



COPPE/UFRJ

CARACTERIZAÇÃO DO DEPÓSITO DE SOLO MOLE DE SARAPUÍ II
ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CAMPO

Graziella Maria Faquim Jannuzzi

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador(es): Fernando Artur Brasil Danziger

Ian Schumann Marques Martins

Rio de Janeiro

Março de 2009

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

CARACTERIZAÇÃO DO DEPÓSITO DE SOLO MOLE DE SARAPUÍ II
ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CAMPO

Graziella Maria Faquim Jannuzzi

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, D.Sc.

Prof. Ian Schumann Marques Martins, D.Sc.

Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D.

Prof. Roberto Quental Coutinho, D.Sc.

Prof. Márcio Marangon, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 2009

Jannuzzi, Graziella Maria Faquim

Caracterização do depósito de solo mole de Sarapuí II através de ensaios de campo/ Graziella Maria Faquim Jannuzzi. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2009.

XIII, 195 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Fernando Artur Brasil Danziger, Ian Schumann Marques Martins.

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2009.

Referências Bibliográficas: p. 164-176.

1. Solos Moles 2. Determinação de parâmetros geotécnicos 3. Piezocone 4. T-Bar 5. Palheta. I. Danziger, Fernando Artur Brasil, et al. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

Dedico esta dissertação aos meus pais, Leila Amabelle Faquim Jannuzzi e Rowan Jannuzzi. À minha mãe, pelo referencial que é e sempre será para mim, de mulher determinada, mãe carinhosa e atenciosa, amiga fiel. Ao meu pai, pelo exemplo de bom ser humano, um homem de grande coração. Deixo aqui registrada minha admiração por vocês, que me ensinaram a lutar pelos meus ideais, independentemente do tamanho dos obstáculos. Amo vocês!

NOS INSTANTES DIFÍCEIS

Nas dificuldades do dia-a-dia, esqueça os contratempos e siga em frente, recordando que Deus esculpiu em cada um de nós a faculdade de resolver os nossos próprios problemas.

A vida é aquilo que você deseja diariamente.

A renovação autêntica tem que começar em nós mesmos.

Você prepara o caminho de quaisquer ocorrências pensando em torno delas.

A palavra é a porta de entrada para as suas realizações.

Carregar ressentimentos será bloquear os seus próprios recursos.

Encolerizar-se é dinamitar o seu próprio trabalho.

Não sofra hoje pela neurose que talvez lhe venha comprovar a compreensão e a resistência, em futuro remoto.

Os problemas existirão sempre ao redor de nós e apesar de nós. Olvide ofensas e desgostos, tribulações e sombras e continue trabalhando quanto puder no bem de todos, recordando que o tópico mais importante de seu caminho será sempre servir.

André Luiz

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por me conduzir até aqui, por me sustentar diante de tantos obstáculos e por ser tão presente em minha vida.

Agradeço aos meus pais Leila Amabelle Faquim Jannuzzi e Rowan Jannuzzi, por todo amor, carinho, apoio e incentivo em todos os momentos, por me fortalecerem nos momentos difíceis quando minha força para lutar já não era tão grande. Ao meu irmão Rowan Jannuzzi Júnior pela sabedoria de vida.

A todos os professores que contribuíram para minha formação acadêmica, desde o infantil até aqui, meus sinceros agradecimentos.

Aos professores Geraldo Luciano de Oliveira Marques e Márcio Marangon da UFJF, que me incentivaram a fazer o mestrado.

Aos professores da Área de Geotecnia da COPPE/UFRJ, que contribuíram com muitos ensinamentos para a minha formação nesta área.

Ao professor Fernando Artur Brasil Danziger por toda amizade, atenção, excelente orientação, apoio e incentivo, além de preciosos ensinamentos, que foi o que mais me cativou, dentre eles destaca-se a seguinte sentença: “Quem tem mais dá mais”. Essa frase marcou minha vida. Admiro o senhor não somente pelo excelente profissional que o senhor é, mas também, sim, pelo ser humano sem igual.

Ao professor Ian Schumann Marques Martins, por toda amizade, empenho, orientação e dedicação em me explicar e ensinar os conceitos de forma clara, sempre com boa vontade e carinho.

À banca examinadora pelos comentários e discussões.

Ao Antônio José da Silva Lopes, por toda atenção, apoio, incentivo, carinho e compreensão nos momentos difíceis.

À minha tia Lígia Isabel Faquim Agostinho e minha Avó Maria José de Assis Faquim, por todo incentivo e carinho.

À minha tia querida Verdina de Assis (in memória).

Ao Luiz Cláudio Dilly por todo incentivo, carinho e conselhos nos momentos difíceis.

Ao Marcos Tadeu Salles por todos os conselhos e incentivo.

Ao colega e amigo Gustavo Vaz de Mello Guimarães, que esteve presente comigo durante toda a fase dos ensaios de campo. Obrigada por toda atenção e carinho.

Ao colega e amigo Christian Matos de Santana pelo apoio na parte de informática e brincadeiras descontraídas nos momentos de tensão.

Aos engenheiros Sérgio Iório, Ricardo Gil Domingues, Hélcio Gonçalves de Souza, aos técnicos Luiz Mario Fernandes, Mauro Dias de Souza e Max Gomes de Souza, aos ajudantes Adilson Mendes, Rodrigo Marinho e Francisco Braz Moreira, todos vocês que contribuíram para que a fase de campo fosse ainda mais agradável e divertida.

Aos funcionários e colaboradores da Área de Geotecnia da COPPE/UFRJ.

Ao engenheiro Eduardo Nazareth Paiva e ao gerente do Laboratório de Geotecnia Carlos Alberto Rocha.

Aos amigos e colegas de turma, em especial ao Maurício, Fábio e Rafael, por todos os momentos que nos divertimos estudando, em casa ou na biblioteca. Com certeza, serão inesquecíveis.

Ao Professor Carlos Magluta do Laboratório de Estruturas.

À Rita Cássia Lisboa da Motta por todo incentivo e aos funcionários da secretaria acadêmica.

Ao engenheiro Raimundo Leidimar Bezerra por toda atenção em atender aos meus pedidos de dados de ensaios.

Às amigas de apartamento Michelle de Oliveira Alves e Rosana, pelo apoio.

Ao pessoal do laboratório de informática, Telmo, Célio, Orlando, por toda ajuda.

Ao Dalmo e a Mariana que me acolheram no seu lar, com todo carinho, num momento muito difícil de minha vida.

Aos vizinhos queridos Cátia Pereira de Souza (Catita) e Carlos Eduardo Guimarães Kering (Carleu).

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPQ), pela bolsa concedida.

À Marinha do Brasil, agradeço pela permissão de utilização do terreno da Estação Rádio da Marinha no Rio de Janeiro, para a realização dos ensaios de campo

À CENPES/Petrobrás pela colaboração nas pesquisas.

É muito difícil citar todos que de uma forma ou de outra contribuíram para a realização deste trabalho, tão importante para mim. Deixo aqui meus sinceros agradecimentos, a todos vocês que porventura esqueci de mencionar.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

CARACTERIZAÇÃO DO DEPÓSITO DE SOLO MOLE DE SARAPUÍ II
ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CAMPO

Graziella Maria Faquim Jannuzzi

Março/2009

Orientadores: Fernando Artur Brasil Danziger

Ian Schumann Marques Martins

Programa: Engenharia Civil

Ensaio de piezocone, de palheta e de barra cilíndrica foram realizados no depósito de argila mole de Sarapuí II. Os ensaios foram realizados com equipamentos de alta qualidade, calibrados nas faixas de carga e pressão previstos a ocorrerem em campo. Os ensaios de piezocone foram capazes de identificar de modo adequado a estratigrafia do depósito, tendo fornecido resultados com melhor repetibilidade do que os ensaios de palheta e de barra cilíndrica. Apenas dois dentre os oito métodos empregados para prever OCR a partir do ensaio de piezocone foram capazes de fornecer valores próximos (1,3-1,4) aos obtidos em laboratório (1,6-1,7), os demais tendo superestimado os valores de OCR. O ensaio de barra cilíndrica revelou-se uma ferramenta importante na estimativa de um perfil contínuo de s_u com a profundidade, sendo capaz de estimar os valores na região da crosta com o mesmo valor do fator de barra teórico de 10,5.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

GEOTECHNICAL CHARACTERIZATION OF SARAPUÍ II SOFT CLAY TEST
SITE FROM IN SITU TESTING

Graziella Maria Faquim Jannuzzi

Março/2009

Advisors: Fernando Artur Brasil Danziger
Ian Schumann Marques Martins

Department: Civil Engineering

Piezocone tests, vane tests and T-bar tests have been performed at SarapuÍ II very soft clay test site. The tests have been performed with state-of-the-art equipment, calibrated in the range predicted to occur in the field. The piezocone tests have been able to properly identify the soil stratigraphy, and have provided more repeatable results than the T-bar tests and the vane tests. Only 2 out of the 8 methods used to predict OCR from the piezocone test have been able to predict OCR values (1.3-1.4) close to laboratory values (1.6-1.7), the remaining methods have overpredicted OCR values. T-bar tests have been able to properly predict the s_u profile with depth, inclusively in the upper part of the deposit, with the use of the theoretical T-bar factor equal to 10,5.

Índice

I – Introdução.....	1
I.1 Generalidades.....	1
I.2 Objetivos.....	3
I.3 Organização da dissertação.....	3
II – Características geológico-geotécnicas da argila do Sarapuí.....	4
II.1 Sarapuí I.....	4
II.2 Sarapuí II.....	14
III – Sobre a razão de sobreadensamento.....	18
III.1 Generalidades.....	18
III.2 A Relação de sobreadensamento de Sarapuí.....	22
IV – Os Ensaios realizados.....	25
IV.1 Generalidades.....	25
IV.2 Calibrações efetuadas.....	34
IV.3 Sondagens a percussão.....	36
IV.4 Ensaios de palheta.....	39
IV.4.1 Generalidades.....	39
IV.4.2 Equipamento utilizado.....	41
IV.4.3 Calibrações efetuadas.....	43
IV.4.4 Ensaios realizados.....	48
IV.4.5 Procedimento de ensaio.....	49
IV.4.6 Equipe mobilizada.....	50
IV.4.7 Apresentação dos resultados.....	51
IV.5 Ensaios de piezocone.....	54
IV.5.1 Generalidade.....	54
IV.5.2 Equipamento utilizado.....	55
IV.5.3 Calibrações efetuadas e processo de saturação empregado	58
IV.5.4 Ensaios realizados.....	63
IV.5.5 Procedimento de ensaio.....	65
IV.5.5 Equipe mobilizada.....	65
IV.5.6 Apresentação dos resultados.....	66
IV.6 Ensaios de barra cilíndrica (T-Bar).....	71

IV.6.1	Generalidades.....	71
IV.6.2	Equipamento utilizado.....	76
IV.6.3	Calibrações efetuadas.....	78
IV.6.4	Ensaios realizados.....	82
IV.6.5	Procedimento de ensaio.....	82
IV.6.6	Equipe mobilizada.....	83
IV.6.7	Apresentação dos resultados.....	83
V	– Análise dos resultados.....	85
V.1	Generalidades.....	85
V.2	O Perfil geotécnico do depósito de Sarapuí II.....	85
V.3	Sobre os resultados das calibrações efetuadas.....	91
V.4	Os Ensaios de palheta.....	94
V.4.1	Curvas torque versus rotação.....	94
V.4.2	A resistência não drenada.....	96
V.4.3	A sensibilidade.....	102
V.5	Os Ensaios de piezocone.....	105
V.5.1	Generalidades.....	105
V.5.2	Os ensaios sob o aterro.....	105
V.5.3	Sobre a qualidade dos resultados.....	110
V.5.3.1	Generalidades.....	110
V.5.3.2	Verificação da saturação.....	110
V.5.3.3	Repetibilidade dos ensaios.....	111
V.5.4	Estratigrafia do depósito.....	116
V.5.5	A história de tensões.....	126
V.5.5.1	Generalidades.....	126
V.5.5.2	As proposições e as análises efetuadas.....	126
V.5.6	A resistência não drenada.....	150
V.5.6.1	Generalidades.....	150
V.5.6.2	As análises efetuadas.....	151
V.5.6.3	Comparação com outras campanhas de Sarapuí.....	152
V.6	Os ensaios de barra cilíndrica (T-Bar).....	158
VI	– Conclusões e sugestões para pesquisas futuras.....	160
VI.1	Conclusões.....	160

VI.2 Sugestões para pesquisas futuras.....	162
Referências bibliográficas.....	164
Anexo 1.....	177

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

I.1 Generalidades

O depósito de Sarapuí é o mais antigo depósito de argila mole extensivamente estudado no Brasil. O texto abaixo, adaptado de Cavalcante et al. (2006), fornece um bom resumo das pesquisas já efetuadas sobre aquele depósito.

O trabalho pioneiro acerca da argila do Sarapuí foi desenvolvido por Pacheco Silva (1953). Na década de 1970, o IPR (Instituto de Pesquisas Rodoviárias do DNER) financiou um amplo projeto sobre as características geotécnicas da argila do Sarapuí – implantando o Campo Experimental –, visando obter parâmetros confiáveis para projetos de aterros de estradas que seriam feitas na região. Neste projeto, coordenado pelo Professor Willy Lacerda, um detalhado estudo sobre Geologia, Geomorfologia e Pedologia de toda a região e acerca das características químicas e mineralógicas do material foi desenvolvido por Antunes (1978), que menciona que a origem dos sedimentos flúvio-marinhos está relacionada a pulsações transgressivas negativas, ocorridas nos últimos 6000 anos.

Os primeiros trabalhos sobre os estudos desenvolvidos são os de Lacerda et al. (1977) e Werneck et al. (1977), o primeiro centrado nas características de compressibilidade e o segundo nas propriedades de permeabilidade in situ e coeficiente de empuxo no repouso, através de ensaios de fratura hidráulica.

Ao longo de mais de 25 anos, numerosos ensaios de campo e de laboratório foram realizados no Campo Experimental de Sarapuí. Cumpre salientar que dois aterros experimentais, um levado à ruptura (e.g., Ortigão, 1980, Ortigão et al., 1983) e outro instrumentado com diversos tipos de drenos verticais (e.g., Collet, 1985, Terra, 1988, Almeida et al., 1989), além de uma escavação experimental (e.g., Sayão, 1980) representaram pesquisas de grande valor tanto no contexto brasileiro como no internacional. Uma das primeiras pesquisas realizadas no Brasil acerca do uso de

geotêxteis empregados na base de aterros sobre solos moles foi desenvolvida por Palmeira (1981).

O Campo Experimental de Sarapu  (IPR-DNER) ocupou uma área de 42.000 m², sendo um ponto representativo localizado às coordenadas 43 17'23''(W) e 22 44'39''(S).

A importância do campo experimental do Sarapu  pode ser avaliada pelo convite para a realiza o de um artigo no prestigiado International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, no ano de 2002, em Cingapura, o qual foi desenvolvido por Almeida e Marques (2002).

Há aproximadamente quinze anos, a utiliza o do Campo Experimental do Sarapu  tornou-se problemática, sobretudo em fun o da falta de segurança no local. A utiliza o de área pertencente   Marinha (Esta o Rádio da Marinha no Rio de Janeiro), dando origem ao Campo Experimental II (ou simplesmente Sarapu  II), modificou esta situa o. As principais desvantagens do Sarapu  II em rela o ao Sarapu  I são: i) maior número de pesquisas já realizadas no primeiro campo experimental; ii) a espessura do depósito, que   menor (cerca de 6 m no local ensaiado por Francisco, 2004 e Alves, 2004) do que os 11 m da área dos aterros experimentais. Por outro lado, a argila do Sarapu    mais homog nea do que outras argilas existentes no Rio de Janeiro, como as encontradas na região da Barra da Tijuca, o que estimula a sua continuada utiliza o.

Uma recente pesquisa conjunta entre a PETROBRÁS/CENPES e a COPPE/UFRJ possibilitou que novos ensaios de campo fossem realizados no Campo Experimental de Sarapu  II, os quais constituem o principal escopo da presente disserta o.

I.2 Objetivos

Os principais objetivos da presente pesquisa são:

- (i) Aprofundar o conhecimento sobre as propriedades geotécnicas do depósito argiloso do Campo Experimental de Sarapuí II.
- (ii) Descrever e analisar os ensaios de piezocone, de palheta e de barra cilíndrica realizados.
- (iii) Revisitar ensaios de piezocone realizados no Campo Experimental I, de modo a explicar divergências até então não esclarecidas.
- (iv) Comparar o potencial de previsão da resistência não drenada de ensaios de barra cilíndrica (T-bar) com o de ensaios de piezocone.
- (v) Avaliar a capacidade do ensaio de piezocone de prever a razão de sobreadensamento do depósito de Sarapuí, tomando por base propostas que surgiram após a pesquisa de Bezerra (1996) e considerando uma abordagem recente de Martins et al. (2006) quanto ao perfil de sobreadensamento.

I.3 Organização da dissertação

Segue-se a esta introdução o capítulo II, que resume os principais parâmetros geotécnicos do Campo Experimental I, especialmente na área dos aterros experimentais, bem como apresenta alguns aspectos das pesquisas realizadas no Sarapuí II, por Francisco (2004) e Alves (2004). O capítulo III aborda alguns conceitos relacionados à tensão de sobreadensamento. Os ensaios realizados na presente pesquisa são apresentados no capítulo IV, incluindo-se aí as calibrações realizadas e os detalhes de execução. A análise dos resultados é apresentada no capítulo V. As conclusões e sugestões para futuras pesquisas constam do capítulo VI. Finalmente, são apresentadas as referências bibliográficas.

CAPÍTULO II

CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DA ARGILA DO SARAPUÍ

II.1 SarapuÍ I

Na região junto ao primeiro aterro experimental, a camada argilosa tem cerca de 11 m de espessura, conforme pode ser observado no perfil geotécnico da figura 2.1, obtido a partir de sondagens a percussão. Na região do segundo aterro experimental, varia de 8,5 a 10 m. A camada argilosa apresenta uma crosta ressecada pré-adensada de cerca de 3 m de espessura e, abaixo da crosta, o material é levemente pré-adensado (Ortigão, 1980, Terra, 1988, Almeida et al., 2005, Cavalcante et al., 2006).

A camada argilosa é muito mole, orgânica, de cor cinza, devido à matéria orgânica e ambiente de redução. Apresenta concentrações de sais solúveis na faixa de 4,7 a 8,5 gf/l, principalmente sob a forma de cloretos e sulfatos, com teores de matéria orgânica variando de 4,1 a 6,4 %. Em função da concentração salina, as partículas argilosas podem estar floculadas ou defloculadas localmente. Mineralogicamente esta camada é constituída por argilo-minerais caulínicos, que são os constituintes dominantes, ocorrendo pouca illita (Antunes, 1978).

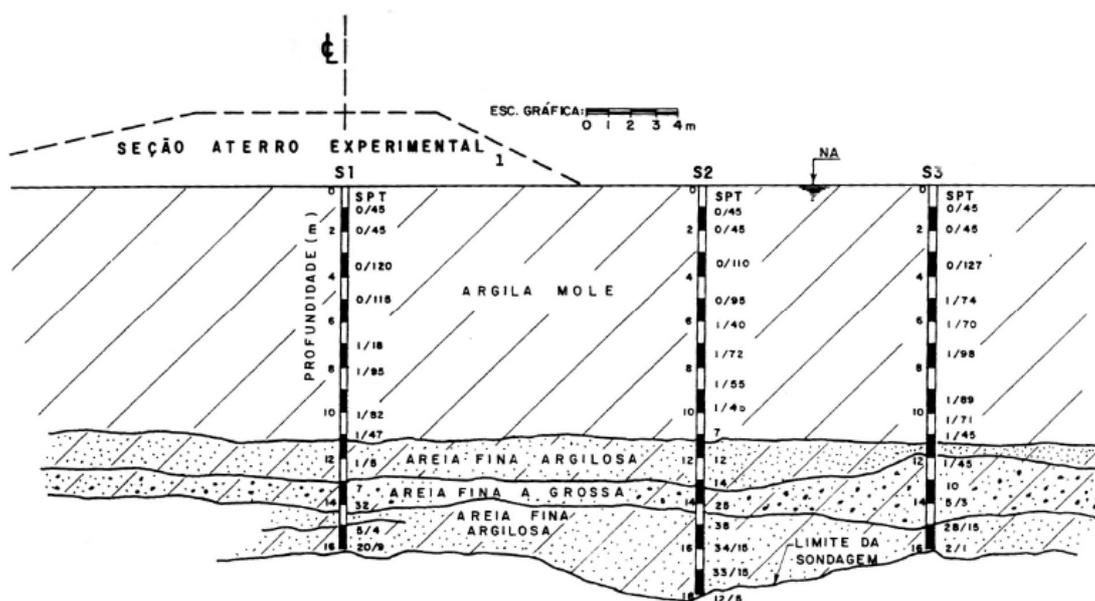


Figura 2.1 - Perfil geotécnico da área do aterro experimental I (Ortigão, 1980).

Nos laboratórios do IPR/DNER, da COPPE/UFRJ, da PUC-Rio e da EMBRAPA foram realizados diversos tipos de ensaios de laboratório. É quase impossível listarem-se todos os ensaios realizados, cabendo lembrar que foram levados a efeito ensaios químicos e mineralógicos, de caracterização, de resistência e compressibilidade em diversas campanhas. Uma detalhada compilação da caracterização geotécnica do depósito do Sarapuí I foi feita recentemente por Almeida et al. (2005), e algumas das propriedades do depósito são apresentadas nas figuras 2.2 e 2.3. A argila do Sarapuí é composta, em média, de 69 % de argila, 18 % de silte e 13 % de areia (Almeida et al, 2005).

Martins et al. (2006) mencionam a importância do teor crescente de sais solúveis com a profundidade, sugerindo ser este fato o principal responsável pelo decréscimo do limite de liquidez com a profundidade, como indicado na figura 2.2. Aqueles autores questionam ainda a faixa de valores do peso específico dos grãos sólidos (24,9 – 26,8 kN/m³), considerando-a muito ampla. Além disso, estabelecem um raciocínio segundo o qual a razão de sobreadensamento, OCR, é constante em profundidades abaixo da crosta. Esta questão é aprofundada no capítulo III.

Parâmetros de compressibilidade e de resistência foram obtidos em várias campanhas. Ensaio de adensamento edométrico do tipo convencional (figura 2.4), de fluxo restringido e CRS foram realizados (e.g., Coutinho, 1976, Carvalho, 1989, Barbosa, 1990), assim como ensaios de adensamento radial (Coutinho, 1976, Lacerda et al., 1977, 1995). O valor médio da razão de compressão, CR, definida por $CR = C_c/(1+e_0)$, é igual a 0,41, sendo C_c o índice de compressão e e_0 o índice de vazios inicial da amostra. Ensaio de adensamento de longa duração foram também realizados (Vieira, 1988, Feijó 1991, Feijó e Martins, 1993).

Ensaio triaxiais de compressão e extensão, adensados em condição hidrostática e sob relação de tensões efetivas radial/vertical constante foram realizados, e determinados parâmetros de resistência em termos de tensões totais e efetivas (e.g., Ortigão 1975, 1980, Costa Filho et al., 1977, Bressani, 1983, Gerscovich, 1983). Na figura 2.5 são apresentados valores de resistência não drenada, s_u , em função da profundidade, obtidos de diferentes modos, incluindo-se resultados de ensaios de palheta (Collet, 1978, Ortigão e Collet, 1986).

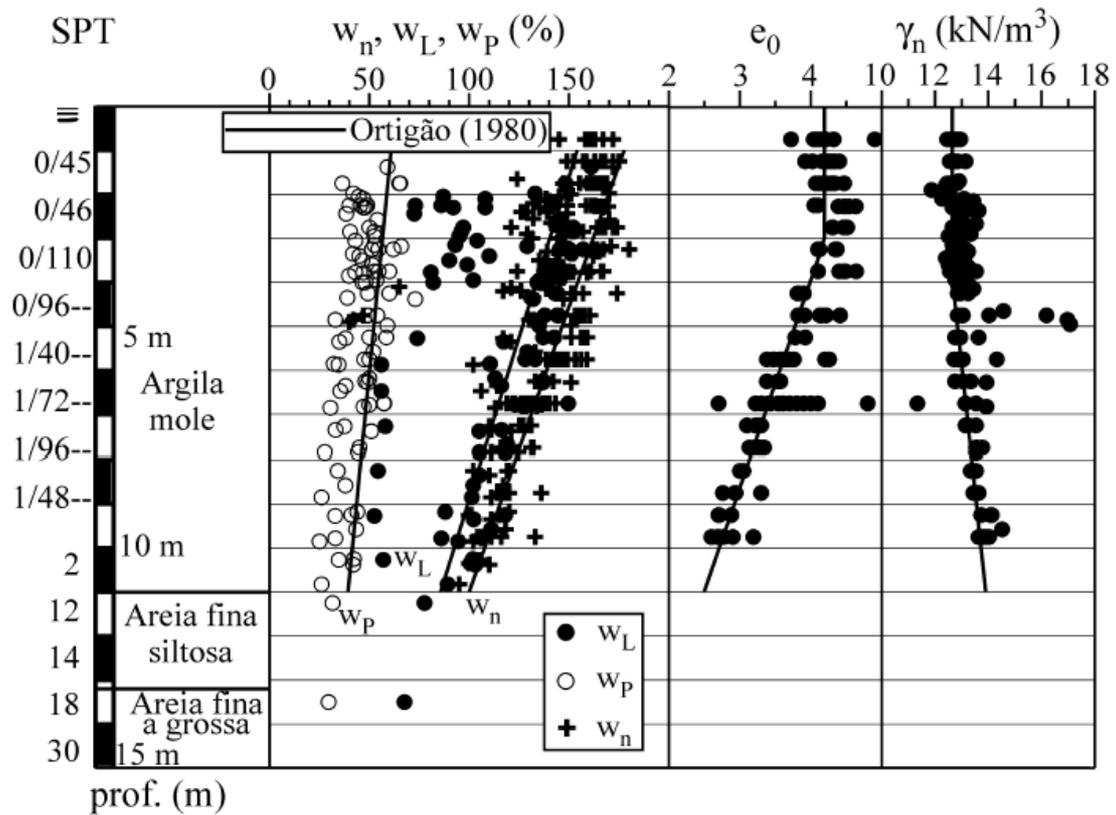


Figura 2.2 - Características geotécnicas do depósito de Sarapuí (linhas cheias representam valores médios da área dos aterros). Dados de Ortigão (1975, 1980), Coutinho (1976), Duarte (1977), Collet (1978), Vieira (1988), Barbosa (1990) e Lima (1993) coletados por Almeida et al. (2005).

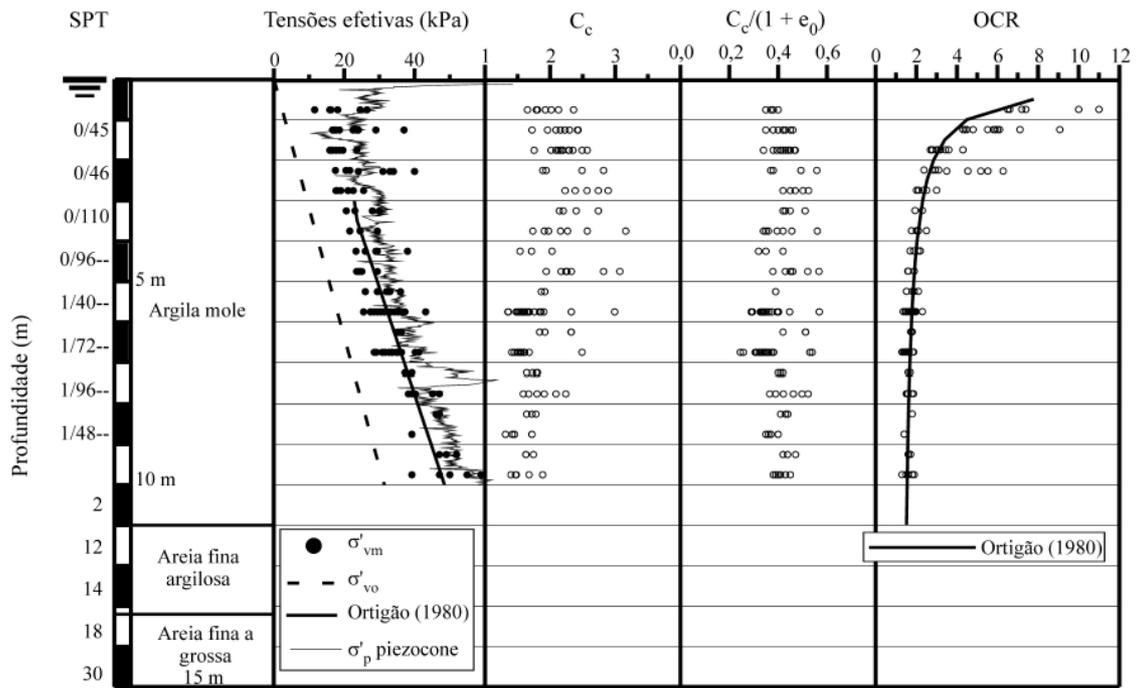


Figura 2.3 - Perfis de tensões e parâmetros de compressibilidade (linhas cheias representam valores médios da área dos aterros). Dados de Ortigão (1975, 1980), Coutinho (1976), Duarte (1977), Vieira (1988), Carvalho (1989), Barbosa (1990), Lima (1993) e Bezerra (1996) coletados por Almeida et al. (2005).

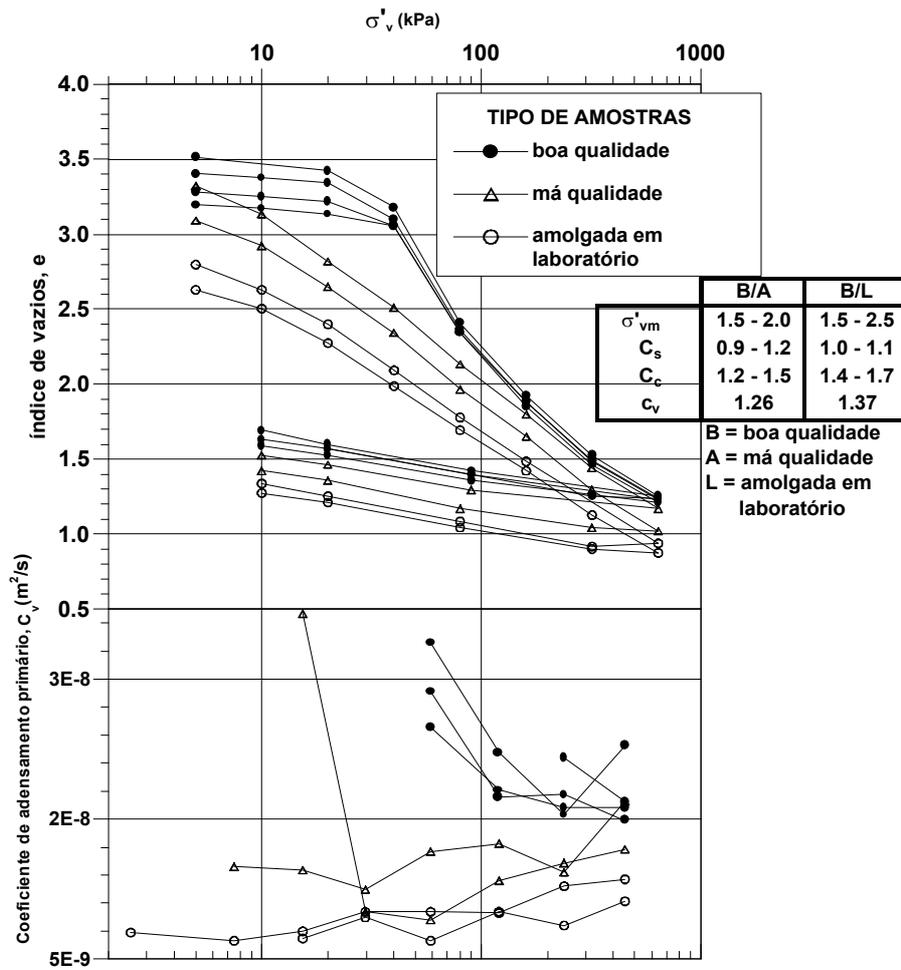


Figura 2.4 - Ensaio de adensamento em amostras de diferente qualidade (Coutinho, 1976, adaptado por Almeida et al., 2005).

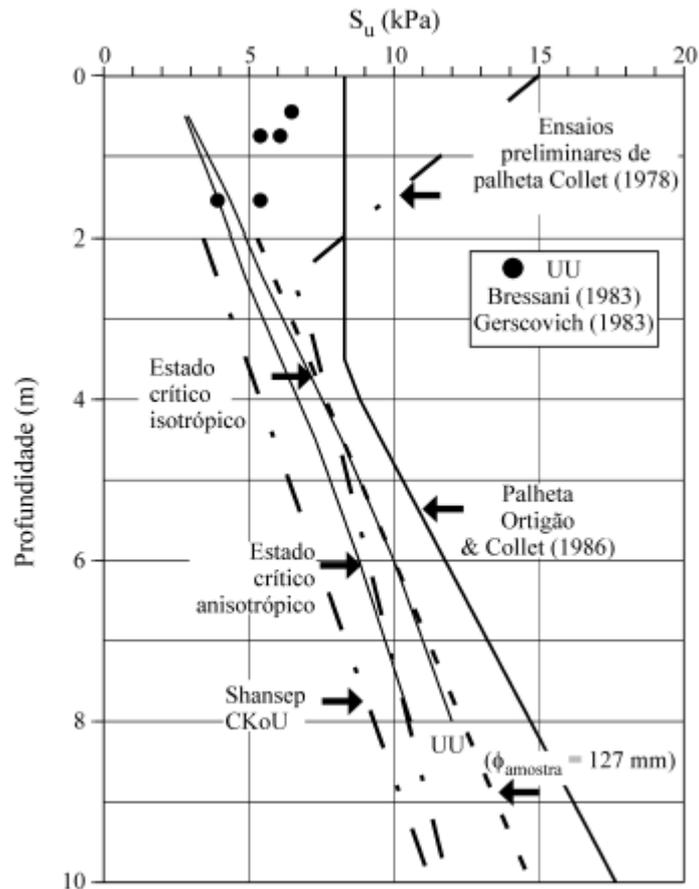


Figura 2.5 – Resistência não drenada em função da profundidade através de vários ensaios (Almeida et al., 2005).

Da mesma forma que no caso de ensaios de laboratório, é quase impossível listarem-se todos os ensaios de campo realizados. Além de sondagens a percussão (apresentadas anteriormente), foram realizados ensaios de palheta (Collet, 1978, Ortigão e Collet, 1986), fratura hidráulica (Werneck et al., 1977), cone (Borges Neto, 1981, Guimarães, 1983), piezocone (Alencar Jr., 1984, Lehtola, 1984, Rocha Filho e Alencar, 1985, Soares et al., 1986, 1987, Sales, 1988, Danziger, 1990, Árabe, 1993, Bezerra, 1996, Meireles, 2002), piezocone sísmico (Francisco, 1997) e dilatômetro (Soares et al., 1986a, Vieira, 1994, Vieira et al., 1997). Os valores médios de s_u provenientes dos ensaios de palheta estão apresentados na figura 2.5, e são comparados no capítulo 5 com os relativos às campanhas de Sarapuí II.

Conforme se observa através das citações acima, numerosos ensaios de piezocone foram realizados. A maioria dos dados encontrava-se em meio digital distinto

do utilizado atualmente. Assim, para a análise efetuada na presente dissertação foi necessária a recuperação daqueles dados, que se encontram hoje disponíveis. A tabela 2.1 mostra um resumo das principais características de todos os ensaios realizados com equipamentos desenvolvidos ou utilizados em campanhas da COPPE/UFRJ. Um ensaio típico está apresentado na figura 2.6.

Tabela 2.1 - Resumo dos dados relativos aos ensaios de piezocone anteriormente realizados, em campanhas da COPPE/UFRJ em Sarapuí I.

Autor	Campanha	Data	Designação do ensaio	Número de ensaios de dissipação	Designação do ensaio	Profundidade do ensaio de dissipação (m)	Profundidade alcançada (m)	Número de leituras por grandeza	Menor valor lido (mV)	Distância média entre leituras sucessivas (cm)	Velocidade (cm/s)
Danziger (1990)	1ª	17/10/85	F-202-1	0	-	-	9,40	562	1	1,7	2
		18/10/85	F-202-2	0	-	-	10,10	603	0,1	1,7	2
		19/10/85	F-201-1	0	-	-	10,30	615	0,1	1,7	2
		19/10/85	F-201-2	0	-	-	12,30	734	0,1	1,7	2
		29/10/85	F-201-3	0	-	-	12,40	259	0,01	4,8	2
		30/10/85	F-201-4	2	-	-	11,90	406	0,01	4,8	2
		01/11/85	F-201-5	2	-	-	12,30	415	0,01	4,8	2
		13/11/85	CI-1	0	-	-	11,30	406	0,001	2,8	2
	14/11/85	CI-2	0	-	-	11,60	416	0,001	2,8	2	
	2ª	04/10/86	OXF-1	0	-	-	10,00	179	0,001	5,3	2
		05/10/86	OXF-2	2	(OXF-2-1);(OXF-2-2)	(4,38); (8,38)	9,40	199	0,001	5,3	2
		07/10/86	OXF-3	2	(OXF-3-1); (OXF-3-2)	(4,22); (8,22)	9,20	197	0,001	5,5	2
		08/10/86	OXF-4	3	(OXF-4-1);(OXF-4-2);(OXF-4-3)	(2,38); (6,38);(8,38)	9,30	216	0,001	5,5	2
		18/12/86	CII-1	1	CII-1	6,22	9,20	172	0,001	5,8	2
		23/12/86	CII-2	1	CII-2	6,22	11,20	150	0,001	8,3	2
	3ª	25/04/89	CIII-1	2	(CIII-1-1); (CIII-1-2)	(6,13); (8,03)	10,90	286	0,001	6,1	2
		26/04/89	CIII-2	2	(CIII-2-1); (CIII-2-2)	(6,36);(8,33)	11,20	275	0,001	6,7	2
		03/05/89	CIII-3	0	-	-	13,30	229	0,001	5,8	2
Bezerra (1996)	1ª	19/09/94	CPT1-1	-	-	-	12,36	535	0,001	2,3	2
		20/09/94	CPT2-1	2	-	(2,42); (8,40)	11,81	532	0,001	2,2	2
		22/09/94	CPT3-1	2	-	(2,35); (8,33)	11,31	512	0,001	2,2	2
		27/09/94	CPT4-1	1	-	2,4	10,36	317	0,001	2,3-5,9	2
	2ª	08/04/95	CPT1-2	2	(D1-1-2); (D2-1-2)	(2,59); (8,54)	13,37	765	0,0001	1,7	2
		11/04/95	CPT2-2	2	(D1-2-2); (D2-2-2)	(2,46); (3,67)	11,45	592	0,0001	1,9	2
		12/04/95	CPT3-2	1	D1-3-2	3,67	11,93	599	0,0001	2,0	2
		13/04/95	CPT4-2	2	(D1-4-2); (D2-4-2)	(2,66);(8,66)	11,65	1142	0,0001	1,0	1
		17/04/95	CPT5-2	2	(D1-5-2); (D2-5-2)	(2,42); (8,45)	11,50	323	0,0001	3,6	4
		18/04/95	CPT6-2	2	(D1-6-2); (D2-6-2)	(2,39);(8,36)	11,34	887	0,0001	1,3	0,25
		19/04/95	CPT7-2	2	(D1-7-2); (D2-7-2)	(2,42);(8,41)	11,40	1128	0,0001	1,0	0,5
20/04/95	CPT8-2	1	D1-8-2	2,41	11,36	404	0,0001	2,8	2		

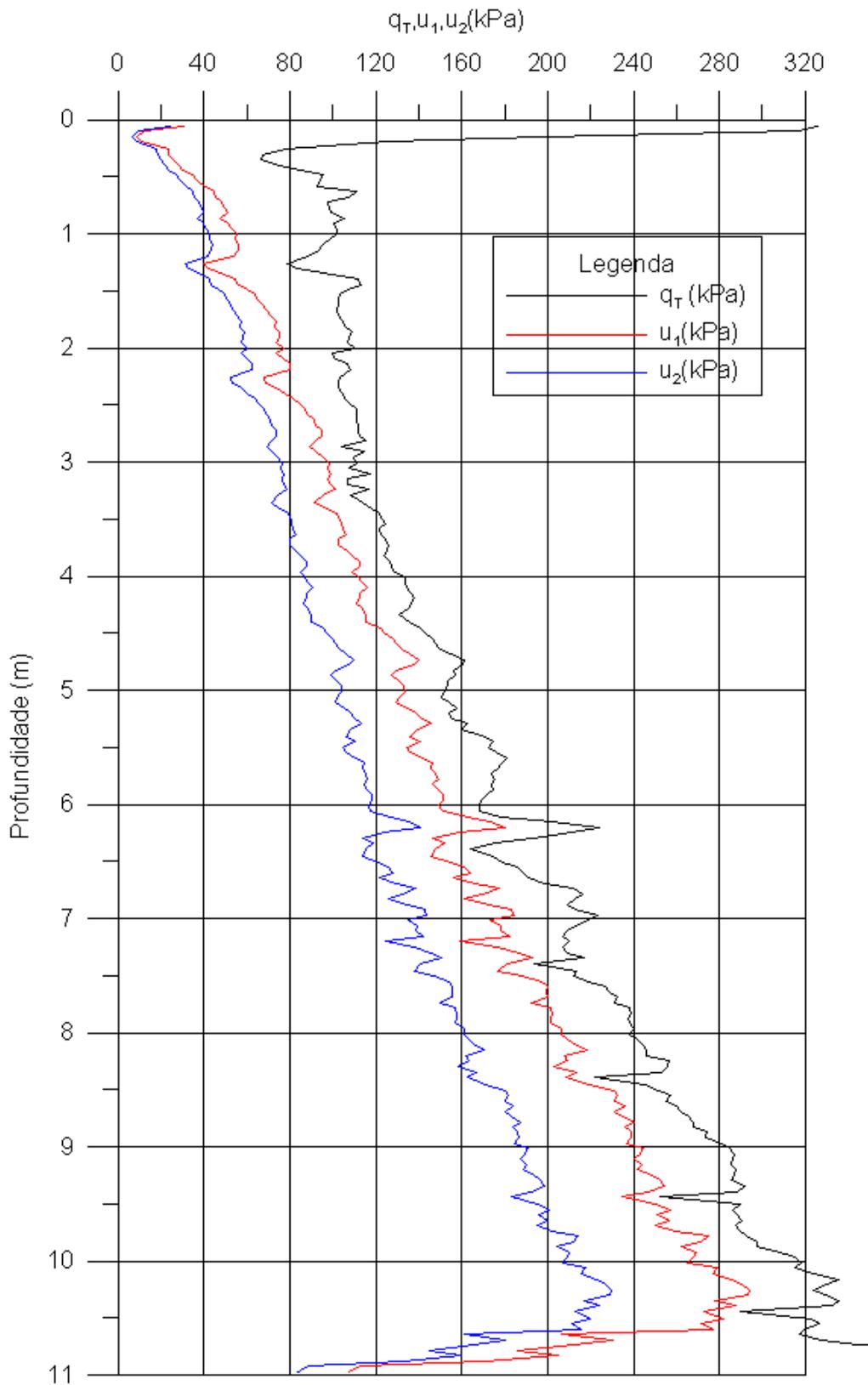


Figura 2.6 – Ensaio típico de piezocone em Sarapuí I. Valores de resistência de ponta corrigida, q_T , poro-pressão na face, u_1 , e na base do cone, u_2 . Adaptado de Danziger (1990).

Resultados típicos dos valores de p_0 e p_1 , respectivamente as pressões correspondentes a deslocamento nulo e de 1 mm da membrana em ensaios de dilatômetro, são apresentados na figura 2.7. Os valores de p_2 (pressão relativa a deslocamento nulo no descarregamento) são também apresentados.

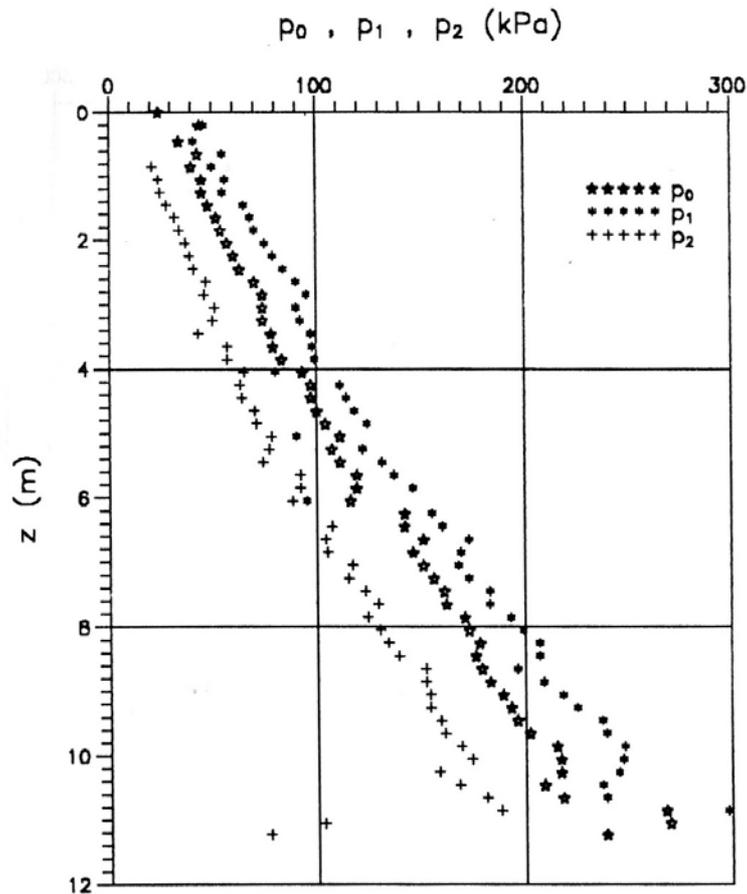


Figura 2.7 - Ensaio típico de dilatômetro. Valores de p_0 , p_1 e p_2 versus profundidade (Vieira, 1994).

Uma das pesquisas efetuadas em Sarapuá I refere-se a fundações. A pesquisa de Dias (1988), também relatada parcialmente em Soares e Dias (1989), compreende a cravação estática de uma estaca metálica de diâmetro de 219 mm e comprimento de cerca de 7 m. A estaca foi instrumentada, tendo-se medido poro-pressões, tensões horizontais na parede da estaca e carga axial tanto durante a fase de cravação como posteriormente. Os resultados obtidos foram comparados com previsões teóricas e ensaios de piezocone.

II.2 Sarapuí II

Conforme mencionado no item I.1, aspectos associados sobretudo à segurança fizeram com que a utilização de Sarapuí I se tornasse problemática. Assim, e com o apoio da Marinha, foi possível a utilização de área da Estação Rádio da Marinha no Rio de Janeiro, dando origem ao Sarapuí II. O novo campo situa-se também na margem esquerda do rio Sarapuí, a cerca de 1,5 km de Sarapuí I (figura 2.8). Detalhes da localização das áreas das pesquisas (anteriores e presente) são apresentados no capítulo IV.

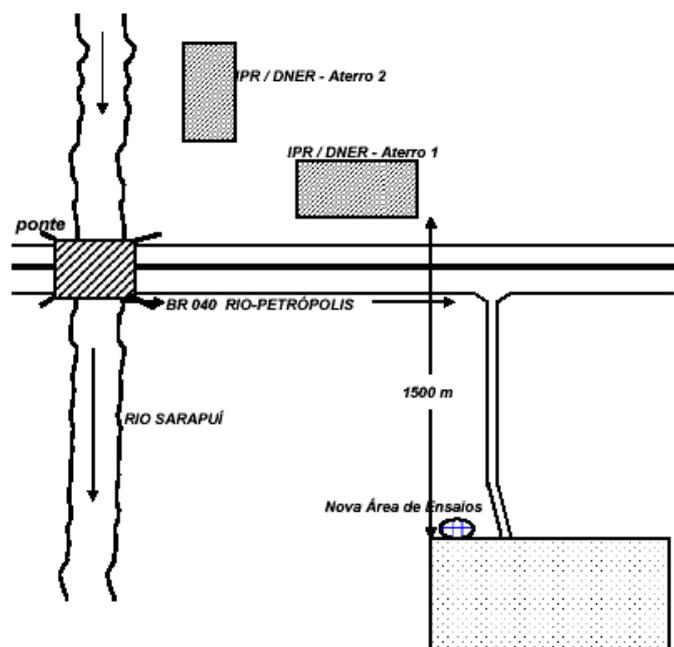


Figura 2.8 – Localização de Sarapuí II em relação a Sarapuí I (Francisco, 2004).

Duas pesquisas apenas haviam sido realizadas em Sarapuí II, ambas relacionadas a fundações (Francisco, 2004, Alves, 2004). Assim, a quantidade de investigações geotécnicas disponível é reduzida. Foi realizada uma sondagem a percussão, uma vertical de ensaio de piezocone e uma de ensaio de palheta. Os resultados do ensaio de piezocone são apresentados na figura 2.9, em uma escala em que fica fácil a visualização da transição entre a camada muito mole e a subjacente. Observa-se a espessura do depósito no local da pesquisa, de cerca de 6 m.

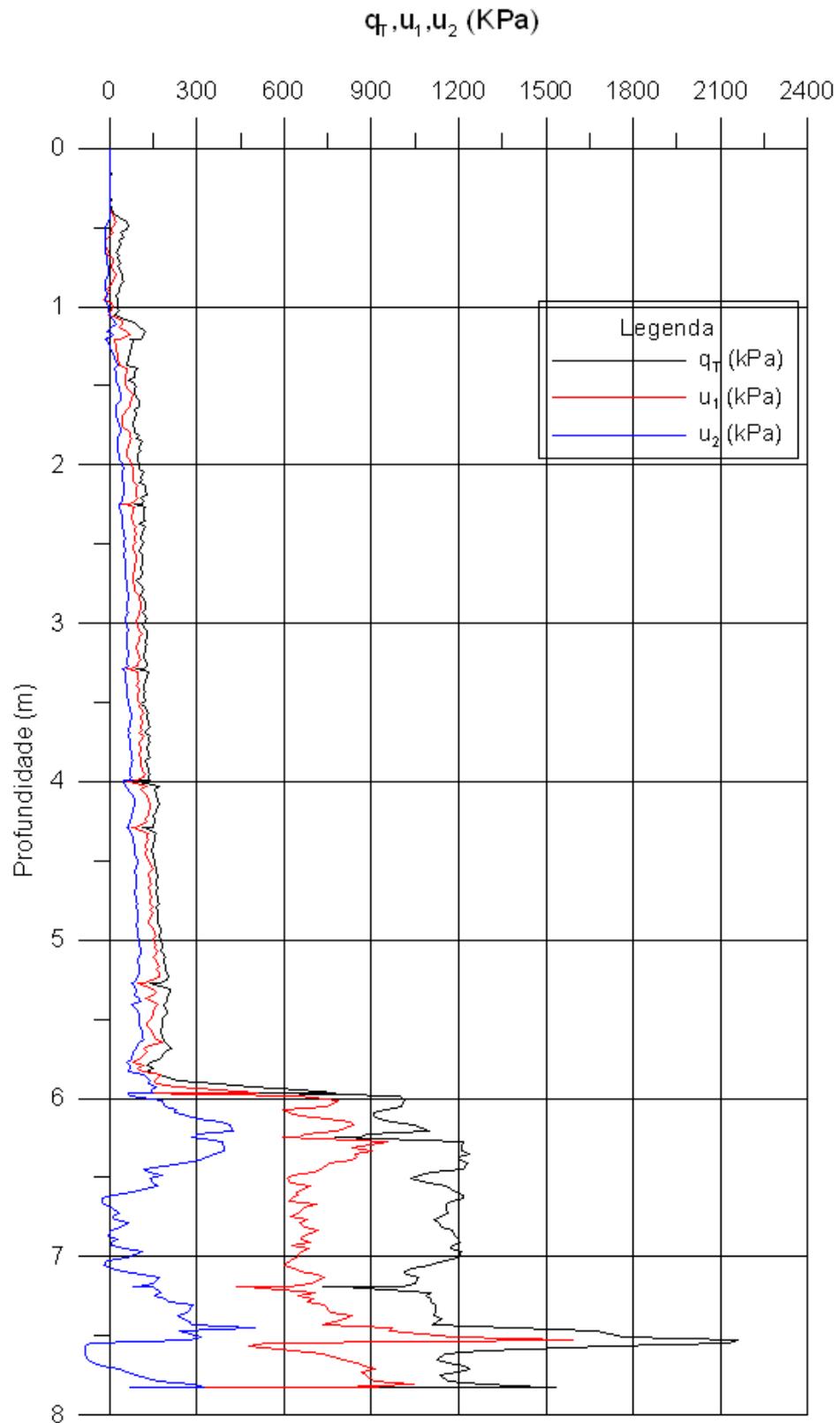


Figura 2.9 – Resultados de ensaio de piezocone em Sarapuí II. Valores de resistência de ponta corrigida, q_T , poro-pressão na face, u_1 , e na base do cone, u_2 (adaptado de Francisco, 2004).

Os valores de resistência não drenada, s_u , provenientes dos ensaios de palheta são apresentados na figura 2.10. Cabe salientar que Francisco (2004) e Alves (2004) empregaram pela primeira vez em Sarapuí o equipamento de palheta elétrica (célula de torque junto à palheta), de vez que em Sarapuí I apenas equipamentos mecânicos haviam sido utilizados. Assim, é de se esperar uma maior confiabilidade dos resultados de Sarapuí II.

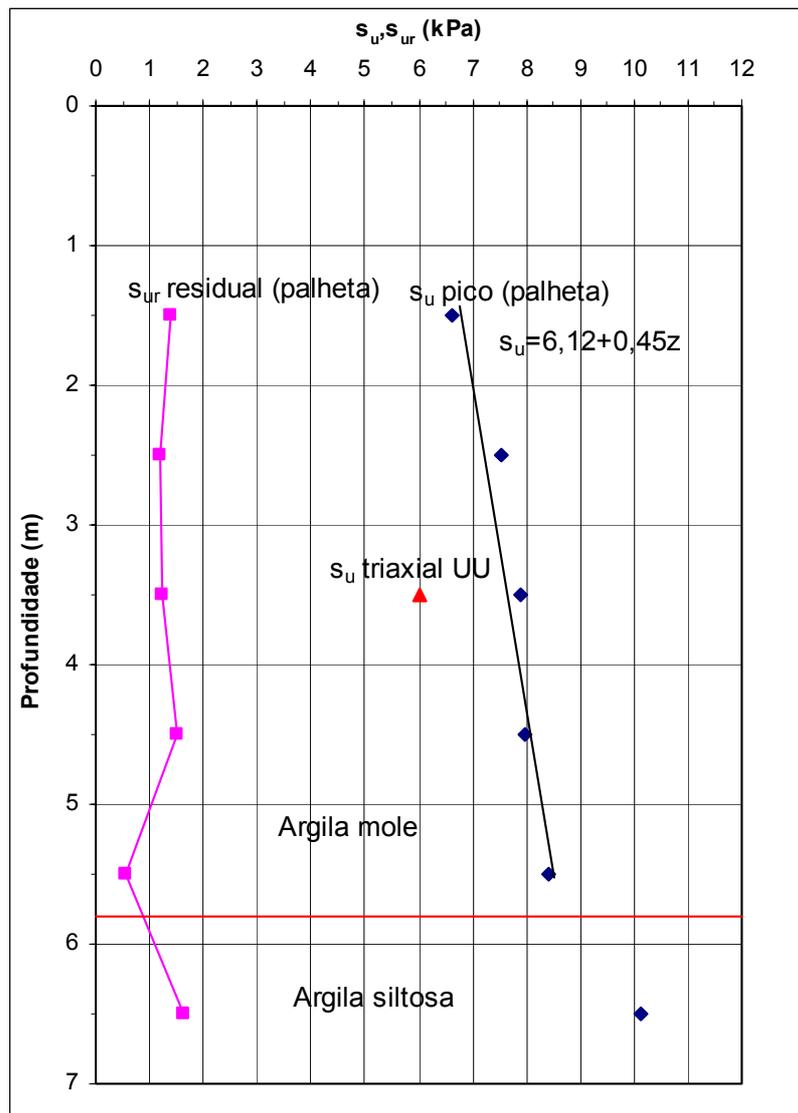


Figura 2.10 – Perfil de resistência não drenada, s_u , de ensaios de palheta e triaxial UU (adaptado de Francisco, 2004).

Quanto a ensaios de laboratório, foram efetuados apenas ensaios de caracterização e triaxial UU de amostra de pistão estacionário retirada entre as profundidades de 3 e 4 m. Os valores de limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade obtidos foram, respectivamente, de 158,2 %, 52,8 % e 105,4 %, na média da tendência dos valores de Sarapuí I. O teor de umidade natural, w_n , obtido por média de dois ensaios, indicou valor de 183,5 %, que se encontra no limite superior da faixa de Sarapuí I. O peso específico saturado do solo, γ_{sat} , nesta mesma profundidade, foi de 12,1 kN/m³, no limite inferior da faixa de Sarapuí I. Ensaios de granulometria forneceram a seguinte composição: 77 % de argila, 20 % de silte e 3 % de areia, o que configura uma amostra mais fina do que a média de Sarapuí I. A resistência não drenada obtida no ensaio triaxial UU foi de 6 kPa.

No que diz respeito às fundações, ambas as pesquisas, de Alves (2004) e Francisco (2004), referem-se a uma estaca metálica vazada de diâmetro externo 114 mm, instrumentada, cravada dinamicamente a uma profundidade de 4,5 m. Na primeira pesquisa, Alves (2004) realizou ensaios de carregamento dinâmico ao longo de 15 dias, objetivando verificar a influência do tempo na resposta dinâmica da estaca. Uma prova de carga estática rápida foi também realizada. Além da parte experimental, Alves (2004) desenvolveu um modelo que procura representar a influência da viscosidade na fase anterior ao deslizamento entre a estaca e o solo. Entre as várias conclusões de Alves (2004), ressalta-se a superioridade dos modelos de Randolph e Simons (1986) e do modelo desenvolvido em relação ao de Smith (1960).

Na segunda pesquisa, Francisco (2004) estudou os efeitos da viscosidade do solo através de ensaios de fluência e relaxação de tensões, utilizando os conceitos de viscoelasticidade linear e não linear e uma abordagem semi-empírica. Uma questão fundamental, associada à duração da prova de carga, foi o efeito da temperatura. Para minimizar este efeito, várias proteções foram utilizadas. Foram também realizadas provas de carga rápida e de equilíbrio. Francisco (2004) sugeriu um modelo que permite partir da função de relaxação de tensões e chegar à função de fluência, modelo este que consistiu na principal contribuição desta segunda pesquisa.

CAPÍTULO III

SOBRE A RAZÃO DE SOBREADENSAMENTO

III.1 Generalidades

Na abordagem de problemas de engenharia, a tensão de sobreadensamento (denotada por σ'_{vm}) tem grande importância, uma vez que demarca o limite a partir do qual o solo passa a se submeter a carregamentos que provocam deformações de maior magnitude. Por definição, a tensão de sobreadensamento ou pré-adensamento é a maior tensão vertical efetiva a que um solo já se submeteu em toda a sua história.

Define-se razão de sobreadensamento (ou razão de pré-adensamento) de um solo, denotando-se-a por OCR (do inglês overconsolidation ratio), a relação entre a tensão de sobreadensamento e a tensão vertical efetiva a que o solo estiver submetido no presente, σ'_{vo} . Assim

$$OCR = \sigma'_{vm} / \sigma'_{vo} \quad (3.1)$$

Embora a tensão de sobreadensamento tenha sido originalmente definida apenas para estados de tensão geostáticos ou carregamentos edométricos, ela foi estendida a outros tipos de carregamento como, por exemplo, os carregamentos onde há adensamento sob condições hidrostáticas.

Segundo Ladd (1973), existem alguns mecanismos que provocam o efeito de sobreadensamento, dentre eles podendo-se citar:

i) Variação da tensão total devida a:

- remoção de sobrecarga
- demolição de estruturas antigas
- glaciação

ii) Variação da poro-pressão devida a:

- variação na cota do lençol d'água
- pressões artesianas

- bombeamento profundo
- ressecamento e evaporação
- ressecamento devido à vegetação.

iii) Variação da estrutura do solo devida a:

- compressão secundária
- mudanças ambientais, tais como temperatura, concentração de sais, PH, etc.
- precipitação de agentes cimentantes, troca catiônica, etc.

Uma vez que a tensão de sobreadensamento é obtida a partir de ensaios de laboratório, a qualidade da amostra tem naturalmente papel muito importante no resultado. Segundo Martins (1983), foi Casagrande (1936) quem primeiramente teve atenção despertada para o problema da influência da qualidade da amostra sobre os resultados dos ensaios edométricos. Todavia, foi Rutledge (1944) quem primeiro descreveu os efeitos do amolgamento sobre a curva e (índice de vazios) versus $\log \sigma'_v$ (tensão vertical efetiva), comparando as amostras de boa qualidade com as de má qualidade, tendo concluído que os efeitos mais marcantes do amolgamento das amostras sobre a curva e x $\log \sigma'_v$ são:

- a) Qualquer que seja a tensão vertical efetiva, o índice de vazios é menor para a amostra de qualidade inferior.
- b) O trecho de maior curvatura da curva e x $\log \sigma'_v$ torna-se menos nítido, dificultando a determinação de σ'_{vm} .
- c) Redução do valor estimado para σ'_{vm} pela construção de Casagrande.
- d) Aumento da compressibilidade no trecho de recompressão.
- e) Decréscimo da compressibilidade no trecho de compressão virgem.

No Brasil, uma das primeiras pesquisas sobre a qualidade das amostras em ensaios de adensamento é devida a Coutinho (1976), analisando a argila do Sarapuí.

Com o advento da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos e a introdução dos conceitos de plasticidade no tratamento das relações tensão-deformação dos solos, especialmente dos solos moles, a tensão de sobreadensamento passou a ser vista como uma tensão de escoamento (cedência) sob condições edométricas. Essa denominação

entretanto deve ser vista com reservas, já que σ'_{vm} depende da velocidade de deformação empregada nos ensaios de adensamento edométrico.

Um estudo detalhado sobre a importância da velocidade de deformação e efeito de temperatura em diversos parâmetros geotécnicos de argilas saturadas foi elaborado por Leroueil e Marques (1996). Esses autores mostraram que a compressibilidade dos solos pode ser descrita por relações tensão efetiva-deformação-velocidade de deformação-temperatura. Através da realização de ensaios de adensamento tipo CRS (velocidade de deformação controlada) com diferentes velocidades de deformação, foi verificado que a relação tensão efetiva-deformação-velocidade de deformação (para uma dada temperatura), sob condições edométricas, pode ser descrita por duas curvas, uma fornecendo a variação da tensão de sobreadensamento com a velocidade de deformação $\dot{\varepsilon}_1$ (equação 3.2) e a segunda apresentando a tensão vertical efetiva σ'_1 , normalizada em relação a σ'_{vm} , como função da deformação vertical ε_1 (equação 3.3)

$$\sigma'_{vm} = f(\dot{\varepsilon}_1) \quad (3.2)$$

$$\sigma'_1 / \sigma'_{vm}(\dot{\varepsilon}_1) = g(\varepsilon_1) \quad (3.3)$$

As figuras 3.1a e b ilustram as equações acima para a argila de Berthierville. A partir da figura 3.1a é mostrado que a equação (3.2) pode ser representada por uma relação linear em um diagrama $\log \sigma'_{vm} - \log \dot{\varepsilon}_1$, ou

$$\log \sigma'_{vm} = A + (1/m') \log \dot{\varepsilon}_1 \quad (3.4)$$

sendo A e m' constantes.

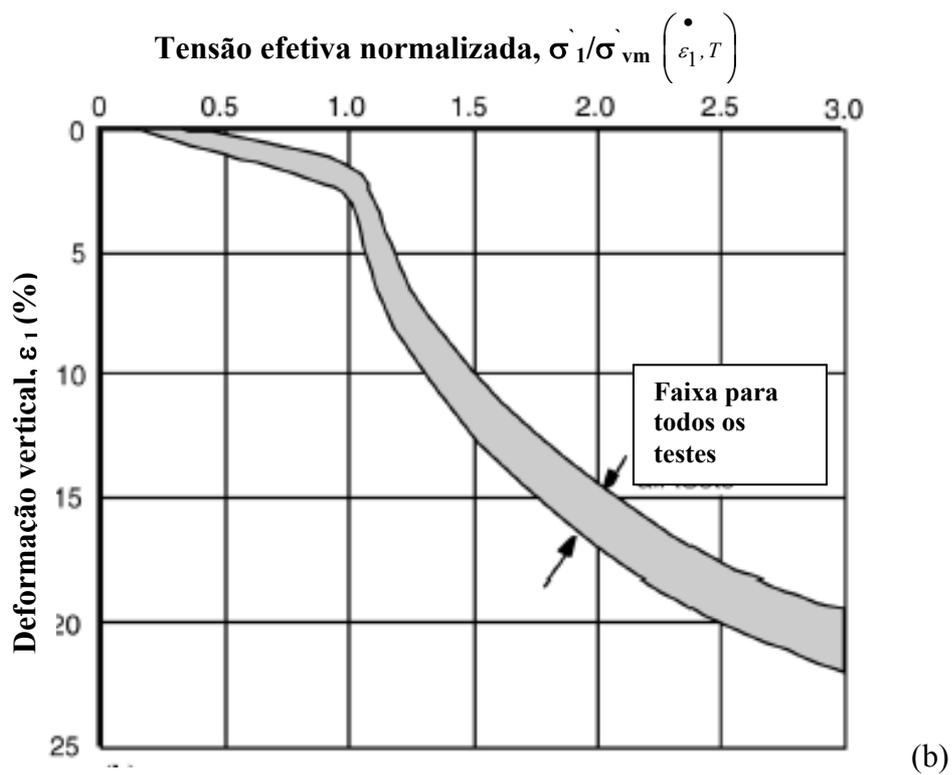
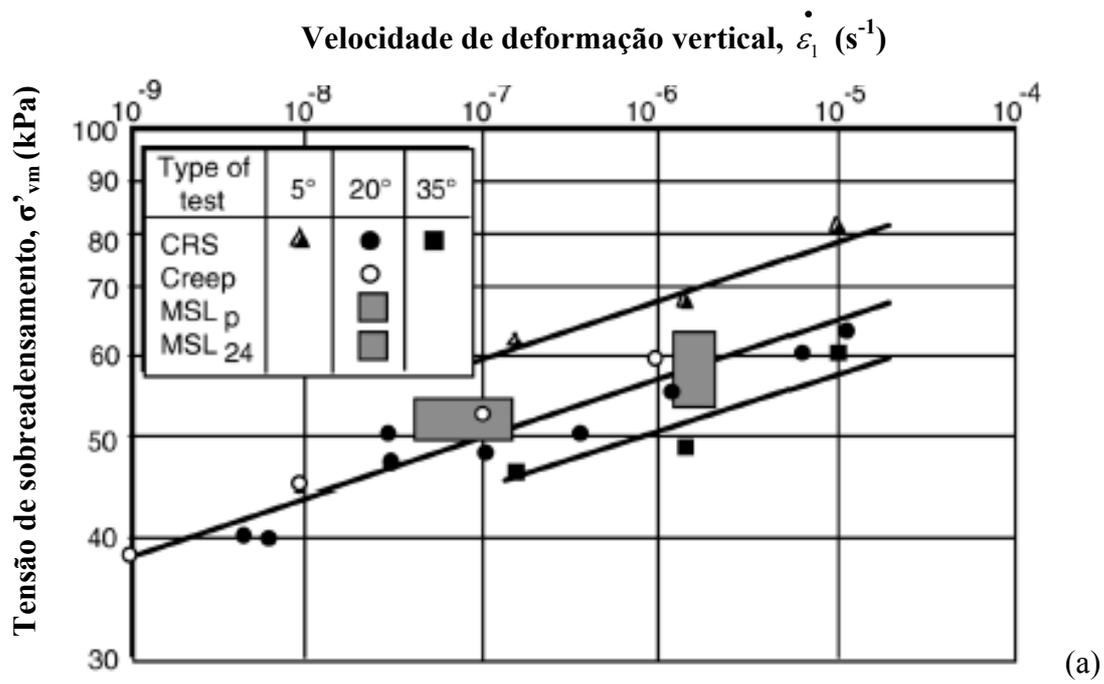


Figura 3.1 – Compressão uni-dimensional da argila de Berthierville: a) tensão de sobreadensamento como função da velocidade de deformação e temperatura; b) curva tensão efetiva normalizada-deformação (adaptado de Leroueil e Marques, 1996).

Leroueil e Marques (1996) fazem um comentário acerca do termo tensão de sobreadensamento: no seu significado geológico, o termo tensão de sobreadensamento é único e constante. Por outro lado, a tensão de escoamento (yield stress) separando pequenas e grandes deformações varia com a velocidade de deformação e deve ser considerada como um parâmetro reológico. Deveria ter uma denominação particular, mas os engenheiros referem-se usualmente a ela como tensão de sobreadensamento.

Segundo Martins (2009), todos os fenômenos associados à questão acima estão relacionados à viscosidade. Os conceitos básicos associados ao correto entendimento do problema foram introduzidos por Terzaghi (1941), Taylor (1942) e Martins (1992).

III.2 A relação de sobreadensamento de Sarapuí

Conforme mencionado no capítulo II, numerosos ensaios de laboratório foram realizados com a argila de Sarapuí, e a figura 2.3 ilustra o perfil de adensamento sugerido por Ortigão (1980) como representativo do material. Tem-se atribuído esse perfil à variação do nível d'água e ao efeito da compressão secundária.

Martins et al. (2006), em discussão relativa ao perfil de OCR de Sarapuí, chamam a atenção para o fato de que para a determinação do perfil de OCR com a profundidade é de suma importância uma boa determinação de σ'_{vo} , principalmente em regiões onde os valores de σ'_{vo} são baixos. Além disso, para se obter um valor mais acurado da relação OCR versus profundidade, Martins et al. (2006) recomendam que se deva levar em conta:

- 1) A variação das tensões efetivas σ'_{vo} com a profundidade e o tempo, já que há variações sazonais do nível d'água que fazem com que o depósito não esteja sempre submerso.
- 2) Variação real do peso específico (γ) com a profundidade no cálculo de σ'_{vo} .
- 3) O padrão de distribuição de σ'_{vm} com a profundidade, consoante os prováveis mecanismos que geraram o sobreadensamento durante a história geológica e geotécnica do depósito em questão.
- 4) Ensaio de adensamento unidimensional em que tenham sido adotados os mesmos procedimentos, principalmente no que concerne à razão incremental de

carregamento ($\Delta\sigma/\sigma$) e à duração dos estágios, já que ambos afetam o valor de σ'_{vm} .

- 5) A qualidade da amostra, já que esta também afeta o valor de σ'_{vm} .
- 6) O processo de determinação de σ'_{vm} .

Martins et al. (2006) fazem vários questionamentos de resultados utilizados para a obtenção do perfil de OCR da figura 2.3, entre outros mencionando que os ensaios de Ortigão (1980) foram realizados com a razão incremental $\Delta\sigma/\sigma < 1$ e com duração curta até que σ'_{vm} fosse ultrapassada, razões pelas quais não seria conveniente o uso dos valores de σ'_{vm} daquele trabalho.

Martins et al. (2006, 2009) fazem ainda vários comentários a respeito do que seria o perfil de OCR com a profundidade, concluindo que deveria ser constante com a profundidade abaixo da crosta, sendo o valor de OCR, correspondente a ensaios convencionais de 24 h de duração, na faixa de 1,6 a 1,7. As hipóteses de Martins (2009) para a relação entre a geologia e a constância de OCR com a profundidade seriam:

- 1) Embora tenha ocorrido significativo abaixamento do nível d'água, este não foi de modo a expor a superfície do terreno à atmosfera. Sendo assim, não teria havido variação das tensões efetivas e conseqüente adensamento.
- 2) A redução do nível d'água chegou a expor uma pequena espessura do terreno, gerando um sobreadensamento. Uma deposição subsequente, porém, "apagou" o ocorrido.
- 3) Houve significativo abaixamento do nível d'água já com o depósito formado, o qual expôs à atmosfera entretanto apenas uma parte superficial do depósito.

Almeida et al. (2008) sugerem, com base na figura 3.2, que os depósitos de argila mole das zonas costeiras do Rio de Janeiro têm histórias de tensão semelhantes. Com base em observação desta mesma figura, Martins et al. (2009) sugerem que abaixo da crosta o valor de OCR é da ordem de 1,7 e que o fenômeno deveria ser atribuído ao adensamento secundário.

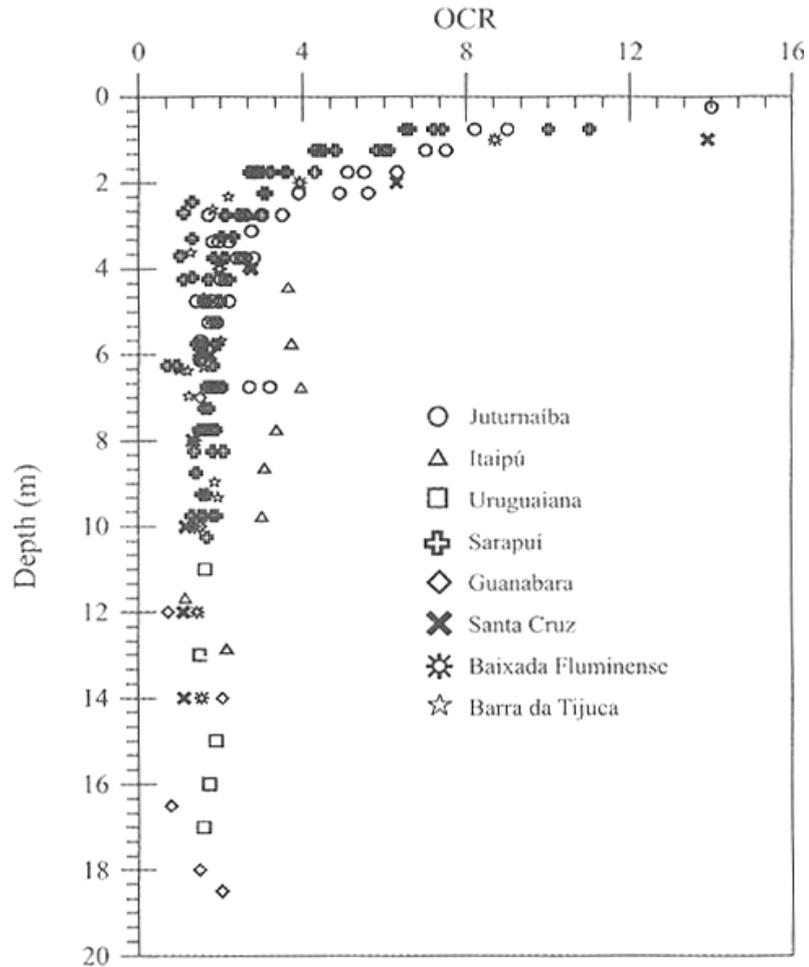


Figura 3.2 – Razão de sobreadensamento de várias argilas do Rio de Janeiro (Almeida et al., 2008).

Na presente pesquisa duas hipóteses serão utilizadas para comparação com os valores de OCR previstos pelos ensaios de piezocone: (i) a proposta de Ortigão (1980), representada na figura 2.3, e (ii) o valor de OCR = 1,6 a 1,7 constante (Martins, 2009) abaixo da crosta.

CAPÍTULO IV

OS ENSAIOS REALIZADOS

IV.1 Generalidades

A presente pesquisa teve a finalidade de caracterizar as propriedades geotécnicas de uma área do depósito de Sarapuí II, a qual seria utilizada para os primeiros testes em terra do piezocone-torpedo, equipamento desenvolvido conjuntamente pela PETROBRAS/CENPES, COPPE/UFRJ e Grom Eng. Neste sentido, considerando-se que aquele equipamento é lançado por queda livre, seria interessante que se pudesse dispor de uma espessura de argila muito mole algo maior do que os 6 m encontrados nas pesquisas desenvolvidas por Alves (2004) e Francisco (2004).

Assim, decidiu-se que seriam realizadas sondagens a percussão em 3 locais na região do Sarapuí II, próximos às estradas de acesso, de modo a simplesmente se avaliar a existência de maiores espessuras de solo.

A sondagem a percussão realizada no primeiro local dentre os possíveis revelou uma camada de cerca de 9 m de espessura. Este fato foi considerado como suficiente para se admitir este local como satisfatório, e se proceder a outras sondagens na área, de modo a se tentar mapear as possíveis variações de espessura no local escolhido. A figura 4.1 apresenta a posição deste primeiro local em relação à rodovia Washington Luiz (BR-040) e as figuras 4.2 e 4.3 as posições relativas entre as diversas pesquisas em Sarapuí I e II.



Figura 4.1 – Localização da área de realização dos ensaios na Estação Rádio da Marinha em relação à rodovia Washington Luiz (base – Google).



Figura 4.2 – Localização da área de realização dos ensaios da presente pesquisa, dos aterros experimentais I e II e dos trabalhos de Alves (2004) e Francisco (2004) em relação à rodovia Washington Luiz (base – Google).



Figura 4.3 – Localização das áreas de pesquisa em Sarapuí II, Estação Rádio da Marinha (base – Google).

Ao todo 6 sondagens a percussão foram realizadas, com as características indicadas na tabela 4.1 e locação em planta incluída nas figuras 4.4 e 4.5. Uma das sondagens a percussão (SP-3) foi realizada sob o aterro da pequena estrada de acesso, apenas para fim de comparação com as demais sondagens. A sondagem SP-2 foi conduzida até a profundidade de 27,43 m, de modo a se ter uma idéia das camadas subjacentes à camada mole, sendo interrompida por já terem sido penetrados cerca de 7 m em uma camada argilosa dura. Conforme se observa da tabela e das figuras, a sondagem SP-4, mais afastada da estrada principal, revela espessura menor de argila mole, 6,5 m, dando a indicação de redução da espessura da camada muito mole quando se caminha ao longo da estrada auxiliar, afastando-se da estrada principal.

Tabela 4.1 – Características das sondagens a percussão realizadas.

Designação	Data	Condição	Espessura da camada de argila muito mole (m)	Comprimento total da sondagem (m)
SP-1	17/06/08	Depósito natural	9,0	15,45
SP-2	18/06/08	Depósito natural	10,0	27,43
SP-3	24/06/08	Sob o aterro	7,8	10,45
SP-4	25/06/08	Depósito natural	6,5	7,45
SP-5	26/06/08	Depósito natural	7,6	8,45
SP-6	27/06/08	Depósito natural	7,6	8,45

Além das sondagens a percussão, foram realizados os ensaios de piezocone, de palheta e barra cilíndrica (T-bar) abaixo relacionados, os quais são descritos nos itens seguintes. Alguns dos ensaios foram realizados sob o aterro da pequena estrada de acesso existente, apenas para fim de comparação com os ensaios em material natural. A localização de todos os ensaios está incluída nas figuras 4.4 e 4.5.

- 7 verticais de ensaios de piezocone (CPTU)
- 4 verticais de ensaios de barra cilíndrica (T-Bar)
- 5 verticais de ensaios de palheta, com ensaios realizados a cada 0,5 m



Figura 4.4 – Locação dos ensaios realizados em relação à estrada de acesso da Estação Rádio da Marinha (base – Google).

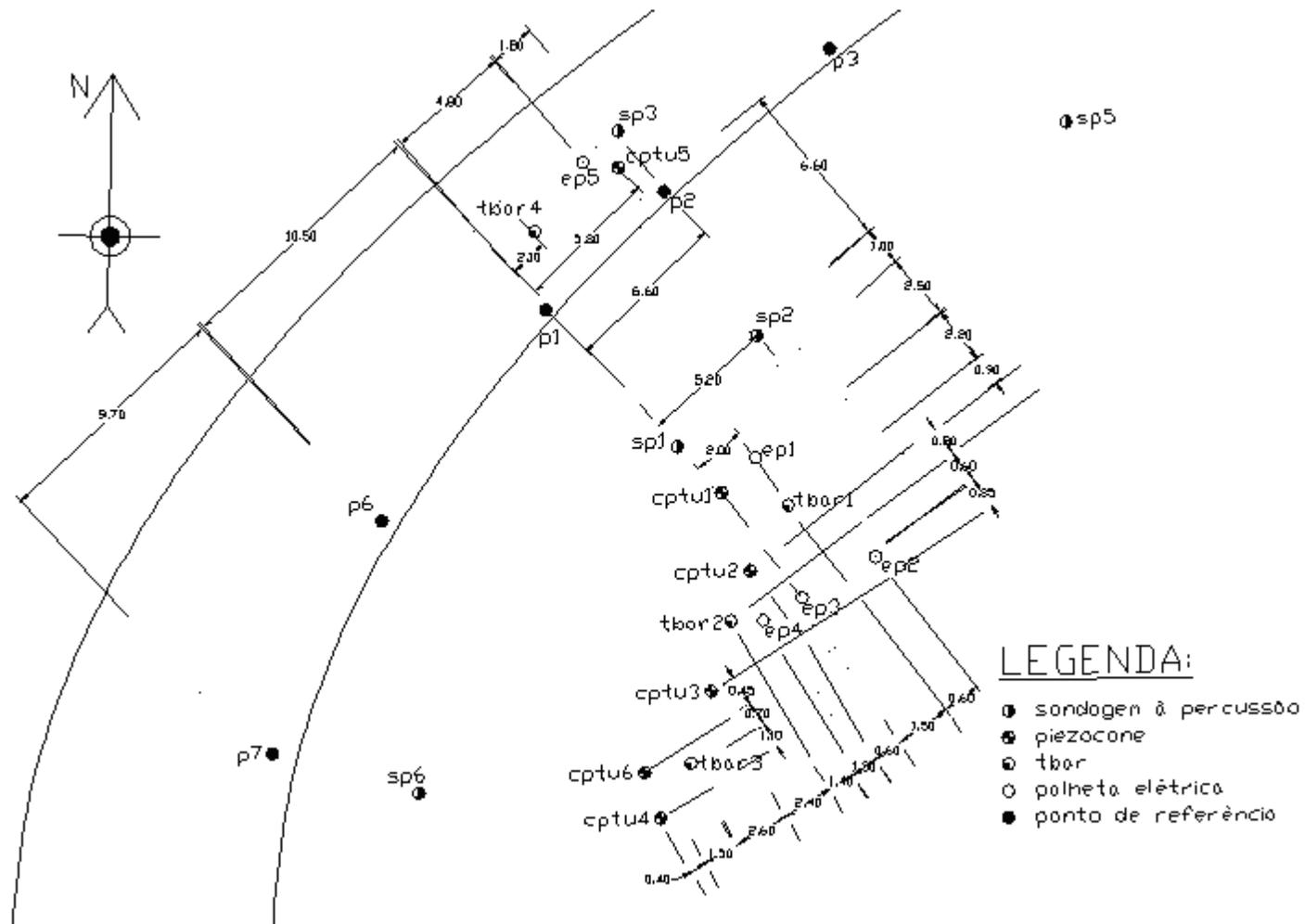
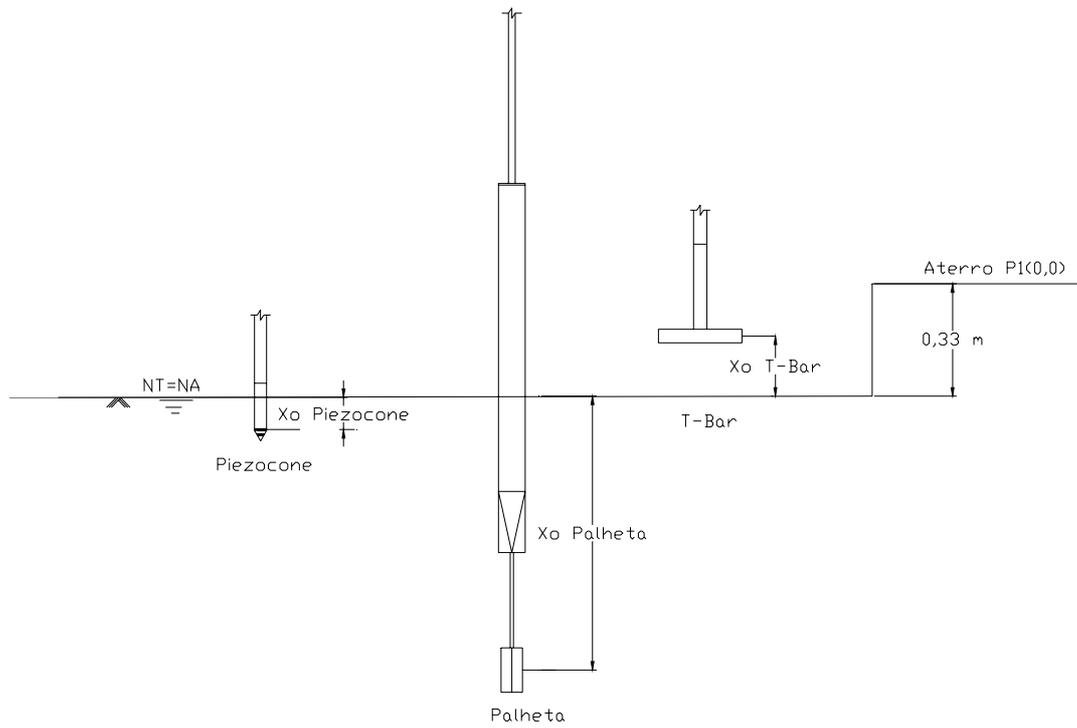


Figura 4.5 – Detalhe da locação dos ensaios.

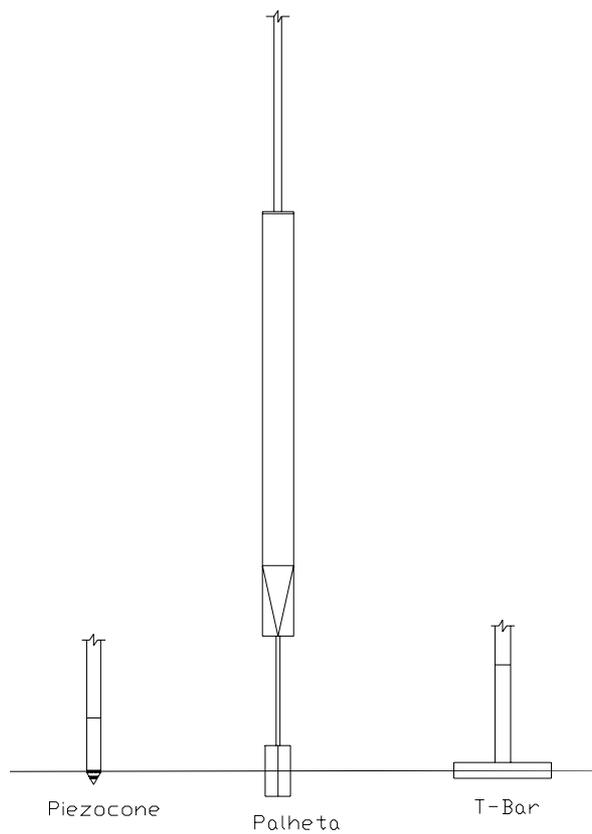
Especiais cuidados foram tomados, relativos às referências verticais dos diversos ensaios. Assim, foram materializados na estrada de acesso auxiliar piquetes de madeira, nivelados (designados nas figuras 4.4 e 4.5 como pontos de referência), de modo que se pudesse ter referências comuns a todos os ensaios (ver figura 4.6a). Naturalmente, isto foi facilitado pela existência da estrada de acesso. Uma segunda questão diz respeito à posição do nível do terreno. De fato, não é simples, em função da existência da vegetação local, definir-se o nível do terreno. Quando a vegetação é removida, parte do solo que fica entranhado nas raízes também o é, gerando uma pequena depressão no terreno. Assim, e uma vez que o ensaio de barra cilíndrica pode ser iniciado acima do nível do terreno, a resistência inicial obtida naquele ensaio pode ser considerada como tendo sido originada do nível do terreno, e todos os ensaios tiveram suas referências de profundidade relacionadas ao ensaio de barra cilíndrica.

No que diz respeito às referências de profundidade de cada ensaio específico, a figura 4.6b ilustra as hipóteses admitidas. Assim, uma dada profundidade corresponde à base do piezocone (ver ainda ISSMGE, 1999), ao centro da palheta e ao eixo da barra cilíndrica.

Cabe salientar que no Sarapuí I não existem referências comuns a todos os ensaios, e muito provavelmente parte da dispersão relacionada a ensaios de campo lá realizados é devida à falta de referências de profundidade comuns aos diversos ensaios (Danziger, 2009).



(a)



(b)

Figura 4.6 – Referências de profundidade entre os ensaios de campo realizados na presente pesquisa: (a) referências iniciais de ensaios; (b) mesma profundidade para todos os ensaios.

Finalmente, cabe salientar que em todos os ensaios o nível d'água encontrava-se no nível do terreno, conforme ilustrado na figura 4.7.



Figura 4.7 – Preparação de ensaio de palheta, observando-se o nível d'água admitido igual ao nível do terreno.

IV.2 Calibrações efetuadas

Houve uma preocupação especial no que diz respeito à calibração dos diversos equipamentos, consciente de que resultados de fato confiáveis só são obtidos quando se dispõe de calibrações muito bem efetuadas. Assim, cada transdutor de cada equipamento foi calibrado na faixa de carga ou pressão prevista a acontecer no campo.

Dessa forma, pode-se verificar se um dado transdutor é capaz de oferecer respostas adequadas na faixa de trabalho em que irá realmente atuar.

Por outro lado, não se limitou a se realizar uma análise simples de correlação linear, com a obtenção do coeficiente de correlação para se verificar a qualidade do

ajuste obtido, como usualmente se procede. Tomou-se como base a orientação de Schaap e Zuidberg (1982), relativa aos parâmetros a serem obtidos de uma calibração, através de especificações e padrões internacionais de transdutores. Com algumas adaptações, tais parâmetros são apresentados na figura 4.8.

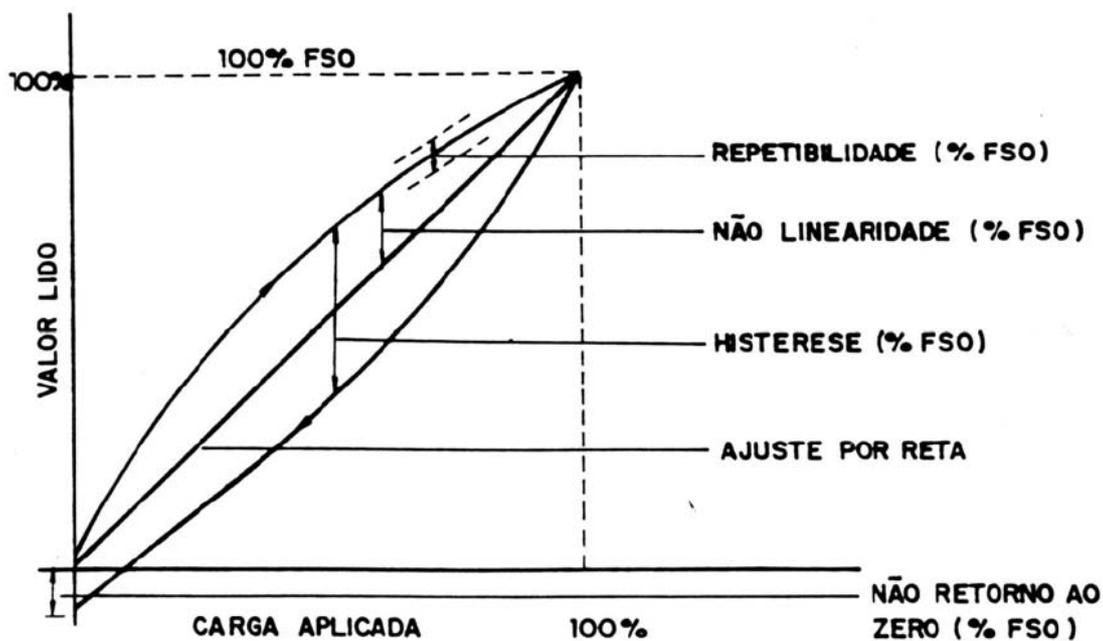


Figura 4.8 - Resultados obtidos de uma calibração (adaptado de Schaap e Zuidberg, 1982, por Danziger, 1990).

Os principais parâmetros são a histerese, a não linearidade e o não retorno ao zero, todos expressos em porcentagem de fundo de escala (% fso). Na presente dissertação, tais parâmetros foram obtidos através do programa Calibrs, desenvolvido por Danziger (1990). Além disso, e não incluídos na figura, foram avaliados o erro padrão da estimativa, o coeficiente de correlação e os parâmetros a e b da equação da reta de regressão.

A repetibilidade, embora conste da figura original de Schaap e Zuidberg (1982), é melhor obtida segundo esses autores através de ensaios de campo. A repetibilidade deve ser entendida como a variação da medida, para o mesmo nível de carga, de um mesmo equipamento (no caso o cone). A variação entre equipamentos distintos é denominada reprodutibilidade. Schaap e Zuidberg (1982) salientam que a quantificação da repetibilidade no caso de ensaios de campo é muito difícil, de vez que só seria

realmente válida tal quantificação no caso de depósitos muito homogêneos. Aqueles autores apresentam casos em que a repetibilidade é excelente, afirmando ainda que esta é a mais elogiada propriedade do cone elétrico. Schaap e Zuidberg (1982) apresentam casos em que o efeito conjunto dos erros do ensaio é menor que 2%, o que representa um excelente desempenho.

Schaap e Zuidberg (1982) sugerem ainda que a calibração seja feita em três níveis de carregamento, a saber: 10, 50 e 100% da capacidade de cada célula. Danziger (1990) sugere que a calibração seja feita em níveis de carga próximos daqueles a serem registrados no campo. Isto pode corresponder, no caso de cones com células de alta capacidade, em ensaios em argilas moles, a níveis de carregamento da ordem de 1% da capacidade da célula. Na COPPE/UFRJ procede-se à calibração, de modo rotineiro, antes e depois de cada campanha de ensaios. Este procedimento pode ser considerado exagerado, em vista de propostas de calibração em períodos determinados, mas garante-se assim uma ótima qualidade dos resultados.

IV.3 Sondagens a percussão

As sondagens a percussão foram realizadas pela empresa Tengrel - Técnica de Engenharia Ltda., tendo sido acompanhadas e supervisionadas pela autora da presente dissertação. A realização de uma das sondagens está ilustrada na figura 4.9.

Por outro lado, uma vez que se tem considerado valiosa a informação do teor de umidade de solos moles mesmo a partir de amostras obtidas em sondagens a percussão (e.g., Coutinho et al., 1998 e Sandroni, 2001), e considerando-se que o comprimento penetrado do amostrador em solo muito mole pouco acrescenta às informações sobre as propriedades do material (e.g., Danziger et al., 2008), deu-se prioridade à obtenção de amostras na camada muito mole, o que ocorreu nas sondagens SP-1 a SP-4. Nesta última sondagem, procurou-se inclusive restringir a penetração do amostrador a 45 cm. No caso das sondagens SP-5 e SP-6 a penetração se deu apenas pelo processo de trepanação.

O teor de umidade correspondente foi determinado de maneira convencional no Laboratório de Geotecnia Professor Jacques de Medina, da COPPE/UFRJ. Os valores

de teor de umidade obtidos, referentes às sondagens SP-2, SP-3 e SP-4, estão incluídos na figura 4.10. Infelizmente, problemas de etiquetagem das amostras da SP-1 impediram sua identificação. Embora de valor questionável – uma vez que as amostras correspondentes não se referem necessariamente à condição de volume constante –, estão incluídos na figura também os valores de teor de umidade de profundidades de camadas abaixo da camada superficial muito mole.



Figura 4.9 – Sondagem a percussão (SP-2) em andamento.

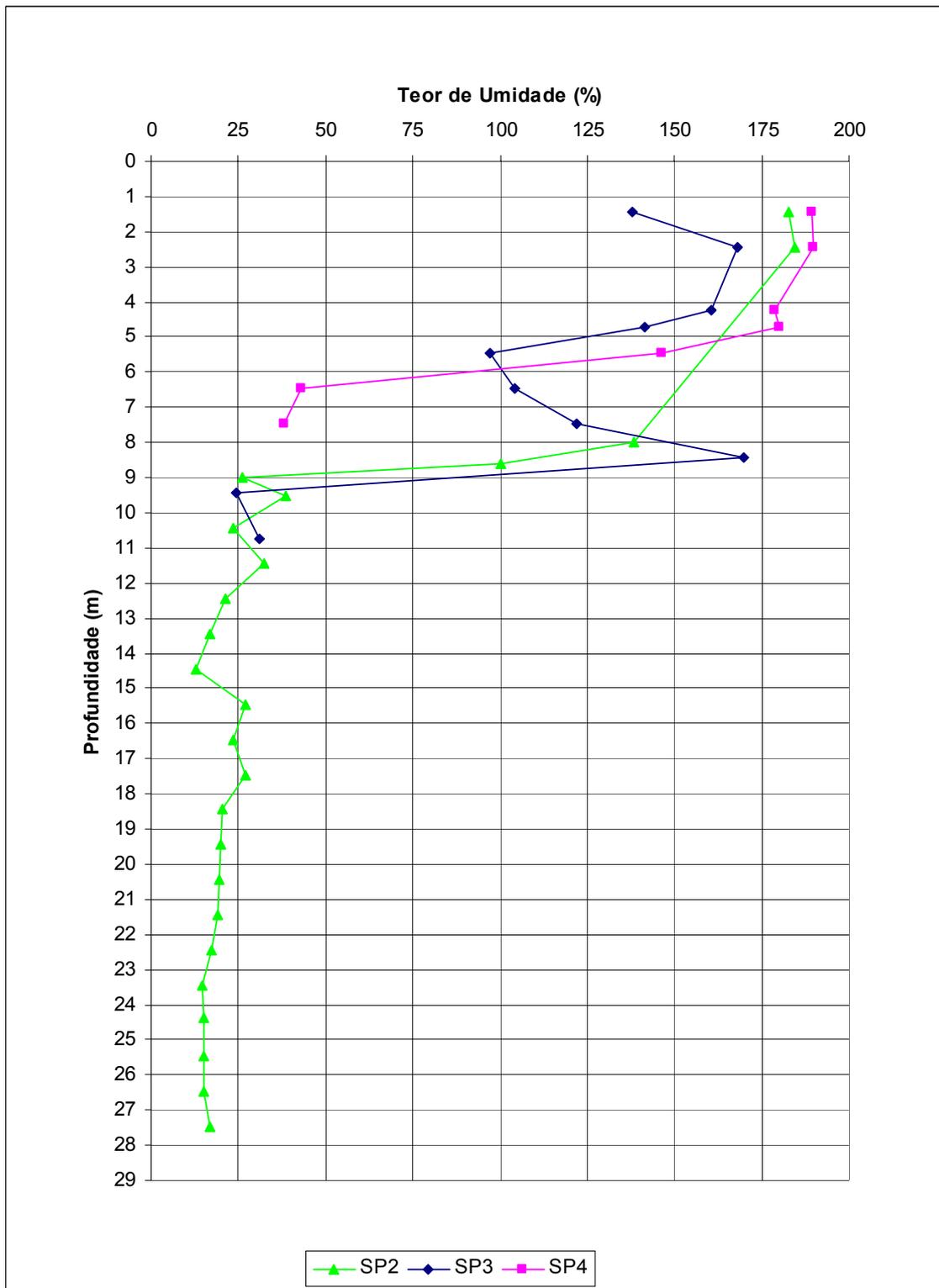


Figura 4.10 – Teores de umidade obtidos em amostras das sondagens SP-2, SP-3 (a partir do aterro) e SP-4.

IV.4 Ensaios de palheta

IV.4.1 Generalidades

Segundo Flodin e Broms (1977), citados por Coutinho et al. (2000), o ensaio de palheta de campo foi originalmente utilizado na Suécia em 1919. Hoje em dia, tem sido largamente empregado para a obtenção da resistência não drenada, s_u , de solos moles/médios, a qual é utilizada, principalmente, em projetos de aterros sobre solos moles (Coutinho et al., 2000).

O ensaio de palheta consiste em inserir verticalmente no terreno quatro lâminas, formando ângulos retos entre si (seção é uma cruz), que cisalham o solo com velocidade de rotação constante, medindo-se o torque T correspondente. A resistência não drenada é obtida a partir do torque máximo, $T_{\text{máx}}$. (ver figura 4.11).

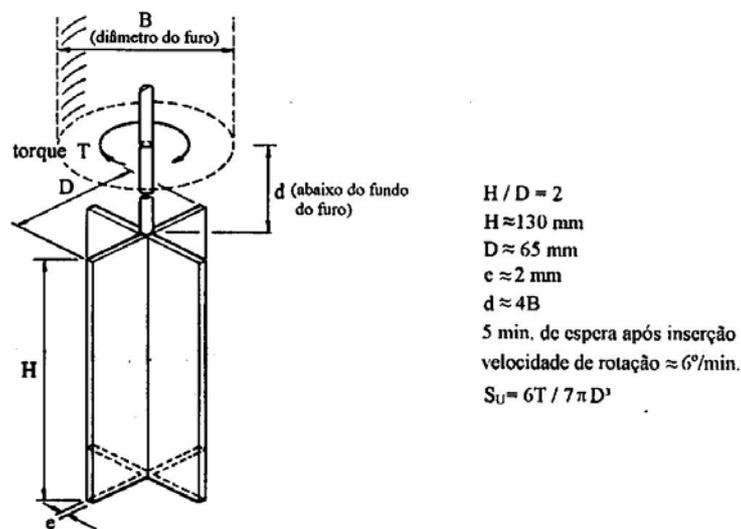


Figura 4.11 – Resumo das dimensões e procedimentos mais usados no ensaio de palheta (adaptado por Coutinho et al., 2000, de Chandler, 1988).

Para a interpretação do ensaio e obtenção do valor de s_u , são feitas algumas hipóteses (e.g., Cadling e Odenstad, 1950):

- i) A superfície de ruptura em torno da palheta é cilíndrica, e o diâmetro e altura do cilindro correspondem às dimensões da palheta (D e H, ver figura 4.11).
- ii) A distribuição de tensões relativa ao máximo torque é uniforme ao longo de toda a superfície do cilindro, inclusive no topo e na base.
- iii) O atrito nas hastes é desprezado.

Naturalmente, a hipótese (ii) acima implica que o material seja isotrópico e homogêneo e, ainda, que não haja ruptura progressiva (Coutinho et al., 2000).

Dessa forma, a resistência não drenada é obtida a partir da expressão (4.1), considerando-se a relação H/D igual a 2.

$$s_u = \frac{6}{7} \frac{T_{\text{máx}}}{\pi D^3} \quad (4.1)$$

Os valores de resistência não drenada correspondente ao estado amolgado, s_{ur} , são também obtidos a partir da expressão (4.1), em que o torque máximo considerado é o relativo ao ensaio na condição amolgada. A sensibilidade, S_t , é definida como a relação entre os valores de resistência não drenada correspondentes à condição natural, s_u , e amolgada, s_{ur} (equação 4.2).

$$S_t = \frac{s_u}{s_{ur}} \quad (4.2)$$

Wroth (1984), estudando o problema da distribuição de tensões ao longo da superfície cilíndrica formada, verificou que a hipótese de distribuição de tensões uniforme é razoável no caso da superfície vertical do cilindro, sendo muito distante da realidade nos casos de topo e base. Na presente pesquisa foi utilizada a interpretação dita convencional, pois a interpretação de Wroth (1984) refere-se à argila de Londres, não se aplicando portanto à análise ora apresentada.

IV.4.2 Equipamento utilizado

O equipamento de palheta elétrica utilizado, pertencente à COPPE/UFRJ, é fruto de desenvolvimento conjunto entre a COPPE/UFRJ, a UFPE e a GROM Eng (ver Coutinho et.al., 2000). Constitui-se, basicamente, de:

- a) Palheta de altura 130 mm, diâmetro 65 mm, espessura de 2 mm.
- b) Sapata de proteção da palheta (com casco).
- c) Hastes internas e externas com 1 m de comprimento.
- d) Mesa de torque (dispositivo de aplicação do torque às hastes).
- e) Célula de torque, localizada próxima à palheta, de modo a minimizar atritos das hastes. Duas células foram utilizadas, de capacidades 50 Nm e 100 Nm. A primeira apresentou problemas, adiante descritos.
- f) Motor de passo, capaz de imprimir diversas velocidades de rotação à palheta.
- g) Unidade de leitura (“strain indicator”, marca Vishay).

As figuras 4.12 a 4.14 ilustram alguns dos itens do equipamento mencionados anteriormente. Detalhes relativos ao seu desenvolvimento podem ser obtidos em Nascimento (1998), Oliveira (2000) e Crespo Neto (2004).



Figura 4.12 – Palheta fora da sapata de proteção.

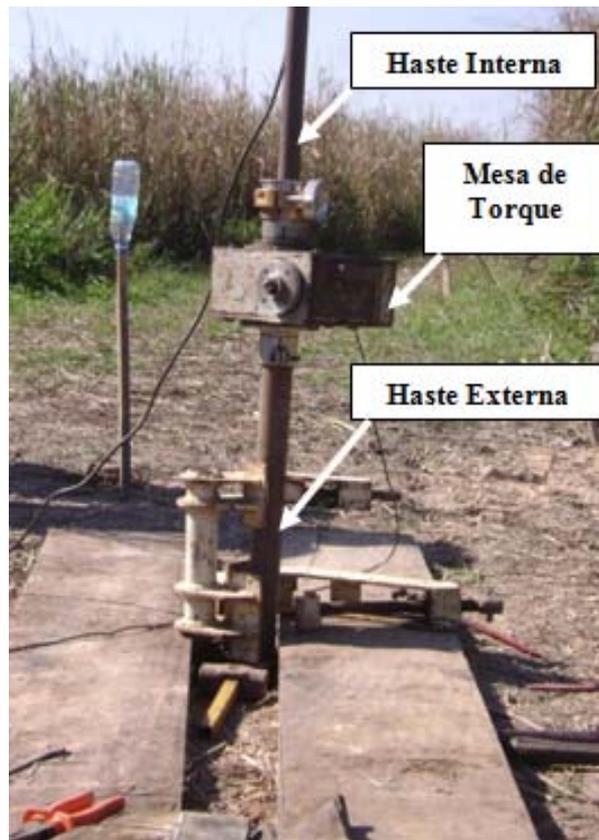


Figura 4.13 – Mesa de torque, hastes interna e externa.



Figura 4.14 – Casco e sapata de proteção.

IV.4.3 Calibrações efetuadas

Foram realizadas calibrações tanto na palheta com capacidade de torque de 50 Nm com o na de 100 Nm, sendo os resultados apresentados nas tabelas 4.2 e 4.3.

Tabela 4.2 – Calibração da célula com capacidade de torque de 100 Nm.

Palheta 100Nm	Data	Torque de Ensaio(Nm)	% do Torque Limite	Número de Ciclos	Tensão de Alim. (V)	Deformação para carga nula (µÉ)	$y(Nm)= a + bx (\muÉ)$						
							a (Nm)	b (Nm/µÉ)	Coefficiente de Correlação	Erro padrão da estimativa (Nm)	Histerese (% FSO)	Não Linearidade (% FSO)	Não Ret Zero (% FSO)
Antes da ciclagem	15/07/08	50	50	1	-	761	-10,372	0,013	1,000	0,25	1,2	0,2	1,2
Antes dos ensaios	15/07/08	10	10	3	-	777	-7,09	0,009	1,000	0,03	0,7	0,5	0,0
Antes dos ensaios	15/07/08	16	16	3	-	775	-7,056	0,009	1,000	0,05	0,8	0,5	0,6
Verificação	07/08/08	16	16	4	-	767	-6,899	0,009	1,000	0,07	1,2	0,6	0,2

Tabela 4.3 – Calibração da célula com capacidade de torque de 50 Nm.

Palheta 50Nm	Data	Torque de Ensaio(Nm)	% do Torque Limite	Número de Ciclos	Tensão de Alim. (V)	Deformação para carga nula (µÉ)	$y(Nm)= a + bx (\muÉ)$						
							a (Nm)	b (Nm/µÉ)	Coefficiente de Correlação	Erro padrão da estimativa (Nm)	Histerese (% FSO)	Não Linearidade (% FSO)	Não Ret Zero (% FSO)
Antes do ensaio	26/03/08	20	40	3	-	1042	-6,816	0,0060	0,999	0,33	3,8	0,8	0,0
Antes do ensaio	26/03/08	25	50	3	-	1049	-7,019	0,0060	0,999	0,39	3,6	0,9	0,2
Antes do ensaio	26/03/08	30	60	4	-	1043	-6,947	0,0060	0,998	0,56	4,8	0,8	0,3
Antes do ensaio	11/04/08	20	40	4	-	1077	-6,539	0,0060	1,000	0,14	1,9	1,1	0,5

Durante a realização do primeiro ensaio de palheta, com a célula de torque de capacidade de 50 Nm, identificou-se que o equipamento estava com problemas, tendo assim o mesmo sido levado para o Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, onde foram realizados vários testes. O primeiro foi a verificação da leitura zero com o motor desligado, no dia 07/07/08, tendo sido observado que a mesma não variou.

No dia 08/07/08, foi verificada a velocidade de rotação da palheta com o uso do motor de passo, com o equipamento na posição horizontal – como é de praxe –, bem como a leitura zero do transdutor com o motor ligado. Verificou-se que o motor não transmitia a rotação padrão de 6°/min à palheta, porém o zero do transdutor não sofreu variação. Para verificação da rotação da palheta, foi produzido um gabarito, o qual foi fixado no lado oposto da extremidade da palheta, tendo sido feitas medidas da rotação a cada minuto. As figuras 4.15 a e b ilustram a verificação efetuada. Uma vez que a velocidade padrão não estava sendo transmitida à palheta, decidiu-se verificar se a velocidade de rotação junto à castanha de fixação das hastes estava correta, tendo-se constatado que sim. A desmontagem do sistema permitiu que se observasse que a haste estava empenada.



(a)



(b)

Figura 4.15 – Verificação da velocidade de rotação da palheta com emprego do motor de passo: (a) vista geral da montagem; (b) gabarito utilizado.

No dia seguinte, 09/07/08, novo teste foi realizado, desta vez com a manivela. Verificou-se que o zero da célula apresentava variações muito significativas. O sistema foi então desmontado, tendo-se observado que não havia anéis de vedação, havia impurezas próximas à célula de torque, esta encontrava-se suja e havia água no interior do sistema. Ao se desmontar a célula de torque, verificou-se que estava rompida. A figura 4.16 ilustra a situação da célula de torque rompida e a figura 4.17 a célula, com capacidade de 100 Nm, que veio a ser utilizada nas campanhas de ensaio.



Figura 4.16 – Célula de torque danificada: (a) impurezas no sistema; (b) célula rompida.



Figura 4.17 – Célula de torque de 100 Nm, que substituiu a danificada.

Um teste até então ainda não realizado no laboratório da COPPE/UFRJ foi a verificação da velocidade de rotação da palheta com o equipamento na vertical (figura

4.18). A tabela 4.4 retrata os resultados obtidos na calibração efetuada, tanto com o motor operando (rotações e leituras 1 e 2), quanto com o emprego da manivela (rotação e leitura 3). Cabe mencionar que as colunas indicadas como leituras (1, 2 e 3) refletem o que seriam as leituras de referência do equipamento sem carga.



Figura 4.18 – Verificação da velocidade de rotação da palheta com o equipamento na posição vertical.

Tabela 4.4 - Resultado do ensaio de verificação do torque do motor na vertical e verificação da leitura zero.

Tempo (s)	Rotação-1 (°/s)	Leitura1 (μE)	Rotação-2 (°/s)	Leitura-2 (μE)	Rotação-3 (°/s)	Leitura-3 (μE)
0		571		570		571
5		571		570		571
10		571		571		571
15		571		571		571
20		571		571		571
25		571		571		571
30		570		571		571
40		570		571		571
50		571		571		571
60	6	571	6	571	6	571
70		571		571		571
80		571		571		571
90		571		571		571
100		571		571		571
110		571		571		571
120	12	571	12	571	11	571
130		571		571		571
140		571		571		571
150		571		571		571
160		571		571		571
170		571		571		571
180	17,5	571	18	571	18	571
190		571		571		571
200		571		571		571
210		571		571		571
220		571		571		571
230		571		571		571
240	22	571	24	571	24	571

IV.4.4 Ensaio realizados

Foram realizadas 5 verticais de ensaios de palheta, nas datas indicadas na tabela 4.5. As profundidades de ensaio, bem como as principais características associadas à sua realização, também estão incluídas na tabela. Tal como no caso das sondagens a percussão, uma das verticais foi realizada sob o aterro.

Tabela 4.5 – Ensaio de palheta realizados.

Designação	Data	Profundidade de ensaio (m)	Condição de ensaio	Observação
EP-1	03/07/08	1,00 - 2,00 - 3,00 - 4,00 - 5,00 - 6,00 - 6,95 - 7,93	Depósito natural	Descartado devido a problemas na célula de carga
EP-2	17/07/08	1,03 - 1,53 - 2,02 - 3,00 - 3,98 - 4,99 - 5,49 - 5,99 - 6,49 - 6,99 - 7,49 - 7,99	Depósito natural	10 revoluções*
EP-3	18/07/08	1,35 - 2,03 - 3,03 - 4,03 - 5,03 - 6,03 - 7,03 - 7,53	Depósito natural	20 revoluções*
EP-4	21/07/08	1,10 - 2,10 - 3,03 - 3,53 - 4,03 - 4,53 - 5,03 - 5,53 - 6,00 - 6,53 - 7,03 - 7,53	Depósito natural	10 revoluções*
EP-5	22/07/08	1,46 - 1,96 - 2,46 - 2,96 - 3,96 - 4,96 - 5,96 - 6,46 - 6,96 - 7,46 - 7,96 - 8,46	Sob o aterro	10 revoluções*

* para a obtenção da resistência amolgada

IV.4.5 Procedimento de ensaio

a – Inicialmente, devido à baixíssima resistência do material, havia necessidade de preparação do local. Foram empregadas tábuas, chapas de madeira e pneus, a fim de abaixar a vegetação local (mantida para dar resistência à superfície) e se ganhar mais estabilidade para a realização do ensaio.

b - A montagem do equipamento em geral era realizada: conexão de cabos e fios, marcação dos 50 cm iniciais a serem cravados.

c - O conjunto (palheta, hastes e sapata de proteção) era cravado manual e estaticamente até 50 cm acima da primeira profundidade de ensaio. Em seguida, a palheta era liberada do conjunto e cravada, também manual e estaticamente, 50 cm¹, ou seja, até a profundidade de ensaio.

¹ Na realidade 52,8 cm, considerando-se a profundidade de referência do ensaio como o centro da palheta.

d - A mesa de torque era fixada ao topo da composição de hastes externas.

e - O ensaio propriamente dito era iniciado, com o torque sendo aplicado com a velocidade constante, padronizada, de 6°/minuto, através de motor de passo e caixa de engrenagens. Havia o cuidado de que o tempo despendido entre a cravação da palheta e o início do ensaio fosse de no máximo 5 minutos, tal como preconizado no MB-3122 de 10/1989 (ver ainda Chandler, 1988).

f - As leituras de torque versus tempo eram anotadas, e o ensaio era conduzido até a verificação de um máximo de resistência (através da observação do decréscimo do valor do torque ou a estabilização do mesmo, num tempo máximo de 5 minutos).

g - Procedia-se em seguida ao amolgamento do solo, através de giro da palheta de 10 revoluções (conforme preconizado no MB-3122 de 10/1989) com o emprego de chave de grifo. Uma vez que existe prática internacional de outros valores de número de revoluções (e.g., Lunne et al., 1989, ver ainda Macedo, 2004), em um dos ensaios o amolgamento foi realizado com 20 revoluções.

h - Realizava-se novamente o ensaio, agora correspondendo ao solo na condição amolgada.

i - A palheta era suspensa e recolhida à sapata de proteção, e todo o procedimento era repetido para as outras profundidades de ensaio.

IV.4.6 Equipe mobilizada

Os ensaios de palheta foram realizados pela equipe da COPPE/UFRJ, na ocasião composta pelos engenheiros Hélcio Gonçalves de Souza e Gustavo Vaz de Mello Guimarães, técnicos Luiz Mario Fernandes e Mauro Dias de Souza, pelo ajudante Francisco Braz Moreira e pela autora da presente dissertação.

IV.4.7 Apresentação dos resultados

As curvas torque versus rotação de todos os ensaios efetuados estão incluídas no Anexo 1. Uma destas curvas, representativa do comportamento típico do material, é apresentada na figura 4.19.

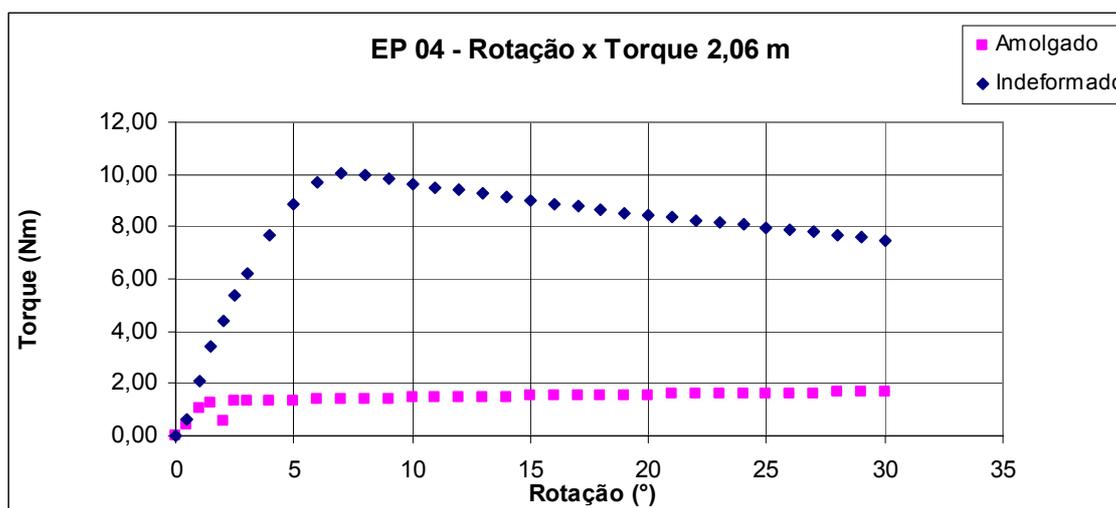


Figura 4.19 – Curva torque versus rotação do comportamento típico do material.

Os valores da resistência não drenada, tanto na condição natural, s_u , como na amolgada, s_{ur} , são apresentados na figura 4.20, e os valores de sensibilidade na figura 4.21.

A vertical de ensaios EP-1 (realizada em 03/07/2008) foi descartada, devido a defeito na célula de torque. De fato, os resultados obtidos nos ensaios foram diferentes dos esperados. Sendo assim, o equipamento foi levado para o laboratório da COPPE/UFRJ, onde foram realizados vários testes: verificou-se o cabo, o sistema de aquisição de dados, a influência do ruído, a variação da leitura inicial. Após os testes a palheta foi desmontada e verificou-se que a célula de torque havia rompido. Sendo assim, a mesma foi substituída, tendo os testes sido reiniciados no dia 17/07/2008.

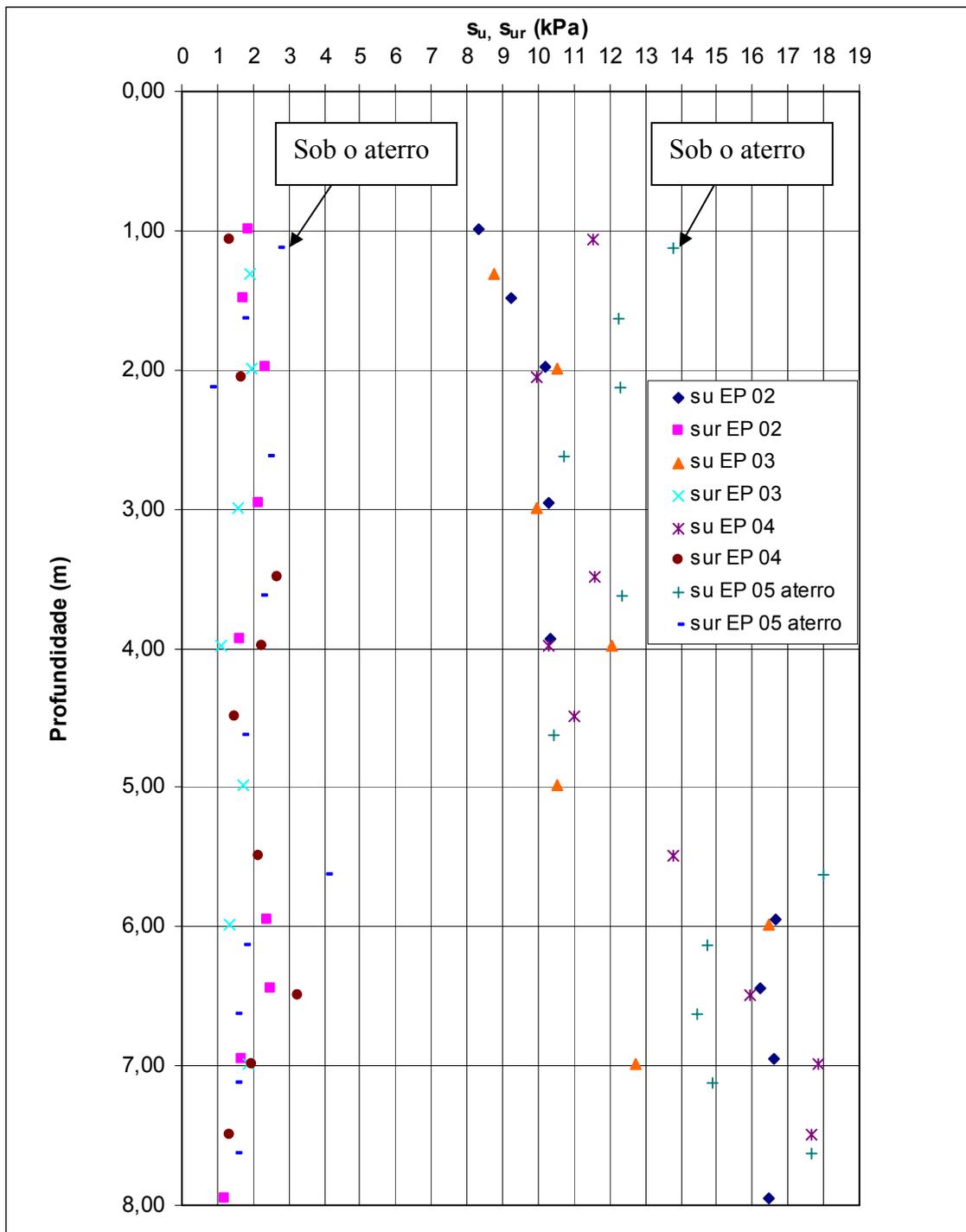


Figura 4.20– Resistência não drenada na condição natural (s_u) e amolgada (s_{ur}) versus profundidade (todos os ensaios).

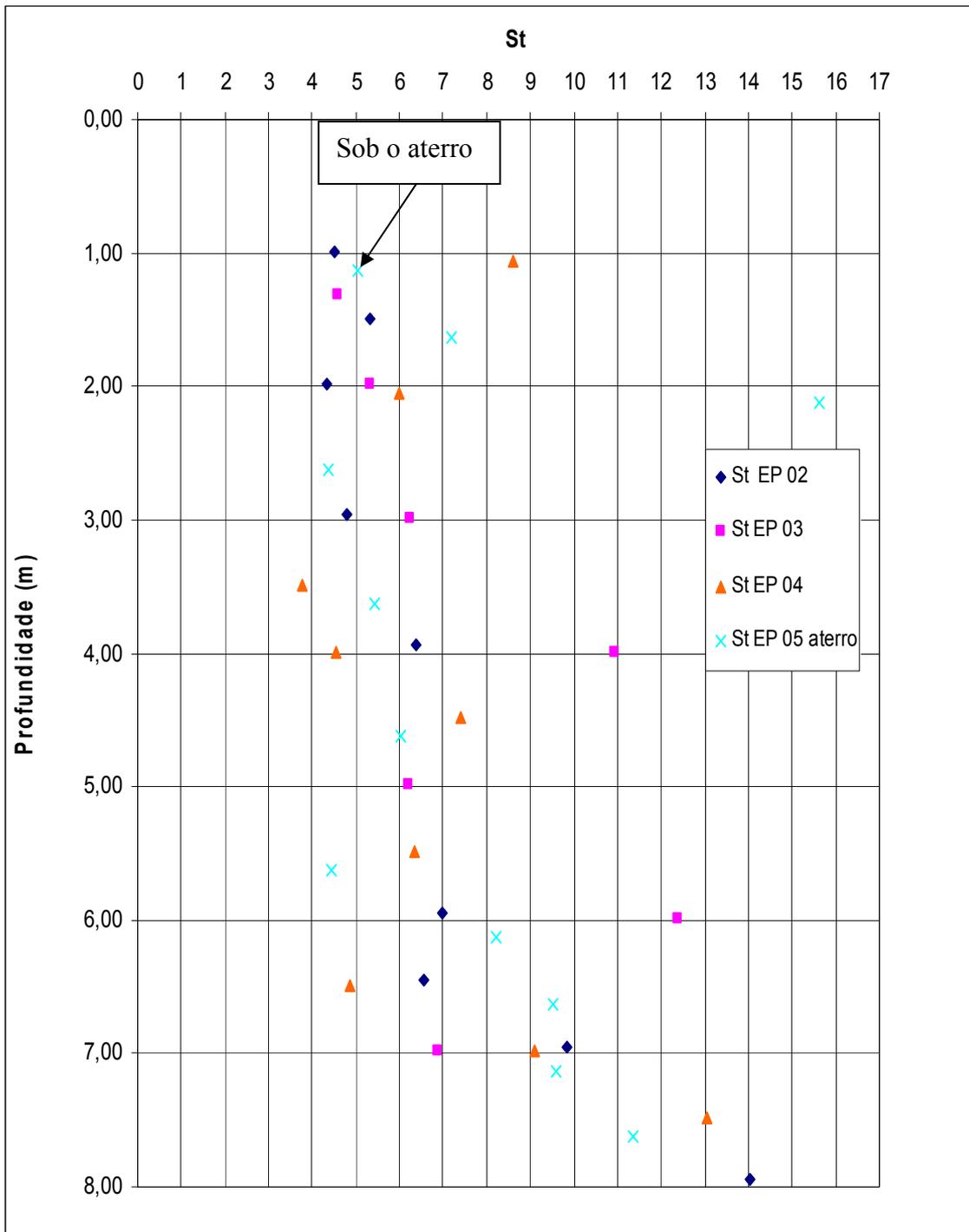


Figura 4.21 – Sensibilidade (S_t) versus profundidade de todos os ensaios realizados.

IV.5 Ensaios de piezocone

IV.5.1 Generalidades

Segundo Campanella e Robertson (1988), foi no início dos anos 80 que os elementos de medida de poro-pressão foram incorporados aos cones elétricos padronizados, tendo tal incorporação resultado no equipamento que passou a ser designado como piezocone.

O piezocone é capaz de medir a resistência de ponta, q_c , que representa a força medida no cone dividida pela sua área projetada, o atrito lateral, f_s , resultado da divisão da força medida na luva de atrito pela sua área lateral, e a poro-pressão, u_1 , u_2 ou u_3 , respectivamente relativas à face do cone, à base do cone e ao topo da luva de atrito. A quase totalidade dos cones comerciais mede a poro-pressão u_2 , a qual representa uma recomendação da ISSMGE (1999).

Segundo Lunne et al. (1997), o piezocone tem três principais grupos de aplicações como ferramenta de investigação geotécnica:

- i) Determinar a estratigrafia do subsolo e identificar os materiais correspondentes.
- ii) Estimar parâmetros geotécnicos.
- iii) Fornecer parâmetros para uso direto em projeto.

Dentre as suas numerosas aplicações, talvez a principal seja a determinação da estratigrafia (e.g., Campanella et al., 1985).

A indicação do grau de confiabilidade atribuída a cada parâmetro geotécnico que pode ser estimado através do ensaio pode ser avaliada qualitativamente através da proposição de Lunne et al. (1989), conforme pode ser visto na tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Acurácia de parâmetros geotécnicos estimados através do ensaio de piezocone (Danziger e Lunne, 1994, adaptado de Lunne et al., 1989).

Tipo de Solo	Parâmetros geotécnicos											
	D_r	ψ	K_o	OCR	S_t	s_u	ϕ'	E	E_{ad}	$G_{máx}$	k	c_v
Areias	2-3	2	4-5				2	2-4	2-4	2-3		
Argilas			4-5	3	2-3	2-3	3-4	5	5	5	2-4	2-3

1 - Alta confiabilidade.

2 - Moderada a alta confiabilidade.

3 - Moderada confiabilidade.

4 - Baixa a moderada confiabilidade.

5 - Baixa confiabilidade.

Obs.: a indicação de faixa (e.g. 2-4) significa que a confiabilidade varia com o tipo de solo.

D_r = compactidade relativa; ψ = parâmetro de estado; K_o = coeficiente de empuxo no repouso; OCR = razão de sobreadensamento; S_t = sensibilidade; ϕ' = ângulo de atrito efetivo; E = módulo de Young; E_{ad} = módulo edométrico; $G_{máx}$ = módulo de cisalhamento máximo; k = coeficiente de permeabilidade; c_v = coeficiente de adensamento

Pode ser observado da tabela 4.6 que nenhum dos parâmetros obtidos através do ensaio de piezocone é classificado com o índice máximo, 1, correspondente a alta confiabilidade. Entretanto, é significativa a quantidade de informações estimadas do ensaio, com evidentes benefícios de tempo e custo associados à investigação. Mesmo quando ensaios de laboratório são disponíveis, o piezocone é extremamente útil na obtenção da variação espacial dos diferentes parâmetros, em função da característica do ensaio de produzir medidas contínuas com a profundidade (Danziger e Schnaid, 2000).

IV.5.2 Equipamento utilizado

O equipamento de ensaio de piezocone utilizado, pertencente à COPPE/UFRJ, é fruto de desenvolvimento conjunto entre a COPPE/UFRJ e a GROM Eng (ver e.g., Soares et al., 1986, Danziger, 1990, Bezerra, 1996, Danziger et al., 1997). Constitui-se, basicamente, de:

a) Máquina de cravação, com sistema hidráulico e capacidade de 200 kN, peso de 7 kN, capaz de fornecer a velocidade constante padronizada de 20 mm/s durante o processo de cravação do piezocone.

- b) Hastes de 1 m de comprimento e 36 mm de diâmetro.
- c) Piezocone com 10 cm² de área de ponta e 150 cm² de área lateral da luva de atrito, capaz de medir resistência de ponta, atrito lateral e poro-pressão em dois locais (na face, u_1 , e na base do cone, u_2). A capacidade das células de carga é de 60 kN (ponta) e 10 kN (atrito). A capacidade dos transdutores de poro-pressão é de 15 bar. Na presente pesquisa duas unidades de piezocone foram empregadas, denominadas Coppe e Grom-Gil.
- d) Sistema de aquisição de dados composto por:
- Micro computador
 - Conversor analógico/digital
 - Fonte estabilizada
 - Interfaces e dispositivos eletrônicos de controle
- e) Registrador de profundidade.

As figuras 4.22, 4.23 e 4.24 ilustram alguns dos itens do equipamento mencionados anteriormente. Detalhes relativos ao seu desenvolvimento podem ser obtidos em Soares et al. (1986), Danziger (1990) e Bezerra (1996).

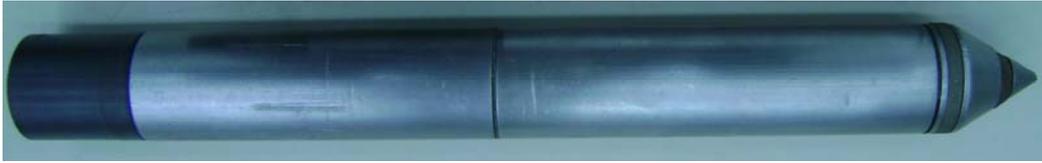


Figura 4.22 – Piezocone Coppe-IV empregado, com dois transdutores de poro-pressão.

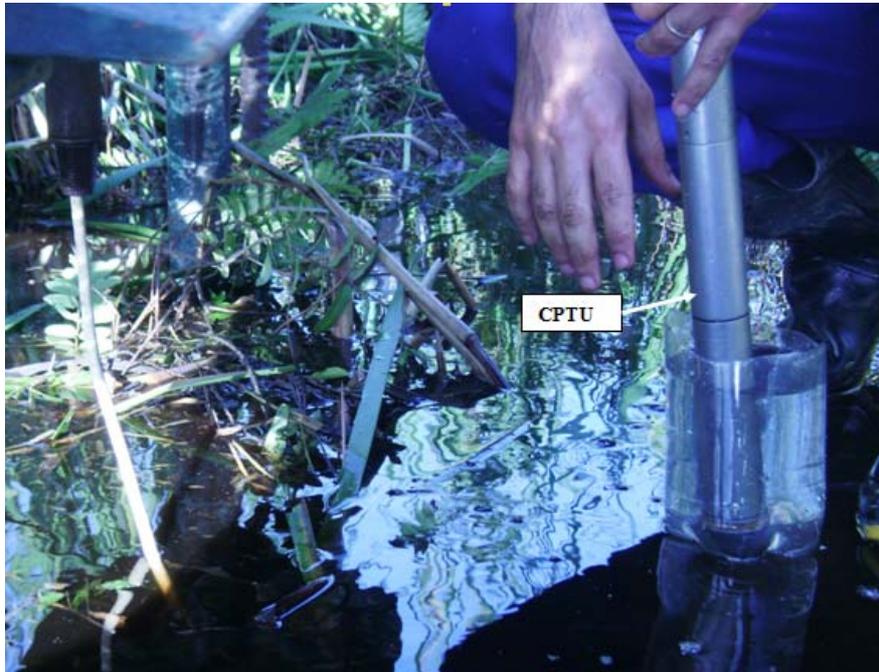


Figura 4.23 – Piezocone no interior de recipiente com água, antes do início do ensaio.



Figura 4.24 – Máquina de cravação com ensaio em andamento.

IV.5.3 Calibrações efetuadas e processo de saturação empregado

As calibrações dos piezocones Coppe e Grom-Gil contemplaram as células de carga de ponta e atrito, as poro-pressões u_1 e u_2 , bem como a obtenção da relação de áreas. Todas as calibrações foram efetuadas nos níveis de carga e pressão esperados no campo. Os resultados obtidos, incluindo-se as grandezas propostas por Schaap e Zuidberg (1982), ver figura 4.8, estão incluídos nas tabelas 4.7 a 4.10. As figuras 4.25 e 4.26 ilustram parte do equipamento utilizado.



Figura 4.25 – Pendural utilizado para calibrar as células de carga de ponta e atrito.



Figura 4.26 – Recipiente pressurizado empregado para calibrar os transdutores de poro-
pressão e obter as relações de áreas dos piezocones.

Tabela 4.6 - Calibração da célula de carga de atrito lateral.

Piezocone	Data	Carga de Ensaio(kgf)	% da Carga Limite	Número de Ciclos	Tensão de alimentação (V)	Tensão para carga nula (V)	y(kgf)= a+bx(mV)		Coeficiente de Correlação	Erro padrão da estimativa (kgf)	Histerese (% FSO)	Não Linearidade (% FSO)	Não Ret Zero (% FSO)
							a (kgf)	b (kgf/mV) b' (NV/mV)					
COPPE	12/3/2008	20	2	3	9,59	-0,664	-37,498	-56,373 -5303,453	1,000	1,000	2,0	0,9	0,9
COPPE	24/7/2008	20	2	2	9,60	-0,660	-37,569	-56,869 -5355,695	1,000	0,135	2,0	1,1	1,0
Grom-Gil	14/2/2008	20	2	3	9,69	-0,021	12,500	59,539 5658,540	1,000	0,117	1,7	1,0	0,7

Tabela 4.7 - Calibração da célula de carga de ponta.

Piezocone	Data	Carga de Ensaio(kgf)	% da Carga Limite	Número de Ciclos	Tensão de alimentação (V)	Tensão para carga nula (V)	y(kgf)= a+bx(mV)		Coeficiente de Correlação	Erro padrão da estimativa (kgf)	Histerese (% FSO)	Não Linearidade (% FSO)	Não Ret Zero (% FSO)
							a (kgf)	b (kgf/mV) b' (NV/mV)					
COPPE	15/3/2008	50,09	0,83	3	9,59	-0,027	9	329,76 31029,35	1,000	0,147	0,5	0,8	0,0
COPPE	24/7/2008	50,01	0,83	3	9,60	-0,016	5,465	331,53 31222,36	1,000	0,177	0,9	0,7	0,2
Grom-Gil	14/2/2008	50,00	0,83	3	9,69	-0,199	65,001	327,14 31091,44	1,000	0,219	1,1	0,9	0,9

Tabela 4.8 - Calibração da célula de carga de ponta na câmara de água.

Piezocone	Data	Pressão de Ensaio(kPa)	% da Pressão Limite	Número de Ciclos	Tensão de alimentação (V)	Tensão para pressão nula (V)	y(kPa)= a+bx(mV)		Coeficiente de Correlação	Erro padrão da estimativa (kPa)	Histerese (% FSO)	Não Linearidade (% FSO)	Não Ret Zero (% FSO)
							a (kPa)	b (kPa/mV) b' (kPa/mV)					
COPPE	7/4/2008	548	0,9	3	9,60	-0,030	127,727	4339,517 41650,684	0,999	9,04	2,6	1,4	0,0
COPPE	28/7/2008	548	0,9	3	9,60	-0,023	110,352	4441,076 42647,653	0,999	5,38	1,3	2,8	1,1
Grom-Gil	18/2/2008	200	0,3	4	9,71	-0,198	729,029	3670,372 35642,980	0,999	2,82	3,7	3,7	0,0

Tabela 4.10 a - Calibração do transdutor de poro-pressão relativo a u_1 .

Piezocone	Data	Pressão de Ensaio(kPa)	% da pressão limite	Número de Ciclos	Tensão de alimentação (V)	Tensão para pressão nula (V)	$y(kPa)=a+ bx(mV)$						
							a (kPa)	b (kPa/mV)	Coefficiente de Correlação	Erro padrão da estimativa (kPa)	Histerese (% FSO)	Não Linearidade (% FSO)	Não Ret Zero (% FSO)
COPPE	7/4/2008	548	36,5	3	9,598	2,455	-20,7	8,8	1,000	1,28	0,2	0,5	0,1
COPPE	28/7/2008	548	36,5	3	9,603	2,080	-15,9	8,9	1,000	1,54	0,3	0,8	0,0
Grom-Gil	18/2/2008	200	13,3	4	9,711	5,955	-97,5	17,6	1,000	1,00	0,1	1,1	0,0

Tabela 4.10 b - Calibração do transdutor de poro-pressão relativo a u_2 .

Piezocone	Data	Pressão de Ensaio(kPa)	% da pressão limite	Número de Ciclos	Tensão de alimentação (V)	Tensão para pressão nula (V)	$y(kPa)=a+ bx(mV)$						
							a (kPa)	b (kPa/mV)	Coefficiente de Correlação	Erro padrão da estimativa (kPa)	Histerese (% FSO)	Não Linearidade (% FSO)	Não Ret Zero (% FSO)
COPPE	7/4/2008	548	36,5	3	9,598	-3,820	35,0	9,0	1,000	1,05	0,2	0,4	0,0
COPPE	28/7/2008	548	36,5	3	9,603	-4,400	42,7	9,1	1,000	1,47	0,1	0,7	0,0
Grom-Gil	18/2/2008	200	13,3	4	9,711	2,930	-43,3	17,4	1,000	1,00	1,1	1,3	0,0

Quanto ao processo de saturação empregado, foi basicamente o mesmo que tem funcionado adequadamente desde o início do desenvolvimento do piezocone na COPPE/UFRJ, consistindo das seguintes etapas:

- i) Secagem superficial do elemento poroso e das partes do piezocone que conduzem ao transdutor de pressão. A secagem superficial dos elementos porosos foi realizada em uma estufa, com temperatura em torno de 60°C, durante um período de 3 horas.
- ii) Após a secagem na estufa, os elementos porosos foram colocados dentro de uma câmara, juntamente com todos os componentes do piezocone.
- iii) A seguir foi aplicado um vácuo por 12 horas.
- iv) Após este período, a câmara foi preenchida com água destilada e deaerada, sendo aplicado vácuo por mais 12 horas. A câmara não foi preenchida totalmente, tendo sido mantido um nível de água 2 cm abaixo do topo da câmara, para que não houvesse ingresso de água na bomba, danificando-a.
- v) Com todos os elementos já saturados, efetuou-se a montagem do piezocone dentro da água, na própria câmara.

Os passos para a montagem do piezocone dentro da própria câmara foram os seguintes:

- i) Colocou-se a câmara em um apoio apropriado, de cabeça para baixo, e retirou-se a parte inferior.
- ii) Injetou-se água destilada e deaerada nos orifícios do piezocone que dão acesso aos transdutores de pressão, com agulhas adaptadas para o processo.
- iii) Colocou-se o elemento poroso correspondente à base do cone.
- iv) Colocou-se o anel de vedação.
- v) Montou-se a parte superior do cone.
- vi) Colocou-se o elemento poroso correspondente à face do cone.
- vii) Montou-se a ponteira cônica.
- viii) Apertaram-se ligeiramente todos os componentes.
- ix) Montou-se novamente a câmara.
- x) Preencheu-se a câmara com água, retirando-se eventuais bolhas, para em seguida efetuar-se a calibração.

IV.5.4 Ensaios Realizados

Foram realizadas 7 verticais de ensaios de piezocone, nas datas indicadas na tabela 4.10. As profundidades máximas de ensaio, bem como as principais características associadas à sua realização, também estão incluídas na tabela. Tal como no caso das sondagens a percussão e dos ensaios de palheta, uma das verticais foi realizada sob o aterro.

Tabela 4.11 – Ensaios de piezocone realizados.

Designação	Data	Profundidade máxima de ensaio (m)	Condição de ensaio	Equipamento/ Observação
CPTU-1	25/06/08	12,29	Depósito natural	Coppe IV, problema no equipamento*
CPTU-2	29/07/08	9,65	Depósito natural	Coppe IV
CPTU-3	01/08/08	9,23	Depósito natural	Coppe IV
CPTU-4	14/08/08	9,14	Depósito natural	Grom – Gil
CPTU-5	20/08/08	9,48	Sob o aterro	Coppe IV
CPTU-6	22/08/08	9,14	Depósito natural	Coppe IV
CPTU-7	25/08/08	8,48	Depósito natural	Grom – Gil

*por motivo de deslizamento da haste de cravação em relação ao dispositivo de reação

Em todas as verticais, exceto a primeira, foram realizados ensaios de dissipação, cujas principais características estão incluídas na tabela 4.12. O ensaio de dissipação mais profundo foi sempre realizado em camada abaixo da camada mole, com a finalidade de verificar a possibilidade de artesianismo do depósito.

Tabela 4.12 – Profundidades e durações dos ensaios de dissipação realizados.

Designação	Profundidade (m)	Duração (s)
CPTU-02-1	8,62	1800
CPTU-02-2	9,62	3060
CPTU-02-3	9,65	110
CPTU-03-1	3,08	3600
CPTU-03-2	7,08	4200
CPTU-03-3	7,72	3600
CPTU-03-4	9,23	900
CPTU-04-1	3,09	4800
CPTU-04-2	7,10	3600
CPTU-04-3	9,09	900
CPTU-05-1	2,79	4200
CPTU-05-2	6,79	3600
CPTU-05-3	8,80	3600
CPTU-05-4	9,48	3300
CPTU-06-1	3,15	5100
CPTU-06-2	7,14	3600
CPTU-06-3	9,14	480
CPTU-07-1	3,09	3600
CPTU-07-2	7,12	3900
CPTU-07-3	8,48	3900

IV.5.5 Procedimento de ensaio

a – Tal como no caso dos ensaios anteriores, devido à baixíssima resistência do solo superficial, havia a necessidade de se prover apoio para a máquina de cravação, tendo sido utilizados os mesmos materiais dos outros ensaios.

b – Uma vez posicionada a máquina de cravação sobre o local do ensaio, realizavam-se as leituras iniciais (referência ou zero do ensaio). A seguir iniciava-se o processo de cravação, feito à velocidade constante de 20 mm/s, o qual era interrompido a cada metro para adição de uma nova haste à composição ou em profundidades preestabelecidas para realização de ensaios de dissipação. A profundidade máxima atingida em cada ensaio foi estabelecida pelo critério de capacidade de reação, no caso apenas o peso da máquina de cravação.

c – As hastes eram removidas, e realizavam-se as leituras de referência finais.

Os ensaios de piezocone tiveram início dia 24/06/08, quando os equipamentos foram levados para o campo. Na realização do primeiro ensaio, no dia 25/06/08, verificou-se que o dispositivo de fixação da haste à máquina não funcionava adequadamente, permitindo o deslizamento da haste. Assim, a máquina foi levada para reparo. Os ensaios foram reiniciados no dia 29/07/08.

IV.5.6 Equipe mobilizada

Os ensaios de piezocone foram realizados pela equipe da COPPE/UFRJ, na ocasião composta pelos engenheiros Ricardo Gil Domingues e Gustavo Vaz de Mello Guimarães, técnicos Max Gomes de Souza e Mauro Dias de Souza, pelos ajudantes Rodrigo Marinho e Francisco Braz Moreira e pela autora da presente dissertação.

IV.5.7 Apresentação dos resultados

São apresentados nas figuras 4.27 a 4.30 os gráficos de resistência de ponta q_T , atrito lateral f_s e poro-pressões u_1 e u_2 versus profundidade de todas as verticais realizadas. Os gráficos da vertical CPTU-01 – correspondente ao problema de adequada fixação da haste à máquina – estão incluídos nas figuras, pois apresentaram resultados dentro da tendência do conjunto.

A resistência de ponta q_T corresponde ao valor corrigido, considerando-se a ação da poro-pressão nas ranhuras do cone, através da expressão de Campanella et al. (1982)

$$q_T = q_c + u_2 (1-a) \quad (4.3)$$

sendo

q_c = resistência de ponta medida

u_2 = poro-pressão medida na base do cone

a = relação de áreas, valor obtido através de calibração

Cabe salientar que na presente dissertação o valor de a obtido na calibração foi de 0,75.

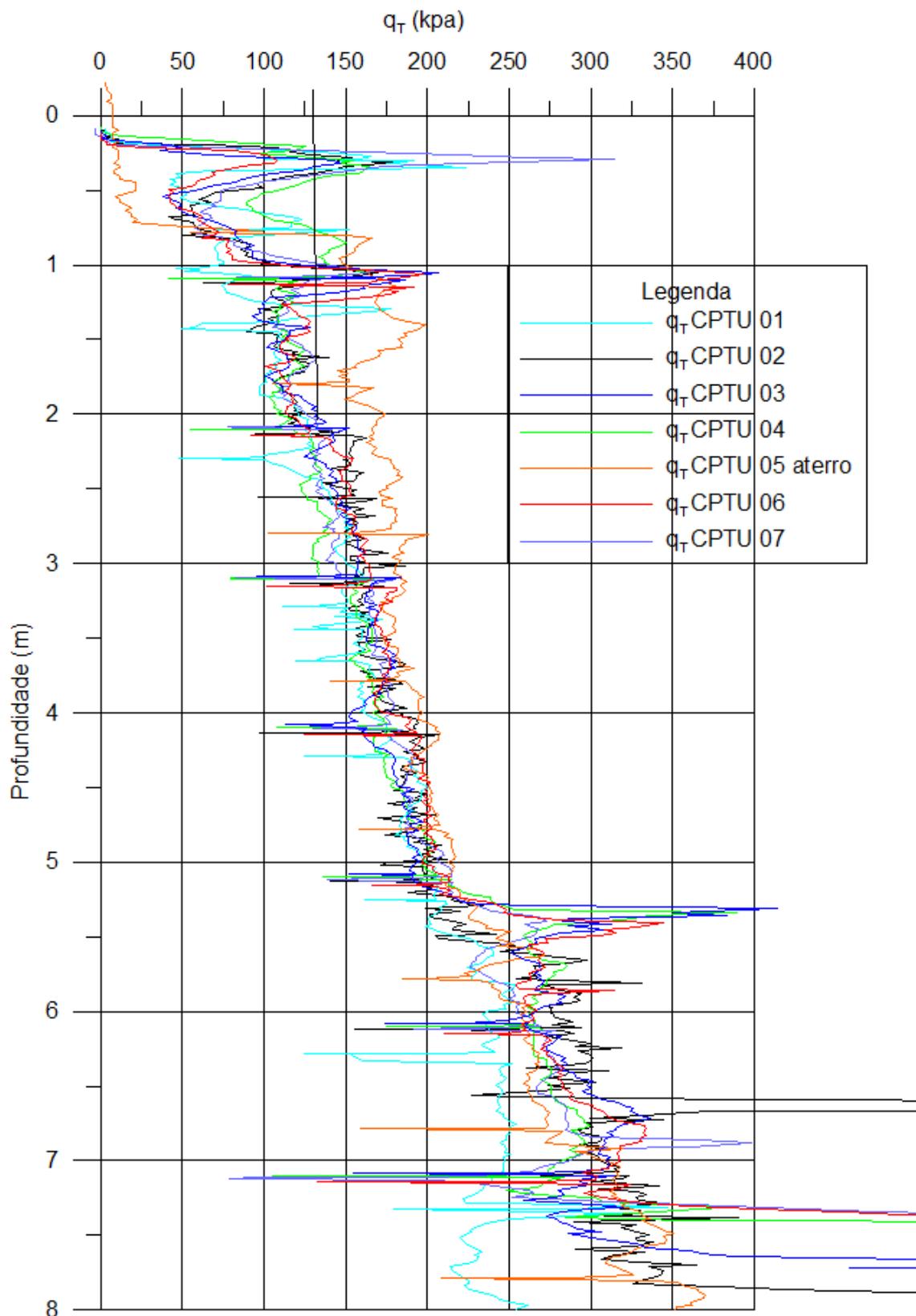


Figura 4.27 – Resistência de ponta q_T versus profundidade para todos os ensaios realizados.

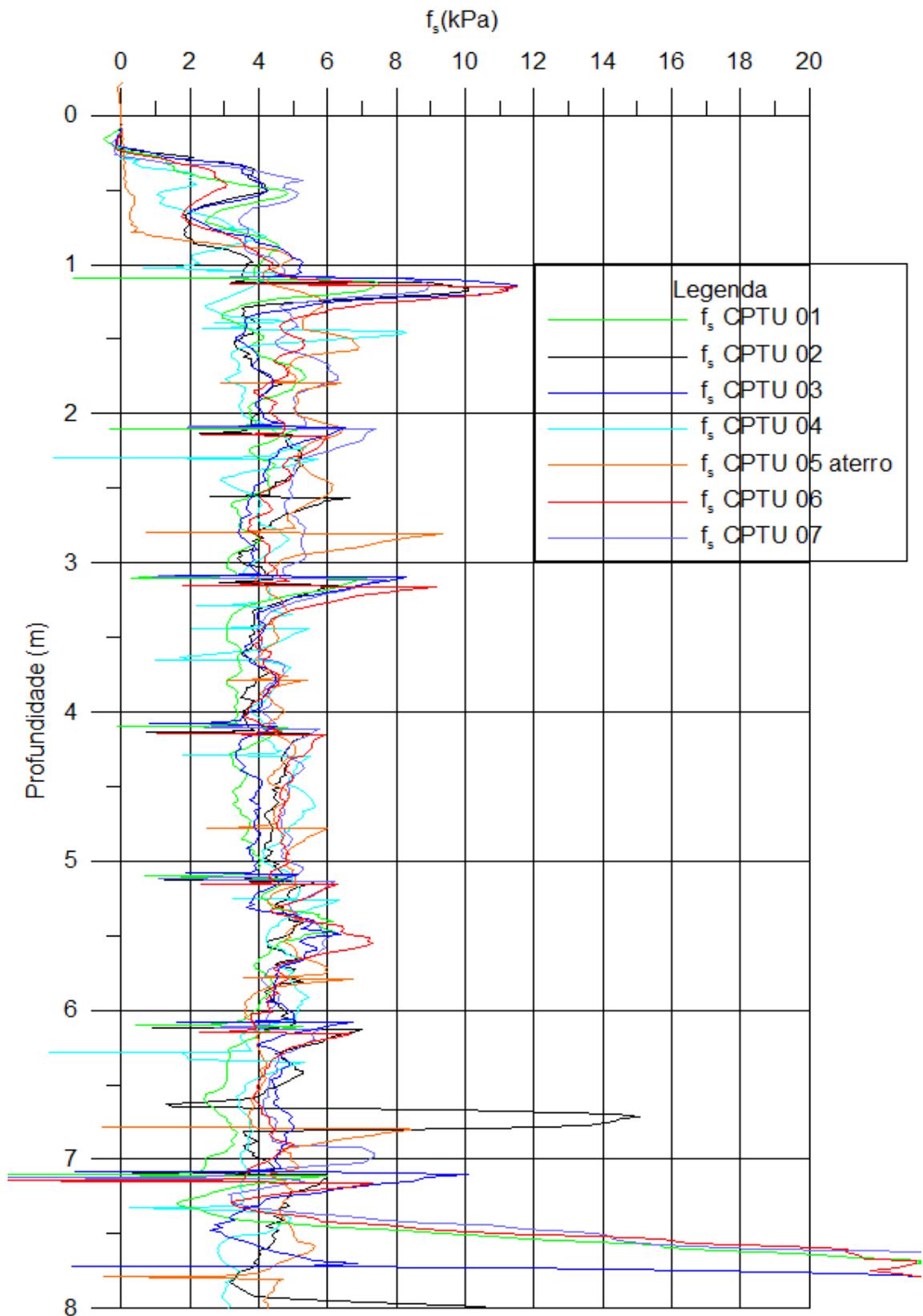


Figura 4.28 – Atrito lateral f_s versus profundidade para todos os ensaios realizados.

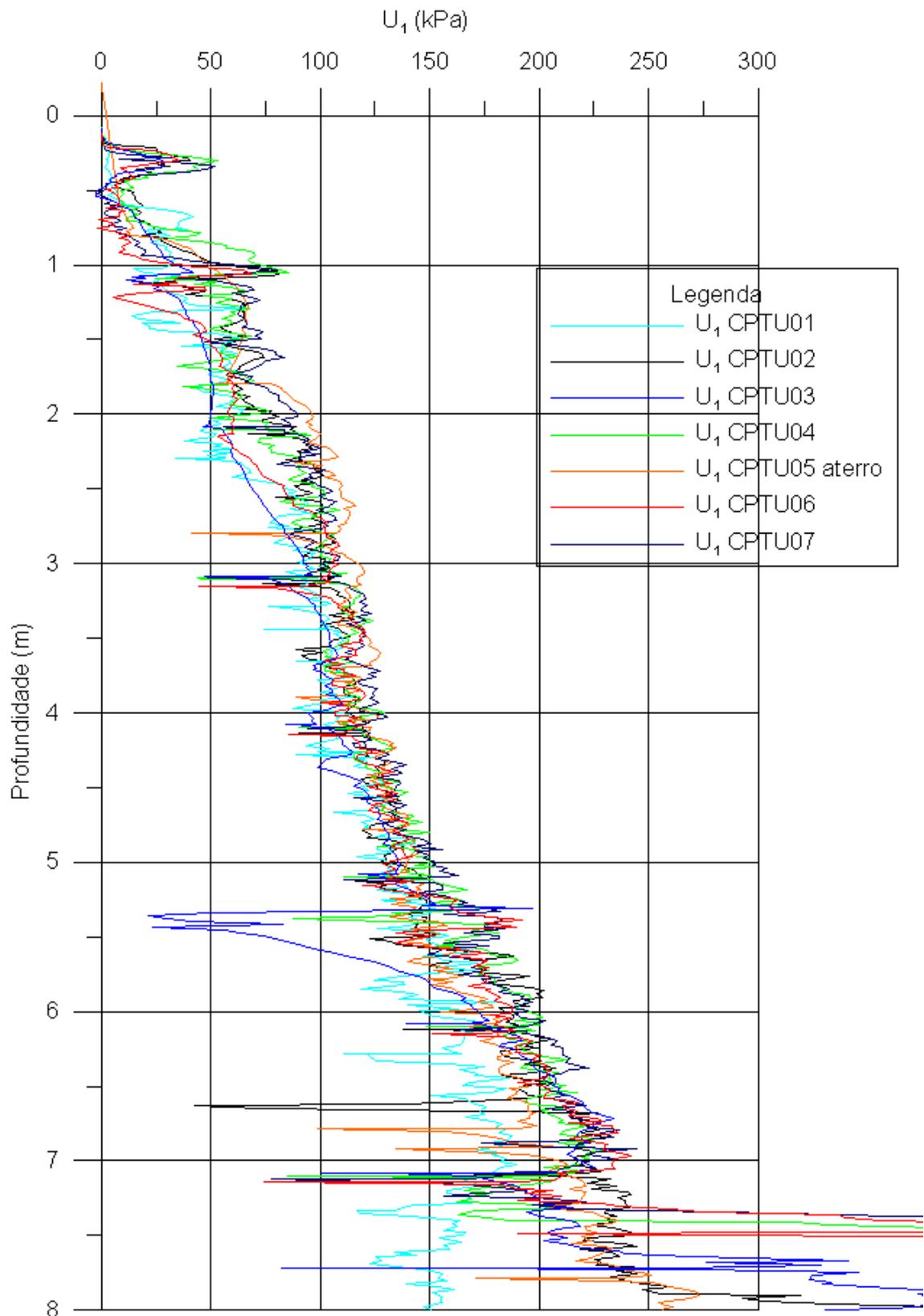


Figura 4.29– Poro-pressão u_1 versus profundidade para todos os ensaios realizados.

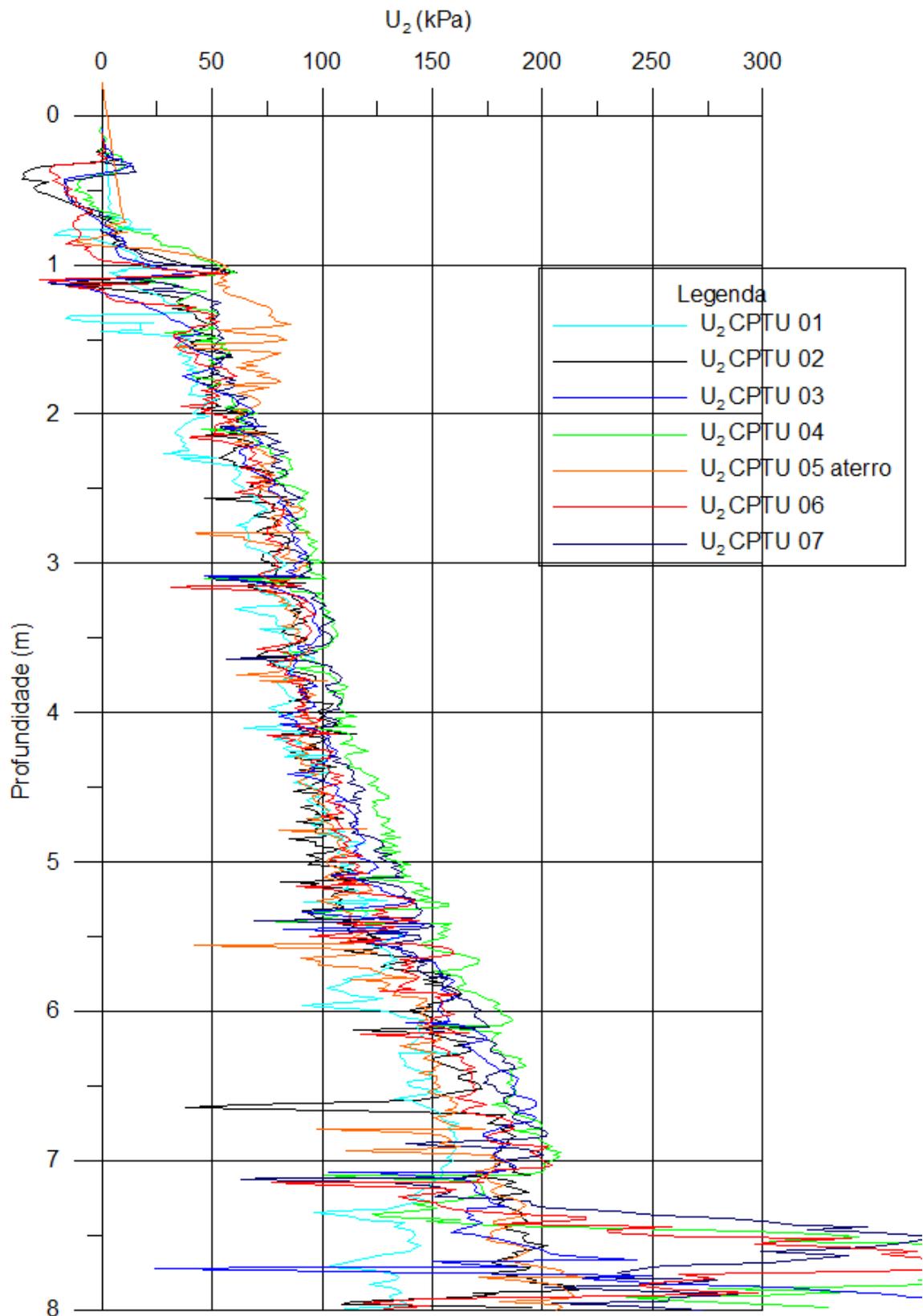


Figura 4.30 – Poro-pressão u_2 versus profundidade para todos os ensaios realizados.

IV.6 Ensaios de barra cilíndrica (T-Bar)

IV.6.1 Generalidades

Uma vez que o ensaio de penetração de cilindro (T-bar) é um ensaio recente no mundo e, sobretudo, no Brasil, considerou-se conveniente que fossem feitos comentários acerca de seu desenvolvimento e das suas principais características de modo mais detalhado do que nos casos dos ensaios de palheta e piezocone. Tais comentários tiveram como base a tese de Macedo (2004), a qual descreve o equipamento que se acredita ter sido usado pela primeira vez no Brasil, na argila mole da Vila do Panamericano, na Barra da Tijuca.

O ensaio de penetração de cilindro foi desenvolvido originalmente para ensaios em centrífuga na Universidade do Oeste da Austrália (UWA) por Stewart e Randolph (1991), com a finalidade de determinar um perfil contínuo de resistência não drenada em solos moles. Este ensaio consistiu na cravação, com velocidade constante de 3 mm/s, de uma barra cilíndrica horizontal, tal como representado na figura 4.31.

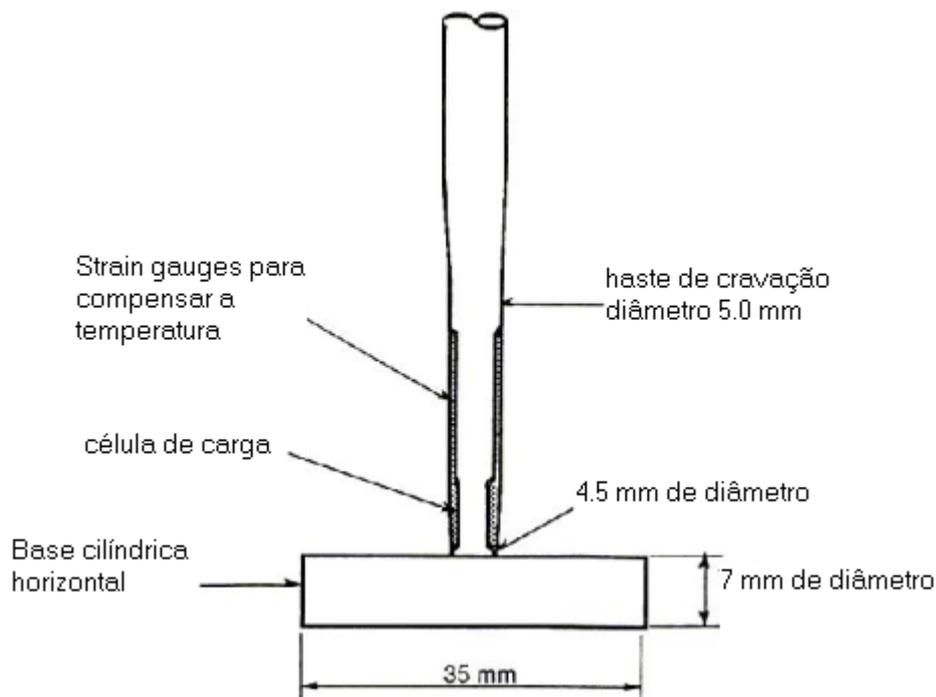


Figura 4.31 – Esquema do penetrômetro cilíndrico (adaptada por Macedo, 2004, de Stewart e Randolph, 1991).

Uma das principais vantagens deste novo ensaio, segundo Stewart e Randolph (1991), é a existência de uma solução analítica (Randolph e Houlsby, 1984), baseada na Teoria da Plasticidade, que possibilita a interpretação do ensaio com a obtenção de um perfil de s_u com pequena margem de erro.

Posteriormente o ensaio de penetração de cilindro foi utilizado em campo (Stewart e Randolph, 1994) em Burswood, Austrália. Nesta campanha foi investigada a resistência de um solo mole com 18m de espessura. O penetrômetro cilíndrico utilizado consistiu na retirada da extremidade cônica do piezocone e na adaptação de uma barra cilíndrica horizontal em seu lugar. A barra era de alumínio e possuía 20 cm de comprimento e 5 cm de diâmetro.

O ensaio também foi utilizado em investigações off-shore (Randolph et al., 1998) no mar do Timor, no litoral norte da Austrália. A espessura de lâmina d'água era de 380 m e os ensaios atingiram 25 m abaixo do fundo do mar. O penetrômetro cilíndrico utilizado possuía 25 cm de comprimento e 4 cm de diâmetro.

Hefer e Neubecker (1999) apresentam a realização de ensaios cíclicos, com a finalidade de obtenção da resistência amolgada. Dessa forma, foram efetuadas sucessivas cravações e extrações para se obter tal resistência.

Chung e Randolph (2001), através de um convênio entre a UWA e o NGI, realizaram ensaios de penetração de cilindro em Burswood, Austrália. Nesta campanha foram usados penetrômetros com superfícies lisa e rugosa, com comprimento de 25 cm e 4 cm de diâmetro. Estes equipamentos consistiram em uma adaptação feita ao piezocone, como mostra a figura 4.32.

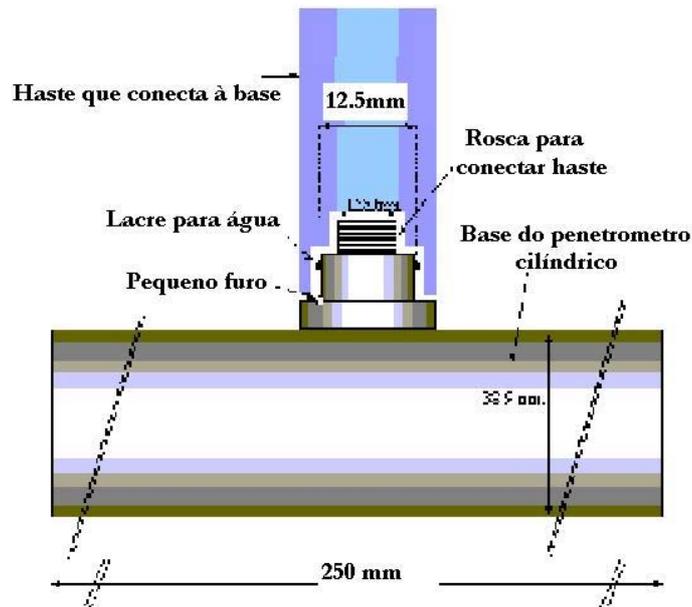


Figura 4.32 – Esquema que representa o penetrômetro cilíndrico utilizado por Chung e Randolph (2001), adaptada por Macedo (2004).

A interpretação do ensaio de penetração de cilindro é baseada na solução analítica de Randolph e Houlsby (1984), os quais analisaram o problema de carregamento transversal em estacas. Para resolver o problema, os autores utilizaram a Teoria da Plasticidade para estabelecer a relação entre a força por unidade de comprimento atuante no cilindro e a resistência não drenada, conforme expressão (4.4). Na solução de Randolph e Houlsby (1984), a barra cilíndrica move-se lateralmente em solo argiloso, tendo os autores definido um fator, N_b , através dos teoremas dos limites superior e inferior.

$$\frac{P}{S_u \cdot d} = N_b \quad (4.4)$$

sendo

P = força por unidade de comprimento atuante no cilindro;

d = diâmetro da barra cilíndrica;

N_b = fator de barra.

A resistência de ponta (durante a penetração), q_{in} , é obtida a partir da equação 4.5.

$$q_{in} = \frac{P}{d} \quad (4.5)$$

Na solução de Randolph e Houlsby (1984), para definir o fator N_b através dos teoremas dos limites inferior e superior, foi considerado que o solo é perfeitamente plástico, que a resistência não drenada independe do estado de tensões e que a deformação se dá a volume constante.

O fator N_b depende da rugosidade da barra cilíndrica, que é representada pelo fator de aderência α . Este fator pode variar de 0 (barra perfeitamente lisa) a 1 (barra rugosa), ver figura 4.33.

Considerando que o fator de aderência dificilmente se aproxima de 0 ou 1 (Randolph e Houlsby, 1984), Stewart e Randolph (1991) sugerem o emprego de N_b como sendo 10,5. Segundo Stewart e Randolph (1991), a adoção deste valor, associada à estreita faixa possível de valores para N_b (9,14 a 11,94), implica em um erro máximo de 13%.

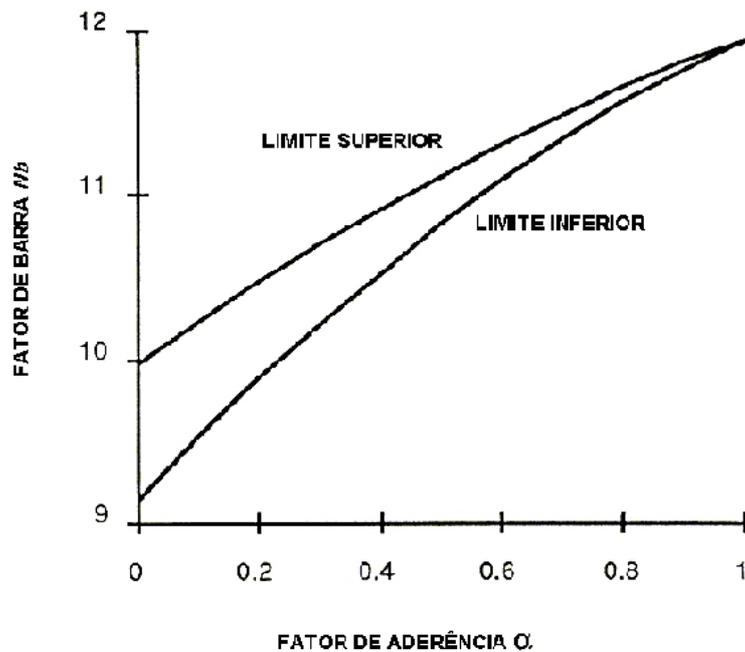


Figura 4.33 – Fator de barra N_b versus fator de aderência α (adaptado por Macedo, 2004, de Stewart e Randolph, 1991).

A solução para se obter o fator N_b , desenvolvida por Randolph e Houlsby (1984), analisava o valor de s_u para carregamento transversal em estacas. Stewart e Randolph (1991) admitiram que esta solução fosse aplicada a ensaios de penetração de cilindro horizontal, considerando-se o solo isotrópico.

As seguintes vantagens do ensaio de penetração de cilindro foram listadas por Macedo (2004):

i) Segundo Stewart e Randolph (1991), um ensaio ideal para a obtenção da resistência não drenada em argilas moles em centrífuga seria aquele que combinasse as características do ensaio de palheta e de cone. No caso do ensaio de palheta, que fornecesse uma medida “exata” ou direta da resistência não drenada. No caso do cone, que fosse capaz de prover um perfil contínuo dessa resistência com a profundidade. Uma vez que o fator do penetrômetro cilíndrico (fator de barra), N_b , seria independente da razão de sobreadensamento, bem como do nível de tensões – o que não ocorre com o fator de cone N_{KT} –, o ensaio de penetração de cilindro teria as propriedades requeridas, e, assim, reuniria as vantagens dos ensaios de palheta e de cone. Naturalmente, os comentários daqueles autores são válidos não apenas para ensaios em centrífuga, mas também para ensaios em campo.

ii) Sendo a área projetada da base cilíndrica dez vezes maior que a do cone, a força medida (grosseiramente) é, no caso do penetrômetro cilíndrico, cerca de dez vezes maior que no caso do cone, para o mesmo solo. Como consequência, a acurácia da força medida é muito maior no caso do ensaio de penetração de cilindro (Stewart e Randolph, 1991). Esses comentários, que admitem a mesma capacidade da célula de carga nos dois casos, são verdadeiros, particularmente no caso de células de carga comerciais. Porém, uma célula de carga de alta qualidade, como a existente no piezocone COPPE empregado na presente pesquisa, é capaz de trabalhar com cargas muito pequenas em relação à sua capacidade, com excelente acurácia (Danziger, 1990, Danziger et al., 1997).

iii) Nenhuma correção é necessária devida às pressões de água ou de solo que atuam acima e abaixo da base cilíndrica. Neste caso, estando o sistema em equilíbrio, mede-se a resistência de ponta líquida na cravação (Randolph et al., 1998).

Macedo (2004) listou as seguintes desvantagens do ensaio:

i) Stewart e Randolph (1991) mencionam que, no caso de depósitos com súbitas variações de resistência, o cone poderia fornecer medidas de resistência mais confiáveis.

ii) Em regiões com aterro, o ensaio é dificultado pela necessidade de pré-furo com diâmetro mínimo de 30 cm. Isto restringe a utilização do ensaio a regiões de solo mole superficial.

IV.6.2 Equipamento utilizado

O equipamento de ensaio de barra cilíndrica utilizado, pertencente à COPPE/UFRJ, é fruto de desenvolvimento conjunto entre a COPPE/UFRJ e a GROM Eng., com a participação do Instituto Norueguês de Geotecnia, NGI (ver Macedo, 2004, Almeida et al., 2006). Constitui-se, basicamente, do mesmo equipamento utilizado para a realização do ensaio de piezocone, em que o piezocone é substituído pela barra cilíndrica. Assim, compõe-se de:

a) Máquina de cravação, com sistema hidráulico e capacidade de 200 kN, peso de 7 kN, capaz de fornecer a velocidade constante padronizada de 20 mm/s durante o processo de cravação do piezocone.

b) Hastes de 1 m de comprimento e 36 mm de diâmetro.

c) Barra cilíndrica horizontal com 25 cm de comprimento e 4 cm de diâmetro. A célula de carga é a mesma empregada no piezocone (célula de ponta), de 60 kN.

d) Sistema de aquisição de dados composto por:

- Micro computador

- Conversor analógico/digital

- Fonte estabilizada

- Interfaces e dispositivos eletrônicos de controle

e) Registrador de profundidade.

As figuras 4.31 e 4.32 ilustram alguns dos itens do equipamento mencionados anteriormente. Detalhes relativos ao seu desenvolvimento podem ser obtidos em Macedo (2004) e Almeida et al. (2006).



Figura 4.31 – Barra cilíndrica (T-bar) antes da penetração no solo, no início do ensaio.



Figura 4.32 – Ensaio de barra cilíndrica em andamento.

IV.6.3 Calibrações efetuadas

Assim como no caso dos equipamentos de palheta e de piezocone, a célula de carga da barra cilíndrica (T-bar) foi calibrada na faixa de carga prevista para ocorrer no campo. Uma vez que a área de projeção da barra cilíndrica é dez vezes maior que a área da base do piezocone, isso significa que a carga na célula da barra cilíndrica é dez vezes maior que a correspondente do piezocone. Assim, a calibração da barra cilíndrica não pôde ser efetuada no pendural, mas teve que ser realizada em uma prensa, conforme ilustrado nas figuras 4.33 e 4.34. Os valores obtidos nas calibrações estão incluídos na tabela 4.13.



Figura 4.33 – Calibração da célula de carga da barra cilíndrica, em prensa do Laboratório de Geotecnia.



Figura 4.34 – Detalhe de fixação da barra cilíndrica na prensa.

Tabela 4.13- Calibrações realizadas na célula de carga da barra cilíndrica.

T-Bar	Data	Carga de Ensaio(kgf)	% da Carga Limite	Número de Ciclos	Tensão de alimentação (V)	Tensão para carga nula (V)	y(kgf)=a + bx(mV)						
							a (kgf)	b (kgf/mV)	b (mV/mV)	Coefficiente de Correlação	Erro padrão da estimativa (kgf)	Histerese (% FSO)	Não Linearidade (% FSO)
T-Bar	15/02/08	508	8,5	3	9,70	0,392	-57,577	151,99	1,000	4,28	0,6	1,9	0,0
T-Bar	4/9/2008	532	8,9	3	9,68	0,452	-73,055	14465,89	1,000	1,76	0,6	0,6	0,0
T-Bar	4/9/2008	606	10,1	3	9,68	0,453	-73,388	157,19	1,000	1,63	0,6	0,6	0,0
T-Bar	26/08/08	532	8,9	3	9,68	0,460	-76,021	14931,51	1,000	2,09	1,3	0,4	0,0

IV.6.4 Ensaaios realizados

Foram realizadas 4 verticais de ensaios de barra cilíndrica (T-bar), nas datas indicadas na tabela 4.14. As profundidades máximas de ensaio, bem como as principais características associadas à sua realização, também estão incluídas na tabela. Tal como no caso dos ensaios anteriormente descritos, uma das verticais foi realizada sob o aterro.

Tabela 4.14 – Ensaaios de barra cilíndrica realizados.

Designação	Data	Profundidade máxima de ensaio (m)	Condição de ensaio	Observação
T-Bar-1	28/07/08	8,75	Depósito natural	Apenas penetração durante a cravação
T-Bar-2	30/07/08	8,77	Depósito natural	Com ciclagem
T-Bar-3	05/08/08	7,92	Depósito natural	Com ciclagem
T-Bar-4	15/08/08	8,03	Sob o aterro	Apenas penetração durante a cravação

IV.6.5 Procedimento de ensaio

a – Mesmo procedimento anteriormente descrito para os ensaios anteriores, relativo ao preparo do local.

b – Uma vez posicionada a máquina de cravação sobre o local do ensaio, realizavam-se as leituras iniciais (referência ou zero do ensaio). A seguir iniciava-se o processo de cravação, feito à velocidade constante de 20 mm/s, o qual era interrompido a cada metro para adição de uma nova haste à composição. A profundidade máxima atingida em cada ensaio foi estabelecida pelo critério de capacidade de reação, no caso apenas o peso da máquina de cravação.

c – As hastes eram removidas, e realizavam-se as leituras de referência finais. Dois ensaios foram realizados com ciclagem (ver tabela 4.14). Os ensaios cíclicos foram realizados a cada metro desde a profundidade máxima de cada ensaio até a superfície do terreno, após a realização das leituras de resistência de ponta durante a cravação, q_{in} . A seguir dava-se início ao ensaio ciclado com sucessivas medidas das resistências de ponta durante a extração, q_{out} , e cravação, q_{in} , em um total de 5 cravações e 5 extrações para cada profundidade ensaiada.

IV.6.6 Equipe mobilizada

Os ensaios de barra cilíndrica foram realizados pela equipe da COPPE/UFRJ, na ocasião composta pelos engenheiros Ricardo Gil Domingues, Gustavo Vaz de Mello Guimarães, técnico Max Gomes de Souza, pelos ajudantes Rodrigo Marinho, Adilson Mendes e pela autora da presente dissertação.

IV.6.7 Apresentação dos resultados

São apresentados na figura 4.35 os gráficos de resistência de ponta q_{in} de todas as verticais realizadas.

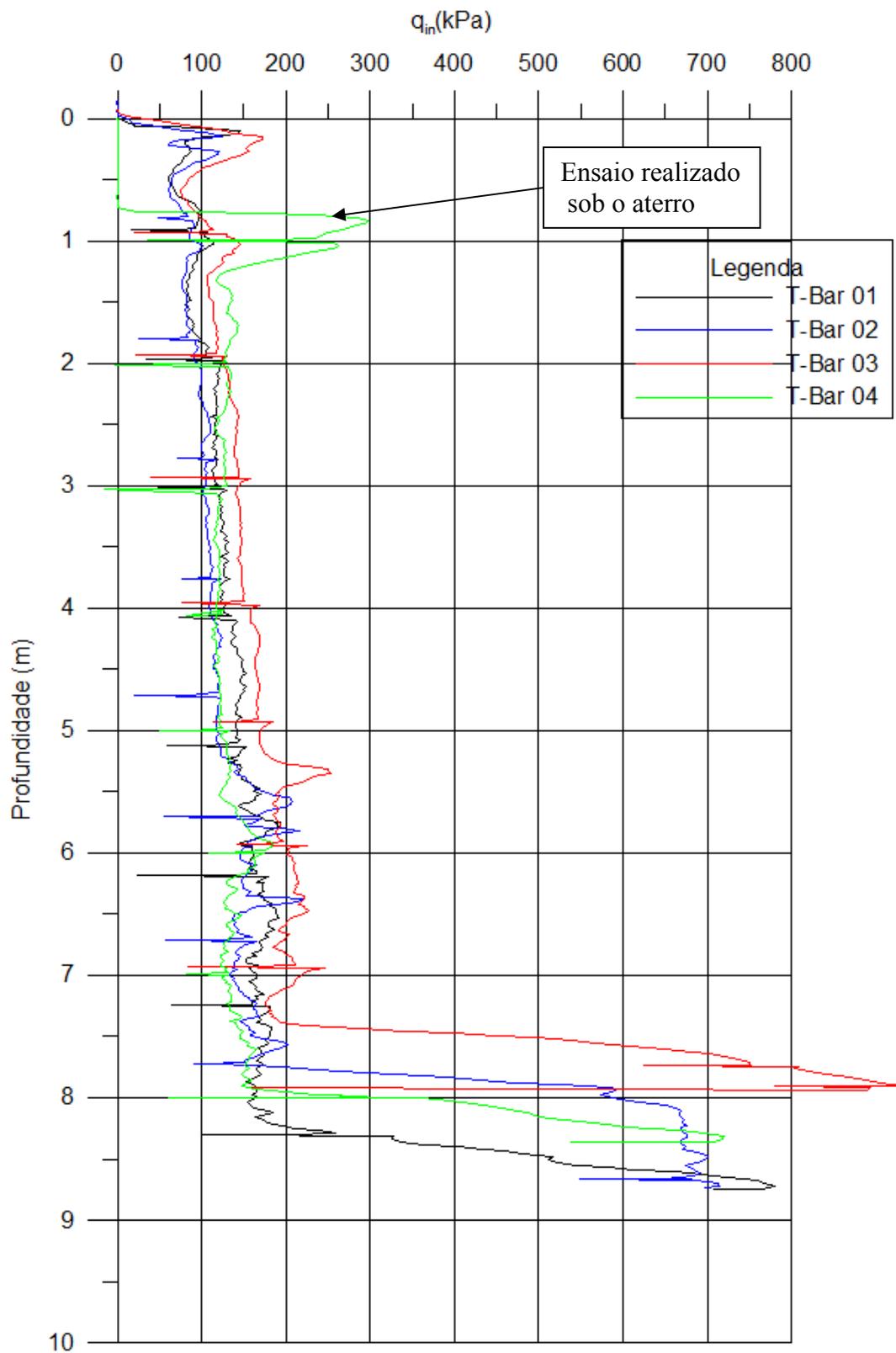


Figura 4.35 – Valores da resistência de ponta q_{in} para todos os ensaios de barra cilíndrica realizados.

CAPÍTULO V

ANÁLISE DOS RESULTADOS

V.1 Generalidades

A presente pesquisa contemplou a realização de ensaios de palheta elétrica, piezocone e barra cilíndrica (T-bar), além das sondagens a percussão. Seria por demais extenso o corpo desta dissertação caso se realizassem as análises associadas a todas as aplicações e parâmetros geotécnicos possíveis de serem obtidos em cada um dos ensaios. Assim, decidiu-se enfatizar o perfil geotécnico do local, a resistência não drenada e a história de tensões. A história de tensões reflete particular interesse, de vez que novas propostas surgiram desde que a última análise para o Sarapuí (Bezerra, 1996) foi efetuada, considerando ainda uma abordagem recente de Martins et al. (2006) quanto ao perfil de sobreadensamento de Sarapuí.

V.2 O perfil geotécnico do depósito de Sarapuí II

O perfil geotécnico traçado a partir das sondagens a percussão está apresentado na figura 5.1, e o plano em relação ao qual as sondagens foram projetadas está representado na figura 5.2.

A camada muito mole foi classificada como argila siltosa, orgânica, com fragmentos de conchas, muito mole, cinza escura. Pode-se considerar que a área abrangida pelas sondagens tem uma espessura típica de 7,5 m a 8,0 m. Entretanto, a SP-4 apresenta uma espessura menor, de 6,5 m, indicando uma tendência de redução de espessura da camada à medida em que se caminha ao longo da estrada auxiliar, afastando-se da principal, conforme mencionado no item IV.1. Este comportamento seria de se esperar, pois representa um maior afastamento do rio Sarapuí. Entretanto, a região envolvida pelas sondagens SP-1 e SP-2 configura as maiores espessuras de material muito mole, de 9 m a 10 m, o que ocorre localizadamente. É possível que milhares de anos atrás o rio Sarapuí tenha tido um meandro nesta região, e posteriormente tenha migrado ou estacionado (Riccomini et al., 2001), criando este

trecho de argila mole mais espesso. Esta questão pode ser melhor investigada a partir da realização de ensaios geofísicos, planejados para pesquisas futuras.

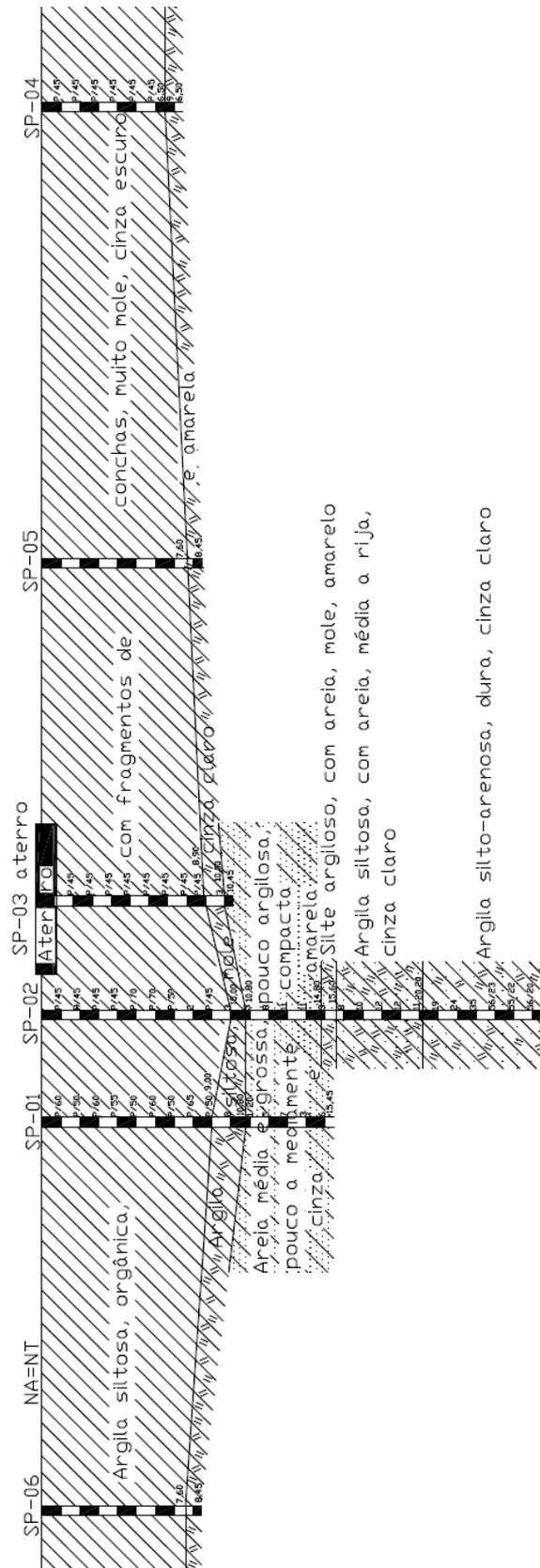


Figura 5.1 - Perfil geotécnico traçado a partir das sondagens a percussão.

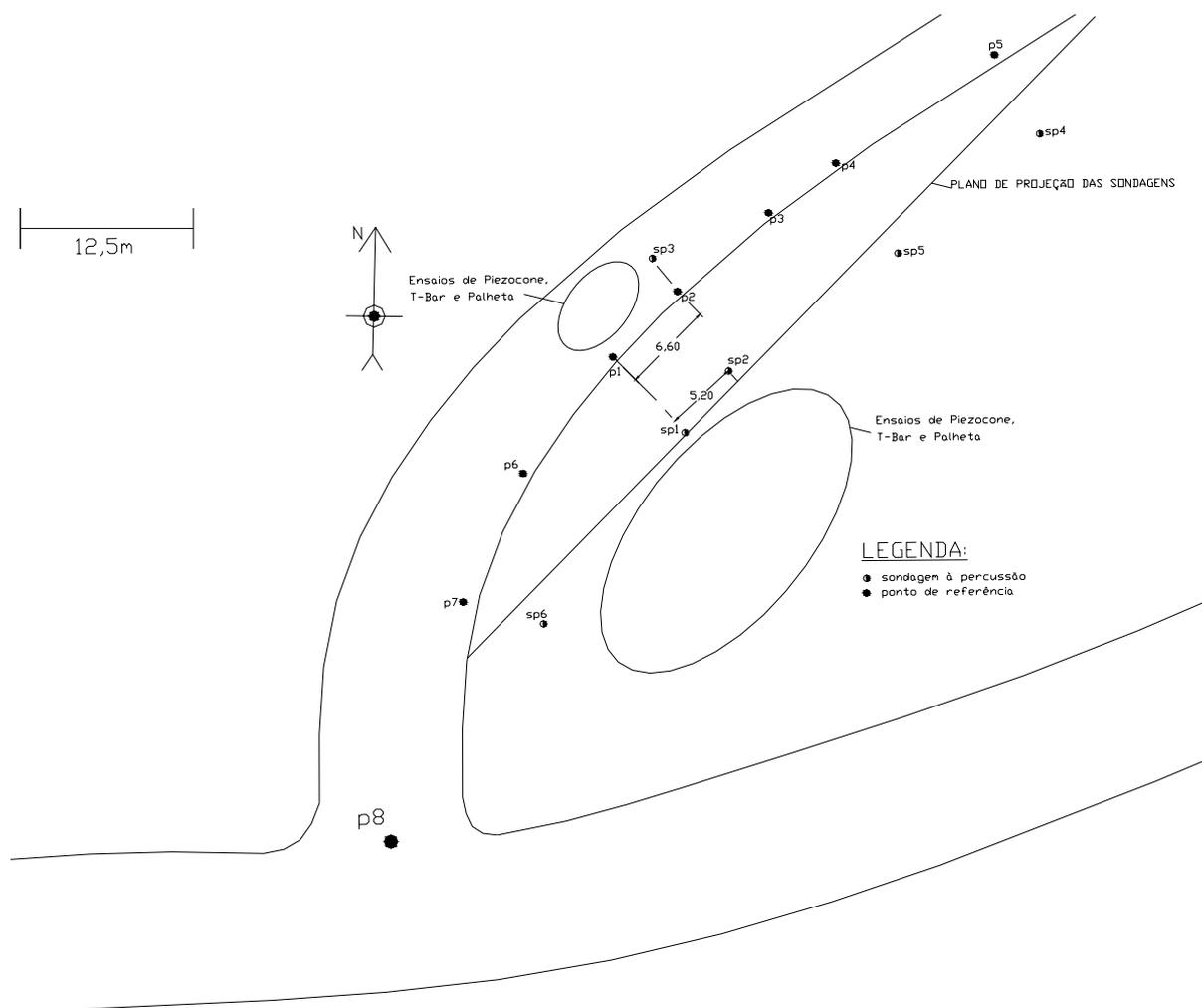


Figura 5.2 – Localização das sondagens, para traçado do perfil geotécnico.

Uma camada de argila siltosa mole de coloração cinza claro e amarela, de espessura variando de 0,9 m a 1,8 m, é subjacente ao material muito mole. As sondagens SP-1, SP-2 e SP-3, que atingiram maiores profundidades, detectaram uma camada de areia média e grossa, pouco argilosa, pouco a mediamente compacta cinza e amarela, subjacente ao solo mole. A sondagem SP-2 revelou ainda três camadas, de silte argiloso com areia, mole, de coloração amarela e 0,80 m de espessura, de argila siltosa com areia, média a rija, de coloração cinza clara e espessura 4,60 m e de argila silto-arenosa, dura, de coloração cinza claro, onde foi interrompida a sondagem, sendo a espessura ensaiada de 7,23 m.

Comparando-se as sondagens a percussão realizadas na presente pesquisa com a executada por Francisco (2004) e Alves (2004), também em Sarapuí II (figura 5.3),

verifica-se que a espessura da camada argilosa muito mole da região da presente pesquisa é maior, de cerca de 8 m, enquanto que a da região daqueles pesquisadores é de cerca de 5,5 m. Na sondagem realizada por Francisco (2004), após a camada de argila muito mole encontra-se uma camada de areia média argilosa, pouco compacta marrom, de 1,75 m de espessura, seguida de uma camada de argila siltosa, rija a dura, cinza clara, com espessura mínima de 3,20 m, onde foi interrompida a sondagem.

No depósito de Sarapuí I, na região do aterro I (Ortigão, 1980), a espessura de solo muito mole é de 11 m (ver figura 5.4), semelhante ao encontrado na sondagem SP-1. Já a região do aterro II apresenta uma espessura que varia de 9,0 m a 10,5 m (Terra, 1988).

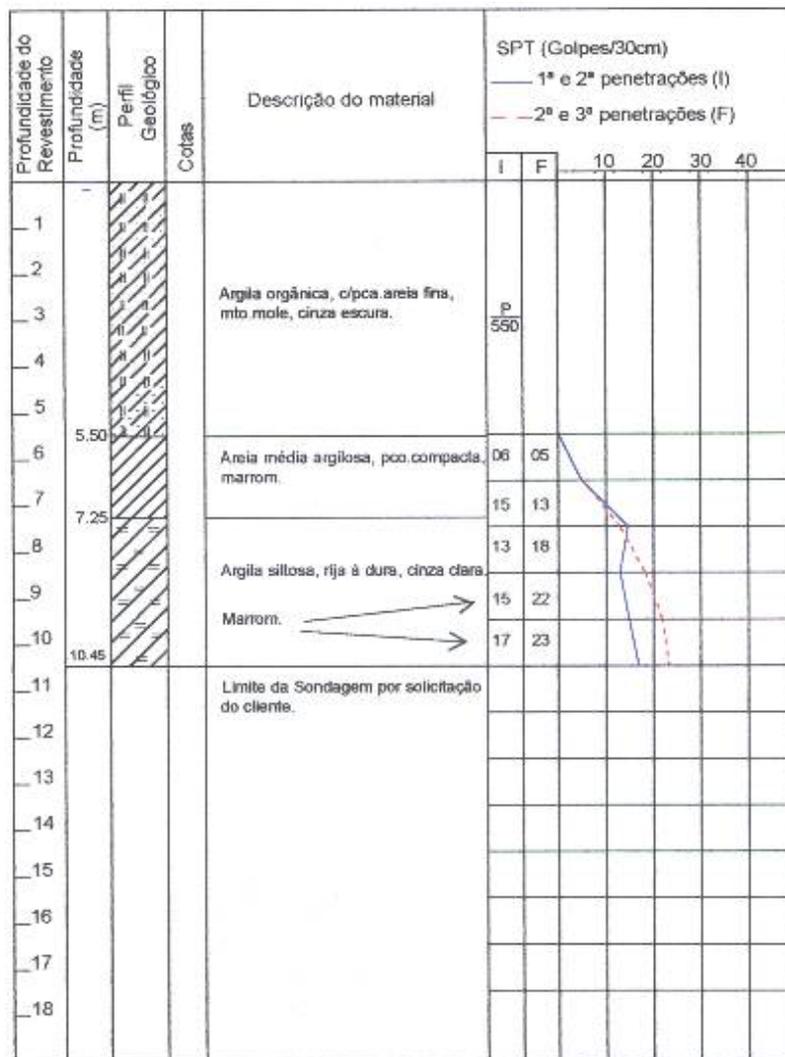


Figura 5.3 – Sondagem realizada na pesquisa desenvolvida por Francisco (2004).

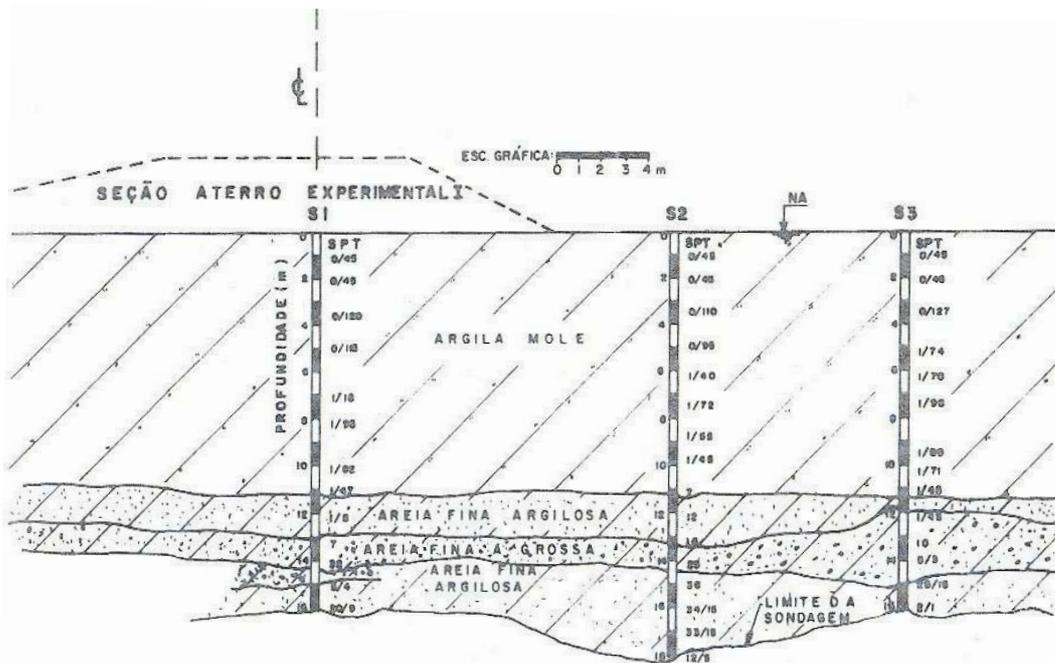


Figura 5.4 - Perfil geotécnico no local do primeiro aterro experimental (Ortigão, 1980).

No que diz respeito à determinação do teor de umidade a partir de amostras obtidas nas sondagens, sua utilidade, destacada por Coutinho et al. (1998) e Sandroni (2001), ficou evidente. A figura 5.5 é uma ampliação da figura 4.10 no trecho da camada mole. Observa-se da figura que os valores de teor de umidade da SP-3 (realizada a partir do aterro) são menores que os de SP-2 e SP-4, o que é decorrente do adensamento do material mole provocado pelo aterro. A diferença é mais nítida no trecho superior do depósito.

Quando se comparam agora os valores de teor de umidade obtidos nas sondagens da presente pesquisa com os de amostras de pistão obtidas por Francisco (2004), constata-se que são praticamente os mesmos, o que evidencia mais uma vez a utilidade da determinação do teor de umidade a partir das amostras de sondagens a percussão e a semelhança das propriedades das duas regiões ensaiadas em Sarapuí II.

Comparando-se agora com os valores obtidos em Sarapuí I, na região do aterro I, observa-se que a média de Sarapuí I é menor que os de Sarapuí II. Entretanto, quando se considera a totalidade da faixa de Sarapuí I, constata-se que os valores do teor de

umidade de Sarapuí II encontram-se entre a média e o limite superior (LS) da faixa superior de Sarapuí I.

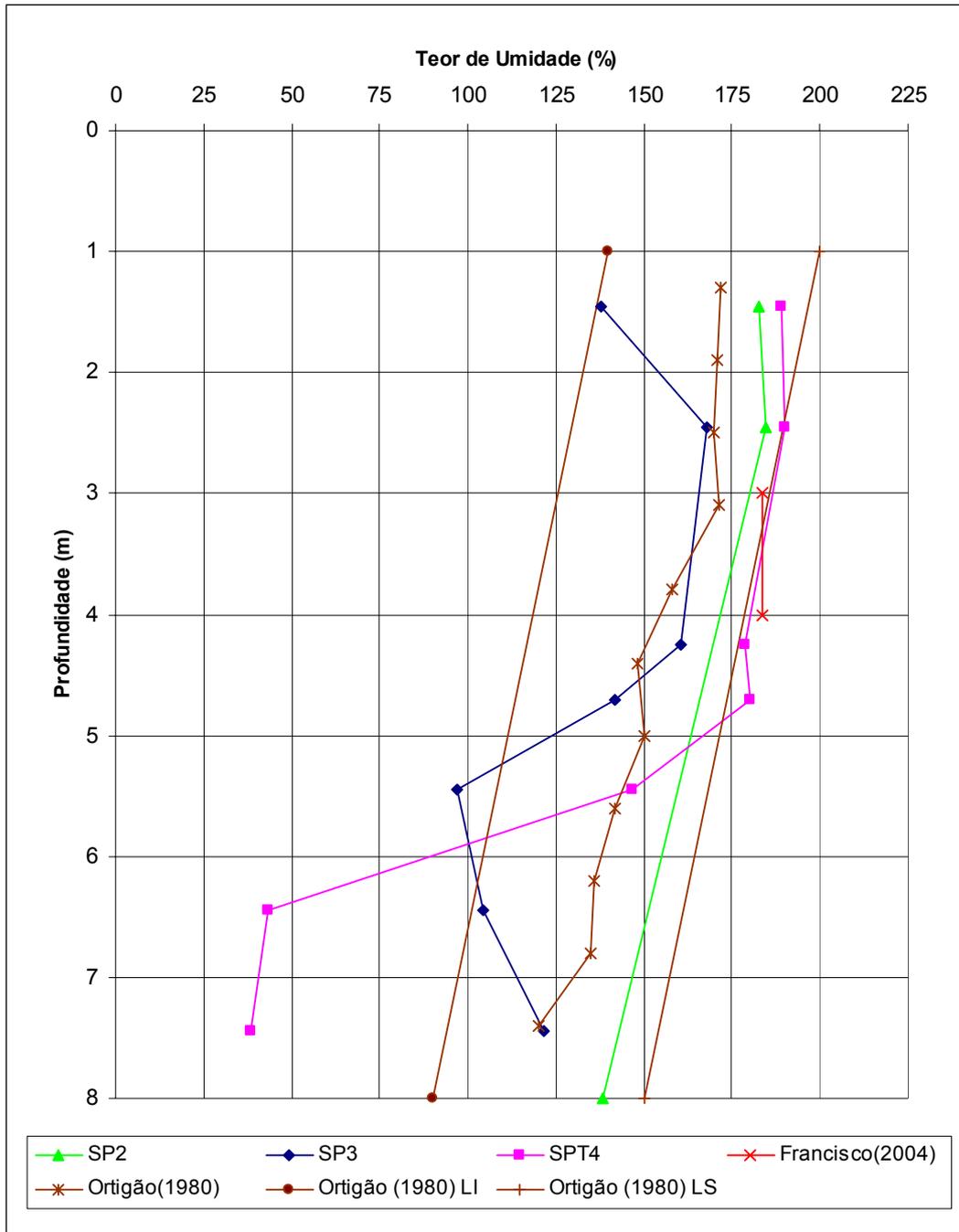


Figura 5.5 – Teor de umidade versus profundidade da camada mole. Valores correspondentes à presente pesquisa, obtidos por Francisco (2004) também em Sarapuí II e por Ortigão (1980) na região dos aterros experimentais de Sarapuí I.

V.3 Sobre os resultados das calibrações efetuadas

Conforme mencionado no item IV.3, as calibrações realizadas foram analisadas através do programa Calibrs, através do qual são obtidos os parâmetros de histerese, não linearidade e não retorno ao zero, conforme sugerido por Schaap e Zuidberg (1982), expresso em forma de porcentagem de fundo de escala (% fso), além das constantes de regressão linear, do coeficiente de correlação e do erro padrão de estimativa.

Em todas as calibrações efetuadas, foram realizados ciclos de carregamento e descarregamento correspondentes às faixas de carga, pressão ou torque esperadas no campo. A tabela 5.1 resume alguns dados das tabelas 4.2, 4.3, 4.7, 4.8, 4.10 e 4.13. Pode-se constatar uma significativa diferença entre aquelas faixas em relação aos limites dos equipamentos. De fato, a célula de torque da palheta, mesmo a de 100 Nm de torque limite, foi calibrada no caso mais crítico a 10% da capacidade limite. Da mesma forma, os transdutores de poro-pressão do piezocone, na situação mais desfavorável, foram calibrados a 13 % da pressão limite, e geralmente a 37 % daquela pressão. Quanto às células de carga, notam-se faixas muito menores do que as dos outros transdutores. A célula de carga do equipamento de barra cilíndrica foi calibrada na faixa de 9 a 10 % da carga limite, enquanto as do piezocone tiveram suas células de carga calibradas a 2 % e 0,8 %, respectivamente as de atrito lateral e ponta.

Uma das primeiras conclusões, ao se observar os dados da tabela 5.1, é que o coeficiente de correlação não é um elemento de comparação adequado para se verificar a qualidade da calibração. De fato, o menor valor daquela grandeza foi 0,998, sendo a grande maioria 1,000. Embora se possa dizer que os resultados foram excelentes, salvo poucas exceções, há necessidade de se observarem outras grandezas. Assim, a palheta de 50 Nm, que veio a evidenciar problemas na célula de torque e veio a ser substituída pela de 100 Nm (ver item IV.4.3), registrou os maiores valores de histerese, em um caso chegando a 5 %, o que não é próprio de equipamentos de alta qualidade. No entanto, o coeficiente de correlação da regressão foi de 0,998.

Tabela 5.1 – Resumo de dados de calibração dos diversos equipamentos utilizados nos ensaios de campo.

Equipamento	% da carga, torque ou pressão limite	Coefficiente de correlação	Erro padrão da estimativa	Histerese (% fso)	Não linearidade (% fso)	Não retorno ao zero (% fso)
Palheta 100 Nm	50	1,000	0,25 Nm	1,2	0,2	1,2
	10	1,000	0,03 Nm	0,7	0,5	0,0
	16	1,000	0,05 Nm	0,8	0,5	0,3
	16	1,000	0,07 Nm	1,2	0,6	0,2
Palheta 50 Nm	40	0,999	0,33 Nm	3,8	0,8	0,0
	50	0,999	0,39 Nm	3,6	0,9	0,2
	60	0,998	0,56 Nm	4,8	0,8	0,3
	40	1,000	0,14 Nm	1,9	1,1	0,5
Piezocone COPPE célula de atrito	2	1,000	1,00 kgf	2,0	0,9	0,9
	2	1,000	0,14 kgf	2,0	1,1	1,0
Piezocone GROM-GIL célula de atrito	2	1,000	0,12 kgf	1,7	1,0	0,7
Piezocone COPPE célula de ponta	0,83	1,000	0,15 kgf	0,5	0,8	0,0
	0,83	1,000	0,18 kgf	0,9	0,7	0,2
Piezocone GROM-GIL célula de ponta	0,83	1,000	0,22 kgf	1,1	0,9	0,9
Piezocone COPPE transdutor u_1	36,5	1,000	1,28 kPa	0,2	0,5	0,1
	36,5	1,000	1,54 kPa	0,3	0,8	0,0
Piezocone GROM-GIL transdutor u_1	13,3	1,000	1,00 kPa	0,1	1,1	0,0
Piezocone GROM-GIL transdutor u_2	36,5	1,000	1,05 kPa	0,2	0,4	0,0
	36,5	1,000	1,47 kPa	0,1	0,7	0,0
Piezocone GROM-GIL transdutor u_2	13,3	1,000	1,00 kPa	1,1	1,3	0,0
T-Bar	8,5	1,000	4,28 kPa	0,6	1,9	0,0
	8,9	1,000	1,76 kPa	0,6	0,6	0,0
	10,1	1,000	1,63 kPa	0,6	0,6	0,0
	8,9	1,000	2,09 kPa	1,3	0,4	0,0

Por outro lado, os resultados mostram ainda valores excelentes das grandezas histerese, não linearidade e não retorno ao zero. Quando se observam os resultados das células de carga de ponta dos piezocones, fica evidente sua altíssima qualidade. Mesmo trabalhando-se com um percentual da carga limite abaixo de 1 %, obtêm-se valores de histerese, não linearidade e não retorno ao zero de no máximo 1 % do fundo de escala.

Quando se comparam os resultados das células de carga de ponta do piezocone com os da barra cilíndrica, fica evidenciada mais uma vez a qualidade daquelas células. Embora a célula do equipamento de barra cilíndrica tenha obtido um resultado ligeiramente melhor das grandezas histerese, não linearidade e não retorno ao zero, pode-se verificar que o erro padrão da estimativa no caso do piezocone foi em média cerca de 0,2 kgf, que corresponde a cerca de 2 kPa, enquanto o da barra cilíndrica foi em média 2 kgf, correspondentes aos mesmos 2 kPa, já que a área de projeção da barra cilíndrica é dez vezes maior que a área da base do piezocone. Verifica-se, portanto, considerando-se que a barra cilíndrica é proveniente de uma adaptação de um piezocone COPPE, que a acurácia das células na faixa até cerca de 1 % da carga limite é basicamente a mesma das células na faixa até 10 % da carga limite.

Conclui-se assim, pelos dados de calibração, que os equipamentos empregados nas campanhas de ensaios de campo atenderam plenamente aos padrões de excelente qualidade exigidos, sendo portanto responsáveis pela alta acurácia dos valores medidos no campo.

V.4 Os ensaios de palheta

V.4.1 Curvas torque versus rotação

A curva típica do comportamento torque versus rotação apresentada na figura 4.19, reproduzida a seguir como figura 5.6, pode, na realidade, ser considerada típica de um material “bem comportado”. A maioria das curvas se situou nessa condição. Entretanto, outros comportamentos foram também verificados. As curvas representadas nas figuras 5.7 e 5.8 mostram, respectivamente, um comportamento com um máximo localizado e um patamar, com posterior crescimento do torque com a rotação, até se atingir um máximo absoluto. Já a curva da figura 5.9 apresenta o crescimento do torque com aparentemente dois trechos com tendências de comportamento distinto. Uma possível explicação para os aspectos destas curvas seria a heterogeneidade do material, por exemplo pela presença de material granular ou conchas. Ou seja, no início do processo tem-se um cisalhamento de um tipo de material (podendo ser a argila ou um material refletindo também a influência de conchas ou areia), mas a continuidade do cisalhamento acaba também por envolver um segundo tipo na massa cisalhada. Embora este comportamento tenha sido verificado ao longo de todo o depósito, nenhum ensaio realizado entre as profundidades de 4,5 m a e 5,5 m mostrou “bom comportamento”.

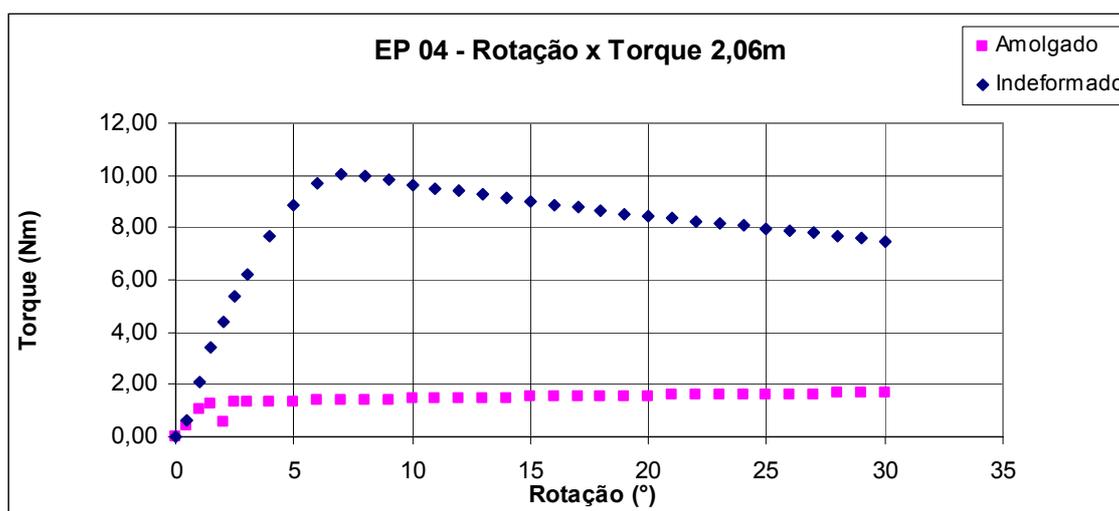


Figura 5.6 – Curva torque versus rotação típica de um material “bem comportado”.

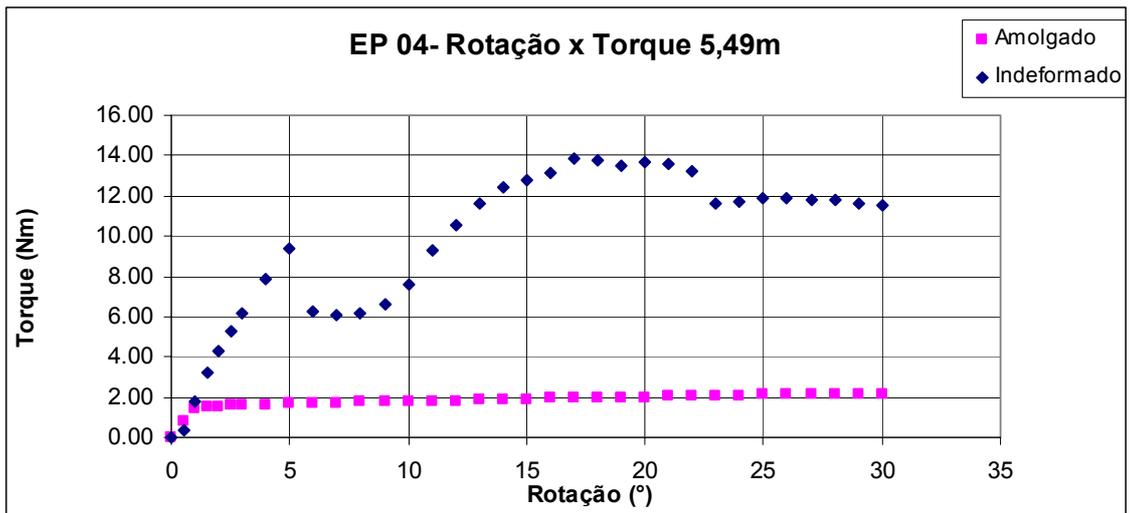


Figura 5.7 – Curva torque versus rotação de comportamento atribuído a material heterogêneo na massa cisalhada.

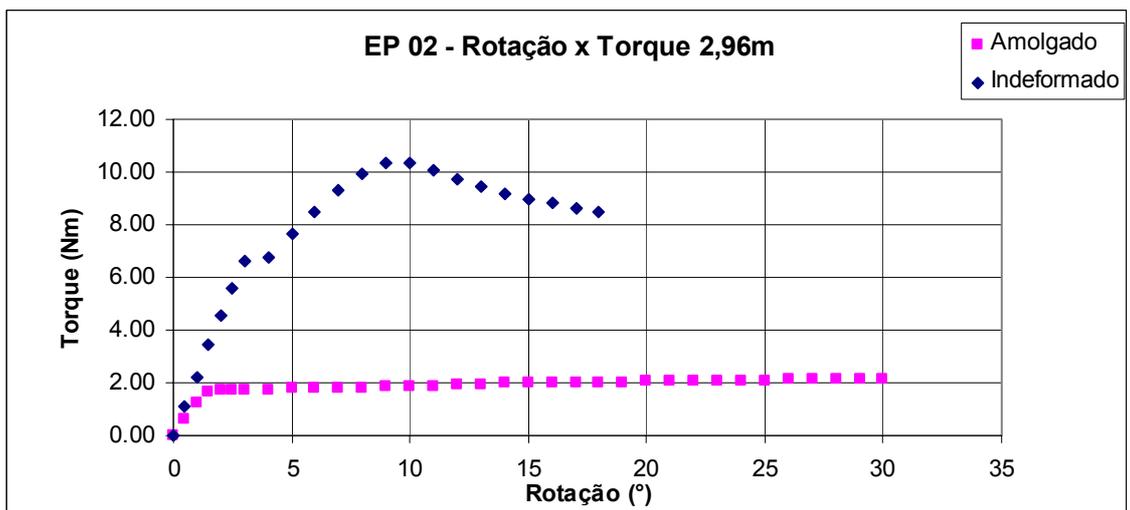


Figura 5.8 – Curva torque versus rotação de comportamento atribuído a material heterogêneo na massa cisalhada.

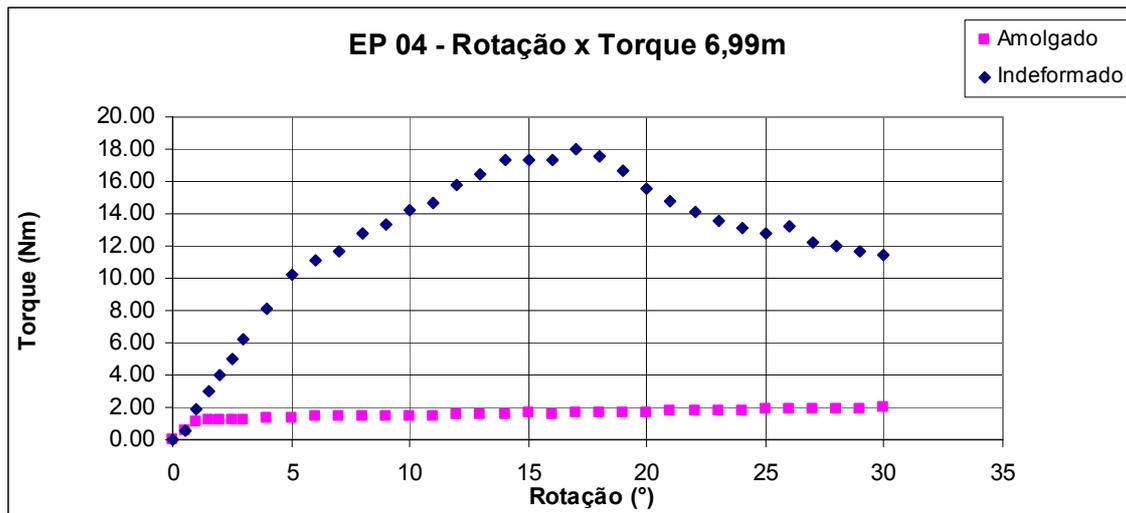


Figura 5.9 - Curva torque versus rotação com dois trechos distintos na região de crescimento do torque.

Foram observados ainda comportamentos anômalos, em dois ensaios, que puderam ser identificados como relacionados à execução do ensaio. Tais ensaios foram naturalmente descartados. Foram descartados ainda três ensaios que não apresentaram tendência de estabilização ou algum outro aspecto estranho não explicável. Os ensaios remanescentes, em número de 37, foram designados como “ensaios válidos”.

V.4.2 A resistência não drenada

A figura 4.20, reapresentada abaixo com a numeração 5.10, apresenta os valores da resistência não drenada na condição natural, s_u , e amolgada, s_{ur} , obtidos em todos os ensaios válidos. Observa-se inicialmente daquela figura que os valores de s_u sob o aterro foram maiores que os demais valores, de modo bastante nítido até a profundidade de 2 m. Os valores de s_u são maiores que os demais também às profundidades de 3,5 m e 5,5 m. Quanto à resistência amolgada, como era de se esperar, os valores sob o aterro situaram-se na tendência do conjunto, exceção feita ao valor do primeiro metro.

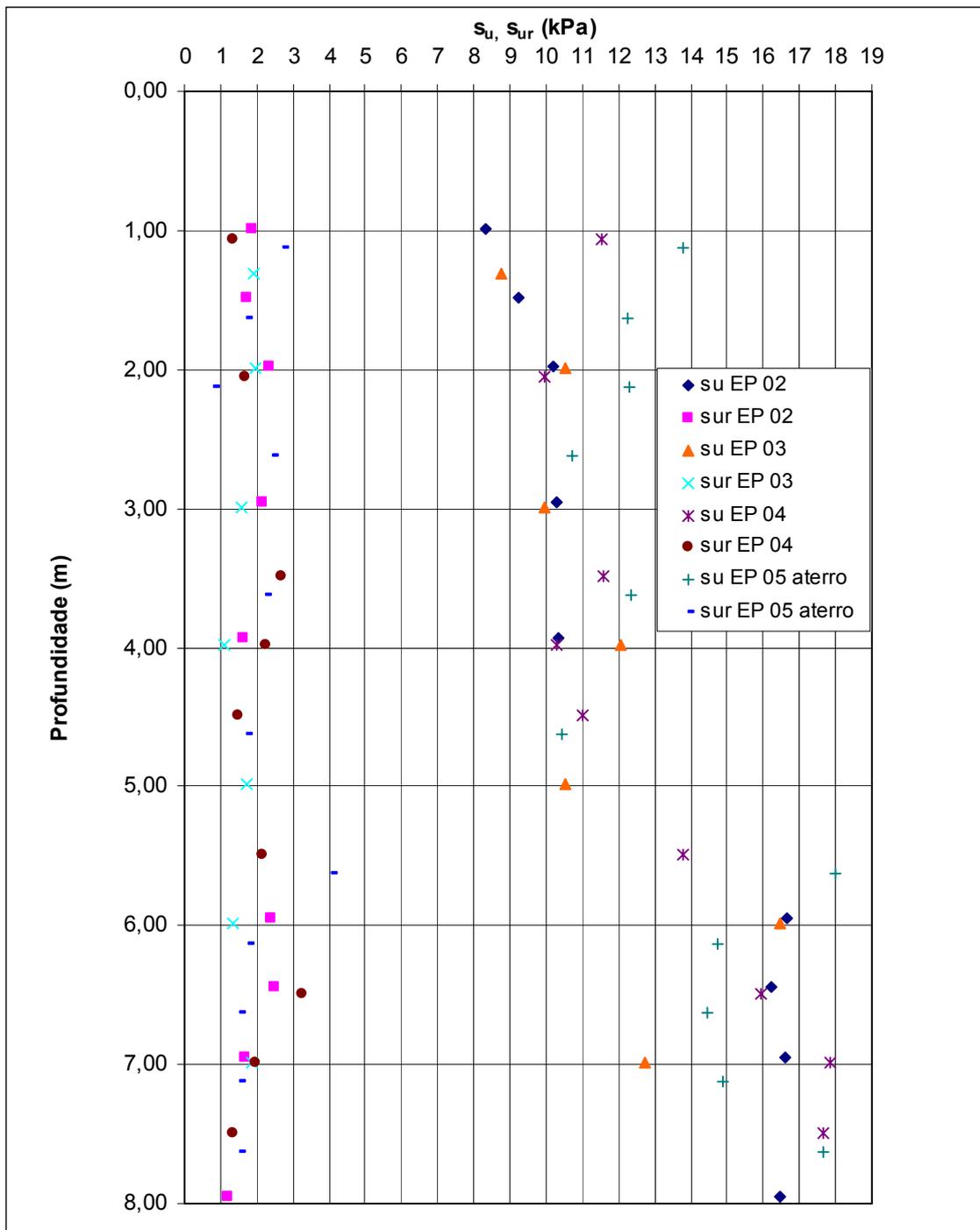


Figura 5.10 – Resistência não drenada na condição natural (s_u) e amolgada (s_{ur}) versus profundidade (todos os ensaios válidos).

Uma comparação entre os valores de s_u e s_{ur} obtidos na presente pesquisa com os resultados de Francisco (2004) e Alves (2004), também de Sarapuí II, bem como os de Ortigão e Collet (1986), de Sarapuí I, é apresentada na figura 5.11. Nos dados da presente pesquisa foram retirados os ensaios relativos à vertical EP-05, sob o aterro. Cabe ressaltar que os ensaios onde se observaram anomalias de comportamento

atribuídas ao material não foram retirados, uma vez que não se dispõe de critério equivalente por parte das outras campanhas.

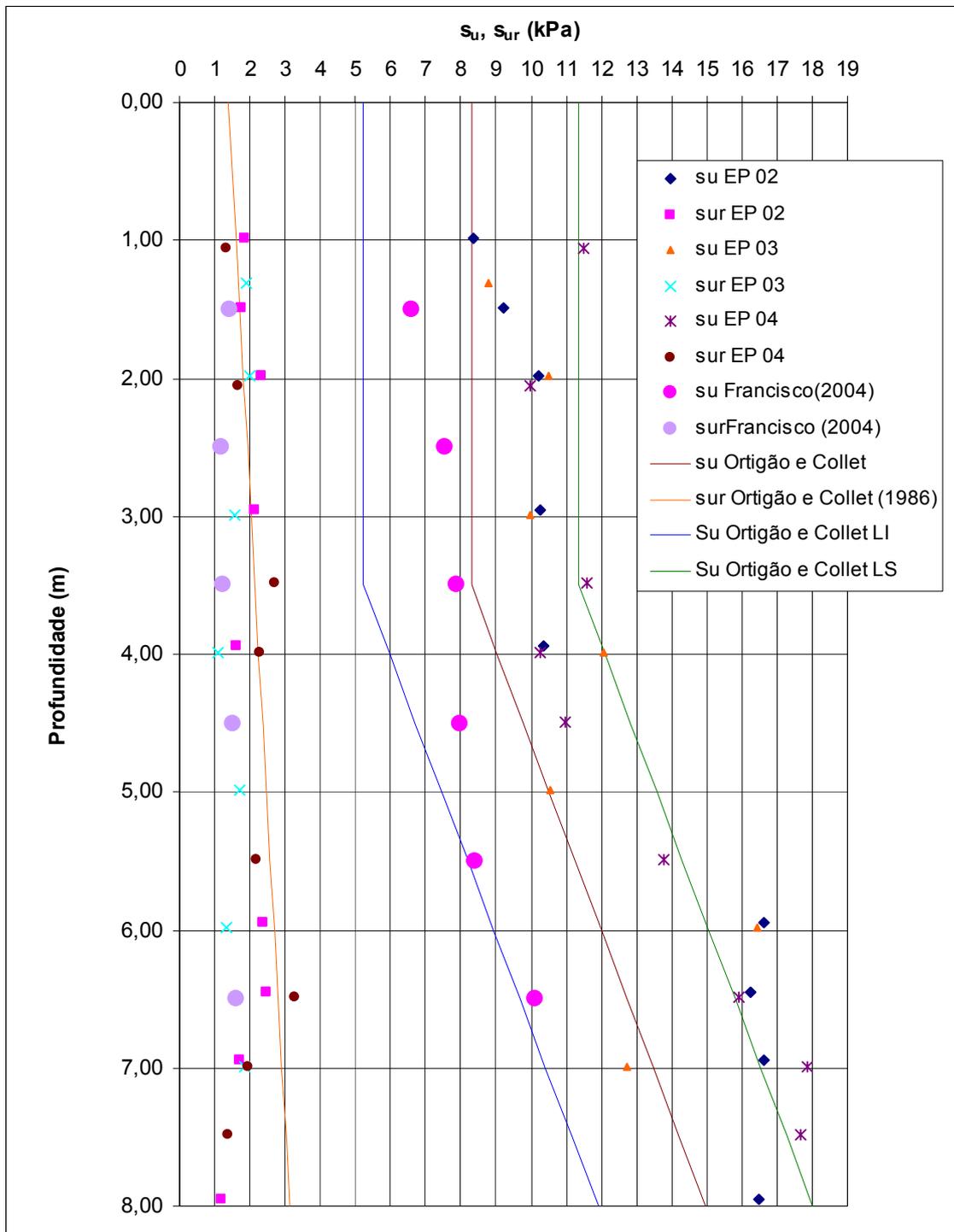


Figura 5.11 - Comparação entre os valores de s_u e s_{ur} de Sarapuí I e Sarapuí II.

Observa-se que todos os valores de s_u obtidos por Francisco (2004), também em Sarapuí II, são menores que os da presente pesquisa. Entretanto, aquele autor realizou

apenas uma vertical de ensaios, assim esta conclusão deve ser vista com reservas. Quanto a Sarapuí I, os valores médios de Ortigão e Collet (1986) situam-se entre os valores de Francisco (2004) e os da presente pesquisa. Quando se considera a faixa de valores (média \pm dois desvios-padrão) de Ortigão e Collet (1986), observa-se que os dados da presente pesquisa encontram-se entre a média e o limite superior da faixa de Sarapuí I.

Quanto aos valores da resistência amolgada, conforme mencionado no item IV.4.4, em uma das verticais da presente pesquisa (EP-3) foram empregadas 20 revoluções (ver ainda Lunne et al., 1989), de modo diferente da especificação do método brasileiro (MB 3122/1989), que estabelece 10 revoluções. A diferença de tendência de comportamento foi sutil, três dentre os sete ensaios apresentaram valores ligeiramente inferiores aos demais ensaios.

Quando se comparam os valores da presente pesquisa com os de Francisco (2004), observa-se que também – tal como no caso do material natural – são menores, ou estão no limite inferior, da faixa da presente pesquisa. Quanto aos valores médios de Sarapuí I, são muito semelhantes aos da presente pesquisa nos três primeiros metros, enquanto se situam no limite superior da faixa da presente pesquisa. Uma vez que Ortigão e Collet (1986) empregaram 20 revoluções, ao invés das 10 revoluções do método brasileiro, este resultado é de certa forma inesperado. Uma pesquisa associada à determinação do número de revoluções necessárias para o completo amolgamento da argila do Sarapuí (e de outros materiais) parece necessária. Cabe salientar que a resistência amolgada é um parâmetro utilizado no dimensionamento de fundações offshore.

Quanto aos valores de s_u a serem utilizados como referência para análises que se seguem, foram desprezados os ensaios relativos ao aterro. Pode-se verificar, de um modo geral, que a tendência é de s_u crescer com a profundidade ao longo de todo o depósito, porém várias interpretações podem ser efetuadas. Foi realizada inicialmente uma análise estatística subdividindo-se a camada muito mole em duas subcamadas (do nível do terreno até 5 m e de 5 m a 8 m), de modo a se verificar se havia uma relação linear entre s_u e profundidade em cada subcamada. Como o coeficiente de correlação foi muito baixo – o que explica o fato de não existir nenhuma correlação –, a autora da

presente dissertação optou por considerar o s_u constante em cada subcamada. A primeira análise foi realizada considerando todos os pontos válidos. Obteve-se s_u médio de 10,3 kPa e desvio padrão de 1,0 kPa na primeira camada e 16,0 kPa e 1,7 kPa na segunda camada. Uma segunda análise considerou apenas os ensaios que apresentaram “bom comportamento”, tendo-se obtido 10,2 kPa e 1,1 kPa e 15,8 kPa e 1,5 kPa, respectivamente para s_u e desvio-padrão na primeira e segunda camadas. Adotaram-se para análises que se seguem os valores médios de s_u de 10 kPa e 16 kPa na primeira e segunda camadas.

Considerando-se agora não mais uma análise estatística, mas a sensibilidade do engenheiro, admitiram-se as mesmas subcamadas anteriores, porém, a despeito de não existência de correlação estatística justificando o crescimento linear de s_u com a profundidade, esta foi a premissa adotada. As funções sugeridas têm as expressões $s_u = 8,5 + 0,58 z$ e $s_u = 6,5 + 1,5 z$, e estão representadas na figura 5.12. Na mesma figura está também ilustrada a expressão proposta por Francisco (2004) e Alves (2004), evidenciando da mesma forma um crescimento de s_u com a profundidade, de modo diferente de Ortigão e Collet (1986).

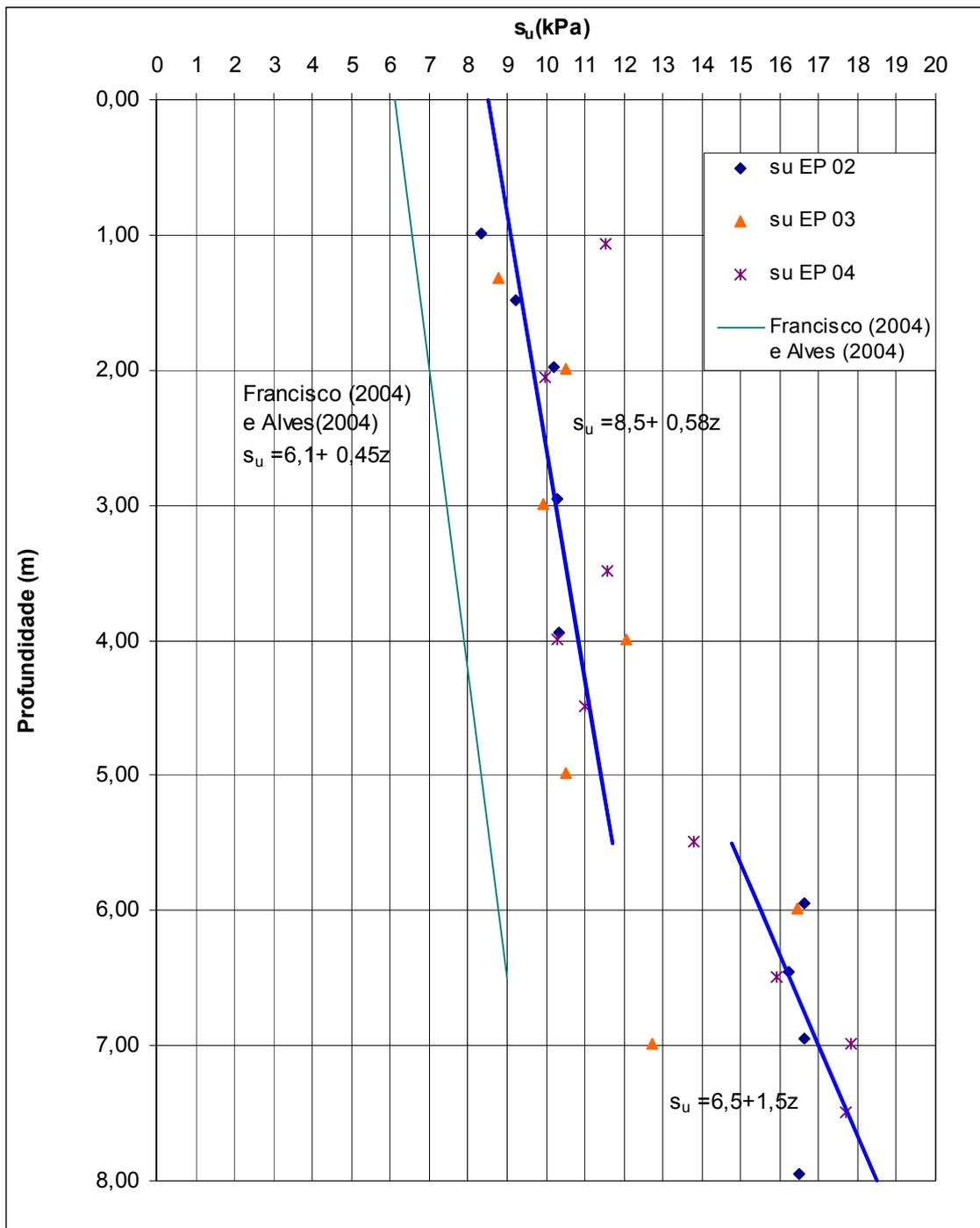


Figura 5.12 - s_u versus profundidade, análise (determinística) considerando a sensibilidade do engenheiro.

V.4.3 A sensibilidade

Os valores de sensibilidade correspondentes aos ensaios válidos, não considerando os correspondentes ao aterro, estão apresentados na figura 5.13. Tomando-se as mesmas camadas anteriores, pode-se observar que a dispersão é menor na primeira camada (do NT até 5 m) do que na segunda (5 m a 8 m). Além disso, observa-se uma ligeira tendência de crescimento de S_t com a profundidade na primeira camada. Considerando-se valores constantes para S_t , tem-se uma média de 6,4 para a primeira camada e 9,2 para a segunda. Quando se comparam os valores de S_t da presente pesquisa com os de outras campanhas de Sarapuí, observa-se (figura 5.14) que os ensaios de Francisco (2004) e Alves (2004) forneceram resultados dentro da tendência do conjunto da pesquisa, com resultados na faixa 4,5 – 6,5 (apenas para a primeira camada). Ou seja, apesar de os valores de s_u daqueles pesquisadores serem menores do que os ora obtidos, os valores de s_{ur} também o foram, tendo a sensibilidade se mantido constante. Já Ortigão e Collet (1986) obtiveram uma sensibilidade média em torno de 4,4 com desvio padrão de 1,3, ou seja, seus valores são menores do que os da presente pesquisa. Cabe lembrar que aqueles autores utilizaram um equipamento mecânico, que não dispunha de célula de torque junto à palheta, como o ora empregado.

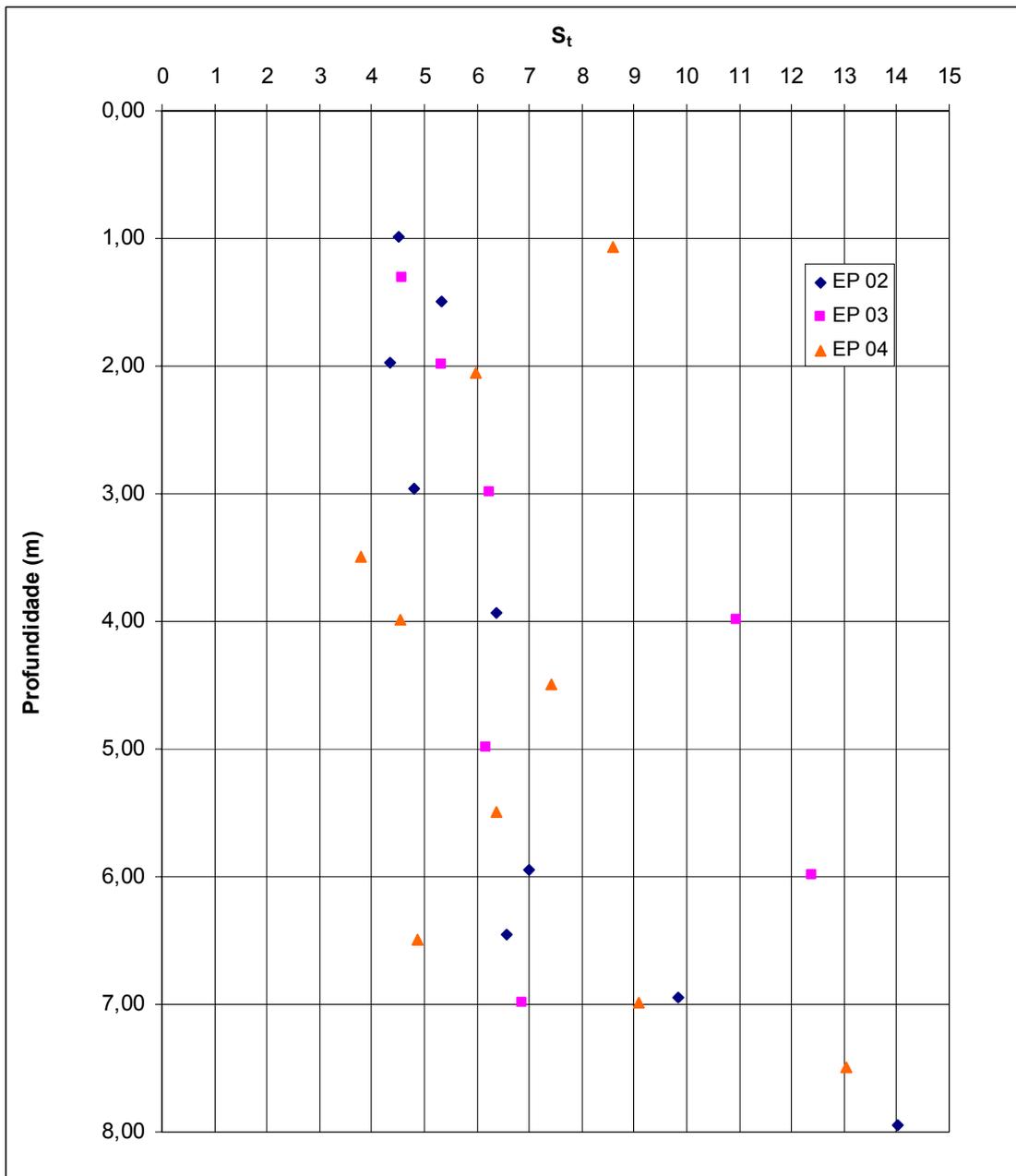


Figura 5.13 – Sensibilidade versus profundidade, presente campanha.

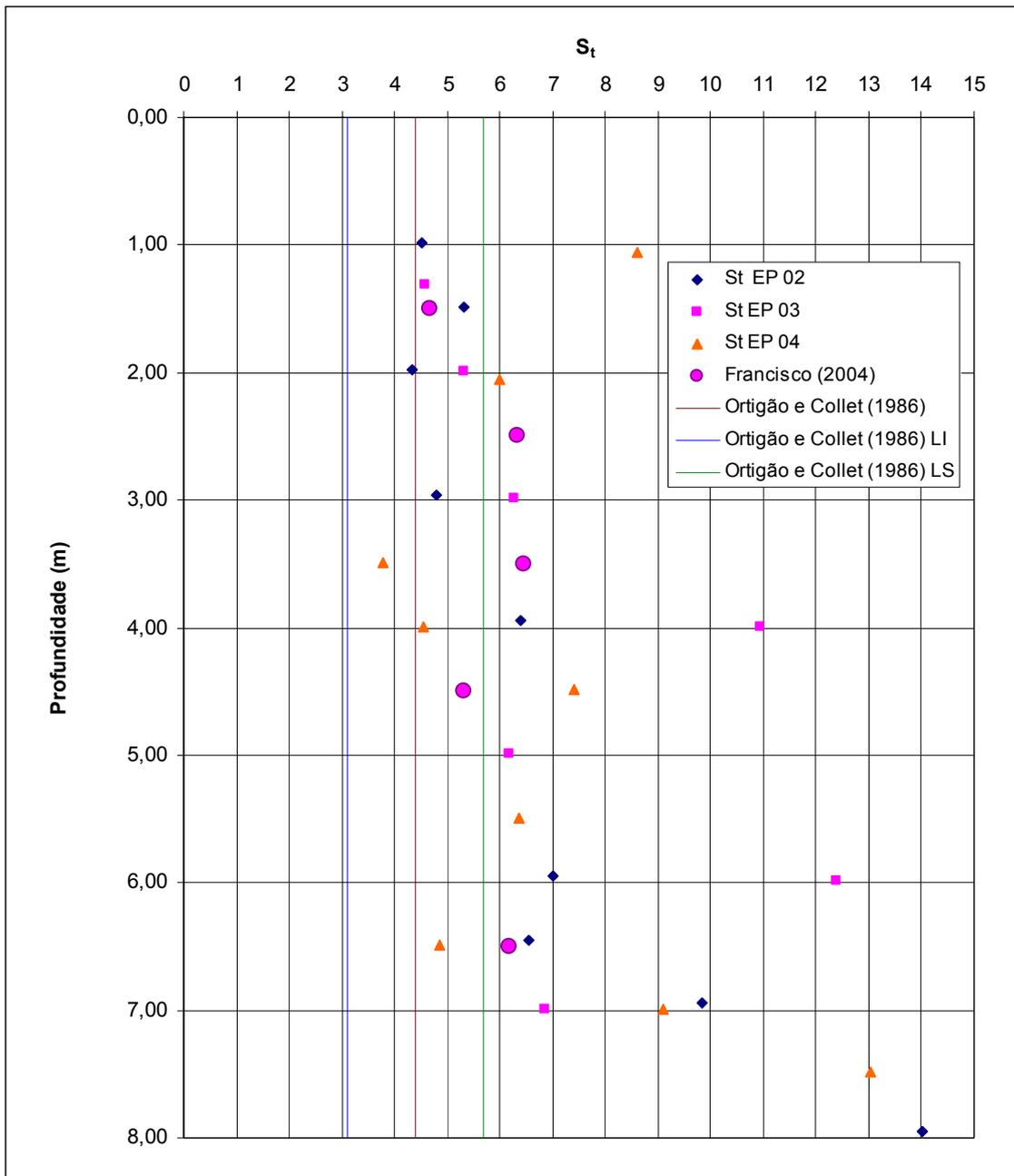


Figura 5.14 - Sensibilidade versus profundidade, comparação com outras campanhas de Sarapuí.

V.5 Os ensaios de piezocone

V.5.1 Generalidades

De uma maneira geral, os resultados obtidos de resistência de ponta q_T , atrito lateral f_s e poro-pressões u_1 e u_2 foram bastante consistentes. Ou seja, quase todos os ensaios mostraram a mesma forma de variação das grandezas com a profundidade. A análise daquela variação é apresentada, para cada grandeza, em itens subseqüentes.

V.5.2 Os ensaios sob o aterro

Um aspecto curioso observado diz respeito aos ensaios realizados sob o aterro e à influência do adensamento na camada mole. De fato, os diferentes transdutores produziram resultados distintos. Nas figuras 5.15 a 5.18 os valores de q_T , f_s , u_1 e u_2 relativos aos ensaios sob o aterro encontram-se ressaltados em relação aos demais ensaios, realizados em material natural. Pode-se verificar que os valores de q_T (figura 5.15) foram maiores que todos os outros ensaios ao longo de toda a primeira camada, ou seja, até cerca de 5,2 m, embora nos últimos 1,5 m a diferença em relação aos demais ensaios seja muito pequena. Em outras palavras, os valores de q_T indicariam que toda a espessura da primeira camada estaria afetada pelo adensamento gerado pelo aterro. Quanto a f_s , pode-se dizer que a influência do aterro se dá até cerca de 3 m de profundidade. Mesmo as poro-pressões fornecem diferentes valores entre si. De fato, pode-se dizer que u_1 revelou uma influência do adensamento até cerca de 3,7 m, enquanto u_2 passou a estar dentro da tendência do conjunto dos demais ensaios a partir de 2,0 m. Há necessidade de mais ensaios sob o aterro de modo a se ter uma faixa de variação que permita a avaliação da sensibilidade de cada grandeza para detectar o material adensado.

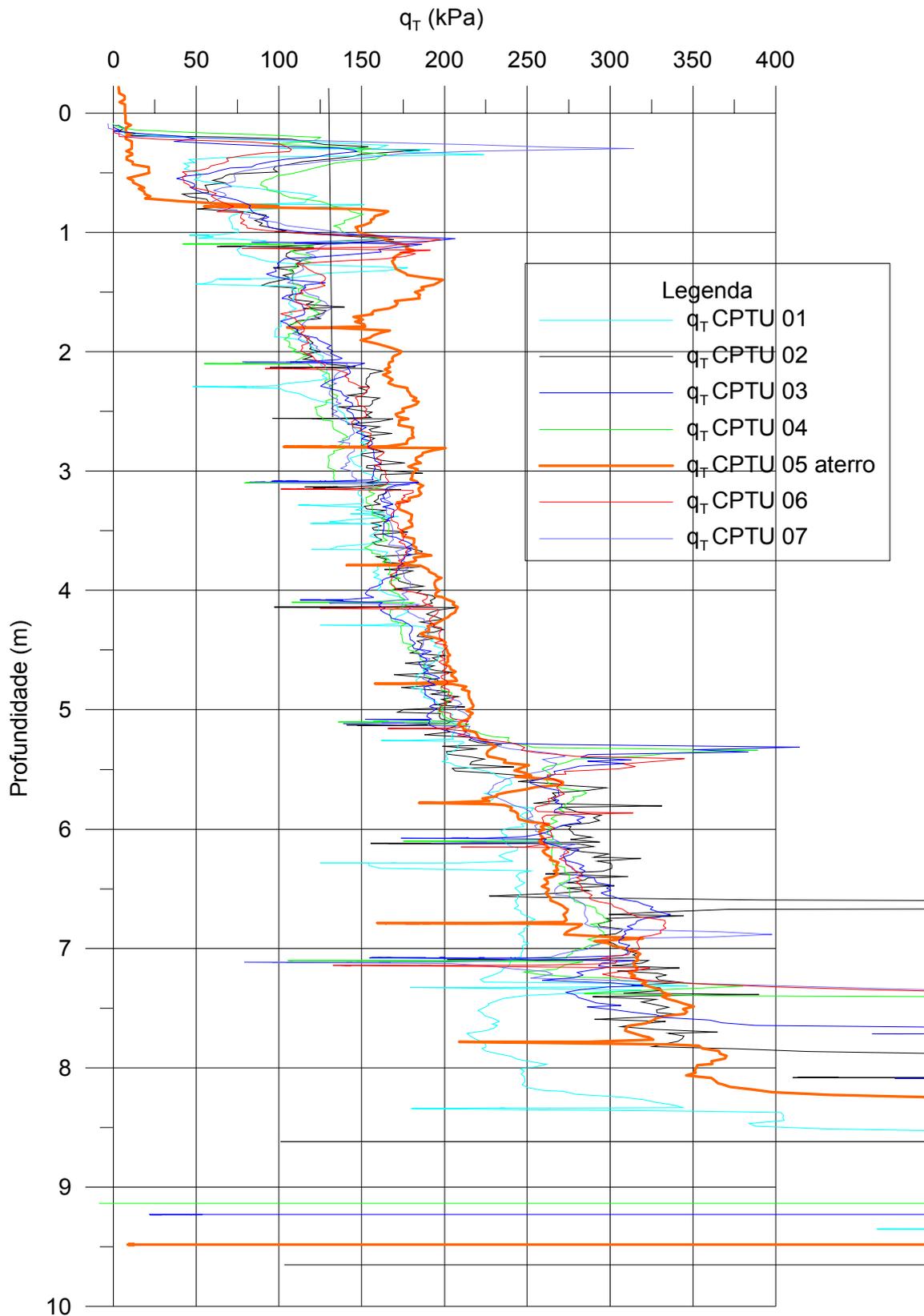


Figura 5.15 – Resistência de ponta q_T versus profundidade, todos os ensaios.

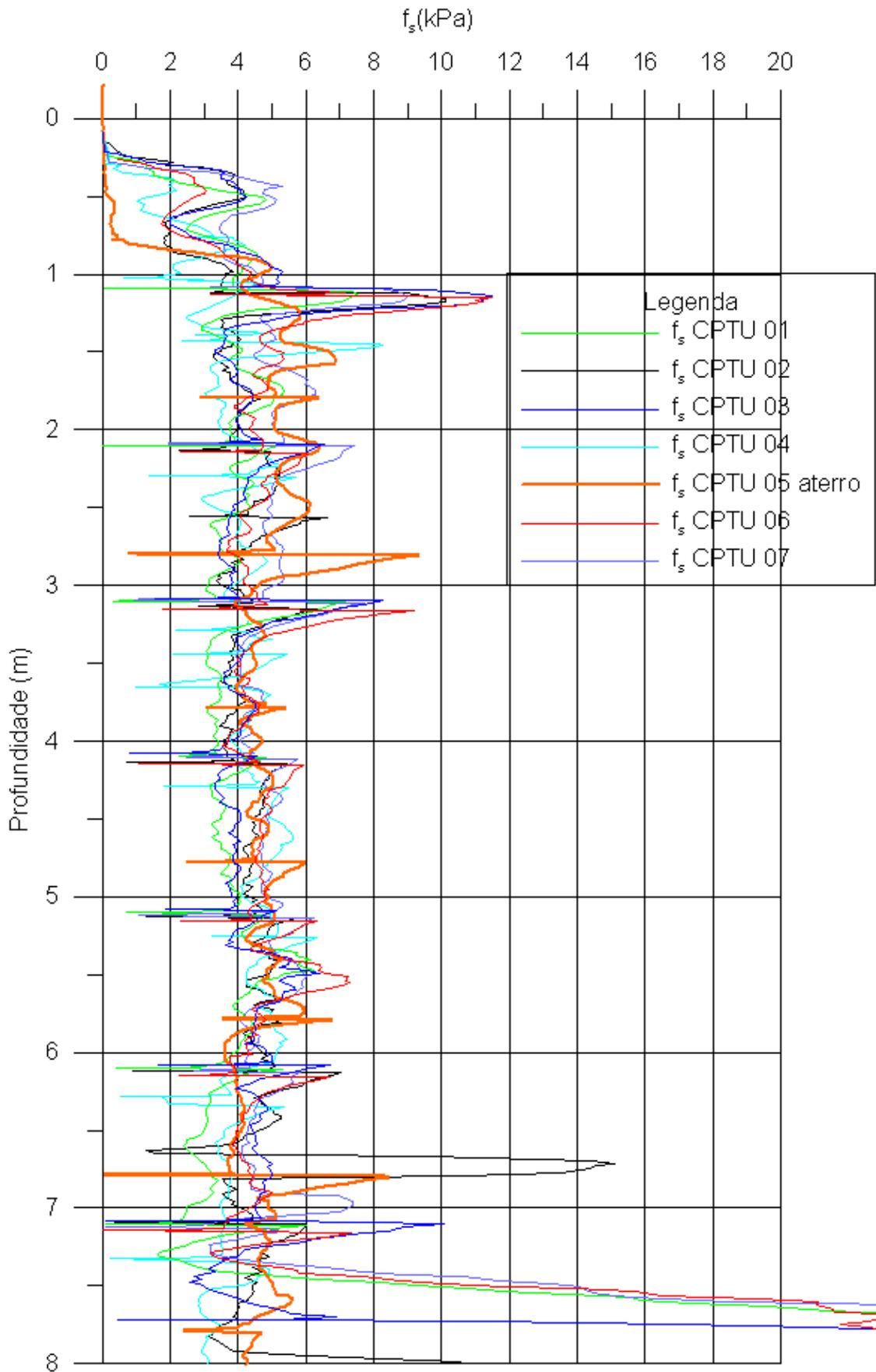


Figura 5.16 – Atrito lateral f_s versus profundidade, todos os ensaios.

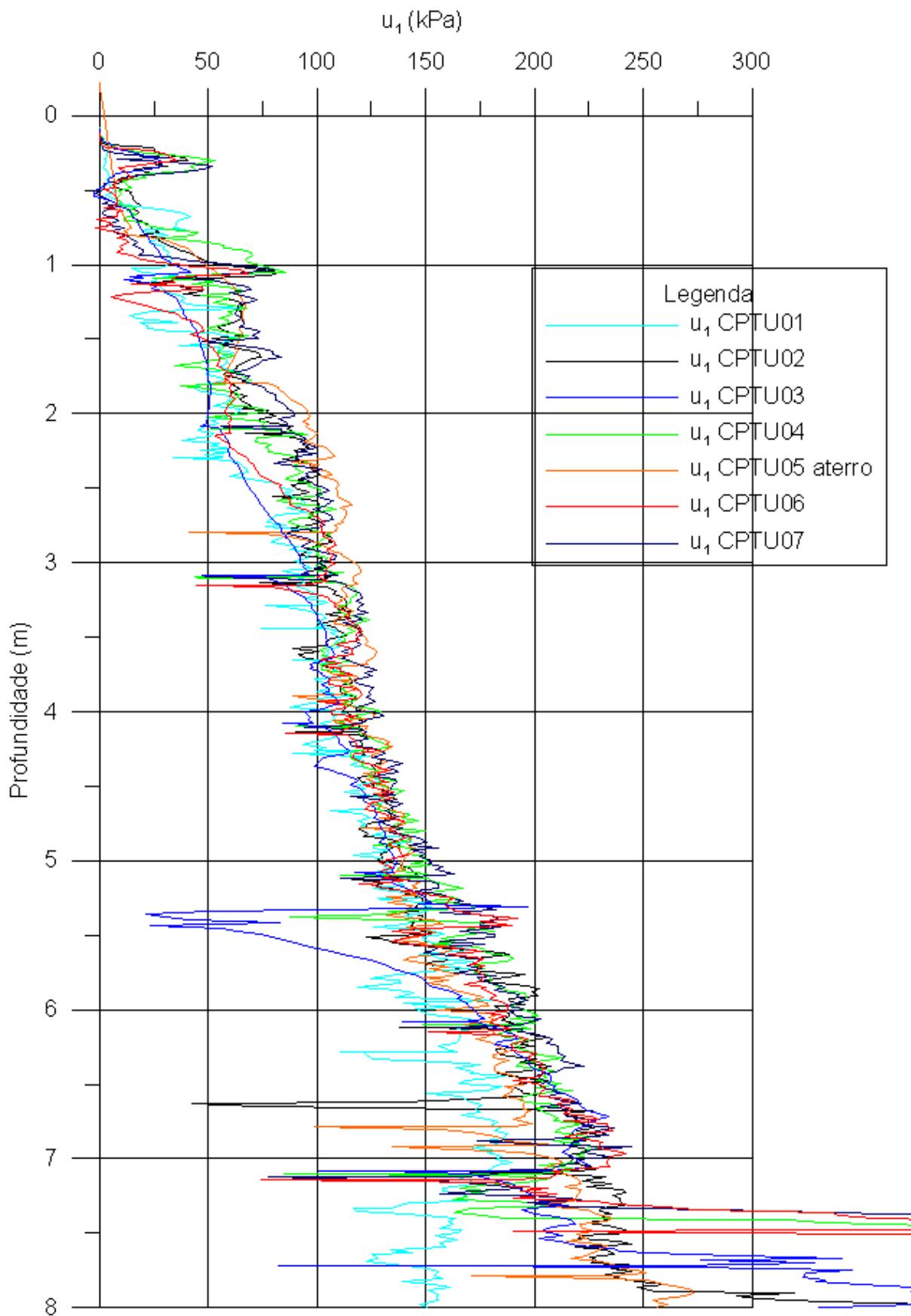


Figura 5.17 – Poro-pressão u_1 versus profundidade, todos os ensaios.

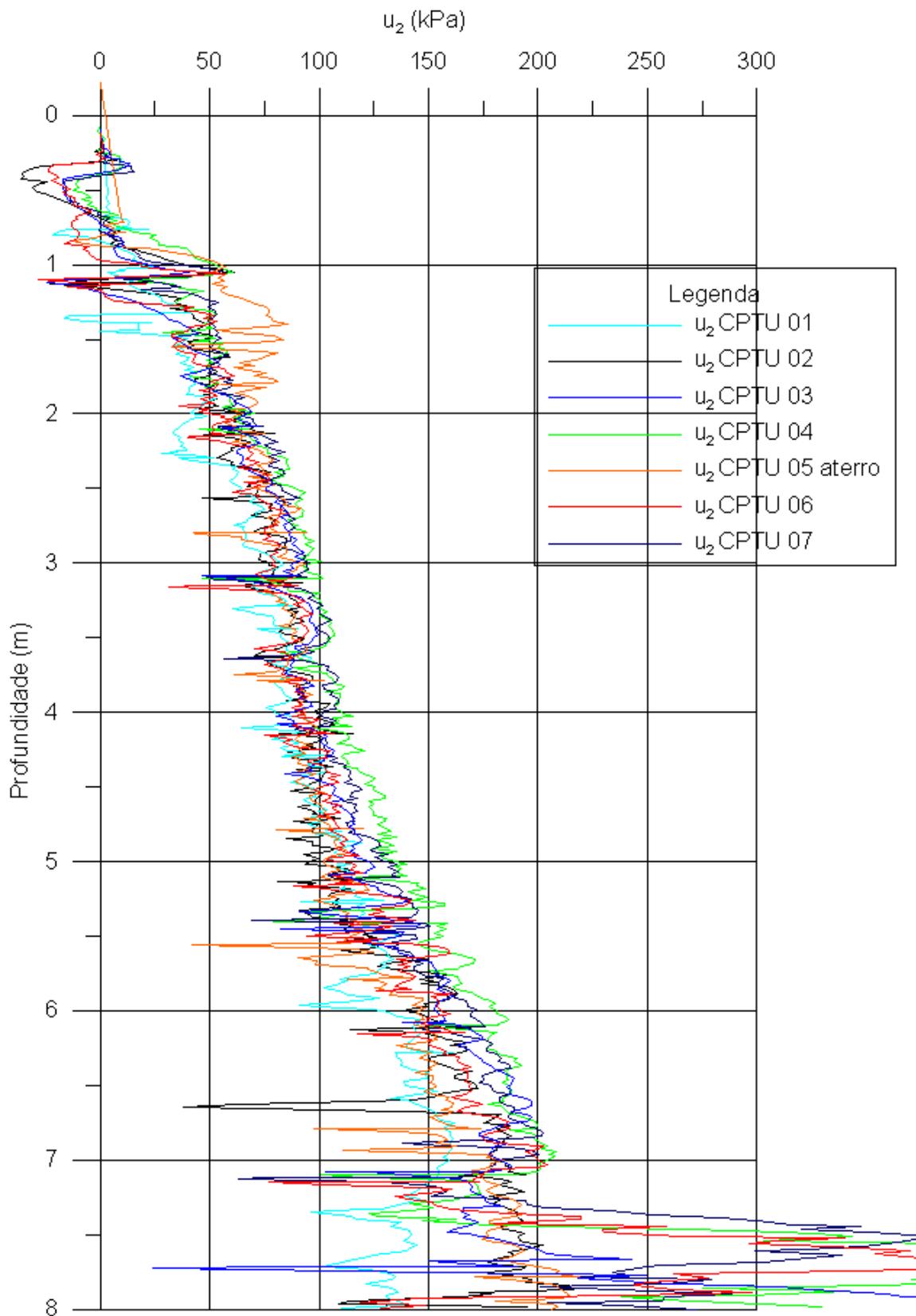


Figura 5.18 – Poro-pressão u_2 versus profundidade, todos os ensaios.

V.5.3 Sobre a qualidade dos resultados

V.5.3.1 Generalidades

De modo a se avaliar a qualidade dos resultados dos ensaios, há necessidade de se considerarem ocorrências havidas durante sua realização. Conforme mencionado no item IV.5.4, o ensaio CPTU-01 apresentou problemas relativos à fixação das hastes no sistema de cravação. Embora seus resultados tenham se situado na tendência do conjunto, as dúvidas associadas sobretudo às referências de profundidade fizeram com que fosse excluído da análise que se segue. Uma segunda questão, de crucial importância, diz respeito à adequada saturação dos elementos porosos, tratada no item seguinte.

V.5.3.2 Verificação da saturação

A saturação do piezocone (condicionada principalmente pela saturação dos elementos porosos) pode ser avaliada no campo pelo controle do tempo de resposta da poro-pressão quando camadas diferentes do solo são atravessadas. A manutenção da saturação pode também ser avaliada quanto do reinício da cravação depois de uma parada do ensaio para troca de hastes ou após um ensaio de dissipação. A análise da retomada de valores da poro-pressão existentes antes da parada da cravação é um excelente indício das condições de saturação do piezocone (e.g., Campanella e Robertson, 1988).

Assim, pode-se afirmar que a saturação foi mantida durante todos os ensaios, uma vez que as retomadas dos valores de poro-pressão foram rápidas após a paralisação do ensaio, seja para troca de hastes, seja para os ensaios de dissipação. A exceção diz respeito à poro-pressão u_1 do ensaio CPTU-03, onde pode ter acontecido que o elemento poroso estivesse colmatado ou o processo de saturação tivesse sido mal executado (ver figura 5.17). Na opinião da autora da presente dissertação o elemento poroso estava colmatado, uma vez que os procedimentos e cuidados utilizados tanto no campo quanto no laboratório foram os mesmos, tendo-se tomado bastante atenção e cuidado durante todo o tempo. Nas análises que se seguem os valores de u_1 do ensaio CPTU-03 não foram considerados.

Cabe salientar que a autora da presente dissertação considera que a verificação da saturação deve ser feita em laboratório, antes da ida ao campo, conforme sugerido por vários pesquisadores, como Lacasse (1980), Battaglio et al. (1986), Bruzzi e Battaglio (1988), Mulabdic et al. (1990), Danziger (1990) e Bezerra (1996). De fato, tal verificação é importante para se confirmar a eficiência do sistema de saturação empregado. Neste sentido, foram efetuados vários testes no Laboratório de Geotecnia e no Laboratório de Dinâmica de Estruturas, empregando-se tanto água como glicerol como fluidos de saturação. Entretanto, nenhum dos sistemas de aquisição de dados empregado foi capaz de medir, de modo adequado, a ação de um pequeno impacto em um recipiente com água contendo o piezocone, conforme sugerido por exemplo por Lacasse (1980) e Battaglio et al. (1986). Considera-se importante que se desenvolva um equipamento com esta finalidade específica.

V.5.3.3 Repetibilidade dos ensaios

Os valores de q_T , f_s , u_1 e u_2 de todos os ensaios realizados, após a exclusão do ensaio sob o aterro e dos resultados anteriormente mencionados, encontram-se apresentados nas figuras 5.19 a 5.23.

Evidencia-se uma excelente repetibilidade de todas as grandezas medidas. Na realidade, poder-se-ia mencionar o termo reprodutibilidade, tal como definido por Schaap e Zuidberg (1982), de vez que dois equipamentos foram utilizados. De fato, mesmo pequenas variações foram detectadas de modo semelhante por todos os ensaios.

Um dos responsáveis pela excelente reprodutibilidade foi o processo de utilização dos pinos de referência instalados na estrada de acesso, os quais possibilitaram que todos os ensaios se iniciassem na mesma cota. Caso não existisse a estrada de acesso (ou algum outro marco que pudesse ser considerado indeslocável), esta tarefa seria muito dificultada. Pode-se observar que todos os ensaios mostraram as variações das grandezas medidas quase exatamente às mesmas profundidades, mesmo no trecho mais superficial do depósito.

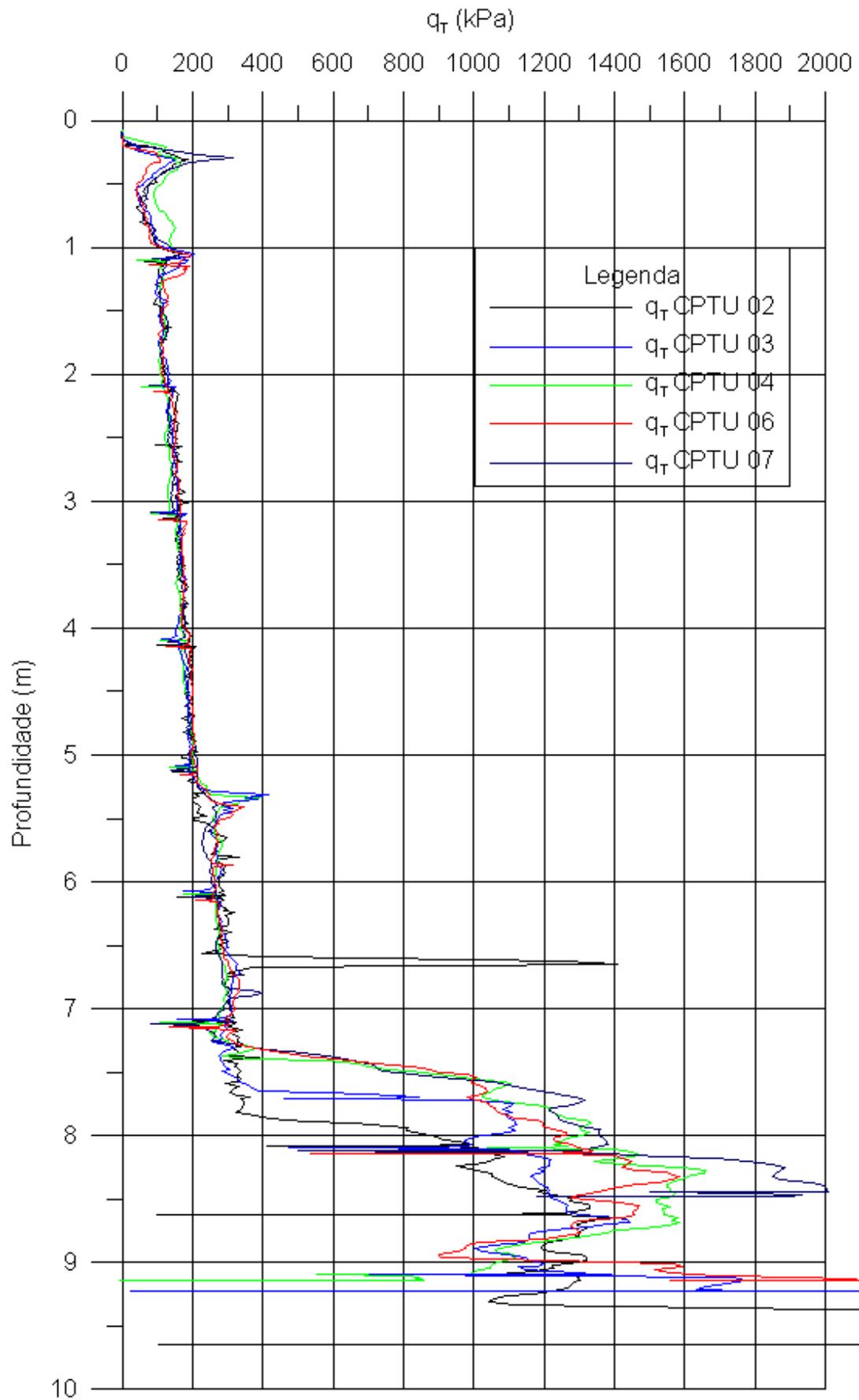


Figura 5.19 - Resistência de ponta q_T versus profundidade, cinco verticais de ensaio.

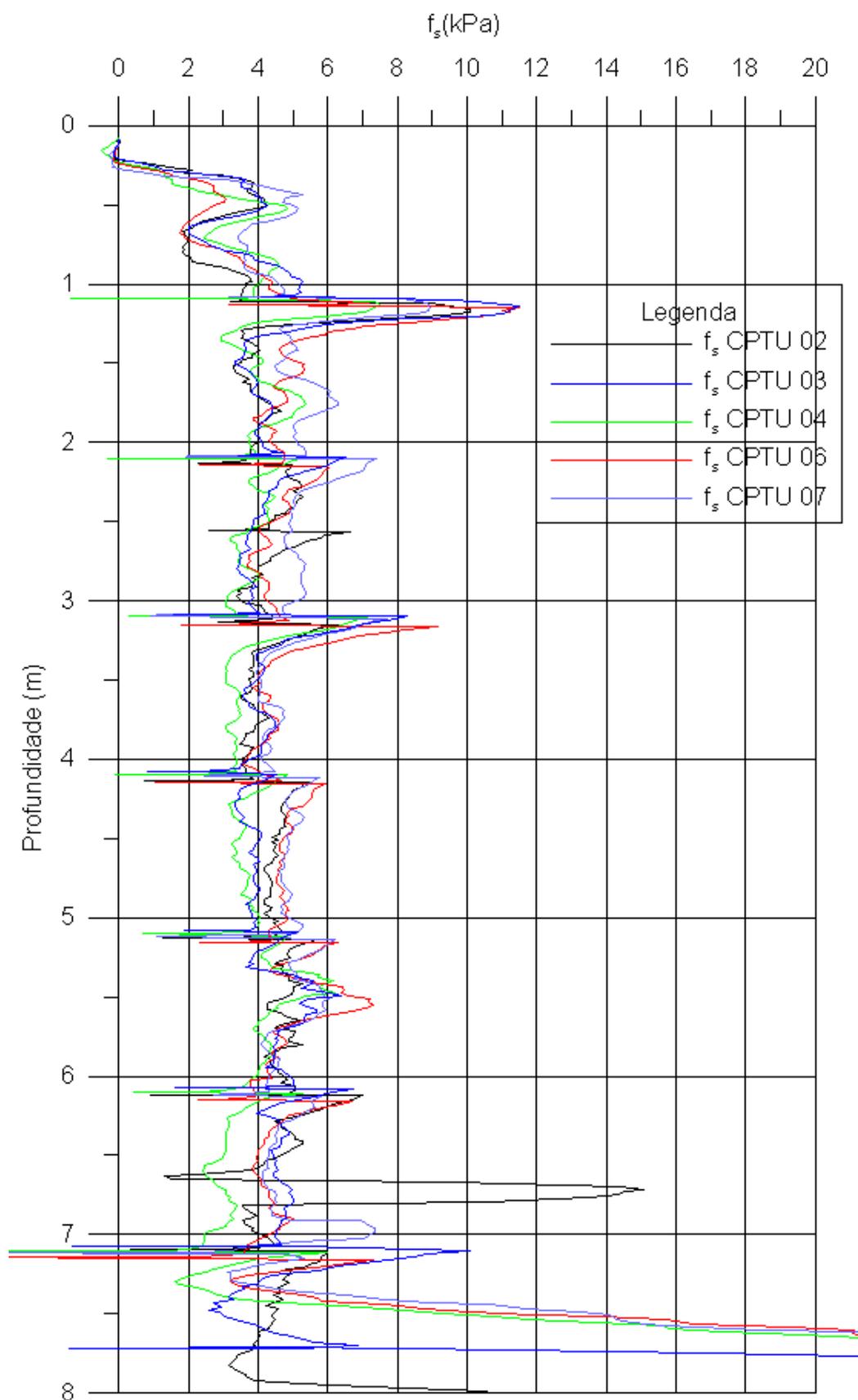


Figura 5.20 – Atrito lateral f_s versus profundidade, cinco verticais de ensaio.

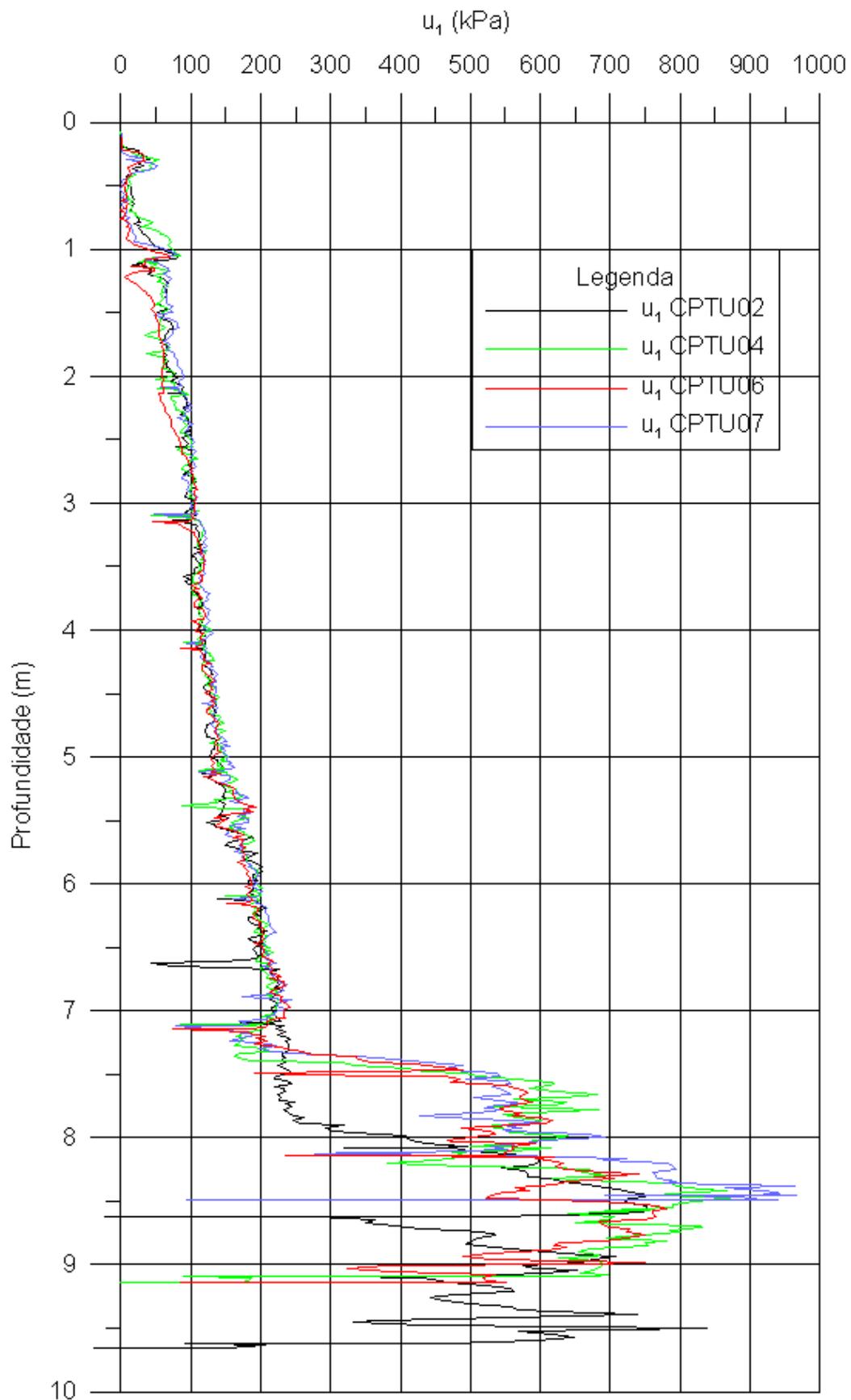


Figura 5.21 – Poro-pressão u_1 versus profundidade, quatro verticais de ensaio.

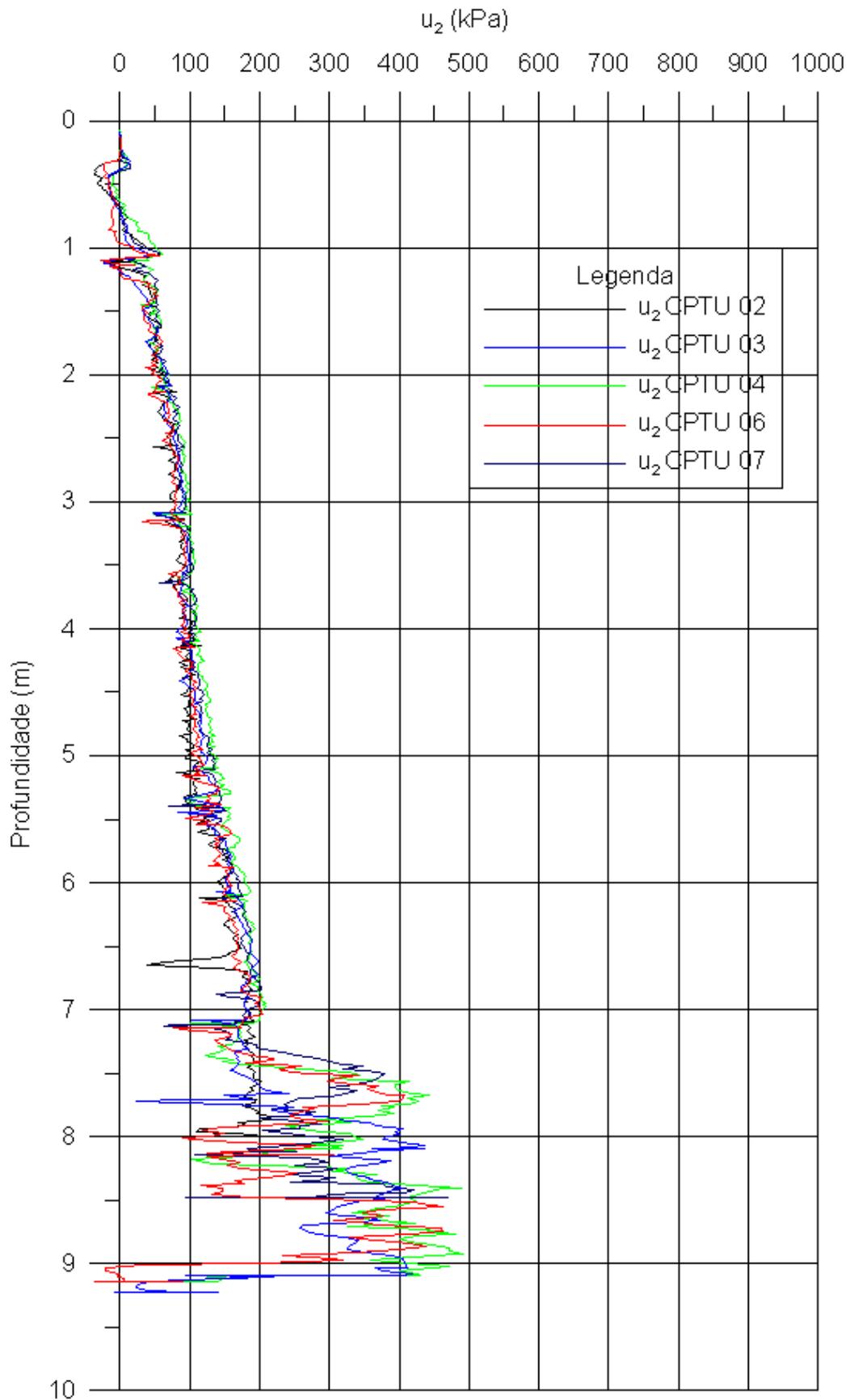


Figura 5.22 – Poro-pressão u_2 versus profundidade, cinco verticais de ensaio.

V.5.4 Estratigrafia do depósito

A primeira das verificações que a realização dos ensaios de piezocone possibilitou diz respeito à detecção do final da camada mole, muito bem identificado por todas as grandezas de todos os ensaios. A região ensaiada tem espessuras do depósito muito mole variando de aproximadamente 7,2 m a 7,8 m, conforme se pode observar dos gráficos das figuras 5.23 a 5.26, onde as escalas dos gráficos foram alteradas de modo a se melhor visualizar o final da camada muito mole. Nesse sentido, nenhum destes ensaios foi realizado na região onde a espessura do depósito é maior, ou seja, junto às sondagens SP-1 e SP-2 (ver figuras 5.1 a 5.2). A vertical CPTU-01 (não incluída na figura 5.23 pelas dúvidas relativas à qualidade dos resultados), realizada mais próxima daquelas sondagens, revelou maior espessura do material muito mole, de 8,5 m.

Foi detectada também uma camada argilosa subjacente à camada muito mole, de espessura variando de 1,2 m a 1,9 m (ver figuras 5.23 a 5.26), ou 3,8 m, no caso de CPTU-01, que corresponderia à camada de argila siltosa mole, de coloração cinza clara e amarela, de acordo com a classificação das sondagens (ver figura 5.1). Abaixo desta camada os ensaios de piezocone foram interrompidos, por esgotamento do sistema de reação (nesse caso, apenas o peso da máquina).

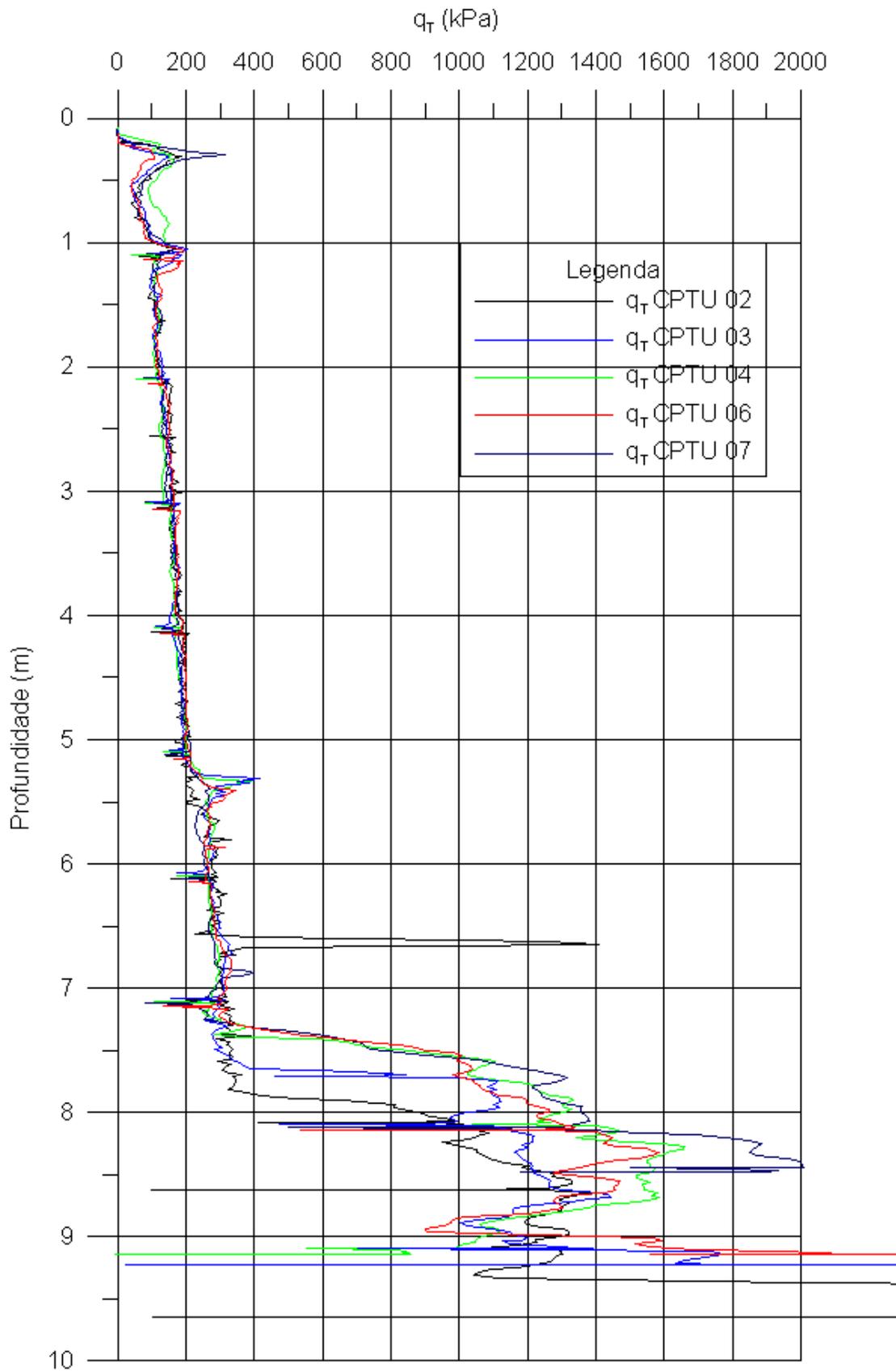


Figura 5.23 - Resistência de ponta q_T versus profundidade, cinco verticais de ensaio.

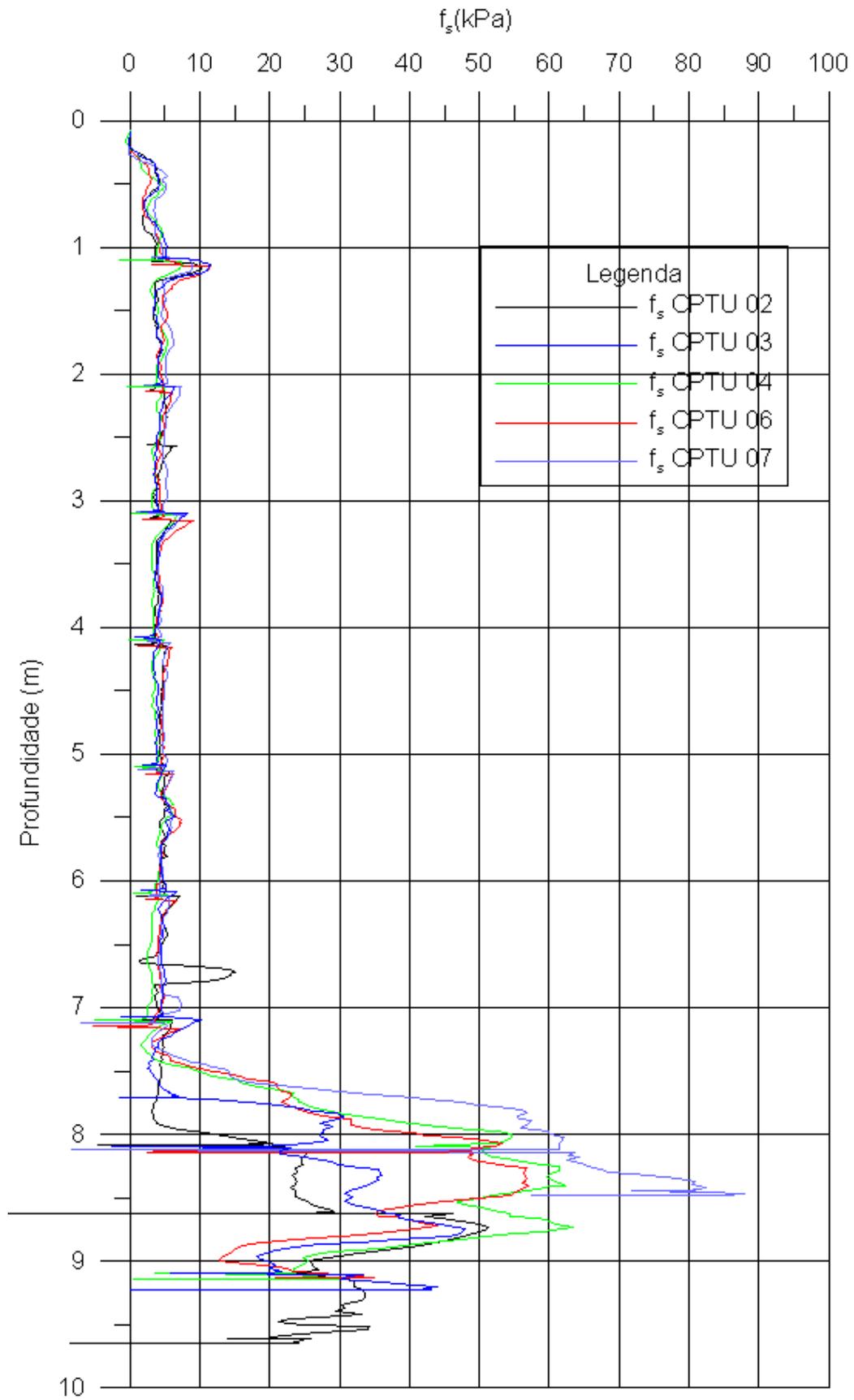


Figura 5.24 – Atrito lateral f_s versus profundidade, cinco verticais de ensaio.

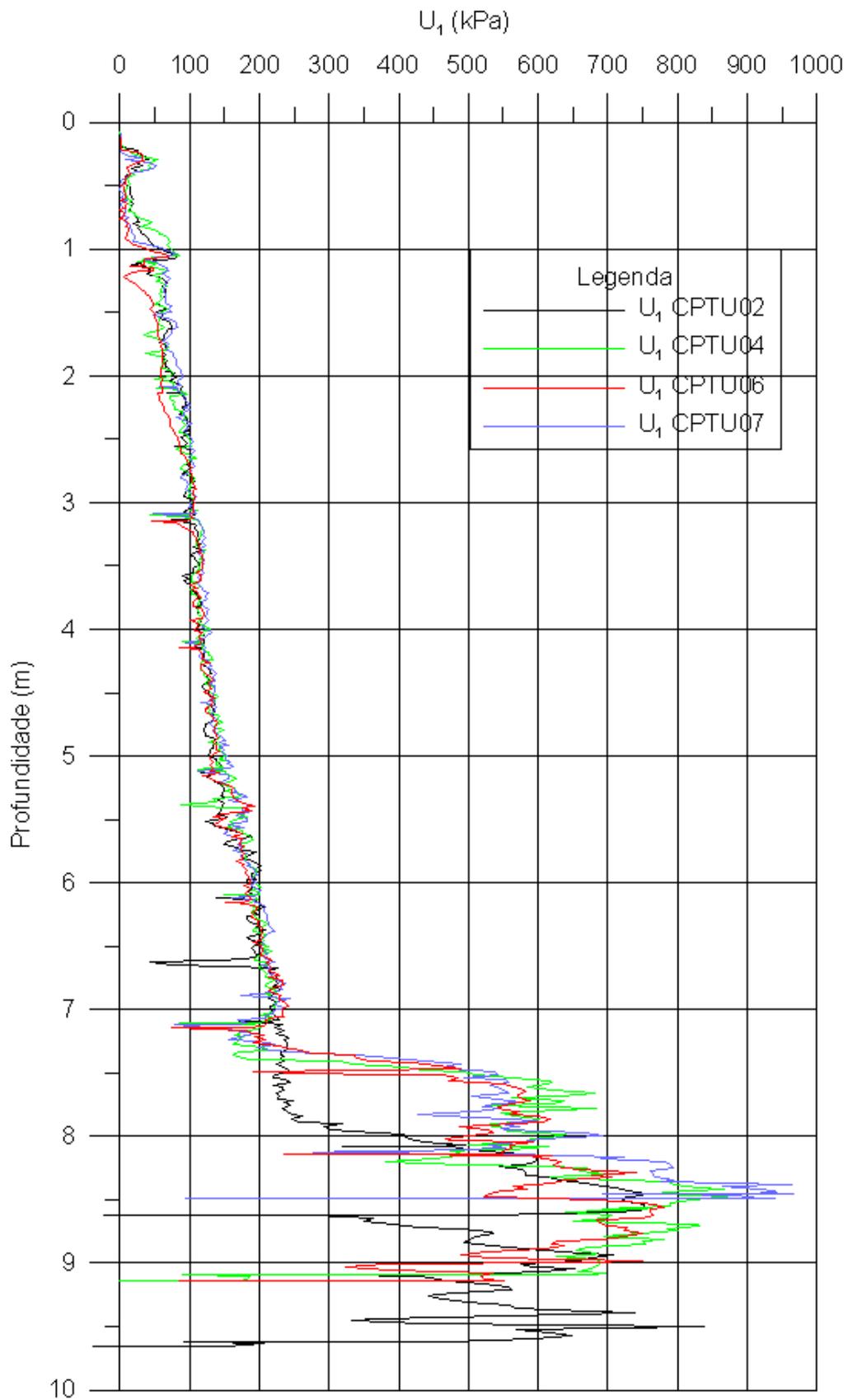


Figura 5.25 – Poro-pressão u_1 versus profundidade, quatro verticais de ensaio.

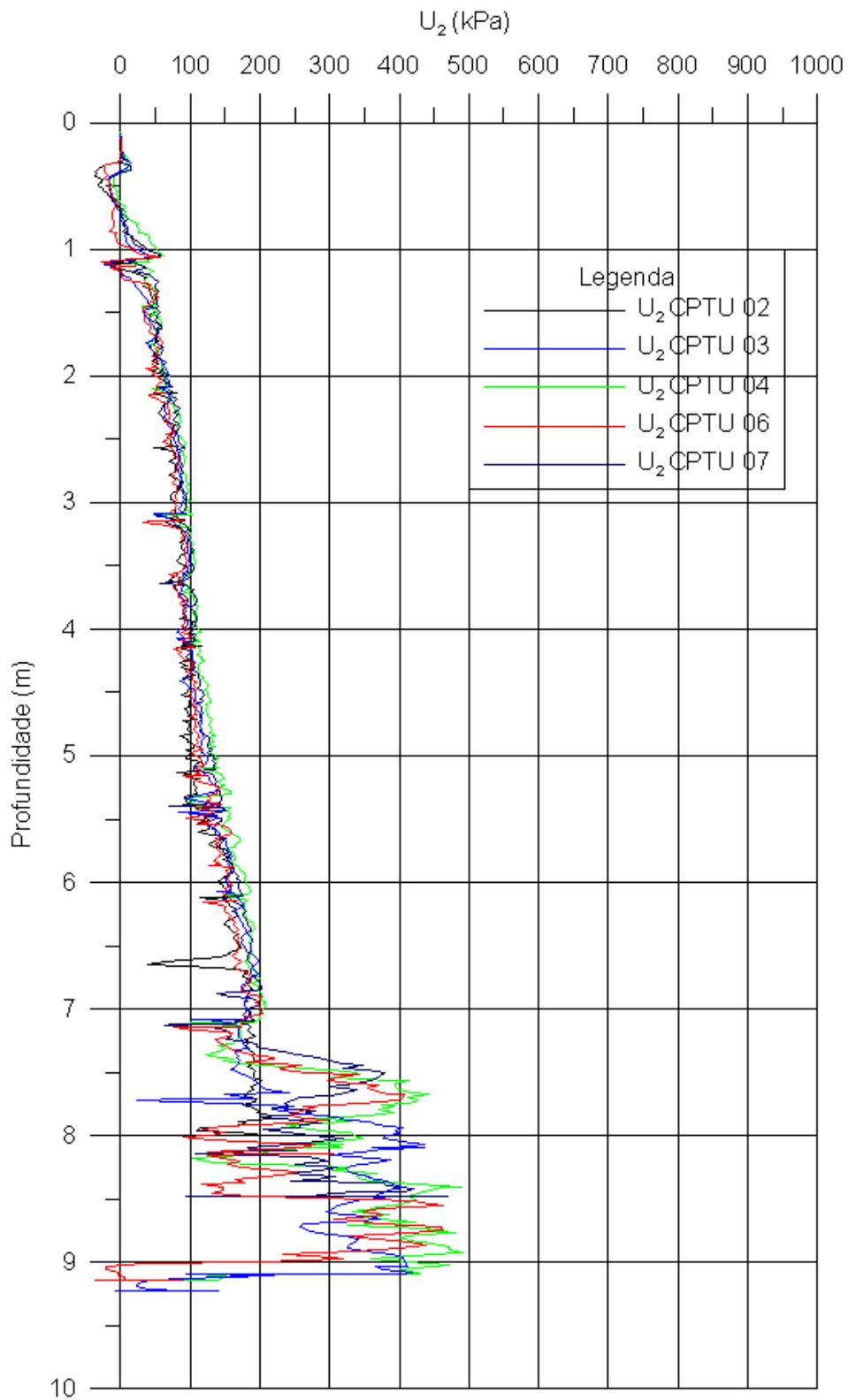


Figura 5.26 – Poro-pressão u_2 versus profundidade, cinco verticais de ensaio.

No que diz respeito à camada muito mole, a estratigrafia foi também muito bem definida (ver figuras 5.19 a 5.22). Numa análise mais abrangente, poder-se-ia dividir a camada mole em três segmentos: (i) uma região superior, de maiores variações das grandezas medidas, do nível do terreno até cerca de 1,1 m; (ii) uma primeira subcamada de variações menos bruscas das grandezas medidas, de 1,1 m a aproximadamente 5,3 m, e (iii) uma segunda subcamada, de 5,3 m até a base da camada muito mole. A transição entre a primeira e a segunda subcamada é muito bem definida, de modo especial no gráfico de resistência de ponta (figura 5.19).

Cabe lembrar a divisão proposta por Danziger (1990), que menciona três subcamadas, sendo a divisão baseada principalmente nas taxas de variação da poro-pressão u_1 com a profundidade. Assim (ver figura 5.27), aquele autor considerou três regiões: uma primeira subcamada até a profundidade de cerca de 3 m, onde u_1 apresenta uma taxa de crescimento não linear com a profundidade; seguem-se a esta primeira subcamada duas outras com taxas de variação lineares com a profundidade, porém com valores distintos. Entre a segunda e a terceira subcamada existe um pequeno pico de poro-pressão.

Na presente pesquisa, quando se observam com mais detalhe todos os gráficos, constata-se que é possível estabelecer-se uma maior estratificação da camada muito mole. Assim, podem-se observar seis subcamadas, cujas faixas de valores e taxas de variação de q_T com a profundidade estão relacionadas na tabela 5.2. De uma maneira geral, houve uma certa coincidência na divisão das profundidades de acordo com a taxa de variação da poro-pressão u_1 com a troca de hastes. A região superior, até cerca de 1,1 m, foi denominada de zona de enraizamento, por estar fortemente influenciada pelas raízes da vegetação existente. Nesta zona o padrão de variação de q_T com a profundidade é muito irregular.

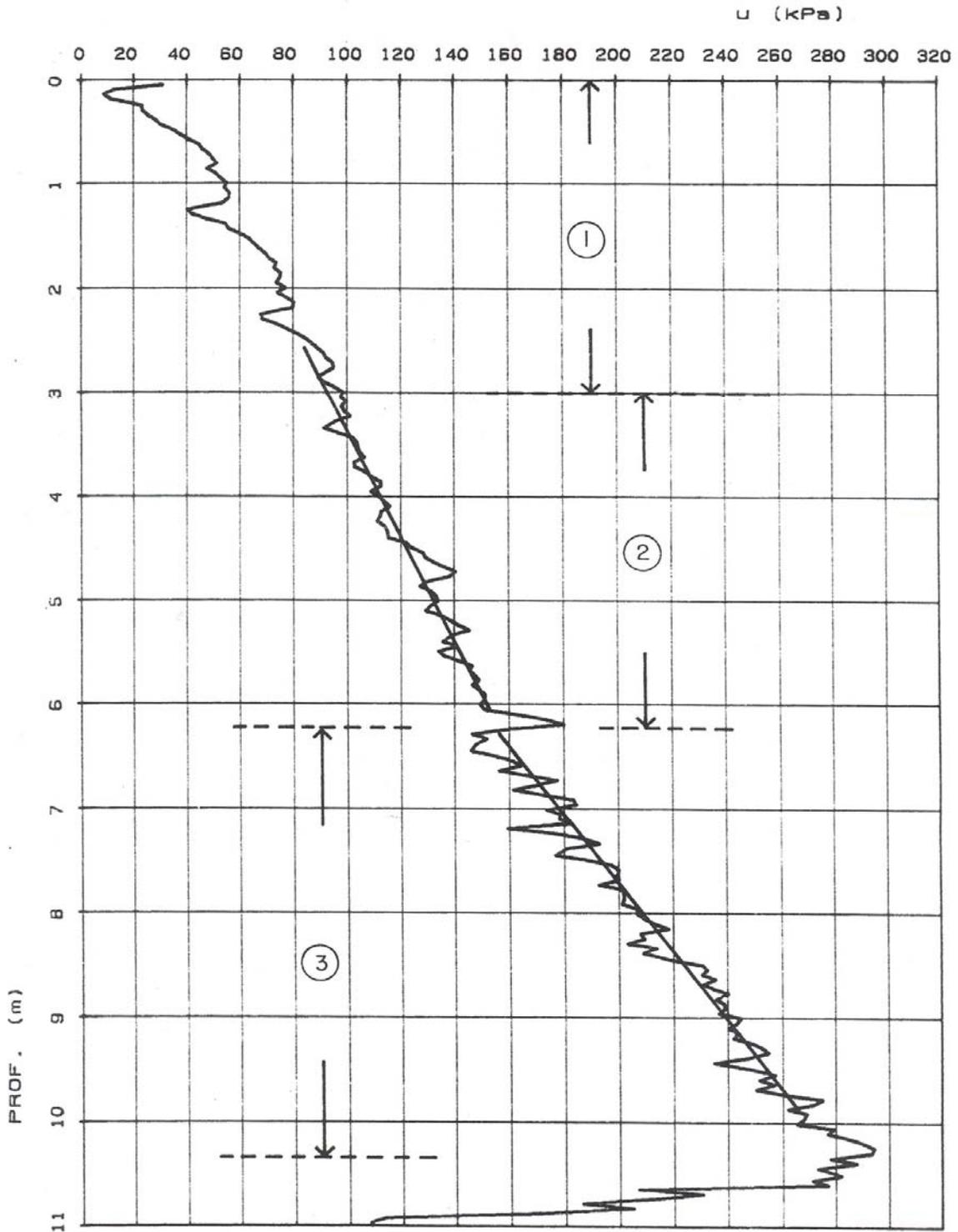


Figura 5.27 – Poro-pressão u_1 em ensaio típico em Sarapuí I, evidenciando três regiões de comportamento distinto, conforme Danziger (1990).

Tabela 5.2 – Estratificação da camada de argila muito mole.

Profundidade da subcamada (m)	Faixa de valores de q_T (kPa)	Taxa de variação de q_T com a profundidade (kPa/m)
NT a 1,1	0 a 300	-
1,1 a 2,1	100 a 135	35
2,1 a 3,1	135 a 165	30
3,1 a 4,1	155 a 185	30
4,1 a 5,3	160 a 210	50
5,3 ao final	190 a 345	78

Cabe salientar que, apesar da terceira e quarta subcamadas apresentarem a mesma taxa de variação de q_T com a profundidade, foi admitida uma divisão em função da observação da variação dos valores de u_1 em cada subcamada (figura 5.21).

A similaridade entre o perfil típico de Danziger (1990) e os valores de poro-pressão é muito significativa. A curva constante da figura 5.27 foi traçada junto às curvas da presente pesquisa (figura 5.28). Pode-se observar que a região que Danziger (1990) considerou como crosta – aparentemente baseado apenas na “linearidade” do perfil – poderia ter 2 m (ou mesmo 1 m) ao invés de 3 m.

Desde a base da zona de enraizamento até o final da transição de subcamadas verificada na presente pesquisa, a cerca de 5,3 m de profundidade, os valores de u_1 obtidos em Sarapuí I por Danziger (1990) encontram-se dentro da faixa obtida na presente pesquisa, em Sarapuí II. A partir de 5,3 m ocorre em Sarapuí II uma segunda subcamada, enquanto esta se inicia em Sarapuí I a cerca de 6,2 m.

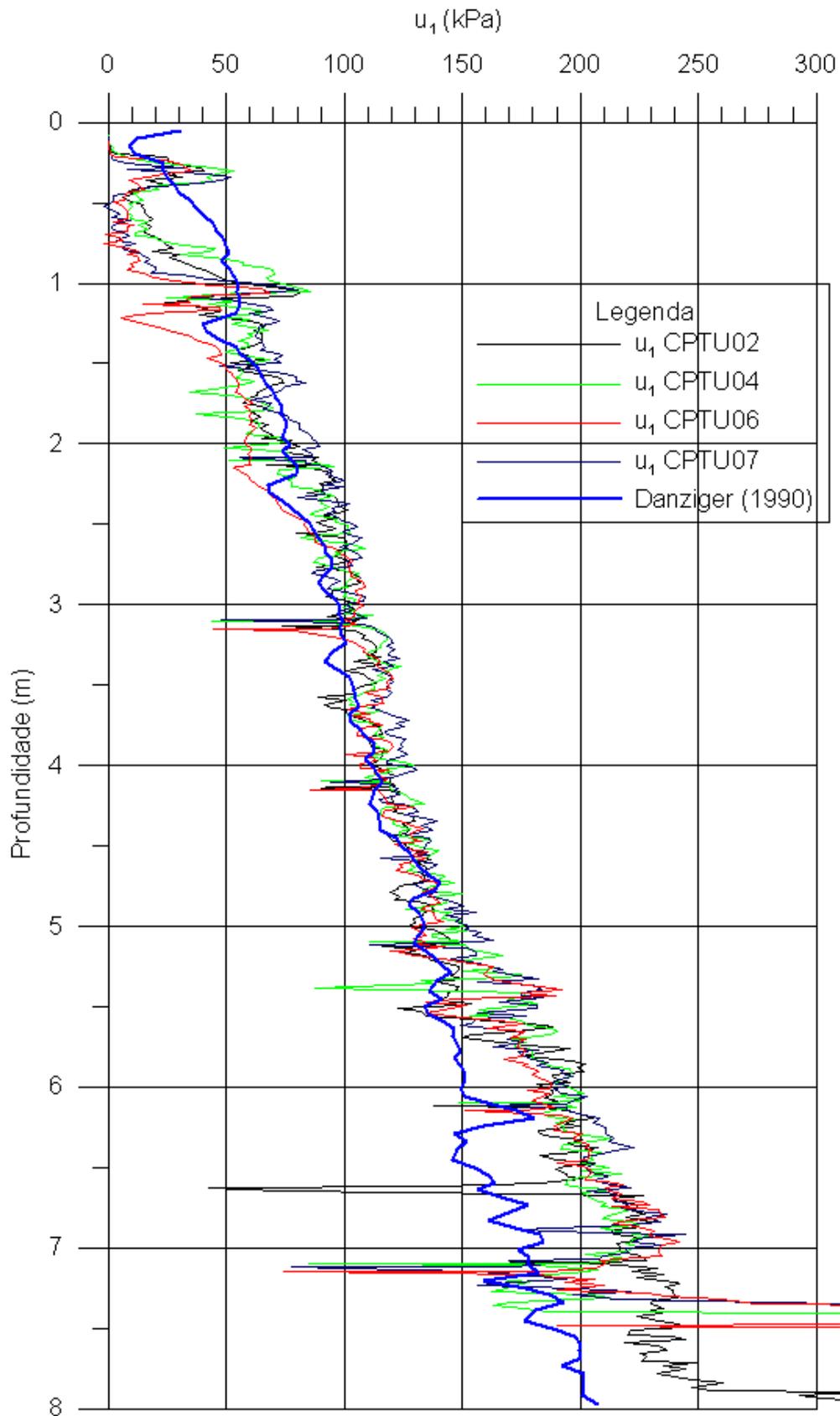


Figura 5.28 – Valores de u_1 da presente pesquisa, em Sarapu  II, e de ensaio t pico de Sarapu  I (ensaio de Danziger, 1990).

Uma questão que se estabelece quanto às propriedades do depósito diz respeito à possibilidade de existência de artesianismo. Os ensaios efetuados até a completa dissipação na camada sob o material mole mostram que não existe, ou seja, a poro-pressão de equilíbrio equivale à poro-pressão hidrostática, u_0 . A figura 5.29 ilustra o fato, e a existência de dois transdutores de poro-pressão, constituindo medidas independentes (u_1 e u_2), reforça a confiabilidade das grandezas medidas.

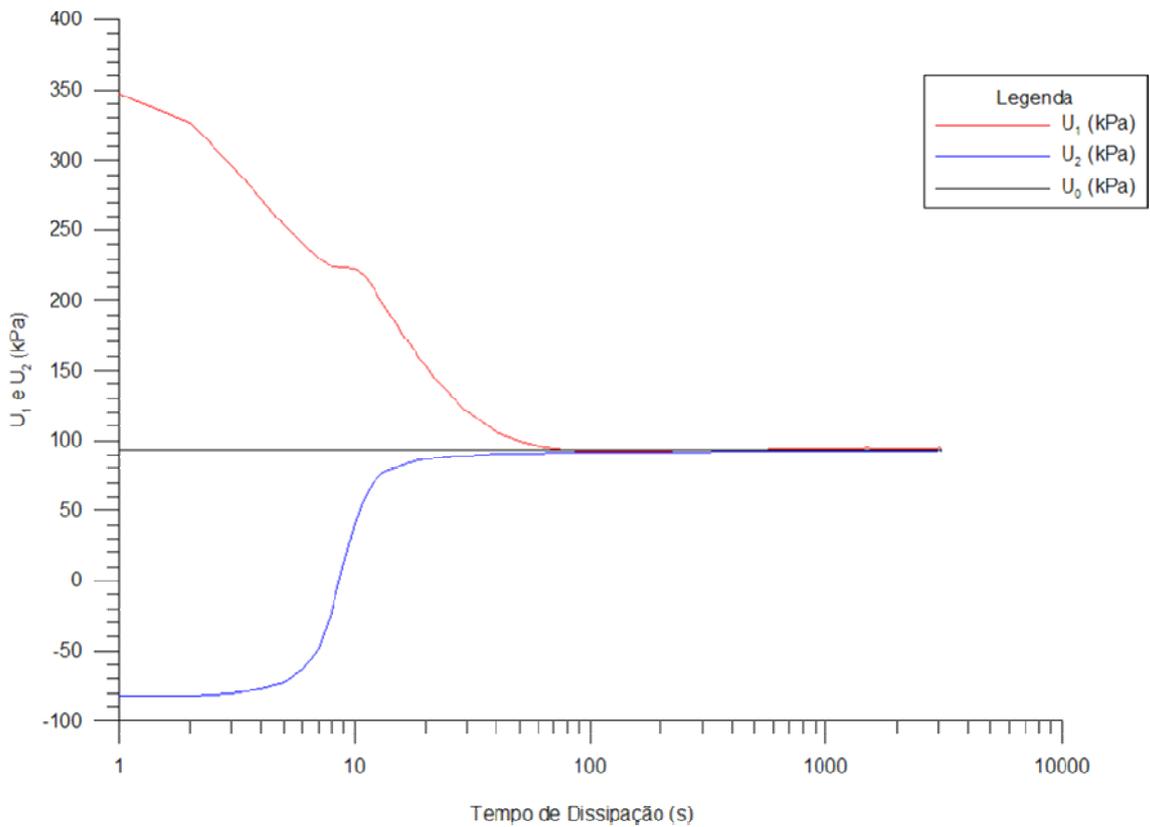


Figura 5.29 – Ensaio de dissipação realizado na vertical CPTU-02 a 9,62 m de profundidade.

V.5.5 A história de tensões

V.5.5.1 Generalidades

Numerosas proposições existem para a estimativa de OCR (e σ'_{vm}) a partir de ensaios de piezocone em argilas. Tais proposições baseiam-se tanto na resistência de ponta, q_T , como nas poro-pressões, u_1 e u_2 . Essa é, naturalmente, uma vantagem do ensaio, a de permitir que medidas independentes possam servir para se obter a mesma propriedade, aumentando assim a confiabilidade da estimativa.

No presente item as principais proposições existentes na literatura são avaliadas, tomando-se como referência os valores de OCR (e σ'_{vm}) correspondentes ao ensaio convencional de adensamento de 24 horas, o qual representa a maior parte da experiência prática existente (Leroueil e Hight, 2002).

V.5.5.2 As proposições e as análises efetuadas

Segundo Jamiolkowski et al. (1985) e Battaglio et al. (1986), Baligh et al. (1978) foram os primeiros autores a sugerirem que a poro-pressão medida durante o processo de penetração poderia refletir a história de tensões de um determinado depósito. O parâmetro que representaria a variação do valor de OCR seria a relação u/q_c . Baligh et al. (1981) mostraram que, para o caso da argila azul de Boston, a relação u/q_c apresenta uma tendência de comportamento coerente com a variação de OCR com a profundidade, o que é ilustrado na figura 5.30. Na figura 5.30 aparece, além do valor de u/q_c , a relação u/q_T . Dessa forma, pode-se creditar a Baligh et al. (1981) também a proposição do emprego da relação u/q_T (e não apenas u/q_c) na avaliação da história de tensões de um depósito argiloso (Danziger, 1990).

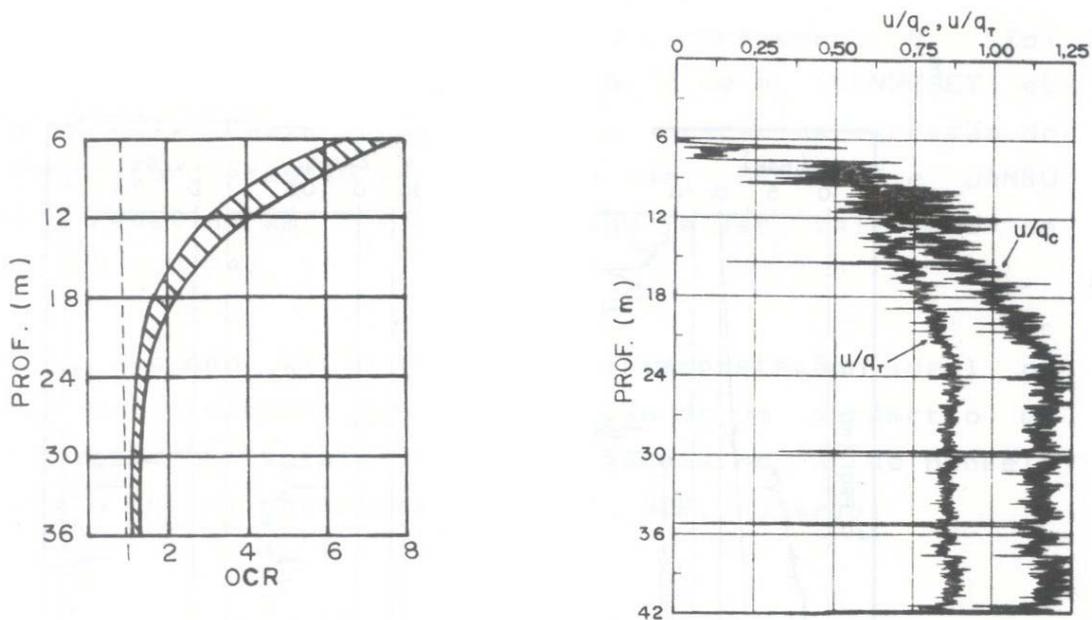


Figura 5.30 – OCR e u/q_c em função da profundidade, com u medido no vértice do cone (Baligh et al., 1981).

Muitas outras proposições seguiram-se a esta, tomando-se por base vários parâmetros, tanto para tipos específicos de material (e.g., Konrad e Law, 1987) como em caráter global (e.g., Chen e Mayne, 1996). Entretanto, e de modo diferente do ilustrado na figura 5.30, a maioria das propostas centraliza suas análises em gráficos do tipo OCR (ou σ'_{vm}) versus algum parâmetro geotécnico, não considerando a variabilidade de OCR ao longo da profundidade do depósito.

Dentre os parâmetros utilizados para serem correlacionados com OCR, o parâmetro B_q , definido como

$$B_q = \frac{u_2 - u_o}{q_T - \sigma_{vo}} \quad (5.1)$$

foi considerado por Wroth (1984) como o parâmetro padrão na interpretação de resultados do ensaio de piezocone, pela analogia com o parâmetro a_H de Henkel. A figura 5.31 reflete o padrão de comportamento de B_q versus OCR para a argila de Onsoy. Uma proposta para o que seria o comportamento de argilas marinhas brasileiras foi sugerida por Oliveira (1991), a qual está também incluída na figura 5.31.

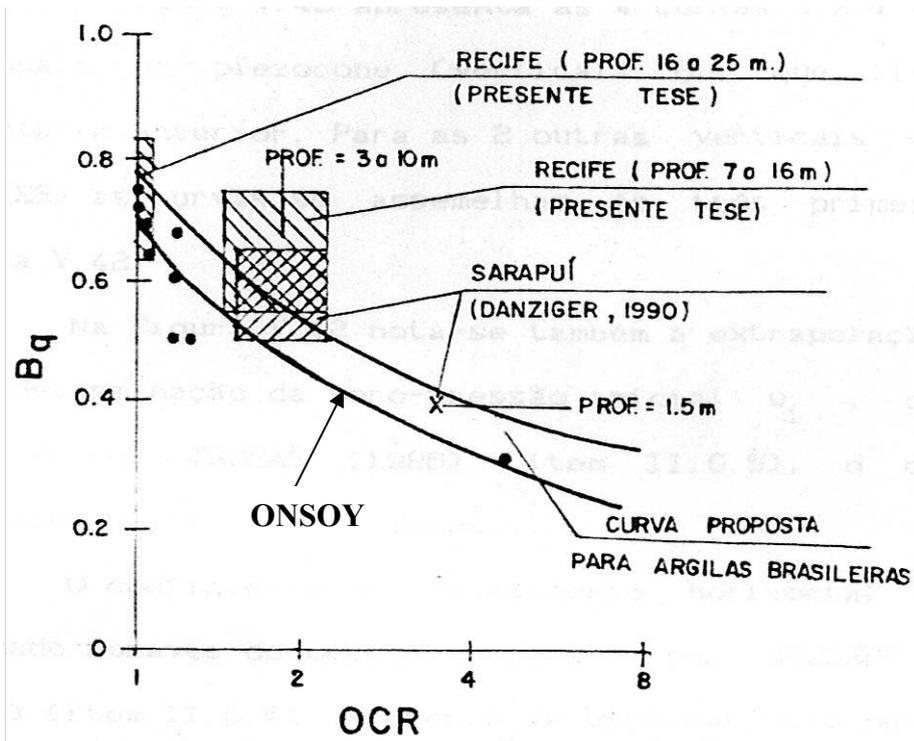


Figura 5.31 –Variação de OCR com B_q , propostas de Wroth (1984) para a argila de Onsoy e de Oliveira (1991) para argilas brasileiras (adaptado de Danziger, 1990).

Entretanto, outros autores (e.g., Konrad e Law, 1987) obtiveram resultados que não necessariamente revelam uma tendência definida de crescimento de OCR com redução de B_q , tal como ilustrado na figura 5.32.

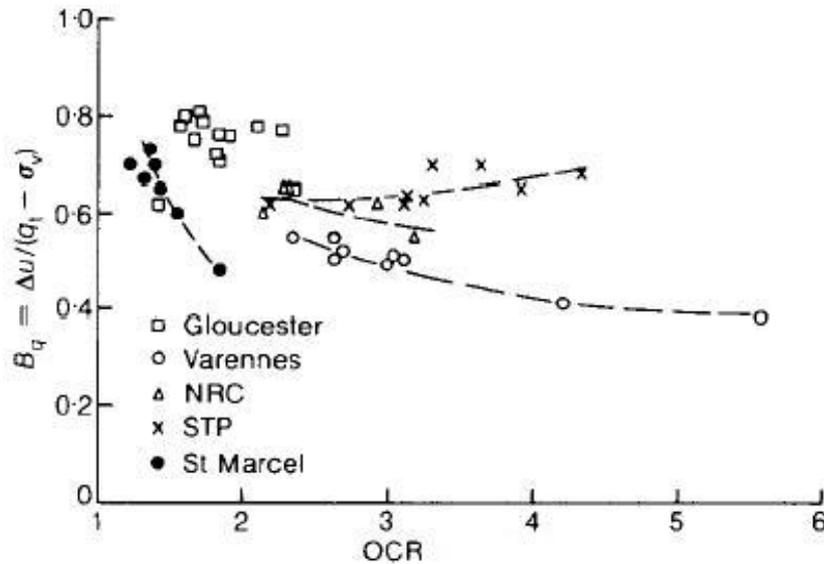


Figura 5.32 – B_q versus OCR em cinco locais de argilas marinhas (Konrad e Law, 1987).

Dentre os trabalhos que fazem uma análise de correlações entre os resultados do ensaio de piezocone com a história de tensões em um caráter global (depósitos moles de diversas origens), o de Chen e Mayne (1996) talvez seja o mais abrangente. Aqueles autores analisaram dados de 205 depósitos argilosos de todo o mundo, e estabeleceram regressões simples e múltiplas. As regressões simples, sempre considerando-se o método dos mínimos quadrados, foram efetuadas admitindo-se tanto escalas lineares como logarítmicas para o parâmetro empregado nas correlações. As regressões múltiplas consideraram também o índice de plasticidade do material. O banco de dados considerou os casos de piezocones com as medidas de poro-pressão no vértice ou na face do cone (ambos os casos denominados como u_1) e na base do cone (u_2), bem como no caso de piezocones com medidas em ambas as posições. O banco foi dividido entre argilas intactas e argilas fissuradas. Foram estabelecidas correlações tanto com o valor de OCR como com o valor de σ'_{vm} .

Tanto nos casos das regressões simples como múltiplas as correlações com σ'_{vm} foram estatisticamente melhores do que com OCR, o que foi atribuído por Chen e Mayne (1996) a erros associados à avaliação do correto valor da poro-pressão de

equilíbrio quando se obtém σ'_{vo} a partir de σ_{vo} . As correlações múltiplas forneceram resultados sempre melhores do que as correlações simples efetuadas.

Da mesma forma que Konrad e Law (1987), Chen e Mayne (1996) obtiveram apenas uma tendência muito genérica de correlação entre OCR e B_q , tal como ilustrado na figura 5.33.

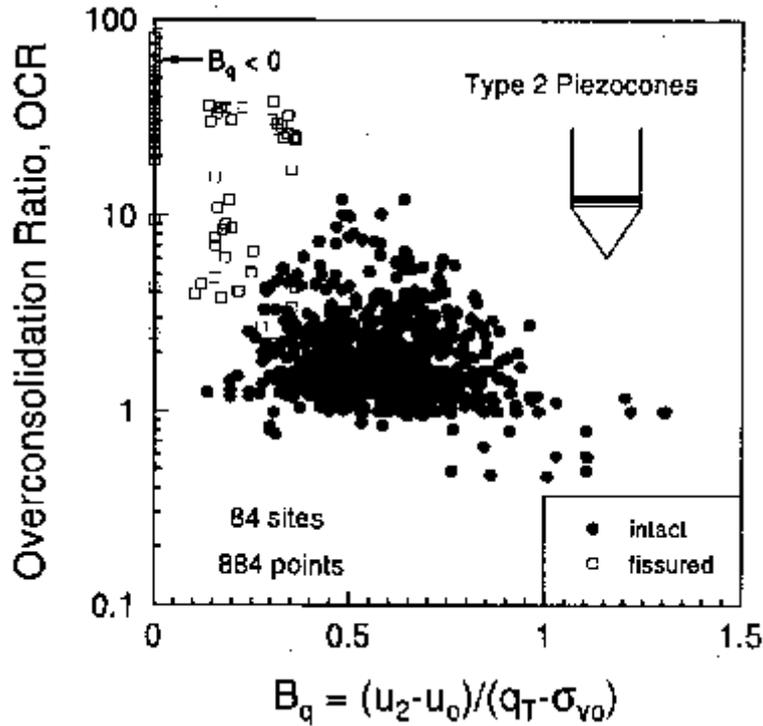


Figura 5.33 – OCR versus B_q , correlações de 84 locais (Chen e Mayne, 1996).

Na presente pesquisa são utilizadas as seis correlações consideradas de melhor qualidade por Chen e Mayne (1996), listadas abaixo, as quais foram designadas nas análises que se seguem como Chen e Mayne [1] a [6], no caso de OCR.

$$\text{Chen e Mayne [1]} \quad \text{OCR} = 0,317 \left(\frac{q_T - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (5.2)$$

$$\text{Chen e Mayne [2]} \quad \text{OCR} = 0,305 \left(\frac{q_T - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (5.3)$$

$$\text{Chen e Mayne [3]} \quad \text{OCR} = 0,40 \left(\frac{\Delta u_1}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (5.4)$$

$$\text{Chen e Mayne [4]} \quad \text{OCR} = 0,53 \left(\frac{\Delta u_2}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (5.5)$$

$$\text{Chen e Mayne [5]} \quad \text{OCR} = 0,75 \left(\frac{q_T - u_1}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (5.6)$$

$$\text{Chen e Mayne [6]} \quad \text{OCR} = 0,50 \left(\frac{q_T - u_2}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (5.7)$$

A diferença entre as expressões (5.2) e (5.3) é muito pequena, e apenas uma delas poderia ter sido utilizada. Na realidade, a expressão (5.2) foi utilizada por Chen e Mayne (1996) para a correlação com OCR, e a expressão (5.3) é uma adaptação da expressão original que Chen e Mayne (1996) utilizaram para a correlação com σ'_{vm} . Na presente pesquisa, as duas foram empregadas, de modo a se efetuar uma comparação entre ambas.

Além das expressões acima, foram analisadas as propostas de Sully et al. (1988a e b), relacionadas abaixo, que utilizam as duas poro-pressões, u_1 e u_2 , o que só é possível com piezocones que disponham de dois transdutores de poro-pressão, como é o caso dos piezocones ora empregados.

$$\text{Sully (1988 a)} \quad \text{OCR} = 0,66 + 1,43 \left(\frac{u_1 - u_2}{u_o} \right) \quad (5.8)$$

$$\text{Sully (1988 b)} \quad \text{OCR} = 0,49 + 1,5 \left(\frac{u_1 - u_2}{u_o} \right) \quad (5.9)$$

As análises efetuadas levaram em conta dois aspectos, (i) a variação de OCR (e σ'_{vm}) com a profundidade e (ii) os valores das grandezas previstas através dos ensaios.

A despeito dos problemas verificados com a utilização do parâmetro B_q , este foi utilizado na presente pesquisa de modo a se verificar se poderia refletir bem uma tendência de variação de OCR com a profundidade, tal como havia sido feito em Sarapuí I (Danziger, 1990, Bezerra, 1996). Foi ainda considerada, ainda, a relação u_2/u_1 , também analisada anteriormente para a mesma finalidade.

Duas referências foram utilizadas para as comparações efetuadas: (i) o perfil de OCR proposto por Ortigão (1980), representado pela equação (5.10) e (ii) a abordagem de Martins et al. (2006 e 2009), embasada em dados experimentais de Almeida et al. (2008), que considera valores de OCR constantes abaixo da crosta, tendo sido considerada uma faixa de 1,6 a 1,7 (Martins et al., 2006 e 2009 e Martins, 2009).

$$\text{OCR} = 1,22 + \left(\frac{3,28}{z} \right) \quad (5.10)$$

As análises foram efetuadas de duas maneiras, a primeira considerando cada uma das sete verticais de piezocone, isoladamente, tendo sido utilizadas as oito expressões anteriores. A análise efetuada para o ensaio considerado típico está apresentada na figura 5.34. Uma segunda análise foi levada a efeito empregando-se cada uma daquelas expressões, considerando-se todos os ensaios realizados.

A análise do ensaio típico empregando-se todas as correlações é muito ilustrativa. Observa-se, em princípio, uma diferença significativa de comportamento entre todas as propostas de Chen e Mayne (1996) e as sugestões de Sully et al. (1988a e b). Esta diferença reflete-se tanto em termos de tendência de variação de OCR com a profundidade como com os valores de OCR em si. De fato, no que diz respeito à variação de OCR com a profundidade, há uma tendência dos valores obtidos com as expressões de Chen e Mayne (1996) aproximarem-se mais da variação de Ortigão (1980), ou seja, terem um decréscimo menor de OCR com a profundidade. Já as expressões de Sully et al. (1988a e b) apresentam uma maior variação de OCR com a profundidade até cerca de 2,5 m (ou até 1,5 m - 2,0 m, no caso de outros ensaios), variando em uma pequena faixa a partir desta profundidade.

Além deste fato, outro aspecto bastante interessante foi verificado. Os resultados provenientes de todas as expressões de Chen e Mayne (1996) mostraram uma brusca variação na profundidade de 5,6 m (5,3 m a 5,6 m, dependendo do ensaio), enquanto as expressões de Sully et al. (1988a e b) não registraram este comportamento. Uma vez que as expressões de Chen e Mayne (1996) empregam ao menos uma das grandezas q_T , u_1 ou u_2 , e todas mostram uma variação brusca à profundidade mencionada, a única

explicação possível diz respeito ao comportamento da diferença u_1-u_2 , a qual está representada na figura 5.35. Ou seja, desde que a função u_1-u_2 tenha uma variação linear com a profundidade, obtém-se um valor de OCR constante com a profundidade. É o que se observa na figura 5.35, a partir de cerca de 3 m de profundidade.

Quanto aos valores de OCR em si, todos as expressões analisadas por Chen e Mayne (1996) forneceram valores significativamente maiores do que a faixa de OCR de solos levemente pré-adensados (1,0-2,0), independentemente da referência utilizada (ver figura 5.34). Já os valores das expressões de Sully et al. (1988a e b) forneceram valores na faixa de OCR daqueles materiais. Considerando-se os quatro ensaios de melhor qualidade, os valores obtidos situaram-se na faixa de 1,0 a 1,7.

Na segunda análise efetuada cada uma das expressões (5.1) a (5.8) é apresentada considerando-se todos os ensaios considerados de boa qualidade, sendo os gráficos correspondentes incluídos nas figuras 5.36 a 5.43.

Como era de se esperar, as diferenças entre as duas expressões de Chen e Mayne (1996), (5.2) e (5.3), representadas nas figuras 5.36 e 5.37, foram muito pequenas, sendo a expressão (5.3) a que forneceu resultados mais próximos das referências de OCR. Ambas, entretanto, forneceram previsões de OCR muito acima da faixa de argilas levemente pré-adensadas. De fato, há necessidade de um fator multiplicador da expressão $(q_T-\sigma_{v0})/\sigma'_{v0}$ muito menor do que 0,317 ou 0,305. A figura 5.44, relativa ao uso do fator 0,15 na curva típica de ensaio, mostra um ajuste bem melhor às referências utilizadas.

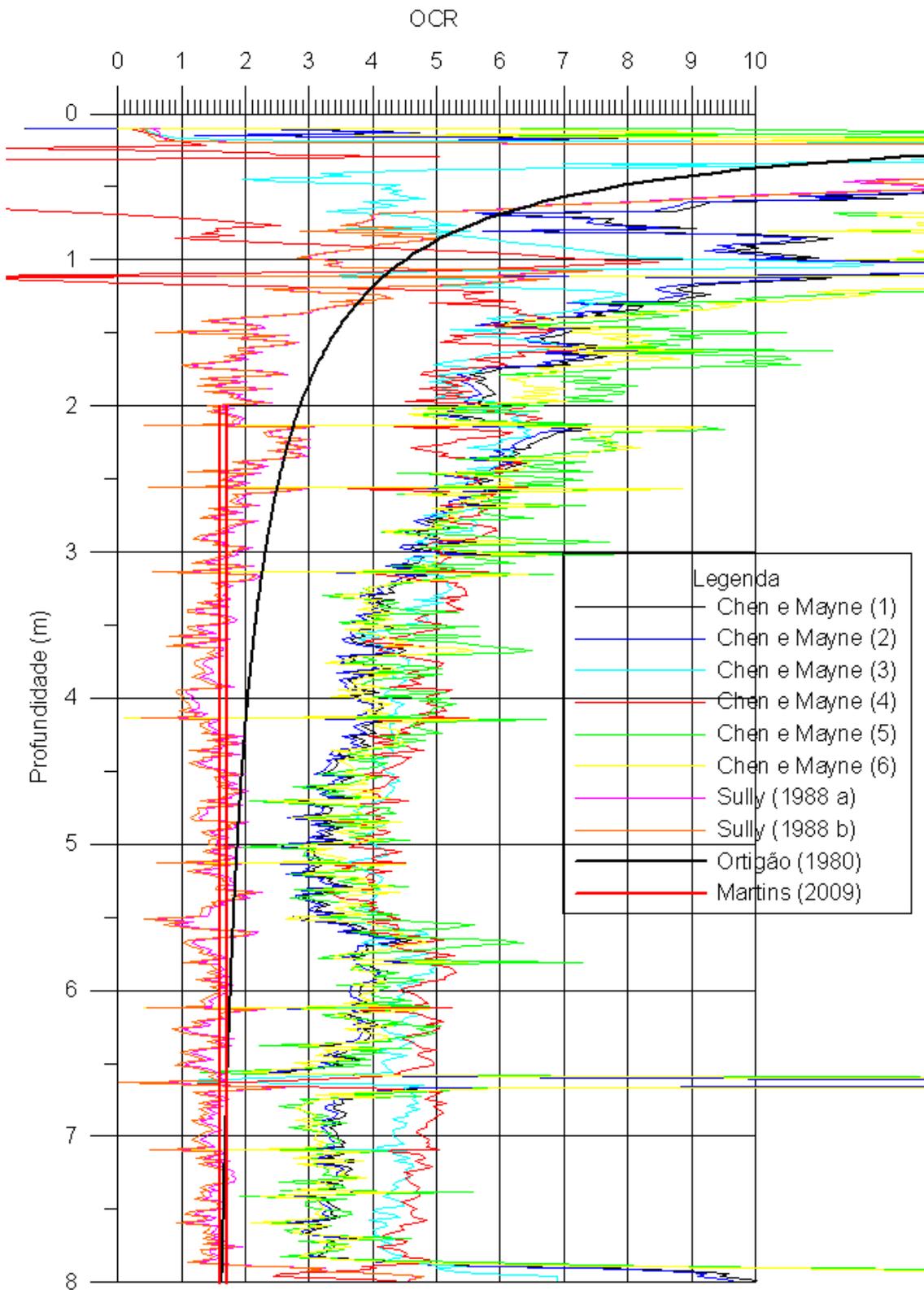


Figura 5.34 – Resultados de oito correlações utilizadas para estimativa de OCR com base em ensaio típico (CPTU-2).

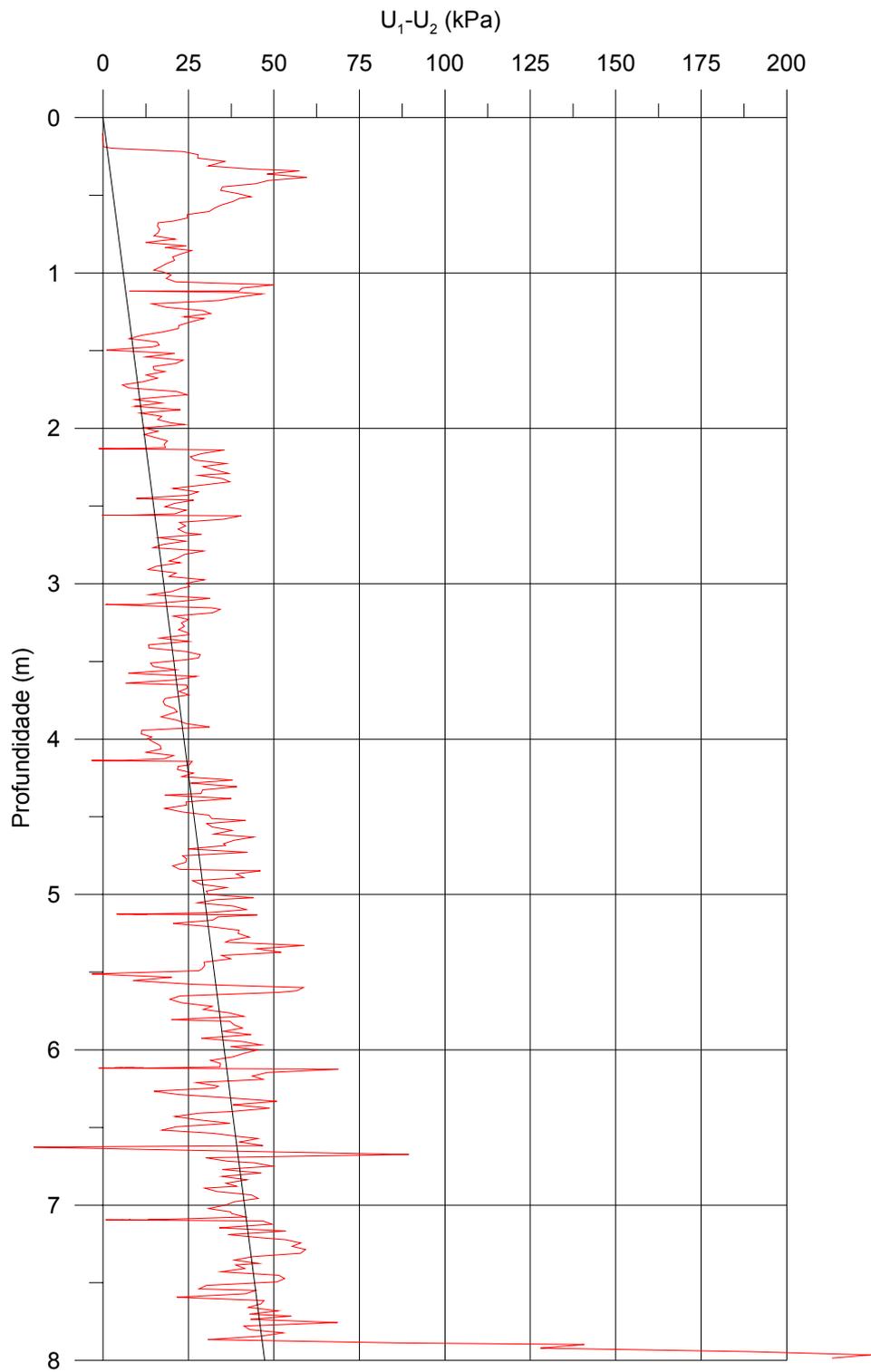
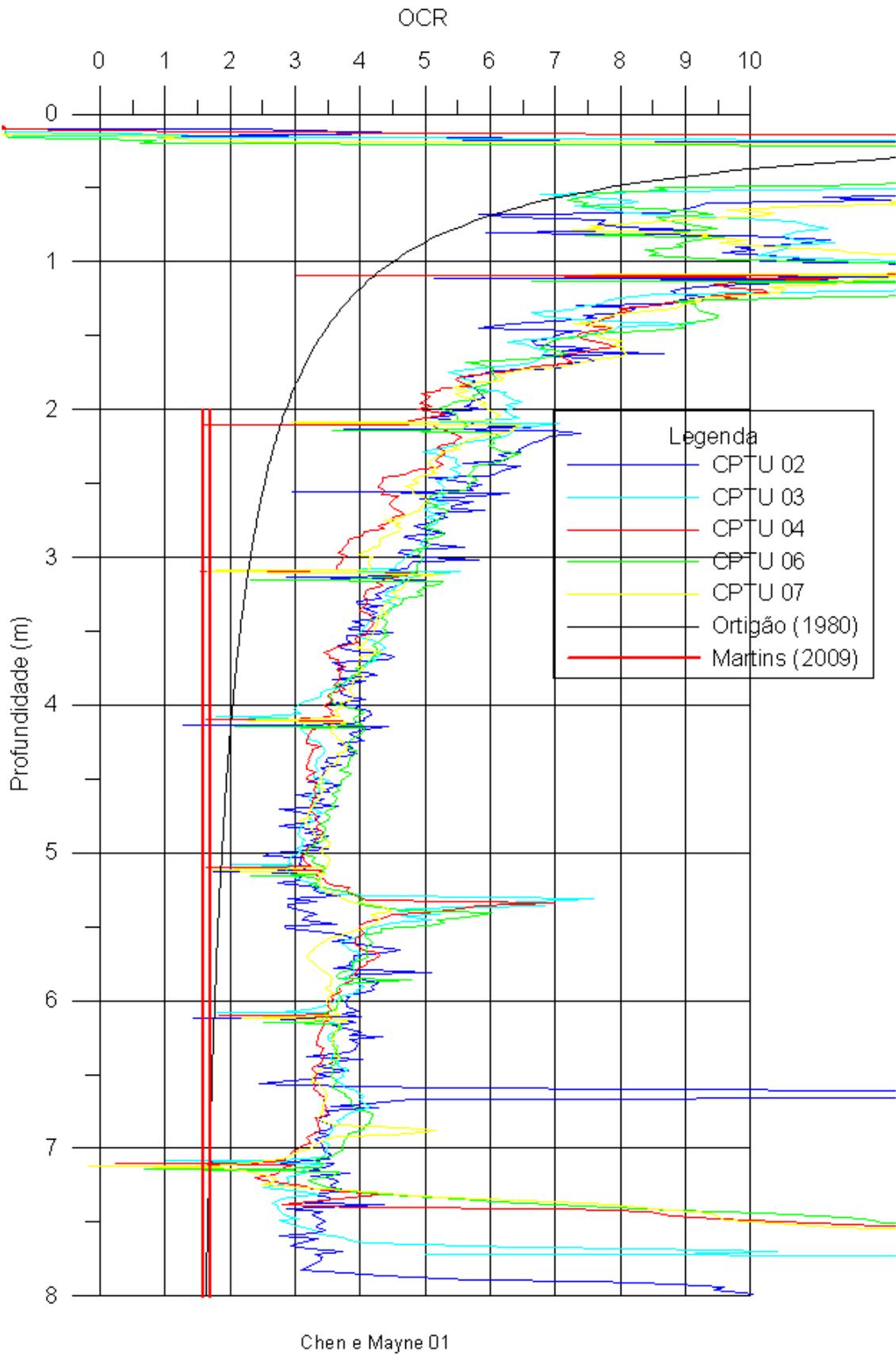


Figura 5.35 – Diferença $u_1 - u_2$ versus profundidade, ensaio típico (CPTU-2).



Chen e Mayne 01

Figura 5.36 – Emprego da expressão $OCR = 0,317 \left(\frac{q_T - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right)$ (5.2), Chen e Mayne [1].

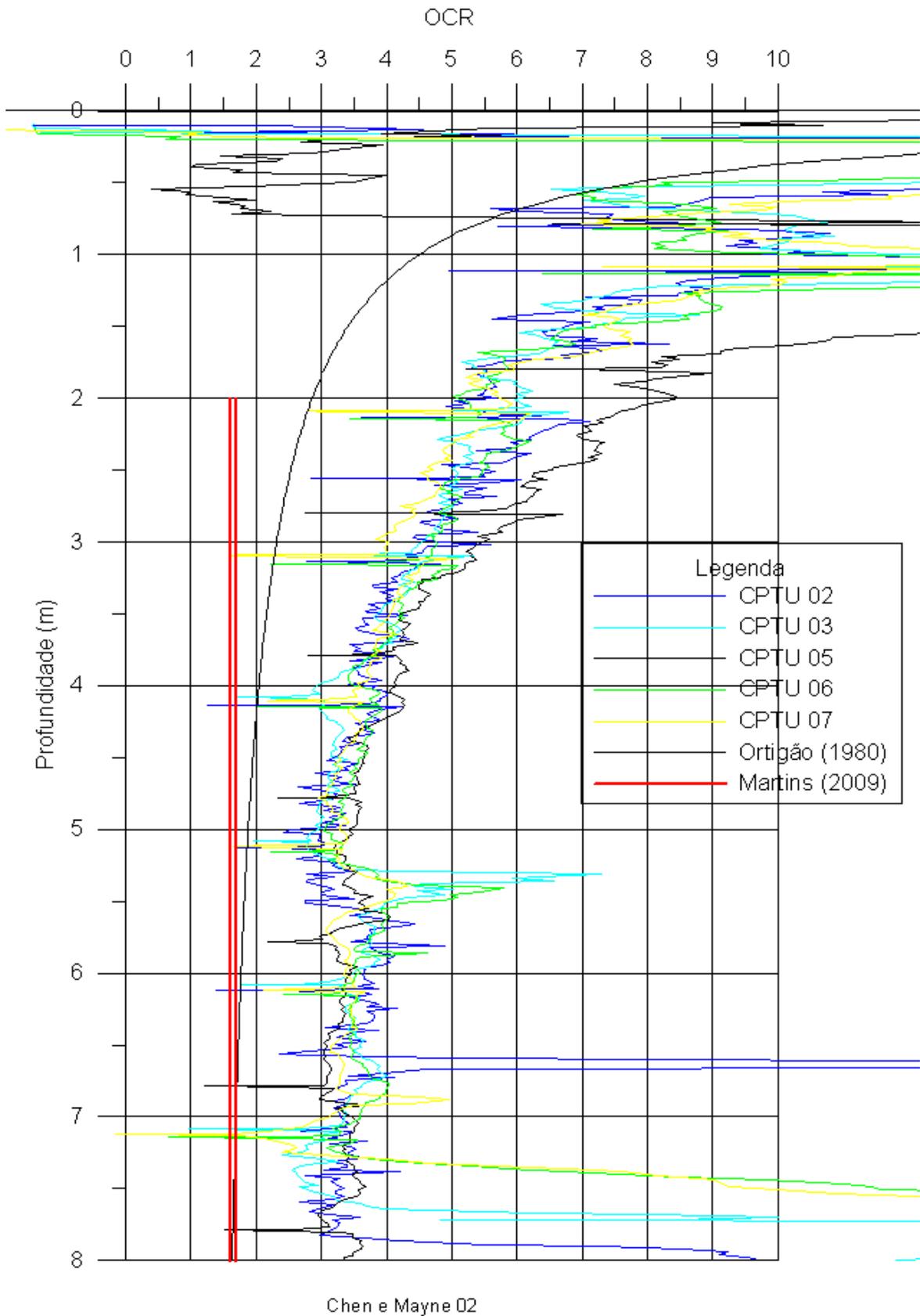


Figura 5.37 – Emprego da expressão $OCR = 0,305 \left(\frac{q_T - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right)$ (5.3), Chen e Mayne [2].

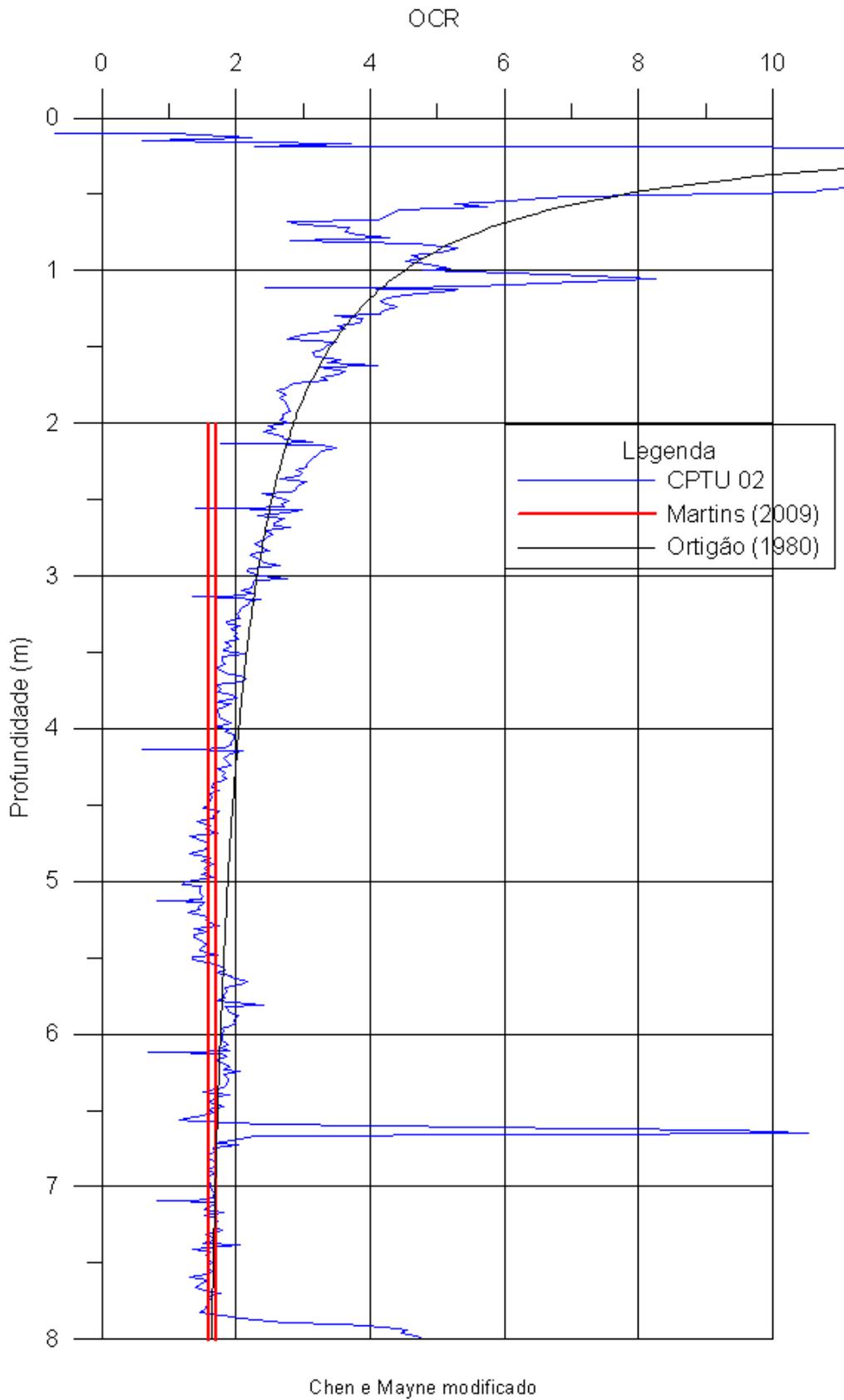
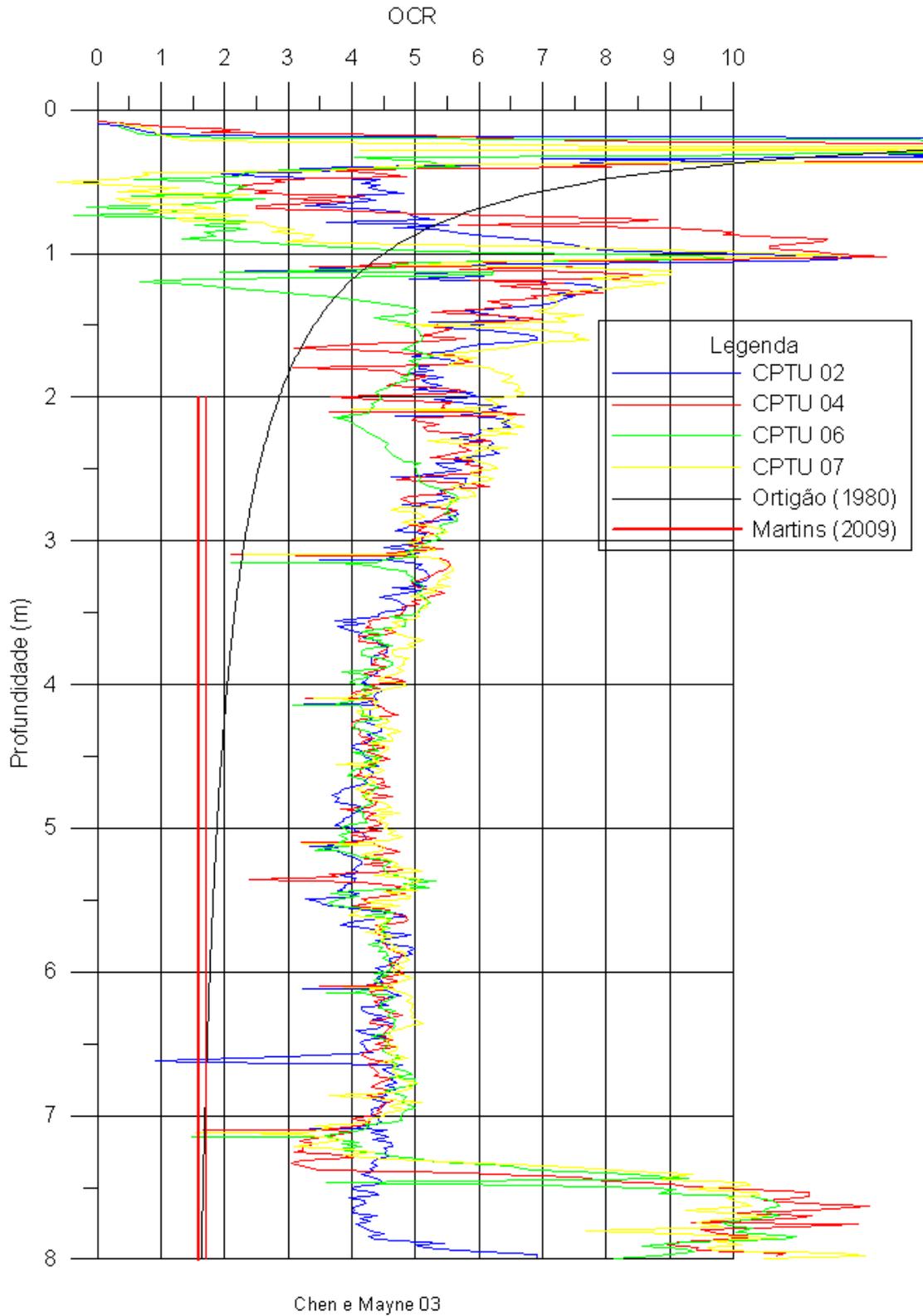


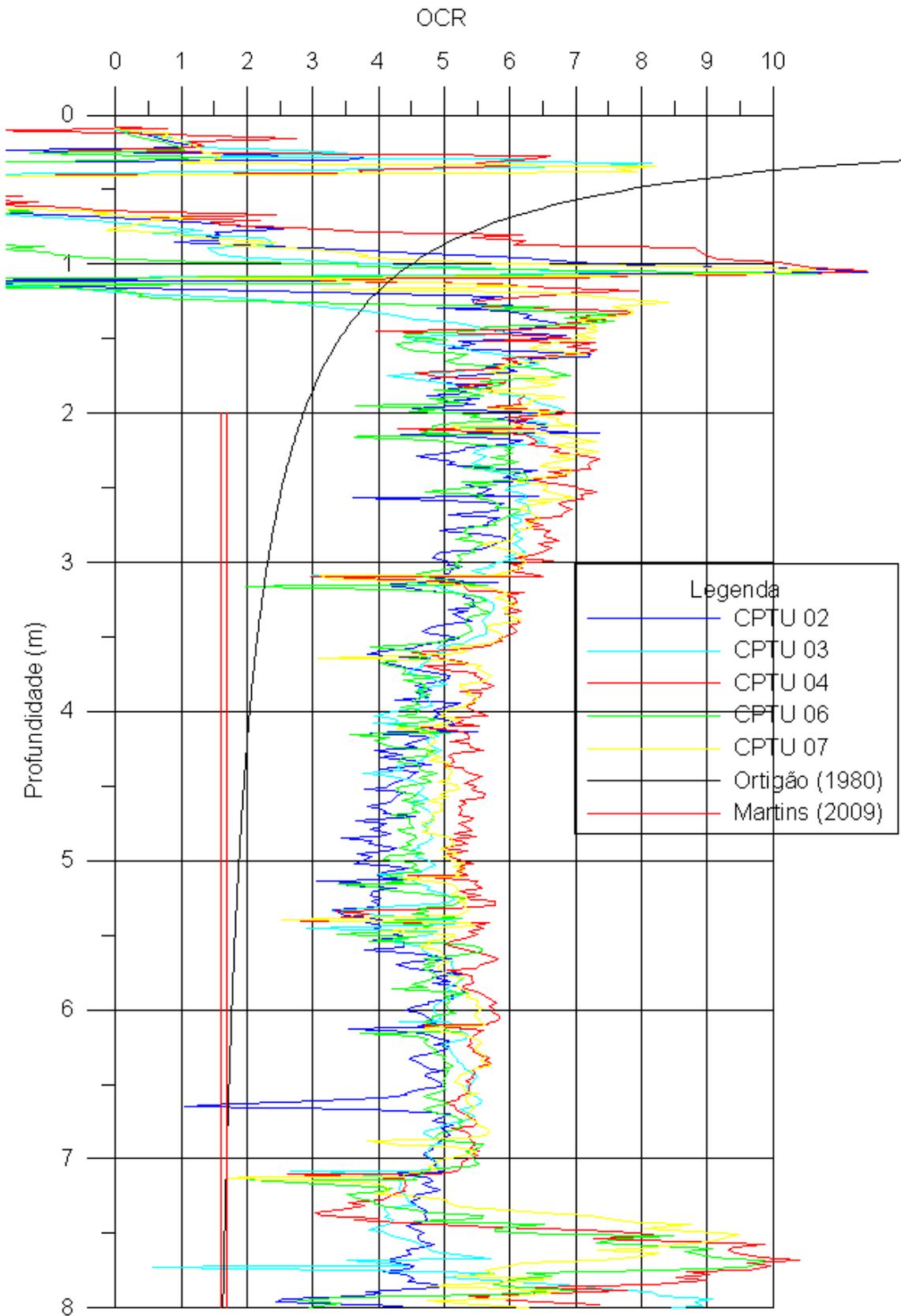
Figura 5.38 – Expressão de Chen e Mayne (1996) modificada, $OCR = 0,15 \left(\frac{q_T - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right)$, para fornecer bom ajuste a ensaio típico em Sarapuí II.

As expressões (5.4) e (5.5) incluem, respectivamente, os valores de Δu_1 e Δu_2 . O emprego destas expressões está representado nas figuras 5.39 e 5.40. Pode-se observar que, tal como no caso das expressões (5.2) e (5.3), forneceram previsões de OCR muito acima das referências empregadas. A vantagem do emprego de Δu_1 ao invés de Δu_2 é, no entanto, muito nítida, tendo os valores de OCR provenientes da expressão que emprega Δu_1 se situado mais próximos das referências. Além disso, forneceram uma melhor repetibilidade do que os de Δu_2 , o que é decorrência de uma maior repetibilidade de u_1 em relação a u_2 .

Por outro lado, as expressões (5.6) e (5.7) consideram os valores das diferenças q_T-u_1 e q_T-u_2 . O emprego destas expressões está representado nas figuras 5.41 e 5.42. Observa-se uma melhor aproximação dos valores da diferença q_T-u_2 , ainda que não muito significativa. Entretanto, ambas as expressões evidenciam uma significativa dispersão de resultados, o que é decorrente da pequena diferença existente entre q_T-u_1 e q_T-u_2 .

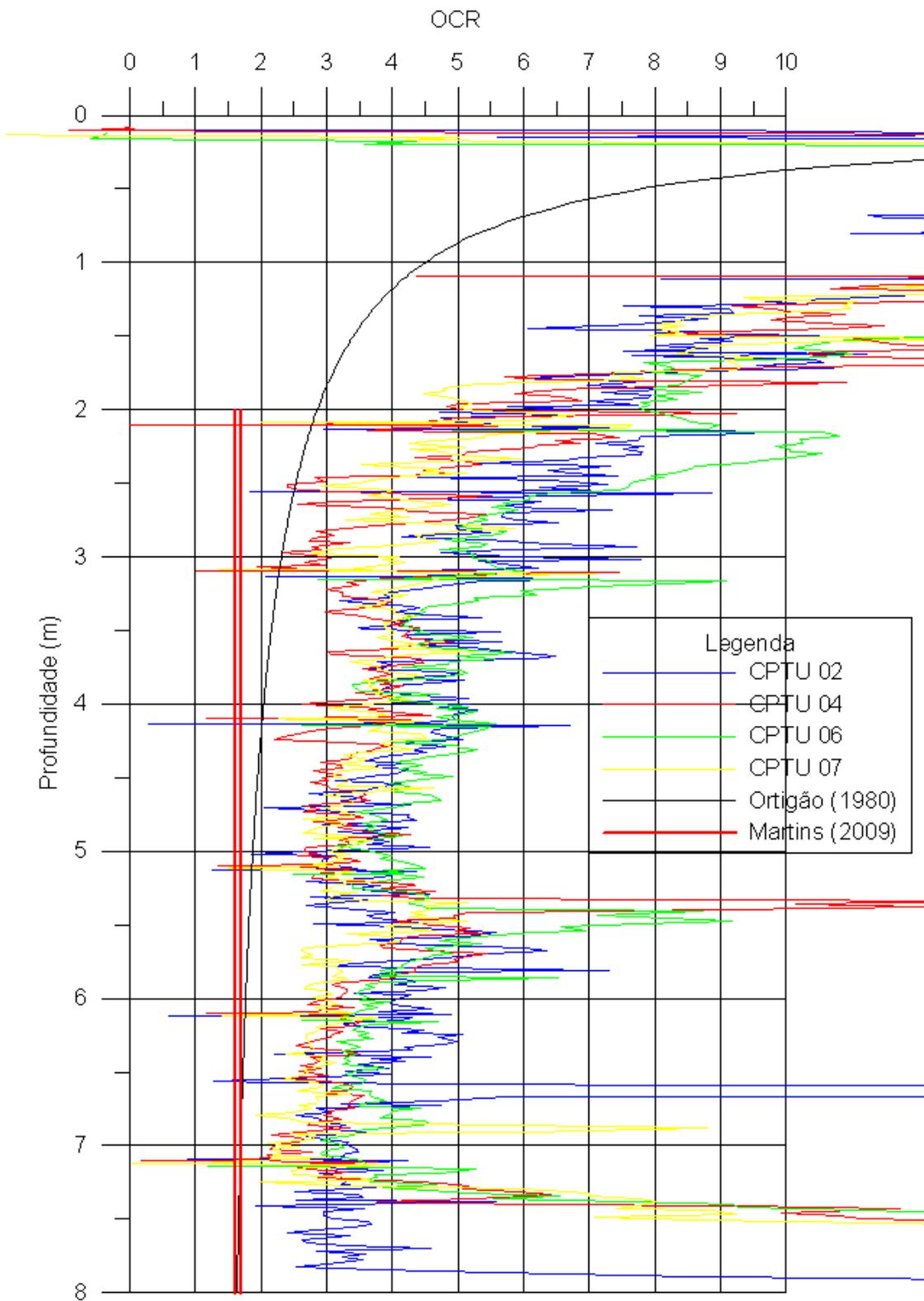


Figuras 5.39 – Emprego da expressão $OCR = 0,40 \left(\frac{\Delta u_1}{\sigma'_{vo}} \right)$ (5.4), Chen e Mayne [3].



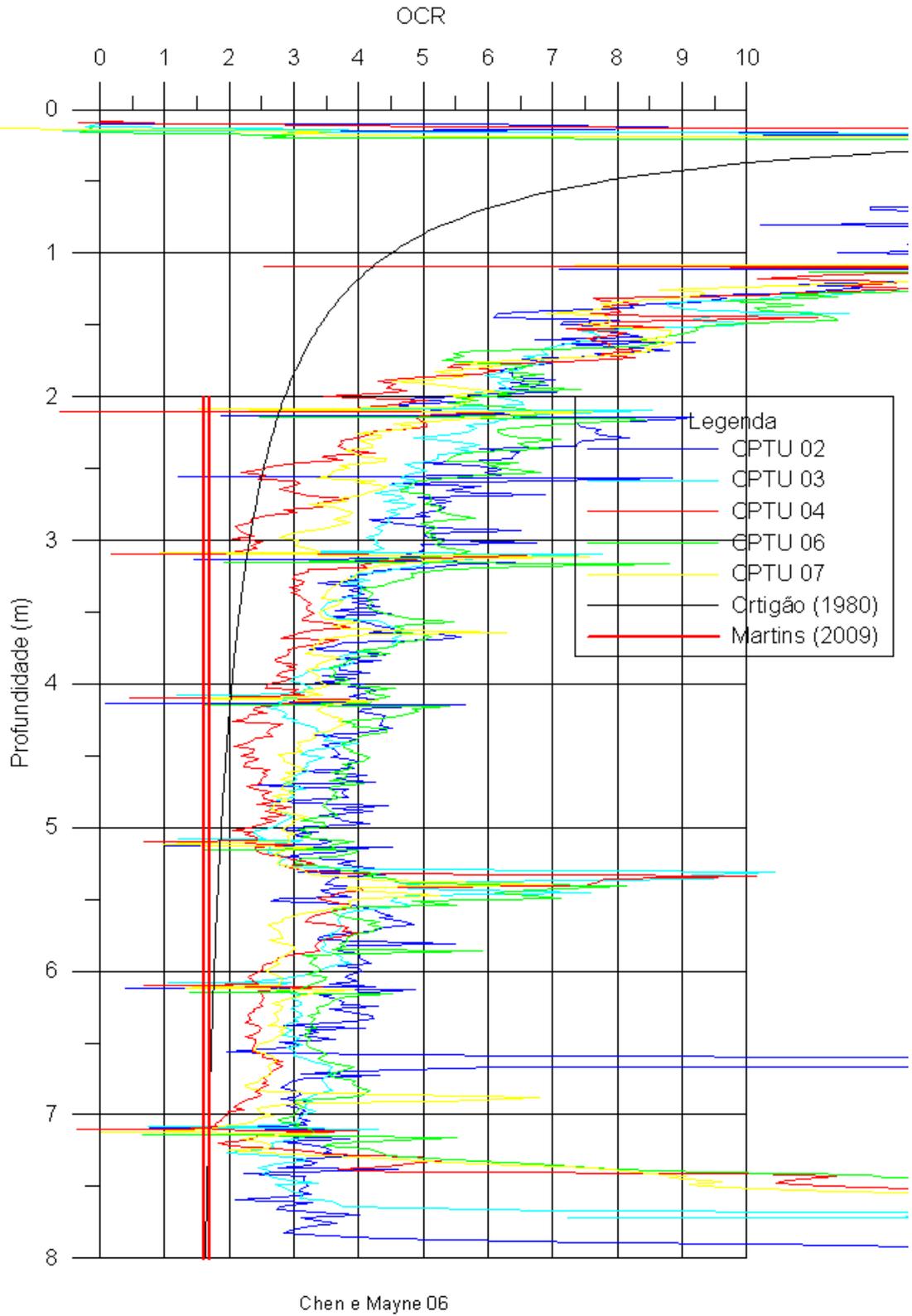
Chen e Mayne 04

Figuras 5.40 – Emprego da expressão $OCR = 0,53 \left(\frac{\Delta u_2}{\sigma'_{vo}} \right)$ (5.5), Chen e Mayne [4].



Chen e Mayne 05

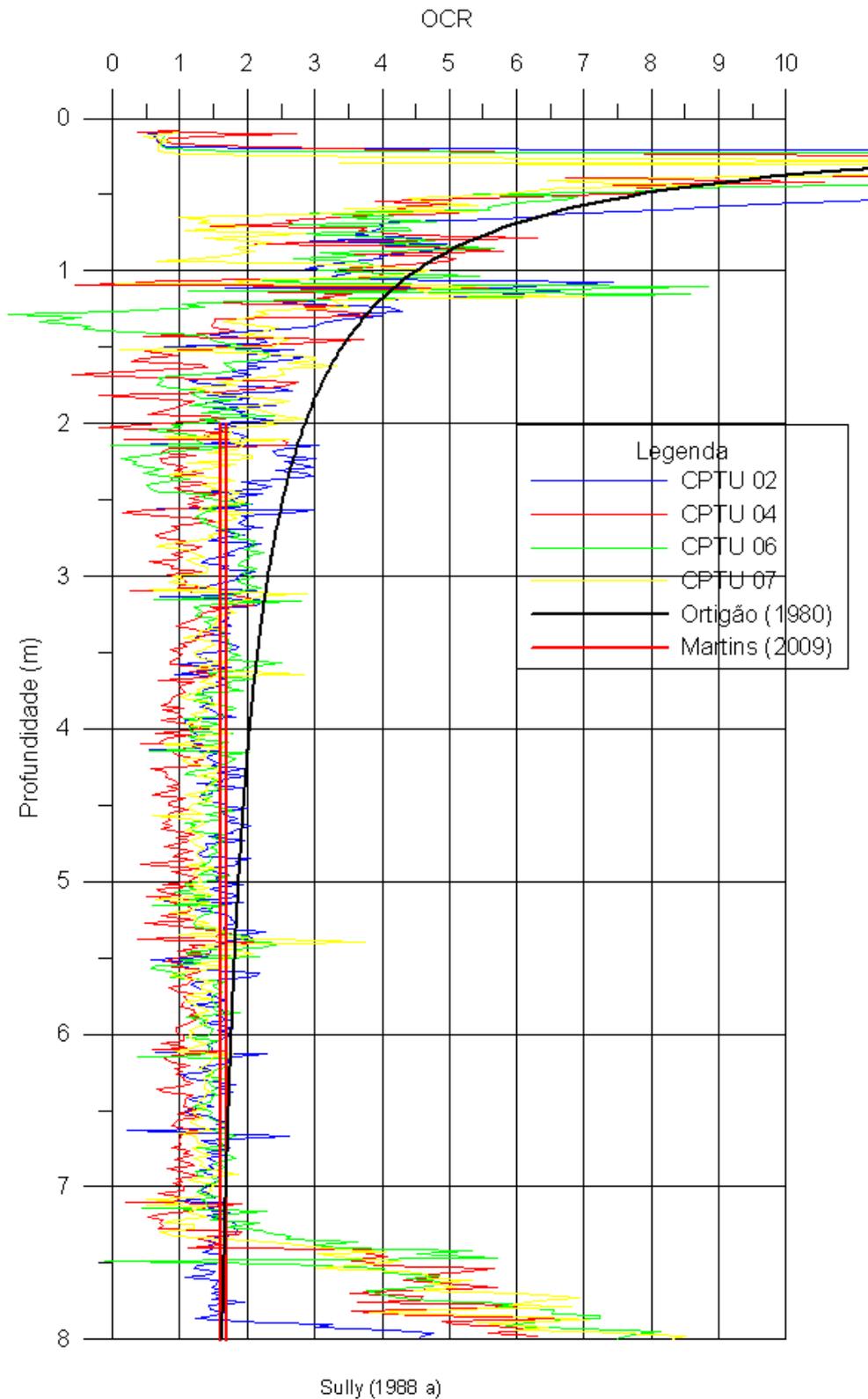
Figuras 5.41 – Emprego da expressão $OCR = 0,75 \left(\frac{q_T - u_1}{\sigma'_{vo}} \right)$ (5.6), Chen e Mayne [5].



Figuras 5.42 – Emprego da expressão $OCR = 0,50 \left(\frac{q_T - u_2}{\sigma'_{vo}} \right)$ (5.7), Chen e Mayne [6].

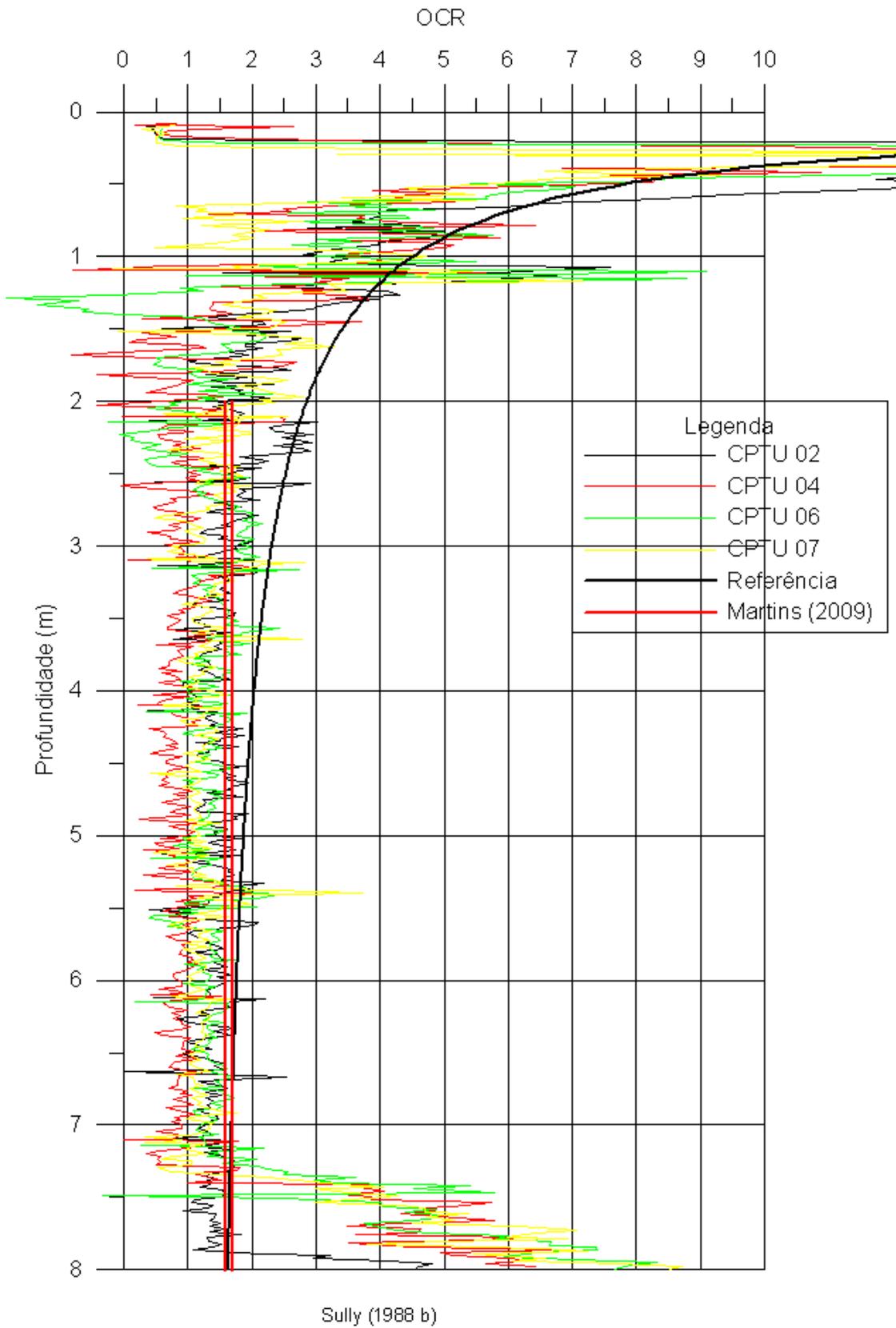
Quanto aos valores relacionados às expressões propostas por Sully et al. (1988a e b), encontram-se apresentados nas figuras 5.43 e 5.44. Observa-se que os valores da expressão (5.8) forneceram melhores resultados que os relativos à expressão (5.9), uma vez que esta última expressão corresponderia a vários valores com OCR menores que 1. Cabe lembrar que a expressão (5.8), de Sully et al. (1988a), refere-se à primeira proposta daqueles autores, em que apenas argilas sul e norte-americanas foram consideradas. Na segunda proposta, relativa à expressão (5.9), várias argilas européias foram incluídas no banco de dados. A presente pesquisa enquadrou-se melhor, assim, no banco de dados original.

De qualquer forma, muito embora a previsão com base na expressão de Sully et al. (1988a) possa ser considerada de excelente qualidade, tendo-se obtido um valor médio de cerca de 1,4 para OCR (contra uma referência de 1,6-1,7), a faixa de valores situou-se entre 1,0 e 1,7, o que fornece praticamente a faixa de argilas levemente pré-adensada, de 1 a 2. Deve-se ter em mente, assim, a necessidade de realizar ensaios em quantidade tal que se tenha um comportamento médio do conjunto.



Figuras 5.43 – Emprego da expressão $OCR = 0,66 + 1,43 \left(\frac{u_1 - u_2}{u_o} \right)$ (5.8), Sully et al.

(1988a).



Figuras 5.44 – Emprego da expressão $OCR = 0,49 + 1,5 \left(\frac{u_1 - u_2}{u_o} \right)$ (5.9), Sully et al. (1988b).

Embora tenha sido mencionado que os valores de B_q não forneceram em vários casos boas correlações com OCR, decidiu-se verificar se reflete de modo adequado as variações de OCR com a profundidade no caso de Sarapuí II, da mesma forma que em Sarapuí I. A figura 5.45 foi assim produzida. Observa-se uma tendência bastante semelhante ao encontrado por Danziger (1990), com valores de B_q crescentes na região da crosta (neste caso limitada a cerca de 2 m de profundidade) e praticamente constantes a partir daí, com valor médio de 0,5. Assim, e a despeito de outros resultados, confirma-se a experiência associada à boa capacidade de previsão da variação de OCR com a profundidade. Além disso, a obtenção de valores de B_q na faixa de 0,40-0,60 indicou novamente solos levemente pré-adensados.

Da mesma forma, tem-se sugerido que a simples relação u_2/u_1 é capaz de fornecer uma boa indicação de variação de OCR com a profundidade, e valores da ordem de 0,8 têm sido obtidos para materiais levemente pré-adensados. De fato, Lunne et al. (1985) mencionam o valor 0,8, Campanella e Robertson (1988) referem-se a 0,83, enquanto Danziger (1990) obteve 0,78 em Sarapuí I. Os dados da presente pesquisa estão apresentados na figura 5.46, onde se observa um valor médio de 0,83 para a região abaixo da crosta, que teria a indicação de ocorrer a partir de 1,5 m ou 2,0 m.

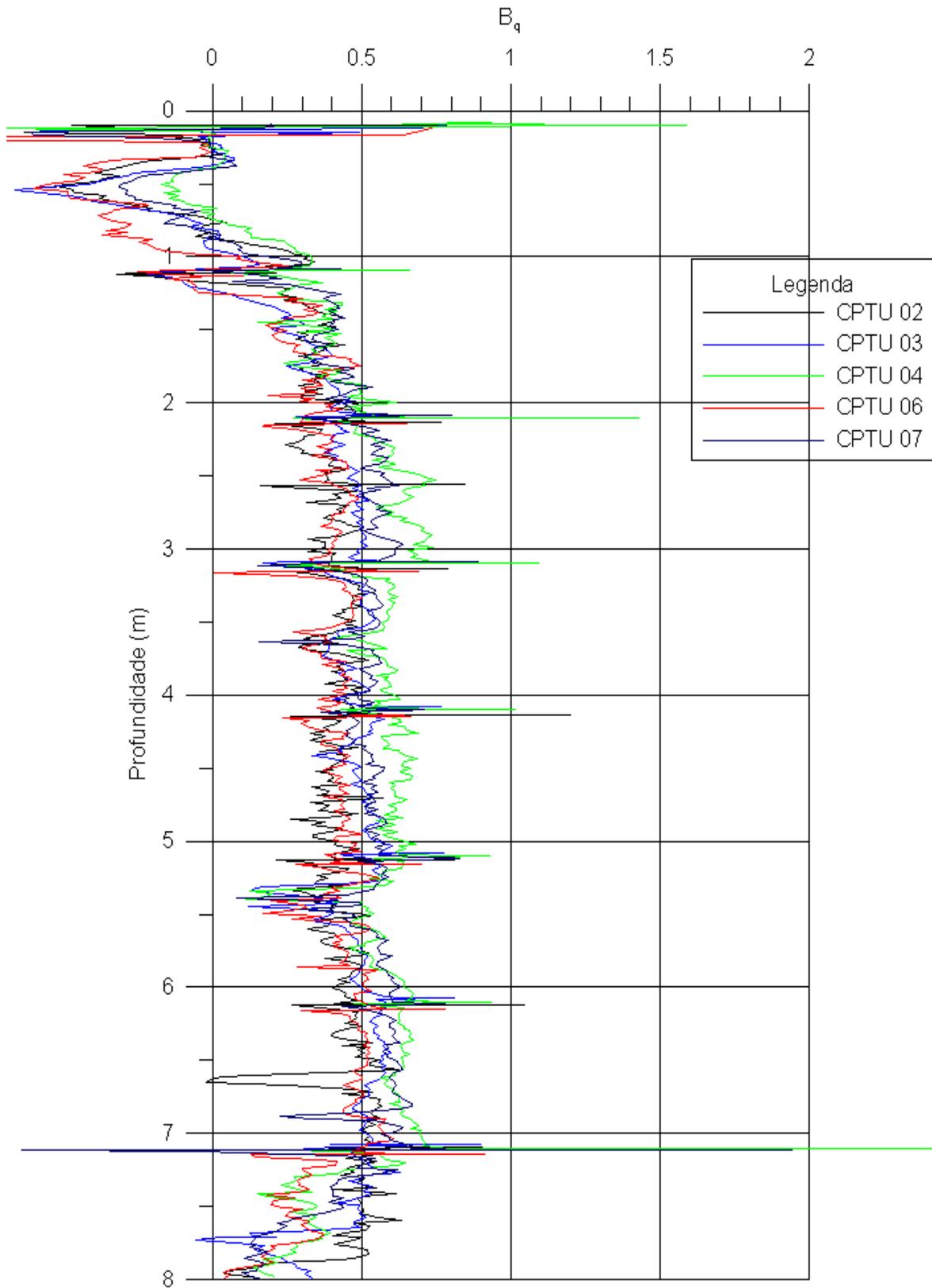


Figura 5.45 – B_q versus profundidade.

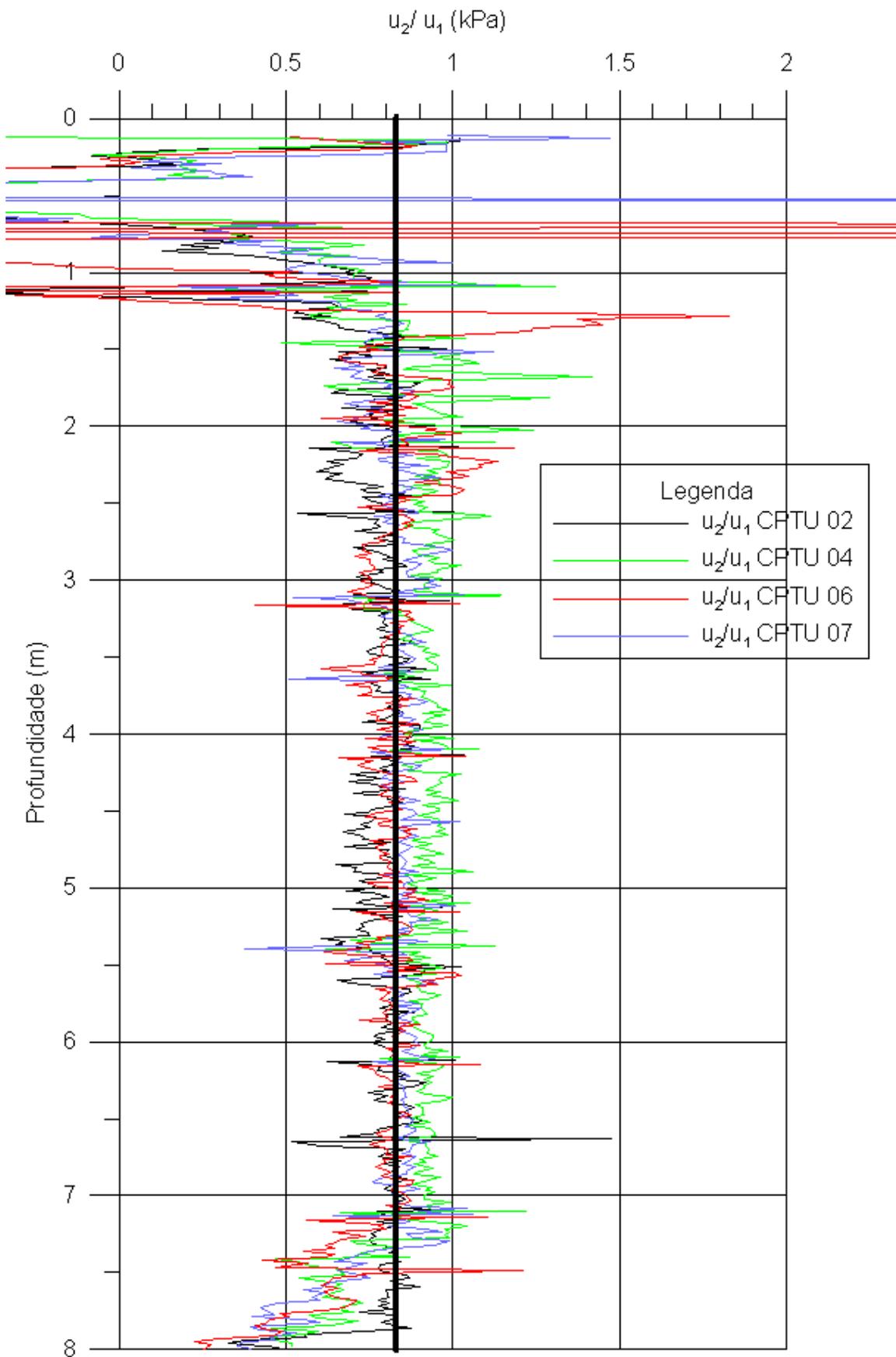


Figura 5.46 – Relação u_2/u_1 versus profundidade.

V.5.6 A resistência não drenada

V.5.6.1 Generalidades

Existem basicamente quatro metodologias para estimar a resistência não drenada de materiais argilosos saturados com base na resistência de ponta do ensaio de cone (ou piezocone): (i) uso de fórmulas de capacidade de carga; (ii) enfoque da expansão de cavidades; (iii) enfoque da penetração estacionária, ou do método do caminho de deformações; (iv) uso de fórmulas empíricas (Danziger, 1990).

O emprego de fórmulas empíricas tem sido usado desde a década de 1970 (Lunne et al., 1976), e a expressão utilizada manteve a forma da expressão de capacidade de carga. Com a utilização já do ensaio de piezocone, ao invés do ensaio de cone, tem a forma

$$S_u = \frac{q_T - \sigma_{vo}}{N_{KT}} \quad (5.11)$$

sendo N_{KT} o fator de cone e σ_{vo} a tensão total vertical in situ (antes da inserção do cone). Resultados da literatura mostram muitas vezes elevadas faixas de dispersão de N_{KT} , sendo tal dispersão atribuída a vários fatores, dentre eles o ensaio utilizado como referência para o estabelecimento das correlações (e.g., Lunne et al., 1976). Os principais utilizados como referência têm sido o ensaio de palheta e ensaios triaxiais de laboratório. Neste último caso, que constitui prática do Instituto Norueguês de Geotecnia, é utilizada uma média entre ensaios triaxiais de compressão e extensão e de cisalhamento puro, anisotropicamente adensados para as tensões previstas a acontecer no campo (e.g., Lunne et al., 1997). Na presente pesquisa, serão utilizados como referências os ensaios de palheta, que constituem a principal prática no Brasil (e.g., Danziger e Schnaid, 2000). Existem ainda outros fatores de cone, definidos a partir do excesso de poro-pressão (N_{Au}) e a partir de resistência de ponta e poro-pressão (N_{KE}). Entretanto, a prática – nacional e internacional – consiste em se empregar o fator N_{KT} e, assim, este será o utilizado na presente pesquisa.

Cabe lembrar ainda que os valores de N_{KT} dependem de vários parâmetros geotécnicos, entre eles o valor de OCR.

V.5.6.2 As análises efetuadas

Com base nas análises efetuadas para os ensaios de palheta, duas hipóteses foram utilizadas para o perfil de s_u empregado como referência para a estimativa de N_{KT} : (i) uma primeira hipótese mais simplificada, onde s_u foi considerado constante em cada uma das duas subcamadas consideradas: s_u igual a 10 kPa desde o nível do terreno até 5 m, e s_u igual a 16 kPa de 5 m até a base da camada; (ii) uma segunda hipótese, onde o perfil de s_u adotado foi o relativo ao “julgamento do engenheiro”. Em todos os casos as tensões verticais totais foram calculadas com os valores de peso específico saturado γ_{sat} constantes até 4m, e iguais a $12,5 \text{ kN/m}^3$, e, para profundidades z maiores que 4 m, variando segundo a expressão $\gamma_{sat} = 12,5 + 0,286(z - 4)$.

A figura 5.47 apresenta os valores de N_{KT} obtidos para todos os ensaios realizados no caso da primeira hipótese, ou seja, com valores de s_u constantes em duas subcamadas. Pode-se observar que no primeiro metro os valores de N_{KT} apresentam um comportamento errático, o que é decorrência de q_T estar incorporando a resistência das raízes da vegetação, e não do solo. Não se considerando esta influência, os valores de N_{KT} têm a tendência de crescer significativamente a partir do nível do terreno até se atingir cerca de 2 m, e apresentam um menor crescimento a partir daí, até a divisão das duas subcamadas. Pode-se admitir que são constantes aproximadamente em cada metro, e os valores das faixas obtidas, bem como as médias correspondentes, estão indicadas na figura. Na subcamada inferior, N_{KT} varia linearmente com a profundidade, o que é naturalmente decorrência da hipótese formulada para s_u .

Os valores de N_{KT} relativos à segunda hipótese estão apresentados na figura 5.48. Observa-se que, apesar da mesma tendência observada na análise anterior relativa ao trecho superior, os valores em profundidades maiores são mais estáveis que no caso de s_u constante em cada subcamada. Resulta daí a importância de se ter uma referência adequada para a estimativa dos valores de N_{KT} . Os valores obtidos, de 12 e 13 ao longo de todo o perfil abaixo dos primeiros 2 m, reforçam os utilizados na prática de projeto

no Brasil para o caso de argilas normalmente adensadas e levemente pré-adensadas (e.g., Danziger e Schnaid, 2000).

V.5.6.3 Comparação com outras campanhas de Sarapuí

Duas outras análises relativas a N_{KT} haviam sido realizadas em Sarapuí I, a primeira por Danziger (1990) e a segunda por Bezerra (1996). Os valores encontrados por aqueles autores foram significativamente distintos, tal como ilustrado na tabela 5.3.

Tabela 5.3 - Comparação dos valores médios de N_{KT} das pesquisas de Danziger (1990), Bezerra (1996), Francisco (2004) e presente pesquisa.

Faixa de Profundidade (m)	N_{KT}			
	Danziger (1990)	Bezerra (1996)	Francisco (2004)	Presente Pesquisa
0 - 1	8	10-12,25	10	8
1 - 2	8	12,25-14,5	10	9,5
2 - 3	8	14,5-16,75	10	11
3 - 4	8	16,75-19	10	12,5
4 - 5	8	14	10	13,5
5 - 5,5	8	14	10	10 - 11
5,5 - 6	8	14	-	11-12
6 - 6,5	8	14	-	12-13
6,5 - 7	10,5	14	-	13-14
7 - 8	10,5	14	-	14-15
8 - 9	10,5	14	-	-
9 - 10	10,5	14	-	-
10 - 11	10,5	14	-	-

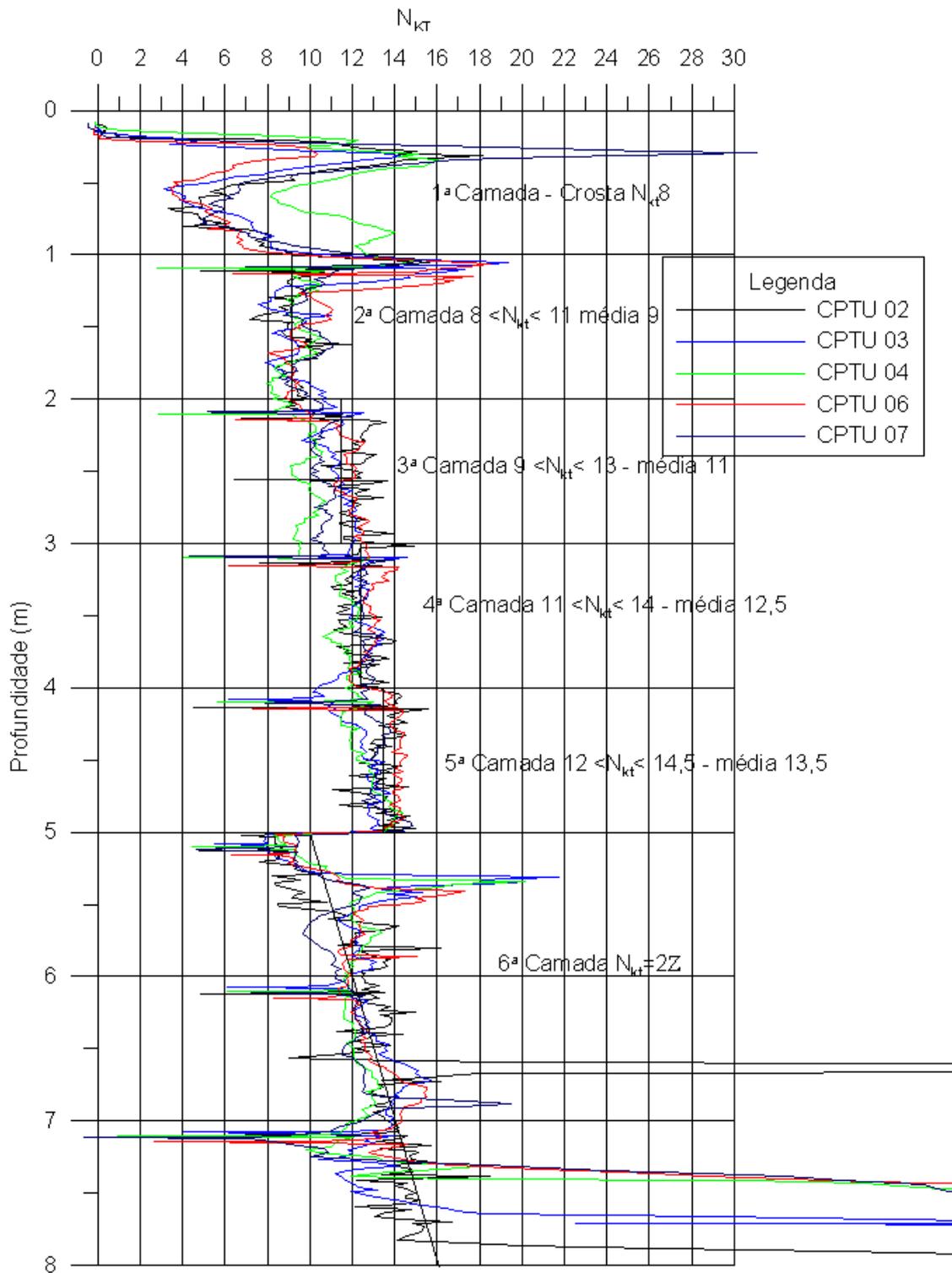


Figura 5.47 - Variação de N_{KT} com a profundidade, $s_u = 10$ kPa do NT até 5 m e 16 kPa de 5 m até a base da camada.

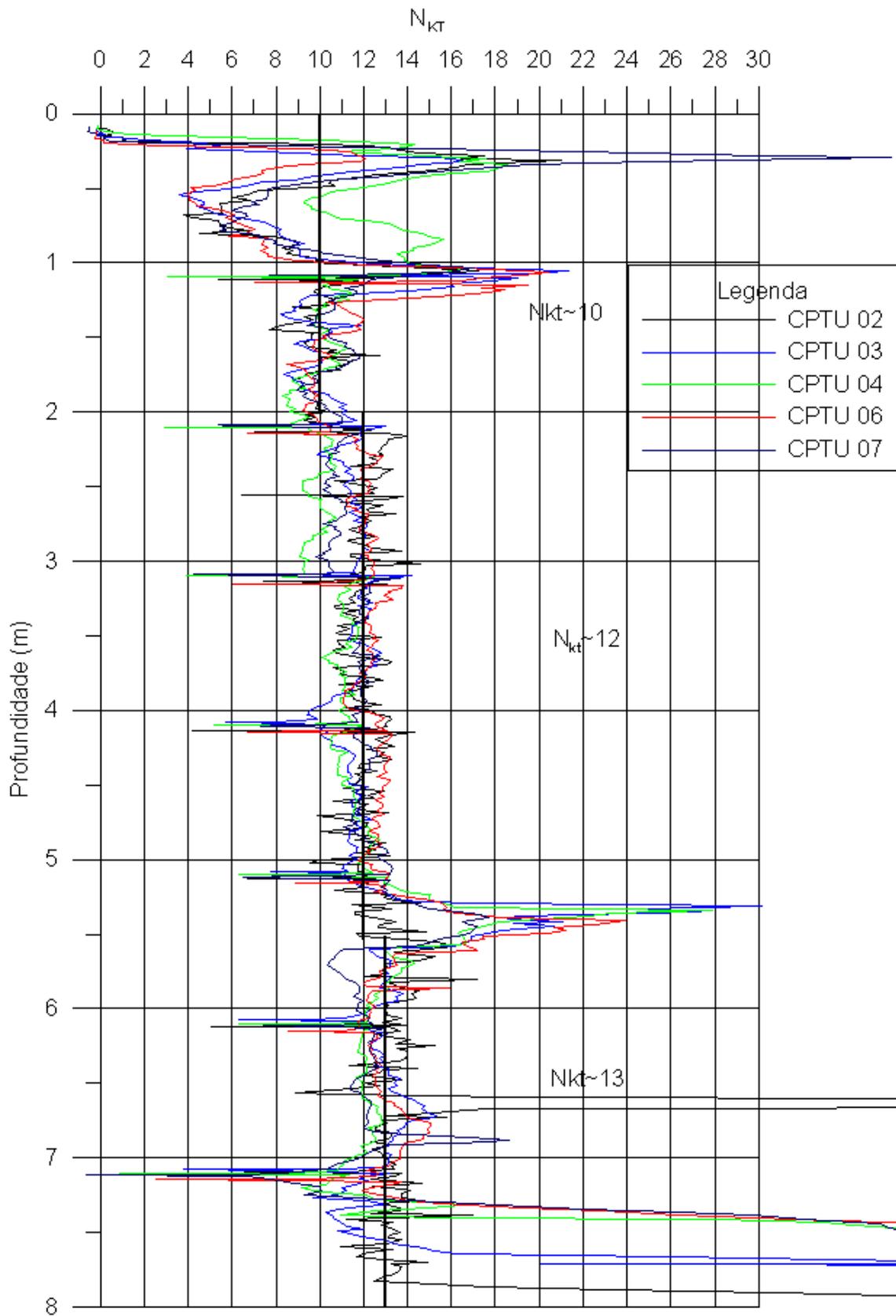


Figura 5.48 – Valores de N_{kt} correspondentes ao “julamento do engenheiro” na estimativa de s_u do ensaio de palheta.

Para o cálculo de N_{kT} , tanto Danziger (1990) como Bezerra (1996) utilizaram os valores de s_u de referência de Ortigão e Collet(1986). Embora Danziger (1990) tenha adotado um valor de peso específico constante com a profundidade, enquanto Bezerra (1996) valores crescentes com a profundidade, a diferença entre as duas campanhas não pode ser explicada dessa forma, e sim pelas diferenças de valores de resistência de ponta, q_T . É possível que os locais ensaiados por aqueles pesquisadores tenham de fato resistências distintas, embora ambas as campanhas tenham sido realizadas na região dos aterros experimentais I e II. Os valores de q_T considerados típicos de Danziger (1990) e Bezerra (1996), em Sarapuí I, estão incluídos na figura 5.49. Na mesma figura constam também o ensaio de Francisco (2004) e um ensaio representativo da presente pesquisa, ambos de Sarapuí II. A observação, extremamente interessante, é que os valores típicos de Bezerra (1996) e da presente pesquisa são bastante semelhantes (embora de campos distintos), o mesmo acontecendo no que concerne aos ensaios de Danziger (1990) e Francisco (2004).

Uma vez que, no caso de Sarapuí I, ambos os pesquisadores empregaram a mesma referência para s_u , e não se conseguiu localizá-la na região, a dúvida sobre qual campanha de ensaios de piezocone estaria sendo representativa da campanha de ensaios de palheta naturalmente existe. Foi feito o seguinte exercício: com base na semelhança de valores de q_T incluídos na figura 5.49, foram obtidos valores de N_{kT} , para os ensaios de piezocone de Danziger (1990), a partir dos valores de s_u sugeridos por Francisco (2004), e os valores de Bezerra (1996) a partir dos valores de s_u da presente pesquisa. Em todos os casos, considerou-se o peso específico variável com a profundidade. Os resultados obtidos estão apresentados na figura 5.50. Observa-se que a faixa de valores estreitou-se, na região abaixo da crosta tendo se situado na faixa de 10-14. Os dados de Danziger (1990) abaixo de 8 m tornam-se discrepantes, provavelmente porque os dados de referência de palheta de Francisco (2004) não são representativos daquelas profundidades.

De qualquer modo, as indicações são de que de fato o depósito de Sarapuí como um todo (mesmo apenas Sarapuí I) não pode ser considerado como constituído por um material homogêneo (naturalmente, em relação a planos horizontais) como vem até então sendo feito. Mais ensaios, abrangendo outras regiões do Sarapuí, são necessários para aprofundar o conhecimento acerca do depósito.

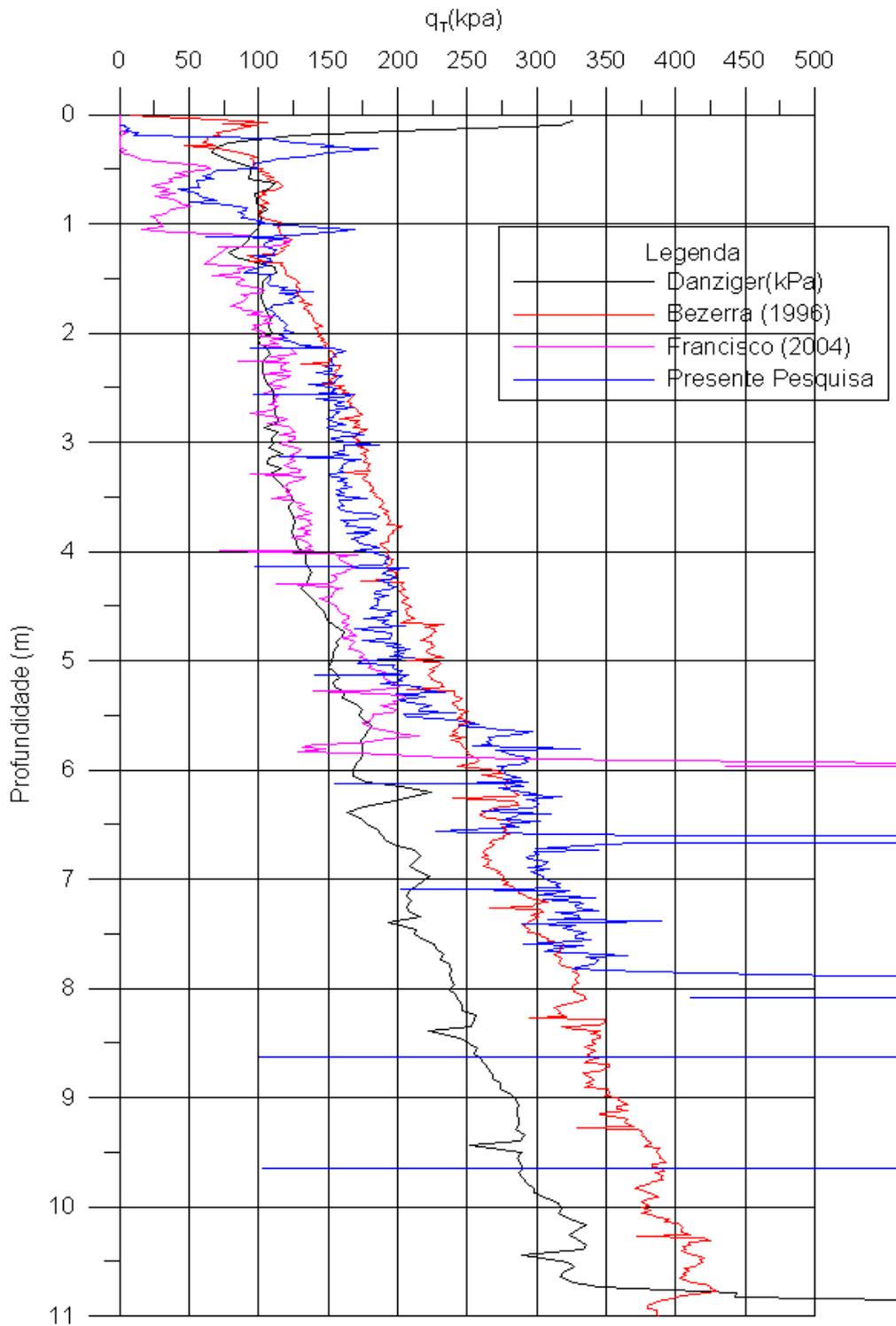


Figura 5.49 – Valores de q_T típicos correspondentes a 4 campanhas em Sarapuí: Danziger (1990) e Bezerra (1996), em Sarapuí I, e Francisco (2004) e presente pesquisa, em Sarapuí II.

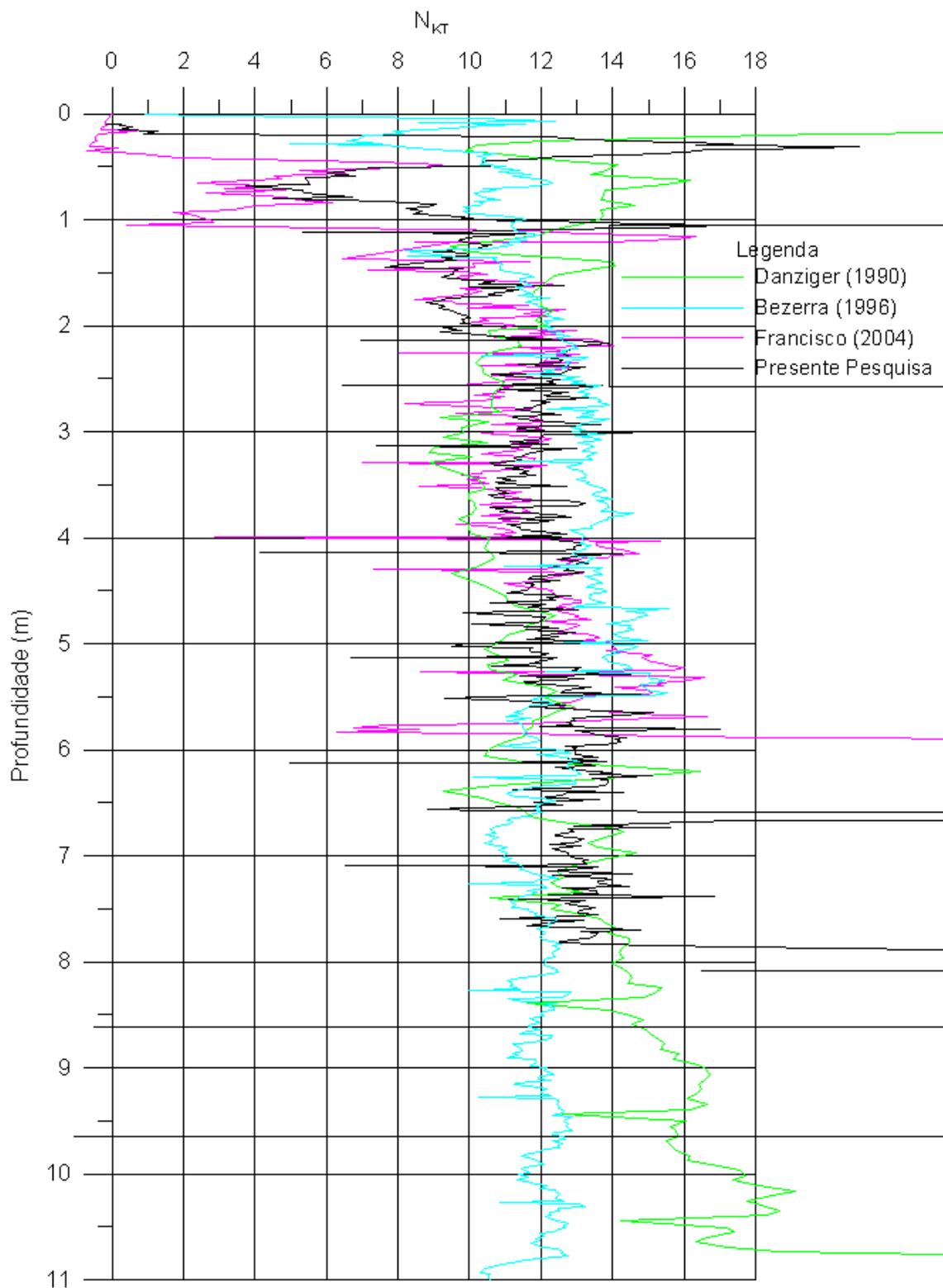


Figura 5.50 – Comparação entre valores de N_{KT} obtidos com diferentes referências de s_u nas campanhas de ensaios de piezocone em Sarapuí I e II.

V.6 Os ensaios de barra cilíndrica (T-bar)

A partir dos valores de q_{in} (figura 4.35), e adotando-se o fator de barra $N_b = 10,5$ na expressão 4.4 (Randolph e Houlsby, 1984), obtêm-se os valores de s_u indicados na figura 5.51.

Na mesma figura estão indicados os valores de s_u correspondentes aos ensaios de palheta efetuados. Pode-se observar, inicialmente, que o ensaio T-bar 04, executado sob o aterro, registrou valores superiores ao conjunto até cerca de 2 m. Esta observação fica prejudicada, entretanto, pelos resultados obtidos no ensaio T-bar 03, que apresentou resultados superiores aos dois outros ensaios, T-bar 01 e T-bar 02, executados no material natural. O resultado obtido com o T-bar 03 contribui para que se possa concluir acerca da pior repetibilidade dos ensaios de barra cilíndrica em relação aos de piezocone. Resultados semelhantes já haviam sido obtidos por Macedo (2004), em ensaios realizados na Barra da Tijuca, tendo aquele autor atribuído o comportamento observado à contribuição das raízes da vegetação existente no local ensaiado, em função da forma da barra cilíndrica. No caso presente, pode-se observar que os valores relativos ao ensaio T-bar 03 assumiram valores maiores que os demais logo no início, na zona de enraizamento. Logo, a hipótese levantada por Macedo (2004) deve ter ocorrido também na presente pesquisa. Conclui-se assim acerca do especial cuidado necessário quando da realização de ensaios de barra cilíndrica em áreas com vegetação superficial. Recomenda-se a realização de um número de ensaios que possibilite a repetibilidade necessária de modo a se garantir resultados não afetados pelas raízes.

Quando não se considera o ensaio sob o aterro, e também não o T-bar 03, observa-se uma excelente concordância entre os valores de s_u dos ensaios de T-bar com os provenientes dos ensaios de palheta. Isso ocorre não apenas ao longo da região abaixo da crosta, mas inclusive na própria crosta. É interessante observar que há boa concordância também entre os valores de s_u dos ensaios de T-bar e de palheta realizados sob o aterro, nos dois primeiros metros. Considerando-se que em todo o perfil o valor do fator de barra adotado foi único, e igual a 10,5 (conforme sugerido pela solução teórica, ver Stewart e Randolph, 1991), revela-se, assim, o ensaio de T-bar como poderosa ferramenta de investigação na estimativa de um perfil contínuo de s_u de depósitos argilosos.

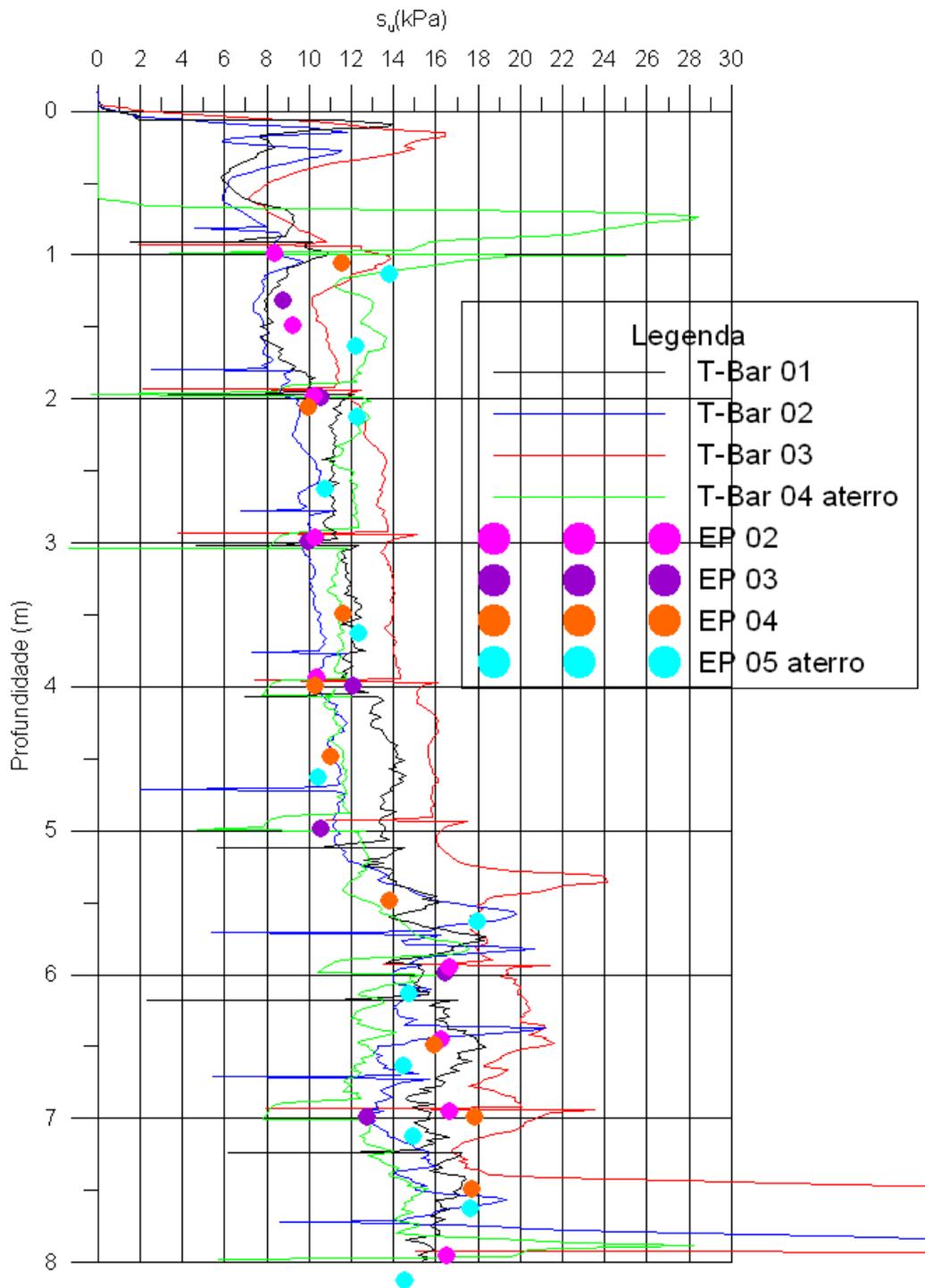


Figura 5.51 – Valores de resistência não drenada obtidos de ensaios de barra cilíndrica e de palheta.

CAPÍTULO VI

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

VI.1 Conclusões

Foram realizados ensaios de palheta, de piezocone e de barra cilíndrica (T-bar), além de sondagens a percussão, de modo a caracterizar uma área no depósito de argila mole de Sarapuú II, em terreno de propriedade da Estação Rádio da Marinha. Os equipamentos utilizados são de alta qualidade, tendo sido desenvolvidos pela COPPE/UFRJ (com a participação da UFPE e da Grom). Os equipamentos foram exaustivamente calibrados nos níveis das faixas de cargas e pressões previstas a ocorrerem no campo. Os resultados das calibrações efetuadas mostraram que os equipamentos empregados nas campanhas atenderam aos padrões de excelente qualidade exigidos, sendo portanto responsáveis pela alta acurácia dos valores medidos no campo. Sugere-se que doravante o equipamento de ensaio de palheta seja calibrado na posição vertical.

Foram feitas determinações do teor de umidade do solo muito mole a partir de amostras coletadas nas sondagens, tal como sugerido por Coutinho et al. (1998) e Sandroni (2001). Os valores obtidos foram muito semelhantes aos obtidos em outro local de Sarapuú II, a partir de amostras de pistão, e mesmo aqueles de Sarapuú I. A utilidade da determinação do teor de umidade a partir de amostras de sondagens a percussão ficou evidenciada.

Dentre os ensaios realizados, a melhor repetibilidade foi obtida pelo piezocone. Aliás, poder-se-ia chamar este atributo de reprodutibilidade, já que dois equipamentos foram utilizados.

Um ensaio de cada tipo, além de uma sondagem, foi realizado sob um aterro de uma pequena estrada de acesso. O teor de umidade medido em amostra da sondagem foi capaz de detectar o trecho de material mole mais afetado pelo aterro (cerca de 2 m), da

mesma forma como os demais ensaios de campo. As grandezas medidas no ensaio de piezocone não tiveram a mesma sensibilidade para detectar a região influenciada pelo aterro. A resistência de ponta indicou uma profundidade de 5,2 m, o atrito lateral 3,0 m, a poro-pressão u_1 3,7 m e a poro-pressão u_2 apenas 2,0 m. Há necessidade de mais ensaios sob o aterro de modo a se ter uma faixa de variação que permita a avaliação da sensibilidade de cada grandeza para detectar o material adensado.

Os ensaios de piezocone foram capazes de identificar com detalhe a estratigrafia do depósito, e ensaios de dissipação de verificar que não existe artesianismo na região estudada.

As curvas torque versus rotação dos ensaios de palheta mostraram um comportamento que em muitos casos sugere a participação de mais de um tipo de material no processo de cisalhamento, o que foi atribuído à presença de conchas ou areia na massa argilosa.

Com base nos ensaios de palheta, o perfil de resistência não drenada mais provável sugere valores de s_u crescentes com a profundidade, de modo distinto do que foi verificado em Sarapuí I, aonde valores constantes ao longo dos primeiros metros representaram a tendência dos ensaios realizados.

Foram empregados oito métodos para estimar OCR a partir dos ensaios de piezocone. Seis dentre esses métodos se aproximaram mais da sugestão de variação de OCR com a profundidade de Ortigão (1980), e dois métodos da hipótese de Martins et al. (2006, 2009) de constância de OCR abaixo da crosta. Esses dois métodos – que necessitam da medida de u_1 e u_2 – também foram capazes de prever valores de OCR próximos dos valores correspondentes aos obtidos em ensaios de adensamento de 24 h de duração, enquanto os anteriores superestimaram significativamente os valores de OCR. As variações de B_q e da relação u_2/u_1 mostraram-se úteis para se observar uma variação qualitativa do perfil de OCR. Especificamente quanto ao método de Chen e Mayne (1996) que utiliza a relação $(q_T - \sigma_{v0})/\sigma'_{v0}$, talvez o mais utilizado internacionalmente

para a estimativa de OCR, o fator que multiplica aquela expressão precisou ser reduzido de cerca de 0,3 (no método original) para cerca de 0,15 de modo a se conseguir uma boa concordância com os valores obtidos em laboratório.

Os valores de N_{KT} obtidos com a melhor referência de s_u dos ensaios de palheta forneceram um perfil crescente na crosta e razoavelmente constante, com valores médios de 12 a 13, ao longo de todo o perfil. As diferenças entre valores de N_{KT} de campanhas anteriores em Sarapuí I foram analisadas, sugerindo que o depósito de Sarapuí I talvez não possa ser tratado como um depósito homogêneo, do modo como vem acontecendo.

Considerando-se que em todo o perfil o valor do fator de barra adotado foi único, e igual a 10,5 (conforme sugerido pela solução teórica), revelou-se o ensaio de barra cilíndrica como poderosa ferramenta estimativa de um perfil contínuo de s_u de depósitos argilosos, inclusive na região da crosta.

VI.2 Sugestões para futuras pesquisas

Sugere-se a realização de ensaios geofísicos para a definição da espessura da camada mole em toda a região estudada, bem como para a melhor compreensão da geologia local.

A realização de uma amostragem integral pode propiciar uma melhor compreensão da estratigrafia, e uma datação ao longo do perfil pode contribuir para esclarecer vários pontos levantados ao longo da pesquisa, inclusive o perfil de OCR.

Realizar amostragem de alta qualidade para uma detalhada campanha de ensaios de laboratório, de compressibilidade e resistência.

Estudar a influência do número de revoluções necessárias no ensaio de palheta para se obter o completo amolgamento da argila do Sarapuí.

Realizar mais ensaios sob a estrada de acesso de modo a se estudar melhor a sensibilidade das diversas grandezas medidas pelo ensaio de piezocone para detectar a região do solo mole afetada pelo adensamento.

Desenvolver um equipamento para verificação da saturação do piezocone em laboratório.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT, MB3122, 1989, In: NBR10905, “Solo – Ensaio de Palheta In-Situ”. Norma Brasileira.
- ALENCAR JR., J.A., 1984, **Análise das pressões neutras associadas aos ensaios de Conepenetrometria realizados na argila mole de Sarapuí**. Dissertação M.Sc., PUC-RJ, Rio de Janeiro.
- ALMEIDA, M.S.S., 1996, **Aterros sobre solos moles – da concepção à avaliação do desempenho**, Rio de Janeiro-RJ, Editora UFRJ.
- ALMEIDA, M.S.S., COLLET, H.B., ORTIGÃO, J.A., 1989, “Settlement analysis of embankment on Rio de Janeiro clay with vertical drains”. In: *Special Volume of Brazilian Contributions, XII Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 105-110, Rio de Janeiro.
- ALMEIDA, M.S.S., DANZIGER, F.A.B., MACEDO, E.O., 2006, “A Resistência não Drenada in Situ Obtida Através de Ensaio de Penetração de Cilindro”. In: *XIII COBRAMSEG*, Vol. 2, pp. 619-624, Curitiba.
- ALMEIDA, M.S.S., FUTAI, M.M., LACERDA, W.A., MARQUES, E.S., 2008, “Laboratory Behaviour of Rio de Janeiro Soft Clays. Part1: Index and Compression Properties”. **Soils and Rocks**, Vol. 31, No 2, pp 69-75.
- ALMEIDA, M.S.S., MARQUES, E.S., 2002, “The behaviour of Sarapuí soft clay”. In: *Proc. International Workshop*, Vol. 1, pp. 447-504, Singapore.
- ALMEIDA, M.S.S., MARQUES, E.S., LACERDA, W.A., FUTAI, M.M., 2005, “Investigações de Campo e de Laboratório na Argila do Sarapuí”. **Solos e Rochas**, Vol. 28, No 1, pp 3-20.

- ALVES, A.M.L., 2004, **A influência da Viscosidade do Solo e do Tempo após a Cravação na Interação Dinâmica Estaca-solo em Argilas**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- ANTUNES, F., 1978, **Ensaio Geológicos, Pedológicos e Mineralógicos nas Argilas Moles do Rio de Janeiro**. Relatório IPR/DNER 2019-02.02-2/10/42.
- ÁRABE, L.C.G., 1993, **Aplicabilidade de ensaios in situ para a determinação de propriedades geotécnicas de depósitos argilosos e de solos residuais**. Tese D.Sc., PUC-RJ, Rio de Janeiro.
- BALIGH, M.M., AZZOUZ, A.S., WISSA, A.Z.E., MARTIN, R.T., MORRISON, M.J., 1981, “The Piezocone Penetrometer”. In: *Proc. Symp. on Cone Penetration Testing and Experience*, pp. 247-263, St. Louis.
- BALIGH, M.M., VIVATRAT, V., LADD, C.C., 1978, **Exploration and Evaluation of Engineering Properties for Foundation Design of Offshore Structures**. MIT, Dep. of Civil Engineering, Publication No R 78-40, Cambridge. Conforme citado por Jamiolkowski et al. (1985).
- BARBOSA, P.S.A., 1990 **Ensaio de Adensamento com Fluxo Restringido e K_0 em Argilas Moles**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- BATTAGLIO, M., BRUZZI, D., JAMIOLKOWSKI, M., LANCELLOTTA, R., 1986, “Interpretation of CPT's and CPTU's - 1st Part: Undrained Penetration of Saturated Clays”. In; *Proc. IV Int. Geotech. Seminar in Field Instrumentation and In-Situ Measurements*, pp. 129-143, Singapore.
- BEZERRA, R.L., 1996, **Desenvolvimento do Piezocone COPPE de Terceira Geração e sua Utilização na Determinação dos Parâmetros “in Situ” de Resistência ao Cisalhamento e Compressibilidade de Argilas Moles**. Tese D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

- BORGES NETO, C., 1981. **Ensaio Contínuo de Penetração de Cone na Argila Cinza Mole do Rio de Janeiro**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- BRESSANI, L.A., 1983, **Contribuição aos Estudos de Tensão-Deformação-Resistência da Argila de Sarapuí**. Dissertação de M.Sc., UFRS, Porto Alegre.
- BRUZZI, D., BATTAGLIO, M. (1988), **Pore Pressures Measurements During Cone Penetration Test**. Research Report, ISMES.
- CADLING, L. e ODENSTAD, S. (1950)- “The Vane Borer. An Apparatus for Determining the Shear Strength of Clay Soil Directly in the Ground”. Royal Swedish Geotechnical Institute, Stockholm, Proceedings N°2, pp. 1-87.
- Campanella, R.G., Gillespie, D., Robertson, P.K. (1982), Pore pressures during cone penetration testing. Proc., 2nd
- CAMPANELLA, R.G., ROBERTSON, P.K., Gillespie, D.G., Greig, J. (1985), Recent developments in in-situ testing of soils. Proc., XI ICSMFE, San Francisco, Vol. 2, pp. 849-854
- CAMPANELLA, R.G., ROBERTSON, P.K., 1988, “Current Status of the Piezocone Test - State-of-the-Art Report”. In; *Proc., ISOPT-1*, Vol. 1, pp. 93-116, Orlando.
- CARVALHO, S.R.L., 1989, **Ensaio de Adensamento Edométrico com Taxa Constante de Deformação Específica Relacionada ao Tempo na Argila do Sarapuí**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- CASAGRANDE, A., 1936, The determination of the pre-consolidation load and its practical significance. In: First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Proceedings, Cambridge, Mass. Vol. III, discussion D-34.

- CAVALCANTE, E.H., GIACHETI, H.L., DANZIGER, F.A.B., COUTINHO, R.Q. et al., 2006, “Workshop Campos Experimentais de Fundações”. In: *XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Curitiba.
- CHANDLER, 1988, “The In-Situ Measurement of the Undrained Shear Strength of Clays Using the Field Vane”. Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies, ASTM STP 1014, American Society for Testing and Materials, pp.13-44, Philadelphia.
- CHEN, B.S., MAYNE, P.W., 1996, “Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays”. **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 33, pp. 488-498.
- CHUNG, K. Y., RANDOLPH, M. F. (2001), “Characterization Of Soft Soil For Deep Water Developments”, Proc. Geomechanics Group Centre For Off-shore Foundation Systems-The University Of Western Austrália.
- COLLET, H.B., 1978, **Ensaio de Palheta de Campo em Argilas Moles da Baixada Fluminense**. Dissertação de M.Sc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- COLLET, H.B., 1985, **O Aterro Experimental II do IPR: da sua Concepção a uma Análise de Recalques**. Tese de Concurso para Professor Titular, Departamento de Engenharia Civil, UFF, Rio de Janeiro.
- COSTA FILHO, L.M., WERNECK, M.L.G., COLLET, H.B., 1977, “The Undrained Strength of a Very Soft Clay”. In; *Proc. IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 69-72, Tokyo.
- COUTINHO, R.Q., 1976, **Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

- COUTINHO, R.Q., OLIVEIRA, J.T.R., OLIVEIRA, A.T.J., 1998, “Estudo Quantitativo da Qualidade de Amostras de Argilas Moles Brasileiras - Recife e Rio de Janeiro”. In: *XI COBRAMSEG*, Brasília, Vol. 2. pp. 927-936, Brasília.
- COUTINHO, R.Q., OLIVEIRA, A.T.J., OLIVEIRA, J.T., 2000, Conferência: “Palheta: Experiência, Tradição e Inovação”. In: *SEFE IV / BIC 2000*. Vol. 3, pp. 53-80, São Paulo.
- CRESPO NETO, F. N., 2004, **Aprimoramento do Equipamento de Palheta Elétrico Visando o Estudo do Efeito da Velocidade**. Dissertação M.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- DANZIGER, F.A.B., 1990, **Desenvolvimento de Equipamento para Realização de Ensaios de Piezocone: Aplicação a Argilas Moles**. Tese D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- DANZIGER, F.A.B., 2009, “Comunicação pessoal”.
- DANZIGER, F.A.B., ALMEIDA, M.S.S., BEZERRA, R.L., 1997, “Piezocone research at COPPE/Federal University of Rio de Janeiro”, In: *Proc. Int. Symp. on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Vol. 1, pp.229-236, Rio de Janeiro.
- DANZIGER, F.A.B., ALMEIDA, M.S.S., PAIVA, E.N., DE MELLO, L.G.F.S., DANZIGER, B.R., 1998, “O Piezocone como Ferramenta de Determinação da Estratigrafia e de Classificação dos Solos”. In: *XI COBRAMSEG*, Vol. 2, pp. 917-926,, Brasília.
- DANZIGER, F.A.B., ALMEIDA, M.S.S., SILLS, G.C., 1997, “The Significance of the Strain Path Analysis in the Interpretation of Piezocone Dissipation Data”. **Geotechnique**, Vol. 47, No. 5, pp. 901-914.

- DANZIGER, F.A.B., DANZIGER, B.R., CAVALCANTE, E.H., 2008, “Reflexões sobre a Energia no SPT e o Significado do Valor de N em Circunstâncias Particulares”. In: *XIV COBRAMSEG*, pp. 2214-2224, Búzios.
- Danziger, F.A.B., Lunne, T. (1994), The development of semi-empirical design procedures for foundations - Status for use of triple element piezocone for foundation design. NGI report 521551-1.
- DANZIGER, F. A. B., SCHNAID, F. 2000, “Ensaio de Piezocone: Procedimentos, Recomendações e Interpretação”, In: *Proc. SEFE IV / BIC*, Vol. 3 pp. 01-51, São Paulo.
- DIAS, C.R.R., 1988, **Comportamento de uma Estaca Instrumentada Cravada em Argila Mole**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- DUARTE, A.E.R., 1977, **Características de Compressão Confinada da Argila Mole do Rio Sarapuí no km 7,5 da Rodovia Rio – Petrópolis**. Dissertação de M.Sc., PUC-RJ, Rio de Janeiro.
- FEIJÓ, R.L., 1991, **Relação entre a Compressão Secundária, Razão de sobre-Adensamento e Coeficiente de Empuxo no Repouso**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- FEIJÓ, R.L., MARTINS, I.S.M., 1993 “Relação entre compressão secundária, OCR and K_0 ”. In: *COPPEGEO 93*, pp. 27-40, Rio de Janeiro.
- FRANCISCO, G.M., 1997, **Ensaio de piezocone sísmico em solos**. Dissertação de M.Sc., PUC-RJ, Rio de Janeiro.
- FRANCISCO, G.M., 2004. **Estudo dos Efeitos do Tempo em Estacas de Fundação em Solos Argilosos**. Tese de D.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

FLODIN, N. e BROMS, B. (1977)- “ Historical Development of Civil Engineering Soft Clay.” Proceeding of the International Symposium on Soft Clay, Bangkok, Thailand, pp. 1-105.

GUIMARÃES, I.B., 1983, **Ensaio de cone elétrico no depósito argiloso mole de Sarapuí.** Dissertação de M.Sc., PUC-RJ, Rio de Janeiro.

GERSCOVICH, D.M., 1983, **Propriedades da Camada Ressecada do Depósito de Argila Mole de Sarapuí.** Dissertação de M.Sc., PUC-RJ, Rio de Janeiro.

HEFER, P. A., NEUBECKER, S. (1999) “A Recent Development in Offshore Site Investigation Tools – The T-bar”, Advanced Geomechanics Research Report, Perth, Australia.

ISSMGE (1999), **International reference test procedure for the cone penetration test (CPT) and the cone penetration test with pore pressure (CPTU).** Report of the ISSMGE Technical Committee 16 on Ground Property Characterisation from In-situ Testing. Technical Committee on Penetration Testing of Soils - TC 16 with Reference Test Procedures CPT - SPT -DP - WST, SGI.

JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C.C., GERMAINE, J.T., LANCELLOTTA, R., 1985, “New developments in field and laboratory testing of soils”. In: *Proc. XI ICSMFE*, Vol. 1, pp. 57-153, San Francisco.

KONRAD, J.M. e LAW, K.T., 1987, “Preconsolidation Pressure from Piezocone Tests in Marine Clays”. **Geotechnique**, Vol. 37, No. 2, pp. 177-190.

LACASSE, S., 1980, **Procedure for Deairing the Pore Pressure Probe in the Laboratory.** NGI Report 40015-6, Oslo.

LACERDA, W.A., ALMEIDA, M.S.S. SANTA MARIA, P.E.L. & COUTINHO, R.Q. 1995, “Interpretation of radial consolidation tests”. In: *Proc. of the International*

- Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils*. Hiroshima, Yoshikuni & Kusabe (eds), Balkema, Rotterdam, Vol. 2, pp. 1091-1096.
- LACERDA, W.A., COSTA FILHO, L.M., COUTINHO, R.Q., DUARTE, A.R., 1977, "Consolidation characteristics of Rio de Janeiro soft clay". In: *Proc. of Conference on Geotechnical Aspects of Soft Clays*, pp. 231-244, Bangkok.
- LADD, C.C., 1973, **Estimating Settlements of Structures Supported on Cohesive Soils**, revision of a paper originally prepared for M.I.T. 1971, Special Summer Program 1.34S "Soft Ground Construction", Cambridge.
- LEHTOLA, R., 1984, **Ensaio penetrométricos em argilas moles do Rio de Janeiro**. Tese de M.Sc., PUC-RJ, Rio de Janeiro.
- LEROUEIL, S., HIGHT, D.W., 2002, "Behaviour and properties of natural soils and soft rocks". In: *Proc. International Workshop*, Vol. 1, pp. 29-254, Singapore.
- LEROUEIL, S., MARQUES, M.E.S., 1996, Importance of strain rate and temperature effects in geotechnical engineering. Measuring and Modelling time-dependent Soil Behaviour". **Geotechnical Special Publication**, ASCE, No.61, pp. 1-60.
- LIMA, G.P., 1993, **Estudo de uma teoria não-linear para o adensamento unidimensional**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- LUNNE, T., EIDE, O., DE RUITER, J., 1976, "Correlations between Cone Resistance and Vane Shear Strength in some Scandinavian Soft to Medium Stiff Clays". In: *Proc of the European Symposium on Penetration Testing*, Vol. 1, pp.7-17, Stockhom.
- LUNNE, T., LACASSE, S., RAD, N.S., 1989, SPT, CPT, "Pressuremeter Testing and Recent Developments in In-Situ Testing - Part 1: All Tests Except SPT". General report / Discussion Session 2, In: *Proc., XII ICSMFE*, Vol. 4, pp. 2339-2403, Rio de Janeiro.

- LUNNE, T., ROBERTSON, P.K., POWELL, J.J.M., 1997, **Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice**. Blackie Academic and Professional, UK.
- MACEDO, E.O., 2004, **Investigação da Resistência não Drenada In Situ Através de Ensaios de Penetração de Cilindro**. Dissertação de M.Sc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- MARTINS, I.S.M., 1983, **Sobre Uma Nova Relação Índice de Vazios - Tensão em Solos**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- MARTINS, I.S.M., 1992, **Fundamentos de um Modelo de Comportamento de Solos Argilosos Saturados**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- MARTINS, I.S.M., 2009, “Comunicação pessoal”.
- MARTINS, I.S.M., SANTA MARIA, P.E.L., SANTA MARIA, F., 2006, “Investigações de Campo e de Laboratório na Argila de Sarapuí”. **Solos e Rochas**, Vol. 29, No. 1, pp. 121-126.
- MARTINS, I.S.M., SANTA MARIA, P.E., SANTA MARIA, F.C.M. 2009, Soils and Rocks, Discussion on Laboratory behaviour of Rio de Janeiro soft clays, Part1: index and compression properties, by Almeida, M.S.S., Futai, M.M., Lacerda, W.A., aprovado para publicação.
- MEIRELLES, E.B., 2002, **Retrospectiva dos quinze anos de ensaios de piezocone em argila mole na COPPE/UFRJ**. Dissertação de M.Sc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- MULABDIC, M., ESKILSON, S., LARSSON, R., 1990, “Calibration of Piezocones for Investigations in Soft Soils and Demands for Accuracy of the Equipments. SGI VARIA No. 270.

- NASCIMENTO, I.N.S., 1998, **Desenvolvimento e Utilização de um Equipamento de Palheta Elétrico in situ**, Proc. Tese M.Sc COPPE/UFRJ.
- OLIVEIRA, J.T.R. (1991), **Ensaio de piezocone em um depósito de argila mole da cidade de Recife**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- OLIVEIRA, A.T.J., 2000, **Utilização de um Equipamento Elétrico de Palheta de Campo em Argilas do Recife**, Dissertação de M.Sc., UFPE, Recife.
- ORTIGÃO, J.A.R., 1975, **Contribuição ao Estudo de Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense**. Dissertação de M.Sc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- ORTIGÃO, J.A.R., 1980, **Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro**. Tese D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- ORTIGÃO, J.A.R., COLLET, H.B., 1986, “A eliminação de erros de atrito em ensaios de palheta”. **Solos e Rochas**, Vol. 9, No. 2, pp. 33-45.
- ORTIGÃO, J.A.R., WERNECK, M.L.G., LACERDA, W.A., 1983, “Embankment failure on Clay near Rio de Janeiro”. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, Vol. 109, No 11, pp. 1460-1479.
- PACHECO SILVA, F., 1953, “Shearing strength of a soft clay deposit near Rio de Janeiro”. **Geotechnique**, Vol. 3, pp. 300-306.
- PALMEIRA, E.M., 1981, **Utilização de geotêxteis como reforço de aterros sobre solos moles**. Dissertação M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- RANDOLPH M, F., HEFER, P. A., GEISE, J. M. & WATSON, P. G. (1998), “Improved Seabed Strength Profiling using T-bar Penetrometer. Proceedings Offshore Site

- Investigation and Foundation Behaviour". 'New Frontiers', Society for Underwater Technology, London, pp. 221-233.
- RANDOLPH, M. F., HOULSBY G. T., 1984, "The Limiting Pressure on a Circular Pile Loaded Laterally in Cohesive Soil". **Geotechnique**, Vol. 34, No 4, pp. 613-623.
- RANDOLPH, M.F., SIMONS, H.A., 1986, "An Improved Soil Model for One-Dimensional Pile Driving Analysis". In: *Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling*, Nantes, pp. 3 –17.
- RICCOMMUNI, C., GIANNINI, P.C.F., MANCINI, F., 2001, "Rios e Processos Aluviais". In: TEIXEIRA, W., TOLEDO, M.C.M., FAIRCHILD, T.R., TAIOLI, F., **Decifrando a Terra**, Oficina de textos, São Paulo.
- ROCHA FILHO, P., ALENCAR, J.A., 1985, "Piezocone Tests in the Rio de Janeiro Soft Clay Deposit". In: *Proc. XI ICSMFE*, Vol. 2, pp. 859-862, San Francisco.
- RUTLEDGE, P.C., 1944, Relation of undisturbed sampling to laboratory testing. Transactions, ASCE, New York, Vol. 109, p. 115.
- SANDRONI, S.S., 2001, "Recalque em Solos Extremamente Moles", Encontro de Argilas Moles Brasileiras COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- SAYÃO, A.S.F.J., 1980, **Ensaio de Laboratório na Argila Mole da Escavação Experimental de Sarapuí**. Dissertação de M.Sc., PUC-RJ, Rio de Janeiro.
- SALES, M.M., 1988, **Análise de ensaios de piezocone em argilas moles**. Dissertação M.Sc., PUC-RJ, Rio de Janeiro.
- SCHAAP, L.H.J., ZUIDBERG, H.M., 1982, "Mechanical and electrical aspects of the electric cone penetrometer tip". In: *Proc., II ESOPT*, Vol. 2, pp. 841-851, Amsterdam.

SOARES, M.M., ALMEIDA, M.S.S., DANZIGER, F.A.B., 1987, “Piezocone Research at COPPE/UFRJ”. In: *Proc. VI Int. Symp. on Offshore Eng*, pp. 226-242, Rio de Janeiro.

SMITH, E.A.L., 1960, "Pile Driving Analysis by the Wave Equation", *ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 86, No SM4, pp. 35 – 61.

SOARES, M.M., DIAS, C.R.R., 1989, “Behaviour of an Instrumented Pile in the Rio de Janeiro Clay”. In: *Proc., XII ICSMFE*, Vol. 1, pp. 319-322, Rio de Janeiro.

SOARES, M.M., LUNNE, T., ALMEIDA, M.S.S., DANZIGER, F.A.B., 1986, “Ensaio com Piezocones COPPE e Fugro em Argila Mole”. In: *Anais VI COBRAMSEF*, Vol. 2, pp. 75-87, Porto Alegre.

SOARES, M.M., LUNNE, T., ALMEIDA, M.S.S., DANZIGER, F.A.B. (1986a), “Piezocone and Dilatometer Tests in a Very Soft Rio de Janeiro clay”. In: *Proc., International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils*, Vol. 2, México.

STEWART, D. P. & RANDOLPH, M. F. (1991), “A new site Investigation Tool For The Centrifuge”. *Proceedings International Conference on Centrifuge Modelling – Centrifuge ,91*, Boulder/Colorado, pp. 531-538.

STEWART, D. P., RANDOLPH, M. F. (1994), “T-bar Penetration Testing in Soft Clay”. *Journal of Geotechnical Engineering Division – ASCE*, Vol. 120, nº 12, pp. 2230-2235.

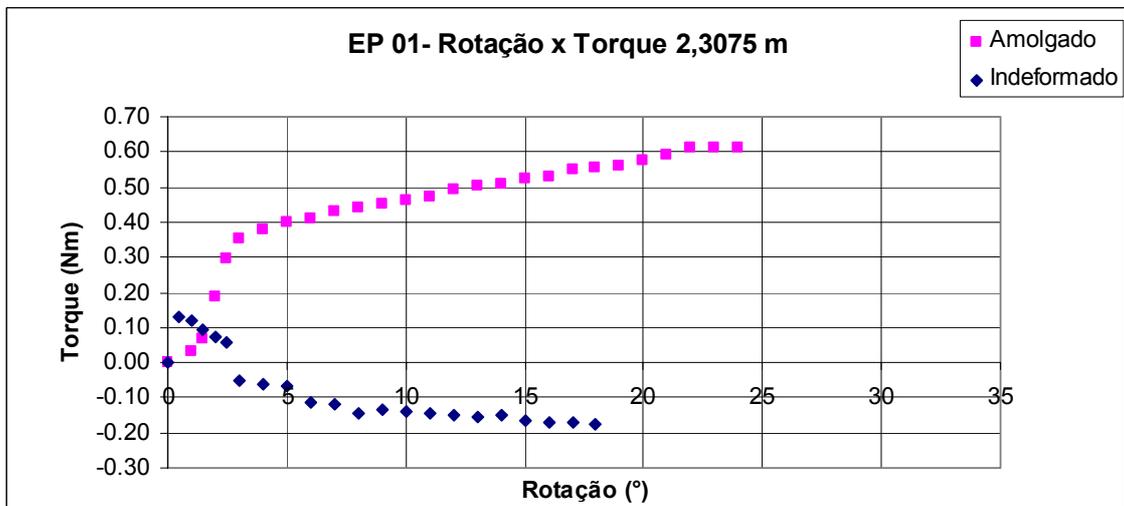
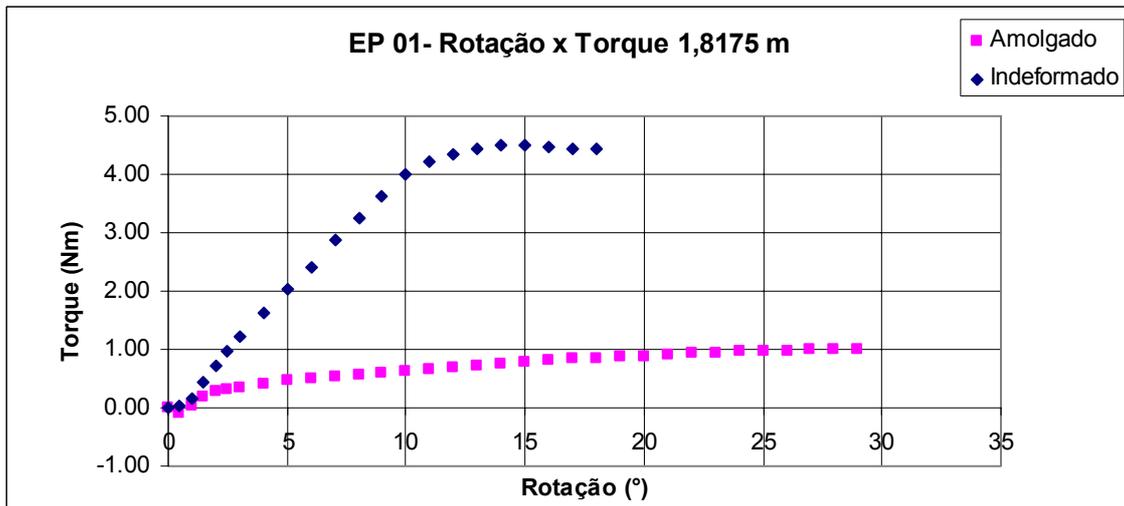
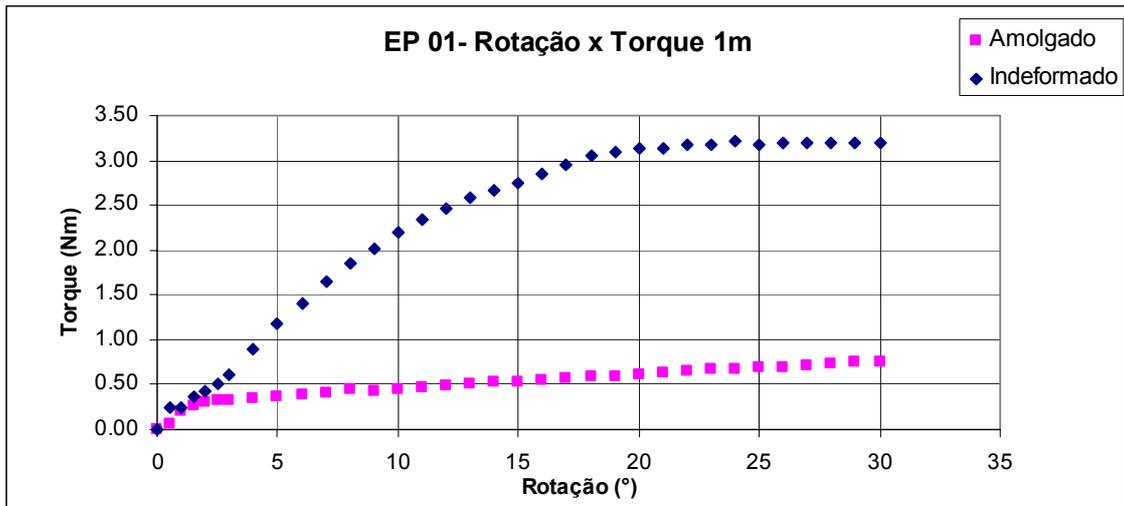
SULLY, J.P., CAMPANELLA, R.G., ROBERTSON, P.K., 1988a, “Overconsolidation Ratio of Clays from Penetration Pore Pressures”. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, Vol. 114, No. 2, pp. 209-216.

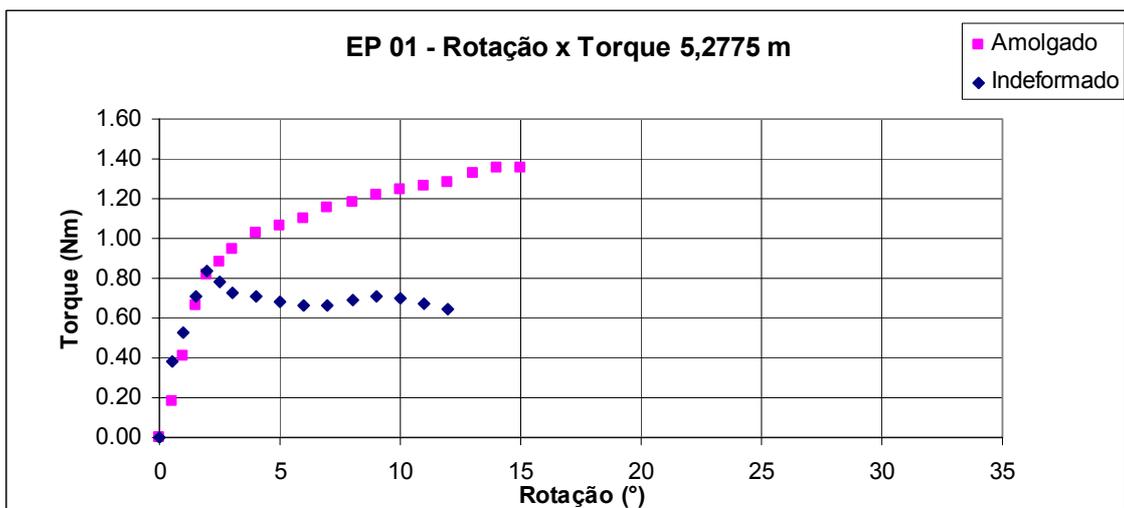
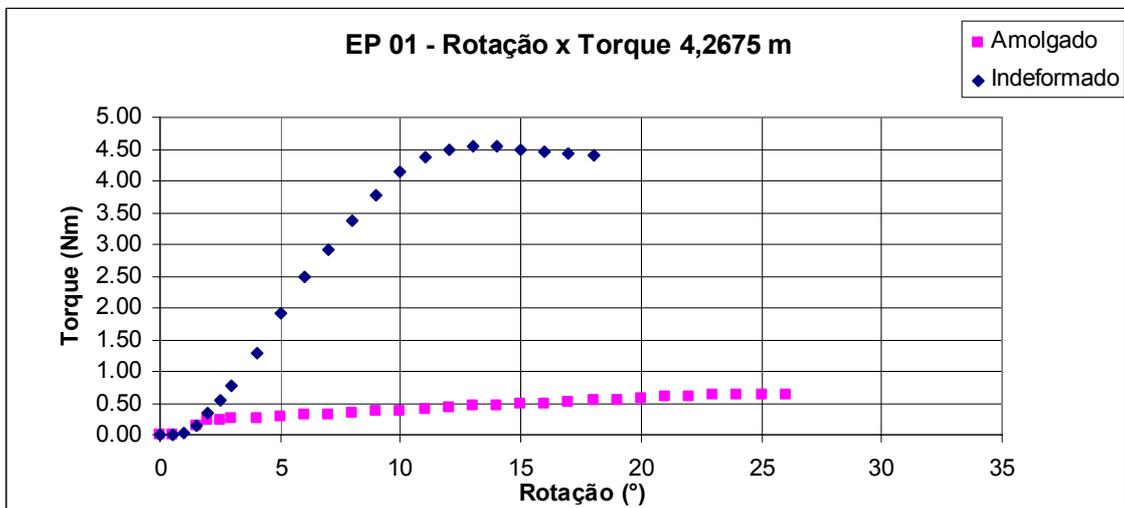
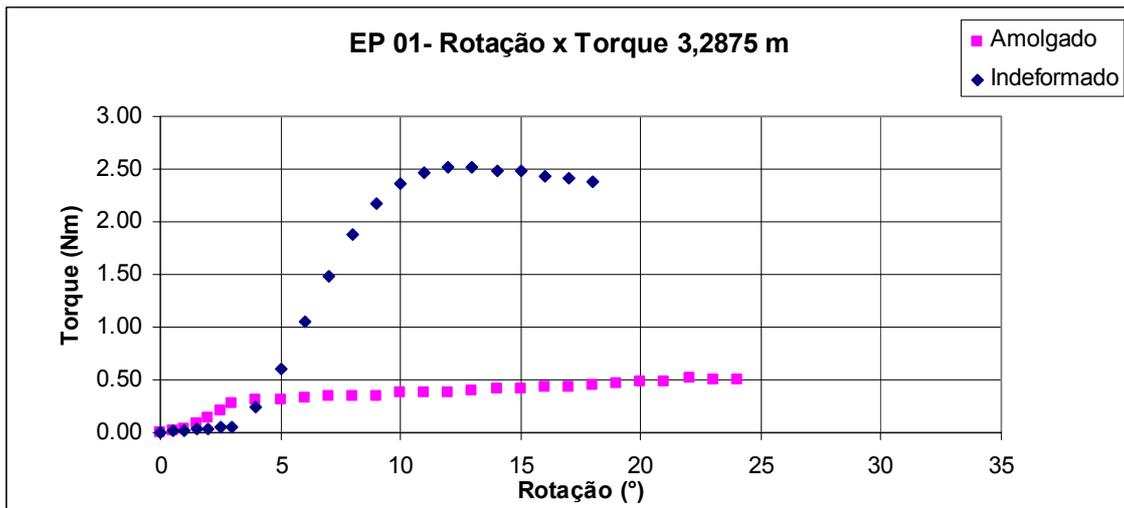
SULLY, J.P., CAMPANELLA, R.G., ROBERTSON, P.K., 1988b, “Interpretation of Penetration Pore Pressures to Evaluate Stress History in Clays”. In: *Proc. ISOPT-1*, Vol. 2, pp. 993-999, Orlando.

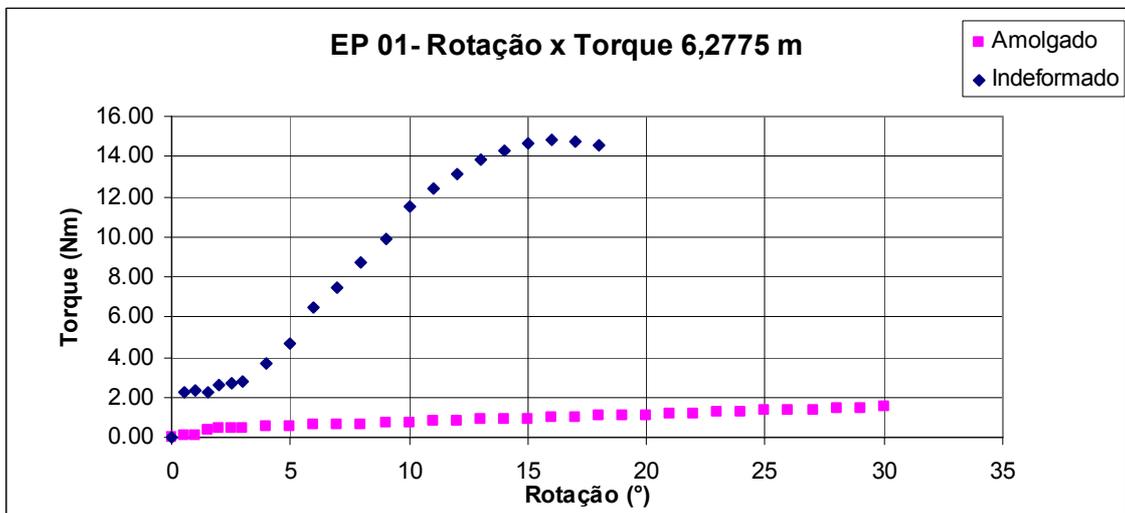
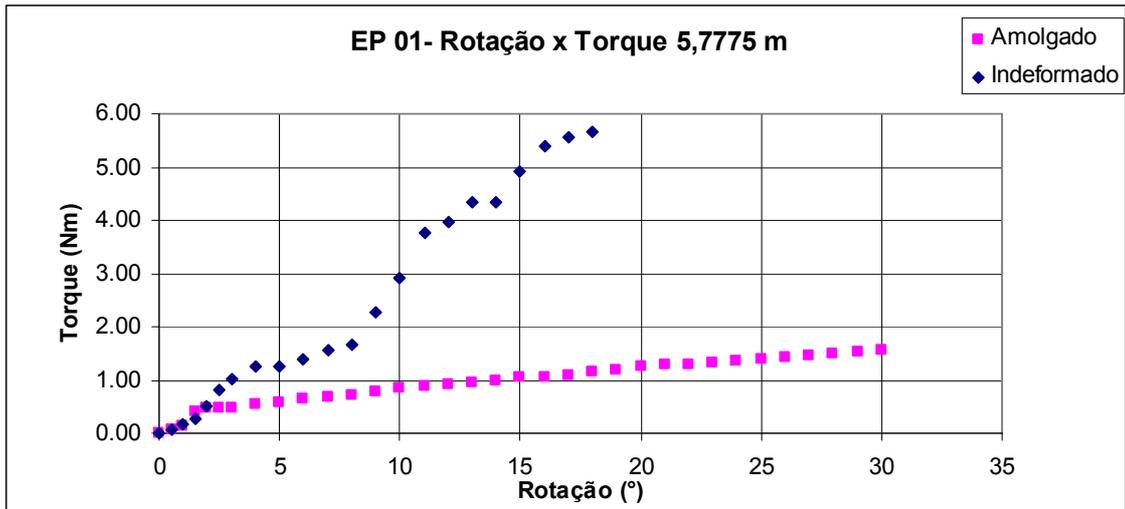
- TAYLOR, D. W., 1942, “ Research on Consolidation of Clay. Dep. Of Civil Engineering”, M.I.T., Serial 82.
- TERRA, B.R.C.S.S.R., 1988, **Análise de Recalque de Aterro Experimental sobre Argila Mole de Sarapuí-RJ com Elementos Drenantes Verticais.** Dissertação de M.Sc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- TERZAGHI, K.,1941, Undisturbed clay samples and undisturbed clays. In Contributions to Soil Mechanics 1941-1953, Boston Society of Civil Engineers, PP. 45-65.
- VIEIRA, L.O.M., 1988, **Contribuição ao Estudo do Adensamento Secundário.** Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- VIEIRA, M.V.C.M., 1994, **Ensaio de Dilatômetro na Argila Mole do Sarapuí.** Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- VIEIRA, M.V.C.M., Danziger, F.A.B., Almeida, M.S.S., Lopes, P.C.C., 1997, “Dilatometer Tests at Sarapuí Soft Clay Site”. In: *Proc., XIV ICSMFE*, Vol. 1, pp. 161-162, Hamburgo.
- WERNECK, M.L.G., COSTA FILHO, L.M., FRANÇA, H., 1977, *In-situ* Permeability and Hydraulic Fracture Test in Guanabara Bay Clay. In; *Proc. Conference on Geotechnical Aspect of Soft Clays*, pp. 399-418, Bangkok.
- WROTH, P., 1984, “The Interpretation of in Situ Soil Tests”. **Geotechnique**, Vol. 34, No. 4, pp. 449-489.

ANEXO 1

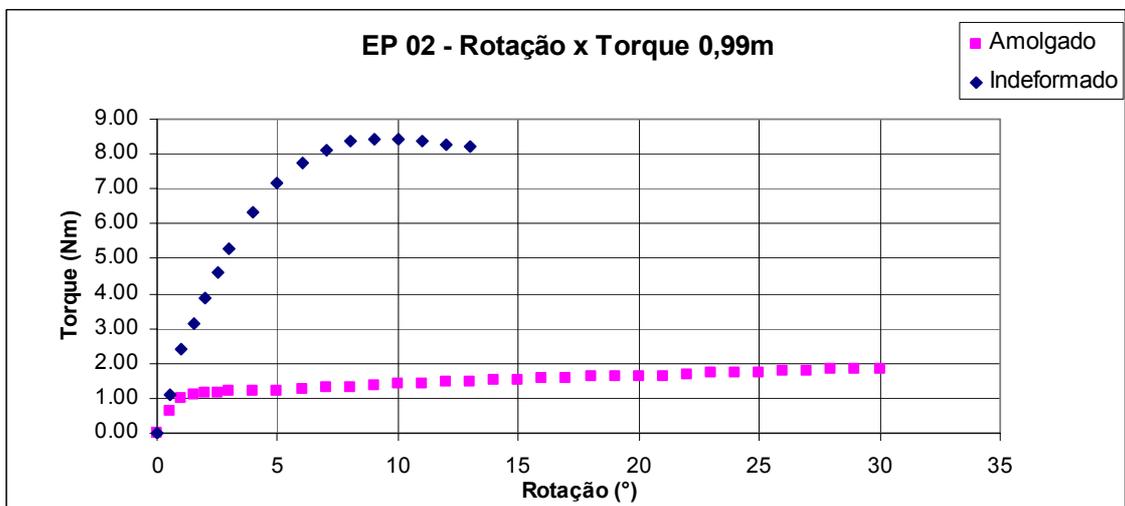
EP-01

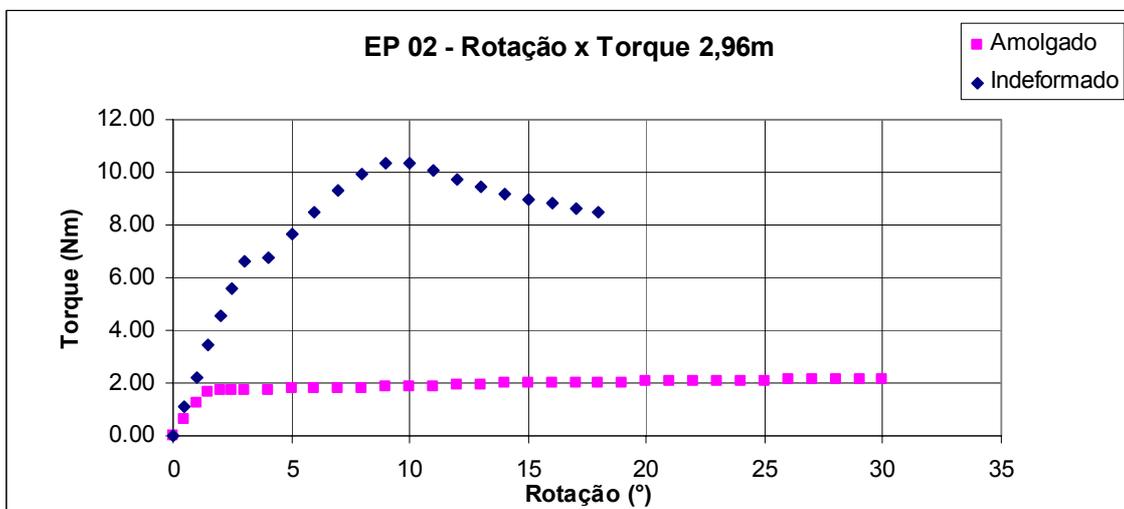
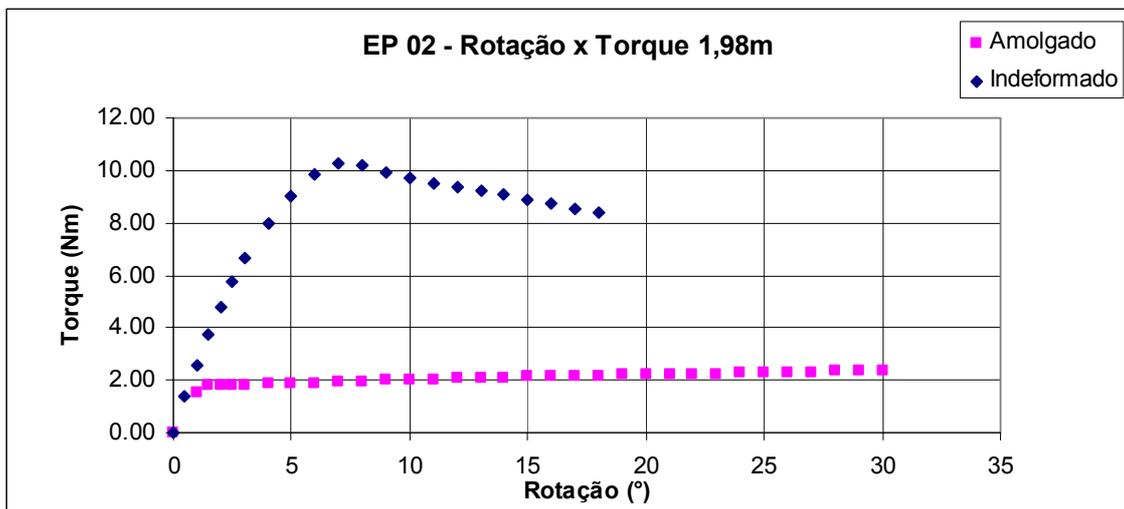
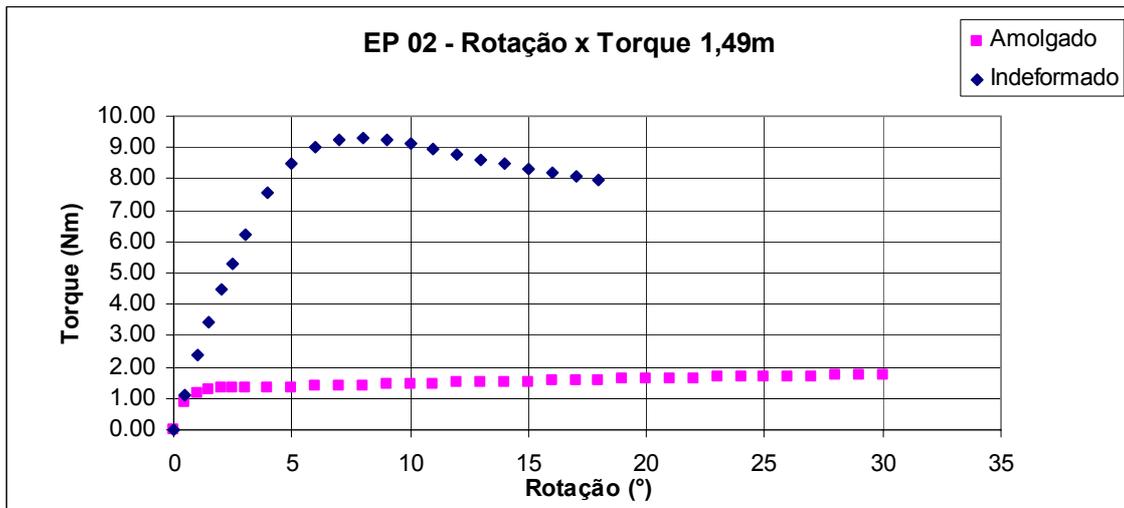


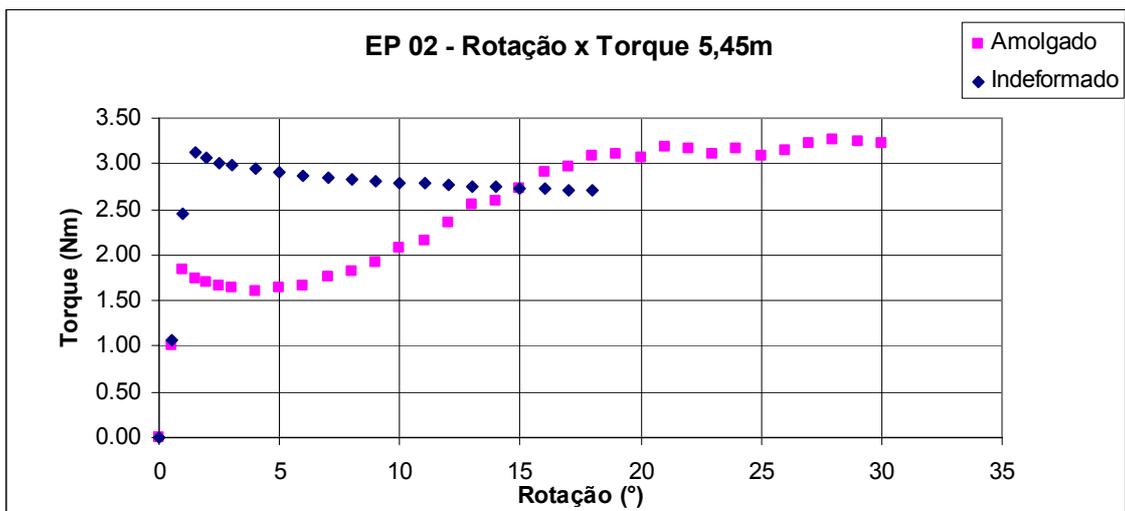
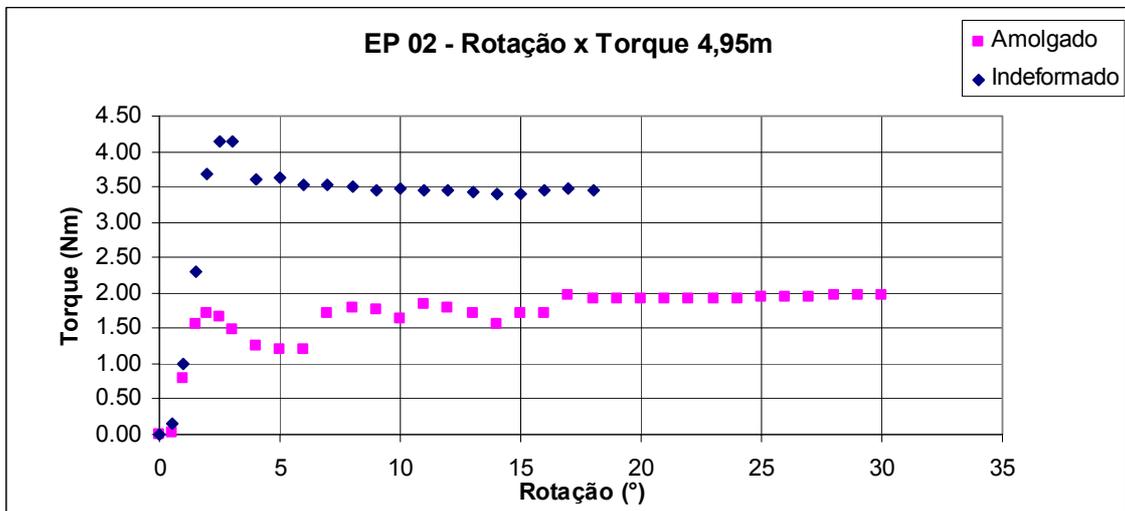
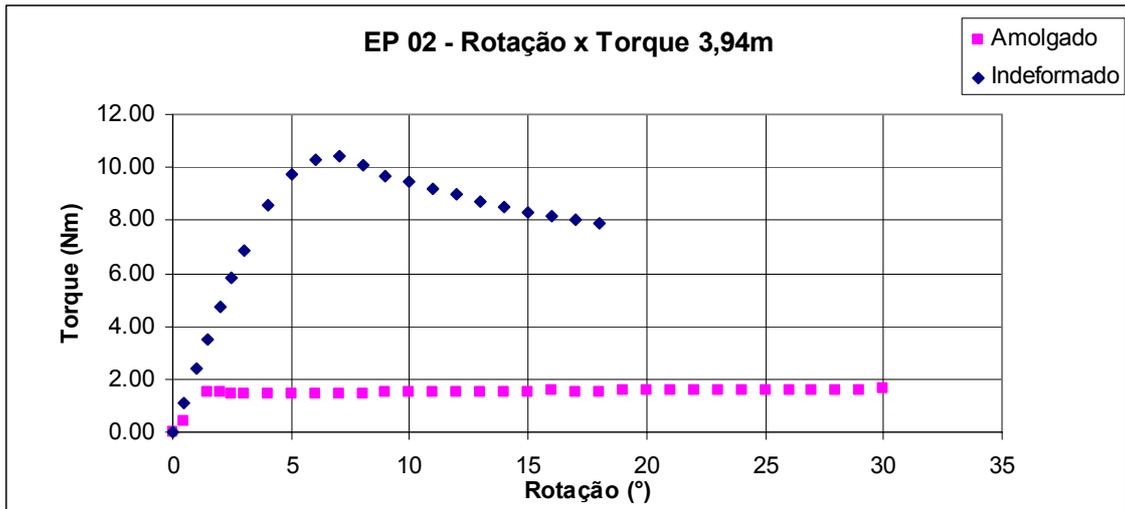


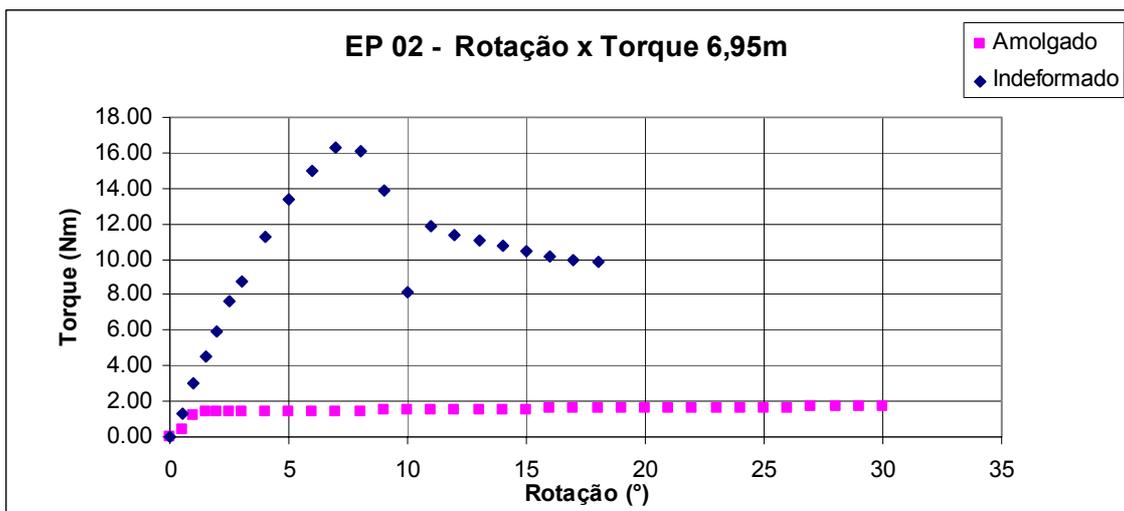
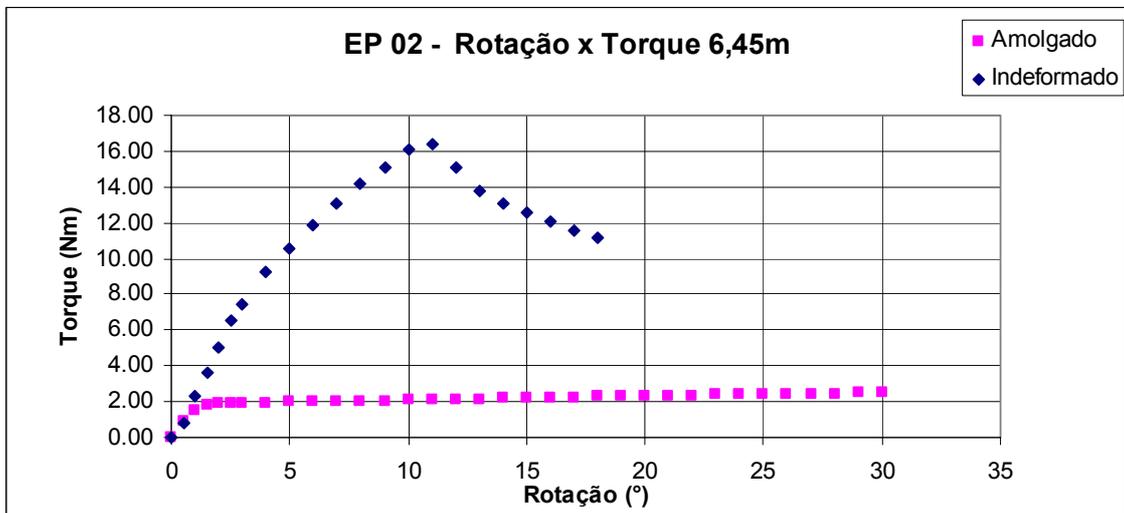
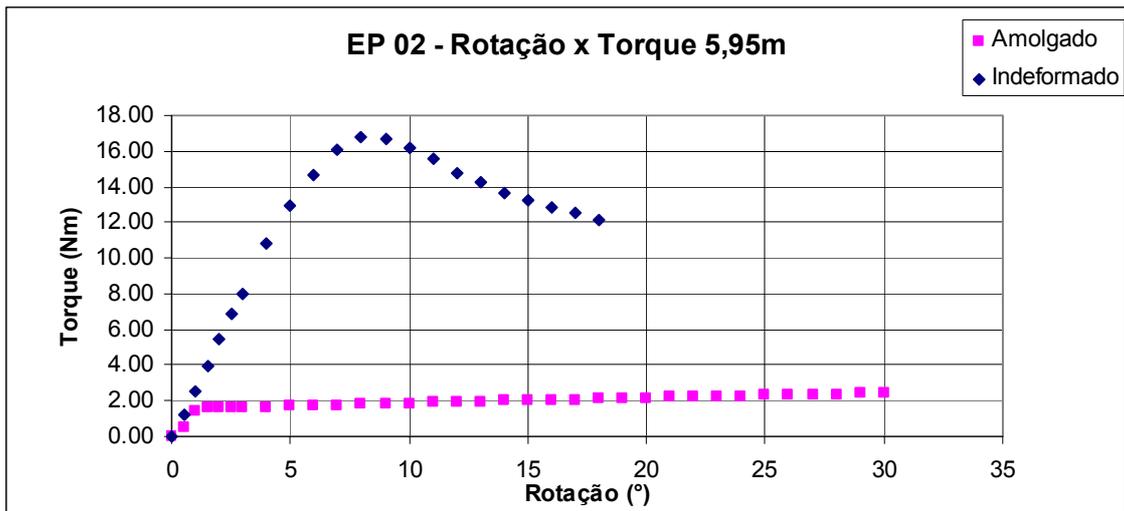


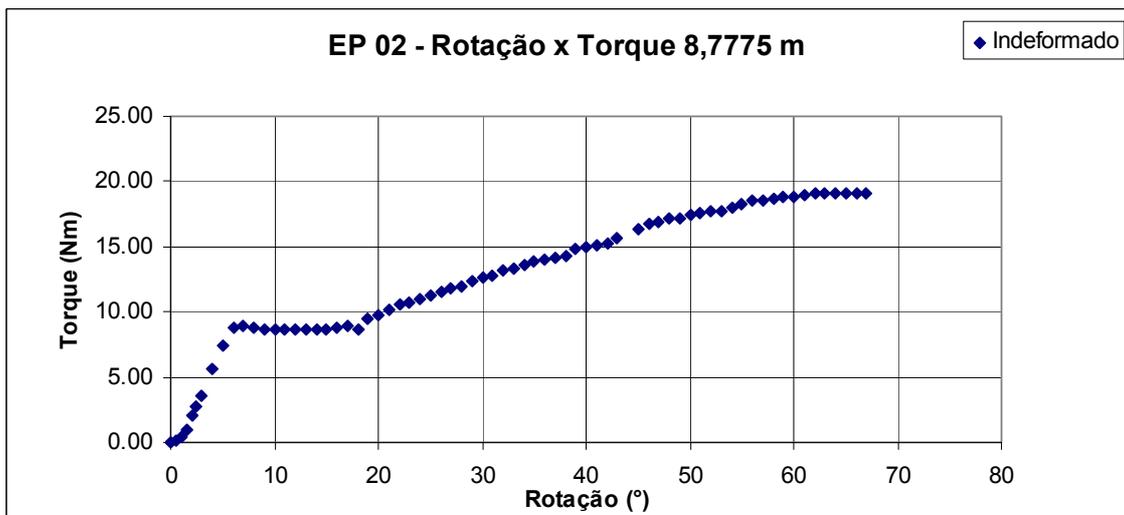
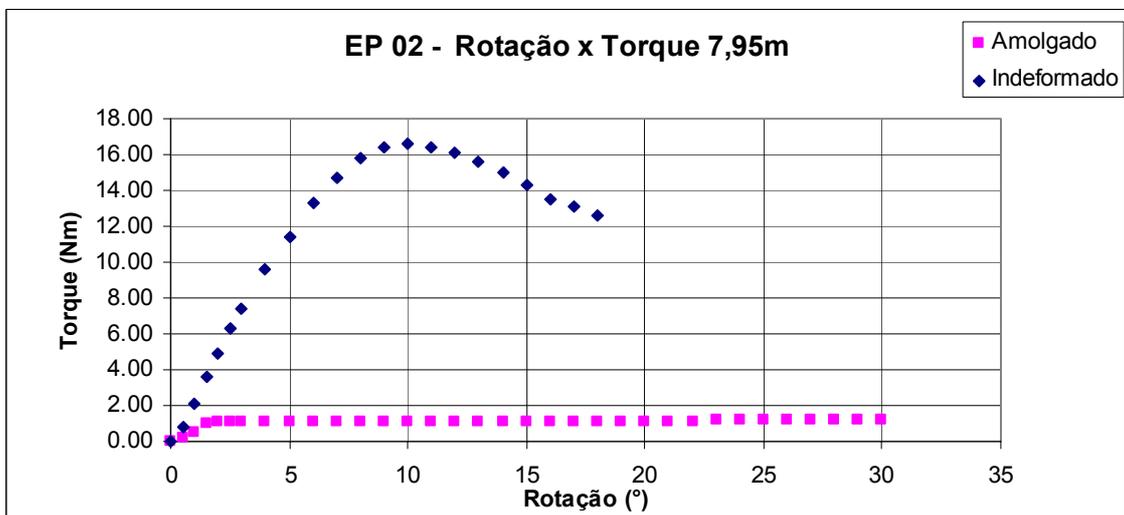
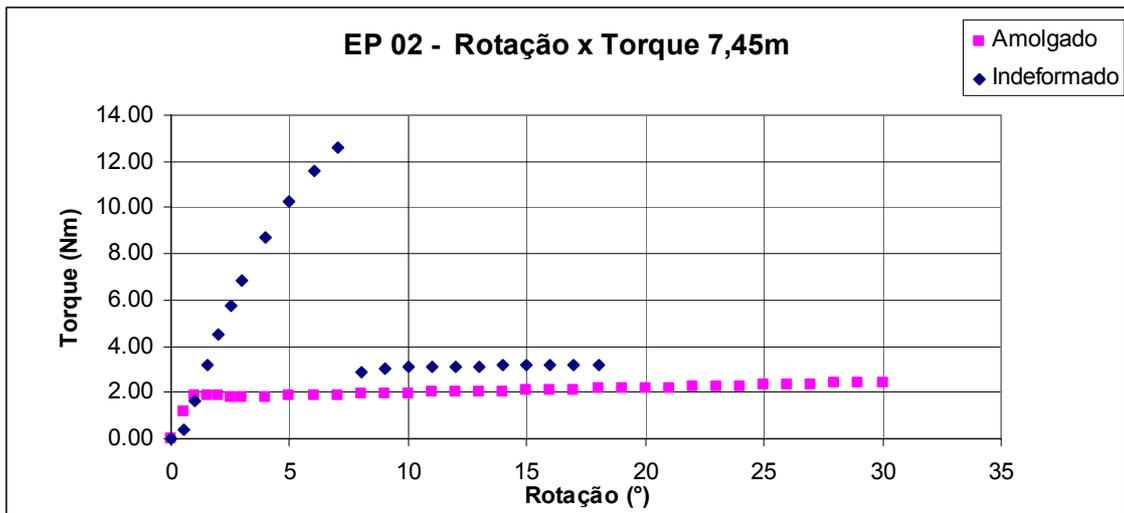
EP02



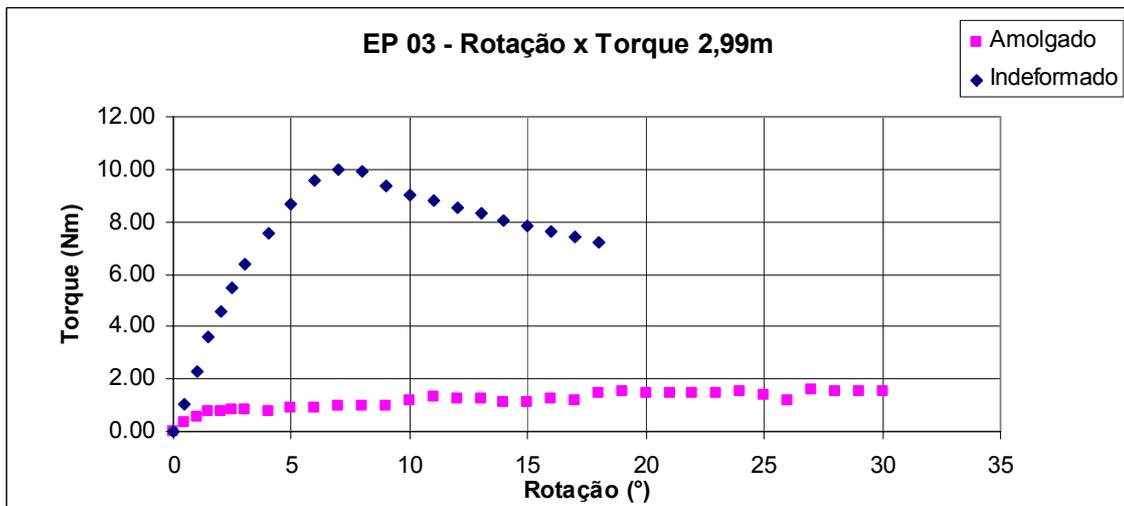
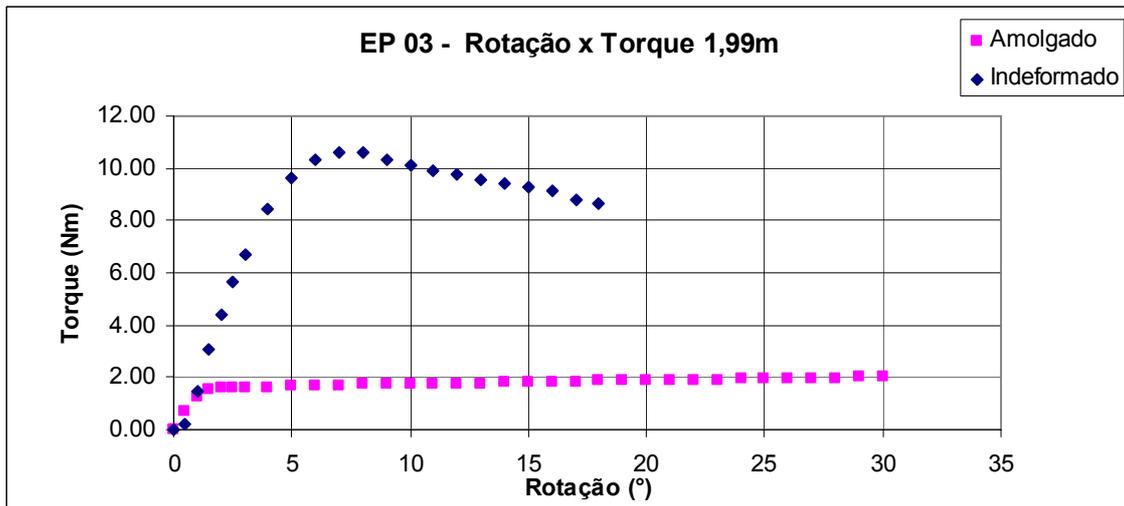
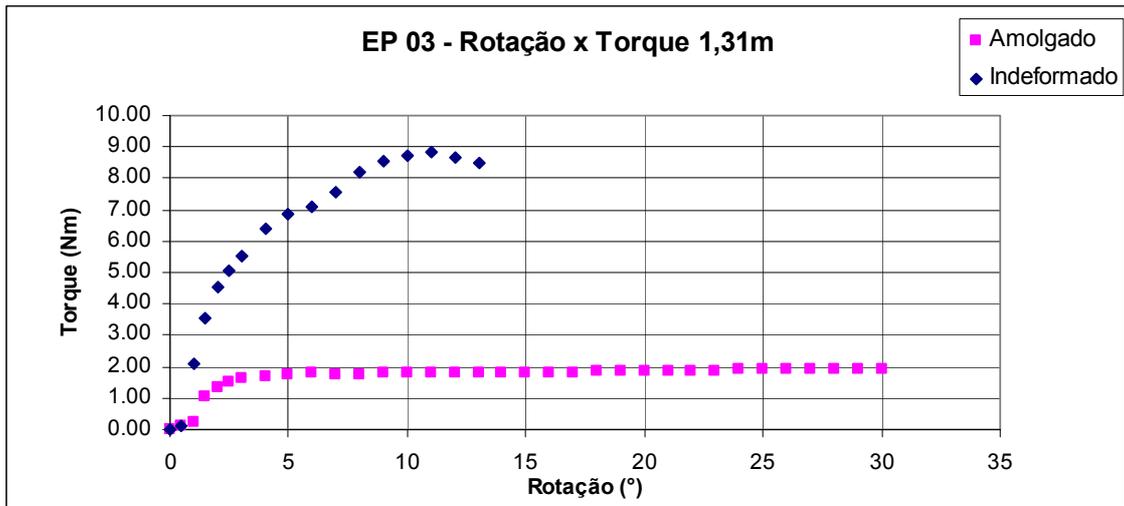


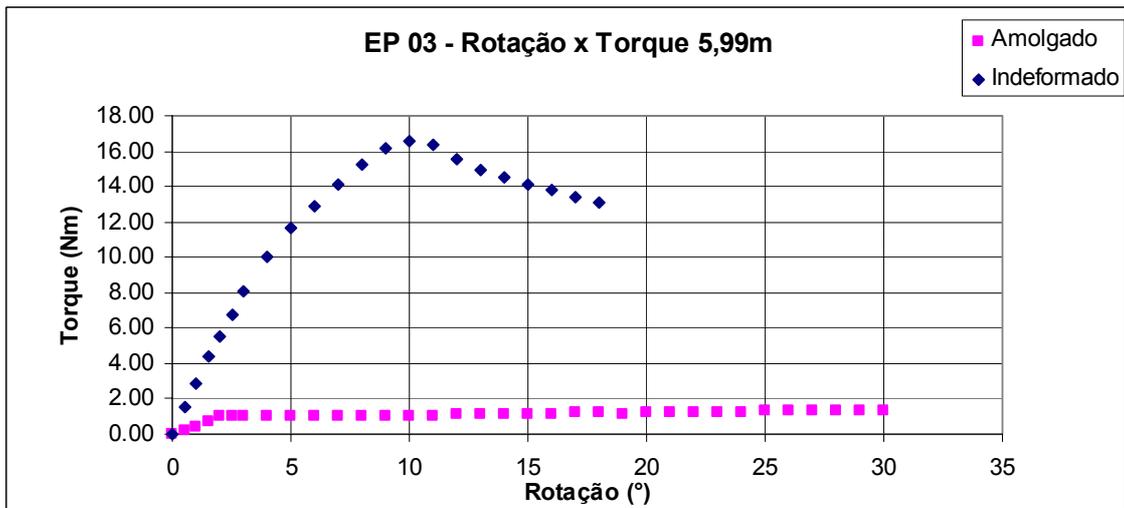
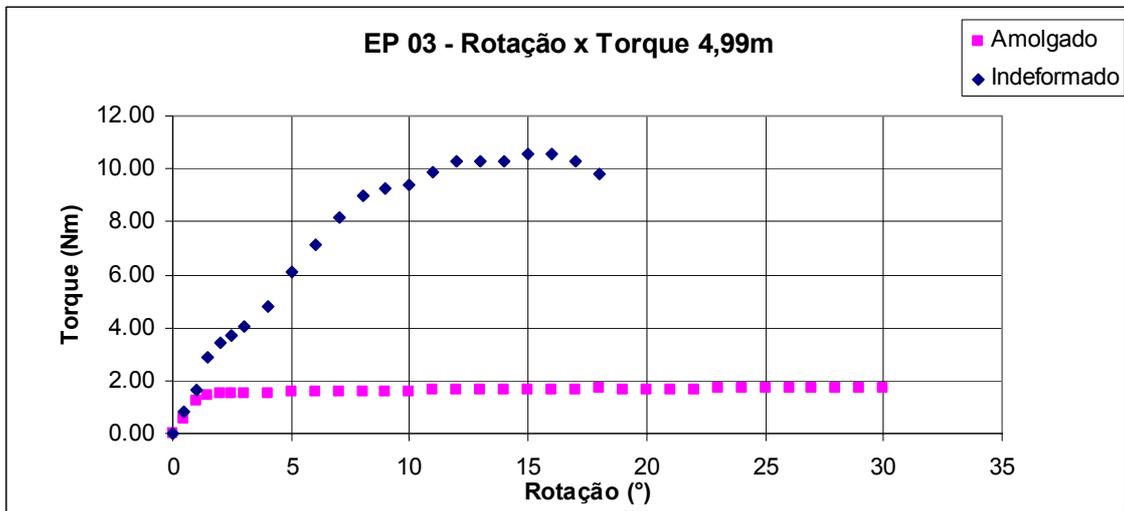
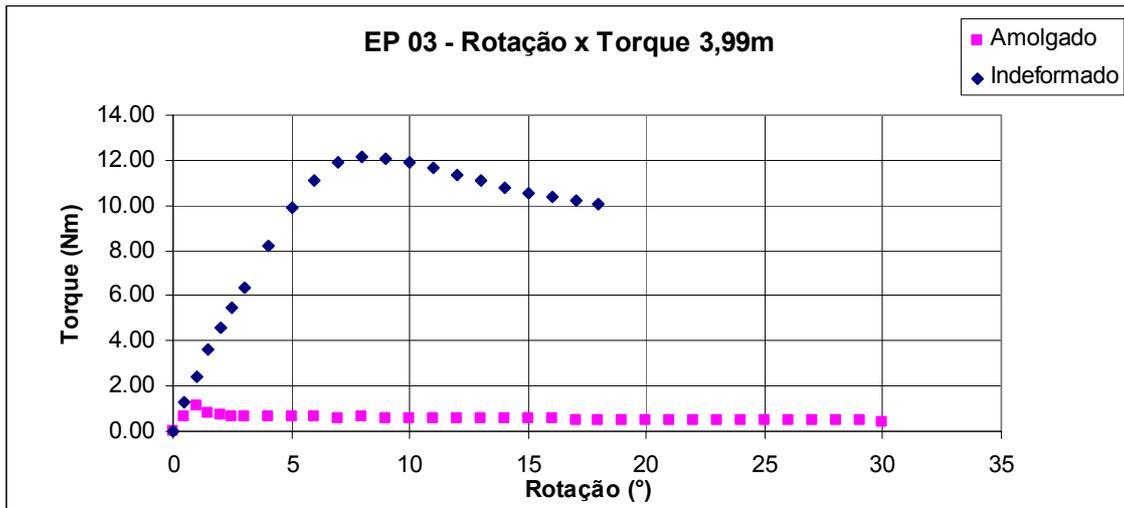


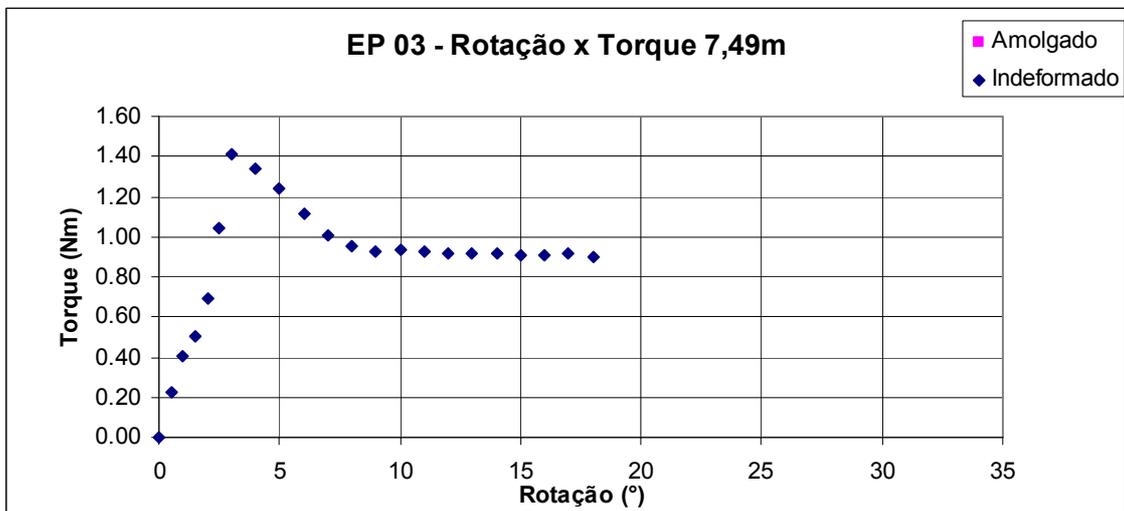
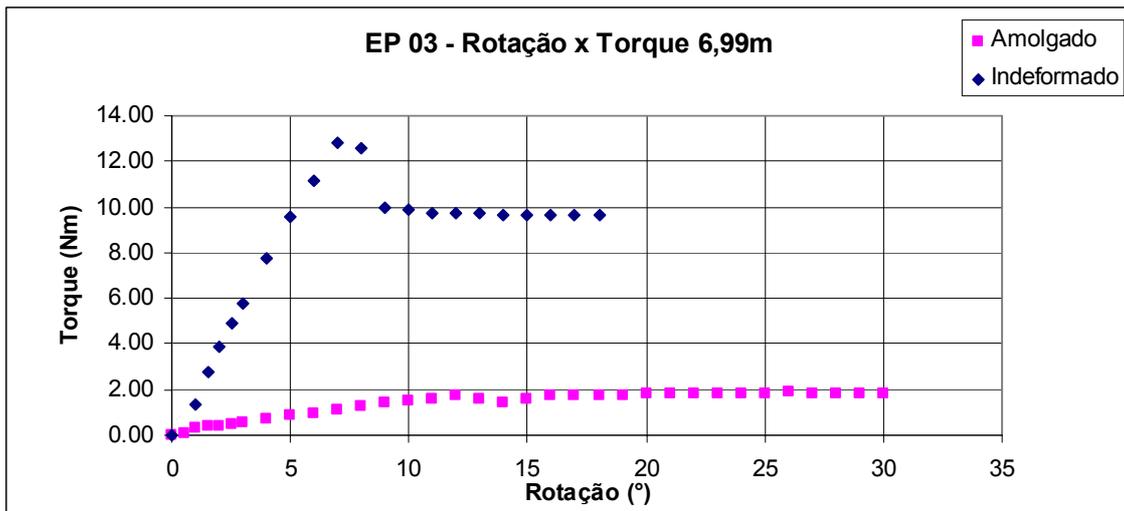




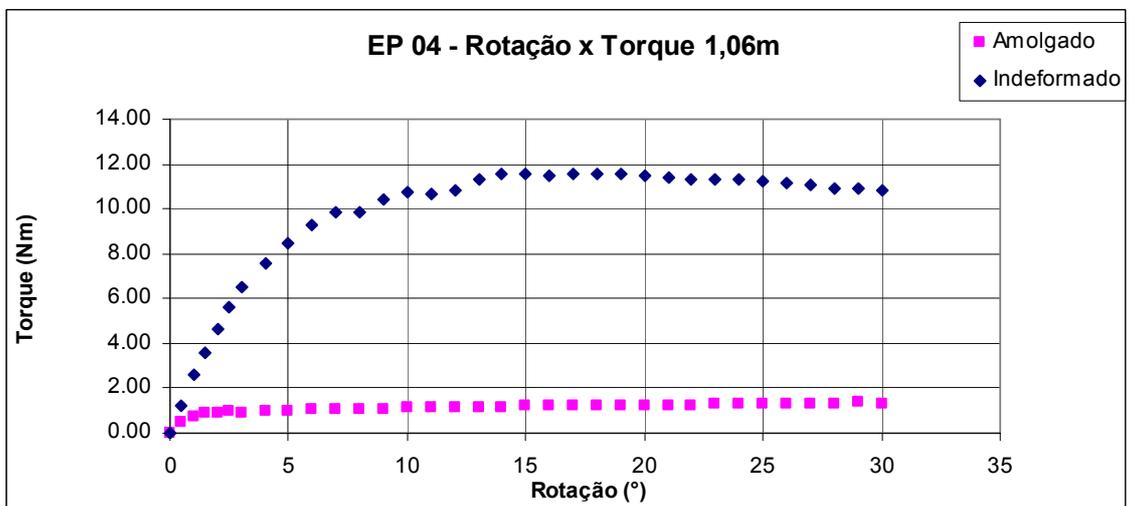
EP03

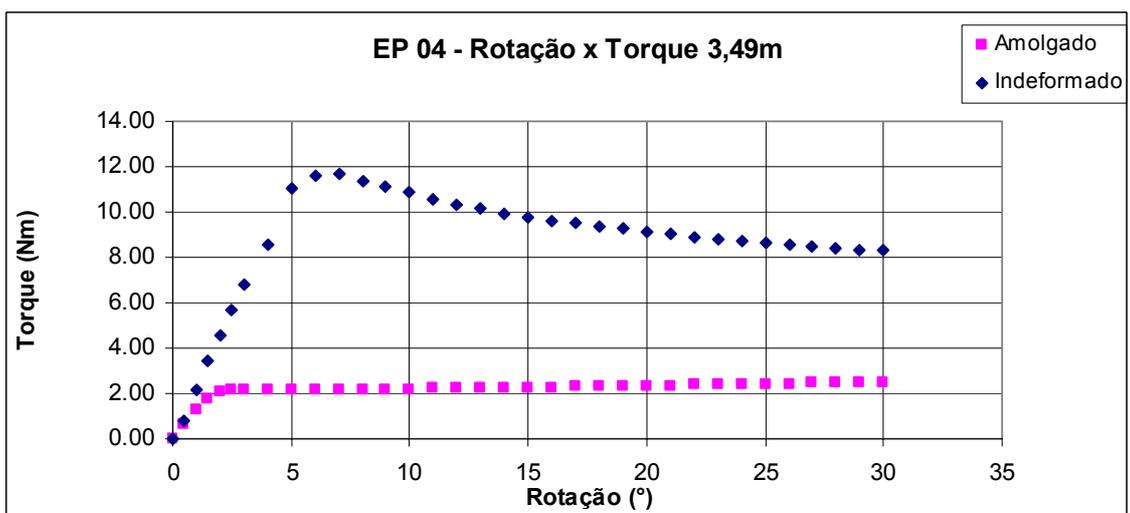
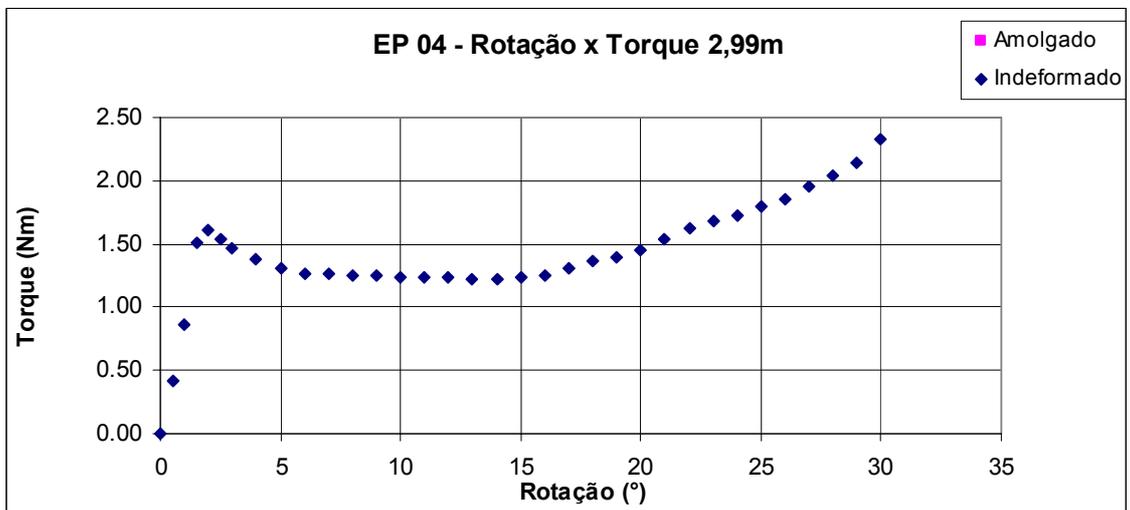
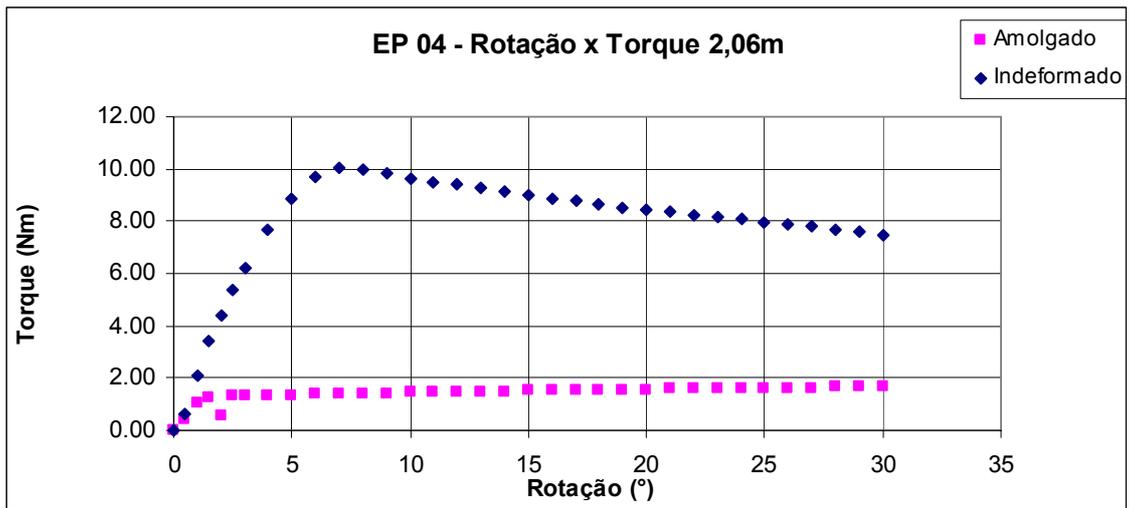


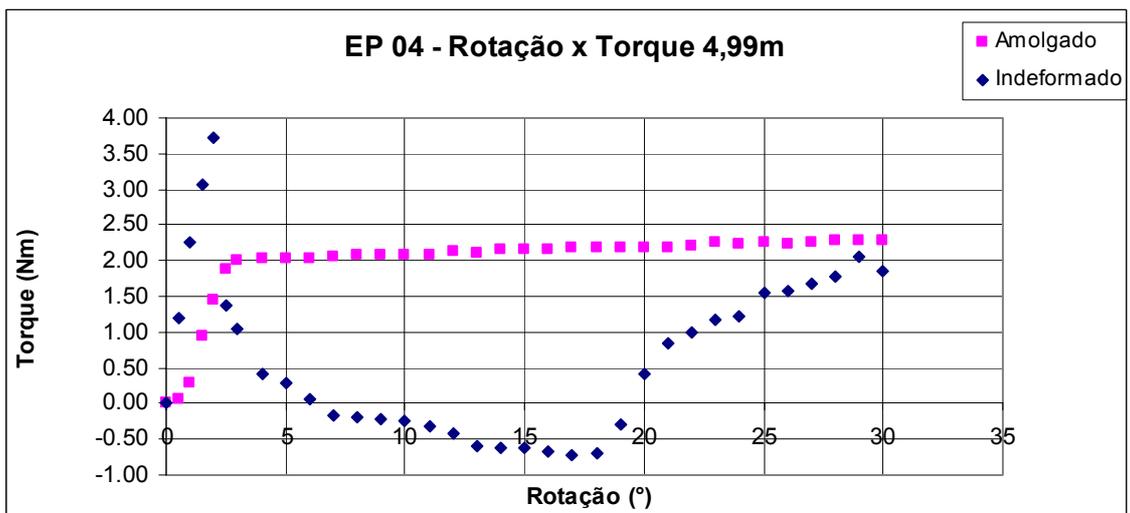
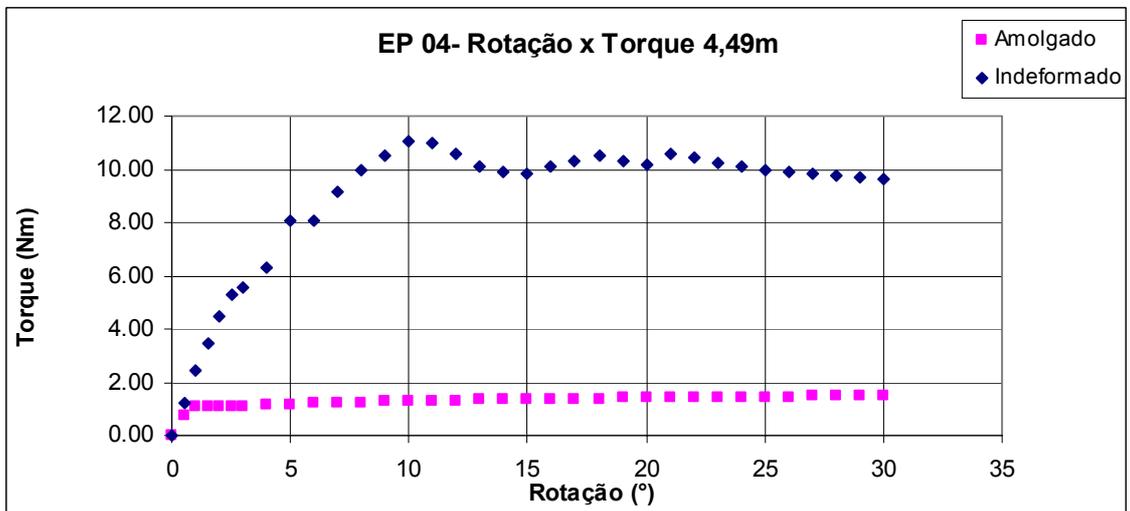
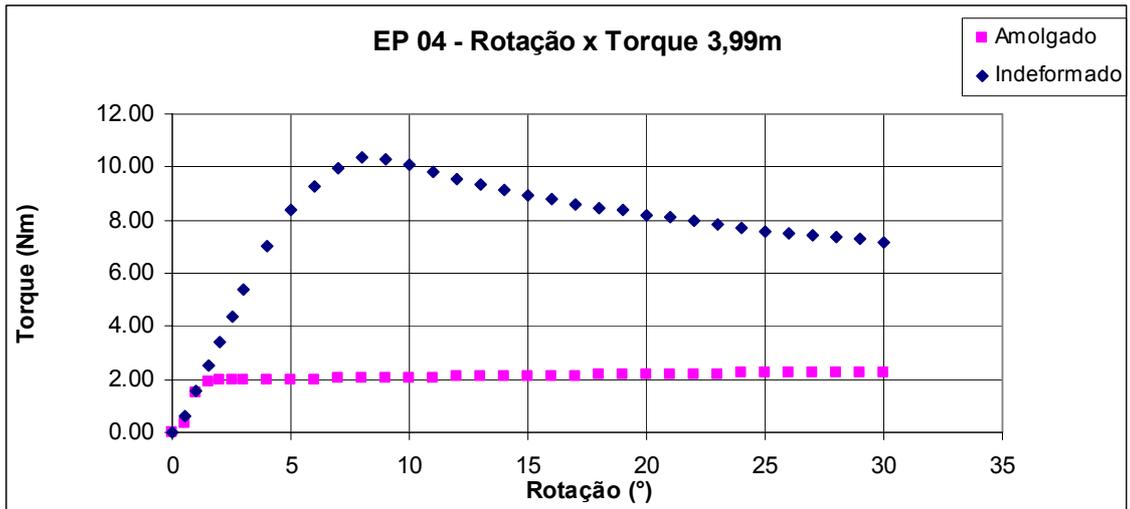


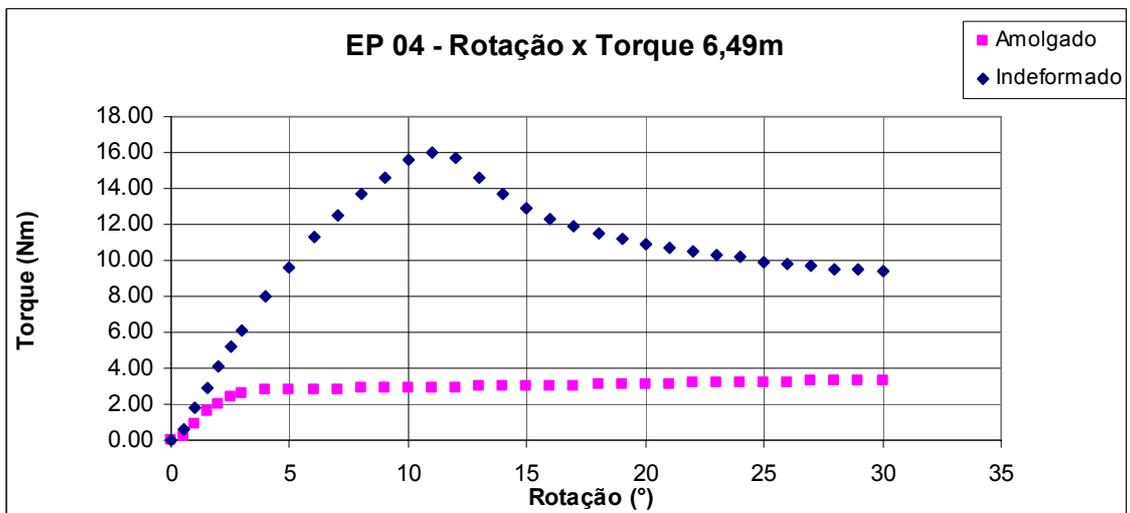
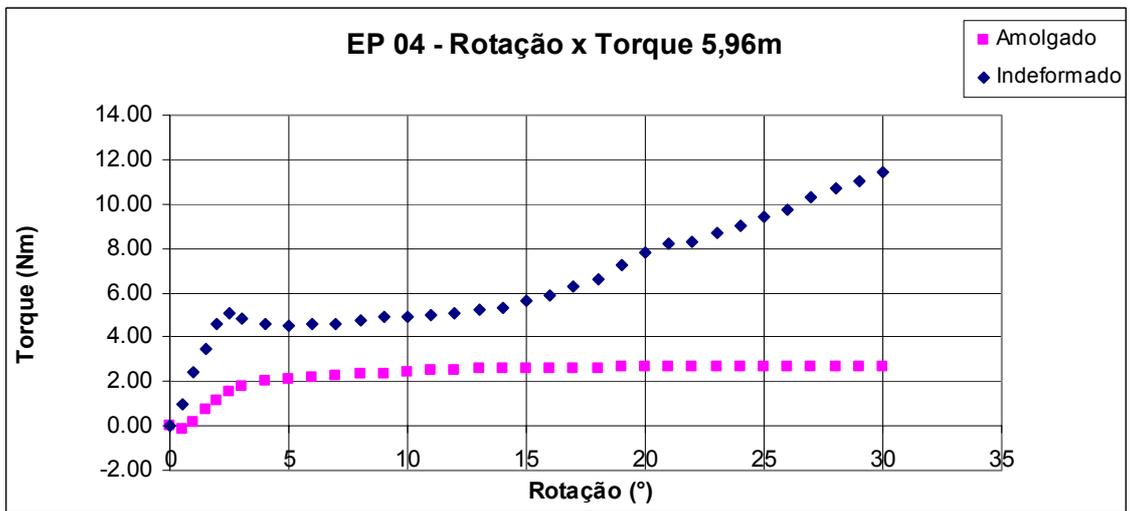
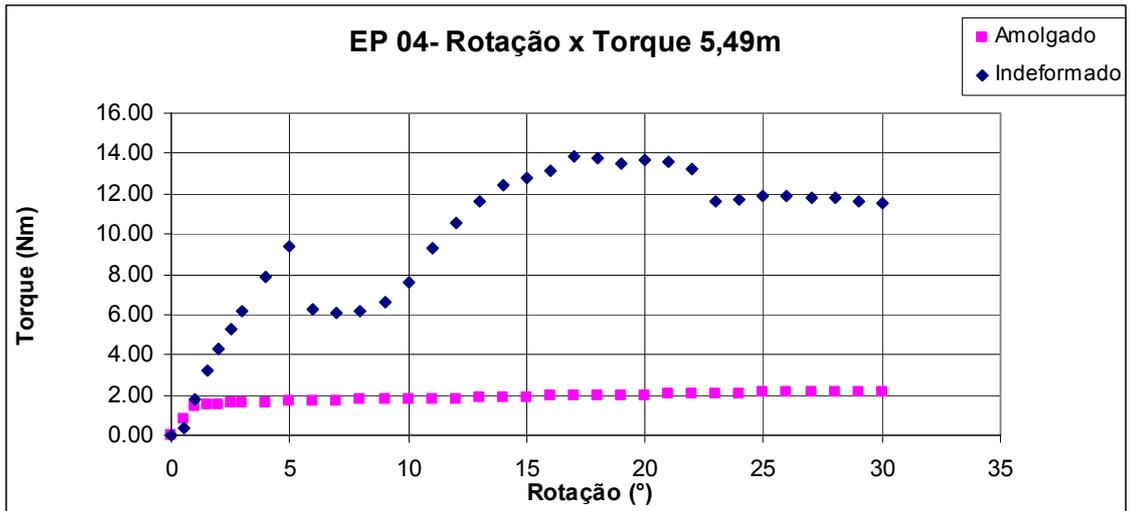


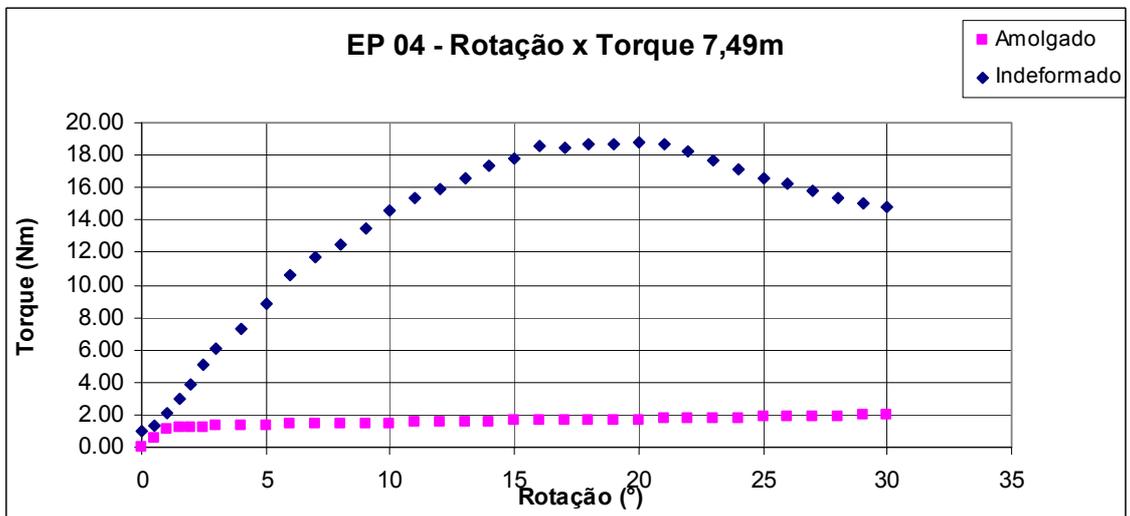
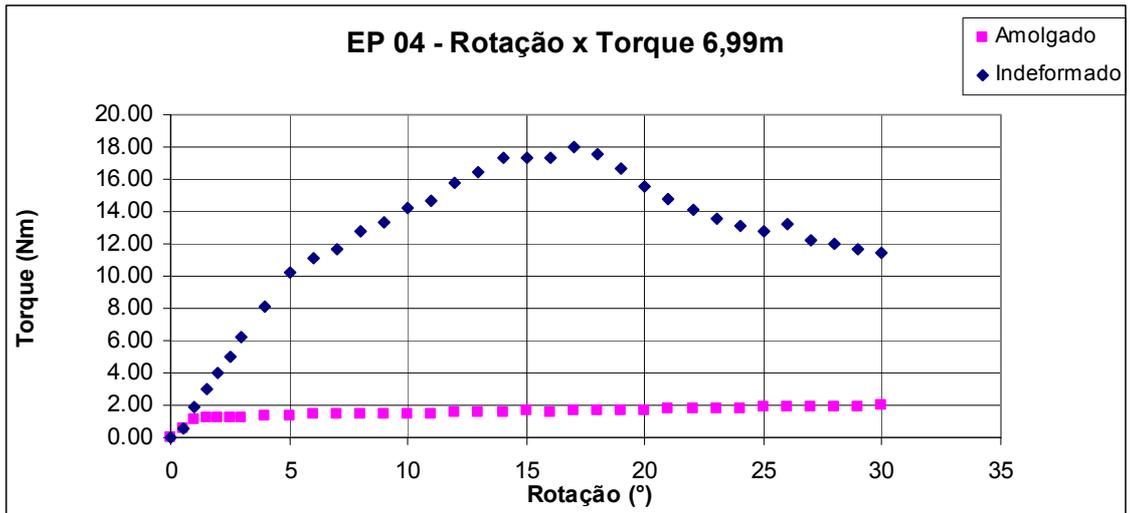
EP04



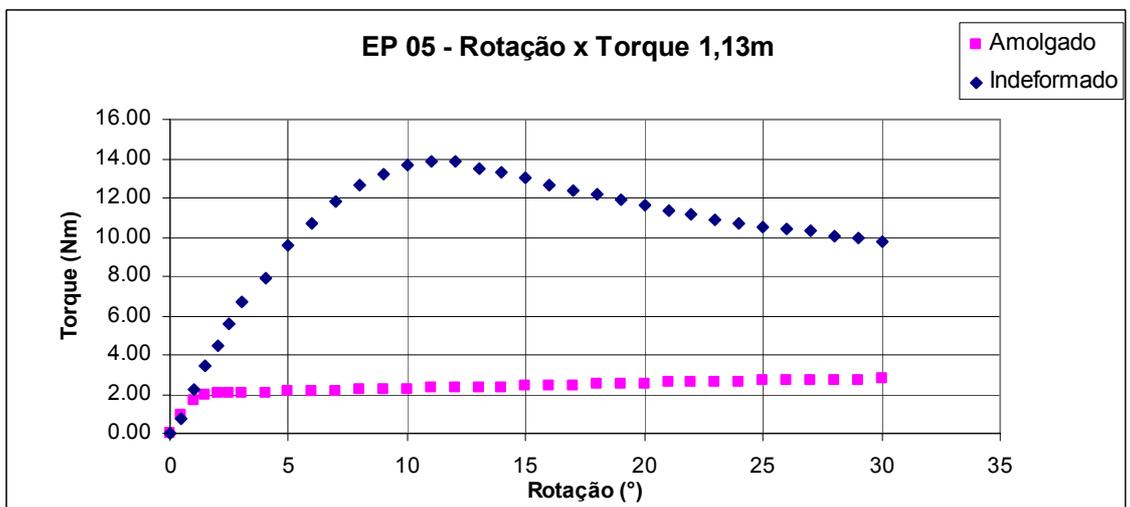


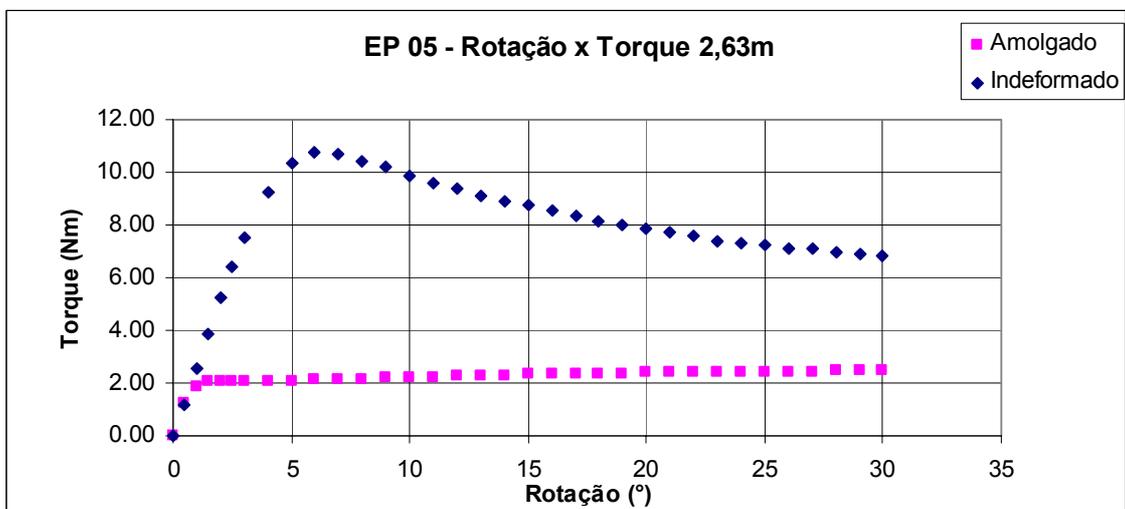
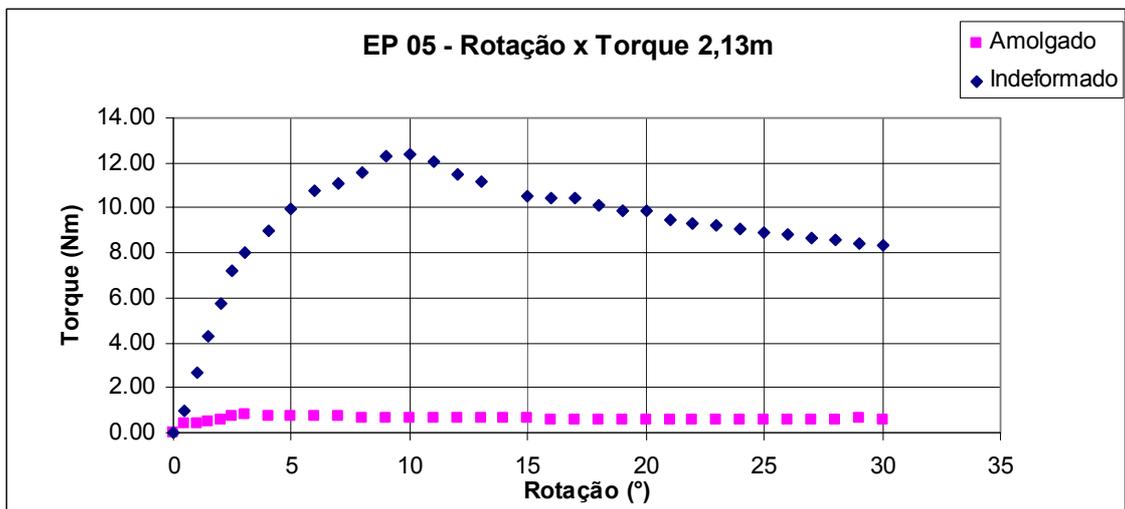
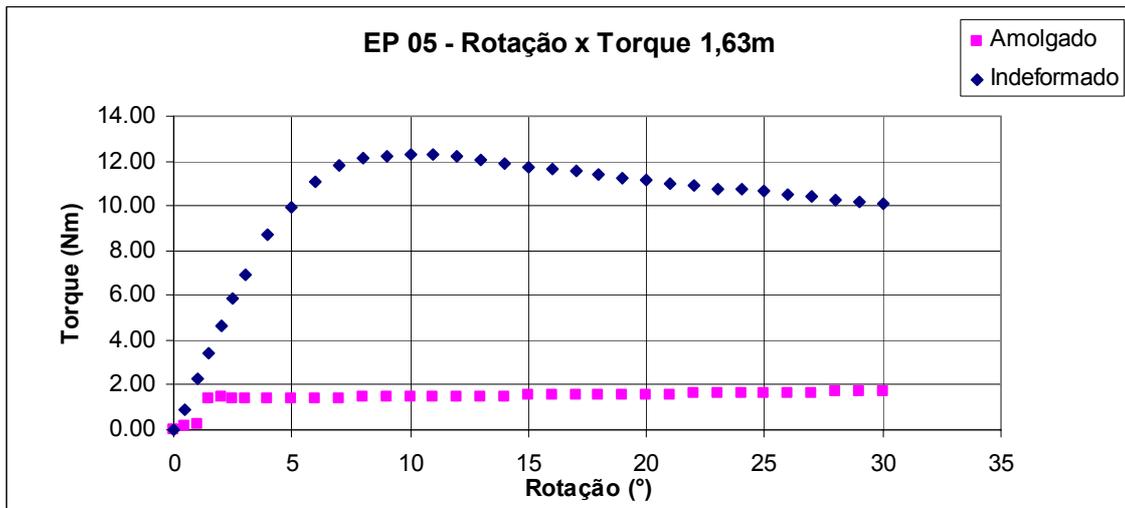


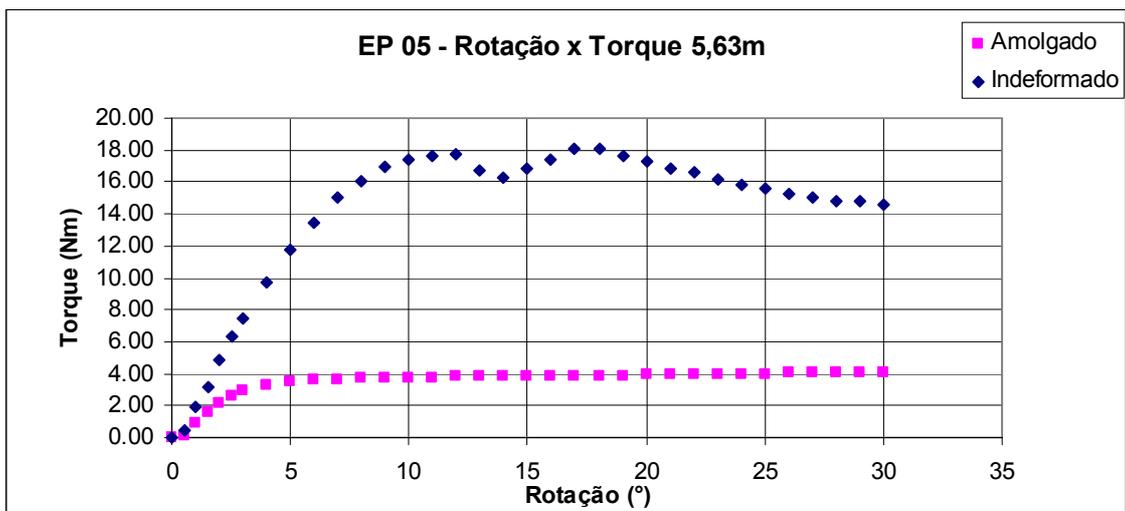
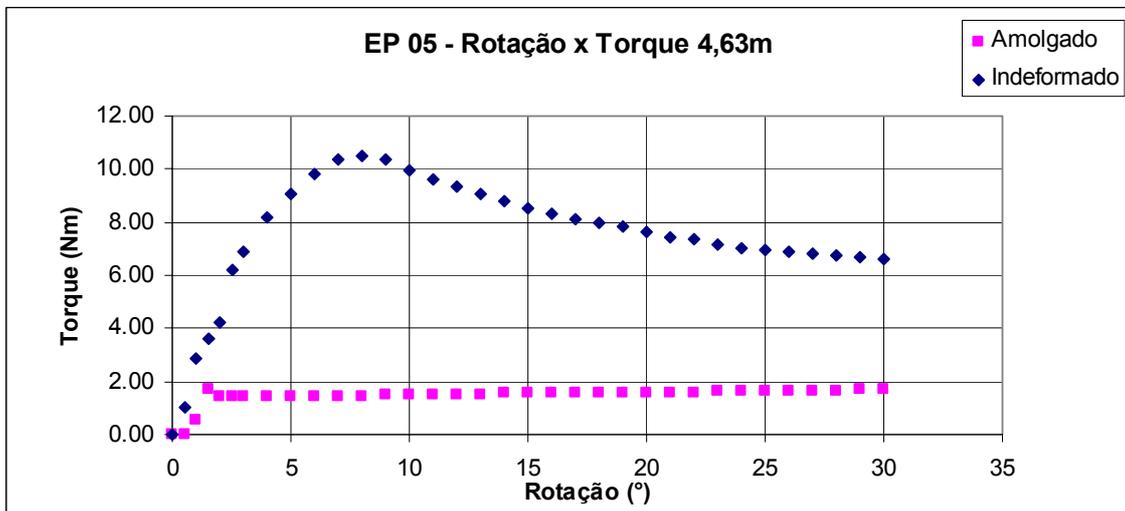
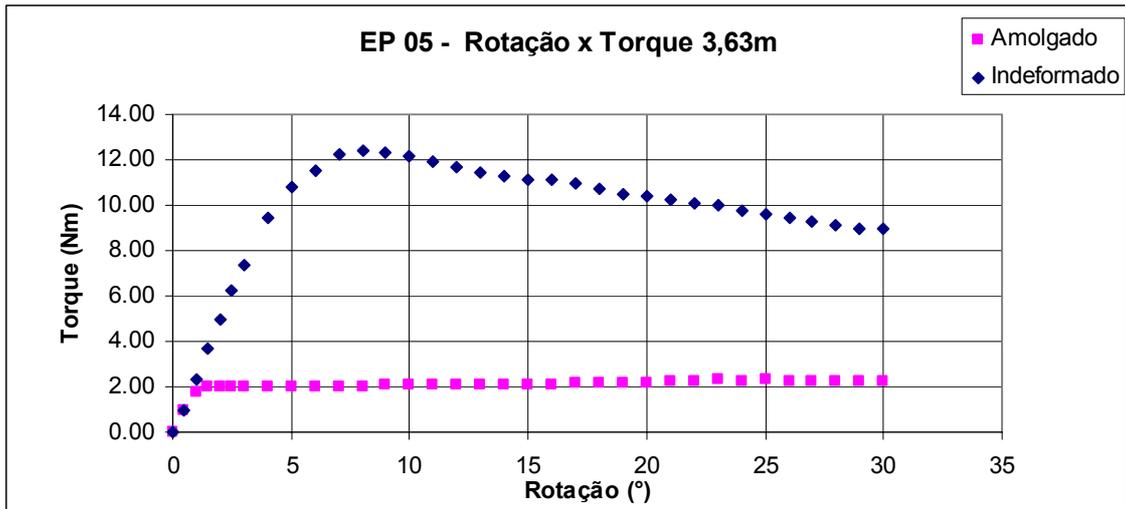


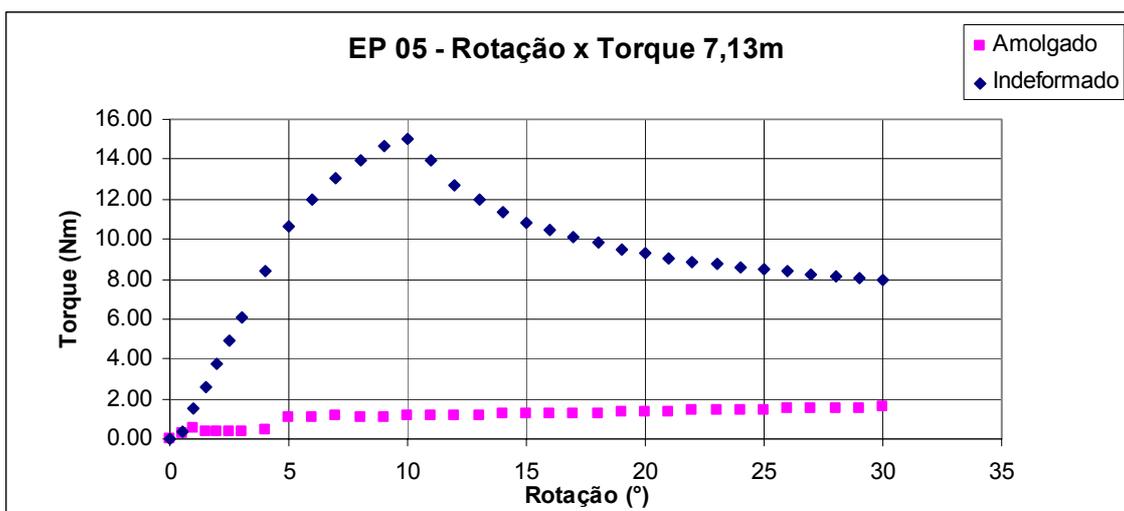
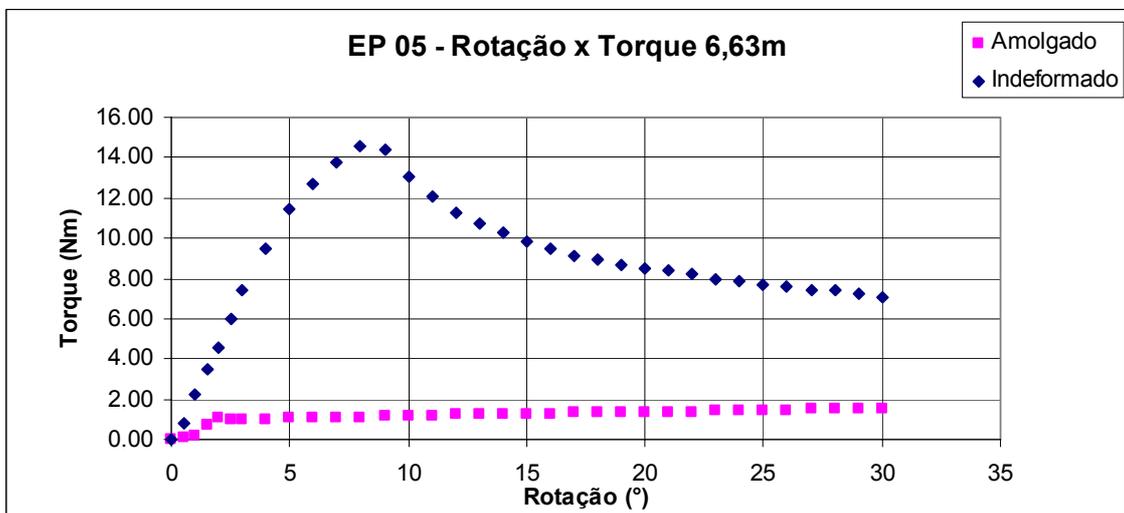
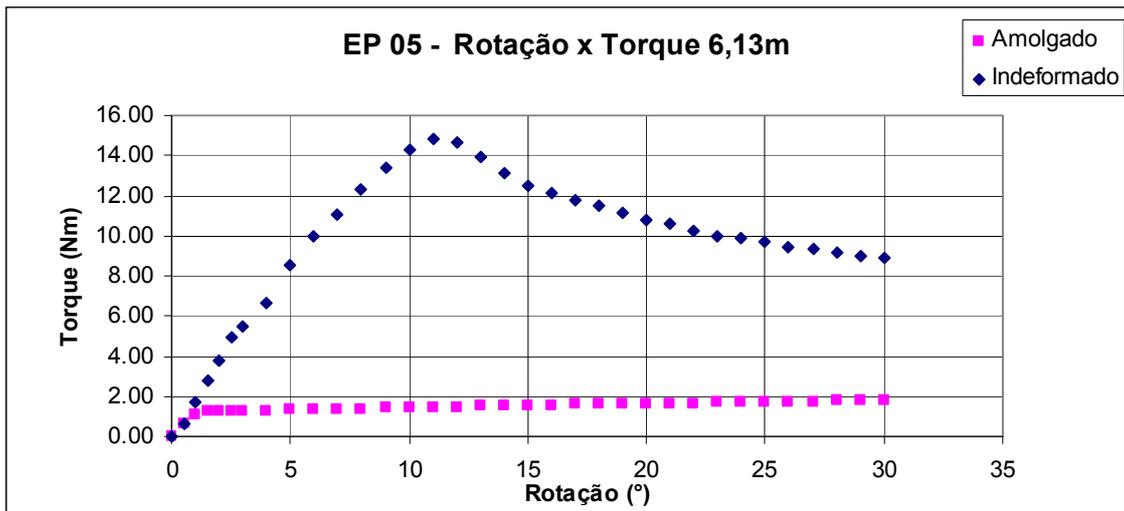


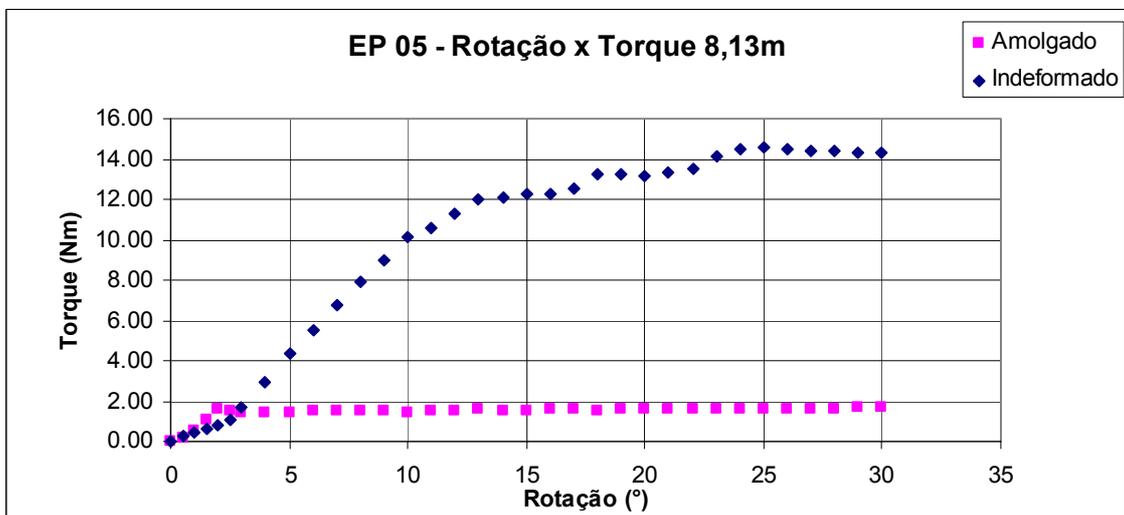
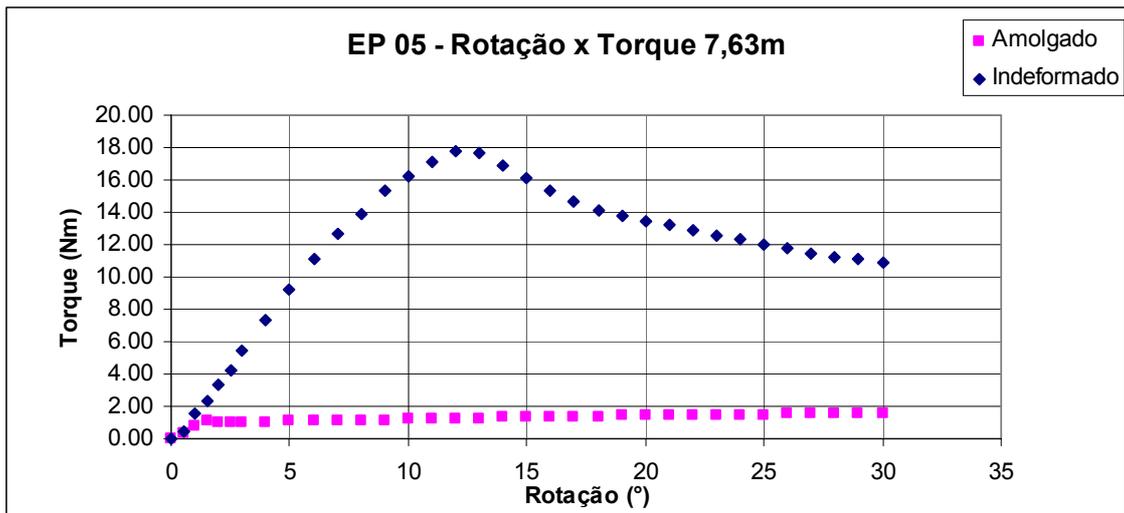
EP05











Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)