

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

Interpretação de ensaios de campo em solos com permeabilidade
intermediária

Priscilla Amadi Klahold

Porto Alegre
2013

Priscilla Amadi Klahold

**INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE CAMPO 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 obtenção do título de Mestre em Engenharia. Orientação: Prof. Ph.D. Fernando Schnaid. Coorientação: Dr. Edgar Odebrecht

Porto Alegre

2013

CIP - Catalogação na Publicação

Amadi Klahold, Priscilla

Interpretação de ensaios de campo em solos com permeabilidade intermediária / Priscilla Amadi Klahold. -- 2013.
103 f.

Orientador: Fernando Schnaid.
Coorientador: Edgar Odebrecht.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2013.

1. Ensaios de campo. 2. Permeabilidade intermediária. 3. Drenagem parcial. I. Schnaid, Fernando, orient. II. Odebrecht, Edgar, coorient. III. Título.

PRISCILLA AMADI KLAHOLD

**INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE CAMPO 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, Maio de 2013.

Fernando Schnaid

Ph.D. pela *University of Oxford*
Orientador

Prof. Edgar Odebrecht

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul
Coorientador

Armando Miguel Awruch

D.Sc. pela COPPE/UFRJ
Coordenador do PPGEC

BANCA EXAMINADORA

Jason T. DeJong

Ph. D, *Georgia Institute of Technology*

Leandro de Moura Costa Filho

Ph.D, *Imperial College, University of London*

Karla Salvagni Heineck

Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Jeã de Lima Silva

Yamana Gold- Mineração Fazenda Brasileiro

Dedico este trabalho a memória do meu pai.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador, Prof. Fernando Schnaid, pelo apoio, paciência, dedicação e pelo conhecimento transmitido no decorrer do curso de mestrado.

Agradeço a Geoforma Engenharia, em especial aos engenheiros Edgar e Edson, pelo incentivo, apoio técnico e por disponibilizarem equipe e equipamentos, fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho. Agradeço também as equipes que me ajudaram em campo e em laboratório, à Cleonice pela parceria nas madrugadas de estudo, a Karina e a Vanessa pelo apoio e amizade.

À Helena, pela parceria nesta jornada, pelos momentos de angústia compartilhados e como exemplo de dedicação.

Ao Fernando Mantaras, pela colaboração na campanha experimental e pela grande contribuição no desenvolvimento deste trabalho.

À Jucélia Bedin pelo apoio técnico e por todo o material disponibilizado.

A CAPES e ao CNPq, pela concessão de bolsa de estudos e a todos os professores da área de Geotecnia do PPGECC - UFRGS pela contribuição na minha formação.

À Mineração Fazenda Brasileiro, em especial ao Eng. Jeã de Lima Silva, por permitir e dar todo o apoio necessário para a realização da campanha experimental no resíduo de ouro.

Aos meus amigos, pelas conversas, pelos momentos de descontração (não tantos quanto desejados) e por recarregarem minha energia. Em especial a Fabi, a Rubia e a Vanessa, que cederam seus ouvidos por diversas vezes.

Ao Rodrigo, meu companheiro, pela paciência, pela preferência, pelos momentos alegres e descontraídos e por me incentivar todos os dias.

À minha família, em especial a minha sobrinha Bruna, pela renúncia a muitos momentos de convivência e a minha mãe, pelo apoio incondicional.

RESUMO

KLAHOLD, P. A. Interpretação de ensaios de campo em solos com permeabilidade intermediária. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A prática da engenharia geotécnica dispõe de métodos consagrados para obtenção de parâmetros constitutivos através de ensaios de campo aplicados a solos argilosos, que apresentam resposta não drenada, e a solos granulares, que apresentam resposta drenada. Solos que possuem granulometria intermediária podem apresentar resposta parcialmente drenada, trazendo incertezas na obtenção de parâmetros geotécnicos estimados a partir destes ensaios. Este trabalho apresenta resultados de ensaios de campo conduzidos em diferentes velocidades, em dois depósitos de granulometria intermediária, para avaliar tanto a influência da velocidade sobre as medidas do ensaio, quanto a transição das condições de fluxo ao redor do piezocone. O primeiro local de estudo é caracterizado por um depósito natural localizado no município de Joinville/SC, constituído na camada analisada de solo siltoso. O segundo local é caracterizado por um depósito de resíduo de mineração de ouro localizado no município de Barrocas/BA, constituído na camada analisada de silte arenoso. Ensaio de piezocone em velocidade padrão buscaram primeiramente verificar a estratigrafia do terreno e definir uma camada mais homogênea para concentrar as análises. Ensaio de dissipação foram realizados para obtenção dos parâmetros de fluxo. Ensaio de piezocone com variação de velocidade compreenderam o intervalo de 0,5 mm/s a 45 mm/s no depósito natural e 0,3 mm/s a 57 mm/s no resíduo de mineração de ouro. Adicionalmente, amostras foram coletadas para caracterização dos materiais. Os resultados dos ensaios de piezocone nos dois depósitos estudados mostraram que a diminuição da velocidade gerou aumento da resistência e redução da poro-pressão e que o aumento da velocidade não gerou mudanças significativas, sugerindo que os ensaios em velocidade padrão são predominantemente não drenados. As análises em termos de velocidade adimensional mostraram que a transição de não drenado para parcialmente drenado ocorre em torno de uma velocidade normalizada V da ordem de 300 e a transição de parcialmente drenado para drenado ocorre em V inferior a 5 no resíduo de mineração de ouro. Já no depósito de solo natural a transição não pode ser avaliada com clareza devido ao sistema complexo de macrodrenagem, típico de solos residuais. Por fim, foi proposta uma metodologia que busca identificar o grau de drenagem ocorrido nos ensaios, com base na curva de drenagem estabelecida do solo, e converter a resistência à penetração parcialmente drenada em uma condição não drenada para permitir a utilização dos resultados e interpretação através das teorias consagradas.

Palavras-chave: ensaios de campo; solos siltosos; permeabilidade intermediária; drenagem parcial.

ABSTRACT

KLAHOLD, P. A. Interpretation of field tests on soils with intermediate permeability. 2013. M.Sc. Dissertation – Department of Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

In geotechnical engineering practice, a series of methods has been established for obtaining constitutive parameters from field tests applied to clay soils (considering the response fully undrained) and sandy soils (considering the penetration response as drained). Soils with intermediate particle sizes may present partial drained response, which introduces uncertainties in the assessment of constitutive parameters. This paper presents results of field tests carried out at different penetration rates in two silty deposits to assess both the influence of rate effects on measured test results, as well as the transition of flow conditions around the piezocone. The first site is characterized by a natural deposit located in the city of Joinville/SC. The second site is characterized by a deposit of gold mining tailings in the city of Barrocas/BA. Piezocone tests performed in standard velocity were used to verify the site stratigraphy and define the presence of more homogeneous layers to concentrate the analysis of rate effects. Dissipation tests were conducted to obtain flow parameters characteristics of the deposit. Piezocone were tested with penetration rates in the range of 0.5mm/s to 45mm/s in the natural deposit and 0.3mm/s to 57mm/s in the gold mining tailing. Additionally, samples were collected for characterization of materials. The results of the piezocone tests showed that the cone resistance increases with decreasing penetration rate while pore pressure reduces, and that tests performed under standard penetration rate are mainly undrained in the tested field. The analysis in terms of normalized velocity showed that transition between undrained and partially drained occurs for value of V around 300 and the transition between partially drained and drained occurs for value of V lower than 5 in the gold mining tailing. The transition in the natural deposit cannot be verified clearly due to the complex system of macro drainage typical of residual soils. Finally, a method was proposed to identify the degree of drainage occurring in penetration tests based on the soil drainage characteristic curve, and to convert the cone tip resistance measured under partially drained conditions into a value that corresponds to undrained conditions. This correction would enable the use and interpretation of results following methods currently adopted in engineering practice.

Key-words: tests field; silty soils; intermediate permeability; partial drainage.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	12
1.1. PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.....	12
1.2. OBJETIVOS	12
1.2.1. Objetivos gerais	12
1.2.2. Objetivos específicos	13
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	13
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
2.1. ENSAIOS DE CAMPO	16
2.1.1. Ensaio de Palheta (Vane Test).....	16
2.1.1.1. Procedimento e equipamento.....	16
2.1.1.2. Interpretação do ensaio	18
2.1.2. Ensaio de Piezocone	20
2.1.2.1. Procedimento e Equipamento	21
2.1.2.2. Resultados dos ensaios.....	23
2.1.2.3. Classificação dos solos	25
2.1.2.4. Interpretação do ensaio	28
2.2. AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE DRENAGEM EM ENSAIOS DE CAMPO	39
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	50
3.1. DEPÓSITO DE SOLO NATURAL: JOINVILLE/SC.....	50
3.1.1. Local de Estudo	50
3.1.2. Campanha de Ensaios	51
3.2. DEPÓSITO DE RESÍDUO DE MINERAÇÃO DE OURO: BARROCAS/BA.....	52
3.2.1. Local de estudo	52
3.2.2. Campanha de Ensaios	53
3.3. METODOLOGIA DOS ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO	54
3.3.1. Ensaio de piezocone.....	54
3.3.2. Ensaio de Palheta (Vane Test).....	55

3.3.3. Amostragem.....	56
3.3.4. Ensaio de laboratório.....	57
3.3.4.1. Ensaio de caracterização	57
4. APRESENTAÇÃO E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS	58
4.1 DEPÓSITO DE RESÍDUO DE MINERAÇÃO DE OURO: BARROCAS/BA.....	58
4.1.1. Caracterização geotécnica.....	58
4.1.1.1. Estratigrafia do terreno	58
4.1.1.2. Classificação dos solos com base no ensaio CPTU.....	59
4.1.1.3. Caracterização do material.....	60
4.1.2. Propriedades de fluxo	62
4.1.3. Parâmetros de resistência.....	63
4.1.3.1. Resistência ao cisalhamento não drenada.....	65
4.1.3.2. Resistência ao cisalhamento efetiva	67
4.2 DEPÓSITO DE SOLO NATURAL: JOINVILLE/SC.....	69
4.2.1. Caracterização geotécnica.....	69
4.2.1.1. Estratigrafia do terreno	69
4.2.1.2. Classificação dos solos com base no ensaio CPTU.....	70
4.2.1.3. Caracterização do material.....	71
4.2.2. Propriedades de fluxo	72
4.2.3. Parâmetros de resistência.....	73
4.2.3.1. Resistência ao cisalhamento não drenada.....	75
4.2.3.2. Resistência ao cisalhamento efetiva	77
5. AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE DRENAGEM.....	78
5.1. INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE NAS MEDIDAS DO ENSAIO	78
5.1.1. Depósito de resíduo de mineração de ouro: Barrocas/BA	78
5.1.1.1. Ensaio de piezocone.....	78
5.1.1.2. Ensaio de Palheta	80
5.1.2. Depósito de solo natural: Joinville/SC.....	82

5.2. LIMITES DE RESISTÊNCIA.....	83
5.2.1. Depósito de resíduo de mineração de ouro: Barrocas/BA.....	83
5.2.2. Depósito de solo natural: Joinville/SC.....	84
5.3. ABORDAGENS PARA AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE DRENAGEM.....	86
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	92
6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	92
6.2. SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	95
7. REFERÊNCIAS	96

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Resumo dos elementos e procedimentos padronizados do ensaio de Palheta (baseado em: Chandler, 1988)	17
Figura 2: Equipamento tipo A (a) e tipo B (b) (NBR 10905, 1989)	18
Figura 3: Ponteira cônica e principais elementos que a constituem (Lunne et al. 1997)	21
Figura 4: Ponteira cônica e posições possíveis do elemento poroso (Schnaid e Odebrecht, 2012).....	22
Figura 5: Sistema hidráulico montado sobre estrutura de reação (cortesia Geoforma).....	23
Figura 6: Calibração do piezocone (Schnaid e Odebrecht, 2012)	24
Figura 7: Gráficos típicos do ensaio (Schnaid e Odebrecht, 2012).....	24
Figura 8: Classificação do Tipo de Comportamento do Solo (Robertson, 1990).....	26
Figura 9: Classificação do Tipo de Comportamento do Solo (Jefferies e Davies, 1993).....	27
Figura 10 – Contornos do índice de comportamento do tipo de solo e fronteira comportamento drenado e não drenado (adaptado Robertson, 1990; Robertson, 2012).....	28
Figura 11 – Relação entre resistência do cone e ângulo de atrito (adaptado de Robertson e Campanella, 1983).....	31
Figura 12: Relação entre q_c e σ'_{vo} para estimativa da (a) D_r e do (b) ϕ' (adaptado de Robertson e Campanella, 1983).....	32
Figura 13: Variáveis do método proposto por Senneset et al. (1988) (adaptado de Lunne et al., 1997).....	34
Figura 14: Gráfico típico do ensaio de dissipação.....	37
Figura 15: Relação para estimar k proposta por Perez e Fauriel (1988) (adaptado de Mayne, 2001).....	39
Figura 16: Curva de drenagem empírica (adaptada de Blight, 1968).....	41
Figura 17: Variação (a) resistência do cone normalizada (b) excesso de poro-pressão normalizada, com a velocidade de penetração normalizada (Kim et al., 2006).....	43
Figura 18: Perfil de um ensaio <i>twitch</i> (adaptado de Randolph e Hope, 2004).....	44
Figura 19: Efeito da velocidade de penetração sobre (a) a resistência (b) o parâmetro B_q (c) a variação do excesso de poro-pressão (adaptado de Randolph e Hope, 2004).....	45
Figura 20: Avaliação das condições de drenagem (Bedin, 2006)	47
Figura 21: Avaliação das condições de drenagem (adaptado de Schnaid et al., 2004).....	48
Figura 22: Disposição da ilha no depósito natural no município de Joinville –SC (fonte: google Earth, 2012)	51
Figura 23: Localização da MFB no município de Barrocas – BA (fonte: google Earth, 2012) e disposição das ilhas no depósito de resíduos (cortesia MFB)	53
Figura 24: Adaptações ao equipamento de Palheta (a) vista geral (b) detalhe do motor de passos e LVDT	56
Figura 25: Gráficos típicos do ensaio de piezocone	59
Figura 26: Perfil do tipo de comportamento do solo pelas propostas de (a) (c) Jefferies e Davies (1993) e (b) (d) Robertson e Wride (1998)	60
Figura 27: Análise granulométrica resíduo de ouro underflow campanha 2012 e Bedin (2010)	61
Figura 28: Valores estimados condutividade hidráulica horizontal	63
Figura 29: Variação do coeficiente de adensamento vertical com a profundidade.....	63
Figura 30: Análise do comportamento do solo pela proposta de Schnaid et al. (2004) (a) ilha 1 e (b) ilha 2.....	65
Figura 31: Resultado dos ensaios de palheta em velocidade padrão (6°/min).....	66
Figura 32: Perfil de N_{kt} estimado	66

Figura 33: Perfil de S_u estimado (a) ilha 1 e (b) ilha 2	67
Figura 34: Perfil de ϕ' estimado (a) ilha 1 e (b) ilha 2	68
Figura 35: Perfil de ϕ' estimado – piezocone lento ilha 2	68
Figura 36: Gráficos típicos do ensaio de piezocone	70
Figura 37: Perfil do tipo de comportamento do solo pelas propostas de (a) Jefferies e Davies (1993) e (b) Robertson e Wride (1998)	71
Figura 38: Análise granulométrica	72
Figura 39: Valores estimados de condutividade hidráulica horizontal	73
Figura 40: Variação do coeficiente de adensamento vertical com a profundidade	73
Figura 41: Análise do comportamento do solo pela proposta de Robertson (1990, 2012)	75
Figura 42: Análise do comportamento do solo pela proposta de Schnaid et al. (2004)	75
Figura 43: Perfil de N_{kt} estimado	76
Figura 44: Perfil de S_u estimado	76
Figura 45: Perfil de ϕ' estimado	77
Figura 46: Comparação de q_t e u_2 em diferentes velocidades – Ilha 01	79
Figura 47: Comparação de q_t e u_2 em diferentes velocidades – Ilha 02	79
Figura 48: Influência da velocidade no tipo de comportamento do solo com base na proposta de Robertson e Wride (1998).....	80
Figura 49: Influência da velocidade nos ensaios de palheta.....	81
Figura 50: Perfil de S_u e S_u/σ'_{v0} obtido nos ensaios de palheta.....	81
Figura 51: Comparação de q_t e u_2 em diferentes velocidades	83
Figura 52: Estimativa da resistência máxima e mínima do resíduo de mineração de ouro – Barrocas/ BA (a) ilha 1 (b) ilha 2	84
Figura 53: Estimativa da resistência máxima e mínima do depósito de solo natural – Joinville/SC	85
Figura 54: Procedimentos adotados para obtenção dos parâmetros de entrada do método de Senneset et al. (1988).....	85
Figura 55: Efeito da velocidade normalizada calculada a partir de C_v sobre (a) resistência normalizada e (b) excesso de poro-pressão normalizado	87
Figura 56: Efeito da velocidade normalizada calculada a partir de C_h sobre (a) resistência normalizada e (b) excesso de poro-pressão normalizado	88
Figura 57: Curva de drenagem de (a) diversos materiais e (b) resíduo de ouro, com V calculado a partir de C_v	89
Figura 58: Curva de drenagem do resíduo de ouro campanha 2012, com V calculado a partir de C_h	90

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Classificação das argilas quanto à sensibilidade (Skempton e Northey, 1952).....	19
Tabela 2: Limites dos índices $I_{c,JD}$ e $I_{c,RW}$ e relação com as zonas de comportamento do solo	28
Tabela 3: Valores típicos de atração e ângulo de atrito (depois de Senneset et al., 1989 <i>apud</i> Lunne et al., 1997).....	35
Tabela 4: Anisotropia de permeabilidade em argilas (Jamiołkowski et al., 1985).....	38
Tabela 5: Parâmetros das curvas de drenagem.....	47
Tabela 6: Resumo dos ensaios de caracterização – Resíduo de ouro.....	61
Tabela 7: Resumo dos ensaios de caracterização – Solo natural.....	71

LISTA DE ABREVIÇÕES, SIGLAS E SÍMBOLOS

β : Ângulo de plastificação

ϕ' : Ângulo de atrito interno efetivo

$\gamma, \gamma_{\text{nat}}$: Peso específico natural

γ_d : Peso específico aparente seco

γ_w : Peso específico da água

γ_s : Peso específico real dos grãos

σ_{vo} : Tensão total vertical

σ'_{vo} : Tensão efetiva vertical

σ'_{vm} : Pressão de pré adensamento

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

a: Atração

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 poro-pressão

c' : Coesão efetiva

C_h : Coeficiente de adensamento horizontal

CPT: *Cone Penetration Test*

CPTU: *Piezocone Penetration Test*

C_v : Coeficiente de adensamento vertical

d: Diâmetro do cone/piezocone

D: Diâmetro da palheta

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_p : Índice de plasticidade

I_r : Índice de rigidez

k : Fator de cone de pré-consolidação

k_h : Coeficiente de condutividade hidráulica horizontal

k_v : Coeficiente de condutividade hidráulica vertical

LVDT: *Linear Variable Displacement Transducer*

n : Relação entre resistência drenada e não drenada

N_{kt} : Fator de capacidade de carga

N_m : Número de resistência do cone

N_q : Fator de capacidade de carga

N_u : Fator de capacidade de carga

OCR: Razão de pré-adensamento

q_c : Resistência de ponta medida do cone/piezocone

q_t : Resistência real mobilizada piezocone

Q_t : Resistência à penetração normalizada

q_{tdr} : Resistência a penetração medida em condição drenada

q_{tn} : 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

S_{ur} : Resistência ao cisalhamento não-drenada residual

S_t : Sensitividade da estrutura do solo

t_{50} : Tempo de dissipação correspondente a 50 % de dissipação do excesso de poro-pressão

T: Tempo normalizado (Blight, 1968)

T^* : Fator tempo adimensional (Houlsby e Teh, 1988)

t: Tempo de rotação da palheta

U: Grau de drenagem

u_2 : Poro-pressão 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

1. INTRODUÇÃO

1.1. PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

A prática da engenharia geotécnica dispõe de métodos consagrados para obtenção de parâmetros constitutivos através de ensaios de campo aplicados a solos argilosos, que apresentam resposta não drenada (análise em termos de tensões totais) e a solos granulares, que apresentam resposta drenada (análise em termos de tensões efetivas). Entretanto, não existe metodologia para interpretação de resultados de ensaios em solos com granulometria intermediária, amplamente encontrados em depósitos naturais e também de resíduos da atividade de mineração. Nestes geomateriais pode ocorrer drenagem parcial durante o ensaio, sendo impreciso interpretar os resultados pela indefinição das condições de drenagem.

O desafio para interpretação dos ensaios em solos intermediários consiste em avaliar a ocorrência de drenagem parcial, evitando trajetórias parcialmente drenadas e estimando parâmetros somente para condições drenadas e não drenadas. Neste cenário, o presente trabalho busca realizar ensaios de campo em materiais passíveis de ocorrência de drenagem parcial e propor uma metodologia de análise e interpretação.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivos gerais

O comportamento dos solos intermediários quando submetidos ao carregamento dos ensaios de campo é um assunto em desenvolvimento. Os estudos visam diminuir as incertezas na obtenção de parâmetros geotécnicos, através de novas metodologias de análise dos resultados. Sendo assim, esta dissertação busca ampliar o banco de dados de ensaios de campo nestes materiais, aplicar as abordagens existentes e comparar os resultados obtidos com dados publicados na literatura técnica e, por fim, propor uma metodologia de análise e interpretação dos ensaios.

1.2.2. Objetivos específicos

- Caracterizar os materiais em estudo através de ensaios de laboratório para determinação do peso específico, do teor de umidade, da granulometria, da massa específica dos grãos e dos limites de Atterberg;
- Obter o coeficiente de adensamento (C_v) do solo por meio de ensaios de dissipação e ensaios oedométricos;
- Verificar quais velocidades de ensaio correspondem a condições drenadas e não drenadas para enquadrá-lo no comportamento passível de análise através de teorias consagradas na literatura; e
- Avaliar a potencialidade de aplicação das teorias existentes aplicadas à interpretação de resultados de ensaios realizados em velocidade não padronizada, por meio de comparação com resultados obtidos através de ensaios de laboratório.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A estrutura de apresentação desta dissertação consiste em 6 capítulos.

O primeiro capítulo tem por finalidade apresentar a relevância do tema de estudo e definir como se pretende atingir os objetivos propostos.

Buscando o melhor entendimento do tema abordado, a revisão bibliográfica discute no Capítulo 2 os procedimentos de execução de ensaios e as metodologias de interpretação dos resultados de ensaios de campo utilizados na pesquisa.

O programa experimental, apresentado no Capítulo 3, descreve o local de estudo, o programa da campanha experimental e a metodologia empregada.

No Capítulo 4 são apresentados e interpretados os resultados dos ensaios e no Capítulo 5 é apresentada a análise proposta de interpretação para solos com permeabilidade intermediária. Busca-se uma visão crítica do problema para 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.

As referências bibliográficas consultadas para execução do trabalho são listadas ao final do documento.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A elaboração de um projeto geotécnico exige o conhecimento prévio das características e dos parâmetros geotécnicos dos depósitos. Os parâmetros necessários para um projeto geotécnico podem ser obtidos por meio de ensaios de laboratório ou de campo, ou da combinação de diferentes técnicas quando desejada maior acurácia ou redundância nos resultados.

Ensaio de campo são a base de um programa de investigações geotécnicas, pois possibilitam avaliar as características dos solos de uma maneira ampla e em geral mais rápida quando comparados aos ensaios de laboratório, além de permitir eventuais ajustes durante a execução da campanha de ensaios.

No entanto, diferente de ensaios de laboratório, ensaios de campo não possuem condições de contorno controladas, seguem procedimentos padronizados e assumem que os solos apresentam comportamento não drenado ou totalmente drenado durante o carregamento. Essas condições de drenagem em geral são atendidas quando os ensaios são conduzidos em argilas ou areias, mas geomateriais com granulometria intermediária, amplamente encontrados em depósitos naturais e de resíduos da atividade de mineração podem exibir drenagem parcial. A avaliação das condições de drenagem nestes materiais se torna essencial para verificar a aplicabilidade das teorias consagradas de interpretação dos ensaios. Schnaid (2005) comenta que a desconsideração dos efeitos de drenagem pode levar à superestimativa dos parâmetros de projeto.

O presente capítulo pretende analisar o comportamento geotécnico de solos que apresentam granulometria intermediária entre argila e areia, com enfoque na interpretação de ensaios de campo. Para tanto, será apresentada uma revisão sobre as características gerais e a interpretação convencional dos ensaios de campo utilizados nesta pesquisa, além das abordagens para avaliação das condições de drenagem quando da utilização de ensaios de campo em solos com potencial para ocorrência de drenagem parcial.

2.1. ENSAIOS DE CAMPO

2.1.1. Ensaio de Palheta (Vane Test)

O ensaio de palheta é amplamente utilizado para determinação da resistência ao cisalhamento não-drenada S_u de depósitos de argilas mole. Este ensaio pode também ser realizado para estimar S_u em solos de granulometria fina, como siltes, resíduos de mineração e outros geomateriais, desde que o solo ensaiado seja suficientemente mole para permitir a inserção e rotação da palheta e que a velocidade de realização do ensaio imponha ao solo condição não-drenada. Portanto, é necessário o conhecimento prévio da natureza do solo para avaliar a aplicabilidade e interpretação adequada do ensaio (Schnaid, 2000; 2009 e Schnaid et al., 2004).

2.1.1.1. Procedimento e equipamento

O ensaio de palheta consiste em inserir verticalmente no solo uma palheta de seção cruciforme, e em seguida aplicar um torque, que transfira ao material um esforço cisalhante por rotação.

Uma revisão sobre o ensaio de palheta de campo foi apresentada por Chandler (1988), que apresenta uma revisão do estado do conhecimento dos fatores que influenciam na estimativa de S_u , como as hipóteses associadas ao método de interpretação, os elementos e procedimentos “padronizados” e os fatores de correção a serem utilizados. A figura 1 apresenta um resumo da maior parte dos elementos e procedimentos que constituem o ensaio.

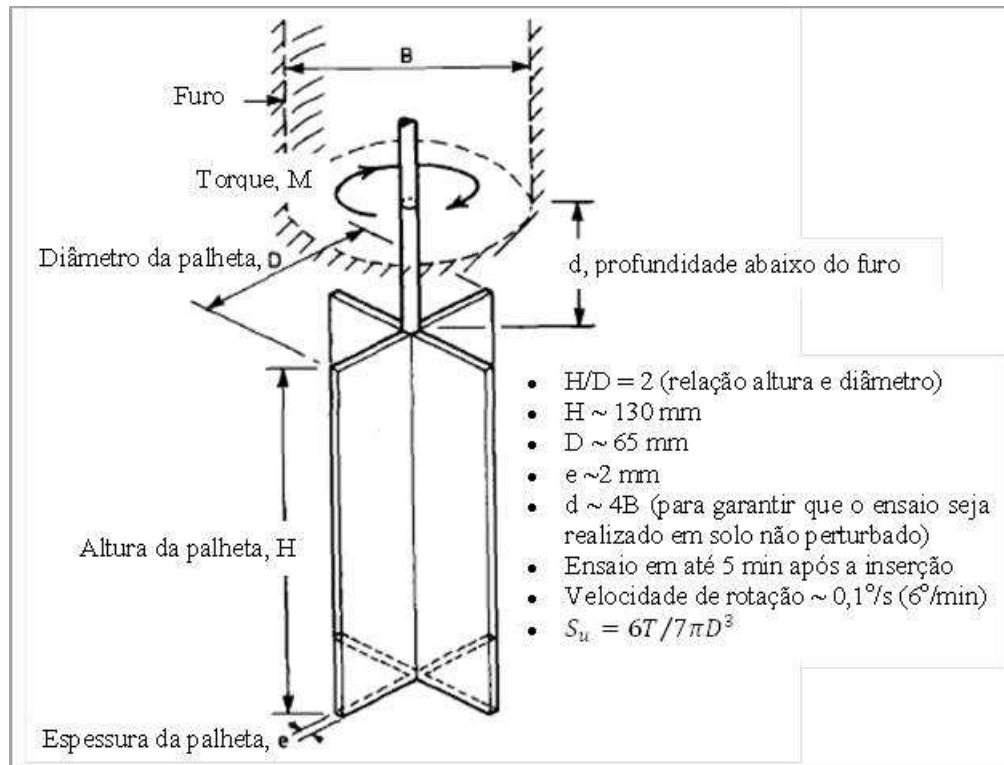


Figura 1: Resumo dos elementos e procedimentos padronizados do ensaio de Palheta (baseado em: Chandler, 1988)

No Brasil o ensaio é padronizado pela norma brasileira NBR 10905 (1989), que se enquadra, de maneira geral, dentro das especificações internacionais. Esta norma apresenta dois tipos de equipamentos, sem perfuração prévia (tipo A) e com perfuração prévia (tipo B), com características comuns de palheta composta de quatro pás, com relação altura e diâmetro igual a 2, geralmente possuindo dimensões de 130 mm de altura, 65 mm de diâmetro e 1,95 mm de espessura, admitindo-se o uso de palheta de 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro para solos com resistência não drenada superior a 50 kPa.

Os ensaios com o equipamento tipo A apresentam melhores resultados, pois durante a cravação, a palheta permanece no interior da sapata e as hastes internas são protegidas do contato com o solo, reduzindo o atrito (Schnaid, 2000; Ortigão, 2007).

Para realização do ensaio com o equipamento tipo A, a cravação da composição é paralisada 50 cm antes da profundidade desejada e então a palheta avança esta distância no solo atingindo a profundidade de ensaio. No caso de camadas de solo resistentes sobrejacentes à profundidade de ensaio é necessária a execução de pré-furo para introdução da composição, semelhante ao procedimento para instalação do equipamento tipo B.

Após a cravação da palheta no solo o ensaio deve iniciar em um tempo não superior a 5 minutos. A aplicação do torque deve ser realizada a uma velocidade de 6°/min e as leituras registradas a cada 2 graus para obtenção da curva torque-rotação. O torque máximo permite obter a resistência não drenada S_u nas condições do solo natural. A resistência residual S_{ur} , quando desejada, é determinada após a obtenção do torque máximo e, para tanto, aplicam-se dez revoluções completas à palheta para realização de novo ensaio. O intervalo de tempo entre os dois ensaios deve ser inferior a 5 minutos. A figura 2 mostra o esquema do equipamento tipo A e tipo B apresentado na NBR 10905 (1989).

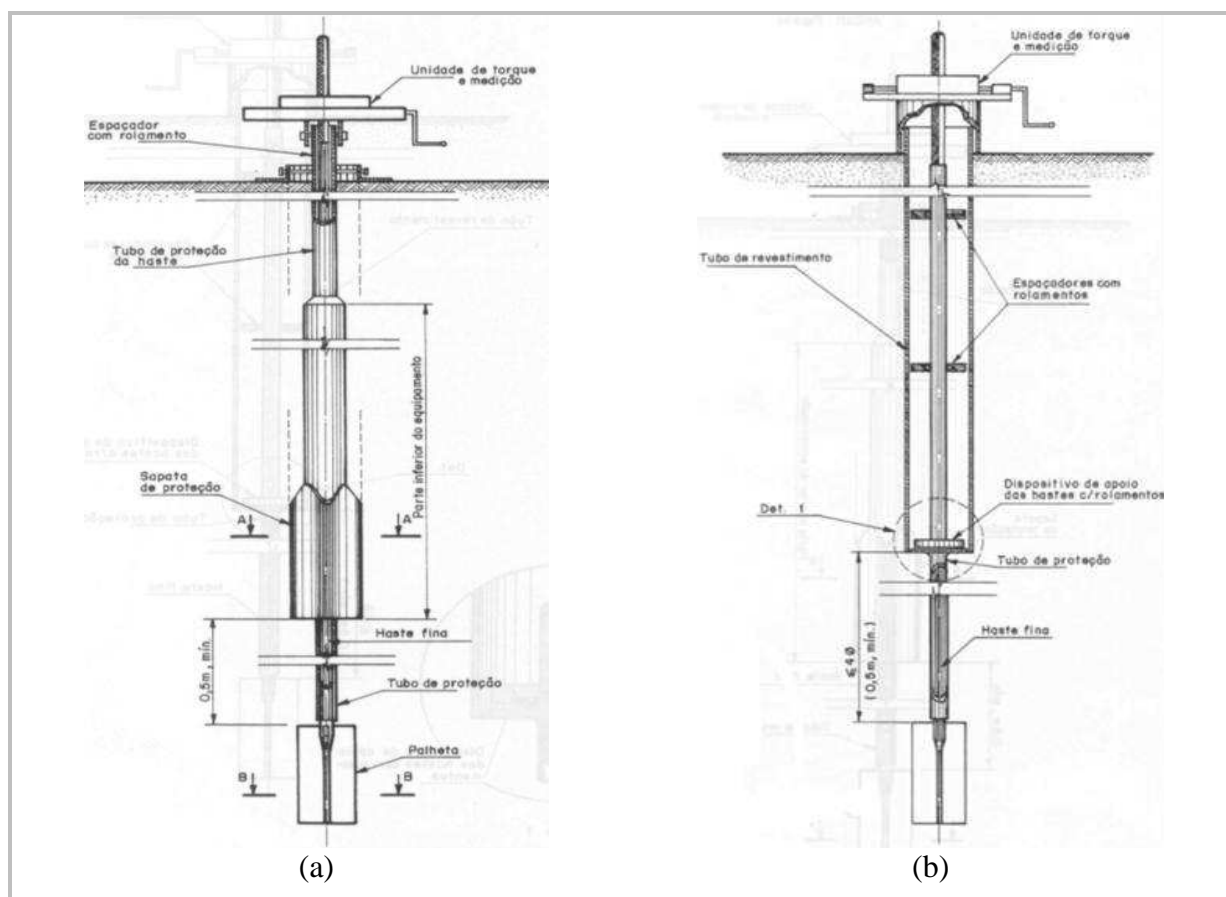


Figura 2: Equipamento tipo A (a) e tipo B (b) (NBR 10905, 1989)

2.1.1.2. Interpretação do ensaio

Desde o início da aplicação do ensaio, conforme relatado por Torstensson (1977) diversos pesquisadores (e.g. Aas, 1965, 1966; Flaate, 1963; La Rochelle et al. , 1973; Wiesel, 1973) identificaram fatores que influenciam na medida do ensaio de palheta e que podem complicar a interpretação dos resultados. Dentre estes fatores os principais são: a velocidade de rotação,

o tempo entre a inserção e a rotação da palheta, a anisotropia dos solos e as dimensões da palheta.

A interpretação convencional é baseada na hipótese fundamental de não ocorrência de drenagem durante a realização do ensaio, ou seja, condição totalmente não drenada. Considera-se também para interpretação convencional que o solo é homogêneo, apresenta comportamento isotrópico em relação à resistência não drenada, as palhetas são retangulares com altura igual ao dobro do diâmetro e a distribuição de tensões é uniforme ao longo das superfícies de ruptura circunscrita à palheta.

O valor da resistência não drenada S_u com base nestas hipóteses é obtido pela equação 1.

$$S_u = 0,86 \frac{T}{\pi D^3} \quad (1)$$

onde T é o torque máximo expresso em kN.m e D é o diâmetro da palheta em m.

A resistência não drenada residual S_{ur} é obtida pela mesma equação, no entanto, o valor do torque refere-se à condição amolgada.

A razão entre a resistência não drenada e a resistência não drenada residual (equação 2) é nomeada de sensibilidade da argila e indica a perda de resistência do solo devido ao amolgamento.

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (2)$$

A classificação das argilas quanto à sensibilidade da estrutura foi proposta por Skempton e Northey (1952) e é apresentada na tabela 1. O efeito do amolgamento sobre a argila é maior quanto maior a sensibilidade. Os valores de sensibilidade das argilas brasileiras apresentados na literatura são relatados por Schnaid (2000) e variam entre sensibilidade baixa a média.

Tabela 1: Classificação das argilas quanto à sensibilidade (Skempton e Northey, 1952)

Sensibilidade	S_t
Baixa	2,0 a 4,0
Média	4,0 a 8,0
Alta	8,0 a 16,0
Muito alta	>16

Em geral o procedimento padrão e a interpretação convencional do ensaio são aplicáveis quando conduzidos em argilas moles, mas na prática o ensaio de palheta é realizado também em outros tipos de solo e, nestes casos, a hipótese fundamental para interpretação muitas vezes não é respeitada e precisa, portanto, ser avaliada.

A velocidade de realização dos ensaios está entre os principais fatores que influenciam nos resultados, visto que em função desta velocidade poderá ou não ocorrer drenagem da água dos vazios do solo. A avaliação das condições de drenagem durante os ensaios será abordada neste capítulo.

2.1.2. Ensaio de Piezocone

O cone mecânico foi introduzido na Holanda em 1932 por P. Barentsen, sendo que o equipamento possuía um manômetro para leitura da resistência de ponta. Em 1953, Begemann introduziu um dispositivo para leitura do atrito lateral e em 1965 propôs que a razão de atrito poderia ser utilizada para classificar a estratigrafia do terreno. De acordo com Lunne et al. (1997), o primeiro cone elétrico foi desenvolvido provavelmente durante a Segunda Guerra Mundial pela Sociedade de Pesquisa Alemã de Mecânica dos Solos e assim, leituras contínuas e mais precisas começaram a ser obtidas. Na década de 1970 as leituras de poro-pressão foram reconhecidas como importantes para interpretação de ensaios de cone, sendo inicialmente medidas por meio de piezômetro elétrico realizado em vertical adjacente ao ensaio CPT. No início dos anos 80 foram publicados trabalhos relatando ensaios de piezocone que apresentavam medidas simultâneas de resistência de ponta, atrito lateral e poro-pressão. Schnaid (2000) relata que no Brasil o ensaio é empregado desde a década de 1950, direcionado principalmente ao uso em projetos “offshore” e o início do uso comercial na década de 1990 impulsionado por pesquisas desenvolvidas nas universidades brasileiras.

Atualmente, o ensaio de piezocone é uma ferramenta rotineira para caracterização da estratigrafia do terreno e previsão das propriedades mecânicas dos solos ao longo da profundidade. A inclusão de outros sensores ao equipamento possibilita medir características específicas dos solos, desejáveis em projetos complexos. Schnaid (2009) cita os trabalhos de: Mayne (2001) e Schnaid (2005) como referência para o cone sísmico e o pressiômetro, especialmente úteis para estimar parâmetros de rigidez do solo; Robertson et al. (1998) sobre a inclusão de sensores para aumentar a capacidade do ensaio em pesquisas geo-ambientais; e

Van Impe e Van der Broeck (2001) sobre as mudanças nos penetrômetros a fim de melhorar a acurácia do perfil de resistência em solos moles para projetos de engenharia “offshore”.

2.1.2.1. Procedimento e Equipamento

O procedimento internacional do ensaio foi publicado em 1989 pela ISSMFE (“International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering”). No Brasil, o procedimento é padronizado pela ABNT MB 3406 (1991) e se enquadra na prática internacional. O ensaio consiste basicamente em cravar no terreno uma ponteira cônica com vértice de 60° e diâmetro geralmente de 35,7 mm a uma velocidade constante de 20 mm/s. A figura 3 mostra a ponteira cônica e os principais elementos que a constituem.

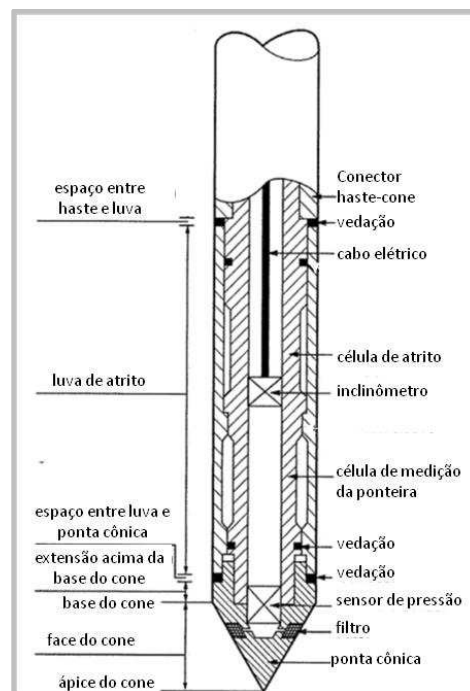


Figura 3: Ponteira cônica e principais elementos que a constituem (Lunne et al. 1997)

O equipamento consiste de uma estrutura de reação sobre a qual é montado um sistema de cravação, geralmente hidráulico, de aplicação de cargas. Os cilindros hidráulicos são acionados por bomba hidráulica acoplada a um motor à combustão ou elétrico. Uma válvula reguladora de vazão permite o controle da velocidade de cravação durante o ensaio. A penetração é realizada através da cravação da ponteira cônica seguida de hastes de comprimento de 1,0 m. A retração dos cilindros hidráulicos possibilita o posicionamento de uma nova haste. As células de medição instaladas na ponteira enviam sinais analógicos

através de um cabo que passa no interior das hastes de cravação, até um conversor analógico/digital ligado a um microcomputador. Um programa de software monitora o ensaio, registra as leituras das células de carga e armazena as informações em arquivos para processamento posterior.

Durante o ensaio de cone é registrado continuamente a resistência de ponta q_c e o atrito lateral f_s . Nos ensaios de piezocone, adicionalmente, é registrada a poro-pressão gerada durante a cravação do elemento cônico no solo, comumente medida na base da luva, posição u_2 . Ensaios de piezocone associados a ensaios de dissipação do excesso de poro-pressão são particularmente úteis para avaliar as condições de drenagem e consolidação dos depósitos, neste caso, interrompe-se a cravação em uma determinada profundidade e monitora-se a dissipação do excesso de poro-pressão com o tempo.

A ponteira cônica com as posições possíveis do elemento poroso e o sistema hidráulico montado sobre uma estrutura de reação são mostrados nas figuras 4 e 5, respectivamente.

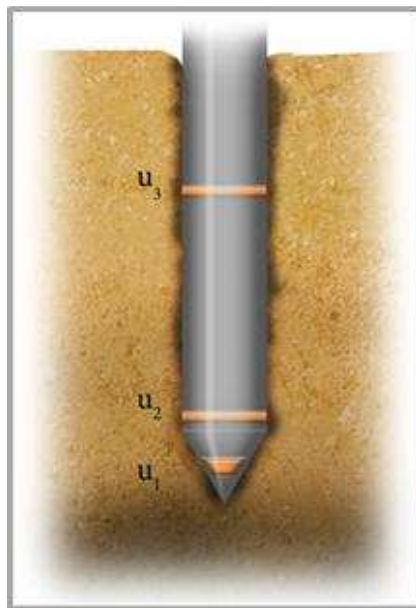


Figura 4: Ponteira cônica e posições possíveis do elemento poroso (Schnaid e Odebrecht, 2012)

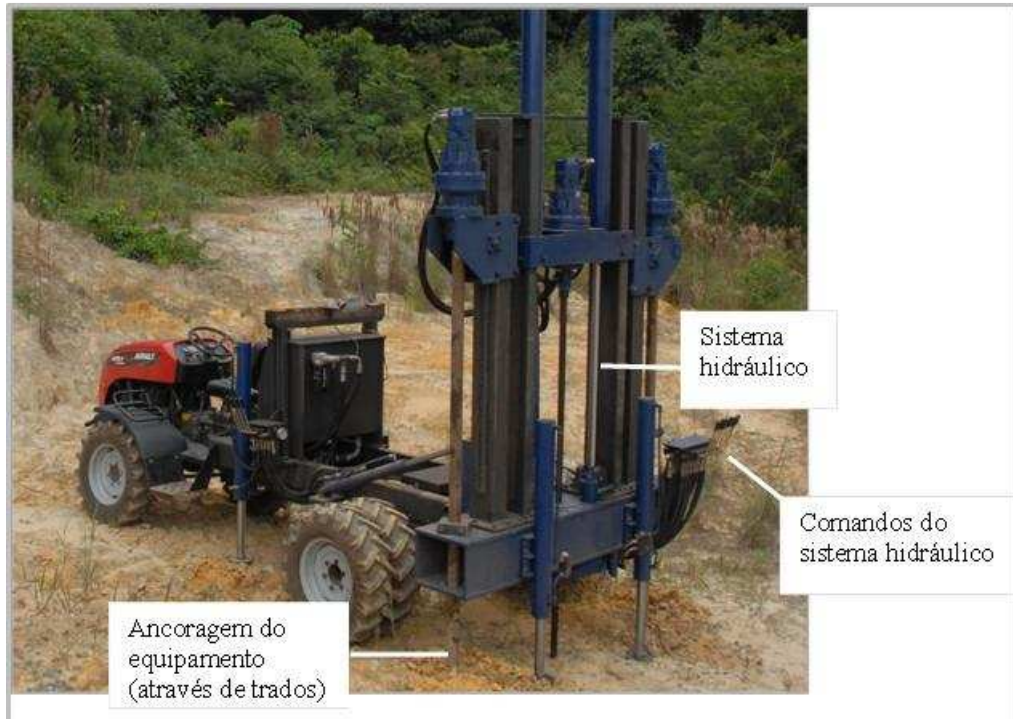


Figura 5: Sistema hidráulico montado sobre estrutura de reação (cortesia Geoforma)

2.1.2.2. Resultados dos ensaios

Os resultados dos ensaios de piezocone são comumente apresentados em forma de gráficos que expressam as medidas diretas do ensaio e as duas grandezas derivadas: a razão de atrito R_f (equação 3) e o parâmetro de poro-pressão B_q (equação 4) que auxiliam na classificação do solo.

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad (3)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (4)$$

onde u_0 é a poro pressão de equilíbrio e σ_{v0} é tensão total na profundidade.

Devido a resistência a penetração ser influenciada pelas poro-pressões atuando em áreas desiguais da geometria do cone (área interna A_N e área externa A_T da seção transversal), é necessário conhecer as pressões neutras medidas na base do cone (área interna) para calcular a resistência real mobilizada no ensaio, expressa pela equação 5.

$$q_t = q_c + (1 - a)u_2 \quad (5)$$

onde q_t é a resistência real mobilizada no ensaio e a ($= A_N/A_T$) é a razão entre as áreas desiguais. O coeficiente a é obtido através de procedimento de calibração, conforme ilustrado na figura 6.

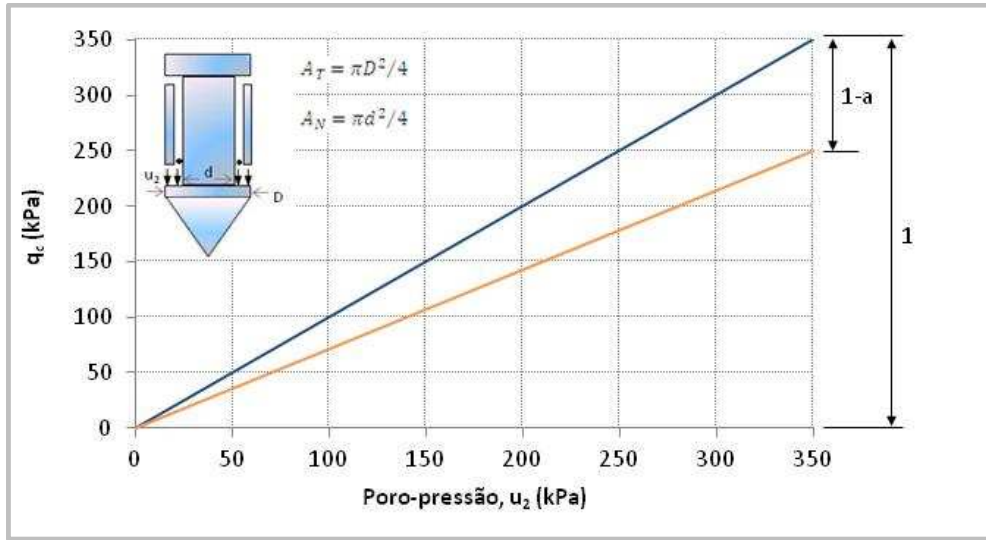


Figura 6: Calibração do piezocone (Schnaid e Odebrecht, 2012)

A figura 7 apresenta os gráficos típicos dos ensaios de piezocone extraída de Schnaid e Odebrecht (2012) onde constam os perfis das grandezas anteriormente citadas ao longo da profundidade.

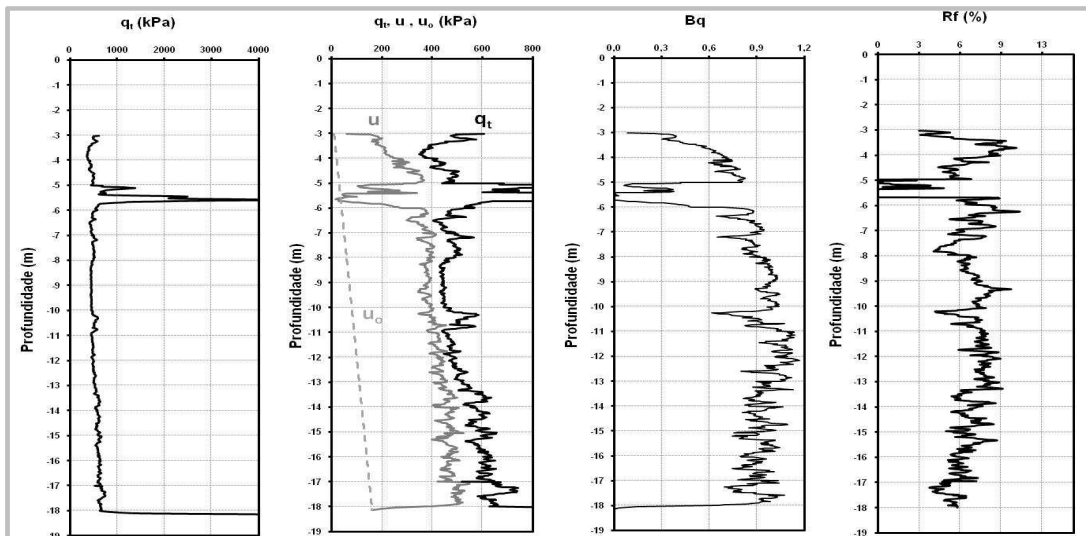


Figura 7: Gráficos típicos do ensaio (Schnaid e Odebrecht, 2012)

No perfil apresentado observam-se duas camadas de argila mole, representadas por baixos valores de resistência de ponta q_t associados à significativa geração de excesso de poro-pressão u_2 e valores de B_q superiores a 0,5. Intercalada a estas camadas, no intervalo de 5 a 6 m de profundidade, observa-se a ocorrência de uma lente de areia, caracterizada pelo aumento significativo da resistência de ponta e valores de poro-pressão chegando à hidrostática.

Schnaid (2009) relata que baixos valores de q_t combinados a altos valores de poro-pressão, representados por geração de excesso de poro-pressão na mesma ordem de grandeza da resistência de ponta e valores de B_q aproximadamente igual a 1, indicam uma camada de argila mole, enquanto que altos valores de q_t combinados a poro-pressão próxima a hidrostática indicam uma camada de areia.

2.1.2.3. Classificação dos solos

A classificação dos solos por meio dos ensaios de cone e piezocone são feitas de maneira indireta devido à ausência de coleta de amostra durante o ensaio. O procedimento de classificação é estabelecido com base em padrões de comportamento e definidos pela sigla SBT (Soil Behavior Type) (Schnaid e Odebrecht, 2012).

Diversas propostas na literatura apresentam gráficos para classificação dos solos a partir de ensaios de cone ou piezocone, por exemplo, Robertson e Campanella (1983) relacionam R_f e q_c , Robertson et al. (1986) relacionam q_t (ou q_c) e R_f e Senneet e Jambu (1984) relacionam B_q e q_t . No entanto, como a resistência de ponta e o atrito lateral aumentam com a profundidade devido à tensão de confinamento, gráficos expressos em função de parâmetros normalizados são recomendados a fim de corrigir estes efeitos (e.g. Robertson, 1990).

Robertson (1990) propõe dois gráficos para classificação do comportamento do solo, um que relaciona a resistência à penetração normalizada Q_t (equação 6) com a razão de atrito normalizada F_r (equação 7) e outro que relaciona a resistência à penetração normalizada Q_t com o parâmetro de poro-pressão B_q . No entanto, o autor recomenda o gráfico Q_t versus F_r , mostrado na figura 8. Como os gráficos propostos não levam em conta a distribuição granulométrica e os limites de Atterberg, eles devem ser usados apenas como um guia para definir o comportamento do solo, pois fatores como mudanças na história de tensões, tensões *in situ*, sensibilidade e rigidez, estrutura e índice de vazios influenciam na resposta do ensaio, uma vez que o cone responde ao comportamento mecânico do solo *in situ* (e.g. Robertson, 2009).

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (6)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} 100\% \quad (7)$$

onde σ'_{v0} é a tensão efetiva na profundidade ($\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$)

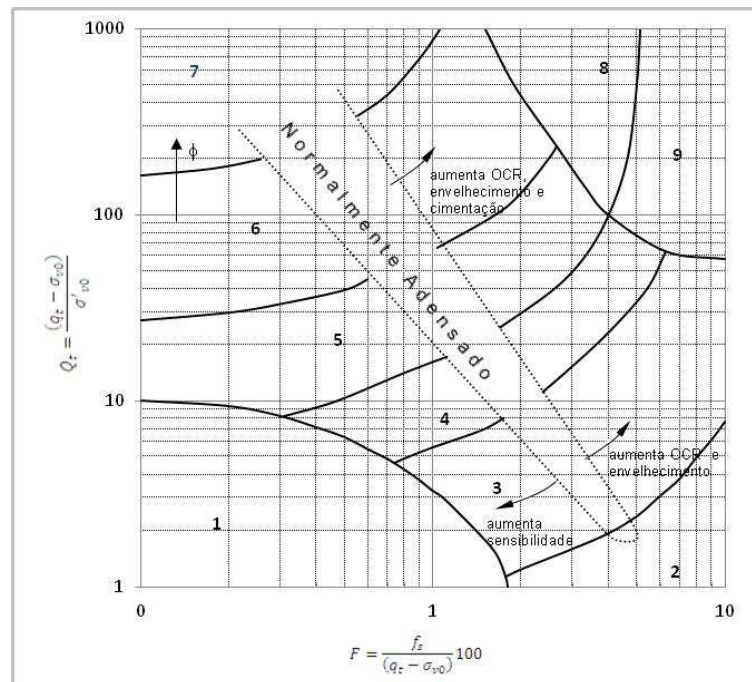


Figura 8: Classificação do Tipo de Comportamento do Solo (Robertson, 1990)

Jefferies e Davies (1991) modificaram a classificação de Robertson (1990) incorporando a poro-pressão nas análises, assim os resultados são expressos relacionando $Q_t(1 - B_q)$ versus F_r . Jefferies e Davies (1993) identificaram que os limites entre as regiões do gráfico podem ser aproximados de círculos concêntricos (figura 9) e os raios, definidos através da equação 8, podem ser utilizados como um índice que limita o comportamento do solo.

$$I_{c,JD} = \sqrt{\{3 - \log[Q_t(1 - B_q)]\}^2 + [1,5 + 1,3(\log F_r)]^2} \quad (8)$$

O índice $I_{c,JD}$, conforme relatado por Schnaid e Odebrecht (2012), pode ser utilizado também como um guia para identificar as condições de drenagem para solicitações correntes em obras

de engenharia, distinguindo os solos que apresentam comportamento drenado ($I_c < 1,9$) e não drenado ($I_c > 2,54$).

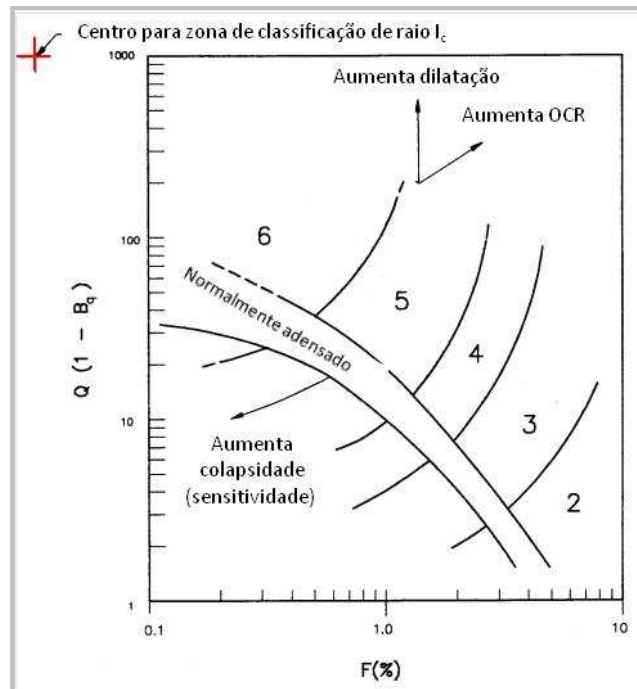


Figura 9: Classificação do Tipo de Comportamento do Solo (Jefferies e Davies, 1993)

A definição do índice $I_{c,JD}$ foi modificada por Robertson e Wride (1998) para aplicar sobre o gráfico de Robertson (1990). O índice proposto $I_{c,RW}$ é expresso pela equação 9 e os contornos dos índices sobre o gráfico são mostrados na figura 10. Neste gráfico é incorporada uma fronteira relatada por Robertson (2012), que auxilia na distinção entre o comportamento drenado (I_c aproximadamente $< 2,6$) ou não drenado dos solos (I_c aproximadamente $> 2,6$), e aqueles que necessitam de uma análise mais detalhada por estarem na região de transição.

$$I_{c,RW} = [(3,47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0,5} \quad (9)$$

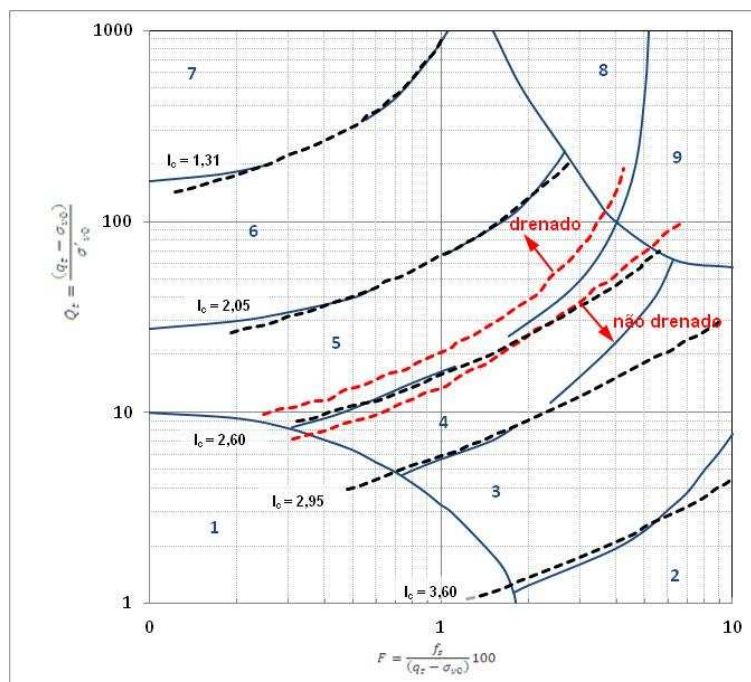


Figura 10 – Contornos do índice de comportamento do tipo de solo e fronteira comportamento drenado e não drenado (adaptado Robertson, 1990; Robertson, 2012)

A tabela 2 apresenta o valor dos limites de comportamento do solo, através dos índices $I_{c,JD}$ e $I_{c,RW}$ e a referência com a zona de comportamento do solo proposta por Robertson (1990).

Tabela 2: Limites dos índices $I_{c,JD}$ e $I_{c,RW}$ e relação com as zonas de comportamento do solo

Índice $I_{c,JD}$	Índice $I_{c,RW}$	Zona (Robertson, 1990)	Comportamento do solo (SBT)
-	$I_c > 3,60$	2	Argila-solo orgânico
$2,82 < I_c < 3,22$	$2,95 < I_c < 3,60$	3	Argilas: argila a argila siltosa
$2,54 < I_c < 2,82$	$2,60 < I_c < 2,95$	4	Misturas de silte: silte argiloso/argila siltosa
$1,90 < I_c < 2,54$	$2,05 < I_c < 2,60$	5	Misturas de areia: areia siltosa/silte arenoso
$1,25 < I_c < 1,90$	$1,31 < I_c < 2,05$	6	Areias: areia limpa a areia siltosa
$I_c < 1,25$	$I_c < 1,31$	7	Areia densa/areia grossa

2.1.2.4. Interpretação do ensaio

A interpretação dos resultados, com base nos procedimentos e equipamentos preconizados na norma MB 3406 (1991), foi fundamentada em ensaios que submetem o solo a condições não

drenadas (análise em termos de tensões totais) ou totalmente drenadas (análise em termos de tensões efetivas).

Os parâmetros do solo obtidos se diferem pelo tipo de material encontrado. Em argilas (análise em condição não drenada) a interpretação do ensaio fornece principalmente a estimativa da resistência ao 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 condição totalmente drenada) a interpretação dos resultados fornece uma estimativa dos parâmetros de resistência (D_r e ϕ') e deformabilidade (E). (Schnaid, 2000).

A interpretação convencional do ensaio para obtenção dos parâmetros de resistência e propriedades de adensamento em solos argilosos e arenosos será abordada na sequência. Os demais parâmetros passíveis de serem interpretados podem ser encontrados na literatura técnica, como por exemplo, nos trabalhos de Lunne et al. (1997), Schnaid (2000; 2009) e Schnaid e Odebrecht (2012).

Parâmetros de resistência

O ensaio de piezocone mede a resistência à penetração no terreno, que em solos argilosos pode ser utilizado na estimativa da resistência ao cisalhamento não drenada através da equação 10.

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{N_{kt}} \quad (10)$$

onde o valor de q_t é a resistência de ponta corrigida, σ_{vo} é a tensão total na profundidade considerada e N_{kt} o fator de capacidade de carga.

O fator de capacidade de carga N_{kt} pode ser obtido por meio de abordagem teórica ou empírica. A abordagem teórica pode ser feita pelo emprego do método do equilíbrio limite, pela teoria de expansão de cavidade, pelo método de trajetória de deformações ou por métodos numéricos (e.g. Sandven 1990, Schnaid, 2000). Na abordagem empírica, o valor de N_{kt} é estimado através da comparação do valor de S_u obtido em ensaios de palheta ou ensaios de laboratório e então, o valor assim obtido, é utilizado para calcular S_u ao longo da profundidade. Wroth (1984) relata que a resistência ao cisalhamento é influenciada pelo tipo

de ensaio utilizado (trajetória de tensões), pela velocidade de carregamento e pela orientação dos planos de ruptura e, portanto, a abordagem empírica deve ser usada com cautela.

Robertson (2012) apresenta uma equação para obtenção da variável N_{kt} a partir do ensaio de piezocone, que leva em conta a razão de atrito normalizada, mostrada na equação 11.

$$N_{kt} = 10,5 + 7 \log(F_r) \quad (11)$$

Os valores de N_{kt} sugeridos na literatura técnica para argilas brasileiras são apresentados por Schnaid (2000) e variam de 8 a 18. No entanto, medidas locais são desejáveis para maior precisão na estimativa de S_u dos depósitos.

O valor mínimo de resistência q_t de um depósito está associado à realização de ensaios não drenados, visto que nesta condição não ocorreu qualquer dissipação de poro-pressão. Portanto, é fundamental reconhecer as condições de drenagem durante os ensaios a fim de assumir um valor de S_u adequado aos conceitos clássicos de resistência não drenada.

Senneset et al. (1982) *apud* Lunne et al. (1997) relata que o uso de N_{kt} como meio para obtenção de valores de S_u é questionável para solos que apresentam pequena geração de excesso de poro-pressão, especialmente com valores de B_q inferiores a 0,4.

Em solos arenosos a medida de resistência à penetração pode ser utilizada para estimativa da densidade relativa D_r ou do ângulo de atrito interno ϕ' por meio de abordagem teórica, baseada na teoria de capacidade de carga e expansão de cavidade, ou empírica, por meio de métodos baseados em ensaios de laboratório realizados em câmaras de calibração (Lunne et al. 1997). A abordagem empírica pode ser feita por meio de correlações disponíveis na literatura internacional (e.g. Robertson e Campanella, 1983 e Jamiolkowski et al., 1985).

Robertson e Campanella (1983) apresentam uma revisão de resultados de ensaios realizados em câmara de calibração para comparar as medidas de resistência à penetração do cone aos resultados obtidos em ensaios triaxiais drenados, e propõem uma correlação empírica média às propostas de outros autores (figura 11). Os autores apresentam também gráficos que relacionam a resistência do cone q_c e a tensão vertical efetiva σ'_{vo} para obtenção do ângulo de atrito ou da densidade relativa (figura 12).

Jamiolkowski et al. (1985) fazem uma estimativa da densidade relativa D_r a partir dos valores de q_c e σ'_{vo} , expressos em t/m², por meio da equação 12.

$$D_r = -98 + 66 \log_{10} \frac{q_c}{(\sigma'_{v0})^{0.5}} \quad (12)$$

Cabe destacar que estas correlações foram desenvolvidas em câmaras de calibração para areias quartzosas, arredondadas, limpas e não cimentadas, que apresentam baixa compressibilidade. A utilização destas propostas para areias que possuam alta compressibilidade leva a valores não conservadores, como pode ser observado na figura 12, onde areias com alta compressibilidade possuem resistência menor, na mesma densidade relativa que areias com baixa compressibilidade.

Robertson e Campanella (1983) destacam que a presença de areias compressíveis pode ser identificada através do parâmetro razão de atrito R_f , uma vez que este parâmetro aumenta com o aumento da compressibilidade. Os autores citam que areias quartzosas não compressíveis apresentam valores de razão de atrito em torno de 0,5% enquanto que areias carbonatadas compressíveis, mostradas no trabalho de Jonstra Gijt (1982), apresentam valores tão altos quanto 3%.

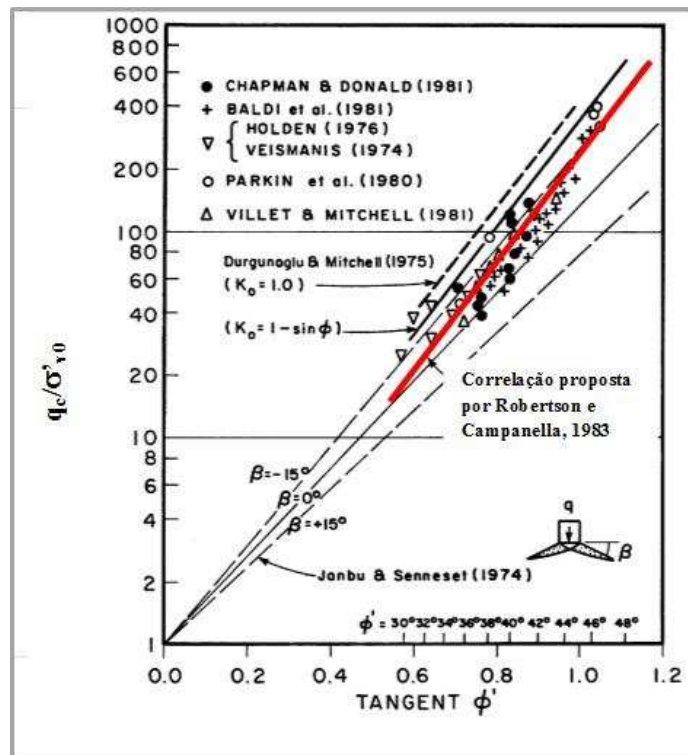


Figura 11 – Relação entre resistência do cone e ângulo de atrito (adaptado de Robertson e Campanella, 1983)

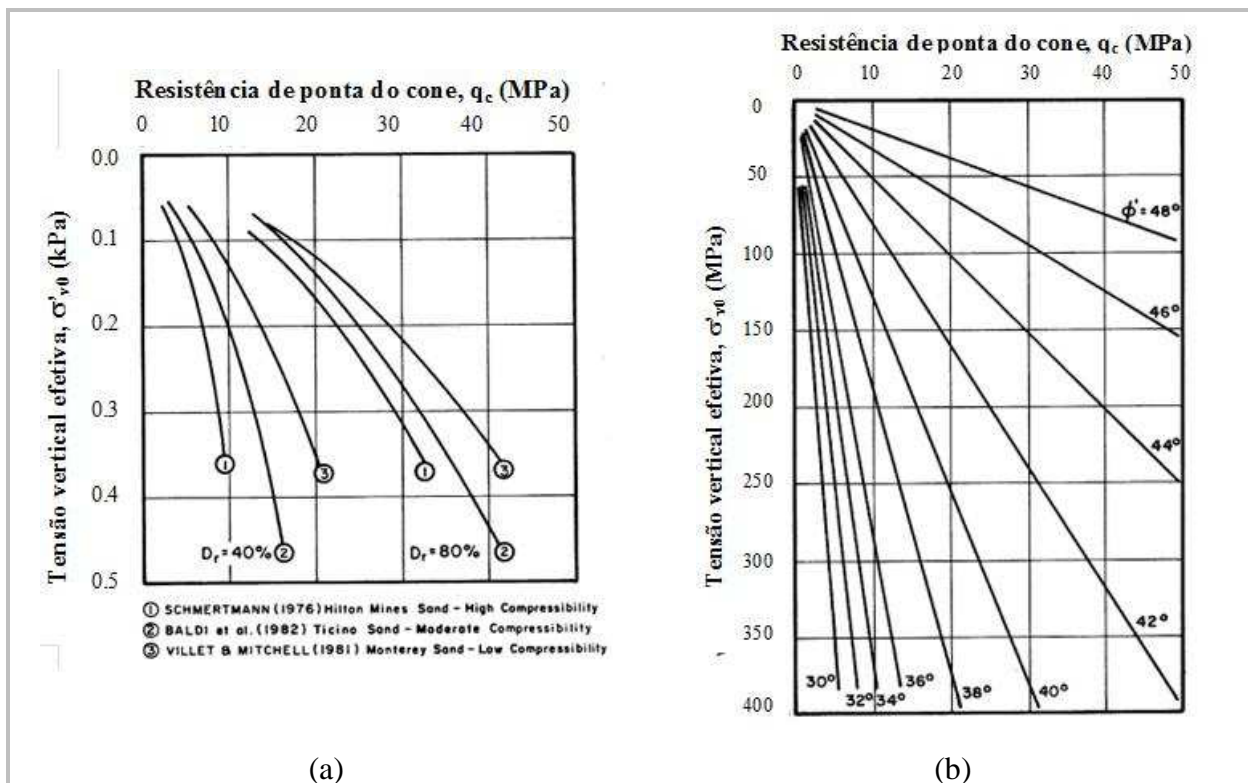


Figura 12: Relação entre q_c e σ'_{vo} para estimativa da (a) D_r e do (b) ϕ' (adaptado de Robertson e Campanella, 1983)

O valor máximo de resistência q_t de um depósito está associado à realização de ensaios drenados, nos quais não há geração de excesso de poro-pressão, e as análises são feitas em termos de tensões efetivas, ou seja, em solos arenosos, os ensaios de piezocone, em geral, não apresentam excesso de poro-pressão e, portanto, os valores de q_t são obtidos em condições drenadas.

Nos casos dos depósitos onde não são garantidas condições drenadas, a resistência máxima q_t pode ser estimada com base no método desenvolvido por Senneet et al. (1982, 1988), Senneet e Janbu (1985) e Sandven et al. (1988), apresentado por Lunne et al. (1997), onde a fórmula de capacidade de carga em termos de tensão efetiva é expressa pela equação 13. Desta forma o valor de resistência drenada é estimado isolando q_t na equação e obtendo o valor de N_m para B_q igual a zero (quando não há geração de excesso de poro-pressão).

$$q_t - \sigma_{vo} = N_m(\sigma'_{vo} + a) \quad (13)$$

onde:

$$N_m = \text{número de resistência do cone} = \frac{N_q - 1}{1 + N_u B_q}$$

$$N_q = \text{fator de capacidade de carga} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{(\pi - 2\beta) \tan \phi'}$$

$$N_u = \text{fator de capacidade de carga} \cong 6 \tan \phi' (1 - \tan \phi')$$

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{vo})}$$

a = atração

β = ângulo de plastificação

Lunne et al. (1997) apresentam as variáveis para aplicação na metodologia através dos gráficos de Senneet et al. (1988), mostrados na figura 13 e os valores típicos de atração e $\tan \phi'$ propostos por Senneet et al. (1989), mostrados na tabela 3. Entretanto, de acordo com Lunne et al. (1997), é difícil estimar parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas a partir de um ensaio de penetração não drenado como o CPT e, portanto, este método deve ser visto como altamente empírico e aproximado. A utilização de dados de laboratório e experiência local auxiliam para melhorar esta abordagem. Em grandes projetos ou em obras que envolvem risco, onde a acurácia é necessária, correlações específicas dos parâmetros efetivos devem ser desenvolvidas através de amostras indeformadas de alta qualidade, porém em areias a coleta de amostras é difícil e não raro exige técnicas de congelamento.

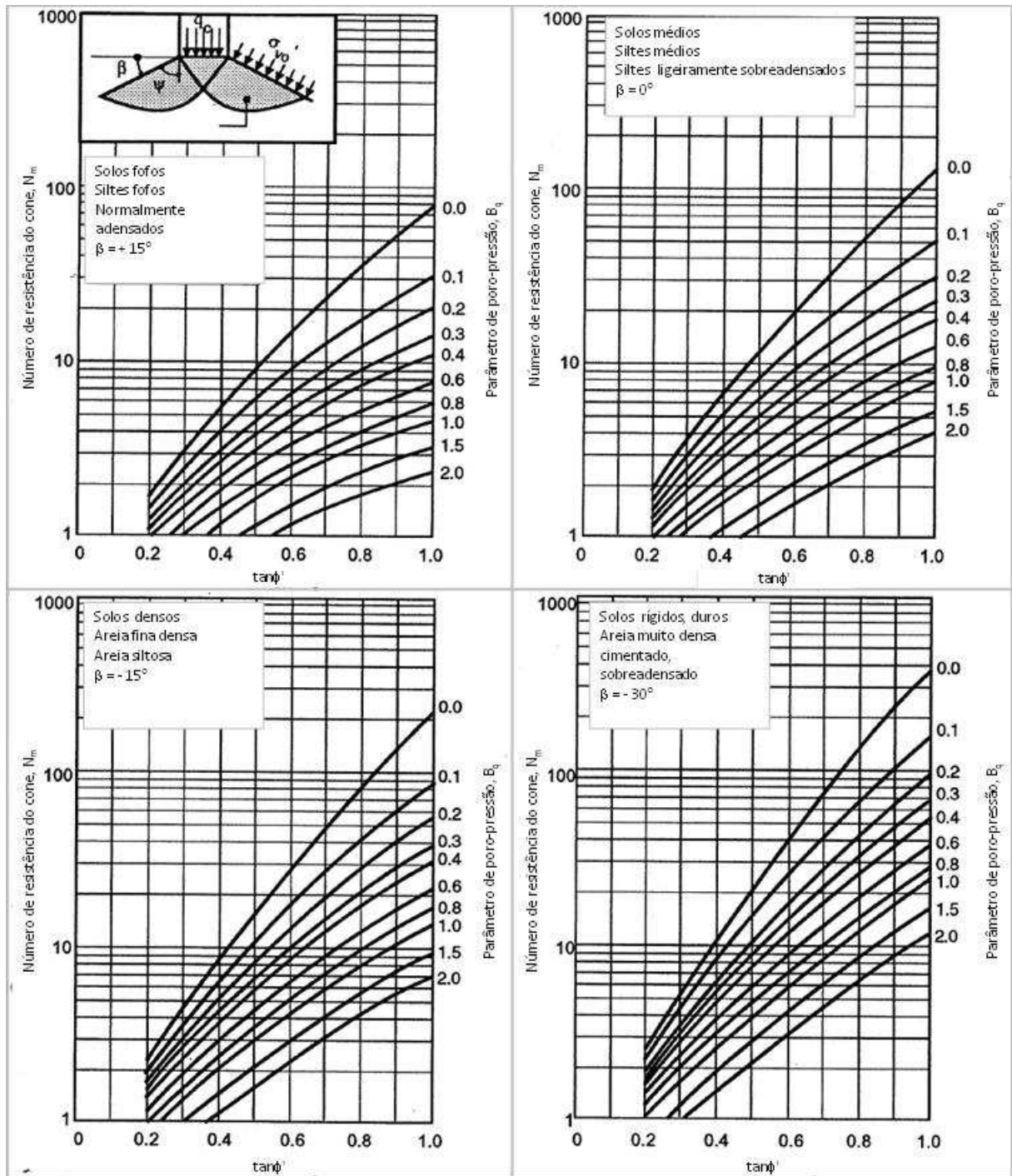


Figura 13: Variáveis do método proposto por Senneset et al. (1988) (adaptado de Lunne et al., 1997)

Tabela 3: Valores típicos de atração e ângulo de atrito (depois de Senneet et al., 1989 *apud* Lunne et al., 1997)

Tipo de solo	a (kPa)	tan ϕ'	ϕ' (graus)	N_m	B_q
Argila mole	5-10	0.35-0.45	19-24	1-3	0.8-1.0
Argila média	10-20	0.40-0.55	19-29	3-5	0.6-0.8
Argila rija	20-50	0.50-0.60	27-31	5-8	0.3-0.6
Silte mole	0-5	0.50-0.60	27-31	5-30	0-0.4
Silte médio	5-15	0.55-0.65	29-33		
Silte rijo	15-30	0.60-0.70	31-35		
Areia fofa	0	0.55-0.65	29-33	30-100	< 0.1
Areia média	10-20	0.60-0.75	31-37		
Areia densa	20-50	0.70-0.90	35-42		
Solos rígidos, duros, cimentados e OC	> 50	0.8-1.0	38-45	100	< 0

História de tensões (OCR)

Em solos de granulometria fina o estado de tensões é definido em termos de razão de sobre adensamento, conhecido pela sigla *OCR* (*over consolidation ratio*), determinado pela razão entre a pressão de pré adensamento σ'_{vm} e a pressão efetiva σ'_{vo} , expresso pela equação 14. O conhecimento da razão de sobre adensamento é de fundamental importância à análise do comportamento dos depósitos de solos argilosos, visto que, quando submetido a carregamentos inferiores a σ'_{vm} as deformações serão pequenas e em grande parte reversíveis, enquanto que para tensões superiores a σ'_{vm} as deformações serão de magnitude considerável e irreversíveis.

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

O ensaio de piezocone permite estimar o valor de OCR. Robertson (2012) cita os métodos propostos por Kulhawy e Mayne (1990) e Been et al. (2010), nos quais *OCR* pode ser obtido por meio das equações 15 e 16, respectivamente.

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

onde k é fator de cone de pré-consolidação. Kulhawy e Mayne (1990) mostram um intervalo esperado de k entre 0,2 e 0,5 e sugerem um valor médio de 0,33.

$$OCR = (2.625 + 1.75 \log F_r)^{-1.25} (Q_t)^{1.25} \quad (16)$$

O valor de OCR geralmente é relacionado à resistência não drenada S_u . Em solos normalmente adensados ($OCR \sim 1$) a razão S_u/σ'_{vo} esperada é da ordem de 0,25 (Bjerrum, 1973), sendo que valores superiores a este indicam pré-adensamento do solo (Schnaid, 2000).

Para determinação genérica de S_u/σ'_{vo} , Robertson (2012) apresenta a relação desenvolvida empiricamente por Ladd e Foott (1974) baseada nos conceitos SHANSEP, expressa pela equação 17.

$$S_u/\sigma'_{vo} = (S_u/\sigma'_{vo})_{OCR=1} (OCR)^m = S(OCR)^m \quad (17)$$

sendo $S = 0,25$ e $m = 0,8$ para a maioria dos solos (Ladd e De Groot, 2003 apud Robertson, 2012).

Propriedades de adensamento

As propriedades de adensamento dos solos são úteis para avaliar as condições de drenagem dos depósitos. Os coeficientes de adensamento horizontal C_h e vertical C_v podem ser estimados a partir de ensaios de dissipação.

O ensaio de dissipação consiste em interromper a cravação do piezocone até atingir, em geral, 50% de dissipação do excesso de poro-pressão gerado durante a cravação do piezocone no solo ou até atingir o equilíbrio, quando é necessário definir com precisão a posição do lençol freático.

A figura 14 ilustra um gráfico típico de ensaio de dissipação utilizado para calcular os coeficientes de adensamento.

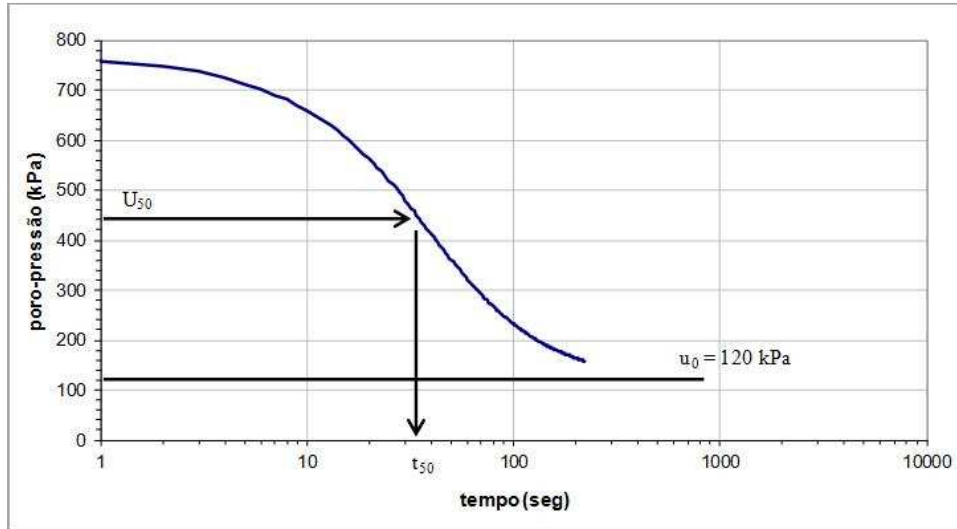


Figura 14: Gráfico típico do ensaio de dissipação

Os coeficientes de adensamento do solo podem ser obtidos pela metodologia proposta por Houlsby e Teh (1988) por meio das equações 18 e 19.

$$C_h = \frac{T^* R^2 \sqrt{I_r}}{t} \quad (18)$$

$$C_v = \frac{RR}{CR} \cdot \frac{K_v}{K_h} \cdot C_h \quad (19)$$

onde T^* é o fator tempo adimensional proposto por Houlsby e Teh (1988), com valor igual a 0,245 quando o elemento poroso encontra-se na base do cone (posição u_2) e ocorrem 50 % de dissipação; R é o raio do piezocone; I_r é o índice de rigidez do solo (G/S_u); t é o tempo de dissipação, normalmente adotado como o tempo t_{50} correspondente a 50% do excesso de poro-pressão; RR/CR é a correção dos efeitos de pré-adensamento causados pela cravação da sonda, este valor varia na faixa de 0,13 a 0,15 (Jamiolkowski et al.,1985); e k_v/k_h é a anisotropia de permeabilidade vertical e horizontal, Jamiolkowski et al. (1985) propõem os valores apresentados na tabela 4.

Tabela 4: Anisotropia de permeabilidade em argilas (Jamiolkowski et al.,1985)

Natureza da argila	k_h/k_v
Argilas homogêneas e sem macro estrutura definida	1,0 a 1,5
Macroestrutura definida, presença de descontinuidades e lentes permeáveis	2,0 a 4,0
Depósitos com ocorrência de várias camadas de material permeável	3,0 a 15

Lunne et al. (1997) relata que a distribuição de poro-pressão inicial utilizada no modelo é desenvolvida no pressuposto que a resposta do ensaio é não drenada. Portanto, para ensaios realizados em solos siltosos que desenvolvam valores de B_q inferiores a 0,4 esta suposição pode ser questionável.

Condutividade hidráulica

A condutividade hidráulica é uma propriedade do solo que traduz o fluxo de água neste meio e é expressa pela permeabilidade k em cm/s. Fatores como o tamanho das partículas, o índice de vazios, a estrutura e o grau de saturação do solo afetam a permeabilidade do solo e, portanto, influenciam no comportamento *in situ* em dadas taxas de carregamento (Schnaid et al., 2004).

Diversos autores como Bugno e McNeilan (1984) *apud* Lunne et al. (1997), Schnaid et al. (2004) e Bedin (2006) sugerem que solos que apresentam permeabilidade no intervalo de 10^{-5} a 10^{-8} m/s poderão apresentar resposta parcialmente drenada quando realizados ensaios de piezocone em velocidade padrão, trazendo incertezas na interpretação dos ensaios.

A permeabilidade do solo k pode ser determinada de forma direta através de ensaios de campo e laboratório e estimada através de ensaios de piezocone por meio da realização de ensaios de dissipação.

Mayne (2001) apresenta o gráfico de Parez e Fauriel (1988) mostrado na figura 15 e a relação média expressa na equação 20 para estimar a permeabilidade horizontal do solo usando o tempo t_{50} dos ensaios de dissipação.

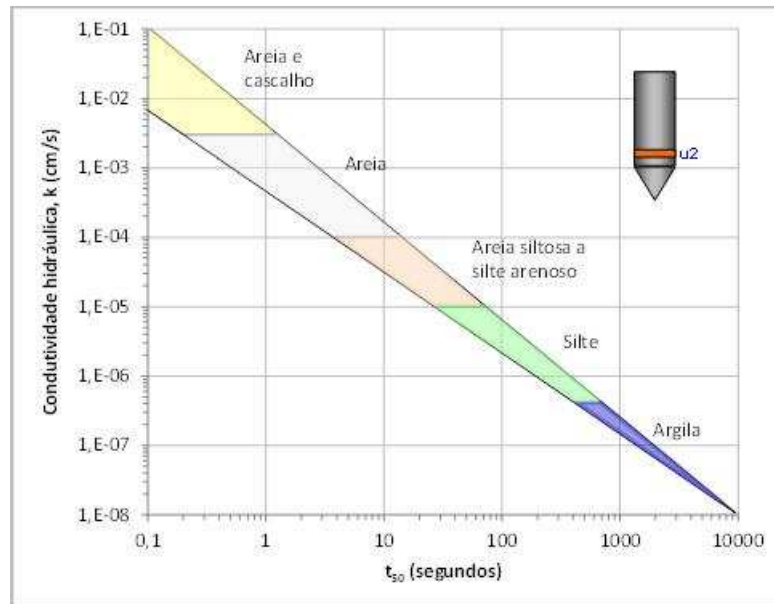


Figura 15: Relação para estimar k proposta por Parez e Fauriel (1988) (adaptado de Mayne, 2001)

$$k \text{ (cm/s)} \approx 1/(251t_{50})^{1.25} \quad (20)$$

Apesar de a permeabilidade ser um parâmetro importante para determinar a possível ocorrência de drenagem parcial durante a realização dos ensaios, ela não aparece diretamente nas abordagens apresentadas na sequência, mas pode ser considerada como um indicativo para definir solos nos quais a interpretação dos ensaios necessita avaliação das condições de drenagem.

2.2. AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE DRENAGEM EM ENSAIOS DE CAMPO

As teorias presentes na literatura foram fundamentadas na interpretação de ensaios de campo realizados em condições não drenadas ou totalmente drenadas. Ensaios realizados em argilas em geral apresentam respostas não drenadas e as análises são feitas em termos de tensões totais e ensaios realizados em areias apresentam respostas drenadas e, portanto, as análises são feitas em termos de tensões efetivas (Lambe e Whitman, 1979).

Os solos que apresentam composição granulométrica intermediária a areias e argilas, dependendo do coeficiente de adensamento, poderão apresentar resposta parcialmente drenada mediante a imposição do carregamento de ensaios de campo em velocidade padrão. Esta drenagem parcial implica em alteração no estado de tensões ao redor do equipamento e,

como este estado de tensões não pode ser quantificado, a avaliação das propriedades geotécnicas, a partir das correlações existentes, se torna imprecisa (Schnaid, 2005; 2009).

Nos depósitos residuais e de rejeitos de mineração, que se enquadram nos solos intermediários, a avaliação das condições de drenagem e consolidação é um fator fundamental para estimativa de parâmetros geotécnicos (Randolph, 2004; Schnaid et al. 2004).

Pesquisas ao longo dos anos vêm sendo desenvolvidas para avaliar as condições de drenagem durante a realização de ensaios em diferentes solos, dando ênfase aos resultados apresentados de forma normalizada. Estas pesquisas foram baseadas em investigações de ensaios de campo (e.g. Blight, 1968; Schneider et al., 2004; Bedin, 2006; Kim et al., 2006; Bedin et al., 2010; Lo Presti et al., 2010; Schnaid et al., 2010; Suzuki et al., 2012) e em centrífuga geotécnica (House et al., 2001; Randolph e Hope, 2004; Chung et al., 2006; Schneider et al., 2007; Motta, 2008; Jaeger et al., 2010; DeJong et al., 2012) por meio de ensaios executados em diferentes velocidades.

Em termos gerais, estas pesquisas buscam estabelecer com precisão suficiente os limites de ensaios drenados e não drenados para interpretação confiável dos resultados. Neste sentido, Blight (1968) propõe um método para pré-selecionar a duração de ensaios de Palheta (através da velocidade de rotação da palheta) a fim de permitir a correta interpretação dos resultados. O autor utiliza um fator tempo adimensional T (equação 21) que leva em consideração as características de drenagem do solo (coeficiente de adensamento - C_v), o volume de solo afetado pela palheta (diâmetro da palheta - d) e o tempo de ensaio (tempo de rotação até atingir o torque máximo - t).

$$T = \frac{C_v t}{d^2} \quad (21)$$

O fator tempo T é relacionado ao grau de drenagem U (equação 22) obtido através de ensaios a diferentes velocidades de rotação da palheta.

$$U = \frac{V - V_0}{V_1 - V_0} \quad (22)$$

O valor de V_1 é o torque medido em condição drenada (ensaios lentos) atribuído ao grau de drenagem unitário (em percentagem), V_0 é o torque medido em condição não drenada (ensaios

rápidos) atribuído ao grau de drenagem zero e V é o torque medido em condições intermediárias.

Os resultados de Blight (1968), obtidos de ensaios realizados em resíduos de mineração de ouro e resíduos de indústria de fertilizantes, ambos com classificação granulométrica intermediária a areia e argila, são apresentados na figura 16. Neste espaço é apresentada a “curva de drenagem” que pode ser utilizada para qualquer tamanho de palheta que possua proporção de altura duas vezes o diâmetro e solos que possuam qualquer coeficiente de consolidação. Os resultados sugerem que o valor do torque aumenta com o aumento do tempo de ensaio (ensaios lentos) e ainda que condições drenadas ocorrem para $T > 2$ atribuído ao grau de drenagem de 100% e condições não drenadas para $T < 0,02$ atribuído ao grau de drenagem zero.

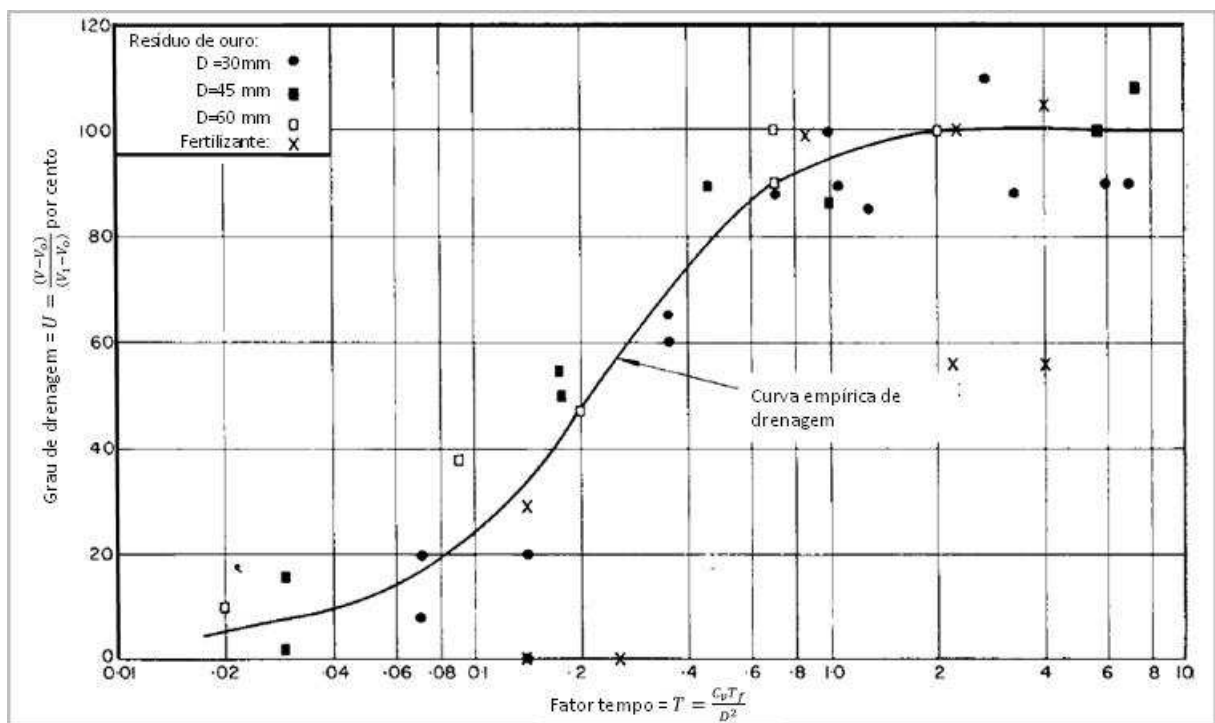


Figura 16: Curva de drenagem empírica (adaptada de Blight, 1968)

Diversos autores como Finnie e Randolph (1994), House et al. (2001), Randolph e Hope (2004), Schnaid et al. (2004), Bedin (2006), Kim et al. (2006), Jaeger et al. (2010), DeJong et al. (2012), entre outros, utilizaram o parâmetro adimensional V (equação 23) para avaliar as condições de drenagem em ensaios penetrométricos, que leva em consideração a velocidade de penetração v , o diâmetro da sonda d e as características de drenagem do solo (coeficiente

de adensamento vertical - C_v), semelhante ao proposto por Blight (1968) nos ensaios de palheta.

$$V = \frac{v \cdot d}{C_v} \quad (23)$$

Finnie e Randolph (1994) relacionaram a velocidade normalizada V versus q_c/σ'_{vo} para analisar as condições de drenagem dos ensaios realizados em solos siltosos. Os autores sugerem que resposta drenada ocorre para $V < 0,01$ e resposta não drenada para $V > 30$. Kim et al. (2006) também analisaram os resultados de ensaios de campo e laboratório neste espaço (q_c/σ'_{vo} versus velocidade normalizada V), mostrando que a transição de não drenado para parcialmente drenado ocorre em torno de V igual a 4 para os ensaios de campo (depósito argiloso) e em torno de V igual a 1 para os ensaios em câmara de calibração (mistura de areia e argila), enquanto que a transição de parcialmente drenado para drenado ocorre em torno de V igual a 0,05. Os resultados também foram analisados no espaço $u/u_{máx}$ versus V , sendo que neste caso a transição de não drenado para parcialmente drenado ocorre em torno de V igual a 10. Os autores explicam que no intervalo entre 1 (ou 4) e 10 o ganho de resistência devido ao aumento da drenagem durante a penetração se equilibra a queda da resistência devido a redução dos efeitos viscosos de solos argilosos (em altas velocidades de carregamento) e sugerem que o ponto de transição entre não-drenado e parcialmente drenado deve ser decidido com base nas observações de poro-pressão e não de q_t . A figura 17 apresenta os gráficos citados para os ensaios realizados em câmara de calibração.

Com base nestas análises, Kim et al. (2006) relatam que para um piezocone de 35,7 mm de diâmetro conduzido em velocidade padrão, valores de C_v no intervalo de $7,1 \times 10^{-4}$ e 1×10^{-2} m²/s irão apresentar ensaios parcialmente drenados.

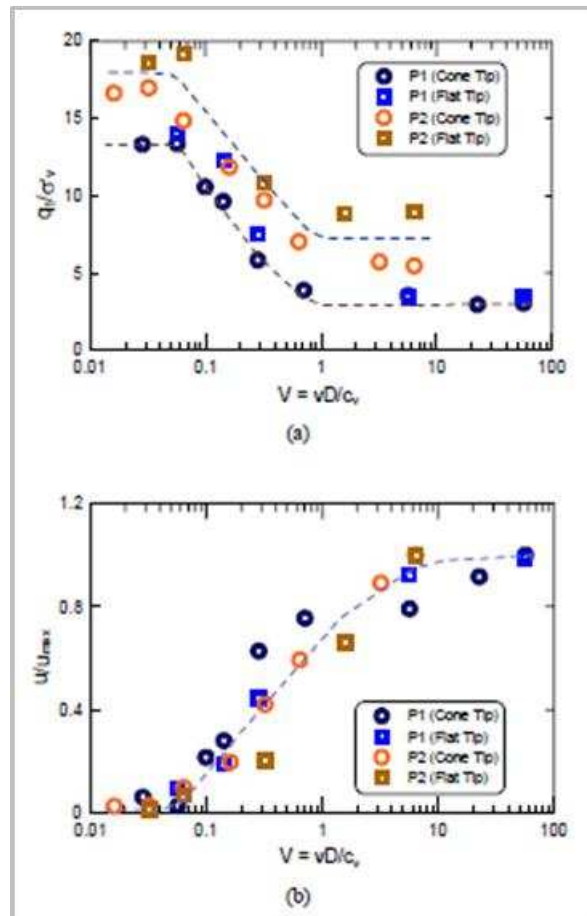


Figura 17: Variação (a) resistência do cone normalizada (b) excesso de poro-pressão normalizada, com a velocidade de penetração normalizada (Kim et al., 2006)

House et al. (2001) introduziram os ensaios chamados de *twitch* que consiste em, na mesma vertical, reduzir a velocidade de cravação à metade a medida que o penetrômetro avança de 1 a 2 (ou mais) diâmetros da sonda. A redução da velocidade em incrementos é feita a fim de alcançar medidas estáveis da resistência à penetração e de poro-pressão.

A aplicação de ensaios *twitch* é, no entanto, limitada a solos homogêneos em profundidade, pois qualquer variação nas características do solo poderá comprometer a análise dos resultados.

Randolph e Hope (2004) relatam a utilização de ensaios *twitch* com penetrômetros T-bar e piezocone realizados em centrífuga geotécnica conduzidos em amostras de caulim normalmente adensadas. Os valores obtidos, plotados ao longo da profundidade, comparados ao ensaio em velocidade constante e em condição não drenada, permite avaliar o ponto onde a diminuição da velocidade reflete em consolidação parcial (figura 18). Os autores observaram

que inicialmente quando a velocidade do ensaio submete o solo a uma condição não drenada, a diminuição da velocidade irá reduzir a resistência devido à redução dos efeitos viscosos (trecho entre 50 a 60 mm de profundidade) e posteriormente, à medida que a velocidade é reduzida suficientemente para que ocorra drenagem parcial, a resistência começará a aumentar devido à consolidação parcial (ponto entre 60 e 70 mm de profundidade). Este efeito foi também percebido por Bembem e Myers (1974), Chung et al. (2006), Kim et al. (2006), Schneider et al. (2007), entre outros.

Entretanto, para quantificar a transição das condições de drenagem, Randolph e Hope (2004) utilizaram o fator velocidade adimensional V e relacionaram V versus q/q_{ref} (onde q é a resistência medida em uma determinada velocidade e q_{ref} é a resistência associada a ensaios não drenados), V versus B_q e V versus $\Delta_u/\Delta_{umáx}$ (onde Δ_u é a variação de poro pressão em uma determinada velocidade e $\Delta_{umáx}$ é a variação de poro pressão máxima). Os resultados obtidos pelos autores, mostrados na figura 19 demonstram bom ajuste para os espaços estudados e sugerem que drenagem parcial ocorre no intervalo de V entre 0,3 e 30, sendo melhor definido pelo gráfico V versus B_q .

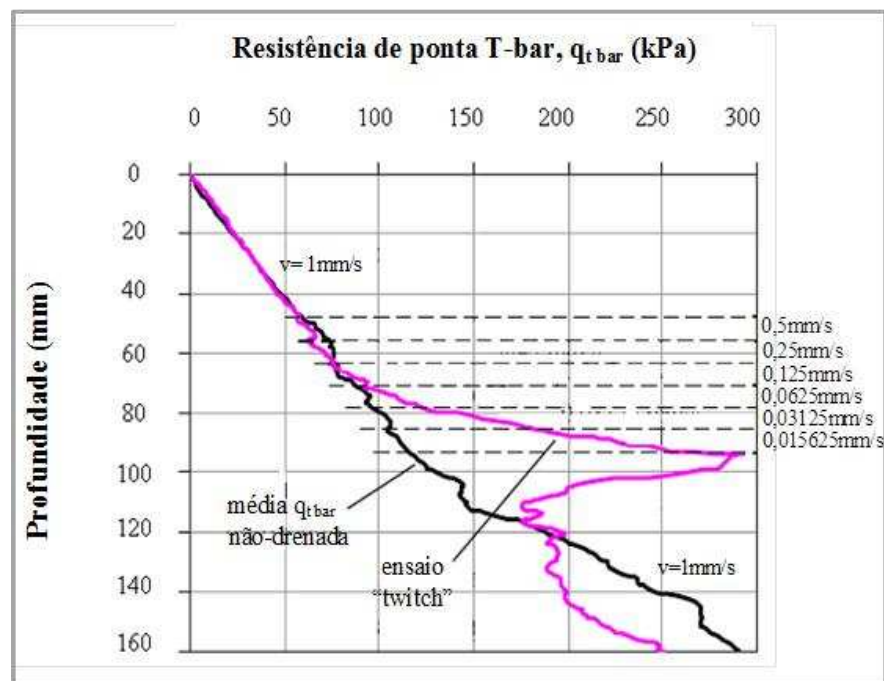


Figura 18: Perfil de um ensaio *twitch* (adaptado de Randolph e Hope, 2004)

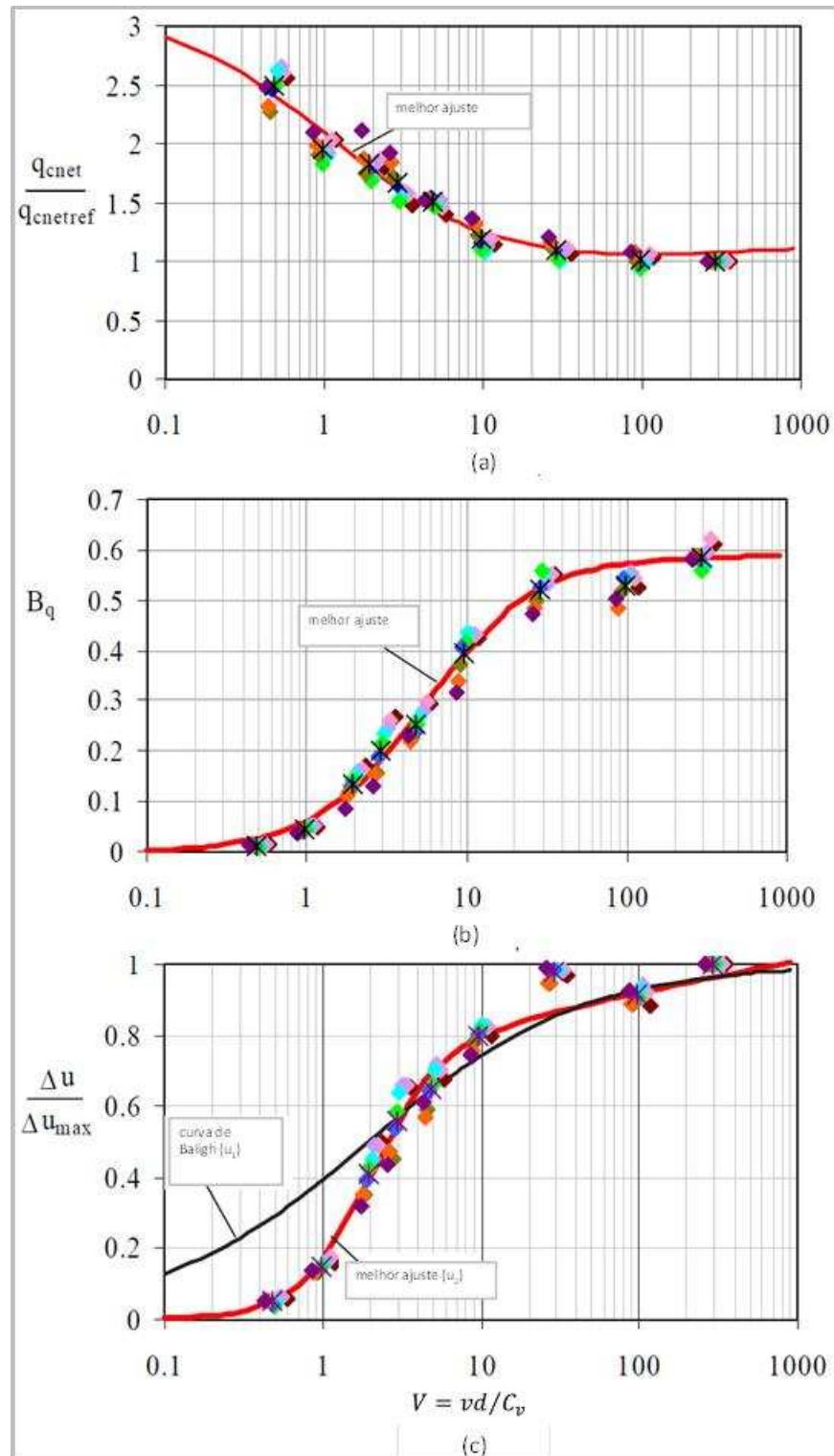


Figura 19: Efeito da velocidade de penetração sobre (a) a resistência (b) o parâmetro B_q (c) a variação do excesso de poro-pressão (adaptado de Randolph e Hope, 2004)

Bedin (2006), analisando a semelhança entre os parâmetros envolvidos nas fórmulas de Blight (1968) e a adaptação da proposta de Randolph (2004), reinterpreta os dados dos autores e

apresenta os resultados de Blight (1968) no espaço U versus $1/T$ (ao invés de U versus T) e os resultados de Randolph e Hope (2004) no espaço U versus V (ao invés de q/q_{ref} versus V).

O fator U refere-se ao grau de drenagem para os ensaios de penetração, expresso pela equação 24.

$$U = \frac{(q_t - q_{t\bar{n}})}{(q_{tdr} - q_{t\bar{n}})} \quad (24)$$

sendo, o valor de q_{tdr} a resistência a penetração medida em condição drenada (ensaios lentos o suficiente para que não haja excesso de poro-pressão), $q_{t\bar{n}}$ a resistência a penetração medida em condição não drenada (ensaios rápidos, onde não ocorreu qualquer dissipação de poro-pressão) e q_t a resistência a penetração medida na velocidade do ensaio.

Nos casos em que a variação da velocidade dos ensaios não permite determinar com precisão a razão entre as condições drenadas e não drenadas, Bedin (2006) sugere reescrever a equação 24 conforme a equação 25 e adotar um valor n referente a relação entre a condição drenada e não drenada ($n = q_{tdr}/q_{t\bar{n}}$) para cada depósito.

$$U = \frac{\left(\frac{q_t}{q_{t\bar{n}}} - 1\right)}{(n - 1)} \quad (25)$$

Dados obtidos por Schnaid (2005) através de análises numéricas reproduzem o valor de 3 para a relação de resistência entre as trajetórias drenada e não drenada de solos argilosos normalmente adensados. Schneider et al. (2007) por meio de resultados de ensaios sugerem que a relação está no intervalo entre 2 e 3, enquanto Jaeger et al. (2010) encontraram o valor em torno de 15 para uma mistura de 75% de areia e 25% de caulim, muito superior as demais pesquisas. DeJong et al. (2012) relatam que valores de n próximos a 15 estão associados a solos colapsíveis, valores em torno de 3 estão associados a solos sedimentares normalmente adensados, enquanto que valores menores que a unidade estão relacionados a solos dilatantes.

Bedin (2006) adota o valor de 3 para os casos nos quais a razão entre a trajetória drenada e não drenada não é bem definida. Os dados de sua pesquisa, juntamente aos dados de Blight (1968) e Randolph e Hope (2004) são, então, apresentados na figura 20. Os resultados indicam que condições drenadas para estes materiais ocorrem no intervalo de V inferior a 6×10^{-2} a 1 e condições não drenadas no intervalo de V superior a $2 \times 10^{+1}$ a $1 \times 10^{+2}$. Segundo

Schnaid (2009), a translação da curva neste espaço tem se mostrado ser uma função do índice de rigidez do solo e da razão de sobreadensamento.

Para traçar a tendência das curvas de drenagem de cada material, Bedin (2006) utiliza a função hiperbólica apresentada por Schnaid et. al (2004), expressa através da equação 26.

$$U = a + (1 - a) \frac{1}{\cosh(bV^c)} \quad (26)$$

onde as variáveis a , b e c são parâmetros de ajuste da curva dos diferentes materiais. Os valores dos parâmetros adotados por Bedin (2006) para os materiais estudados são apresentados na tabela 5.

Tabela 5: Parâmetros das curvas de drenagem

Material	Parâmetro		
	a	b	c
Resíduo de bauxita - piezocone (Bedin, 2006)	0,05	0,12	0,80
Argila - piezocone (Randolph e Hope, 2004)	0,05	1,50	0,50
Resíduo de ouro - palheta (Blight, 1968)	0,05	0,28	0,70
Resíduo de fertilizante - palheta (Blight, 1968)	0,05	0,80	0,60

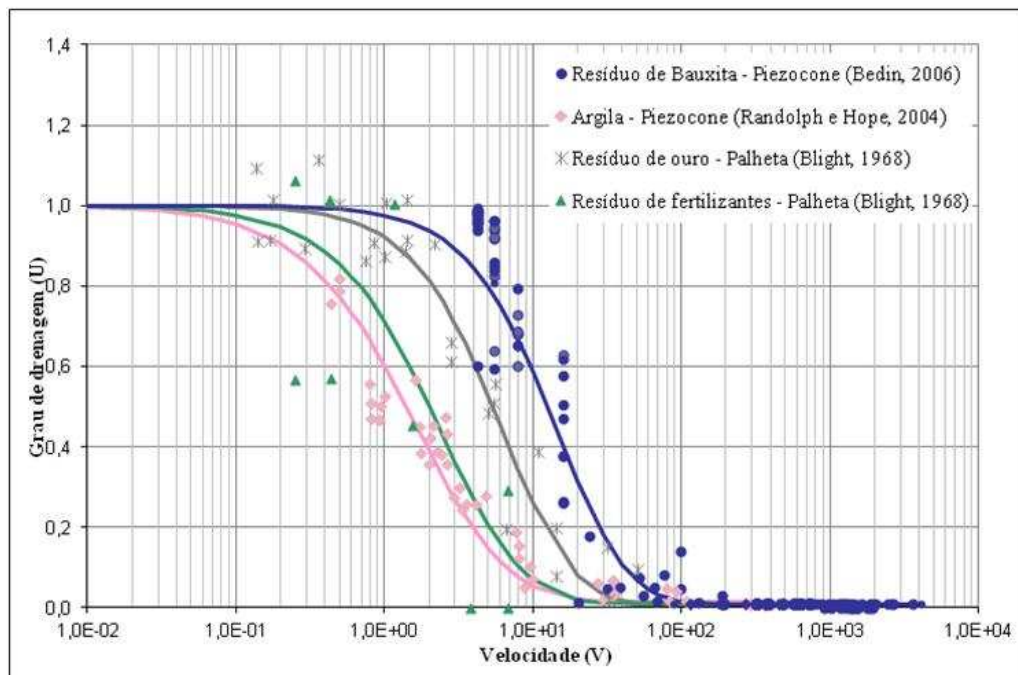


Figura 20: Avaliação das condições de drenagem (Bedin, 2006)

Com o objetivo de identificar o comportamento não drenado dos solos e assim permitir a interpretação dos resultados dos ensaios de piezocone, Schnaid et al. (2004) sugere uma adaptação à proposta de Hight et al. (1994), adicionando a resistência não drenada normalizada S_u/σ'_{vo} para avaliar a tendência dos valores de B_q (figura 21), além do parâmetro de resistência do cone normalizado Q_t já existente na proposta de Hight et al. (1994). As análises realizadas pelos autores sugerem que valores de B_q superiores a 0,5 associados a valores de S_u/σ'_{vo} entre 0,25 e 0,30 correspondem a um comportamento não drenado em solos argilosos e valores de B_q entre 0,30 e 0,50 associados a valores de S_u/σ'_{vo} entre 0,30 e 0,40 correspondem a um comportamento não drenado em solos siltosos. Os valores que desviam deste padrão estão relacionados com drenagem parcial, sobreadensamento ou comportamento característico de solos siltosos que não se enquadram totalmente no modelo Cam Clay.

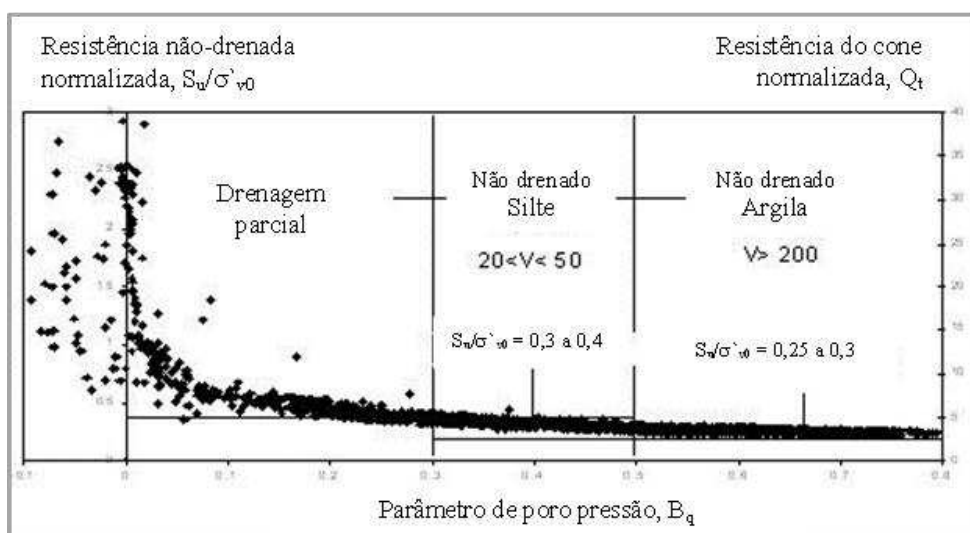


Figura 21: Avaliação das condições de drenagem (adaptado de Schnaid et al., 2004)

Schnaid et al. (2004) comentam ainda, que a combinação de conjuntos independentes de medidas através da análise de tendências de B_q com a resistência não drenada normalizada S_u/σ'_{vo} , conjugados à análise da “curva de drenagem” em termos de velocidade adimensional V , auxilia no julgamento ao examinar dados de ensaios penetrométricos em depósitos que apresentam padrões complexos de comportamento.

Como pode ser observado na breve revisão relatada, na atualidade não existe método padronizado para interpretar ensaios em solos que apresentam ocorrência de drenagem

parcial. As propostas existentes na literatura possibilitam identificar as condições de drenagem e assim permitir uma interpretação racional dos resultados.

Schnaid (2009) sugere que antes de realizar uma extensa campanha de investigações em depósitos de materiais não convencionais, a “curva de drenagem” seja estabelecida e, ainda, como recomendação geral que velocidades adimensionais no intervalo de 10^{-1} a 10^{+2} sejam evitadas, pois neste intervalo é provável a ocorrência de drenagem parcial.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi conduzido em dois locais, sendo o primeiro caracterizado por um depósito natural no município de Joinville/SC e outro em um depósito de resíduos de uma indústria de mineração de ouro no município de Barrocas/BA. Nas duas campanhas foram realizados ensaios de campo com variação da velocidade para avaliar o efeito da velocidade sobre as medidas dos ensaios e nas condições de drenagem durante o ensaio, além de coleta de amostras para caracterização dos materiais. Este capítulo apresenta uma descrição dos locais de estudo, da campanha de ensaios e da metodologia empregada.

3.1. DEPÓSITO DE SOLO NATURAL: JOINVILLE/SC

3.1.1. Local de Estudo

O depósito natural estudado situa-se na zona industrial norte, no município de Joinville /SC. O perfil geotécnico é composto por uma camada de aterro de 4 m de espessura proveniente do corte do próprio terreno, subjacente encontra-se uma camada de espessura variável de 3 a 5 m de argila e a partir desta profundidade verifica-se a ocorrência de solo residual de gnaisse.

A figura 22 mostra uma imagem da localização do terreno no município de Joinville/SC extraída do Google Earth e a disposição da ilha estudada no terreno.

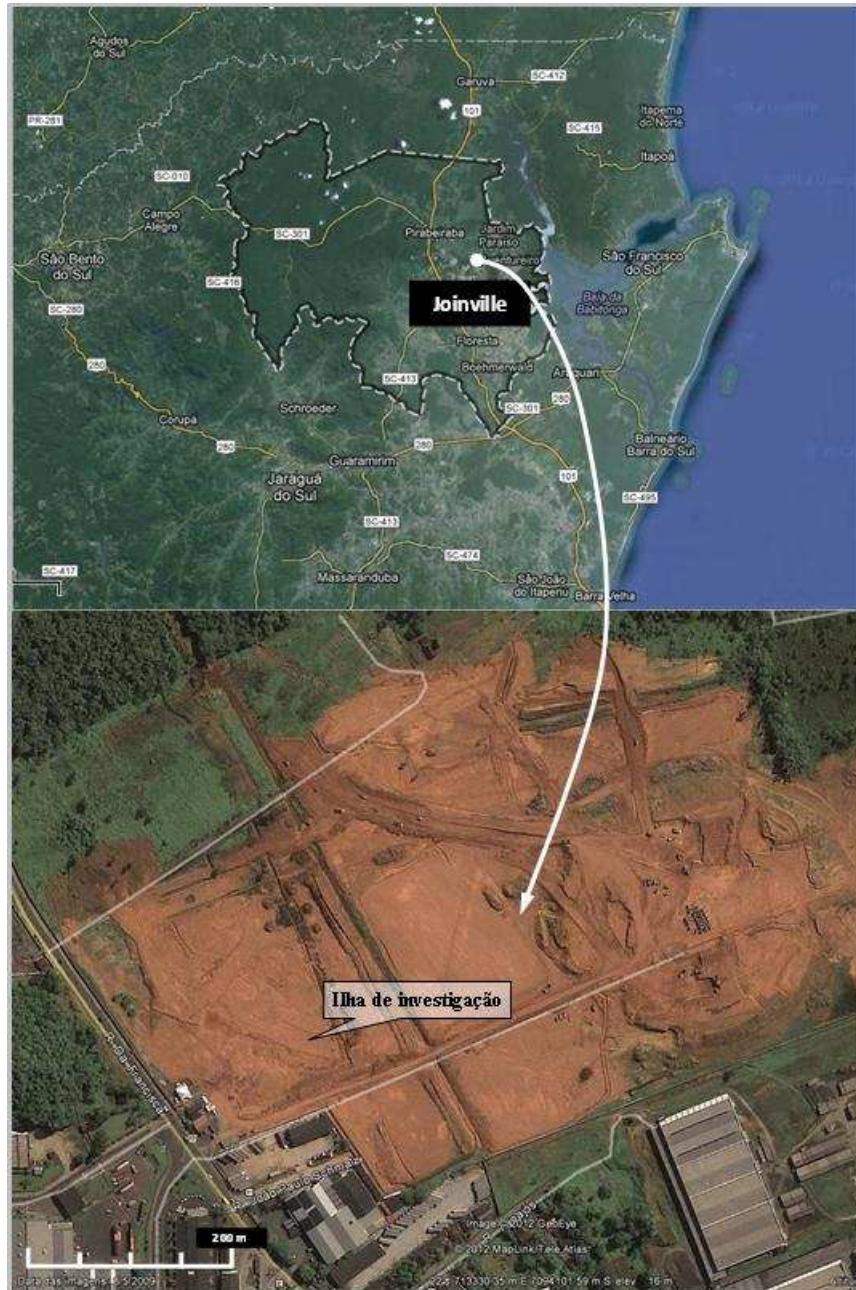


Figura 22: Disposição da ilha no depósito natural no município de Joinville –SC (fonte: google Earth, 2012)

3.1.2. Campanha de Ensaios

A campanha de ensaios de campo foi realizada no mês de junho de 2012 e contemplou a execução de uma ilha de investigação, onde foram realizados ensaios de piezocone com variação da velocidade de cravação, ensaios de dissipação do excesso de poro-pressão e coleta de amostra para execução de ensaios de caracterização.

Primeiramente foi realizado o ensaio de piezocone em velocidade padrão para determinação da estratigrafia do terreno. Após análise do perfil de sondagem, foi tomada uma camada mais homogênea, definida entre os 9 e 15 m de profundidade, composta de material com possível ocorrência de drenagem parcial para concentração dos demais ensaios.

Na camada de interesse, os ensaios de dissipação foram realizados a cada metro, sendo que uma das dissipações foi levada até a estabilização das poro-pressões para determinação do nível do lençol freático no terreno, que resultou em 3,10 metros de profundidade. As velocidades dos ensaios de piezocone variaram entre 0,5 mm/s a 45 mm/s e a amostra para execução dos ensaios de laboratório foi coletada aos 10 m de profundidade.

3.2. DEPÓSITO DE RESÍDUO DE MINERAÇÃO DE OURO: BARROCAS/BA

3.2.1. Local de estudo

O depósito de resíduo de mineração de ouro está situado nas dependências da indústria Mineração Fazenda Brasileiro (MFB), localizada no município de Barrocas/BA.

A campanha experimental foi composta por duas ilhas de investigação, as quais foram posicionadas no lago de disposição de resíduos – Lago II, constituído basicamente de resíduo *underflow* (material produto da moagem dos fragmentos de rocha, composto de maior proporção de partículas grossas). A espessura aproximada de resíduo no lago é de 20 m, no entanto, a profundidade dos ensaios foi limitada a 12 m a fim de evitar possíveis danos à membrana de fundo do reservatório.

Os ensaios foram executados no resíduo *underflow* por haver uma extensa campanha de ensaios de laboratório neste resíduo publicada por Bedin (2010).

A figura 23 mostra uma imagem extraída do Google Earth com a localização da MFB no município de Barrocas/BA e uma imagem cedida pela MFB com a disposição das ilhas no depósito de resíduos.

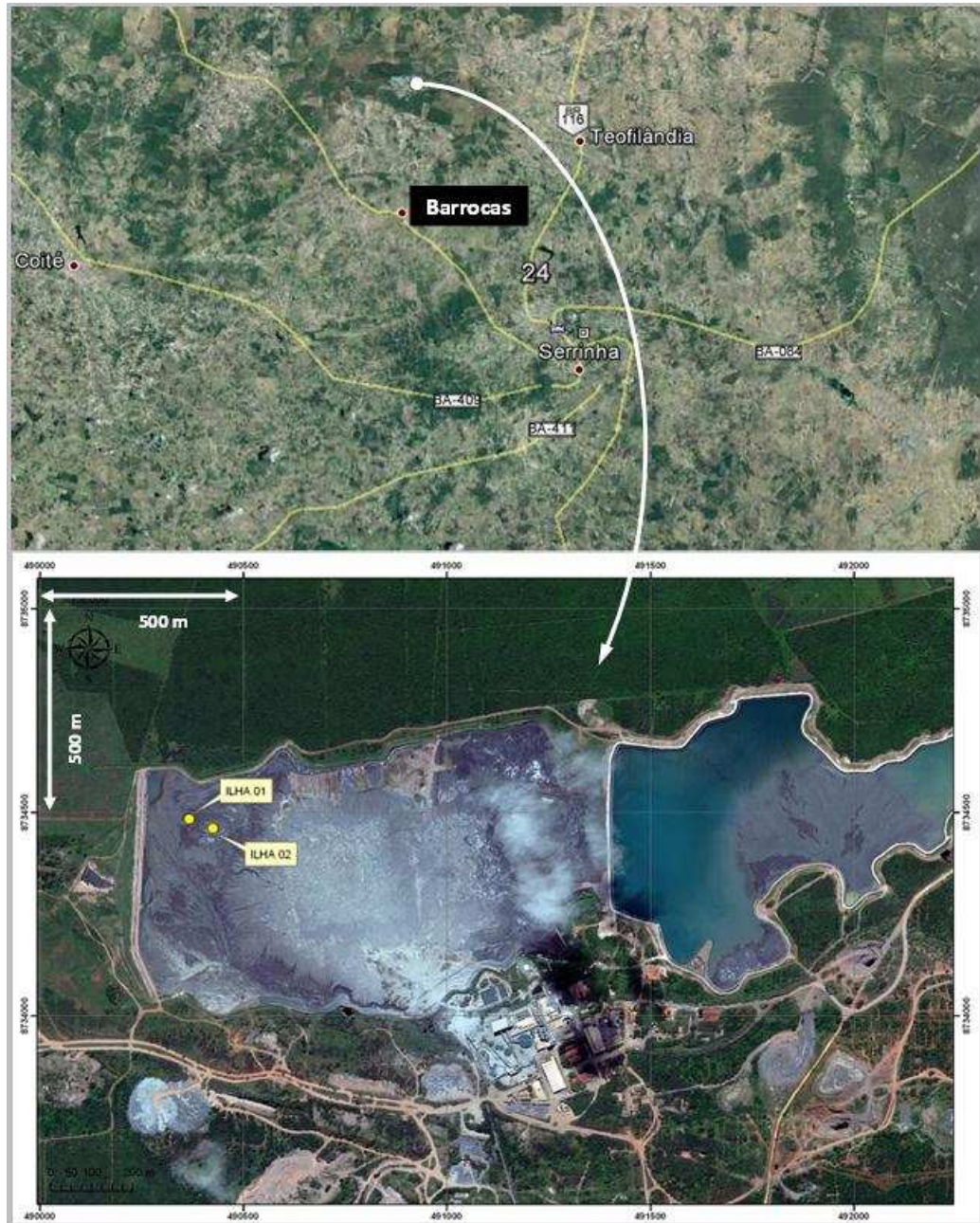


Figura 23: Localização da MFB no município de Barrocas – BA (fonte: google Earth, 2012) e disposição das ilhas no depósito de resíduos (cortesia MFB)

3.2.2. Campanha de Ensaios

A campanha de ensaios de campo foi realizada no mês de agosto de 2012 e contemplou a execução de duas ilhas de investigação, onde foram conduzidos ensaios de piezocone com variação da velocidade de cravação, ensaios de dissipação do excesso de poro-pressão, ensaios de palheta com variação da velocidade e coleta de amostra para realização de ensaios de caracterização.

Em cada ilha de investigação primeiramente foi realizada uma vertical de piezocone em velocidade padrão, em procedimento análogo ao empregado em SC. Ao longo de todo o perfil foram executados ensaios de dissipação para determinação do coeficiente de adensamento do solo. Após análise do perfil de sondagem foi selecionada uma camada mais homogênea, definida dos 3 aos 5 m de profundidade. A partir do ensaio de piezocone padrão, um raio de 1,5 m foi traçado e neste perímetro foram conduzidas as verticais dos demais ensaios.

Na camada de interesse os ensaios de piezocone foram executados com velocidades entre 0,3 mm/s e 57 mm/s e os ensaios de palheta foram realizados nas velocidades de 0,02°/s (1°/min), 0,1°/s (6°/min) e 1°/s (60°/min). Amostras foram coletadas ao longo do perfil.

Para verificação do nível d'água no depósito um pré-furo foi aberto, sendo observado a 1,0 m de profundidade.

3.3. METODOLOGIA DOS ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

3.3.1. Ensaio de piezocone

Os ensaios de piezocone foram realizados de acordo com procedimentos preconizados na ABNT MB 3406 (1991), com exceção no que se refere à velocidade dos ensaios rápidos e lentos.

No depósito de Joinville/SC foi empregada uma ponteira com capacidade de carga de 50 kN, ângulo de 60°, seção transversal de 10 cm², área lateral da luva de atrito de 150 cm² e pedra porosa localizada na base da luva (posição u_2). A ponteira empregada no depósito de resíduos de Barrocas/BA possuía as mesmas características, porém com capacidade de carga de 10 kN.

Os piezocones foram calibrados em uma câmara pressurizada para verificar as pressões geradas em água. O valor avaliado para razão das áreas desiguais foi de 0,7.

Previamente a execução de cada ensaio, a ponta da ponteira e os elementos porosos eram submersos em glicerina e saturados em bomba de vácuo, a fim de obter uma boa resposta da poro-pressão durante os ensaios.

Para realização dos ensaios lentos foi necessária a instalação de uma válvula reguladora de vazão, mais sensível, posicionada na saída das mangueiras que alimentam os cilindros hidráulicos. Para o controle das profundidades ensaiadas e das velocidades correspondentes,

as hastes de cravação foram marcadas em segmentos de 50 mm e o tempo necessário para cravação de cada segmento foi registrado manualmente.

Nos ensaios em velocidade padrão, durante a retração do pistão para instalação de uma nova haste, a variação do excesso de poro-pressão era monitorada para que ocorresse dissipação de, no mínimo, 50% do excesso de poro-pressão a fim de permitir o cálculo do coeficiente de adensamento e a estimativa do coeficiente de condutividade hidráulica.

3.3.2. Ensaio de Palheta (Vane Test)

Os ensaios de palheta foram realizados de acordo com os procedimentos preconizados na NBR 10905 (1989). O equipamento utilizado foi do tipo A, citado na referida norma, com palheta composta de quatro pás, possuindo dimensões de 130 mm de altura, 65 mm de diâmetro e 1,95 mm de espessura.

Para avaliar a influência da velocidade sobre o valor da resistência medida, além do ensaio em velocidade padrão, foram efetuados ensaios em velocidade rápida e lenta. Para tanto, foi necessária a instalação de um motor de passo e um painel de programação, um transdutor de deslocamento (LVDT) e um multímetro digital (ET-2615A), que substituíram a manivela operada manualmente, o extensômetro analógico ou digital e o registro manual das leituras. A energia necessária ao sistema foi fornecida por meio de duas baterias de 60A ligadas em série ou por um gerador de 1100 watts. A figura 24 apresenta uma foto das adaptações citadas.

O sistema ligado ao motor de passos possui uma redução de 360:1, ou seja, cada volta dada produz o giro de um grau na palheta.

O multímetro foi programado para registrar as leituras a cada 2 segundos no ensaio padrão, a cada 0,5 segundo no ensaio rápido e a cada 15 segundos no ensaio lento. Posteriormente os dados registrados no multímetro foram transmitidos para um computador e os arquivos de dados transformados em formato *excel* para gerar as curvas rotação *versus* resistência não drenada.

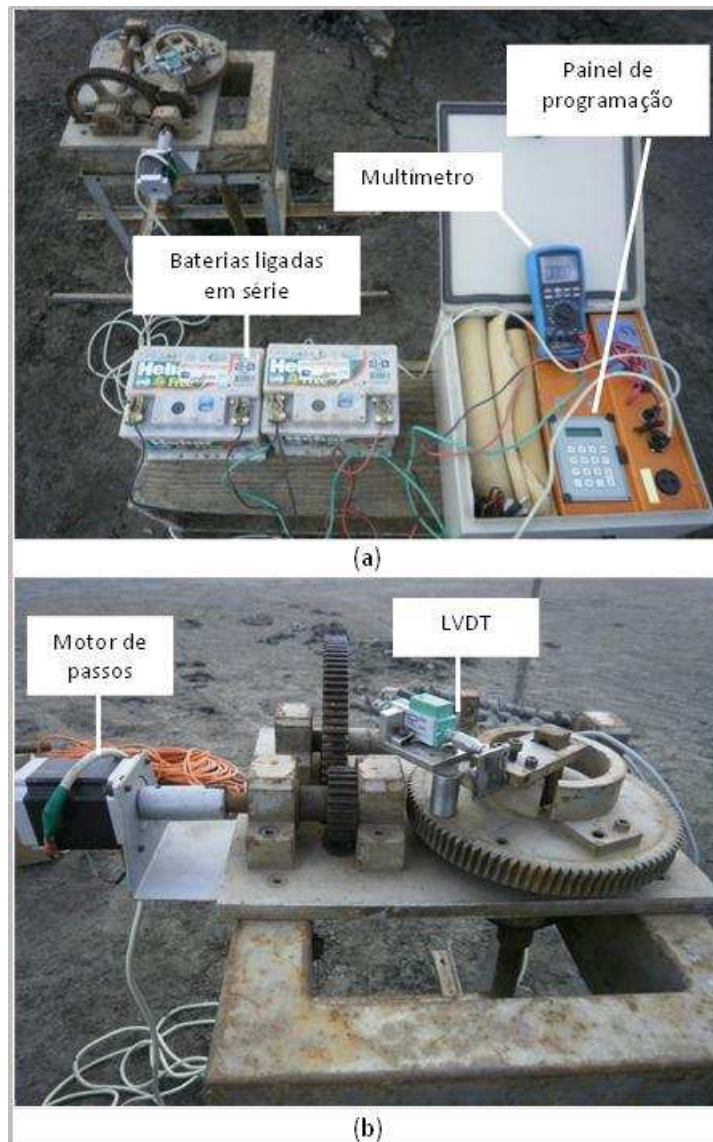


Figura 24: Adaptações ao equipamento de Palheta (a) vista geral (b) detalhe do motor de passos e LVDT

3.3.3. Amostragem

No depósito natural no município de Joinville, foi coletada uma amostra indeformada *shelby* de 4" com pistão estacionário. O procedimento seguiu o disposto na NBR 9820 (1993). Após a coleta, a amostra foi imediatamente impermeabilizada e identificada para posterior realização dos ensaios de laboratório.

No resíduo de mineração de ouro, devido a consistência e a ausência de coesão do material, foram coletadas amostras deformadas com amostrador *shelby* de 2". Após as coletas, as amostras foram acondicionadas em sacos plásticos identificados e lacrados, a fim de evitar perda de umidade das amostras.

3.3.4. Ensaios de laboratório

Os ensaios de laboratório foram realizados com o objetivo de caracterizar os materiais de estudo. Adicionalmente os parâmetros de resistência, adensamento e condutividade hidráulica do resíduo de mineração de ouro obtidos por Bedin (2010) são apresentados.

3.3.4.1. Ensaios de caracterização

O teor de umidade natural das amostras, os limites de Atterberg, a massa específica real dos grãos e a análise granulométrica por peneiramento e sedimentação foram efetuados em conformidade com os procedimentos usuais de laboratório de mecânica dos solos e com as normas específicas vigentes.

O peso específico natural foi determinado através das formulações de índices físicos da mecânica dos solos, equações 27, 28 e 29, admitindo que a amostra encontrava-se saturada e utilizando os valores obtidos de teor de umidade e peso específico real dos grãos.

$$S = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} \quad (27)$$

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (28)$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{nat}}{(1 + w)} \quad (29)$$

Onde S é o grau de saturação, w é o teor de umidade, γ_s é o peso específico real dos grãos, e é o índice de vazios, γ_w é peso específico da água, γ_d é o peso específico aparente seco e γ_{nat} é o peso específico natural.

4. APRESENTAÇÃO E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS

Neste capítulo serão apresentados e interpretados os ensaios de campo e laboratório realizados em cada depósito e a análise dos resultados. A interpretação dos resultados com ênfase na avaliação das condições de drenagem será apresentada no capítulo 5.

4.1 DEPÓSITO DE RESÍDUO DE MINERAÇÃO DE OURO: BARROCAS/BA

Os ensaios realizados no resíduo de mineração de ouro constam de ensaios de laboratório e de campo efetuados na presente campanha e resultados de ensaios de laboratório presentes na literatura, executados no mesmo depósito e correspondentes ao resíduo *underflow*.

Os perfis de sondagem CPTU realizados nas duas ilhas de investigação foram avaliados primeiramente para determinar a estratigrafia do terreno e definir uma camada mais homogênea, com menor variabilidade tanto em profundidade quanto no horizonte, para concentrar os demais ensaios a fim de avaliar as condições de drenagem do depósito. Estes ensaios também foram analisados à luz das teorias consagradas na literatura para obtenção de parâmetros geotécnicos.

4.1.1. Caracterização geotécnica

4.1.1.1. Estratigrafia do terreno

Os gráficos típicos do ensaio referentes às ilhas 01 e 02 são mostrados na figura 25, observa-se que as duas verticais apresentam respostas semelhantes, principalmente na camada de 3 a 5 m, na qual nota-se um material mais homogêneo, com baixa resistência, considerável geração de excesso de poro-pressão e valores de B_q acima de 0,5, típico de material argiloso. No restante do perfil verificam-se diversas lentes de material arenoso representadas por baixos valores de poro-pressão e aumento da resistência. A ilha 02 demonstra ser composta por um material mais arenoso, com discreta geração de poro-pressão e maiores valores de q_t .

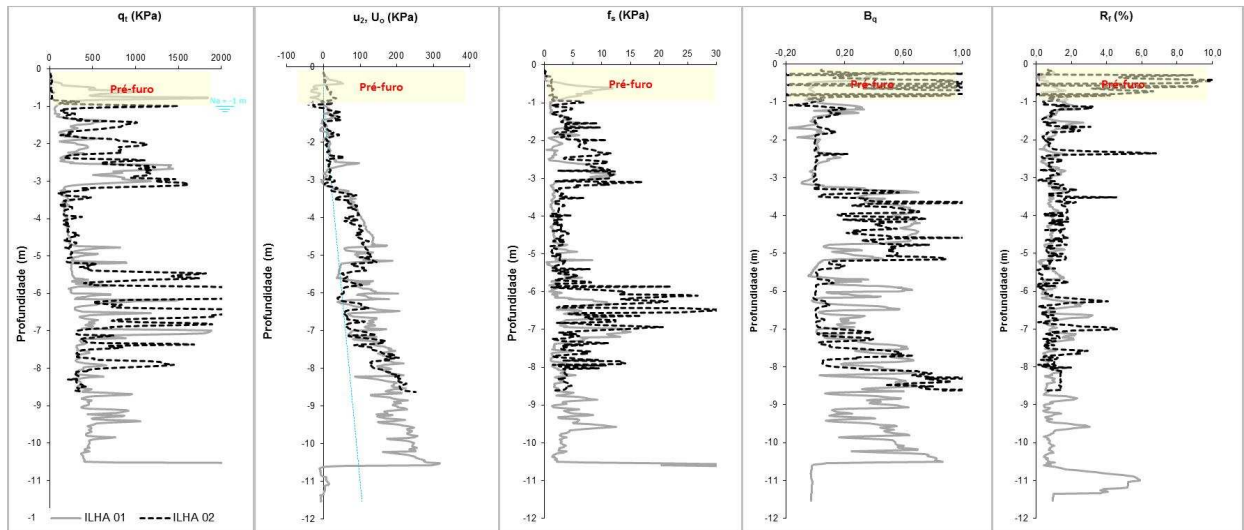


Figura 25: Gráficos típicos do ensaio de piezocone

4.1.1.2. Classificação dos solos com base no ensaio CPTU

As propostas de Jefferies e Davies (1993) e Robertson e Wride (1998) foram utilizadas para classificação do comportamento do solo das ilhas 1 e 2, permitindo a obtenção de um perfil de comportamento do solo com base nos índices I_c propostos pelos autores. Observa-se nos gráficos da figura 26 que as duas propostas apresentam tendência semelhante, entretanto, pela classificação de Jefferies e Davies (1993), figura 26 (a) e (c), o comportamento do solo flutua muito entre as zonas de classificação.

Os gráficos mostram que o perfil pode ser dividido em três regiões, da superfície aos 3 m de profundidade (região 1), dos 3 aos 5 m (região 2) e dos 5m em diante (região 3). A região 2, destacada no gráfico e assumida como a camada de interesse, apresenta comportamento predominantemente de argila a argila siltosa. Na ilha 1, as regiões 1 e 3 apresentam comportamento predominantemente de argila a silte arenoso e na ilha 02, comportamento de argila siltosa a silte arenoso, chegando a areia pela classificação de Jefferies e Davies (1993).

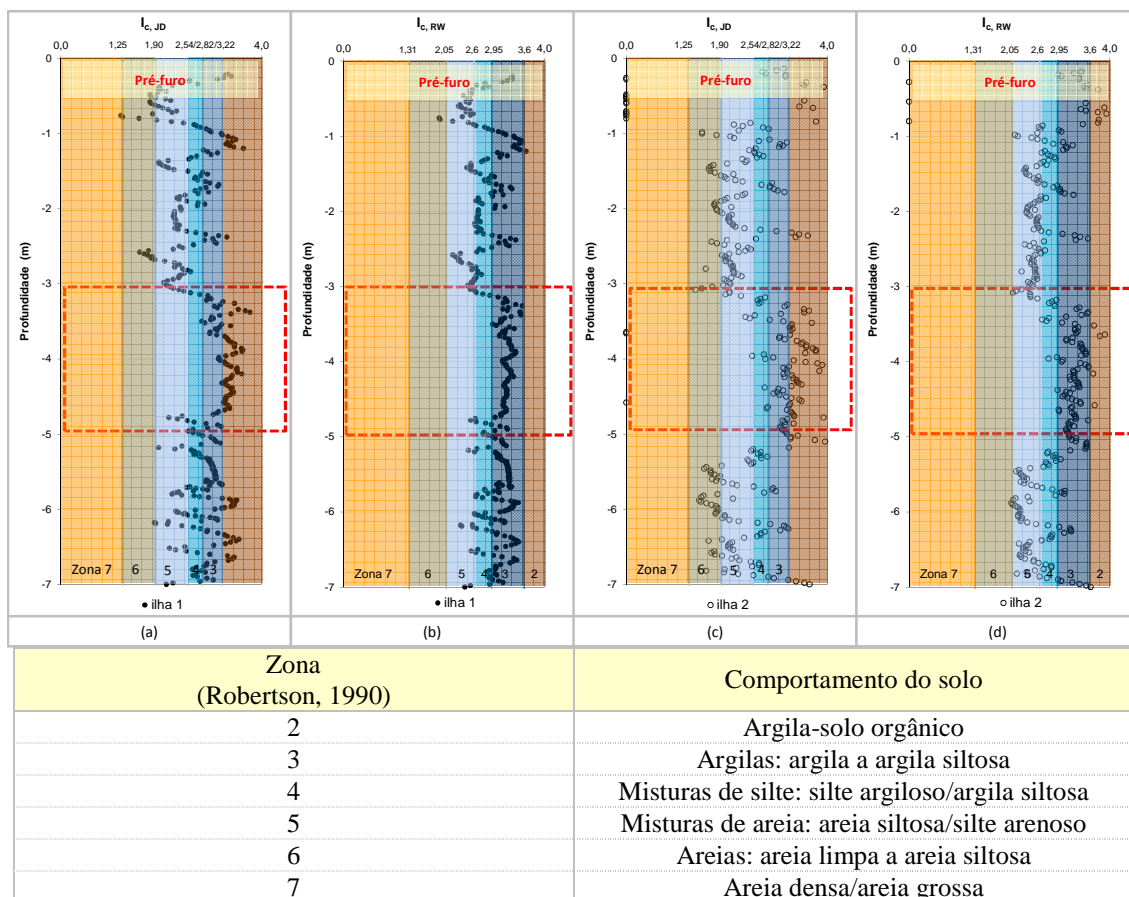


Figura 26: Perfil do tipo de comportamento do solo pelas propostas de (a) (c) Jefferies e Davies (1993) e (b) (d) Robertson e Wride (1998)

4.1.1.3. Caracterização do material

Os ensaios de laboratório para caracterização do material foram executados nas amostras coletas a 2 e 4 m de profundidade das ilhas 1 e 2. Os resultados dos ensaios, bem como os valores obtidos por Bedin (2010) estão resumidos na tabela 6 e as curvas de distribuição granulométrica são mostradas na figura 27.

A distribuição granulométrica mostra que todas as amostras são constituídas de silte arenoso com uma pequena fração de argila. As amostras referentes a ilha 2 apresentaram um percentual maior de areia, concordando com as análises do ensaio de piezocone, exceto quanto a classificação com base no comportamento do solo da camada de interesse (figura 26), que aponta para argila a argila siltosa.

Conforme já havia sido observado em campo durante a amostragem, o resíduo de ouro não apresenta coesão, sendo caracterizado, pelos limites de Atterberg, como não plástico.

As umidades obtidas são semelhantes aos dados de Bedin (2010) e da mesma forma, diminuem com a profundidade, resultando na diminuição do índice de vazios. Os valores da massa específica real dos grãos mostraram-se um pouco inferiores, mas na mesma ordem de grandeza dos obtidos por Bedin (2010). Estes valores resultam em um peso específico entre 18 e 19 kN/m³, sendo adotado nas análises um peso específico de 18 kN/m³, limite inferior da faixa de ocorrência.

Tabela 6: Resumo dos ensaios de caracterização – Resíduo de ouro

Ensaio	Material	Prof. (m)	w (%)	γ_s (g/cm ³)	e	γ (kN/m ³)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	LL	LP
Ilha 01	resíduo <i>underflow</i>	2	37,8	2,86	1,08	18,94	1,53	72,47	26,00	NL	NP
Ilha 02							1,10	51,90	47,00	NL	NP
Ilha 01		4	32,3	2,85	0,92	19,63	5,98	82,52	11,50	NL	NP
Ilha 02							1,54	69,96	28,50	NL	NP
Bedin (2010)		superficial	40,1	3,00	1,23	18,60	7,00	63,00	30,00	NL	NP
		profundidade	30,0	3,15	1,10	20,50					

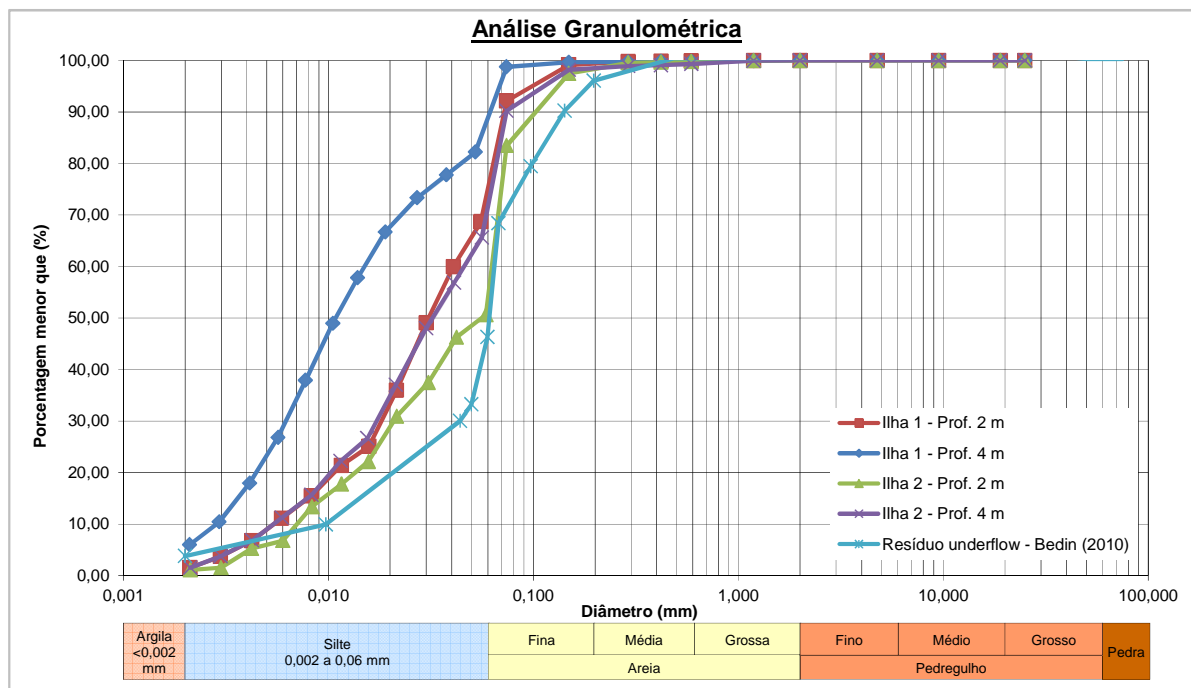


Figura 27: Análise granulométrica resíduo de ouro underflow campanha 2012 e Bedin (2010)

4.1.2. Propriedades de fluxo

Os ensaios de dissipação realizados nos ensaios de piezocone conduzidos em velocidade padrão foram utilizados para o cálculo do coeficiente de adensamento vertical por meio da metodologia de Houlsby & Teh (1988) e para estimativa do coeficiente de condutividade hidráulica por meio da proposta de Parez e Fauriel (1988). Os valores de t_{50} obtidos ficaram no intervalo entre 14 e 63 segundos.

Os valores de t_{50} aplicados na equação 20 apresentada por Mayne (2001) resultam em valores de permeabilidade entre $3,7 \times 10^{-5}$ e $5,64 \times 10^{-6}$ cm/s. A figura 28 mostra os dados de permeabilidade lançados no gráfico de Parez e Fauriel (1988), onde pode ser observado que os materiais apresentam comportamento de silte, silte arenoso a areia siltosa, que correspondem a faixa de permeabilidade intermediária.

Os valores de coeficiente de adensamento vertical, calculados adotando $RR/CR = 0,14$ e $k_h/k_v = 2$, ficaram no intervalo entre $2,19 \times 10^{-2}$ e $9,11 \times 10^{-3}$ cm²/s. A figura 29 apresenta os valores de C_v do depósito na camada de interesse, nesta figura foi adicionado o perfil de B_q , onde pode ser observado que nem todas as dissipações foram realizadas em B_q superior 0,4, associadas a ensaios não drenados, conforme relatado por Lunne et al. (1997), entretanto, pode-se dizer que esta camada possui um C_v em torno de 10^{-2} cm²/s.

Nas figuras 28 e 29 também são apresentados os valores médios de k e C_v obtidos por Bedin (2010) referente aos ensaios realizados em oedômetro convencional conduzidos em amostras do resíduo *underflow* com índice de vazios em torno de 1,2.

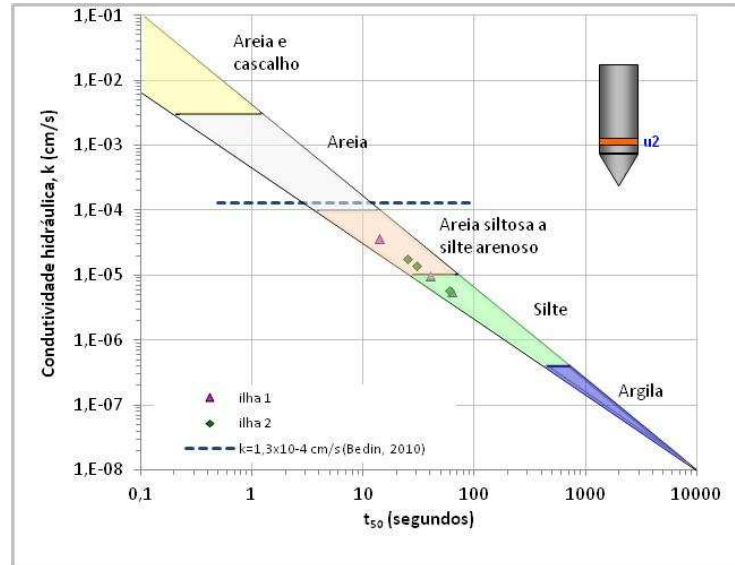


Figura 28: Valores estimados condutividade hidráulica horizontal

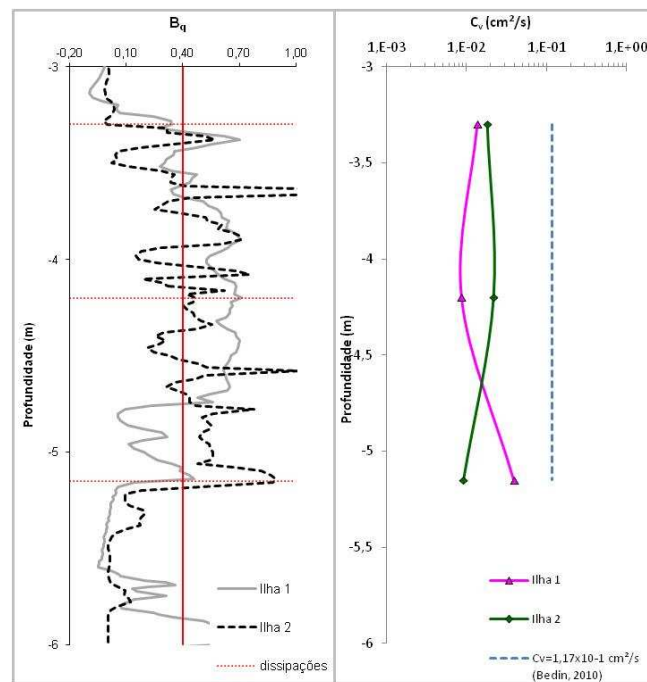


Figura 29: Variação do coeficiente de adensamento vertical com a profundidade

4.1.3. Parâmetros de resistência

Para determinação dos parâmetros de resistência dos depósitos é fundamental a análise do comportamento do solo mediante o carregamento do ensaio, a fim de interpretá-lo em termos de tensões totais (ensaios não-drenados) ou em termos de tensões efetivas (ensaios drenados). De acordo com as propriedades de fluxo obtidas do resíduo de ouro, o material apresenta

permeabilidade intermediária e, portanto, pode apresentar um comportamento parcialmente drenado durante a execução dos ensaios. Inicialmente, para obtenção dos parâmetros de resistência, os efeitos de drenagem parcial serão desconsiderados, sendo retomado no capítulo posterior na avaliação das condições de drenagem.

A proposta de Schnaid et al. (2004) foi utilizada para avaliação do comportamento do solo no depósito. Os dados das ilhas 1 e 2 lançados na proposta são mostrados na figura 30. Nesta figura foram adicionados os gráficos do parâmetro de poro pressão B_q e de S_u/σ'_{vo} ao longo da profundidade. As medidas de S_u/σ'_{vo} correspondentes à faixa atribuída para materiais não drenados, resultaram em valores ligeiramente abaixo dos valores esperados para siltes e argilas normalmente adensados que obedecem ao modelo Cam-clay. Possivelmente esta divergência está relacionada à estrutura do material. Quanto a avaliação do comportamento do solo, na região 1 (0 a 3 m) são observados valores de B_q predominantemente inferiores a 0,3 e valores de S_u/σ'_{vo} elevados, indicando a ocorrência de drenagem durante o ensaio, na região 2 (3 a 5 m) observa-se valores de B_q acima de 0,3 e valores de S_u/σ'_{vo} ligeiramente abaixo da faixa de solos normalmente adensados, mas característicos de solos que exibem comportamento não drenado e na região 3 (5 a 7 m) os valores de B_q e S_u/σ'_{vo} na ilha 1 (figura 30 a) mostram que, devido a ocorrência de lentes de areia, o solo varia entre comportamento não drenado e drenagem parcial. Na ilha 2 (figura 30 b) o solo apresenta, predominantemente, ocorrência de drenagem durante o ensaio.

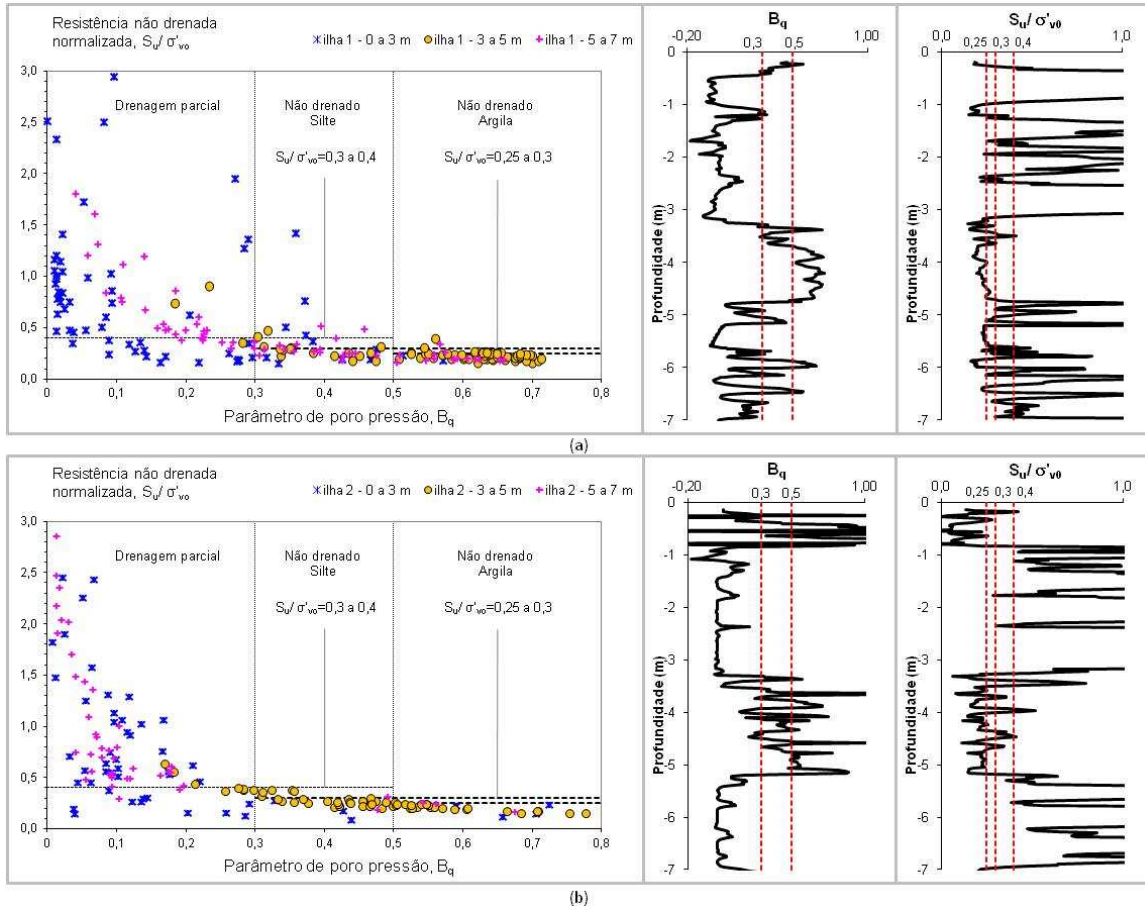


Figura 30: Análise do comportamento do solo pela proposta de Schnaid et al. (2004) (a) ilha 1 e (b) ilha 2

Como recomendação geral, os parâmetros de resistência do depósito serão determinados em termos de tensões totais quando apresentarem valores de B_q acima de 0,4 e em termos de tensões efetivas quando apresentarem valores de B_q abaixo de 0,3.

4.1.3.1. Resistência ao cisalhamento não drenada

Ensaio de Palheta (*Vane Test*) foram realizados no depósito na camada de interesse para obtenção da resistência não drenada e para determinação do valor de N_{kt} do depósito. Os gráficos de S_u versus rotação são apresentados na figura 31. Um gráfico representando a variação de N_{kt} com a profundidade é mostrado na figura 32, cujos valores foram obtidos por meio da equação apresentada por Robertson (2012) (equação 11), para valores de B_q superiores a 0,4, e também por correlação direta com os valores medidos na palheta, assumindo como representativo o valor de S_u igual a 9 kPa. Apesar do perfil apresentar alguma dispersão nos valores de N_{kt} o valor médio de 13 foi adotado para o depósito.

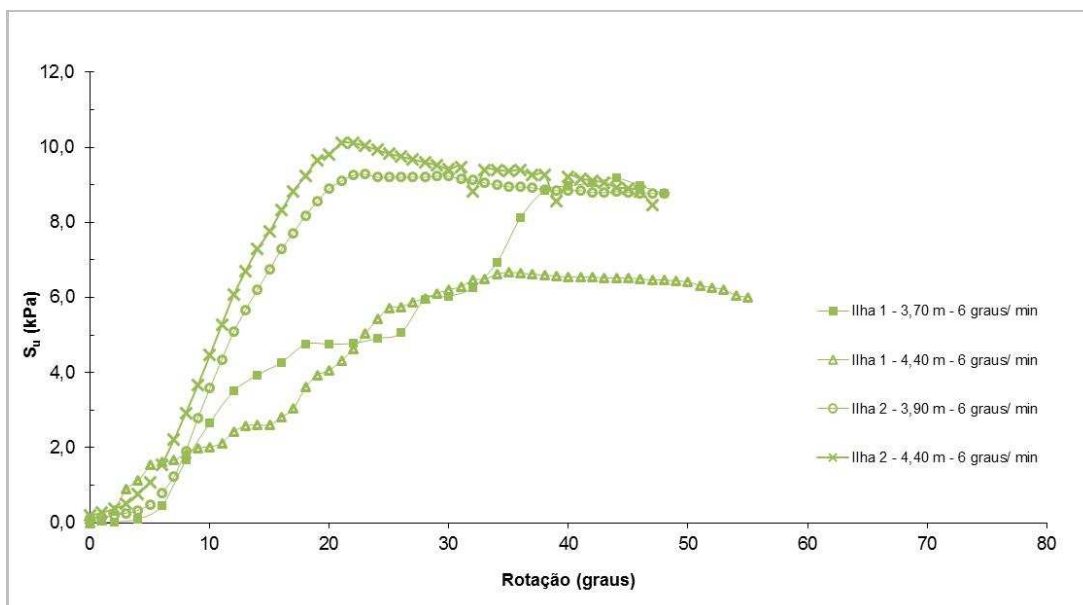


Figura 31: Resultado dos ensaios de palheta em velocidade padrão (6°/min)

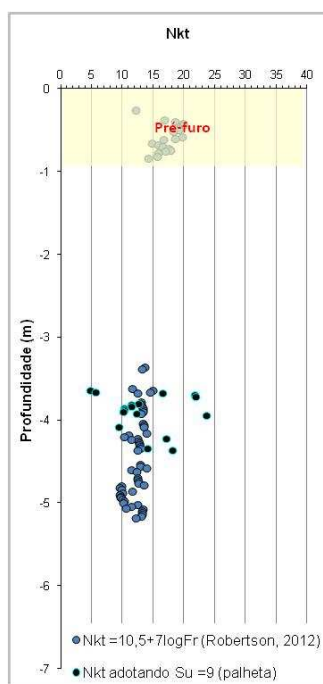


Figura 32: Perfil de N_{kt} estimado

O valor de resistência não drenada foi determinado somente nos casos em que B_q é maior que 0,4, assumindo que nesta condição o comportamento do resíduo no depósito é não drenado. Um gráfico com o perfil de S_u é mostrado na figura 33, no qual observa-se que o valor de resistência não drenada do depósito é de aproximadamente 10 kPa.

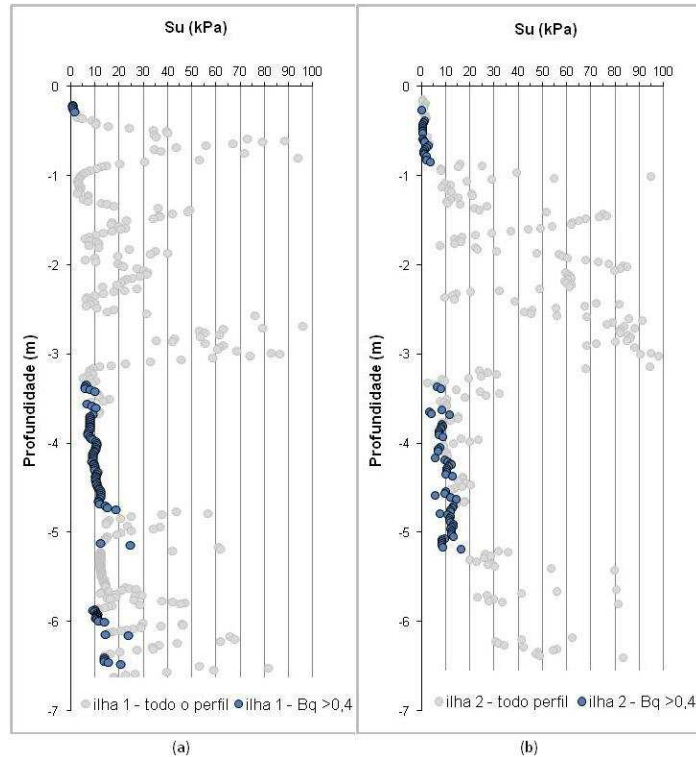


Figura 33: Perfil de S_u estimado (a) ilha 1 e (b) ilha 2

4.1.3.2. Resistência ao cisalhamento efetiva

Para estimativa do parâmetro de resistência efetiva foi utilizada a proposta de Robertson e Campanella (1983) aplicada nos casos em que B_q é inferior a 0,3. O perfil de ϕ' do depósito é apresentado na figura 34, na qual se observa valores variando na faixa de 25° a 35°, apresentando maior tendência para o limite superior, sendo adotado como representativo o valor de ϕ' igual a 30°. Bedin (2010) obteve resultado de c' igual a 0 e ϕ' igual a 33° de ensaios triaxiais realizados em amostras do resíduo *underflow* com índice de vazios em torno de 1,2.

Com o intuito de avaliar a potencialidade de aplicação das teorias consagradas à interpretação de resultados de ensaios realizados em velocidade não padronizada, o ensaio em velocidade lenta executado na ilha 2 foi utilizado para estimativa de ϕ' . O gráfico da figura 35 apresenta a variação de ϕ' na camada de interesse, onde observa-se que os valores também apresentam uma tendência para ϕ' igual a 30°.

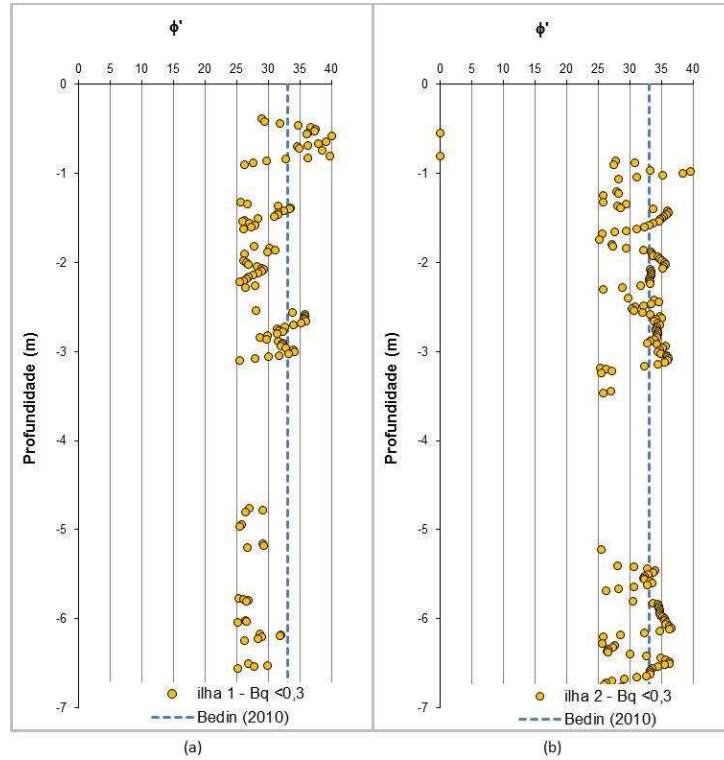


Figura 34: Perfil de ϕ' estimado (a) ilha 1 e (b) ilha 2

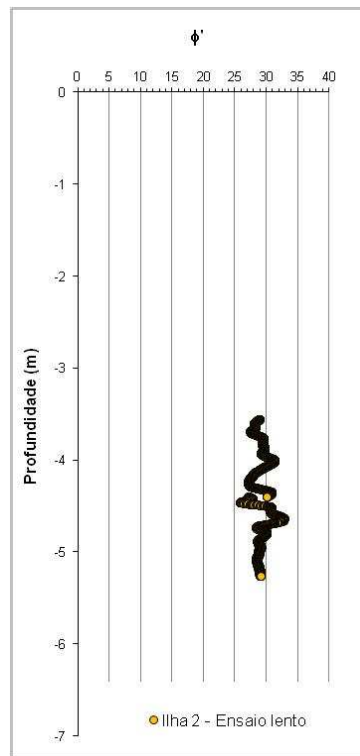


Figura 35: Perfil de ϕ' estimado – piezocone lento ilha 2

4.2 DEPÓSITO DE SOLO NATURAL: JOINVILLE/SC

Os ensaios realizados no depósito de solo natural constam de ensaios de laboratório para caracterização do material e sondagem CPTU *in situ* em diferentes velocidades. O perfil de sondagem, em velocidade padrão, foi avaliado primeiramente para determinar a estratigrafia do subsolo e selecionar uma camada de interesse, mais homogênea, para permitir a comparação dos ensaios, e com possível ocorrência de drenagem parcial, para analisar tanto a influência da velocidade nas medidas do ensaio, quanto a transição das condições de drenagem durante os ensaios.

O ensaio de piezocone também foi analisado à luz das teorias consagradas na literatura para obtenção de parâmetros geotécnicos.

4.2.1. Caracterização geotécnica

4.2.1.1. Estratigrafia do terreno

Os gráficos típicos do ensaio são apresentados na figura 36. Da superfície aos 4 m de profundidade (região 1) o ensaio foi analisado sem levar em conta as medidas de u_2 devido à ausência do lençol freático. Esta camada é composta por um material argiloso, representada por altos valores de R_f , intercalada com lentes de areia, evidenciadas pelo aumento de resistência de ponta e valores de R_f na ordem de 1%. Abaixo desta camada, observa-se a presença de um material drenante, onde provavelmente está situada a interface entre o aterro e o terreno natural. Dos 5 aos 7 m de profundidade (região 2) observa-se uma camada de menor resistência, com geração de excesso de poro-pressão e valores de B_q elevados, típico de material argiloso. Dos 7 aos 8,5 m (região 3) observa-se uma camada de areia, caracterizada por altos valores de q_t , baixos valores de R_f e leituras de poro-pressão próximas à hidrostática, conseqüentemente com valores de B_q próximos a zero. A partir desta profundidade, encontra-se uma camada mais homogênea, composta de provável solo siltoso evidenciada pela geração de excesso de poro-pressão e lentes drenantes (região 4).

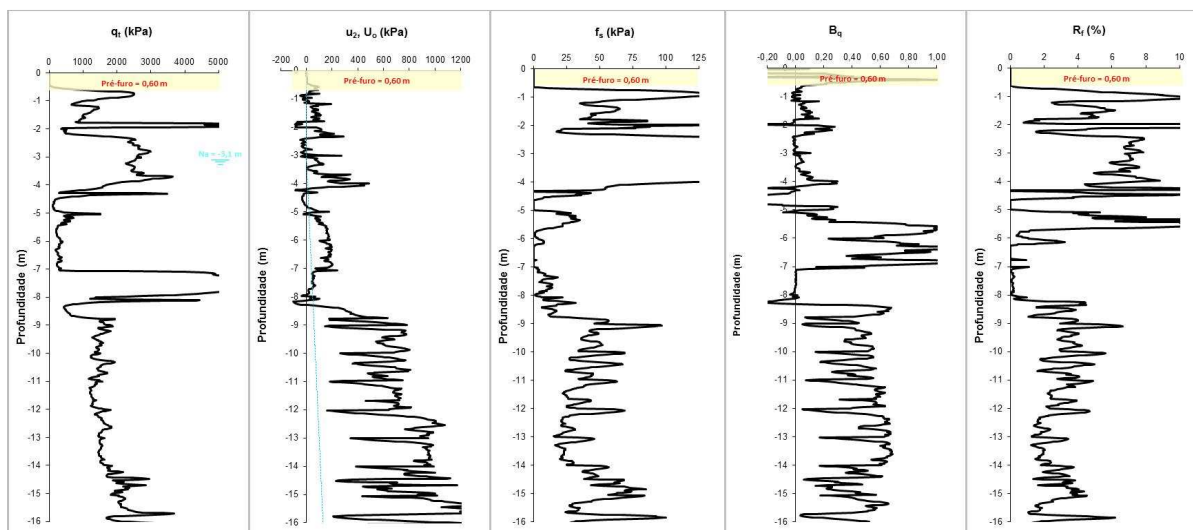


Figura 36: Gráficos típicos do ensaio de piezocone

4.2.1.2. Classificação dos solos com base no ensaio CPTU

As propostas de Jefferies e Davies (1993) e Robertson e Wride (1998) foram utilizadas para classificação do comportamento do solo, permitindo a obtenção de um perfil de comportamento com base nos índices I_c propostos pelos autores. Observa-se nos gráficos da figura 37 que as duas propostas revelam alguma variação entre as zonas de comportamento que se enquadram o solo, mas de maneira geral concordam entre si. Com base nestas propostas pode-se classificar o comportamento do solo como argila a silte argiloso da superfície aos 4 m de profundidade (região 1), como argila a solo orgânico dos 5 aos 7 m de profundidade (região 2), como areia limpa a areia densa dos 7 a aproximadamente 8,5 m de profundidade (região 3) e por fim, como argila a silte argiloso na camada de interesse (região 3). Os solos identificados como orgânicos na região 2 correspondem às condições observadas em amostra coletada em vertical próxima, referente a profundidade de 5,63 m nesta vertical.

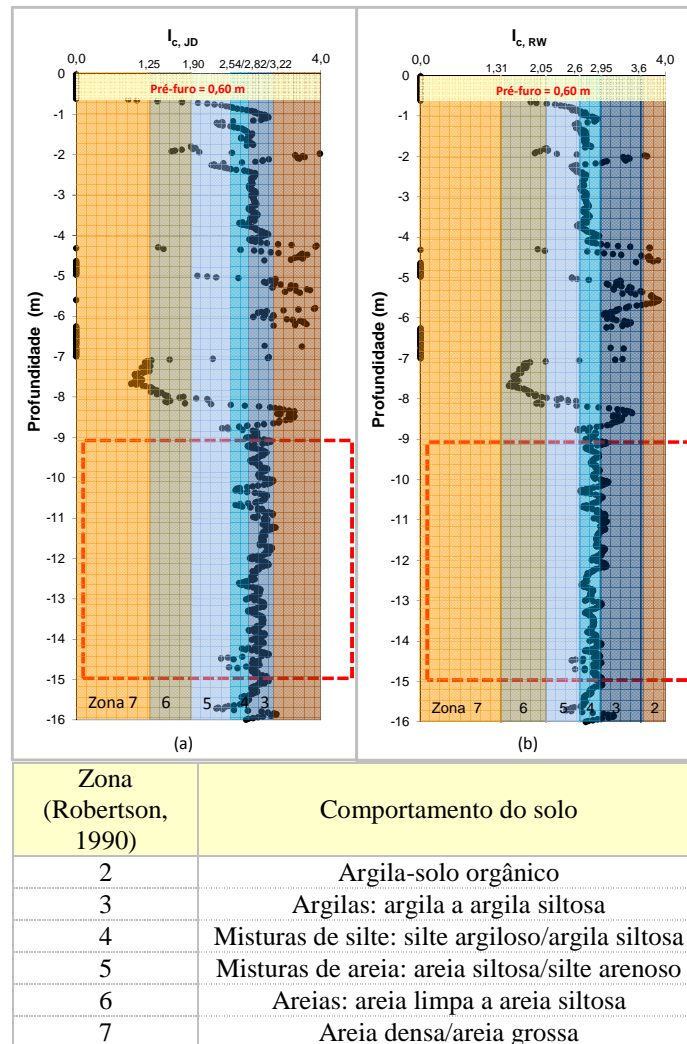


Figura 37: Perfil do tipo de comportamento do solo pelas propostas de (a) Jefferies e Davies (1993) e (b) Robertson e Wride (1998)

4.2.1.3. Caracterização do material

Os ensaios de laboratório realizados para caracterização do material na camada de interesse estão resumidos na tabela 7 e a curva de distribuição granulométrica é mostrada na figura 38. A classificação da amostra baseada na distribuição granulométrica e nos limites de Atterberg se enquadra num silte.

Tabela 7: Resumo dos ensaios de caracterização – Solo natural

Prof. (m)	w (%)	γ_s (g/cm ³)	e	γ (kN/m ³)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	LL	LP
10	42,1	2,71	1,14	18,12*	8,25	58,75	33,00	55	29

* medida direta (amostra indeformada).

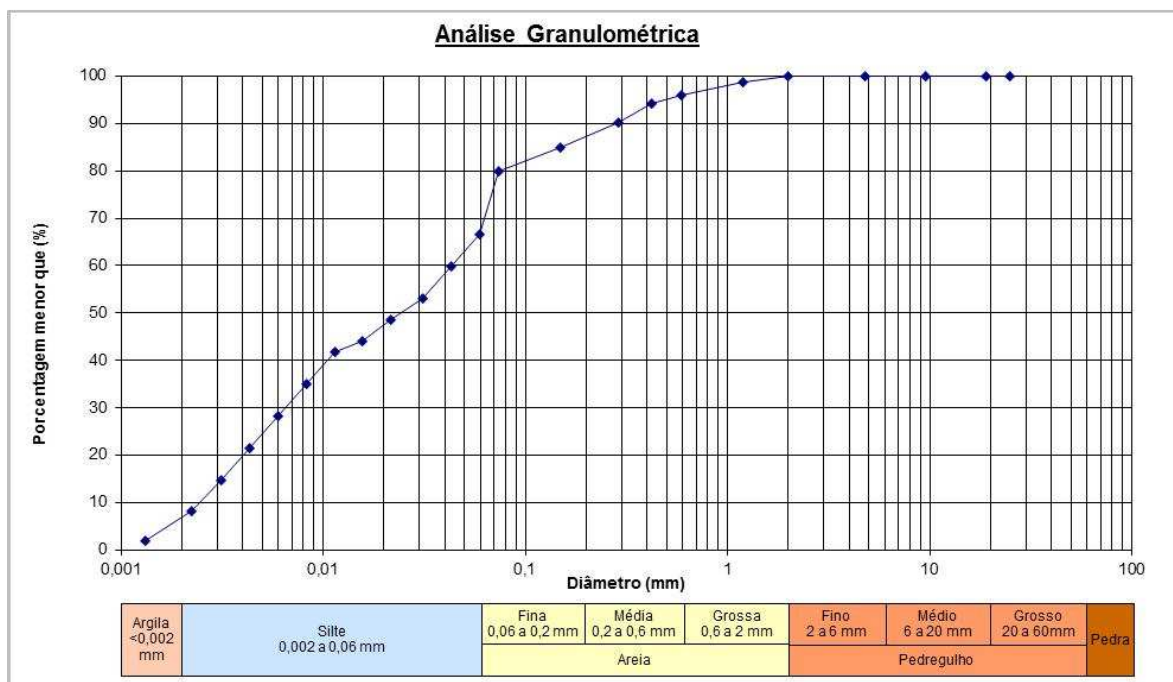


Figura 38: Análise granulométrica

4.2.2. Propriedades de fluxo

Semelhante ao realizado para o depósito de resíduo de ouro, os ensaios de dissipação realizados na camada de interesse foram utilizados para o cálculo do coeficiente de adensamento vertical e para estimativa do coeficiente de condutividade hidráulica. Os valores de t_{50} obtidos estão no intervalo entre 37 e 165 segundos.

Para estimativa da permeabilidade do solo, os valores de t_{50} foram lançados na proposta de Parez e Fauriel (1988), figura 39, e apresentaram valores no intervalo entre $1,10 \times 10^{-5}$ e $1,69 \times 10^{-6}$ cm/s, que correspondem ao comportamento de silte, assim como verificado pela proposta de Robertson e Wride (1998). Os valores de k obtidos estão na faixa de permeabilidade intermediária (e.g. Schnaid et al. 2004, McNeilan e Bugno, 1985 *apud* Lunne et al. 1997) e, portanto, cuidados devem ser tomados nas análises dos resultados para verificar as condições de drenagem no momento do ensaio.

Os coeficientes de adensamento vertical C_v foram calculados com o emprego da metodologia proposta por Houlsby & Teh (1988), adotando $RR/CR = 0,14$ e $k_h/k_v = 2$, resultando em valores no intervalo de $1,48 \times 10^{-2}$ e $3,30 \times 10^{-3}$ cm²/s. O perfil representando a variação de C_v com a profundidade é mostrado na figura 40. Conforme observado nesta figura, as dissipações foram realizadas em B_q superior a 0,4, condições associadas a ensaios não drenados.

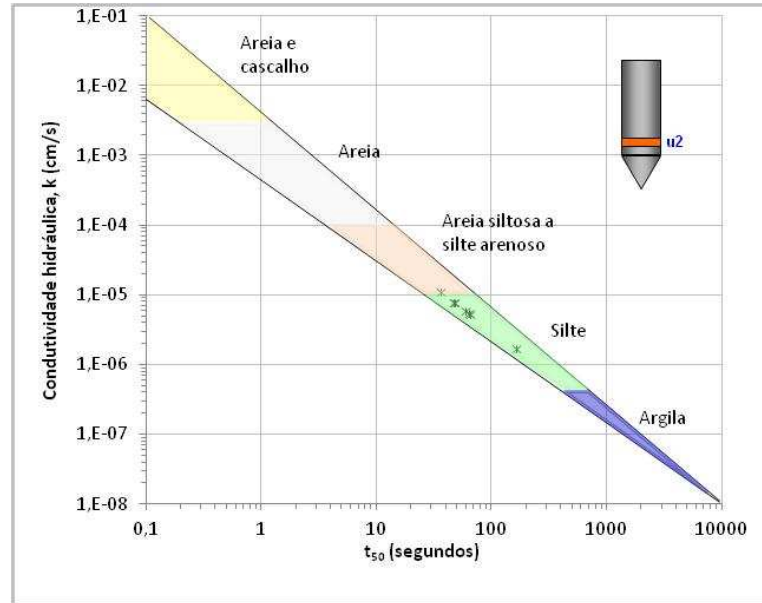


Figura 39: Valores estimados de condutividade hidráulica horizontal

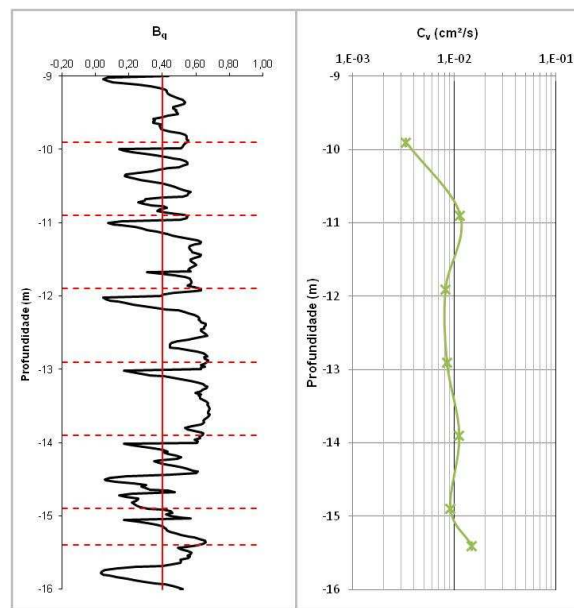


Figura 40: Variação do coeficiente de adensamento vertical com a profundidade

4.2.3. Parâmetros de resistência

Conforme comentado anteriormente, para determinação dos parâmetros de resistência dos depósitos é fundamental a análise do comportamento do solo mediante o carregamento do ensaio, a fim de interpretá-lo em termos de tensões totais (ensaio não-drenado) ou em termos de tensões efetivas (ensaio drenado). Os ensaios de dissipação realizados na camada

de interesse revelam que o solo apresenta permeabilidade intermediária e, portanto, pode apresentar um comportamento parcialmente drenado durante a execução dos ensaios. Para obtenção dos parâmetros de resistência, inicialmente, os efeitos de drenagem parcial serão desconsiderados, sendo retomado no capítulo posterior que avalia as condições de drenagem.

O ábaco de Robertson (1990, 2012), figura 41, e a proposta de Schnaid et al. (2004), figura 42, foram utilizados para avaliação do comportamento do solo no depósito. Na figura 42 foram adicionados os parâmetros de poro pressão B_q e S_u/σ'_{vo} ao longo da profundidade.

Na camada de 0 a 4 m o comportamento do solo foi avaliado somente pela proposta de Robertson (figura 41) devido à ausência de lençol freático (camada parcialmente saturada). Observa-se nesta camada grande dispersão no comportamento do solo, possivelmente em decorrência do procedimento de compactação e de todo o processo associado a uma obra de terraplenagem. Na camada de 5 a 7 m, o gráfico de Robertson (figura 41) mostra valores de I_c acima de 2,95 (onde $I_c > 2,6$ indica comportamento não drenado) e a proposta de Schnaid et al. (figura 42) revela valores de B_q predominantemente superiores a 0,3 associados a valores de S_u/σ'_{vo} ligeiramente abaixo da faixa de solos normalmente adensados (possivelmente devido ao aterro), indicando comportamento característico de solo não drenado pelas duas propostas. Na camada de 7 a 8,5 m, a análise dos gráficos apontam para comportamento drenado, evidenciado por valores de I_c inferiores a 2,6 e valores de B_q inferiores a 0,3. Na camada de 9 a 15 m, o ábaco de Robertson aponta para comportamento não drenado ($I_c > 2,6$) e a proposta de Schnaid et al. chama a atenção para os valores S_u/σ'_{vo} na faixa de 0,6 a 1,2, onde o esperado para solos normalmente adensados com comportamento não drenado seria na faixa de 0,25 a 0,4. Este fato, conforme relatado por Schnaid et al., pode estar relacionado com drenagem parcial, sobreadensamento ou comportamento característico de solos siltosos. Desconsiderando inicialmente a possível ocorrência de drenagem parcial, os valores de S_u/σ'_{vo} obtidos do ensaio são consistentes com os valores esperados para solos sedimentares que apresentam OCR na faixa de 3 a 6, sendo assim, este gráfico também sugere que nesta camada o comportamento do solo é predominantemente não drenado.

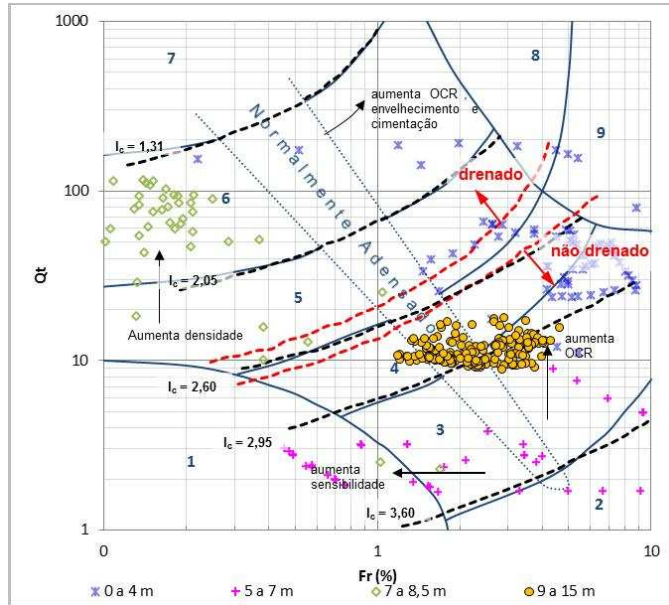


Figura 41: Análise do comportamento do solo pela proposta de Robertson (1990, 2012)

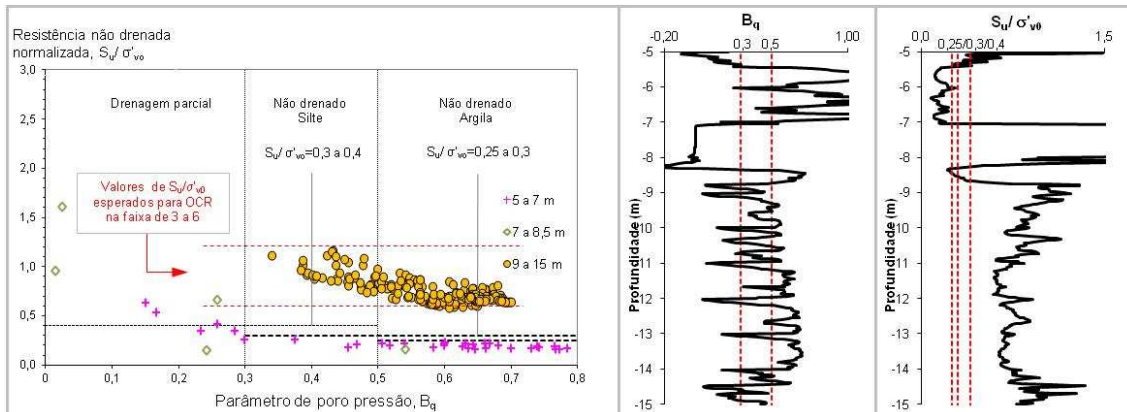


Figura 42: Análise do comportamento do solo pela proposta de Schnaid et al. (2004)

4.2.3.1. Resistência ao cisalhamento não drenada

Para estimativa da resistência não drenada do solo foi traçado um gráfico representando a variação de N_{kt} com a profundidade, obtido através da equação apresentada por Robertson (2012). Os valores de N_{kt} foram considerados nos casos em que B_q é superior a 0,4. Conforme observado na figura 43, o perfil apresenta alguma dispersão nos valores de N_{kt} , principalmente na camada de 5 a 7 m, entretanto, o valor médio de 14 foi adotado para o depósito.

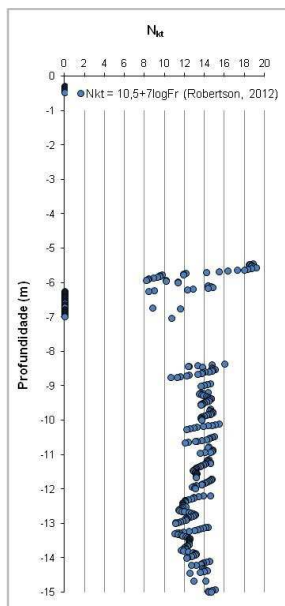


Figura 43: Perfil de N_{kt} estimado

O valor de resistência não drenada foi determinado somente nos casos em que B_q é maior que 0,4, assumindo que nesta condição o comportamento do solo é não drenado. Um gráfico com o perfil de S_u é mostrado na figura 44, onde observa-se que na camada de 5 a 7 m o valor de resistência não drenada apresenta valores em torno de 10 kPa e na camada de 9 a 15 m, a adoção de um valor de S_u em torno de 80 kPa parece representativa.

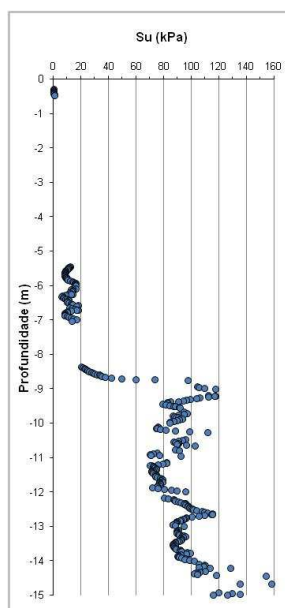


Figura 44: Perfil de S_u estimado

4.2.3.2. Resistência ao cisalhamento efetiva

Para estimativa do parâmetro de resistência efetivo foi utilizada a proposta de Robertson e Campanella (1983) aplicada nos casos em que B_q é inferior a 0,3 e I_c inferior a 2,6. O perfil de ϕ' do depósito é apresentado na figura 45. Nota-se nesta figura que através destes critérios alguns valores ϕ' foram determinados na camada de solo compactado (camada parcialmente saturada), no entanto, os mesmos não foram considerados, pois possivelmente estão influenciados por uma parcela de sucção na resistência medida, que não foi avaliada. Os valores de ϕ' na camada de 7 a 8 m se enquadram em geral no intervalo de 30° a 40°, mostrando tendência para um valor médio de 35°.

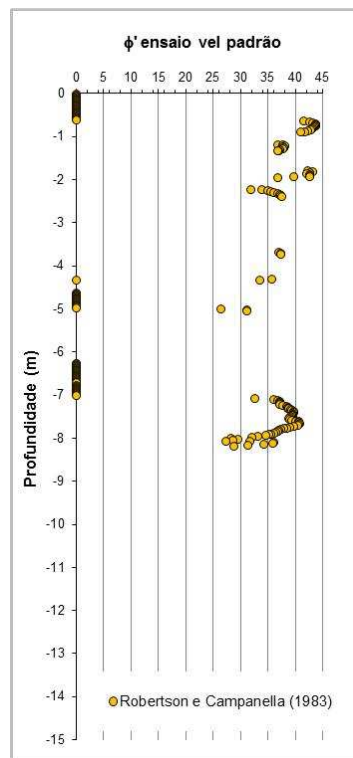


Figura 45: Perfil de ϕ' estimado

5. AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE DRENAGEM

Ensaio de piezocone e palheta com variação da velocidade foram realizados para avaliar a influência nas medidas do ensaio. Para esta finalidade, os gráficos dos ensaios obtidos em cada velocidade nas verticais ensaiadas são apresentados e comparados.

Para avaliar a transição das condições de fluxo ao redor do piezocone com o avanço da cravação em diferentes velocidades, os resultados dos ensaios são interpretados em função do parâmetro velocidade adimensional V .

5.1. INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE NAS MEDIDAS DO ENSAIO

5.1.1. Depósito de resíduo de mineração de ouro: Barrocas/BA

5.1.1.1. Ensaio de piezocone

Os gráficos de resistência de ponta e excesso de poro-pressão obtidos em cada velocidade nas ilhas 01 e 02 são apresentados nas figuras 46 e 47, respectivamente. Nos ensaios lentos o objetivo era manter a velocidade constante em toda a camada, no entanto, devido a limitações do equipamento de cravação, pequenas variações foram observadas, refletindo em variações nos valores de resistência de ponta e poro-pressão ao longo da profundidade. Estas variações já poderiam ser esperadas visto que, conforme relatado por Kim et al. (2006), sob condições parcialmente drenadas os valores de q_t e poro-pressão são sensíveis mesmo com pequenas mudanças nos parâmetros de consolidação do solo circundante. Para auxiliar nas análises dos resultados, as velocidades médias atingidas em cada trecho e os trechos nos quais foi necessário realizar ajustes da velocidade de cravação são apresentados nas figuras.

Nos gráficos da ilha 01, figura 46, observa-se que a diminuição da velocidade na ordem de 25 a 70 vezes gerou mudanças significativas, aumentando a resistência de ponta e diminuindo os valores de poro-pressão. No trecho entre 3,6 a 3,8 m e 4,6 a 4,8 m, a velocidade média de 0,5 mm/s produziu valores de poro-pressão próximos à pressão hidrostática, sugerindo que nestas regiões o ensaio foi realizado em condição drenada. Por outro lado, o aumento da velocidade em pouco mais de 2,5 vezes não gerou mudanças na resistência de ponta e na poro-pressão, o que sugere que o ensaio conduzido em velocidade padrão produz um comportamento não drenado neste material, fortalecendo as análises de comportamento do solo.

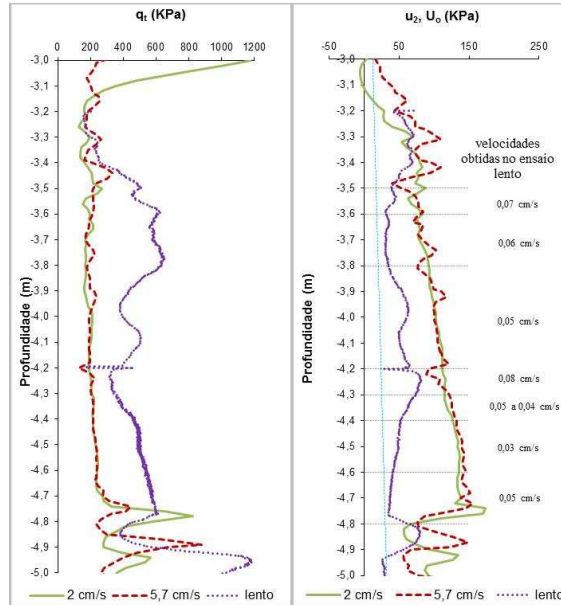


Figura 46: Comparação de q_t e u_2 em diferentes velocidades – Ilha 01

Na ilha 02, figura 47, o ensaio realizado em velocidade lenta, na faixa de 30 a 70 vezes menor que a velocidade padrão, praticamente não gerou excesso de poro-pressão, sugerindo que o ensaio foi realizado em condições drenadas. Já o ensaio executado em pouco mais de 2,5 vezes a velocidade padrão gerou em alguns trechos poro-pressão negativa e aumento significativo da resistência de ponta. Acredita-se que esta vertical foi realizada em um solo mais arenoso, impossibilitando a comparação dos resultados.

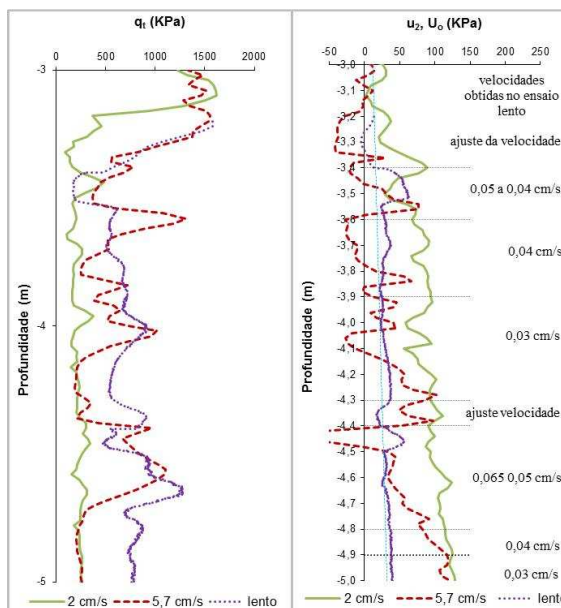


Figura 47: Comparação de q_t e u_2 em diferentes velocidades – Ilha 02

Adicionalmente, para verificar a influência da velocidade nos gráficos de classificação, é apresentada na figura 48 a variação do índice de I_c , pela proposta de Robertson e Wride (1998), com a profundidade para o ensaio realizado em velocidade padrão e lenta na Ilha 02. Observa-se nesta figura, que com redução da velocidade, o solo transita da zona 3 para a zona 4, mostrando que como a resposta do ensaio é afetada pelas condições de drenagem ao redor do piezocone, influencia na classificação do solo com base no comportamento.

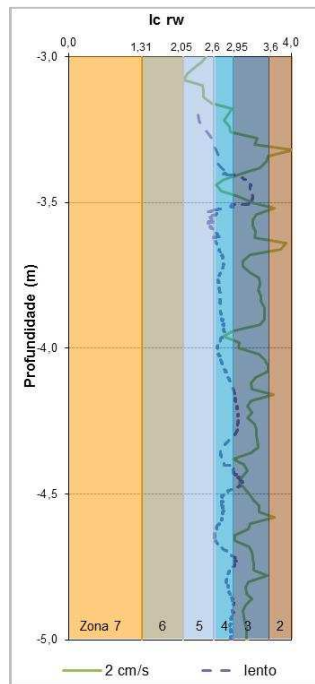


Figura 48: Influência da velocidade no tipo de comportamento do solo com base na proposta de Robertson e Wride (1998)

5.1.1.2. Ensaio de Palheta

Os ensaios de palheta conduzidos em diferentes velocidades (1°/min, 6°/min e 60°/min) nas ilhas 1 e 2 apresentaram resistência não drenada no intervalo de 4 a 10 kPa. O gráfico de S_u versus rotação é apresentado na figura 49, onde pode ser observado que nas velocidades nas quais os ensaios foram realizados os resultados não demonstraram uma tendência de comportamento com a variação da velocidade. A análise da velocidade periférica do ensaio de palheta mostrou que o ensaio mais rápido corresponde à velocidade mais lenta do ensaio de piezocone, o que induziria pensar que todos os ensaios de palheta foram conduzidos em condição drenada, entretanto, a resistência atingida nestes ensaios não corresponde a resistência atingida nos ensaios drenados de piezocone.

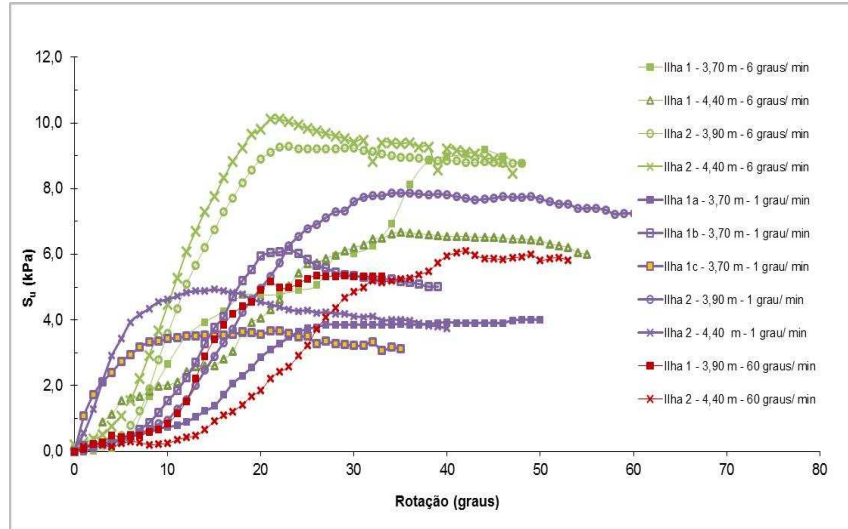


Figura 49: Influência da velocidade nos ensaios de palheta

Na figura 50 são apresentados os gráficos de S_u e S_u/σ'_{v0} versus profundidade. Nota-se no gráfico normalizado que todos os resultados encontram-se abaixo de 0,25, valor esperado para solos normalmente adensados. Devido a ausência de um padrão de comportamento dos resultados dos ensaios de palheta não foi possível avaliar as condições de drenagem, contudo, acredita-se que estudos específicos deveriam ser realizados para avaliar se no resíduo de ouro o esforço ou a velocidade de rotação impostos à palheta podem conduzir a liquefação do solo no entorno da mesma.

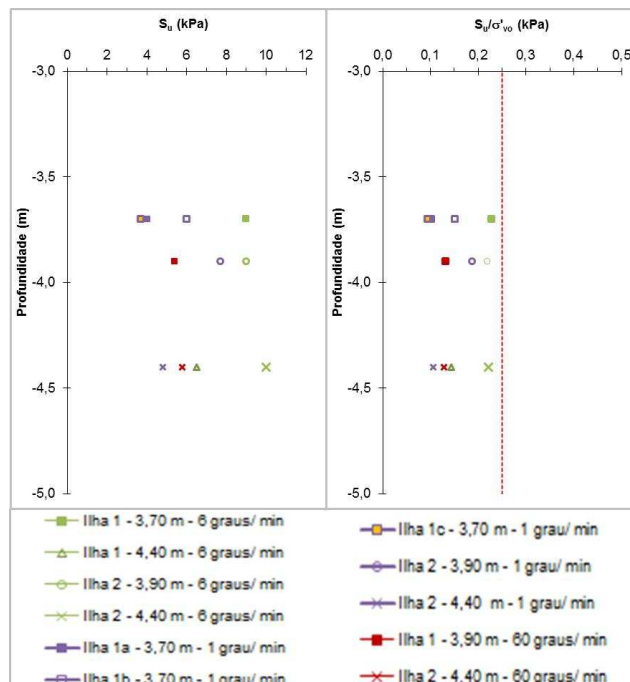


Figura 50: Perfil de S_u e S_u/σ'_{v0} obtido nos ensaios de palheta

5.1.2. Depósito de solo natural: Joinville/SC

Ensaio em diferentes velocidades de penetração foram conduzidos na camada de interesse (9 a 15 m). A figura 51 apresenta a comparação dos gráficos de resistência de ponta e excesso de poro-pressão obtidos nos ensaios em velocidade padrão, lenta (0,5 a 1 mm/s) e rápida (45 mm/s). Pode-se observar que na profundidade onde houve diminuição da velocidade, ocorreu aumento da resistência e diminuição da poro-pressão chegando a valores próximos e até inferiores a hidrostática, que podem ser associados a ensaios drenados. Nota-se também que em velocidade lenta o perfil de resistência apresenta grande variabilidade, que segundo Kim et al. (2006) pode ocorrer pois em condições parcialmente drenadas os valores de q_t e poro-pressão são sensíveis mesmo com pequenas mudanças nos parâmetros de consolidação do solo circundante. Por outro lado, na profundidade em que a velocidade foi aumentada em pouco mais de duas vezes, ocorreu um comportamento não esperado de diminuição da poro-pressão, que pode ter ocorrido devido à variabilidade espacial do terreno, típica de solos residuais, já a resistência de ponta não apresentou diminuição considerável, o que sugere que o ensaio em velocidade padrão corresponde a um comportamento não drenado, confirmando a análise realizada pela proposta de Schnaid et al. (2004). Deve-se notar que depósitos de solos residuais apresentam sistemas complexos de macrodrenagem herdados da rocha de origem, podendo apresentar padrões localizados de drenagem que resultam em forte dispersão de resultados.

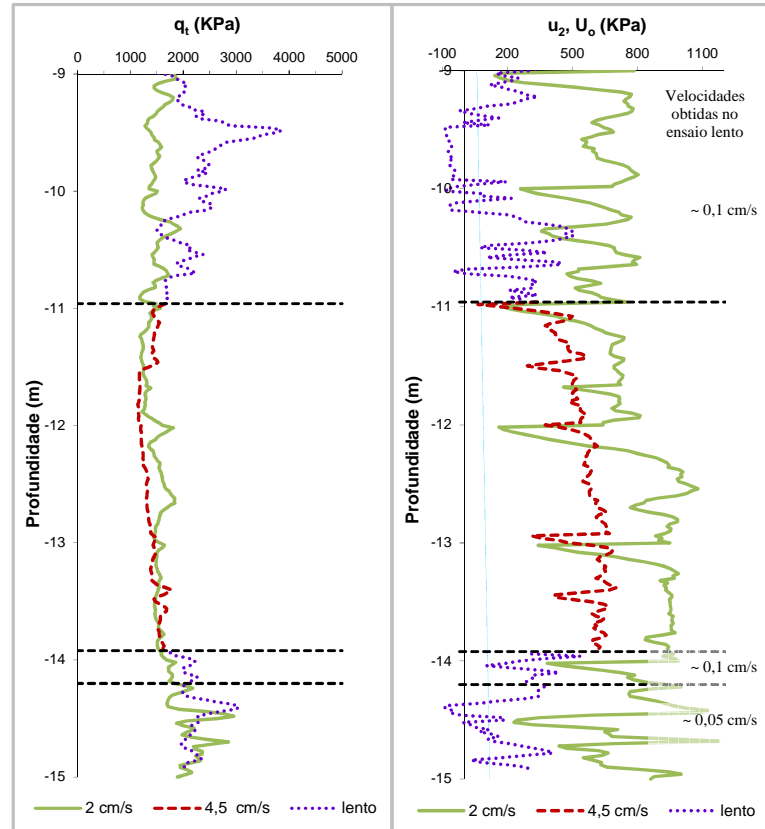


Figura 51: Comparação de q_t e u_2 em diferentes velocidades

5.2. LIMITES DE RESISTÊNCIA

A estimativa da resistência máxima e mínima dos depósitos tem por objetivo definir os limites entre ensaios drenados e não drenados. Procura-se com isto determinar os eventuais ganhos de resistência do depósito quando o solo passa de condições não-drenadas para drenadas, após a dissipação do excesso de poro-pressões.

A correlação empírica consagrada na prática da engenharia geotécnica será aplicada para estimativa da resistência mínima dos depósitos, isolando q_t na equação 10 apresentada na revisão bibliográfica. Para estimativa da resistência máxima será utilizado o método de Senneset et al. (1988) baseado na teoria de capacidade de carga, também apresentada na revisão bibliográfica.

5.2.1. Depósito de resíduo de mineração de ouro: Barrocas/BA

Para estimativa da resistência mínima na camada de interesse do resíduo de mineração de ouro, adotou-se como representativo os valores de $S_u/\sigma'_{vo} = 0,2$, $N_{kt} = 13$ e $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$. Estes valores aplicados na equação 10 do capítulo 2 são calculados para definir o limite inferior apresentado no gráfico da figura 52.

Para previsão da resistência máxima do depósito, os parâmetros de entrada para o método de Senneset et al. (1988) foram adotados com base no valor estimado de ângulo de atrito do depósito e considerando o valor de β de acordo com a condição de campo, para solos fofos. A resistência máxima prevista para o depósito, adotando os parâmetros $a = 0$, $\beta = +15^\circ$ e $\phi' = 30$ é expressa pelo limite superior apresentado no gráfico da figura 52. Através dos valores estimados de resistência máxima e mínima pode-se dizer que a razão entre a resistência drenada e não drenada deste depósito é aproximadamente 3,3.

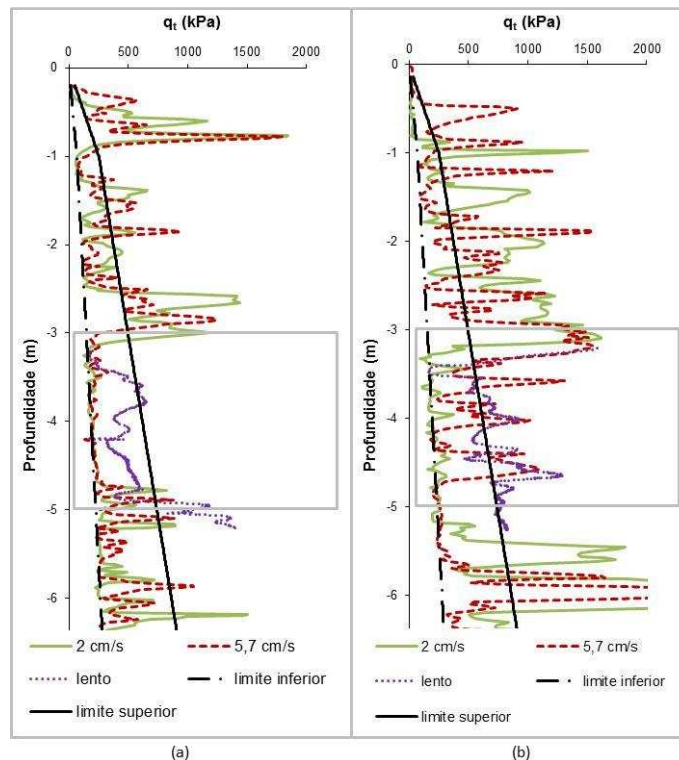


Figura 52: Estimativa da resistência máxima e mínima do resíduo de mineração de ouro – Barrocas/ BA (a) ilha 1 (b) ilha 2

5.2.2. Depósito de solo natural: Joinville/SC

A resistência mínima na camada de interesse do depósito natural foi estimada adotando como representativo os valores de $S_u/\sigma'_{vo} = 0,75$, $N_{kt} = 14$ e $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, sendo expressa conforme o limite inferior apresentado no gráfico da figura 53.

Para previsão da resistência máxima do depósito, os parâmetros de entrada para o método de Senneset et al. (1988) foram adotados com base no melhor ajuste fornecido pelo ensaio lento, quando este apresentava poro-pressão próxima a hidrostática. Os passos para obtenção dos parâmetros estão demonstrados na figura 54. A resistência máxima prevista para o depósito, adotando os parâmetros $a = 5$, $\beta = 0^\circ$ e $\phi' = 32$ é expressa pelo limite superior apresentado no gráfico da figura 53. Através dos

valores estimados de resistência máxima e mínima pode-se dizer que a razão entre a resistência drenada e não drenada deste depósito é aproximadamente 2.

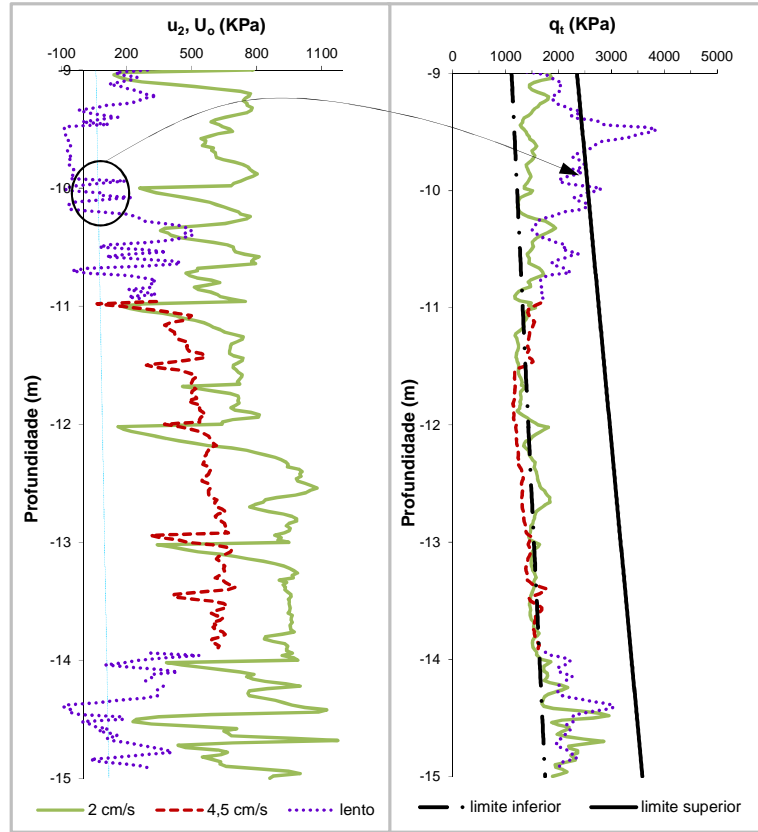


Figura 53: Estimativa da resistência máxima e mínima do depósito de solo natural – Joinville/SC

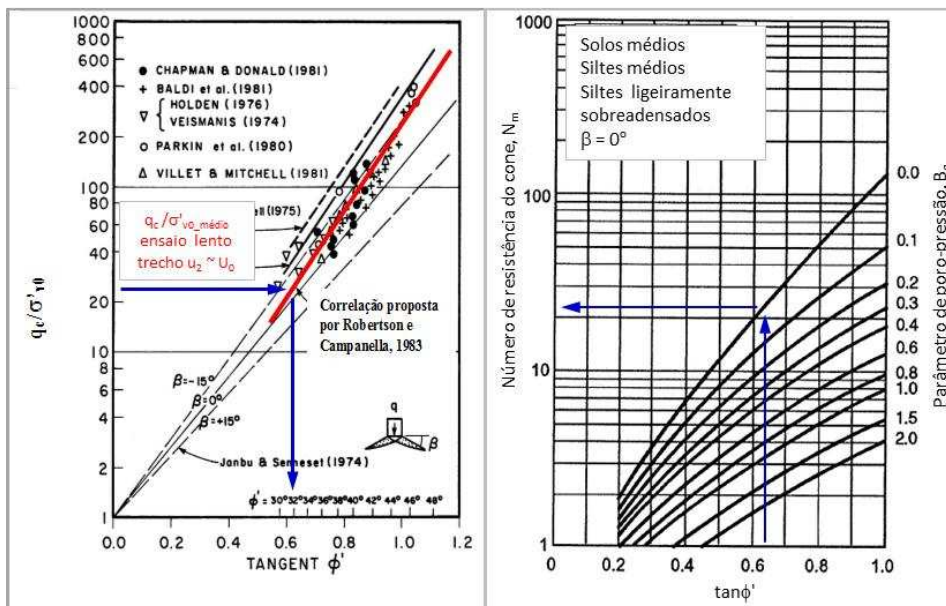


Figura 54: Procedimentos adotados para obtenção dos parâmetros de entrada do método de Senneset et al. (1988)

5.3. ABORDAGENS PARA AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE DRENAGEM

Para avaliar a transição das condições de drenagem ao redor do piezocone com relação às diferentes velocidades de cravação, foram utilizados os parâmetros adotados por Kim et al. (2006) e por Schnaid et al. (2008) plotados em função da velocidade adimensional V .

No cálculo da velocidade adimensional V apresentada nas figuras 55 e 57 foram utilizados os coeficientes de adensamento vertical C_v a fim de comparar os dados desta pesquisa aos dados existentes na literatura, entretanto, o parâmetro C_v leva em conta as correções quanto aos efeitos de pré-adensamento causados pela cravação da ponteira cônica e quanto a anisotropia de permeabilidade vertical e horizontal, que pode levar a erros na obtenção do C_v devido a possível adoção de valores que não representem a realidade dos depósitos. Sendo assim, nas figuras 56 e 58 são apresentados os dados desta campanha plotados em função de V calculado com o uso do coeficiente de adensamento horizontal C_h , que representa uma medida mais direta, uma vez que a dissipação das poro pressões devido a cravação do cone ocorre primeiramente na direção radial.

Os parâmetros q_t/σ'_v e $\Delta u_2/\Delta u_{2_m\acute{a}x}$ (onde $\Delta u_{2_m\acute{a}x}$ é o excesso de poro-pressão em condição não drenada), utilizados por Kim et al. (2006), foram plotados como uma função da velocidade adimensional (figuras 55 e 56). Os resultados mostram, conforme esperado, o aumento da resistência e redução do excesso de poro pressão com a diminuição da velocidade adimensional. No resíduo de ouro, os resultados indicam que a transição de não drenado para parcialmente drenado ocorre em torno de V igual a 300, quando V calculado a partir de C_v (figura 55) e em torno de 20, quando V calculado a partir de C_h (figura 56), tanto através das observações do gráfico de resistência normalizada, quanto através das observações do gráfico de excesso de poro-pressão normalizada.

No depósito de solo natural, poucos dados foram aproveitados devido à falta de homogeneidade da camada, dificultando a análise do ponto de transição. Novamente ressalta-se que solos residuais apresentam considerável variabilidade, dificultando as análises das condições de drenagem.

Os resultados de Kim et al. (2006) foram incluídos na figura 55 e mostram que a transição de não drenado para parcialmente drenado ocorre em V entre 1 a 10, enquanto que a transição de parcialmente drenado para drenado ocorre em torno de $V=0,05$.

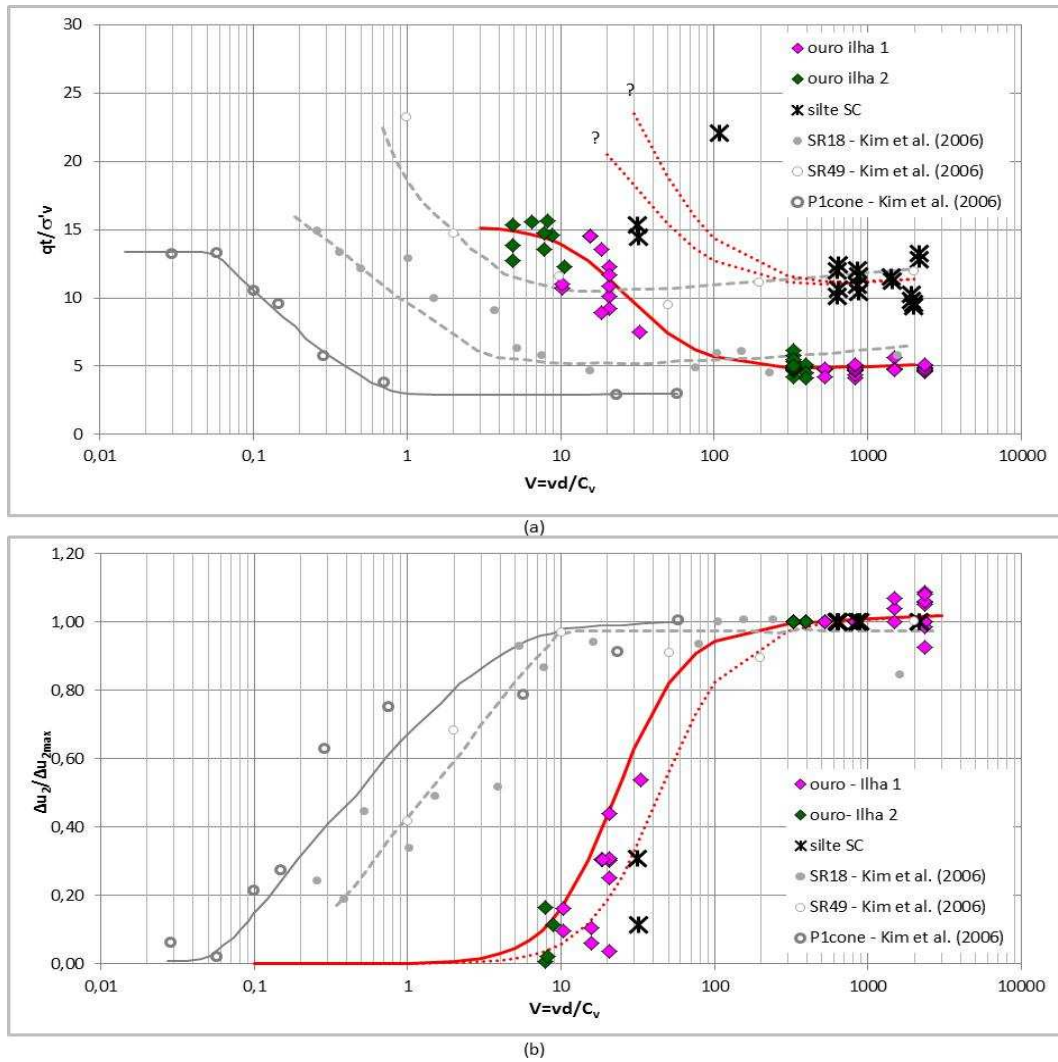


Figura 55: Efeito da velocidade normalizada calculada a partir de C_v sobre (a) resistência normalizada e (b) excesso de poro-pressão normalizado

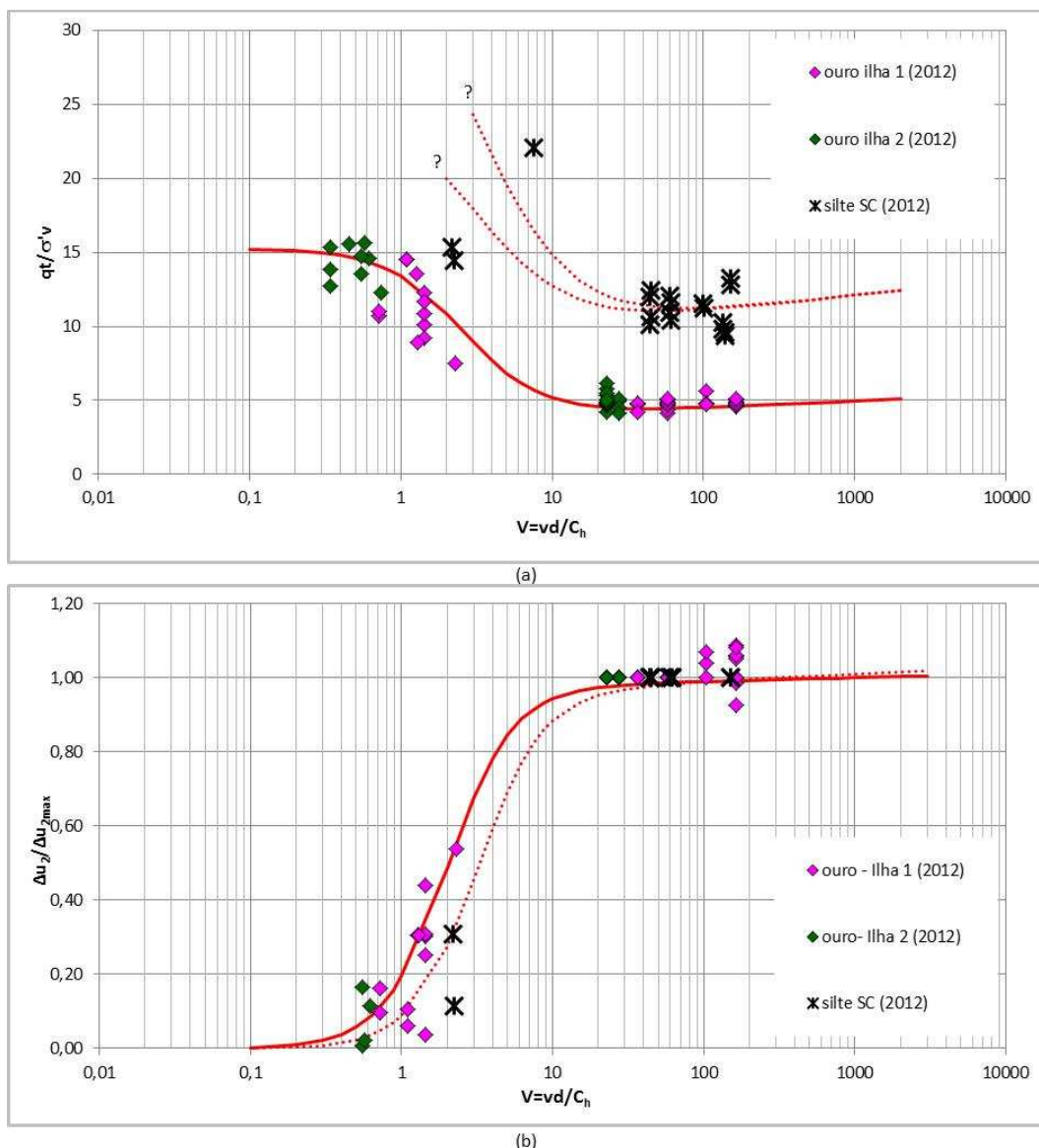


Figura 56: Efeito da velocidade normalizada calculada a partir de C_h sobre (a) resistência normalizada e (b) excesso de poro-pressão normalizado

Os dados do resíduo de ouro realizados na camada de interesse foram lançados no espaço apresentado por Bedin (2006), Schnaid et al. (2008) e Schnaid et al. (2010) que relaciona o grau de drenagem à velocidade normalizada. A curva obtida neste espaço permite relacionar a velocidade do ensaio a uma determinada porcentagem de drenagem.

Na figura 57 (a) são plotados os dados desta campanha juntamente com os dados de outros depósitos extraídos de Schnaid et al. (2008), enquanto que na figura 57 (b) são plotados somente os dados referente ao resíduo de ouro. Observa-se na figura alguma dispersão entre os resultados existentes e os obtidos nesta campanha, sendo assim, uma nova tendência, baseada na função apresentada por Schnaid et al. (2004) (equação 26), foi traçada para

traduzir as condições de drenagem do material, onde os valores adotados para os parâmetros da equação foram $a = 0,01$, $b = 0,05$ e $c = 0,8$.

Pode também ser observado nas figuras 57 e 58 que os valores de velocidade adimensional obtidos para o ensaio realizado em velocidade padrão estão visivelmente na condição de totalmente não drenado, mostrando que os valores de S_u calculados deste ensaio estão consistentes com o conceito de resistência não drenada.

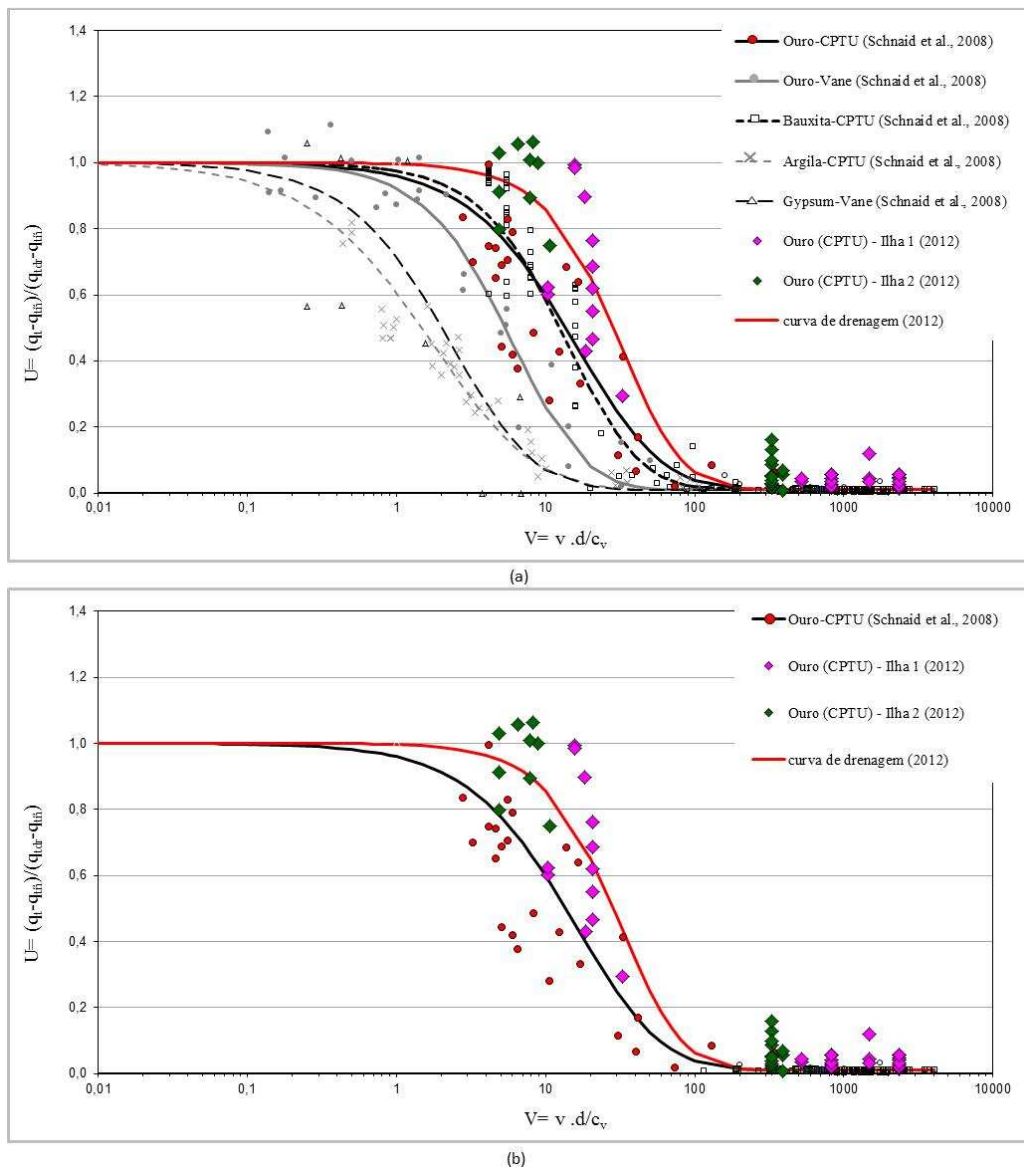


Figura 57: Curva de drenagem de (a) diversos materiais e (b) resíduo de ouro, com V calculado a partir de C_v

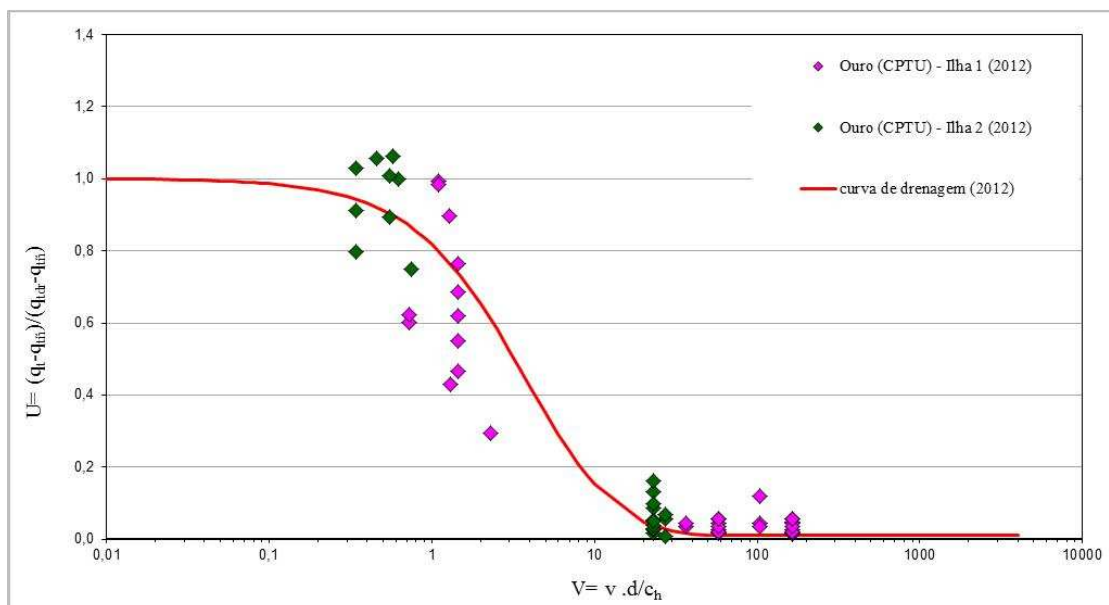


Figura 58: Curva de drenagem do resíduo de ouro campanha 2012, com V calculado a partir de C_h

Para os casos que o ensaio em velocidade padrão não produza condições totalmente drenadas ou totalmente não drenadas, deve-se avaliar a possibilidade de alterar a velocidade do ensaio a fim de enquadrá-lo em uma destas condições. Entretanto, no caso de uma campanha existente realizada em uma condição de drenagem parcial, uma tentativa para converter os valores medidos em valores de resistência não drenada pode ser feita quando houver uma curva de drenagem do material ensaiado estabelecida no espaço $U \times V$.

As variáveis envolvidas neste espaço são a resistência a penetração desenvolvida no ensaio (q_t), a resistência a penetração não drenada do depósito (q_{in}), a resistência a penetração drenada do depósito (q_{tdr}), a velocidade do ensaio (v), o diâmetro da sonda (d) e o coeficiente de adensamento vertical (C_v) ou horizontal (C_h), em unidades compatíveis. Destas variáveis, q_t é medido no ensaio e v e d são conhecidos, portanto, uma avaliação cautelosa para obtenção dos valores de C_v (ou C_h) e a estimativa de q_{tdr} são a chave para transformar os valores medidos em valores apropriados de q_{in} . Deve-se notar que C_v (ou C_h) corresponde a um valor operacional que, na média, representa o comportamento do depósito.

Como os valores de v e d do ensaio são fixos, o valor de C_v (ou C_h) de cada camada irá determinar a transladação de V no gráfico. A partir do valor de V calculado verifica-se através da curva de drenagem do solo (considerando que a mesma já esteja estabelecida) o percentual de drenagem obtido no ensaio, U .

Para estimativa de resistência a penetração drenada, q_{tdr} , pode ser utilizado o método de Senneet et al. (1988), que relaciona o estado de tensões e o ângulo de atrito efetivo, semelhante ao apresentado no item 5.2. As variáveis para entrada no método podem ser conseguidas com auxílio da proposta de Robertson e Campanella (1983) e com os valores sugeridos por Senneet et al. (1989), associados de preferência a alguma experiência local.

Com a verificação do grau de drenagem e a estimativa de q_{tdr} , o perfil de resistência à penetração parcialmente drenado pode ser convertido em não drenado isolando $q_{t\bar{n}}$ na equação 24, conforme mostrado na equação 30.

$$q_{t\bar{n}} = \frac{q_t - Uq_{tdr}}{(1 - U)} \quad (30)$$

Desta maneira, torna-se possível utilizar resultados de ensaios que não poderiam ser interpretados e obter de uma estimativa do parâmetro S_u , essencial para projetos calculados em tensões totais.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo principal deste trabalho consiste em ampliar o banco de dados existente de ensaios de campo em solos com permeabilidade intermediária, verificar a transição nas condições de drenagem em termos de velocidade adimensional e desenvolver ou aprimorar as metodologias a serem adotadas na prática da engenharia para interpretação de ensaios em solos com permeabilidade intermediária.

Ensaio de campo foram conduzidos em dois campos experimentais, sendo um caracterizado por um depósito natural no município de Joinville/SC e outro por um depósito de resíduos de mineração de ouro no município de Barrocas/BA.

Ensaio de piezocone em velocidade padrão foram realizados primeiramente para verificar a estratigrafia do terreno e para estimar parâmetros de fluxo e resistência. Posteriormente ensaios em diferentes velocidades de cravação foram realizados para avaliar as condições de drenagem ao redor do piezocone.

Com base nos resultados encontrados, as principais conclusões são citadas na sequência.

Depósito de resíduo de mineração de ouro: Barrocas/BA

A classificação do material com base no comportamento do solo mediante a cravação do piezocone demonstra que o depósito é composto basicamente entre argila a silte arenoso nas camadas de 0 a 3 m e 5 a 7 m e de argila a argila siltosa na camada de 3 a 5 m. Os ensaios de caracterização realizados nas amostras coletadas indicam que tanto o material na região de 0 a 3 m, quanto na região de 3 a 5 m são compostos de silte arenoso com uma pequena fração de argila, sendo o material da ilha 2 mais arenoso.

Os valores de condutividade hidráulica obtidos compreendem o intervalo entre $3,7 \times 10^{-5}$ e $5,64 \times 10^{-6}$ cm/s e indicam que o material se encontra na faixa de permeabilidade intermediária relatada na literatura técnica.

Os coeficientes de adensamento vertical do depósito foram obtidos através de ensaios de dissipação. As profundidades de ensaio estão em geral relacionadas a pontos nos quais a

variável B_q é superior a 0,4, associado a ensaios não drenados. A faixa de variação encontra-se no intervalo de $2,19 \times 10^{-2}$ e $9,11 \times 10^{-3}$ cm²/s.

Os parâmetros de resistência obtidos em termos de tensões totais indicam um valor de S_u em torno de 10 kPa e valores de S_u/σ'_{vo} ligeiramente abaixo da faixa de solos normalmente adensados, mas característicos de solos que exibem comportamento não drenado. Os parâmetros de resistência obtidos em termos de tensões efetivas apontam para um valor de ϕ' igual a 30°; adicionalmente o valor de ϕ' foi estimado para o ensaio lento, onde não houve geração de excesso de poro-pressão e os valores calculados também demonstraram uma tendência para ϕ' igual a 30°.

Depósito de solo natural: Joinville/SC

A classificação do material com base no comportamento do solo mediante a cravação do piezocone e a caracterização com base nas amostras coletadas demonstraram boa concordância. Na região de 0 a 4 m, referente a camada de aterro, foram identificadas misturas de silte e argila, na região de 5 a 7 m solos argilosos a orgânicos, na região de 7 a 8,5 m solos arenosos e na região de 9 a 15 m de profundidade solos siltosos.

Os valores de condutividade hidráulica obtidos estão no intervalo entre $1,10 \times 10^{-5}$ e $1,69 \times 10^{-6}$ cm/s e, assim como no resíduo de ouro, indicam que o material se encontra na faixa de permeabilidade intermediária entre argilas e areias.

Os coeficientes de adensamento vertical do depósito obtidos através de ensaios de dissipação, compreendem o intervalo entre $1,48 \times 10^{-2}$ e $3,30 \times 10^{-3}$ cm²/s. As profundidades de ensaio estão relacionadas a pontos nos quais a variável B_q é superior a 0,4, associado a ensaios não drenados.

Os parâmetros de resistência obtidos em termos de tensões totais indicam um valor de S_u em torno de 10 kPa na camada de 5 a 7 m e 80 kPa na camada de 9 a 15 m, os valores de S_u/σ'_{vo} nesta última compreendem uma faixa entre 0,6 a 1,2, consistentes com os valores esperados para solos que apresentam *OCR* na faixa de 3 a 6. Os parâmetros de resistência obtidos em termos de tensões efetivas foram determinados para camada de 7 a 8,5 m e apontam para um valor de ϕ' igual a 35°. Nenhum parâmetro de resistência foi determinado na camada de solo compactado

(0 a 4 m), parcialmente saturada, pois possivelmente os valores medidos estão influenciados por uma parcela de sucção, que não foi avaliada.

Avaliação das condições de drenagem

A comparação dos resultados de piezocone medidos nas diferentes velocidades permitiu identificar que os ensaios conduzidos na camada de interesse em velocidade padrão apresentaram resposta não drenada tanto no resíduo de mineração de ouro quanto no depósito de solo natural, evidenciados pela resposta semelhante entre ensaios em velocidade padrão e rápida. Os ensaios realizados em velocidade lenta, da ordem de 20 a 25 vezes menor, já demonstraram alteração nas condições de drenagem ao redor do piezocone, produzindo aumento de resistência e diminuição da poro-pressão. No resíduo de mineração de ouro a velocidade em torno de 0,5 mm/s sugere a realização de ensaios drenados. No depósito de solo natural, devido ao sistema complexo de macrodrenagem típico de solos residuais, a velocidade que produz ensaios em condições drenadas não foi claramente identificada.

Os ensaios de palheta realizados no resíduo de mineração de ouro, conduzidos nas velocidades de 1°/min, 6°/min e 60°/min, não demonstraram tendência de comportamento com a variação da velocidade e, portanto, não foi possível avaliar as condições de drenagem com base nestes ensaios.

Correlações consagradas na prática da engenharia, baseadas na teoria de capacidade de carga, foram utilizadas para verificar os eventuais ganhos de resistência do depósito quando o solo passa de condições não drenadas para drenadas. A estimativa dos limites de resistência mostrou que a razão entre resistência drenada (q_{ldr}) e não drenada (q_{in}) do resíduo de mineração de ouro é de aproximadamente 3,3 e do depósito de solo natural aproximadamente 2.

A utilização de abordagens existentes na literatura com base no parâmetro velocidade adimensional permitiu identificar que, para o resíduo de mineração de ouro, o valor de V (quando V calculado a partir de C_v) no qual ocorre a transição de não drenado para parcialmente drenado é em torno de 300 e a transição entre parcialmente drenado e drenado ocorre para V inferior a 5. No depósito de solo natural a transição das condições de drenagem não pode ser claramente analisada devido à variabilidade espacial, típica de solos residuais.

Uma metodologia que busca corrigir a resistência medida no ensaio de piezocone em condição parcialmente drenada para uma condição não drenada, a fim de enquadrá-lo no

comportamento passível de interpretação, foi apresentada. A metodologia associa a curva de drenagem proposta por Schnaid et al. (2008) e o método de Senneset et al. (1988). A correção está vinculada a existência de uma curva de drenagem estabelecida do material, e tem como principal objetivo a utilização de resultados de ensaios que não poderiam ser interpretados. Contudo, salienta-se que ensaios realizados em condições totalmente drenadas ou totalmente não drenadas são sempre desejados, principalmente nos casos que envolvem obras de grande risco.

6.2. SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Expandir o banco de dados de ensaios de campo com variação da velocidade em solos com permeabilidade intermediária.

Realizar ensaios de piezocone em campo e câmara de calibração com variação da velocidade em ao menos duas ordens de magnitude, em diferentes materiais passíveis de ocorrência de drenagem parcial, a fim de estabelecer novas curvas de drenagem.

Estudar experimentalmente ou, se possível, numericamente, o ensaio de palheta em materiais com estrutura supostamente metaestável de modo a verificar se o esforço e/ ou a velocidade de rotação imposta à palheta podem conduzir a liquefação do solo no entorno da mesma.

7. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905: solo – ensaios de palheta in situ**. Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069: Ensaio de penetração de cone in situ (CPT) – Método do ensaio**. São Paulo, 1991

BEDIN, J. **Interpretação de ensaios de piezocone em resíduos de bauxita**. 150 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2006.

BEDIN, J. **Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração**. 2010. Tese de doutorado (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

BEDIN, J.; SCHNAID, F.; COSTA FILHO, L. M. **Ensaio de piezocone em resíduos de mineração de ouro**. Geosul, p. 284-291, 2010.

BEMBEN, S. M.; MYERS, H. J. **The influence of rate of penetration on static cone resistance in Connecticut River Valley varved clay**. Proc., European Symp. on Penetration Testing, ESOPT, National Swedish Building Research, Stockholm, 2.2, 33–34, 1974

BLIGHT, G. E. **A note on field vane testing of silty soils**. Canadian Geotechnical Journal. V. 5, No 3, p. 142-149, 1968.

CHANDLER, R. J. **The in situ measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane**. In: Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies. ASTM STP 1014, pp. 13-44. Filadélfia: A. F. Richards, 1988.

CHUNG, S. F. et al. **Effect of penetration rate on penetrometer resistance in clay**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, v. 132, No 9, p. 1188-1196, 2006.

DEJONG, J.T., JAEGER, R.A., BOULANGER, R.W., RANDOLPH, M.F., WAHL, D.A.J. **Variable penetration rate cone testing for characterization of intermediate soils**. Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4, ISC 4, Brasil, p. 25-42, 2012

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.

HOULSBY, G. T., TEH, C.I. **Analysis of the Piezocone in Clay**. Proc. of the 2nd Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, Vol 2, p. 777-783, 1988.

HOUSE, A. R.; OLIVEIRA, J. R. M. S; RANDOLPH, M.F. **Evaluating the coefficient of consolidation using penetration tests**. Int. J. Phys. Model. Geotech., 1 (3), 17-26, 2001.

JAEGER, R.A.; DEJONG, J. T.; BOULANGER, R.W.; LOW, H.E.; RANDOLPH, M.F. **Variable penetration rate CPT in an intermediate soil.** Proc., 2nd Int. Symp. On Cone Penetration Testing, Omnipress, Madison, WI, 2010.

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.

JEFFERIES, M. G., DAVIES, M. P. **Soil classification by the cone penetration test: discussion.** Canadian Geotechnical Journal, Vol. 28, Fevereiro, p. 173-176, 1991.

JEFFERIES, M. G., DAVIES, M. P. **Use of CPTU to estimate equivalent SPT N₆₀.** Geotechnical Testing Journal, p. 458-468, 1993.

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, doi: 10.5703/1288284313387, 2006.

LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. **Soil mechanics.** New York: John Wiley & Sons, USA. 553 p, 1979.

LO PRESTI, D.; SQUEGLIA, N.; MEISINA, C.; VISCONTI, L. **Use of CPT and CPTU for soil profiling of “intermediate” soils: A new approach.** Proc., 2nd Int. Symp. On Cone Penetration Testing, Omnipress, Madison, WI, 2010.

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

MAYNE P. W., **Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests,** Proc. In situ, Bali, p. 27–48, 2001.

MOTTA, H. P. G. **Comportamento de um rejeito de transição em centrífuga geotécnica.** 132p. Dissertação (Mestrado em engenharia), UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2008.

ORTIGÃO, J.A.R. **Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.** 386P. 3a Edição, 2007.

RANDOLPH, M.F. **Characterization of Soft Sediments for Offshore Applications,** 2nd Int. Conf. on Site charact. Milpress, Porto, V1: p.209-233, 2004.

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. **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. **The James K. Mitchell Lecture: Interpretation of in-situ tests—some insights.** Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4, ISC 4, Brasil, p. 3-24, 2012

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.; WRIDE, C.V. **Evaluating cyclic liquefaction potencial using the cone penetration test.** Canadian Geotech, Journal, Ottawa, v. 35, n.3, p. 442-459, 1998.

SANDVEN, R. **Strength and Deformation Properties of Fine Grained Soils Obtained from Piezocone Tests.** Ph.D. Thesis, Institutt for Geoteknikk, Tromdheim, 1990.

SCHNAID, F. **Ensaaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

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.; 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.; BEDIN, J.; COSTA FILHO, L. M. **Drainage characterization of tailings from in situ test.** Proc., 2nd Int. Symp. On Cone Penetration Testing, Omnipress, Madison, WI, 2010.

SCHNAID, F. e ODEBRECHT, E. **Ensaaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** 2.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

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.

SKEMPTON, A.W. e NORTHEY, R.D. **The sensitivyof clays,** in Geotechnique, 3 (1), 72-78, 1952.

Suzuki, Y., Lehane, B.M., Fourie, A. **Effect of penetration rate on piezocone parameters in two silty deposits.** Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4, ISC 4, Brasil, p. 809-815, 2012

TORSTENSSON, B. A. **Time-dependent effects in the field vane test**. In: International Symposium on Soft Clay, p. 387-397. Bangkok, 1977.

WROTH, C.P. The **Interpretation on in-situ soil tests**. Rankine Lecture, Géotechnique, Vol. 34, No. 4, pp. 449-489, 1984.