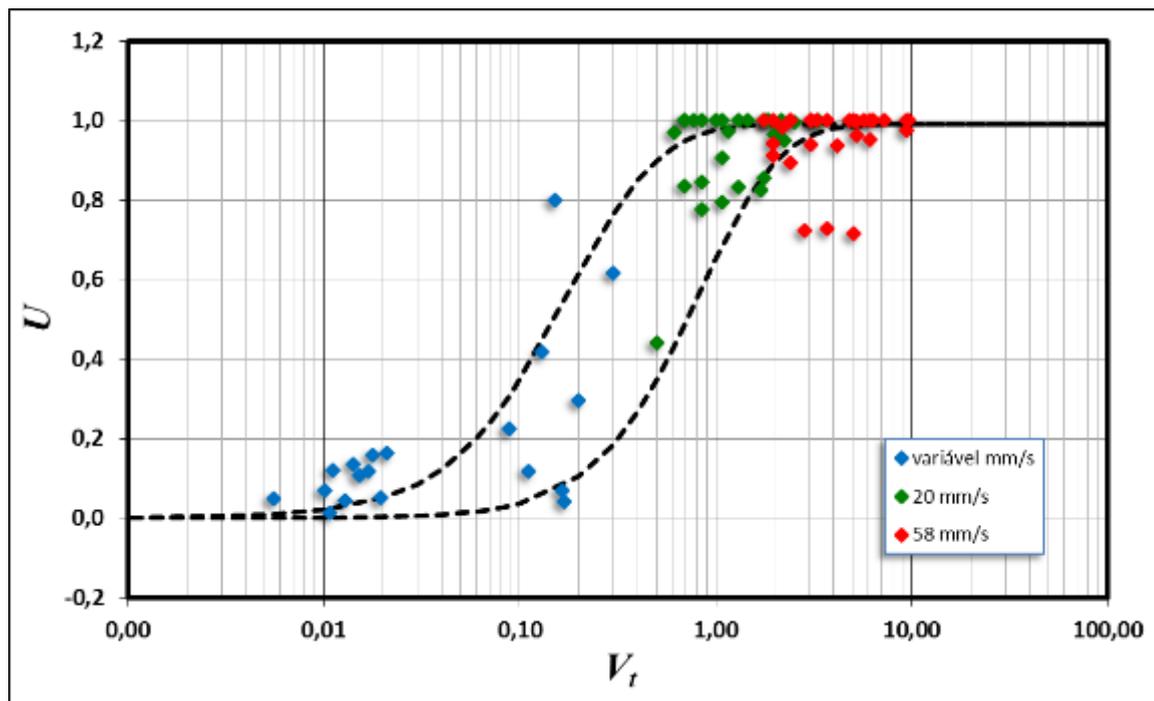


Figura 70 – Poropressão normalizada *versus* fator velocidade ( $V_t$ ) no rejeito de ouro a partir da lâmina DMTU

Embora existe dispersão de alguns valores na figura 70, o trecho compreendido entre as curvas de drenagem é caracterizado por valores de  $V_t$  variando entre 0,02 e 2, indicando a possível condição de drenagem parcial durante a penetração do DMT. Os resultados são similares com a curva de drenagem adotada nos resultados do piezocone (figura 65), ilustrando que a drenagem parcial durante a cravação, tanto para o ensaio de CPTU e DMT, incide em intervalos próximos de  $V_t$ .

Como no ensaio de DMT, tanto as velocidades de penetração da lâmina quanto de expansão da membrana após a interrupção da cravação podem afetar os resultados, o espaço  $U$  *versus*  $V_t$  foi adaptado para interpretar os efeitos de drenagem durante a dissipação do excesso de poropressão gerado após a suspensão da penetração, o que corresponde ao tempo para leituras de  $P_0$  e  $P_1$ . Todavia, para uso da equação 42, o valor de  $u_{máx}$  é a poropressão máxima gerada durante a penetração e  $u_i$  é a poropressão a cada 15s ( $u_{15}$ ) e 30s ( $u_{30}$ ) ( $\Delta u_{15}/\Delta u_{máx}$  e  $\Delta u_{30}/\Delta u_{máx}$ ). A figura 71 apresenta a normalização da dissipação de poropressão nos tempos 15 e 30s *versus*  $V_t$  utilizando a lâmina de DMTU nos três locais de estudo. A velocidade de penetração utilizada para o cálculo do fator velocidade foi de 20 mm/s (padrão) para todos os materiais e os valores de  $t_{50}$  utilizados foram obtidos através da lâmina DMTU.

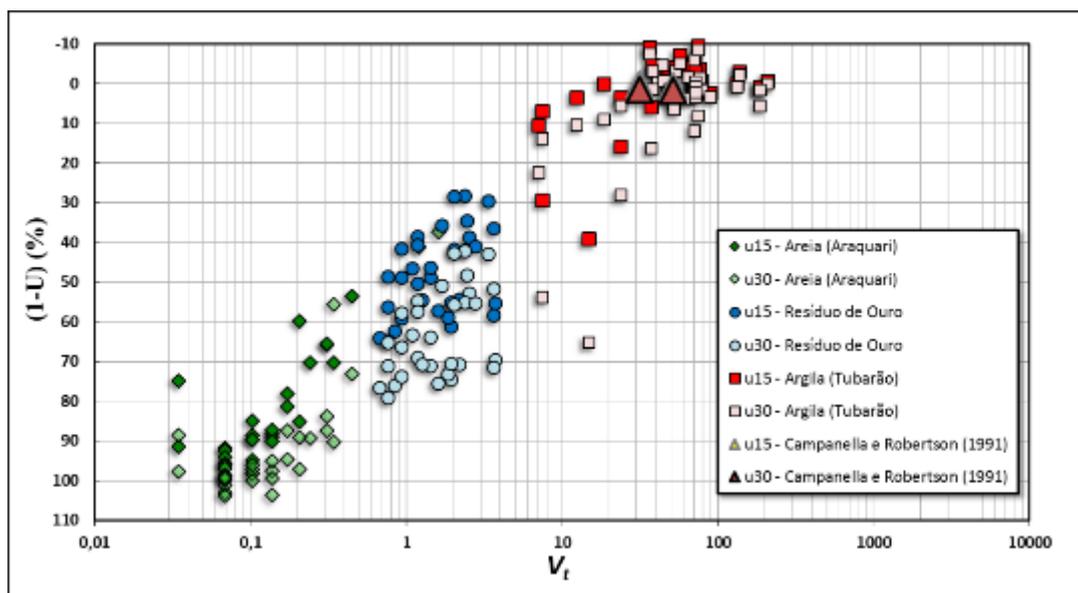


Figura 71 – Dissipação normalizada nos tempos 15 e 30 s *versus* fator velocidade utilizando o DMTU nos materiais pesquisados

Para o material arenoso do campo experimental de Araquari, a figura 71 mostra que respostas drenadas são atingidas em menos de 30s para valores de  $V_t$  menores que 0,4. Mesmo apresentando dispersão considerável nas medidas de poropressão, é possível deduzir que respostas parcialmente drenadas estão caracterizadas por uma região intermediária com valores de  $V_t$  variando de 0,5 até 10. Os resultados de Campanella e Robertson (1991) realizados em depósito de argila siltosa, foram reinterpretados para o fator velocidade e também plotados na figura 71, confirmando os padrões de dissipação observados na argila de Tubarão, onde respostas não drenadas são alcançadas para valores de  $V_t$  maiores que 10.

Marchetti (2015) sugeriu que, em um “nicho” de siltes onde a drenagem parcial pode ser um problema durante o ensaio de DMT, a leitura B pode ser um valor baixo comparado com a leitura A, resultando em valores muito baixos de  $I_D$  ( $I_D=0,1$  até  $0,2$ ) indicando que estes valores podem ser considerados uma identificação destes “nichos” de material siltoso. Infelizmente, os valores de  $I_D$  para o rejeito de mineração de ouro da *Fazenda Brasileiro* (figura 51) não configuram esta identificação de “nicho”, uma vez que estes são pronunciadamente maiores que 0,2 mesmo ocorrendo uma rápida dissipação de poropressão dentro dos 30 s necessários para obter as leituras do DMT (figura 68).

A figura 72 apresenta os valores de  $I_D$  dos três materiais pesquisados, plotados em função do fator velocidade  $V_t$ , com o intuito de avaliar se as condições de drenagem podem afetar diretamente o parâmetro de identificação de comportamento de solo  $I_D$ .

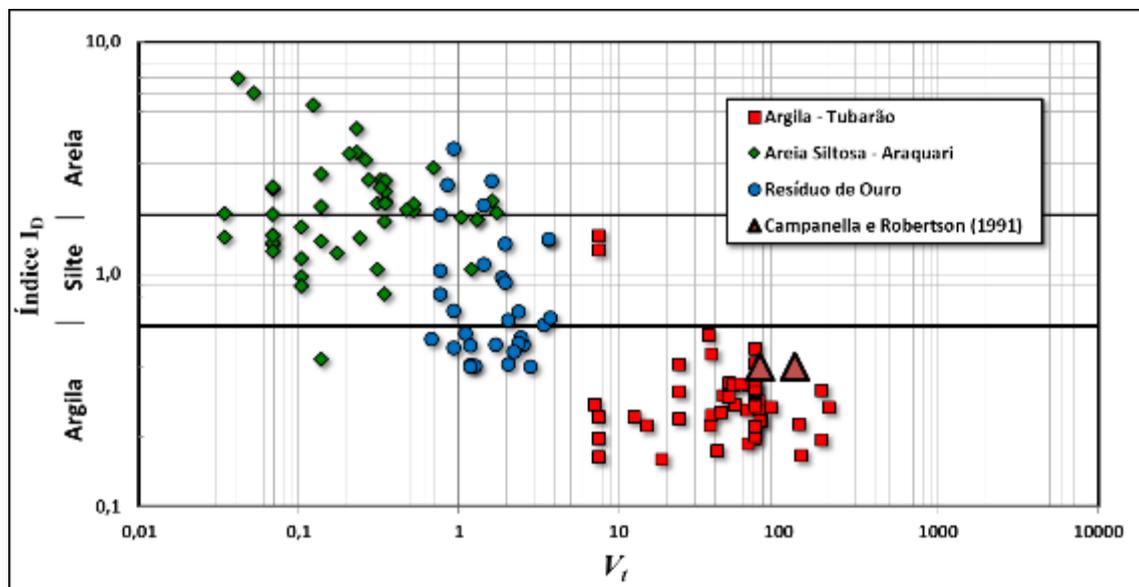


Figura 72 – Índice  $I_D$  versus fator velocidade  $V_t$

Embora os resultados da figura 72 apresentem, aparentemente, uma tendência para crescimento de valores de  $V_t$  com diminuição dos valores de  $I_D$ , a dispersão é considerável. Na faixa de drenagem parcial que pode influenciar os resultados do ensaio de DMT ( $0,5 < V_t < 10$ ), a variação do índice de comportamento do solo  $I_D$  é considerável. As condições de drenagem podem inferir diretamente em  $I_D$  e os ensaios podem ser utilizados apenas para avaliar tal parâmetro de comportamento quando  $I_D < 0,6$  (respostas não drenadas) e  $I_D > 1,8$  (condições drenadas). Visivelmente, neste intervalo a velocidade de penetração e a taxa de pressurização para leituras A e B devem ser ajustadas para reduzir os efeitos de consolidação parcial na poropressão gerada durante a cravação da lâmina, bem como na dissipação da poropressão após o intervalo no avanço do DMT.

Uma alternativa para correção dos valores de  $I_D$  em ensaios de DMT padrão realizados em materiais que apresentem a condição de drenagem parcial, é retificar os valores de leitura B em função de repetidas leituras A tomadas até o intervalo de 30 s (Marchetti, 2015). A partir da curva de dissipação das repetidas leituras A é possível determinar a queda de pressão durante a inflação de A para B. A correção então pode ser feita somando o valor desta queda à leitura B, a

fim de restaurar o valor aproximado da leitura B na ausência de dissipação de pressão e consequentemente corrigindo os valores do índice  $I_D$ .

A partir das medidas de poropressão registradas no rejeito de mineração através da lâmina DMTU, realizado no rejeito de mineração, foi possível registrar medidas de poropressão, bem como dissipações a cada 200 mm de profundidade, e analisar a poropressão dissipada entre 15 e 30 s após a interrupção de cravação da lâmina a partir da real curva de dissipação.

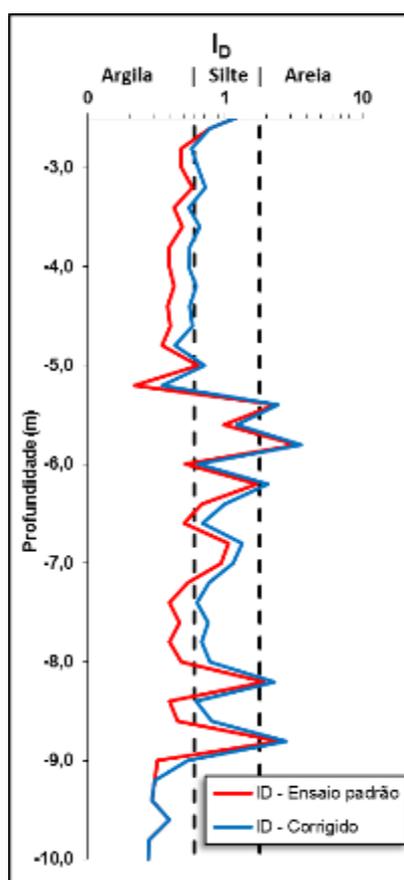


Figura 73 – Valores corrigidos do índice  $I_D$

A figura 73 apresenta os valores de  $I_D$  obtidos através do ensaio de DMT padrão e os valores do índice já corrigidos. É possível notar que os valores do índice  $I_D$  diminuem devido à correção dos valores de leitura B, indicando que o comportamento do rejeito de ouro aproxima-se de um solo argiloso.

A correção da leitura referente a  $P_1$ , pode ser uma alternativa para a estimativa mais consistente do índice  $I_D$ . Todavia, a proposta de retificação da leitura B, baseada no declínio dos valores

das repetidas leituras  $A$ , pode não ser a melhor maneira para a correção, visto que não se pode confirmar qual é a real leitura  $A$  inicial, conforme já indicado anteriormente na figura 68.

### 5.3.2 Resistência ao cisalhamento não drenada

A resistência ao cisalhamento não drenada, estimada a partir da equação 35, que por sua vez depende do parâmetro  $K_D$  (equação 22), é diretamente proporcional à leitura  $A$ . No rejeito de mineração de ouro, a recomendação de registro de leitura  $A$  em cerca de 15 s é insuficiente para assegurar condições não drenadas. Assim, qualquer estimativa da resistência não drenada  $S_u$ , a partir de medidas padrão do DMT, requer a tomada de leitura  $A$  em cerca de 2 a 3 s após a parada de cravação da lâmina a fim de assegurar condições aproximadamente não drenadas. Entretanto, não é viável a expansão da membrana do DMT neste intervalo de tempo. Uma abordagem alternativa seria retardar a leitura  $A$  de maneira que permitisse dissipar todo o excesso de poropressão, porém isso entraria em conflito com o procedimento padrão (ISSMGE TC16, 2001) e iria introduzir mais incertezas na interpretação do ensaio, visto que nenhuma pesquisa foi realizada até agora neste sentido.

Medidas baixas de leitura  $A$  proporcionam valores baixos do índice  $K_D$ , que por sua vez produzem valores subestimados de parâmetros como OCR e  $S_u$ . As consequências da possível desconsideração dos efeitos de drenagem parcial são ilustradas na figura 74, em que os valores calculados  $S_u$ , com base na correlação original proposto por Marchetti (1980), são plotadas contra a profundidade para o local de rejeitos *Fazenda Brasileira*. A figura 74 também inclui valores de  $S_u$  estimados a partir do ensaio de CPTU.

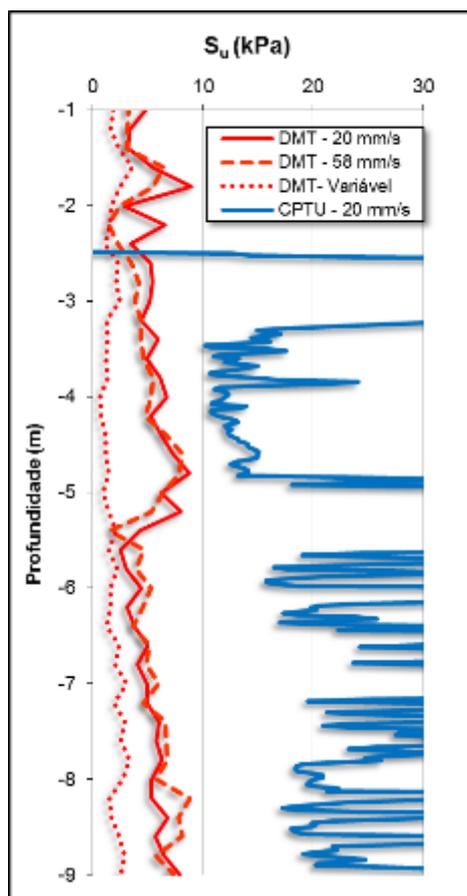


Figura 74 – Variação dos valores estimados de resistência ao cisalhamento “não drenada” no rejeito de mineração de ouro

Visivelmente os valores de resistência ao cisalhamento “não drenada” estimados a partir do dilatômetro de Marchetti, são significativamente menores que os estimados a partir do ensaio de piezocone. Após os 5 m de profundidade o ensaio de DMT realizado com velocidade de penetração de 58 mm/s aumentou levemente os valores de  $S_u$ , indicando que apenas o aumento da velocidade de cravação da lâmina não garante condições totalmente não drenadas e procedimentos para tomada de leitura A e B devem ser alterados.

Na camada entre 3 e 5 m, onde o comportamento do rejeito se aproxima mais de um solo argiloso, os valores estimados de ambos os ensaios estão mais próximos comparados aos valores das demais profundidades do perfil e, aparentemente, isto pode indicar valores mais representativos da real resistência do depósito de rejeito.

Visto que, a alternativa para tomada de leitura A entre 2 e 3 segundos após a interrupção de cravação da sonda é inviável e a velocidade de cravação aumentada em torno de 3 vezes gerou

poucas mudanças nas medidas de leitura A, o DMT, aparentemente, não parece ser a ferramenta adequada para estimativa de  $S_u$  em solos com permeabilidade intermediária.

Marchetti (2015), sugeriu que a conjunção dos ensaios de DMT e CPTU pode fornecer informações mais realistas sobre o comportamento do solo e melhorar a interpretação do ensaio. O autor indica que a razão de  $M_{DMT}/q_t$  pode ser um parâmetro útil para comparar os dois ensaios, sendo que  $M_{DMT}/q_t = 5$  a 10 na maioria das areias não cimentadas, normalmente adensadas e  $M_{DMT}/q_t = 12$  a 24 em areias sobreadensadas. Conforme figura 74, no rejeito de mineração de ouro a razão sugerida foi inferior a 1 e abaixo dos 5 m de profundidade menor que 0,1, onde os efeitos da drenagem parcial são mais acentuados.

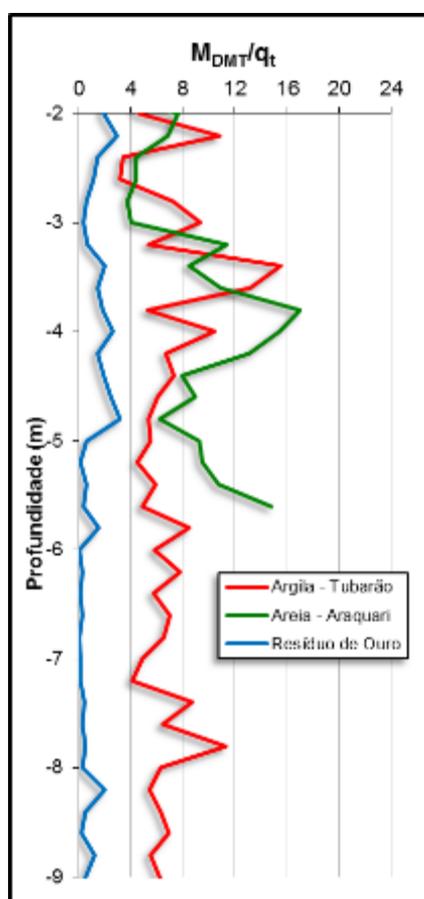


Figura 75 – Relação  $M_{DMT}/q_t$  para os três materiais estudados

A figura indica valores próximos de zero para o rejeito de mineração e valores nos intervalos definidos por Marchetti (2015) para os demais solos ensaiados. Os valores extremamente baixos de  $M_{DMT}/q_t$  parece ser uma referência útil na identificação de condições de drenagem parcial no ensaio de DMT.

## 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Este capítulo resume as principais conclusões desta pesquisa a partir dos objetivos determinados no Capítulo 1 e das análises e interpretações realizadas ao longo do trabalho. As considerações e sugestões para pesquisas futuras também serão apresentadas neste capítulo.

### 6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo principal desta pesquisa consistiu em avaliar as condições de drenagem em ensaios de CPTU e DMT realizados em solos com permeabilidade intermediária em termos de velocidade adimensional. O estudo visa desenvolver ou aprimorar as metodologias a serem adotadas na prática da engenharia para interpretação de resultados destes ensaios em materiais que possam apresentar drenagem parcial.

A fim de compor este objetivo, inicialmente, foi desenvolvido um equipamento (lâmina DMTU) similar ao Dilatômetro de Marchetti, incorporando um sensor para monitorar medidas de poropressão durante a cravação. A partir disto, estudos foram realizados em locais cujos materiais tenham sido bem caracterizados sob o ponto de vista geotécnico (argila de Tubarão e areia no campo experimental de Araquari), contemplando ensaios de campo (CPTU e DMT/DMTU) e de laboratório para caracterização complementar. Uma campanha de investigação geotécnica também foi executada no rejeito de mineração de ouro na *Mineração Fazenda Brasileiro S/A*, no município de Barrocas/BA, cujo material é estudado desde 2005 pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

A caracterização dos materiais (laboratório e ensaios penetrométricos) indicou que o depósito de material no município de Tubarão é caracterizado por argila siltosa, no campo experimental de Araquari predomina a composição de areia fina e no rejeito de mineração de ouro a análise granulométrica indicou um silte arenoso ao longo do perfil. Os valores de condutividade hidráulica no rejeito, estimados a partir do piezocone, estão no intervalo entre  $9 \times 10^{-5}$  e  $7 \times 10^{-6}$  cm/s e indicam que o material se encontra na faixa de permeabilidade intermediária e pode apresentar uma condição de drenagem parcial durante a execução dos ensaios de campo.

Os valores de resistência para o material estudado no município de Tubarão, interpretados sob a luz de condições não drenadas a partir do DMT e do CPTU, foram comparados juntamente com valores de ensaios de Vane Test fornecidos pela empresa Geofirma Engenharia Ltda. Os

resultados mostraram-se consistentes, indicando valores de  $S_u$  variando de modo linear ao longo da profundidade. Para o campo experimental de Araquari, os resultados foram interpretados para estimativa do parâmetro de resistência efetivo,  $\phi'$ . Assim como no depósito de Tubarão, os resultados tanto de DMT quanto de CPTU, foram consistentes mostrando valores médios de  $\phi'$  igual a  $38^\circ$  para os 5 primeiros metros de profundidade e de  $35^\circ$  para o material abaixo dos 12 m.

Sendo assim, os resultados de ensaios de campo realizados em argila e areia, tanto de CPTU e DMT apresentaram coerência quando interpretados com metodologias consagradas para estimativa de parâmetros geotécnicos. Todavia, para o rejeito de mineração a normalização dos resultados mostrou que os ensaios são influenciados por uma consolidação parcial durante execução, não permitindo a análise em termos de tensões totais, nem sob tensões efetivas.

### 6.1.1 Condições de drenagem no CPTU

Para analisar as condições de drenagem durante a execução do ensaio de CPTU no rejeito de mineração, distintas velocidades de penetração foram adotadas. Os resultados mostraram que a redução de velocidade em cerca de 200 vezes aumentou significativamente a resistência de ponta e diminuiu expressivamente o excesso de poropressão gerado. O aumento da velocidade em torno de 3 vezes gerou ligeiras mudanças nas medidas, diminuindo a resistência de ponta e pouco influenciando na medida de  $u_2$ .

Pesquisas anteriores mostraram que as condições de drenagem durante o ensaio de CPTU (Finnie e Randolph, 1994; House et al., 2001; Randolph e Hope, 2004; Schnaid et al., 2004; Kim et al., 2006) podem ser identificadas através do tamanho da sonda, da velocidade de penetração e da característica de adensamento do solo. Para contornar as incertezas na estimativa do parâmetro  $c_h$  durante análises em termos de velocidade adimensional  $V_h$ , um novo fator adimensional foi proposto " $V_t$ ", preservando os elementos chaves que controlam a drenagem durante a penetração do cone.

A partir disto foi possível definir que resultados de ensaios de piezocone (padrão de 10 cm<sup>2</sup>), executados em rejeitos de mineração de ouro, apresentando valores de  $V_t$  compreendidos entre 0,01 e 1 podem sofrer influência da consolidação parcial e não devem ser interpretados através de metodologias consagradas. A definição de uma velocidade crítica de ensaio " $v_{crit}$ " foi determinada para realização de ensaios não drenados.

Sendo assim, algumas recomendações para procedimentos de ensaio de CPTU, para um cone padrão de 10 cm<sup>2</sup>, em solos com permeabilidade intermediária podem ser indicadas:

1) selecionar um conjunto representativo de investigação geotécnica onde uma série de ensaios de campo pode ser realizada;

2) executar um ensaio de referência normatizado, com ensaios de dissipação a cada metro ou em um número de profundidades selecionadas (lembrando que, como apresentado nesta pesquisa, o tempo necessário para alcançar  $t_{50}$  é relativamente rápido);

3) definir uma velocidade crítica “ $v_{crit}$ ” de penetração a partir da medida de  $t_{50}$  para garantir um ensaio totalmente não drenado;

4) se a “ $v_{crit}$ ” é maior que a velocidade de penetração padrão de 20 mm/s, é necessário executar um novo ensaio, em cerca de 1,5 m de distância, com a velocidade de penetração calculada.

Em princípio, o novo ensaio realizado com penetração que corresponde a  $v_{crit}$  deve ser não drenado, e quando a penetração não drenada é atingida, os métodos desenvolvidos para interpretação de solos argilosos podem ser utilizados com confiança.

### 6.1.2 Condições de drenagem no DMT

Para os ensaios de DMT realizados no rejeito de mineração de ouro na *Mineração Fazenda Brasileiro*, distintos procedimentos foram adotados na busca do melhor entendimento das condições de drenagem durante a execução do ensaio. A influência dos efeitos de velocidade de penetração e as condições de fluxo durante e após a penetração da lâmina foram analisados com o equipamento desenvolvido (DMTU).

Ensaio com variação na velocidade de penetração da lâmina mostraram ligeiras mudanças nas medidas de ensaio e conseqüentemente nos parâmetros derivados das leituras A e B. Todavia, variações nos procedimentos de tomadas de leitura, como atraso ao inflar a membrana após a interrupção na cravação da lâmina e repetidas leituras A antes da tomada de leitura B, mostraram mudanças significativas nos parâmetros do ensaio.

Os dados de ensaios realizados nos três locais de pesquisa foram comparados em um espaço que correlaciona o grau de drenagem e a velocidade adimensional. As medidas indicaram que

as tomadas de leitura A e B são tipicamente não drenadas em solos argilosos e totalmente drenadas em areias. Todavia, dentro dos 30 s necessários para realização do ensaio, no rejeito de mineração os valores das leituras são influenciados por uma demasiada diminuição do excesso de poropressão gerado durante a cravação da lâmina. As dissipações normalizadas de 15 e 30 s foram plotadas no espaço  $U$  versus  $V_t$ , e indicaram que existe um trecho ( $0,8 < V_t < 10$ ) onde os valores são influenciados pela drenagem parcial. Também neste trecho, no espaço  $I_D$  versus  $V_t$ , a variação do índice  $I_D$  é considerável.

Com base nos resultados, um indicador da possível drenagem parcial durante o DMT, em solos jovens, não cimentados e normalmente adensados, são valores de  $K_D$  inferiores a 2,0. Infelizmente, valores muito baixos  $K_D$  também podem ser o resultado de outras características como por exemplo, tensões horizontais baixas e pesos específicos do solo incorretos. Marchetti *et al.* (2001) sugeriram que em solos onde a drenagem parcial possa ocorrer durante o ensaio, a realização de repetidas leituras A podem estimar a taxa de variação de poropressão ao longo do tempo, indicando se o ensaio está sendo influenciado pela permeabilidade intermediária do solo. No entanto, este procedimento pode ser demorado sob o ponto de vista da prática de engenharia.

Uma alternativa na busca de indicações de condições de drenagem parcial no ensaio de DMT é executar um ensaio de CPTU adjacente para avaliar a consistência de resultados. A relação de Marchetti (2015)  $M_{DMT}/q_t$  mostrou-se um bom indicador de resultados incomuns de ensaios. Valores de  $M_{DMT}/q_t$  na faixa de unidade devem ser inclusos como um alerta para a realização de investigação mais criteriosa do material em estudo.

Os valores de resistência ao cisalhamento não drenada estimados a partir do ensaio de DMT e do CPTU no rejeito de mineração de ouro, aparentemente, tendem a aproximar-se quando a condição não drenada é alcançada. Todavia, os resultados mostram com clareza que, em solos que apresentam permeabilidade intermediária, os valores de  $S_u$  calculados a partir do ensaio padrão de DMT são subestimados. Enquanto que, na ferramenta CPTU, o ensaio padrão para um cone de 10 cm<sup>2</sup> e velocidade de penetração padronizada de 20 mm/s, os valores de  $S_u$  são superestimados.

## 6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Realizar ensaios de CPTU em distintos materiais com permeabilidade intermediária, como rejeitos de mineração, aplicar os procedimentos propostos para execução e analisar a velocidade crítica destes materiais;

Realizar ensaios de DMT com velocidades de penetração e procedimentos distintos de tomada de leitura A e B, em geomateriais que possam apresentar drenagem parcial durante a execução, com o intuito de aprimorar a estimativa de parâmetros geotécnicos;

Executar ensaios em solos com permeabilidade intermediária com a ferramenta desenvolvida DMTU na busca do melhor entendimento dos efeitos de fluxo gerados na cravação da lâmina;

Por fim, sugere-se expandir o banco de dados de ensaios de campo em solos com permeabilidade intermediária com o intuito do melhor entendimento do comportamento destes geomateriais.

## 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, C. B. “**Contribuição ao Estudo do Comportamento de Barragens de Rejeito de Mineração de Ferro**”. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 2006

BALDI, G.; BELLOTI, R.; GHIONNA, V.N.; JAMIOLKOWSKI, M.; PASQUALINI, E. **Interpretation of CPTs and CPTUs; Drained Penetration of Sands. IV Int. Geotech. Seminar, Singapore**, p. 143-156, 1986

BALIGH, M.M e LEVADOUX, J.N. **Consolidation After Undrained Piezocone Penetration. II: Interpretation. J. Soil Mech. Found. Engng. Div., ASCE. 11(7), 112(7), 727-745, 1986.**

BEDIN, J. **Interpretação de Ensaios de Piezocone em Rejeitos De Bauxita.** 150 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2006.

BEDIN, J.; SCHNAID, F.; COSTA FILHO, L. M. **Estudo das Propriedades Geotécnicas de Rejeitos de Mineração de Ouro.** In: IV Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia, 2008, Coimbra, Portugal. IV GEO, 2008.

BEDIN, J. **Estudo do Comportamento Geomecânico de Rejeitos de Mineração.** Tese de doutorado em Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2010.

BJERRUM, L. **Problems on Soil Mechanics and Construction on Soft Clays. Proceedings of the 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Moscow**, v. 3, p. 111-159, 1973.

BROCHERO, J.L.R. **Caracterização Geotécnica do Campos Experimental da UFRGS em Areia.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2014.

CAMPANELLA, R.G.; ROBERTSON, P.K. **Current Status of the Piezocone Test. Proc. Int. Symp. on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, 1, AA Balkema Publishers, The Netherlands, 93–116, 1988.**

CAMPANELLA, R.G.; ROBERTSON, P.K. 1991. **Use And Interpretation of a Research Dilatometer**. Canadian Geotechnical Journal, 28(1): 113–126, 1991.

CHAVES, A. P.; PERES, A. E.C. **Teoria e Prática do Tratamento de Minérios – Britagem, peneiramento e moagem**. V 3, 2 ed, Signus Editora, São Paulo, 2003.

DEJONG, J.T.; RANDOLPH, M.F. – **Influence of Partial Consolidation during Cone Penetration on Estimated Soil Behavior Type and Pore Pressure Dissipation Measurements**. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 138: p 777-788, 2012.

DIENSTMANN, G. **Análise de Ensaios de Campo em Fluxo Transitório**. 2015. Doutorado (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

FINNIE, I. M. S.; RANDOLPH, M. F. **Punch-Through and Liquefaction Induced Failure of Shallow Foundations on Calcareous Sediments**. *Proc. 2nd Int. Conf. on Behavior of Offshore Structures*, Vol. 1, Oxford, 217-230, 1994.

HORN FILHO, N. O. – **Setorização da Província Costeira de Santa Catarina em Base aos Aspectos Geológicos, Geomorfológicos e Geográficos**. Geosul, Florianópolis, v. 18, n.35, p. 71-98, 2003.

HOUSE, A. R.; OLIVEIRA, J. R. M. S; RANDOLPH, M.F. **Evaluating the Oefficient of Consolidation Using Penetration Tests**. *Int. J. Phys. Model. Geotech.*, 1 (3), 17-26, 2001.

JAMIOLKOWSKY M., LADD, C.C., GERMAINE, J.T. & LANCELLOTTA, R. – **New Developments of Field and Laboratory Testing of Soils**. XI ICSMFE, San Francisco, V 1, p.57-153, 1985.

JAMIOLKOWSKY M.; GHIONNA, V.N.; LANCELLOTTA, R.; PASQUALINI, E. **New correlations of Penetration Tests for Design Practice**. *Int. Symp. On Penetration Testing, ISOTP, 1., Orlando. Proceedings*, Rotterdam: Balkema. 1988

KIM, K.; PREZZI, M.; SALGADO, R. **Interpretation of Cone Penetration tests in Cohesive Soils**. Publication FHWA/IN/JTRP-2006/22. *Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University*, West Lafayette, Indiana, 2006

KLAHOLD, P.A. **Interpretação de Ensaios de Campo em Solos com Permeabilidade Intermediária**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2013

KULHAWY, F.H.; MAYNE, P.W.. **Manual on estimating soil properties for foundation design**. Ithaca: Geotech. Eng. Group, Cornell Univ., 1990.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. *SI Version*, John Wiley and Sons, 1979.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. **CPT in Geotechnical Practice**. Blackie Academic and Professional, 1997.

LUNNE, T.; YANG, S.; SCHNAID, F. 2014. **CPT Interpretation**. In Proceedings of the 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'14, Las Vegas, Nev. Vol. 1, pp. 145–164, 2014.

LUTENEGGER, A.J. **Current Status of the Marchetti Dilatometer Test; Special Lecture**. In *Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1*, Orlando, Fla. Vol. 1, pp. 137–155, 1988

MANTARAS, F.M.B.; ODEBRECHT, E.; SCHNAID, F. **Using Piezocone Dissipation Test To Estimate The Undrained Shear Strength In Cohesive Soil**. In *Proceedings of the 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'14*, Las Vegas, Nev. Vol. 1, pp. 315–322, 2014

MARCHETTI, S. **In Situ Tests by Flat Dilatometer**. *Jnl. American Society of Civil Engineers* vol. 106 n. GT3 Mar., 1980.

MARCHETTI, S. **On the Field Determination of  $K_0$  in Sand**. *Proc. XI ICSMFE, Panel Presentation*, S. Francisco vol. 5, pp. 2667-2672., 1985.

MARCHETTI, S. **The Flat Dilatometer: Design Applications**. *Keynote lecture. Proc. 3<sup>rd</sup> International Geotech. Eng. Conf.*, Cairo, 421-448, 1997.

MARCHETTI, S. **On The Calibration of the Dmt Membrane**. *Internal technical note*. L'Aquila University, Italy, 1999

MARCHETTI, S.; MONACO, P. **Short Course in Flat Dilatometer (DMT)**. University of L'Aquila, Italy, 2001.

MARCHETTI, S.; MONACO, P.; TOTANI, G.; MARCHETTI, D. **In Situ Tests by Seismic Dilatometer (SDMT)**. ASCE, *Geotechnical Special Publication honoring Dr. John H. Schmertmann*, 2008.

MARCHETTI, S. **Some Updates to the TC16 DMT Report 2001**. *The 3rd International Conference on the Flat Dilatometer DMT-15*, Rome, pp. 43–68, 2015.

MAYNE P. W., **Stress-Strain-Strength-Flow Parameters from Enhanced in-situ Tests**, Proc. In situ, Bali, p. 27–48, 2001.

NASCIMENTO, D.R.J. **Evolução Sedimentar Holocênica do Delta do Rio Tubarão, Estado de Santa Catarina**. Tese de Doutorado - Programa de Pós-Graduação em Geoquímica e Geotectônica, USP, São Paulo, 2010

NIERWINSKI, H.P. **Potencial de Liquefação de Rejeitos de Mineração Estimado através de Ensaio de Campo**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2013

PERES, A. E. C.; CHAVES, A. P.; LINS, F. A. F.; TOREM, M. L. **Beneficiamento de Minérios de Ouro**. In: Cap. 2 de Extração de Ouro - Princípios, Tecnologia e Meio Ambiente. Eds. TRINDADE, R. B. E. e BARBOSA FILHO, O. CETEM/MCT, Rio de Janeiro, RJ, 322p, 2002.

RANDOLPH, M. F., HOPE, S. **Effect of Cone Velocity on Cone Resistance and Excess Pore Pressures**. *Proc. Int. Symp. On Engineering Practice and Performance of Soft Deposits*, Osaka, 2004.

ROBERTSON, P. K., CAMPANELLA, R.G. **Interpretation of Cone Penetration Tests**. Canadian Geotechnical Journal, Vol.20, nº 4, 1983.

ROBERTSON, P.K.; CAMPANELLA, R.G.; GILLESPIE, D. e GREIG, J. **Use of Piezometer Cone Data**. In: *Specially Conf. Use In situ Tests Geotech.* Eng. New York, ASCE, 1986.

ROBERTSON, P.K. **Estimating in Situ Soil Permeability from CPT & Cptu.** *In Proceedings of the 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT'10)*, Huntington Beach, Calif. Edited by Mitchell *et al.*, 2010.

ROBERTSON, P.K. **Soil Classification Using the Cone Penetration Test.** In: Canadian Geotechnical Journal, 27 (1), 151-158, 1990.

ROBERTSON, P.K. **Interpretation of Cone Penetration Tests—A Unified Approach.** Canadian Geotechnical Journal, 46, p. 1337–1355, 2009.

ROBERTSON, P.K. **Soil Behaviour Type from The CPT: an Update.** *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10*, Huntington Beach, CA, USA. 2010

ROBERTSON, P.K. **Interpretation of In-Situ Tests-some Insights.** *Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4, ISC 4*, Brasil, p. 3-24, 2012

ROBERTSON, P.K.; WRIDE, C.V. **Evaluating Cyclic Liquefaction Potencial Using the Cone Penetration Test.** Canadian Geotech, Journal, Ottawa, v. 35, n.3, p. 442-459, 1998.

SCHNAID, F. **Ensaio De Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SCHNAID, F.; LEHANE, B.M.; FAHEY. M. **In Situ Test Characterization Of Unusual Geomaterials,** In: *2nd Int. Conf. on Site Charact.*, Milpress, Porto,(1):p. 49-74., 2004.

SCHNAID, F. **Geo-Characterization and Properties of Natural Soils by In Situ Tests.** *In: International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.* Anais Vol. 1 p.3-47, Osaka: 2005.

SCHNAID, F. **In Situ Testing in Geomechanics.** 1ª ed, v. 1. 329 p. Oxon: Taylor & Francis, 2009.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações.** 2ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCHNAID, F.; BEDIN, J.; VIANA DA FONSECA, A.J.P., and COSTA FILHO, L.M. **Stiffness and Strength Governing the Static Liquefaction of Tailings.** Journal Geotechnical Geoenviron. Eng., 10. 1061, ASCE, p. 1943-5606, 2013

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E.; SOSNOSKI, J.; ROBERTSON, P.K.; **Effects of Test Procedure on Flat Dilatometer Test (Dmt) Results in Intermediate Soils.** Canadian Geotechnical Journal, 53(8): 1270-1280, 2016.

SCHNEIDER, J. A.; LEHANE, M B. M.; SCHNAID, F. **Velocity Effects on Piezocone Measurements in Normally and Overconsolidated Clays.** International Journal of Physical Modelling in Geotechnics. V. 7, No 2, p. 23-34, 2007.

SENNESSET, K., JANBU, N. **Shear Strength Parameters Obtained from Static Cone Penetration Tests.** In: *Symp. Strength Testing Marine Sediments: Laboratory and In Situ Measurements*, 41-54 (ASTM 04-883 000-38). San Diego, 1984.

SILVA, M. G.; COELHO, C. E. S.; TEIXEIRA, J. B. G.; SILVA, F. C. A.; SILVA, R. A.; SOUZA, J. A. B. **The Rio Itapicuru belt, Bahia, Brazil: geologic evolution and review of gold mineralization.** *Mineralium Deposita* V36: 345-357, 2001.

TEH, C.I.; HOUSLBY, G.T. **An Analytical Study of the Cone Penetration Test In Clay.** Geotechnique 41. No. 1. 17-34, 1991.

TSANG, C. **Research Dilatometer Testing in Sands and in Clayey Deposits.** *M,A.Sc, Thesis, University of British Columbia, Vancouver, B.C.* 1987