Contribuição à Obtenção da Resistência de Argilas Moles por Ensaios in situ

Osvangivaldo Costa de Oliveira

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA 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:

Francisco de Rezende Lopes, PhD

Presidente

Márcio de Souza Soares de Almeida , PhD

Fernando Artur Brasil Danziger, D.Sc

Fernando Emmanuel Barata, Livre Docente

07 de abril de 1997

OLIVEIRA, OSVANGIVALDO COSTA

CONTRIBUIÇÃO À OBTENÇÃO DA RESISTÊNCIA DE ARGILAS MOLES POR ENSAIOS IN SITU. (Rio de Janeiro) 1997.

viii, 84p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, Msc., Engenharia Civil, 1996)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1 - SPT - 2 - Resistência Não-Drenada (S_u)

I - COPPE/UFRJ II - Título

Dedico esta tese aos meus pais Osvaldo e Eleíta a

Leila, Lena e Simone

Agradecimentos

Ao Professor Francisco Lopes, pela orientação, incentivo e apoio, durante a elaboração desta tese.

Ao professor Marcio Almeida pela sua orientação e incentivo.

Aos Professores participantes da banca examinadora, pelas sugestões e pela valiosa colaboração.

Aos professores da área de Geotecnia da COPPE.

Aos engenheiros e funcionários do laboratório.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo suporte financeiro.

Aos professores de Mecânica dos Solos da UEFS/BA, Areobaldo Oliveira Aflitos e João Carlos pelo incentivo entusiamado e por despertar o interesse na área de Geotecnia.

A Cristóvão pela sua amizade e por tornar possível a primeira estadia na república ONG, AXÉ!

Aos membros da Repúbica ONG: Coruja, Amadeu, Flávio, Romeu e João Tenente, AXÉ!

A Júlio César, Rosane e Rita pela amizade e pelos telefonemas nas madrugadas.

A Nelson Queiroz, meu único colega de turma, pelo convívio e amizade.

Aos amigos que conheci no Rio: Ester, Denise, Tathiane, Audrey, Sérgio, Prepredigna, Digna, Tereza, Francisca, Alessandro, Beth, Nilda, Norma, Dulce, Francisco, pelo agradável convívio.

A Gisele pela confecção dos desenhos e amizade.

A Gilson pelo apoio na realização das primeiras sondagens.

A Luciano Garcia pela confecção de planilhas e gráficos e pela sua constante dedicação.

A minha amiga Mariney, sempre disponível em todas as situações.

A Dayse Oliveira pelo constante incentivo.

Ao engenheiro Antônio Cid pela compreensão e apoio.

Aos amigos e companheiros de sempre, Marcone, Zé Mário e mais recentemente Marciel pelo convívio e apoio nos momentos mais difíceis, AXÉ !

Os meus sinceros agradecimentos a Cláudia Barbosa, Márcia Fragoso, Chico e Daniele, por tudo, AXÉ!

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

Contribuição à Obtenção da Resistência de Argilas Moles
por Ensaios in situ

Osvangivaldo Costa de Oliveira

Abril, 1997.

Orientador: Francisco R. Lopes
Programa: Engenharia Civil

Apresenta-se proposta para obtenção de resistência não drenada de argilas moles (S_U) através de um procedimento adicional no ensaio SPT. Este procedimento adicional consiste na substituição do amostrador padrão por um tubo de ponta fechada e comprimento variável sob a ação estática do peso de bater, recebendo a denominação de SPT-S_U. Para a interpretação do ensaio, utiliza-se da analogia com uma prova de carga em estaca. Os ensaios foram realizados em três depósitos de argila mole do Rio de Janeiro: Sarapuí, Gramacho e Baixada de Jacarepaguá. Com relação a Baixada de Jacarepaguá, são apresentados parâmetros geotécnicos obtidos de campanhas de investigação realizadas com o fim de caracterizar a argila deste depósito.

O trabalho apresenta também uma revisão bibliográfica dos ensaios mais comuns de campo e de laboratório utilizados para obter a resistência não drenada de argilas moles.

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

Contribution for Obtaining of the Undrained Shear Strenght of Soft Clays through Field Tests

Osvangivaldo Costa de Oliveira

April, 1997.

Thesis Supervisor: Francisco R. Lopes

Department: Civil Engineering

A proposal for obtaining the undrained shear strenght of soft clays through an addition procedure within the SPT is put forward. This procedure consists in substituting the SPT sampler for a closed-end tube which penetrates the soil under the static action of the drop weight. The interpretation is carried out as a pile load test and the test has been called SPT-S_U. Tests were executed in three sites with soft clay in Rio de Janeiro: Sarapuí, Gramacho and Baixada de Jacarepaguá. In the last site, results of the general geotechnical investigation carried out for the assessment of design parameters for this soft clay are presented.This thesis also present a bibliography review of the more commons laboratory and field tests for the assessment of the shear strenght of soft clays.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO 1

1.1 - TÓPICOS DA PESQUISA 2

CAPÍTULO 2 MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DE S_U DE ARGILAS MOLES: UMA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 3

2.1 - INTRODUÇÃO 3

2.2 - ENSAIOS DE CAMPO 6

2.2.1 - Ensaio de Palheta 6

2.2.2 - Ensaio de Piezocone 12

2.2.3 - Ensaio de Dilatômetro 15

2.2.4 - Ensaio SPT 18

2.3- ENSAIOS DE LABORATÓRIO 20

2.4 - TEORIA DE ESTADOS CRÍTICOS 21

CAPÍTULO 3 OBTENÇÃO DE S_U UTILIZANDO O ENSAIO SPT..24

3.1 - INTRODUÇÃO 24

3.2 - CONSIDERAÇÕES ACERCA DO ENSAIO SPT EM ARGILA MOLE 26

3.3 - METODOLOGIA DE ENSAIO SPT-S_U 27

3.4 - AVALIAÇÃO DE S_U 33

3.5 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS SPT-S_U 35

3.5.1 - ARGILA DO SARAPUÍ - Estação de Tratamento de Esgotos 36

3.5.2 - ARGILA DE GRAMACHO - Aterro de Lixo 37

3.5.3 - ARGILA DA BAIXADA DE JACAREPAGUÁ 41

3.6 - METODOLOGIA SPT-S_U UTILIZANDO O AMOSTRADOR PADRÃO 45

3.6.1 - AVALIAÇÃO DE S_U 45

3.6.2 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS 47

CAPÍTULO 4 CARACTERÍSTICAS DO DEPÓSITO DE ARGILA MOLE DA BAIXADA DE JACAREPAGUÁ - OBRA SENAC 51

4.1 - INTRODUÇÃO 51

4.2 - A BAIXADA DE JACAREPAGUÁ 53

4.3 - CAMPANHA DE INVESTIGAÇÃO 53

4.4 - SONDAGENS À PERCUSSÃO 55

4.5 - ENSAIOS DE LABORATÓRIO 57

4.5.1 - Retirada de Amostras Indeformadas 57

4.5.2 - Ensaios de Caracterização 57

4.5.3 - Ensaios Edométricos 59

4.5.4 - Ensaios Triaxiais 61

4.6. - ENSAIOS DE PALHETA DE CAMPO 63

4.7 - ENSAIOS DE PIEZOCONE 65

4.7.1 - Estratigrafia 65

4.7.2 - Estimativa da Resistência não-drenada 66

4.7.3 - Estimativa do Coeficiente de Adensamento 68

4.7.4 - Estimativa da História de Tensões 70

CAPÍTULO 5 CONCLUSÕES 74

BIBLIOGRAFIA 76

Capítulo 1

Introdução

O ensaio SPT é o método de investigação do solo mais difundido no Brasil, sendo largamente usado em projetos geotécnicos. O ensaio SPT é a primeira investigação realizada, permitindo a retirada de amostras e, ao mesmo tempo, a obtenção de medidas de resistência, além de apresentar custo relativamente baixo, facilidade de execução e possibilidade de trabalho em locais de difícil acesso.

Porém, para argilas muito moles o ensaio SPT apresenta grandes limitações pela falta de padronização nos procedimentos de ensaio e na metodologia de interpretação. Consequentemente, informações importantes obtidas com o ensaio não são devidamente consideradas.

Apresenta-se nesta dissertação uma proposta de procedimento simples para a avaliação de S_U em argilas muito moles saturadas utilizando o SPT. Substitui-se, neste caso, o amostrador padrão por um penetrômetro-SPT de ponta fechada, e o método passa a se denominar SPT-S_U.

Em uma segunda parte do trabalho descreve-se uma investigação geotécnica detalhada realizada em um depósito de argila mole na Baixada de Jacarepaguá que constitui uma nova área de estudo da argila mole do Rio de Janeiro.

O trabalho ainda apresenta dados obtidos para a argila da Barra da Tijuca, que está inserida na Baixada de Jacarepaguá, e que constitui uma nova área de estudo da argila mole do Rio de Janeiro.

1.1 - TÓPICOS DA PESQUISA

Para efeito de clareza na abordagem dos temas tratados na dissertação, julgou-se necessário apresentá-la nos seguintes tópicos:

Capítulo II - Neste capítulo faz-se uma revisão bibliográfica dos ensaios mais utilizados para a determinação de resistência não drenada (S_u) em argila mole, sendo abordados os ensaios de campo e ensaios de laboratório.

Capítulo III - Apresenta-se neste capítulo uma metodologia para avaliação de S_U através do ensaio SPT, substituindo o amostrador padrão por um penetrômetro-SPT de ponta fechada, a qual denominou-se de SPT-S_U. Posteriormente emprega-se a metodologia diretamente no ensaio SPT sem se proceder a modificações quanto ao amostrador padrão.

Capítulo IV - Neste capítulo são apresentados dados geotécnicos obtidos para a argila da Baixada de Jacarepaguá, onde são comparados com áreas já bem conhecidas do Rio de Janeiro.

Capítulo V - Neste capítulo apresentam-se as conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

Capítulo 2

Métodos de Avaliação de S_u de Argilas Moles: Uma Revisão Bibliográfica

2.1 - INTRODUÇÃO

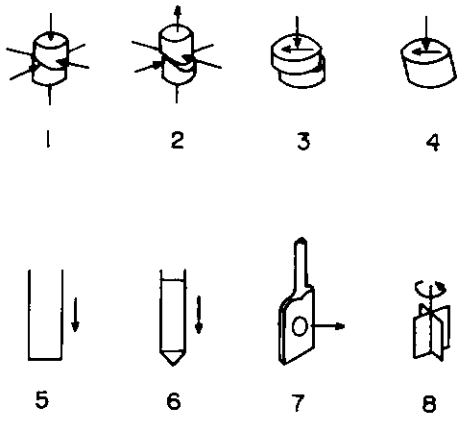
Para se avaliar a resistência não-drenada (S_u) de um depósito de argila mole, se dispõem de ensaios que podem ser realizados "in situ", os chamados ensaios de campo, e ensaios realizados em laboratório. Os ensaios de campo podem fornecer medidas diretas de S_u, já os ensaios em laboratório requerem a adoção de condições controladas que permitam reproduzir as situações encontradas no campo.

Ensaios de campo e de laboratório apresentam vantagens e desvantagens bastantes conhecidas e que se encontram sintetizadas na tabela (2.1).

Neste capítulo apresentam-se os tipos de ensaios mais utilizados para determinação de S_u em argila mole e que estão representados na figura (2.1).

ENSAIO	VANTAGENS	DESVANTAGENS
CAMPO	• Aplicáveis em tipos de solos onde a amostragem é impossível; • O solo é ensaiado em seu ambiente natural; • Medida contínua com profundidade; • Geralmente são mais baratos e mais rápidos que ensaios de laboratório.	• Condições de drenagem durante o ensaio não são conhecidas; • Grau de amolgamento originado pela cravação do dispositivo no solo pode ser grande; • Natureza do solo ensaiado não é definida (exceção SPT); • Condições de contorno são em geral mal definidas;
LABO-RATÓ-RIO	• Natureza do solo e características físicas são identificáveis; • Trajetória de tensões conhecidas durante o ensaio • Campo de tensões uniforme possibilita a interpretação simples dos resultados; • Condições de drenagem controladas; • Condições de contorno bem definidas.	• Pouca representatividade do volume de solo ensaiado; • Amolgamento em solos coesivos; • Dificuldade de amostragem em solos arenosos; • Formação de planos de ruptura; • Investigação de laboratório é, em geral, mais cara e mais demorada que a de campo.

Tabela 2.1 - Vantagens e desvantagens dos ensaios de campo e laboratório (ALMEIDA, 1993).



1 - compressão triaxial
2 - extensão triaxial
3 - cisalhamento direto
4 - cisalhamento direto simples
5 - SPT
6 - cone/piezocone
7 - dilatômetro
8 - palheta

Figura 2.1 - Ensaios mais comuns para determinação de resistência em solos (KULHAWY & MAYNE,1990)

Os diversos ensaios existentes apresentam valores diferentes de S_u para um mesmo depósito de argila mole, isto devido a condições limites impostas a cada ensaio como: velocidade de carregamento, direção do carregamento, condições de drenagem, etc. Por perceber este fato, WROTH (1984) concluiu que o valor de S_u não é constante, dependendo então, do tipo de ensaio realizado e trajetória de tensões da amostra, além das dimensões e condições da amostra ensaiada.

Pode-se, também, estimar S_u através da teoria de Estados

Críticos , utilizando o modelo Cam-Clay, desenvolvido pelo grupo de Mecânica dos Solos da Universidade de Cambridge, o qual também é abordado neste capítulo.

Descrevem-se brevemente a seguir os ensaios de campo e de laboratório mais utilizados para determinação de S_U.

2.2 - ENSAIOS DE CAMPO

2.2.1 - Ensaio de Palheta

O ensaio de palheta é o método mais utilizado para a determinação de resistência não-drenada "in situ" de argila mole. Foi idealizado e desenvolvido na Suécia, no Royal Swedish Geotechnical Institute em 1919. Vem sendo empregado em todo o mundo desde o final da década de 40 (CHANDLER,1988). No Brasil este ensaio teve início no ano de 1949, simultaneamente por Milton Vargas em São Paulo e Raimundo Costa no Rio de Janeiro (ORTIGÃO, 1993). É um ensaio rápido e econômico que permite obter tanto a resistência do solo natural como a resistência do solo amolgado e cuja relação fornece a sensibilidade de uma argila.

O ensaio consiste na cravação vertical, no solo, de uma palheta cruciforme que é submetida a uma rotação constante de 6° por minuto. A medida da relação torque-rotação permite a determinação da resistência não drenada. A palheta cruciforme deve ter relação entre altura (H) e diâmetro (D) igual a 2 tendo como padrão pela NBR 10905: D = 65mm, H = 130mm e espessura igual a 2mm, figura (2.2).

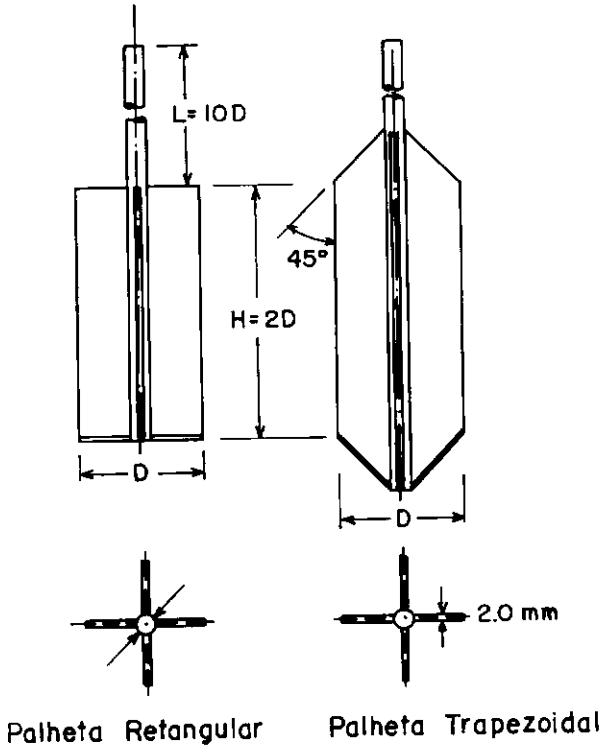


Figura 2.2 - Equipamento para ensaio de palheta in situ

A equação utilizada para o cálculo de S_u é:

$$S_u = 0{,}86.T/(\pi.D^3) \qquad 2.1$$

onde: T = torque máximo aplicado

D = diâmetro da palheta

Para tanto, deve-se tomar como hipótese que:

a) o solo comporta-se como completamente não-drenado, não há adensamento durante a inserção da palheta ou durante o ensaio;

b) não há distúrbios pela perfuração ou instalação da palheta no solo;

c) solo isotrópico;

d) a zona amolgada ao redor da palheta é muito pequena.

O aparelho usado para cravação consta de um sistema de hastes que transmite o torque à palheta. Quando atingida a profundidade desejada para a realização do ensaio, crava-se a palheta no solo avançando-se 0,5m e em seguida realiza-se o ensaio aplicando-se a rotação e medindo-se o torque com o auxílio de uma unidade de leitura. Devem-se atentar para alguns detalhes na realização do ensaio, tais como: tempo de espera entre cravação e rotação, fixado em 1 minuto pela NBR 10905; medidas indevidas como atrito interno no equipamento e no contato haste-solo.

A instalação da palheta até a profundidade do ensaio pode ser feita por cravação estática ou no interior de um pré-furo aberto a trado ou por circulação de água e revestido. No caso de cravação estática é necessário que não haja camadas resistentes sobrejacentes à argila a ensaiar e que a palheta esteja munida de uma sapata de proteção durante a cravação. Para evitar o amolgamento do solo, a cravação da sapata de proteção deve se manter a 0,50m acima da cota de ensaio, descendo-se apenas a palheta àquela cota no início da realização do ensaio. Após ter sido determinado o torque máximo, aplica-se uma rotação à palheta (rapidamente) em torno de dez vezes para amolgar o solo. O torque então é medido novamente para determinar a resistência amolgada (LIMA,1979). Numerosos ensaios podem ser feitos no mesmo depósito seqüencialmente, mas as medidas verticalmente devem ser separadas de 0,75m no mínimo.

Outro método de ensaio utiliza o VANE BORER (figura 2.3). Neste método as hastes são envolvidas por uma luva para

minimizar o atrito e a palheta é protegida por sapata durante a penetração.

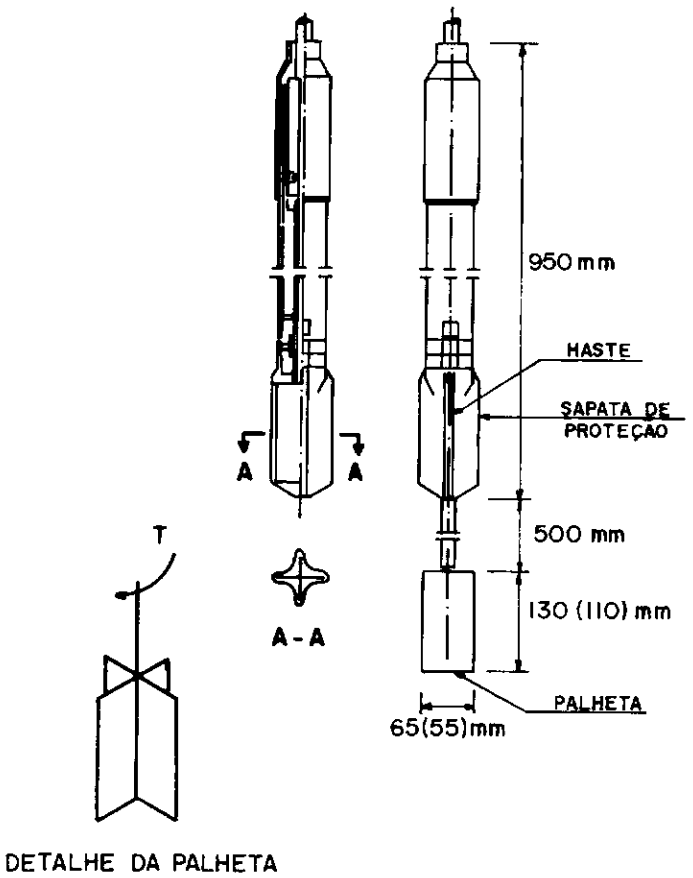


Figura 2.3 - Equipamento VANE BORER
(Kulhawy & Mayne,1990)

A COPPE/UFRJ em convênio com a UFPE (Universidade Federal de Pernambuco) desenvolveu um equipamento de palheta elétrico dotado de célula de torque o mais próximo possível da palheta. Com esse equipamento pode-se realizar o ensaio com a segurança de que se está medindo apenas o torque devido ao cisalhamento do solo (ALMEIDA, 1996). A diferença entre o equipamento desenvolvido pela COPPE-UFRJ/UFPE e o equipamento tradicional é que este último

possui limitações quando o ensaio é realizado a grandes profundidades, como a distorção angular devido ao grande comprimento de hastes e o atrito causado pelos espaçadores que são utilizados para evitar a flexão destas (COPPETEC, 1997).

A COPPE realizou ensaios com o equipamento elétrico em dois depósitos de argila mole do Rio de Janeiro: Baixada de Jacarepaguá (SENAC) e Caju (terreno da ETE Alegria), verificando boa concordância de resultados obtidos por este novo equipamento com resultados obtidos com o equipamento de palheta convencional.

Estudos realizados em muitos países, por diversos autores, indicam que é necessário corrigir o valor de S_U fornecido pelo ensaio de palheta para a aplicação em projeto de aterro sobre terrenos fracos e escavações. BJERRUM (1972) revendo casos históricos de ruptura de aterros e escavações chegou a conclusão que era necessário proceder à correção para se levar em conta a diferença de velocidade de deformação e o efeito de anisotropia. Para tanto, desenvolveu o fator de correção μ que deve ser aplicado diretamente ao valor de S_U obtido do ensaio de palheta, equação 2.2. A determinação do fator μ é bastante empírica, baseada na análise de casos históricos, levando-se em consideração o índice de plasticidade da argila.

$$S_{u\,corrigido} = \mu S_{u\,palheta} \qquad 2.2$$

Porém, existem autores que não levam em consideração a aplicação do fator de correção. Este é o caso descrito por TANAKA (1994). Neste trabalho o autor estudou sete argilas moles japonesas com índice de plasticidade na faixa de 20% a 120% e concluiu que o valor de S_u obtido do ensaio de palheta não dependia deste índice de plasticidade

(parâmetro utilizado por BJERRUM na correção de S_u) e que a aplicação do fator μ para a argila mole japonesa era bastante conservativo.

Estudando as argilas de Sarapuí e Gramacho na Baixada Fluminense, SANDRONI (1993) concluiu que, no cálculo de estabilidade de aterros sobre argilas moles, a resistência não-drenada obtida com ensaio de palheta deve ser corrigida recomendando, portanto, a correção de BJERRUM, no caso, utilizando índices de plasticidade sem secagem prévia das amostras. A figura (2.4) apresenta os dois casos estudados plotados no gráfico de AZZOUZ e outros (1983) que leva em conta a superfície de ruptura tridimensional. SANDRONI concluiu também que a consideração da resistência do aterro requer julgamento em cada caso, devendo ser levado em conta a natureza do material do aterro e a ocorrência de ruptura compartilhada, atentando ainda para o fato de ocorrência de argila turfosa, o que pode comprometer a correção.

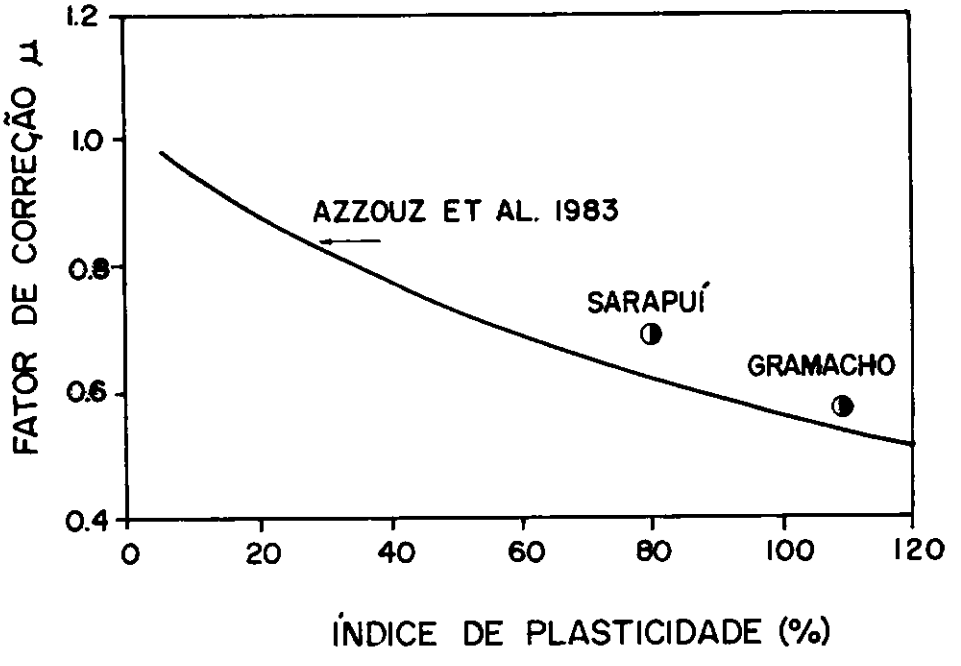
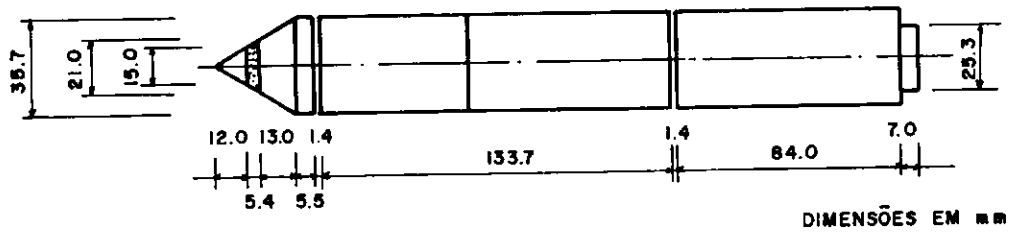


Figura 2.4 - Correção de S_U para ensaio de palheta (Sandroni, 1993)

2.2.2 - Ensaio de Piezocone

O ensaio de piezocone é um ensaio de cone (CPT), ensaio já bastante difundido, de penetração contínua com medida adicional de poro-pressão u, sendo por isso, chamado também de CPTU. A figura (2.5) mostra exemplos de piezocones desenvolvidos pela COPPE/UFRJ, os de primeira e segunda gerações (DANZIGER, 1990) com elemento poroso na face do cone e o piezocone de terceira geração (BEZERRA e outros, 1994) que possui dois elementos porosos para medida de poro-pressão: um na face e outro na base do cone.



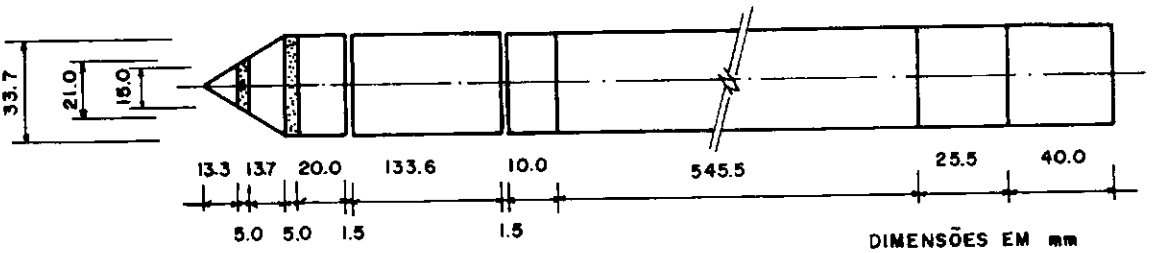


Figura 2.5 - Piezocone COPPE: a) primeira geração b) terceira geração

No ensaio de cone (CPT), mede-se a resistência de ponta q_c e o atrito lateral. Para a avaliação da resistência não-drenada S_u, a abordagem mais utilizada é representada pela seguinte equação:

$$q_c = N_c S_u + \sigma_{v0} \qquad 2.3$$

onde: q_c = resistência de ponta do cone

N_c = fator de cone

σ_{vo}= tensão vertical total

S_u = resistência não-drenada

Nesta abordagem, faz-se uma avaliação de N_c utilizando um valor de S_u obtido em ensaios triaxiais, cisalhamento simples ou do ensaio de palheta. Assim, com esse valor de N_c, pode-se obter S_u para outras situações. O mais comum é determinar N_c através do ensaio de palheta.

Com o advento do piezocone, passou-se a corrigir o valor de q_c para levar em conta o efeito da poro-pressão em áreas desiguais. Dessa maneira, ao invés de q_c passa-se a ter q_T e o fator de cone passa a ser N_{kt}. Logo, a equação para obter S_u a partir da resistência de ponta corrigida é (LUNNE et alii, 1985):

$$S_u = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \qquad 2.4$$

sendo:

$$q_T = q_c + (1-a)u_b \qquad 2.5$$

onde: a = razão de área (determinada através de calibração)

u_b = poro-pressão na base; no caso da poro-pressão na face do cone (u_t), utiliza-se $u_b = Ku_t$, onde K é cerca de 0,8 para argilas moles normalmente adensada ou levemente pré-adensadas (DANZIGER, 1990)

Pode-se ainda estimar a resistência não-drenada S_u por meio de medida de poro-pressão, utilizando-se, neste caso, um fator empírico de poro-pressão $N_{\Delta u}$ (TAVENAS et alii, 1982):

$$S_U = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \qquad 2.6$$

onde: $N_{\Delta u}$ = fator de cone em termos de poro-pressão

Δ_u = excesso de poro-pressão

A avaliação de S_u através de $N_{\Delta u}$ parece ser um fator mais promissor, como atesta DANZIGER (1990) ao relacionar alguns métodos desenvolvidos por outros autores.

LUNNE et alii (1985) ainda definiram o fator de cone N_{kE} em função da resistência de ponta efetiva q_E permitindo obter S_u pela equação:

$$S_u = \frac{q_E}{N_{kE}} \qquad 2.7$$

sendo:

$$q_E = q_T - u \qquad 2.8$$

onde: u = poro-pressão

Porém, DANZIGER (1990) observa que q_E é muito sensível a pequenos erros na medida de q_c, mesmo corrigindo-se q_c para q_T.

2.2.3 - Ensaio de Dilatômetro

O dilatômetro (DMT), aparelho desenvolvido por MARCHETTI (1980), consiste de uma lâmina metálica de aço inoxidável com membrana metálica com 60mm de diâmetro numa de suas faces. A lâmina de aço inoxidável apresenta 220mm de comprimento, 95mm de largura e 14mm de espessura, com a ponta formando um ângulo de 20° (VIEIRA, 1994).

O ensaio é realizado cravando-se verticalmente no solo a uma velocidade de 20mm/s a lâmina do dilatômetro, lendo-se posteriormente as pressões p_0, p_1 e p_2 para deformações pré-definidas da membrana, figura (2.6), quando da interrupção da cravação. O ensaio é feito a cada 20cm, inflando-se a membrana metálica através de um sistema pneumático acoplado à unidade de leitura. As pressões p_0 e p_1 correspondem a deslocamentos de 0mm a 1mm, respectivamente e p_2 é a pressão de fechamento desta (ALMEIDA, 1996).

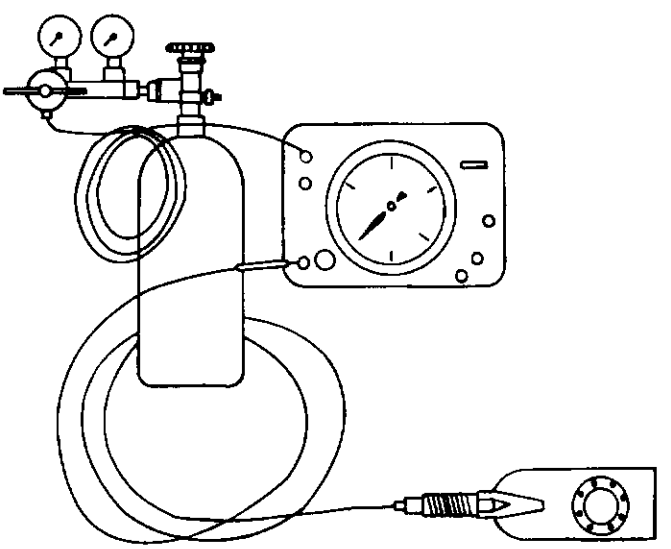


Figura 2.6 a) - Unidade de leitura para ensaio de dilatômetro (Marchetti,1980)

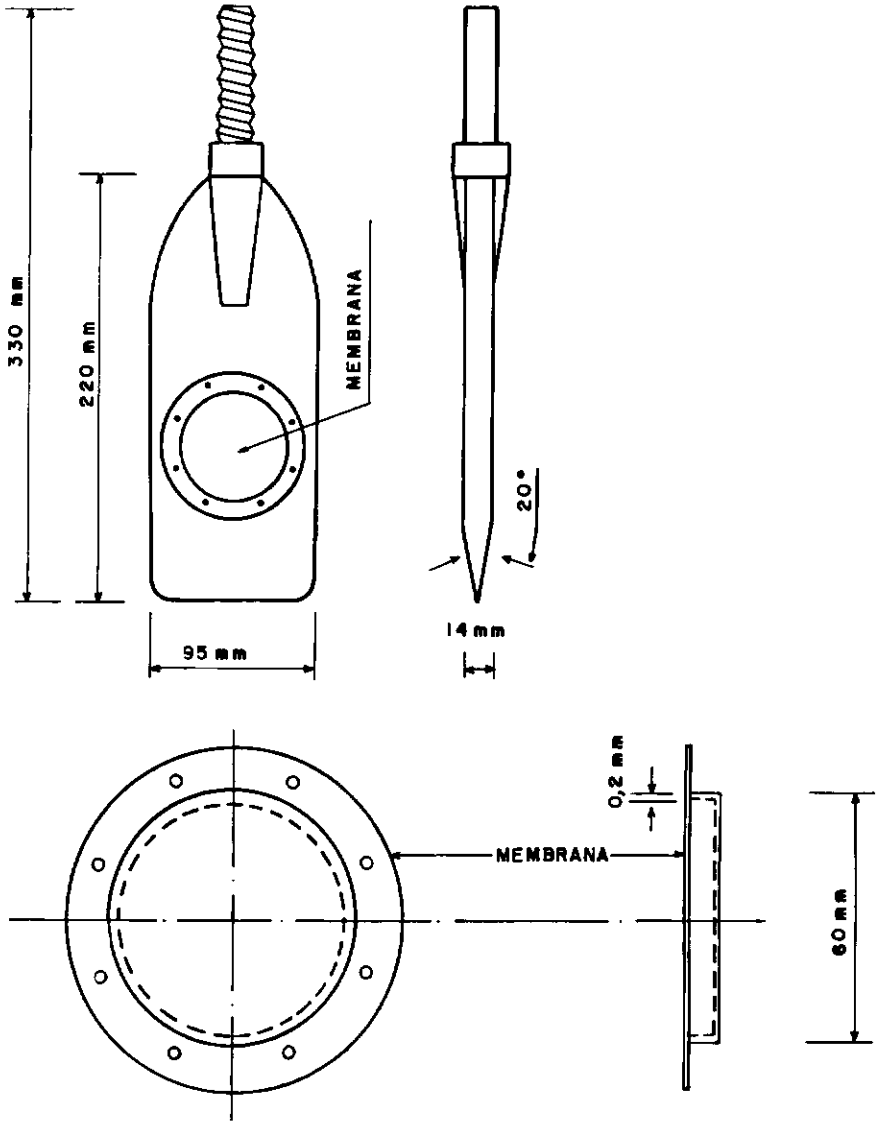


Figura 2.6 b) - Aparelho para ensaio de dilatômetro
(Marchetti, 1980)

Para determinar as propriedades geotécnicas dos solos por meio do dilatômetro, MARCHETTI (1980) propôs os seguintes índices para serem usados em correlações:

- módulo dilatométrico (E_D)

$$E_D = 34{,}7(p_1 - p_0) \qquad 2.9$$

- índice de tensão horizontal (K_D)

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \qquad 2.10$$

- índice do material (I_D)

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \qquad 2.11$$

onde: u_0 = pressão hidrostática

σ'_{v0} = tensão vertical efetiva

Para a estimativa de resistência não-drenada S_u, LACASSE e LUNNE (1988) propuseram a seguinte equação:

$$S_u = S\sigma'_{v0}(0{,}5K_D)^{1.25} \qquad 2.12$$

onde: S = 0,20 para S_u obtido do ensaio de compressão triaxial;

S = 0,17 a 0,21 para S_u obtido do ensaio de palheta in situ.

Como observou VIEIRA (1994), os valores de S_u obtidos pelo dilatômetro para S = 0,20 na argila de Sarapuí são inferiores aos obtidos pelo ensaio de palheta in situ. MARCHETTI (1980) observa que no caso do dilatômetro os valores de S_u não precisam ser corrigidos, como acontece no ensaio de palheta in situ.

2.2.4 - Ensaio SPT

A sondagem à percussão com medida do SPT (Standard Penetration Test) é a primeira investigação geotécnica, propriamente dita, realizada na maioria das obras civis, e para o estudo de um depósito de argila mole não poderia ser diferente, já que o objetivo é classificar preliminarmente as camadas a serem estudadas. Por ser um método de investigação bastante utilizado, correlações têm sido feitas para estimar S_u através do ensaio SPT. No trabalho de DJOENAIDI (1985) encontram-se relações propostas, as quais podem ser reproduzidas na figura (2.7).

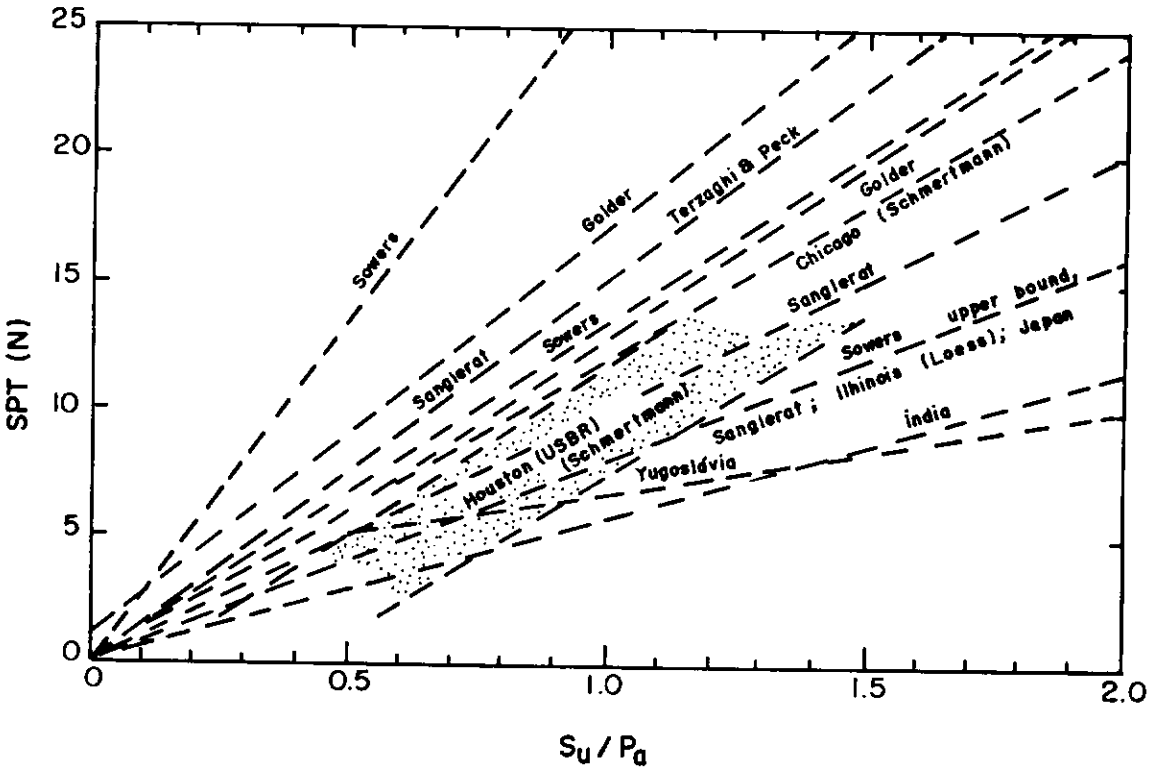


Figura 2.7 - Relação entre o valor N (SPT) e S_U
(Djoenaidi,1985, conforme citado por Kulhamy e Mayne, 1990)

Na figura 2.7 observa-se a variedade de tipos de solos, o que leva a diferentes interpretações na avaliação de S_U, descartando portanto, uma correlação universal entre N e S_U. Além disso, não há indicação da resistência utilizada como referência para determinar S_U. Outro ponto fundamental a atentar é que o SPT nem sempre é padronizado para um mesmo nível de energia. Por outro lado, a sensibilidade da argila pode afetar muito o valor N.

Entretanto, para argilas de uma dada formação geológica, HARA e outros (1974) apresentam uma correlação (S_u e N) que julga razoável, onde se tem,como referência, a resistência obtida do ensaio de compressão triaxial UU (Figura 2.8). Para estes dados, a relação sugerida é:

$$\frac{S_u}{p_a} = 0{,}29N^{0{,}72} \qquad 2.13$$

onde: S_u = resistência não-drenada
p_a = pressão atmosférica
N = número de golpes

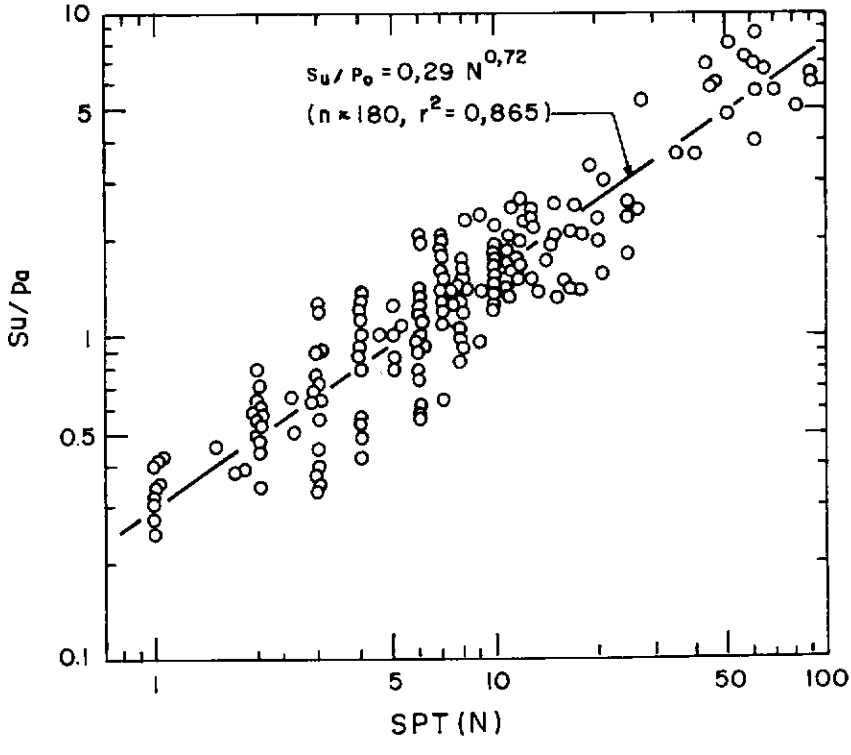


Figura 2.8 - Relação entre S_U e valores N (SPT) (Hara e outros, 1974)

No decorrer do presente trabalho, capítulo 3, apresenta-se uma nova metodologia para a determinação de S_u através do ensaio SPT para argilas moles para os casos em que o número de golpes é zero, ou seja, o amostrador penetra apenas com a ação estática do peso de bater.

2.3- ENSAIOS DE LABORATÓRIO

O ensaio conduzido em laboratório requer a adoção de um modelo de comportamento do solo, ao qual serão impostas condições de controle. Para a determinação da resistência não drenada (S_u), os ensaios mais utilizados em laboratório são os ensaios triaxiais UU e CIU.

1.De acordo com as condições de drenagem, o ensaio pode ser do tipo não-adensado não-drenado, UU (onde o primeiro U é relativo ao termo inglês *unconsolidated* e o segundo U, relativo a *undrained*) e adensado não drenado, CU (onde C é relativo a *consolidated*). Permite-se também a classificação do ensaio CU em CIU, onde o I significa que o ensaio é isotrópico. Visando diferenciá-lo de casos especiais onde as tensões no adensamento são aplicadas com uma relação $K_o = \sigma'_{ho}/\sigma'_{vo}$ passa-se a adotar a notação CK_0U.

Os dados obtidos dos ensaios triaxiais são plotados em gráficos, onde da curva tensão-desvio x deformação específica, obtém-se o valor de S_u.

2.4 - TEORIA DE ESTADOS CRÍTICOS

A Teoria de Estado Crítico foi desenvolvida pelo Grupo de Geotecnia da Universidade de Cambridge (SCHOFIELD & WROTH, 1968; ATKINSON & BRANSBY,1978). Os autores observaram que os solos comportavam-se de maneira similar aos metais dúcteis, cuja resposta a carregamentos é caracterizada por uma fase inicial de deformação elástica até ser alcançado o escoamento.

Tal comportamento foi observado em corpos de prova de areia fofa e densa submetidos a ensaios triaxiais que ao final do ensaio, em análise, tendem a um estado estável, a grandes deformações , em que a resistência e o índice de vazios não variavam mais. O mesmo procedimento ocorria nos corpos de prova de argila normalmente e pré-adensadas onde, a grandes deformações, a resistência e a poro-pressão não variavam mais. A este estado, o grupo de Cambridge denominou de Estado Crítico que é caracterizado pela orientação randômica das partículas do solo. Vale ressaltar, porém, que a teoria de Estado Crítico não abrange a resistência residual, caracterizada pela orientação paralela das partículas e atingida em ensaios com superfície de ruptura imposta.

Para tornar possível o desenvolvimento da teoria, o grupo de Cambridge desenvolveu os modelos Cam-Clay, os quais abordam as equações dos modelos elastoplásticos envolvidos na teoria.

O modelo Cam-Clay tornou-se um grande advento na simulação do comportamento do solo e, com o avanço dos estudos, verificou-se a necessidade de adaptações na sua forma, nascendo daí, o chamado modelo Cam-Clay modificado.

ALMEIDA (1982) observa que os modelos Cam-Clay têm as seguintes características importantes:

1) resistência e compressibilidade são tratados dentro da mesma estrutura teórica;
2) o comportamento é expresso em termos de tensão efetiva;
3) consideram-se as deformações elásticas e plásticas;
4) a resistência não-drenada muda com a condição corrente de adensamento do solo.

ALMEIDA (1982) propõe a utilização da equação (2.14), que é baseada no modelo Cam-Clay modificado, para a estimativa da resistência não-drenada de argilas:

$$\frac{S_u}{\sigma'_v} = \frac{M}{6}\left(1+2K_0\right)\left[\frac{1+2K_{na}}{1+2K_0}\,OCR\,\frac{M^2+\eta^2}{2M^2}\right]^{\Lambda} \qquad 2.14$$

onde: $M = \dfrac{6\,\mathrm{sen}\,\phi'}{3-\mathrm{sen}\,\phi'}$; sendo ϕ' = ângulo de atrito efetivo

$\eta = \dfrac{q}{p'}$ para condição *in-situ*

$\mathrm{OCR} = \dfrac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_v}$

$\mathrm{K_{na}}$ = relação $\dfrac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$ para condição normalmente adensada

$\mathrm{K_0}$ = relação $\dfrac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$ para condição pré-adensada

$\Lambda = 1-\dfrac{C_c}{C_s}$; $C_s \rightarrow$ índice de descompressão

$C_c \rightarrow$ índice de compressão

Para condição de compressão isotrópica de argila normalmente adensada, a equação (2.14) simplifica-se para:

$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{M}{2}(b)^{-\Lambda} \qquad 2.15$$

onde: b = 2 para Cam-Clay modificado

Para argilas isotrópicas pré-adensadas, a equação (2.14) simplifica-se para:

$$\frac{S_u}{\sigma'_v} = \frac{M}{2}\left[\frac{OCR}{b}\right]^{\Lambda} \qquad 2.16$$

onde: b = 2 para Cam-Clay modificado, e

b = e para Cam-Clay original

Da equação simplificada para argilas normalmente adensadas e da equação simplificada para argilas pré-adensadas, ALMEIDA (1982) sugere a equação (2.17) que é uma outra maneira de apresentar resultados de resistência não-drenada.

$$\left[\frac{S_u}{\sigma'_v}\right]_{p.aa} = \left[\frac{S_u}{\sigma'_v}\right]_{n.a} OCR^{\Lambda} \qquad 2.17$$

Capítulo 3

Obtenção de S_u Utilizando o Ensaio SPT

3.1 - INTRODUÇÃO

O ensaio SPT (Standard Penetration Test), originário da América do Norte, é o método de sondagem mais difundido no Brasil. É largamente usado como método preliminar para determinação de parâmetros geotécnicos e também é sempre o primeiro ensaio de investigação feito no solo, pois permite a retirada de amostras representativas (podendo-se conhecer a estatigrafia do solo) e, ao mesmo tempo, possibilita obter medidas de resistência, além de apresentar custo relativamente baixo, facilidade de execução e possibilidade de trabalho em locais de difícil acesso. Não há outro método que possa desempenhar esse duplo papel com equipamento simples e de fácil operação (SAIKI, 1983). Porém, diante da viabilidade do emprego do ensaio, não se pode passar ao largo das desvantagens encontradas no SPT.

A grande desvantagem do ensaio é que este está sujeito a uma série de erros. A acurácia do ensaio é, em grande parte, dependente dos detalhes do processo de execução seguido e do equipamento utilizado pela equipe de sondagem, além da sua conhecida limitação em argilas moles e sensíveis.

SAIKI (1983) relata em seu trabalho que, no caso de areias, muitas correlações com o número de golpes N do SPT têm sido propostas para respostas práticas de pressão admissível do solo. Por outro lado, para argilas não têm sido propostas correlações neste sentido, ao que ele credita às seguintes razões:

- a interpretação e a avaliação da resistência à penetração é muito difícil para se apresentar uma correlação de maneira simples com o número de golpes N;

- obter amostras de argila indeformada é relativamente fácil, dessa maneira propriedades de engenharia do solo podem ser determinadas por ensaios de laboratórios sem maiores dificuldades.

Contudo, se se conhecer um método de avaliação da resistência não drenada de maneira simples, utilizando o princípio do ensaio SPT, então a sua utilidade e importância crescerá extraordinariamente e, consequentemente, o custo da investigação do solo tornar-se-á bem mais econômico.

Dessa maneira, por este ensaio apresentar limitações no tocante aos solos moles e, de outro lado, ser um ensaio que é largamente utilizado na investigação do solo, LOPES (1995) propôs a utilização do princípio do ensaio SPT para obtenção de S_u em argilas moles, empregando-se para isto uma nova metodologia de ensaio, a qual passa-se aqui a se denominar de SPT-S_u.

3.2 - CONSIDERAÇÕES ACERCA DO ENSAIO SPT EM ARGILA MOLE

No capítulo 2 foram apresentadas propostas de obtenção de S_u para argila utilizando-se o ensaio SPT.

O objetivo do ensaio SPT-S_u que hora se apresenta é utilizar o princípio de execução do ensaio SPT para argila mole sem, no entanto, levar em consideração o valor de N para os casos em que o amostrador penetra com a ação estática do peso de bater.

A NBR 6484 que trata da sondagem a percussão, define N como índice de resistência a penetração - expresso pelo número de golpes correspondente à cravação dos 30cm finais do amostrador padrão utilizando-se de martelo de 65 kg de massa através de quedas sucessivas deste de uma altura de 75cm. Quando a penetração do amostrador padrão ocorre só com o peso do martelo apoiado suavemente sobre a cabeça de bater, o resultado é expresso pela relação P/comprimento penetrado em cm.

Percebe-se claramente que a norma não faz referência à metodologia de ensaio para argila mole, recomendando "apoiar suavemente o martelo sobre a cabeça de bater e verificar a penetração". No que toca à classificação quanto a consistência, uma argila é muito mole quando o número de golpes for menor ou igual a 2. Portanto, no caso em que ocorre a penetração só com o peso do martelo apoiado sobre a cabeça de bater, tem-se uma argila muito mole. Isto é o que se pode extrair de um ensaio de SPT realizado em argila mole.

Não obstante, vale ressaltar a prática por parte de algumas empresas que executam serviços de sondagem de avaliação

incorreta quanto a investigação de solos moles. De acordo com o item 5.3.2 da NBR 6484, a cada metro de perfuração, a contar de 1m de profundidade, devem ser colhidas amostras do solo por meio de amostrador padrão com execução do ensaio SPT. No caso de argila mole, a interpretação do item 5.3.2 pode se dar de maneira totalmente equivocada. Quando ocorre penetração maior que 100cm (e não raramente isto ocorre), alguns sondadores interrompem imediatamente a cravação para que neste ponto sejam retiradas amostras do solo, como preconiza o item 5.3.2. da NBR 6484. Dessa maneira, entretanto, a cravação nunca passa do P/100, indicando uma avaliação completamente equivocada da penetração ocorrida de fato.

Este é um problema verificado na prática que deve ser visto com bastante atenção por parte das empresas que executam sondagens, com treinamento adequado de suas equipes. É sempre aconselhável desconfiar de índices de SPT de argila mole que nunca ultrapassem P/100, pois aí podem estar embutidos erros de execução do ensaio.

3.3 - METODOLOGIA DE ENSAIO SPT-S_u

No método SPT-S_u procede-se à cravação estática apoiando o martelo sobre a cabeça de bater. A diferença está na substituição do amostrador padrão por um *penetrômetro-SPT* que tem a ponta fechada e diâmetro externo igual ao do amostrador padrão (50,8mm), figura (3.1). O penetrômetro-SPT apresenta ranhuras horizontais para evitar que este tenha uma superfície muito lisa, diminuindo a adesão com a argila mole, e furos próximos à extremidade superior para possibilitar a entrada da água, evitando com isso a ação do empuxo. O comprimento pode ser ajustado em função da resistência

esperada para a argila mole. Entretanto, um penetrômetro-SPT com 2,00m atende à quase totalidade das situações (Lopes, 1995).

O penetrômetro-SPT pode ser feito de alumínio ou PVC. No caso da presente pesquisa foi utilizado PVC. Entretanto, para uso prolongado por firmas de investigação, recomenda-se alumínio.

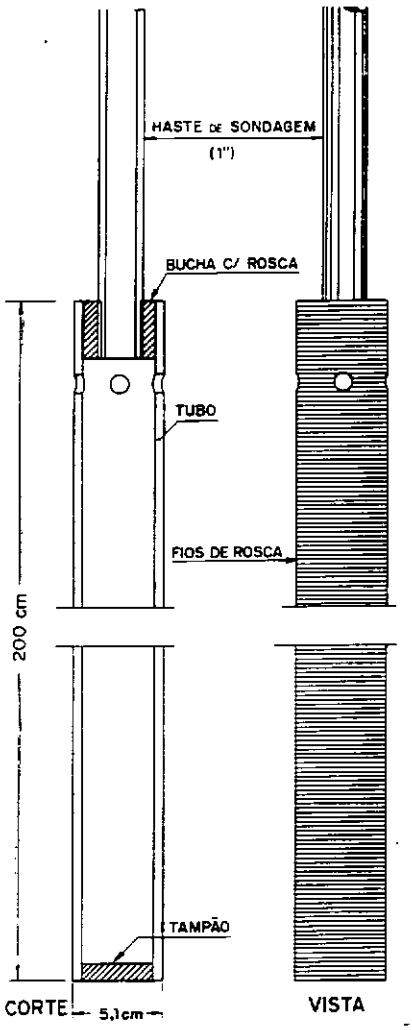


Figura 3.1 - Penetrômetro-SPT com ponta fechada para ensaio SPT-S_U (Lopes,1995)

Para realização do ensaio é necessária a mesma aparelhagem exigida pela NBR 6484. Antes da execução do ensaio proposto, deve-se proceder ao ensaio de SPT convencional para que se tenha uma idéia da extensão da camada de argila mole e sejam retiradas

amostras para ensaios de caracterização, para que daí, possa-se estabelecer o comprimento do penetrômetro-SPT para cada etapa de ensaio. Feito isto, desloca-se a torre cerca de 1m do furo SPT e executa-se o ensaio SPT-S_u de acordo com os seguintes procedimentos:

1. A execução do ensaio deve ser iniciada com o emprego do trado concha ou cavadeira manual até a profundidade de 1m, instalando-se o tubo de revestimento (que deve ter diâmetro suficiente para que o penetrômetro-SPT passe livremente) e avançando-se a perfuração por circulação de água até se alcançar a camada de argila em estudo, retirando-se em seguida a composição de perfuração. Como no ensaio SPT, o tubo de revestimento deve ficar, no mínimo, a 0,50m do fundo do furo.

2. O penetrômetro-SPT, conectado às hastes de perfuração, deve descer livremente no furo de sondagem até ser apoiado suavemente no fundo, verificando-se a eventual penetração com o peso desta composição (haste + penetrômetro-SPT).

3. Feita esta verificação, prende-se a haste com uma chave "*U*", coloca-se a cabeça de bater, apoia-se o martelo suavemente sobre a cabeça de bater e solta-se em seguida a haste, deixando-se toda a composição descer livremente. A descida da haste deve ser freiada pela chave *U* para evitar uma componente cinética do carregamento

4. Após um período de 10 minutos sem ser verificada penetração alguma, procede-se a leitura final da penetração ocorrida. Deve-se registrar, ao final de um ensaio, a penetração e o peso total envolvidos no processo, ou seja, martelo + cabeça de bater + hastes + penetrômetro-SPT.

5. Terminando o primeiro ensaio, retira-se toda a composição e procede-se a lavagem do furo até 10cm antes da cota atingida. Tal procedimento é recomendado para que no processo de lavagem não

se aproxime muito da cota determinada, podendo-se amolgar a argila naquela profundidade, comprometendo assim o ensaio seguinte.

6. Depois de lavado o furo, reinicia-se a execução do ensaio, agora já numa outra profundidade, e assim sucessivamente até se encontrar uma camada de solo mais resistente, onde não se observe penetração significativa.

As fotografias (3.1), (3.2), (3.3), mostram etapas do processo executivo.



Foto 3.1 - Colocação do conjunto penetrômetro-SPT/haste no furo.

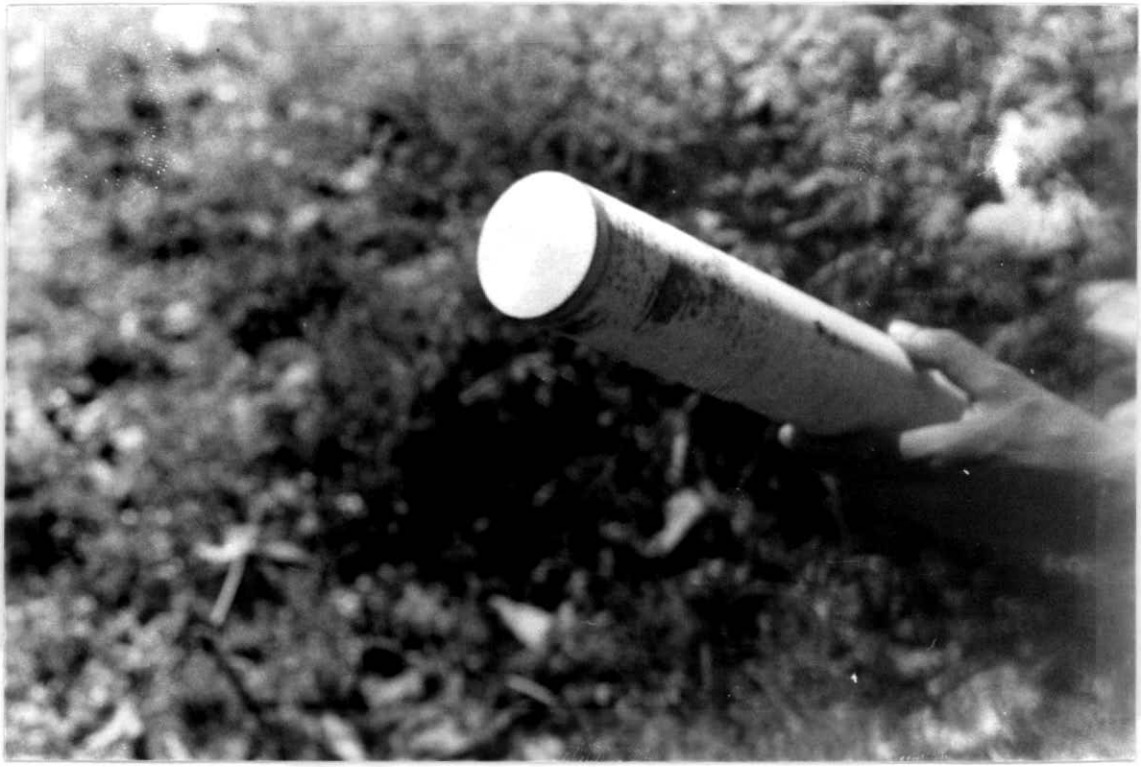


Foto 3.2 - Detalhe da extremidade inferior do penetrômetro-SPT com tampão



Foto 3.3 - Detalhe do penetrômetro-SPT acoplado à haste

3.4 - AVALIAÇÃO DE S_U

Para avaliação de S_u através do método proposto, emprega-se uma das soluções do problema de capacidade de carga de estaca.

Como o ensaio SPT-S_U foi idealizado tendo em vista a capacidade de carga de uma estaca em argila, partiu-se da definição da carga de ruptura Q_f de uma estaca:

Q_f = carga na base + carga no fuste

A carga que causa a ruptura, P_f pode ser obtida como

$$Q_f = \underbrace{N_c \times A_b \times S_u}_{base} + \underbrace{A_s \times a \times S_u}_{fuste} \qquad (3.1)$$

onde:

N_c =.coeficiente de capacidade de carga

A_b = área da base da estaca

A_s = área do fuste do estaca

S_u = resistência não-drenada

a = coeficiente de adesão

N_c pode ser considerado igual a 9,0 para efeitos práticos.

Utilizando-se a expressão da carga de ruptura para o ensaio SPT-S_U, tem-se agora que:

A_b = área da base do penetrômetro-SPT

A_s = área do fuste (penetrômetro-SPT = A_f)

a = 1,0 (devido às ranhuras horizontais)

O coeficiente de adesão *a* foi estimado de acordo com exemplos na literatura (SIMONS & MENZIES, 1981) e de acordo com a relação entre coeficiente de adesão para estacas cravadas e a resistência não-drenada ao cisalhamento da argila preconizado por TOMLINSON (1969).

Desta maneira a equação para obter S_u através do ensaio SPT-S_U passa a ser:

$$Q = 9.A_b.S_U + A_f.S_U \tag{3.2}$$

$$Q = 9.\pi R^2.S_U + 2\pi R.L.S_U \tag{3.3}$$

Onde: R = raio do penetrômetro-SPT

Q - é determinado somando-se toda a carga envolvida no ensaio, ou seja: peso do penetrômetro-SPT + peso do martelo + peso das hastes + peso da cabeça de bater.

L - será determinado de acordo com a penetração do penetrômetro-SPT. Por exemplo, se o ensaio determinar P/120, então L será igual a 120cm.

Assim resta determinar o valor de S_u, que é o objetivo do ensaio SPT-S_U. Simplificando a equação (3.3) tem-se:

$$S_U = \frac{Q}{182 + 16L} \qquad (3.4)$$

Para melhor proceder ao cálculo de S_u convém elaborar uma planilha, cujo exemplo é mostrado na quadro (3.1).Na planilha, à parcela referente a ΣQ deve ser acrescido o peso de água no penetrômetro-SPT.

Ensaio	Q_{tubo} (kgf)	Q_{haste} (kgf)	$Q_{martelo}$ (kgf)	ΣQ kgf	Prof. Média(cm)	L (cm)	S_u (KN/m^2)
1							
2							

Quadro - 3.1 Exemplo de planilha para dados do ensaio SPT-S_U

3.5 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS SPT-S_u

Para a verificação da viabilidade do método proposto, foram escolhidos três locais referentes a depósitos de argila mole no Rio de Janeiro. Um destes locais, bastante conhecido por estudos já desenvolvidos e pela disponibilidade de dados para se obter uma possível correlação, é a área de teste do IPR situada à margem do Rio Sarapuí, na Baixada Fluminense.

O segundo local é o aterro de lixo de Gramacho que se localiza às bordas da Baía de Guanabara, sendo limitado ao sul pela própria Baía, ao norte pelo Rio Sarapuí e a este pelo Rio Iguaçu. O aterro está assentado sobre argila mole com espessura entre 5 e 18 metros (Almeida. 1996).

O terceiro local escolhido foi a área de construção da sede nacional do SENAC, localizada na avenida Ayrton Senna, Barra da

Tijuca, área que se compreende na Baixada de Jacarepaguá. O ensaio SPT-S_U foi realizado neste local em conjunto com os demais ensaios (piezocone, palheta) para obtenção de parâmetros geotécnicos.

Os dados destes três locais, são apresentados em gráficos onde estão plotados valores de S_u com a profundidade obtidos através de métodos já conhecidos fazendo-se, portanto, uma comparação com a nova metodologia proposta.

3.5.1 - ARGILA DO SARAPUÍ - Estação de Tratamento de Esgotos

Os resultados do ensaio SPT-S_U para a argila do Sarapuí estão ilustrados na figura (3.2). Percebe-se que os valores do ensaio SPT-S_U encontram-se muito próximos aos valores do método Cam-Clay e próximos também do método Shansep-CK_0U, indicando uma boa correlação com estas metodologias. Comparando-se com o ensaio UU e o ensaio de palheta , o SPT-S_U apresenta valores menores, sendo a diferença mais acentuado no ensaio de palheta.

Planilha de Cálculo

Ensaio	Q_{tubo} (kgf)	Q_{haste} (kgf)	$Q_{martelo}$ (kgf)	ΣQ (kgf)	Prof. Média (cm)	L (cm)	S_u (KN/m^2)
1	* 4.0	3.0	65	72+8	2.16	193	2.5
2	**2.0	15.0	65	82+4	3.84	142	3.5
3	2.0	21.0	65	88+4	4.92	74	6.7
4	2.0	24.0	65	91+4	6.08	159	3.5

* Tubo de 4.0 metros; ** Tubo de 2.0 metros

Na parcela referente a ΣQ foi acrescido o peso de água no interior do penetrômetro-SPT.

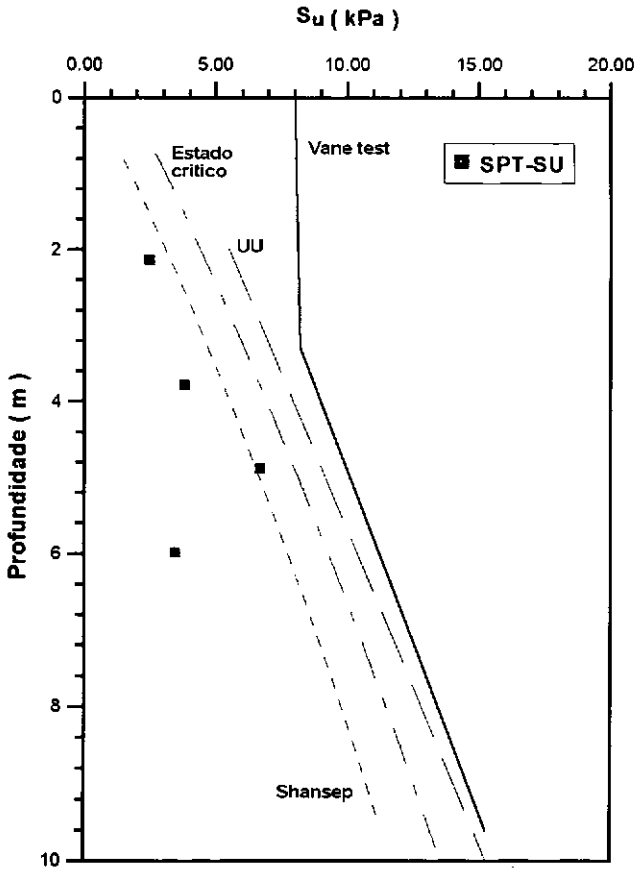


Figura 3.2 - Resultado de ensaio SPT-S_U para argila de Sarapuí (Fonte dos demais ensaios: Almeida, 1982; Ortigão, 1983)

3.5.2 - ARGILA DE GRAMACHO - Aterro de Lixo

A figura (3.3) mostra os valores de S_U obtidos com o ensaio SPT-S_U para a argila do aterro de lixo de Gramacho que são comparados com os dados obtidos do ensaio de piezocone e de palheta. Verifica-se que os valores do ensaio SPT-S_U estão bem próximos aos obtidos com o piezocone. Estes valores de piezocone foram obtidos por Ehrlich (1994), cujo ensaio teve lugar na mesma área onde foi realizado o ensaio SPT-S_U (em torno da sondagem SP-C) e que está indicada na

figura (3.4).

EHRLICH (1994) observa que neste ponto a resistência é "bem menor que o depósito da área de teste do IPR/DNER" situada na margem esquerda do rio Sarapuí. Comparando-se com o ensaio de palheta (SANDRONI,1993), o ensaio SPT-S_U apresentou faixa de valores muito inferior, seguindo a tendência verificada nos dados encontrados para a argila do Sarapuí.

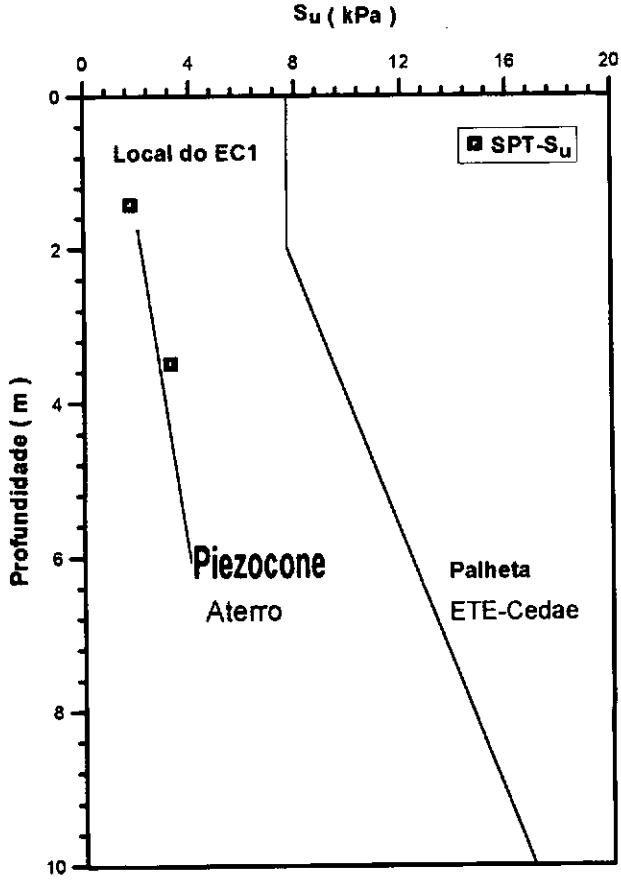


Figura 3.3 - Valores de SPT-S_U para a argila do aterro de lixo Gramacho

Planilha de Cálculo

Ensaio	Q_{tubo} (kgf)	Q_{haste} (kgf)	$Q_{martelo}$ (kgf)	ΣQ (kgf)	Prof. Média(cm)	L (cm)	S_u (KN/m^2)
1	*3.0	12	65	80+6	143	286	1.8
2	**2.0	12	65	79+4	359	145	3.3

* Tubo de 3.0 metros; ** Tubo de 2.0 metros

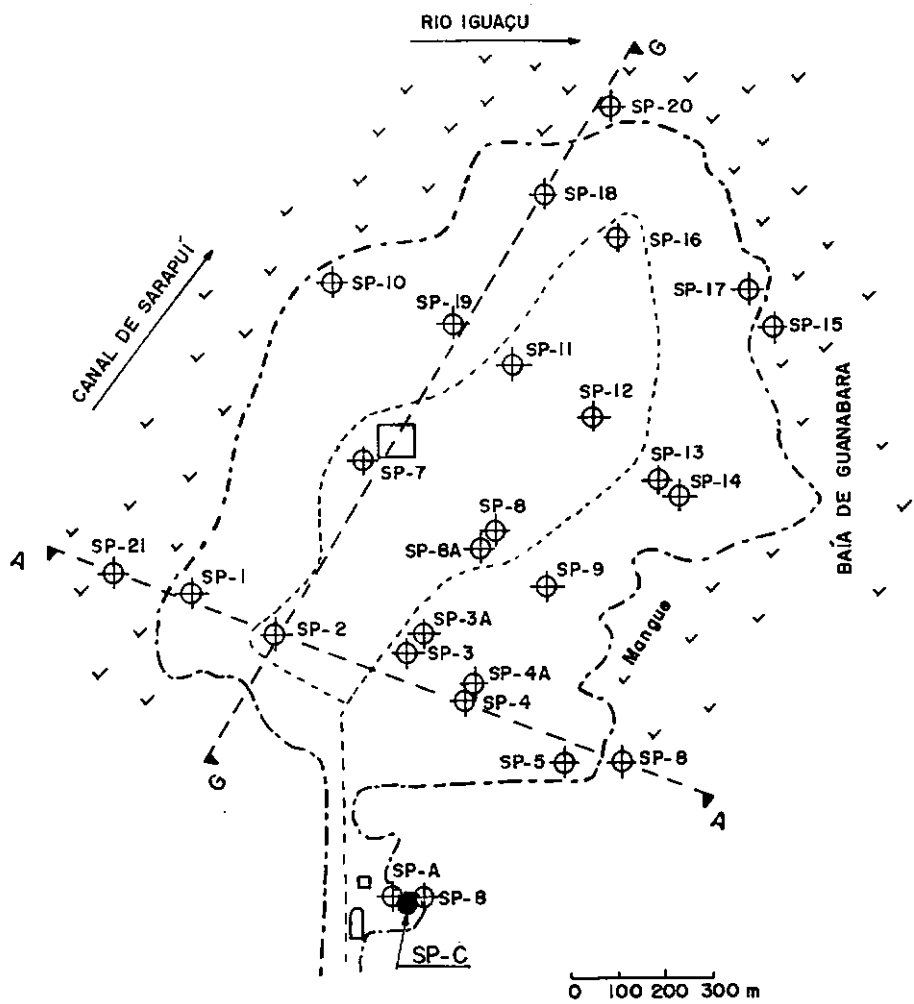


Figura 3.4 - Vista em planta do aterro de lixo de Gramacho (Ehrlich e outros, 1994)

As fotos 3.4 e 3.5 mostram etapas do processo de ensaio no aterro de lixo de Gramacho.



Foto 3.4 - Ensaio de SPT-S_U na argila de Gramacho



Foto 3.5 - Procedimento para ensaio SPT-S_U

3.5.3 - ARGILA DA BAIXADA DE JACAREPAGUÁ

A figura (3.5) mostra os resultados obtidos com o ensaio SPT-S_U para a argila de Jacarepaguá comparados com outras metodologias, seguida de planilha utilizada para o cálculo de S_U através da equação 3.4.

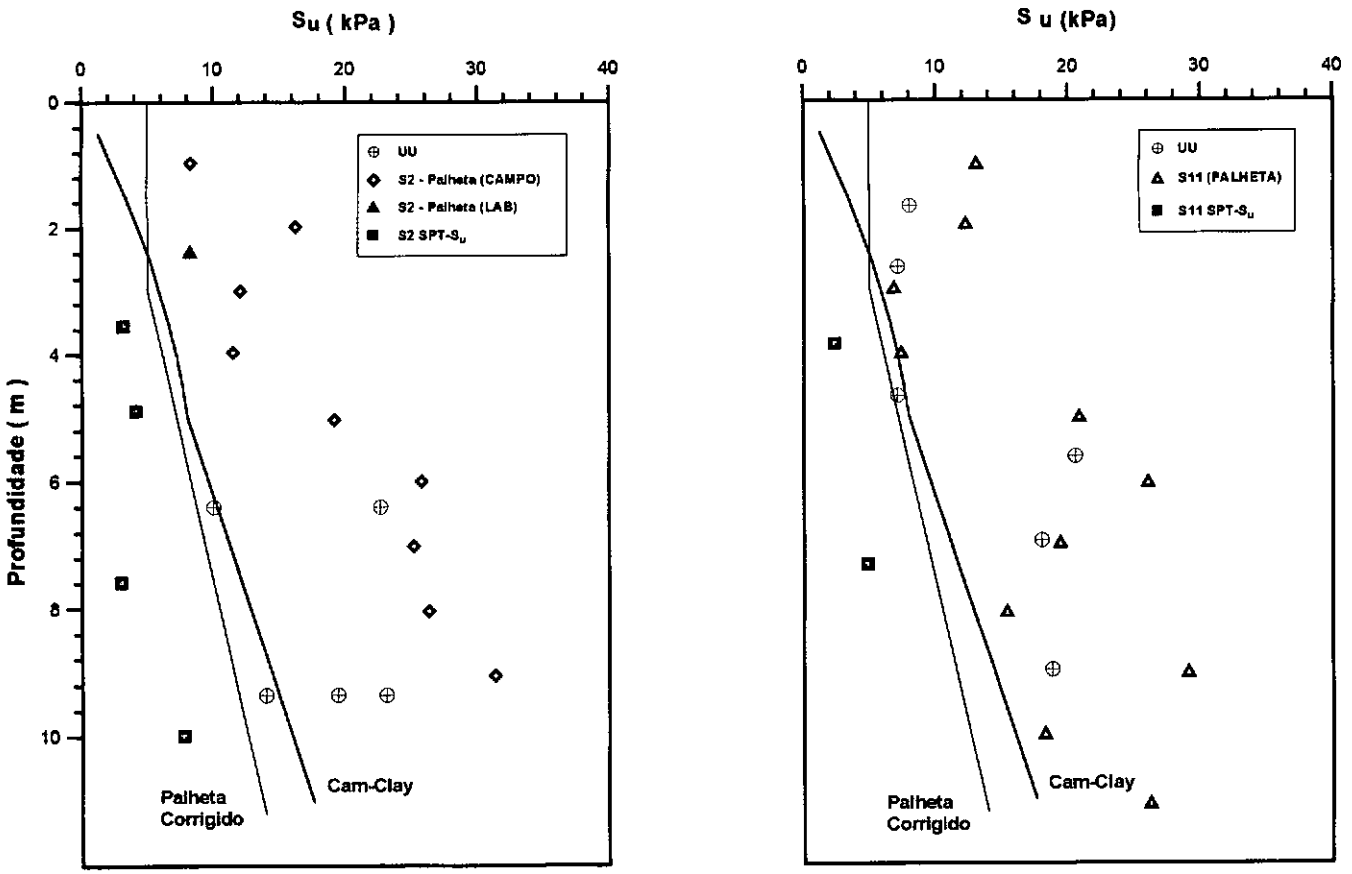


Figura 3.5 - Resultado de ensaio SPT-S_U em conjunto com outros ensaios para a argila da Baixada de Jacarepaguá

Planilha de Cálculo (furo 2)

Ensaio	Q_{tubo} (kgf)	Q_{haste} (kgf)	$Q_{martelo}$ (kgf)	ΣQ (kgf)	Prof. Média(cm)	L (cm)	S_u (KN/m^2)
1	2	9	65	76+4	350	150	3.1
1.1	2	15	65	82+4	490	120	4.1
2	2	24	65	91+4	760	184	3.0
3	2	30	65	97+4	100	70	7.8

Planilha de Cálculo (furo 11)

Ensaio	Q_{tubo} (kgf)	Q_{haste} (kgf)	$Q_{martelo}$ (kgf)	ΣQ (kgf)	Prof. Média(cm)	L (cm)	S_u (KN/m^2)
1	2	9	65	76+4	390	201	2.4
2	2	21	65	88+4	730	106	4.9

Para a argila da baixada de Jacarepaguá o SPT-S_u, apresenta valores mais próximos com o ensaio de palheta corrigido, o que não foi verificado em Sarapuí. Com relação ao ensaio UU o SPT-S_U mantém-se numa faixa de valores inferior, seguindo a mesma tendência verificada na argila de Sarapuí.

As fotos 3.6 e 3.7 mostram a realização do ensaio SPT-S_U na argila de Jacarepaguá.



Foto 3.6 - Ensaio SPT-S_U na argila da Baixada de Jacarepaguá

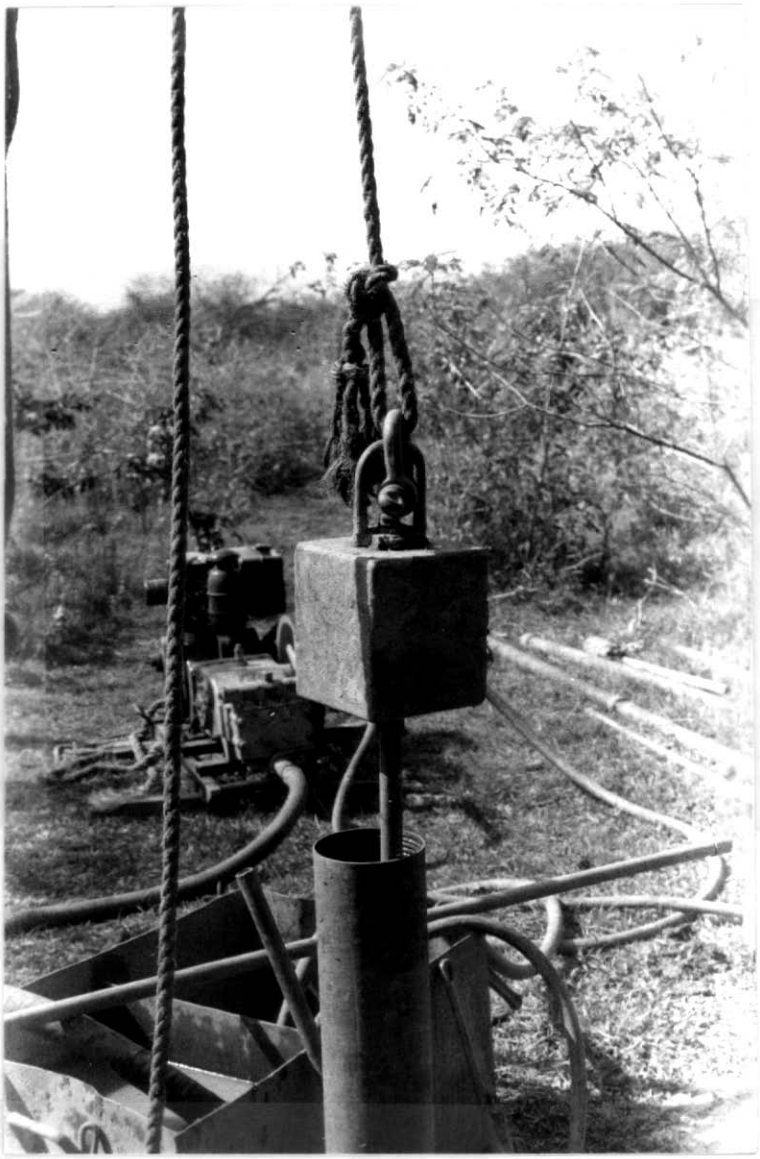


Foto 3.7 - Ensaio de SPTU - S_U na argila da Baixada de Jacarepaguá

3.6 - METODOLOGIA SPT-S_u UTILIZANDO O AMOSTRADOR PADRÃO

3.6.1 - Avaliação de S_U

Durante a fase de estudo da viabilidade do método SPT-S_U, pensou-se em aplicar a mesma metodologia utilizando-se o amostrador padrão (Raymond-Terzaghi). A proposta inicial era de aplicar a metodologia nos casos em que a penetração ocorresse até o comprimento do amostrador padrão (cerca de 70cm). Então, a equação (3.1) seria:

$$Q = (N_c \times A_b + L_1 \times A_s \times a)\ S_u \qquad (3.5)$$

Onde: $N_c = 9$

A_b = área da base do amostrador

A_s = área do amostrador

L_1 = penetração do amostrador em cm (menor que 70cm)

a = coeficiente de adesão

Tomando-se a = 0,5 tem-se:

$$Q = (9\pi R^2 + L_1 \times 2\pi R \times 0{,}5)\ S_u \qquad (3.6)$$

Onde: R = raio do amostrador

Q = peso total (haste + amostrador + martelo + cabeça de bater)

S_u = resistência não-drenada

Da idéia original, passou-se a levar em consideração também a penetração da haste, o que era o mais comum de ocorrer, visto que a proposta anterior limitava muito a aplicabilidade da metodologia. Dessa maneira, foi introduzida na equação (3.5) a parcela referente a haste.

$$Q = (N_c \times \pi R_1^2 + L_1 \times 2\pi R_1 \times a_1 + L_2 \times 2\pi R_2 \times a_2).S_U \qquad (3.7)$$

Onde: R_1 = raio do amostrador

R_2 = raio da haste

L_1 = penetração do amostrador

L_2 = penetração da haste

a_1 = coeficiente de adesão para amostrador = 0,5

a_2 = coeficiente de amolgamento para haste = 0,6

A diferenciação entre o coeficiente de adesão e de amolgamento se dá devido a diferença de diâmetro do amostrador e das hastes, onde achou-se conveniente estimar para o amostrador a = 0,5 e para haste a = 0,6. Isto porque, quando ocorre a penetração do amostrador, que possui um diâmetro maior, a argila, até então, encontrava-se no seu estado natural, vindo a ser amolgada e, portanto, tendo a sua resistência afetada. Quando ocorre a penetração da haste, esta se dá num meio já amolgado, visto que, o diâmetro da haste é

menor que o do amostrador, consequentemente a resistência oferecida à penetração da haste será menor. Assim, levando-se em conta dados encontrados na literatura, estimou-se valores de coeficientes de adesão diferentes para haste e para amostrador.

3.6.2 - Apresentação dos Resultados Obtidos

Num levantamento de locais de argila mole onde o ensaio SPT tenha sido utilizado - juntamente com outro tipo de ensaio para avaliação do S_u - encontrou-se duas obras: (a) Estação de Tratamento de Esgoto na argila do Sarapuí e (b) canalização do Rio Jacaré.

Com relação a Estação de Tratamento de Esgoto de Sarapuí, os dados coletados foram muito poucos, devido, ao fato de que ainda não se pretendia aplicar a metodologia SPT-S_U para o amostrador padrão, obtendo-se portanto, um único ponto para caracterizar o S_U por este método (Figura 3.6).

Já no caso do rio Jacaré a estimativa do S_U foi feita tomando-se como base dados de sondagens SPT já realizadas, não tendo sido feito portanto, o acompanhamento sistemático do ensaio. Sendo assim, o peso total envolvido em cada etapa do ensaio foi estimado de acordo com a profundidade alcançada e com a experiência adquirida no acompanhamento de sondagens a percussão.

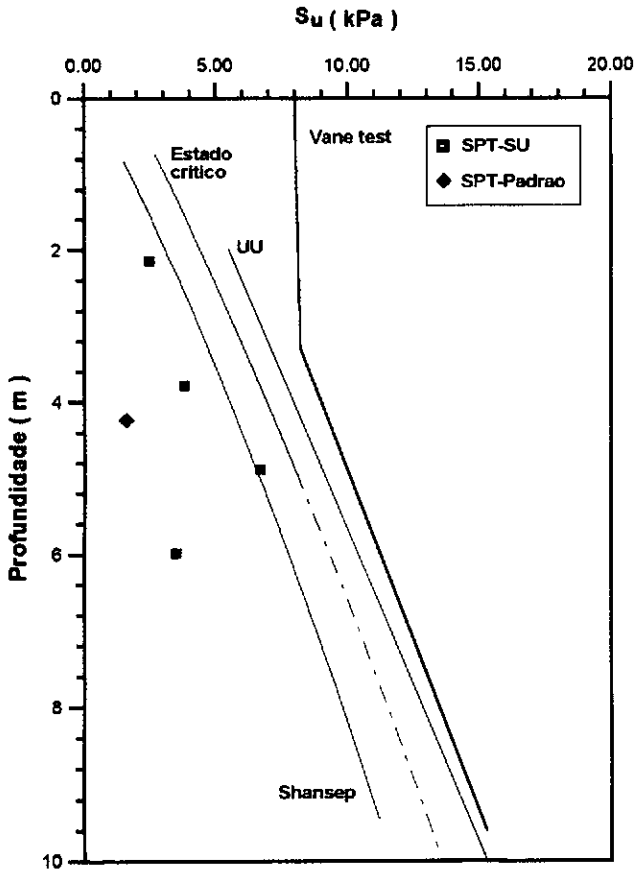


Figura 3.6 - Resultado de ensaio SPT-S_U com amostrador padrão para a argila de Sarapuí

Planilha de Cálculo de S_U Utilizando a Equação 3.7

Ensaio	Q_{amost} (kgf)	Q_{haste} (kgf)	$Q_{martelo}$ (kgf)	ΣQ (kgf)	Prof. Média(cm)	L (cm)	S_u (KN/m^2)
1	5	24	65	94	425	451	1.6

A figura (3.7) mostra dados de S_U obtidos do ensaio SPT-S_U com amostrador padrão para a argila do Rio Jacaré. Neste caso o S_U médio encontrado através de outras metodologias foi de 15 KPa, evidenciando proximidade com a faixa de valores obtida com o SPT-S_U.

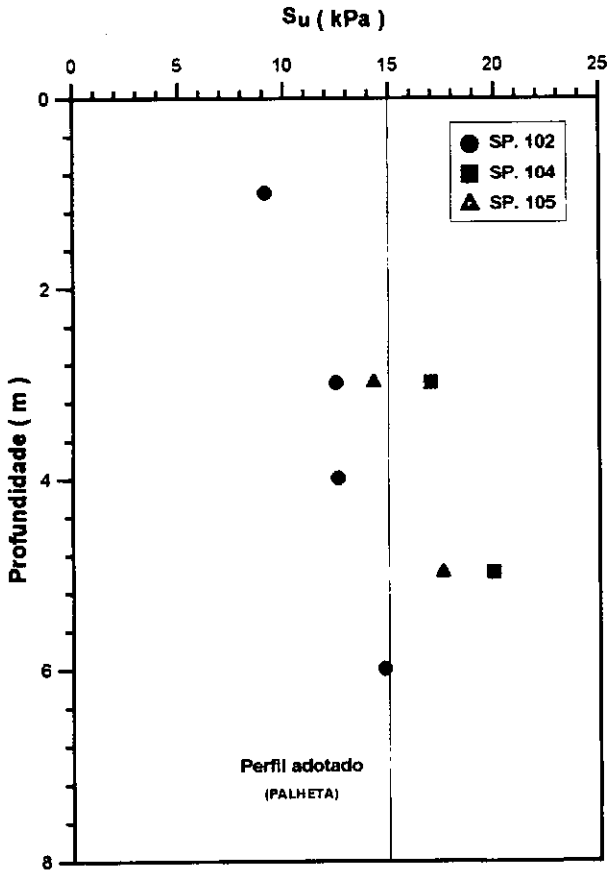


Figura 3.7 - Resultado do ensaio SPT-S_U com amostrador padrão para o rio Jacaré

Porém, vale ressaltar que a aplicação desta metodologia requer o acompanhamento constante de todo o processo de sondagem para que seja conferido todo o peso empregado no ensaio (haste, martelo, amostrador) e verificada a profundidade média de realização do mesmo. É primordial também que o ensaio seja conduzido de com o procedimento correto, ou seja, não interromper o ensaio para retirada de amostras sem que toda a composição tenha parado de descer.

Procedimento incorreto foi verificado nas sondagens (1ª campanha) da obra SENAC, Baixada de Jacarepaguá, o que impossibilitou a coleta dos dados necessários à aplicabilidade da metodologia SPT-S_U com amostrador padrão.

CAPÍTULO 4

Características do Depósito de Argila Mole da Baixada de Jacarepaguá - Obra do SENAC

4.1 - INTRODUÇÃO

A obra SENAC constitui um projeto de grande porte que objetiva construir o Centro de Tecnologia da Educação do SENAC - sede nacional da instituição - localizada na avenida Ayrton Senna, s/n, Barra da Tijuca - RJ, cuja área está inserida na Baixada de Jacarepaguá, figura (4.1).

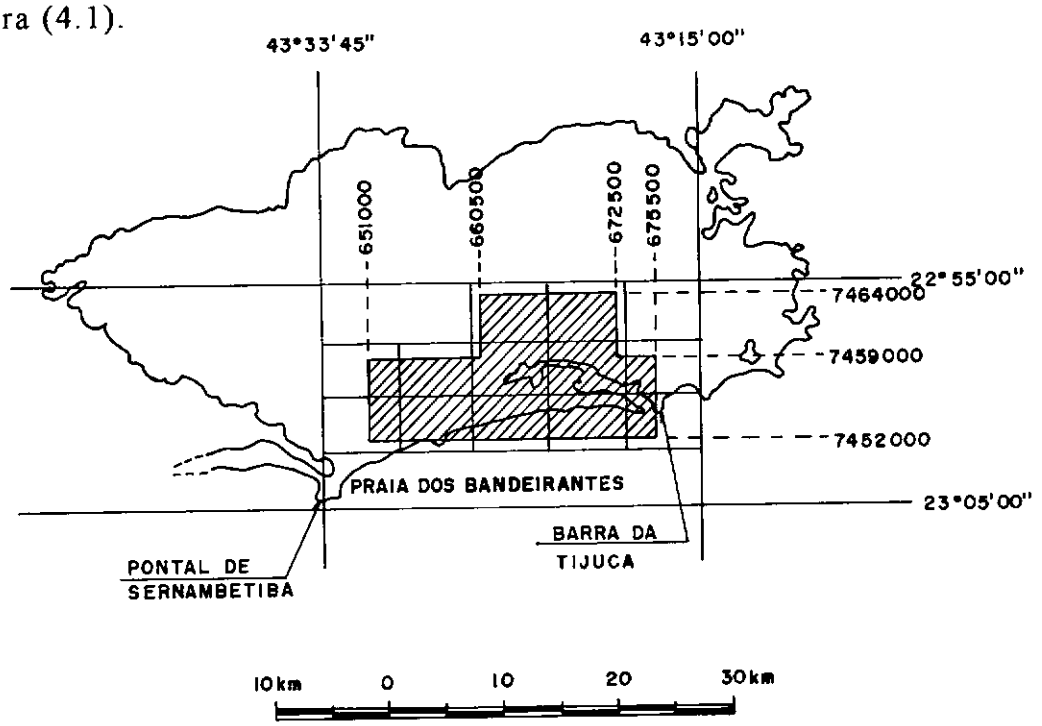


Figura 4.1 a) - Localização da área de mapeamento da Baixada de Jacarepaguá (Cabral, 1983)

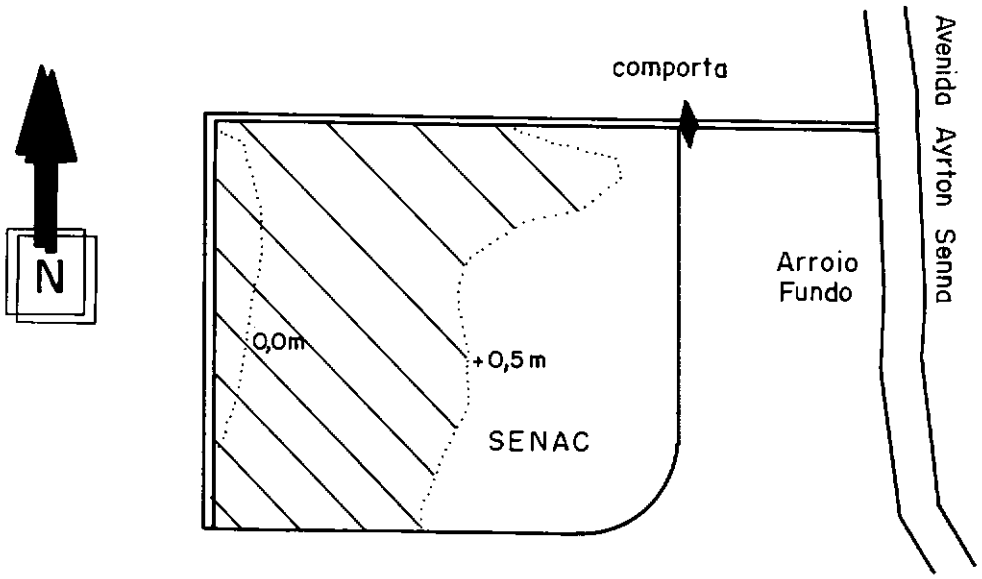


Figura 4.1 b) - Representação da área que compreende a obra SENAC

O projeto do Centro de Tecnologia da Educação prevê grandes edificações e execução de aterros para acesso. Por se tratar de uma área onde o solo local consiste de uma argila muito mole, foram necessários estudos detalhadas para a caracterização e determinação dos parâmetros geotécnicos do local, tornando-se, portanto, mais uma área de referência para o estudo da argila mole do Rio de Janeiro, a exemplo de Sarapuí e Juturnaíba. Apresentam-se neste capítulo uma descrição da área estudada e os parâmetros geotécnicos encontrados.

4.2 - A Baixada de Jacarepaguá

A Baixada de Jacarepaguá abrange uma área total da ordem de 102km^2, dos quais 89km^2 correspondem a terra firme e 13 km^2 são ocupados por lagunas. Os sedimentos que compõem a planície resultam de oscilações glacioeustáticas ocorridas no quaternário (CABRAL, 1983).

CABRAL (1983) considera a Baixada de Jacarepaguá constituída essencialmente por areias marinhas e lagunares, associadas a argilas orgânicas com turfa. As camadas turfosas que recobrem os solos orgânicos alcançam espessuras da ordem de 3,5m. As camadas de argila mole atingem espessuras variando de 10m a 15m, o que foi ratificado no estudo da obra SENAC.

4.3 - Campanha de Investigação

A campanha de investigação para obtenção de parâmetros geotécnicos constou de :

a) furos de sondagem tipo SPT de simples reconhecimento e furos de sondagem para retirada de amostras indeformadas ao longo do depósito de argila mole;

b) ensaios de laboratório - caracterização, edométrico e ensaios triaxiais tipo UU e CIU;

c) ensaios de campo - piezocone e palheta.

As sondagens à percussão para simples reconhecimento ficaram a cargo da Geotécnica SA, assim como a retirada de amostras indeformadas tipo "shelby", para ensaios de laboratório. Os ensaios de palheta "in situ" foram executados com o aparelho Geonor pela equipe da Geotécnica SA.

Os ensaios de piezocone, como também todos os ensaios de laboratório, ficaram a cargo do Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. A figura (4.2) apresenta as locações das sondagens realizadas na obra.

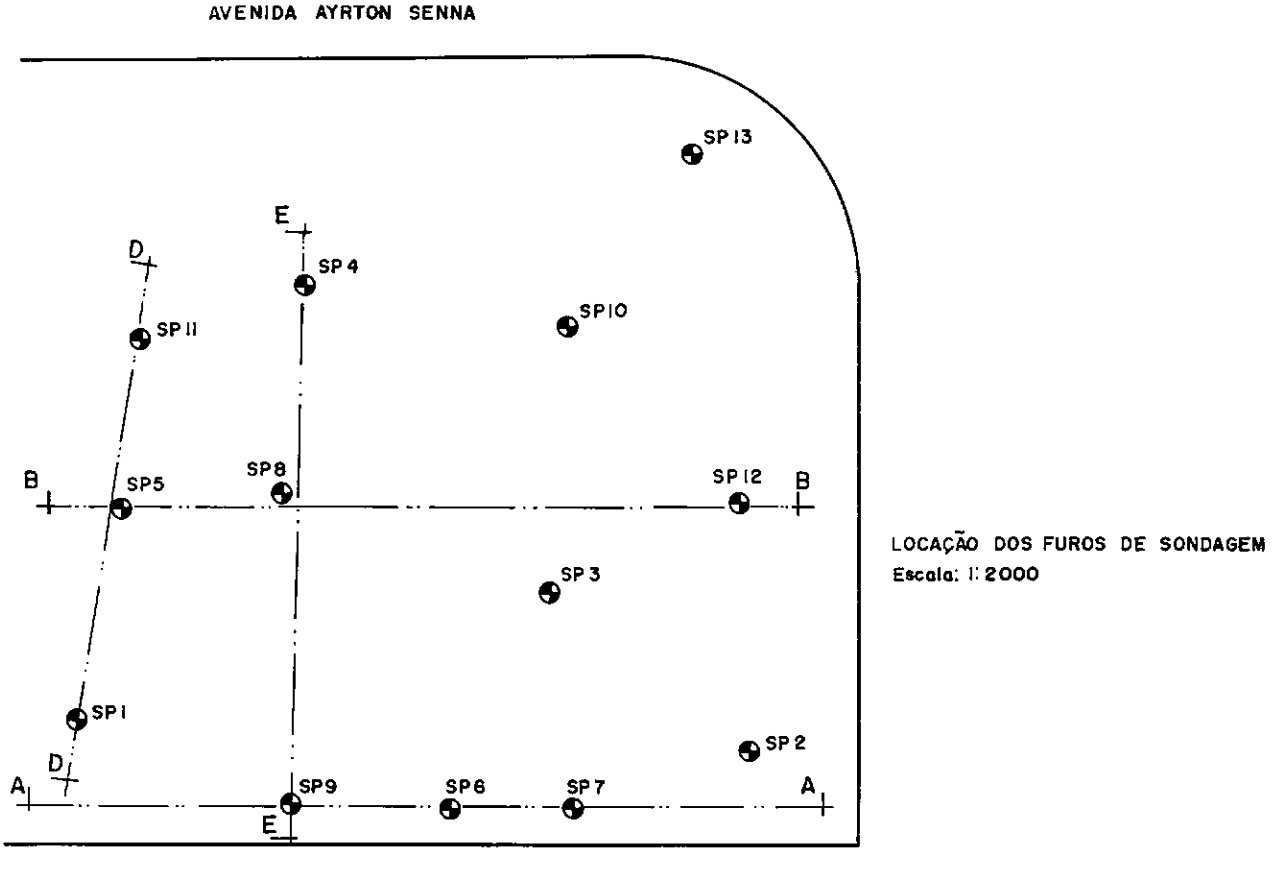


Figura 4.2 - Locação das sondagens realizadas na obra SENAC (COPPETEC, 1995 a)

4.4 - Sondagens à Percussão

Com base nos estudos oriundos das sondagens de simples reconhecimento, foram feitos perfis geológico-geotécnicos envolvendo os diversos furos de sondagem. A figura (4.3) mostra o perfil relativo à seção transversal AA, como característica da área estudada.

O perfil típico do local pode ser descrito da seguinte maneira:

- turfa, camada superior de cerca de 3m de espessura;
- camada de argila muito mole de cor cinza, variando entre o claro e o escuro, de origem flúvio marinha com fragmentos de concha, apresentando espessura média de 12m;
- solo arenoso compacto, cinza claro, de origem aluvial;
- solo argilo arenoso residual.

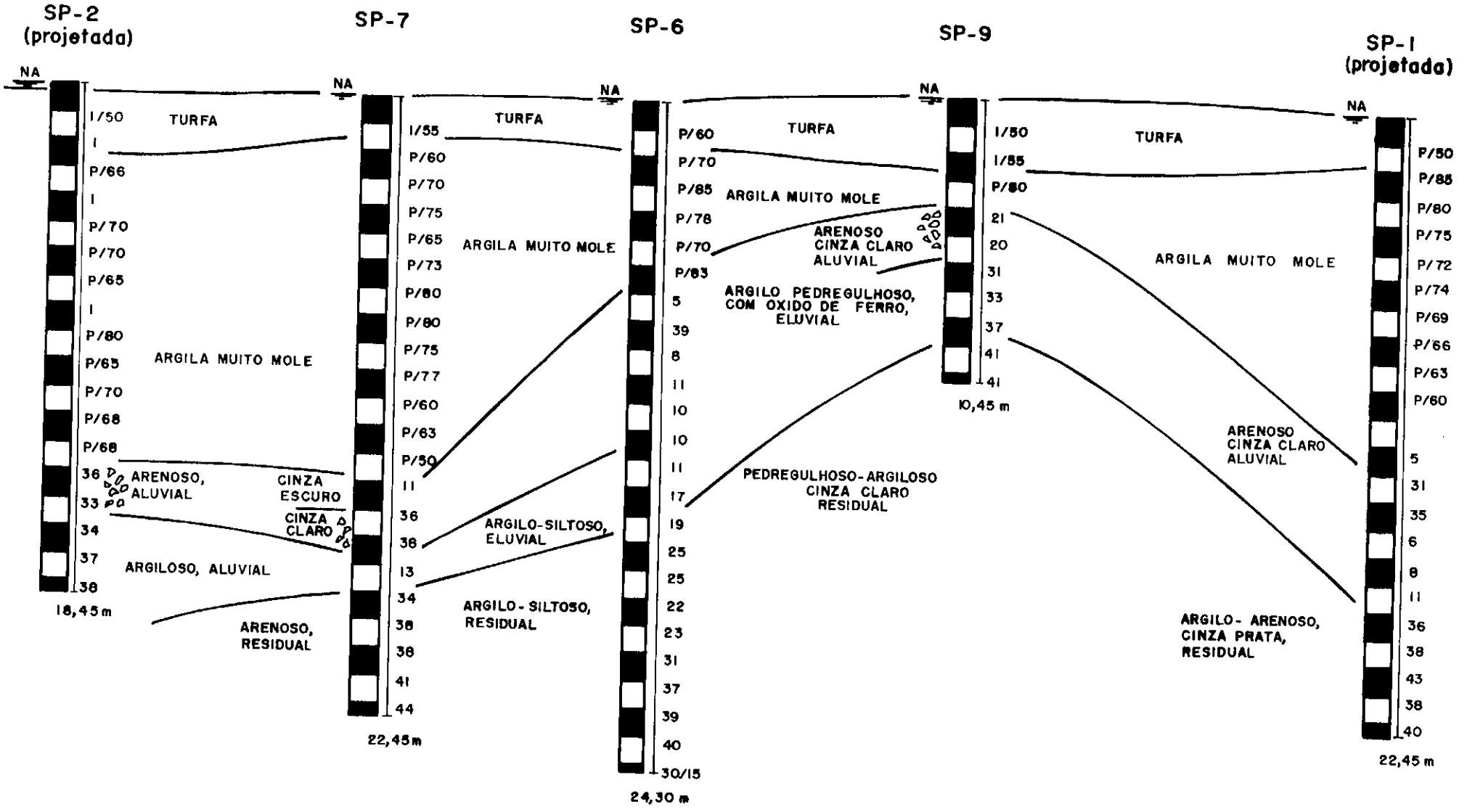


Figura 4.3 - Perfil geológico geotécnico da seção transversal AA

(COPPETEC, 1995 a)

4.5 - Ensaios de Laboratório

4.5.1 - Retirada de Amostras Indeformadas

As amostras indeformadas foram obtidas de acordo com o preconizado pela NBR-9820 e utilizando amostrador de pistão estacionário de parede fina de 100mm de diâmetro interno, do tipo Osterberg, fabricado pela Geonor, operado hidraulicamente.

As amostras foram obtidas dos furos S-2, S-7, S-8, S-10, S-11, figura (4.2). Esses furos são a base de referência nas correlações entre os dados obtidos de ensaios de laboratório e ensaios de campo.

4.5.2 - Ensaios de Caracterização

Os ensaios de caracterização foram realizados conforme as normas da ABNT:

Limite de liquidez (LL) - NBR 6459

Limite de plasticidade (LP) - NBR 7180

Densidade real dos grãos (Gs) - NBR 6508

Análise granulométrica por sedimentação - NBR 7181

Vale ressaltar que os ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade foram realizados sem secagem prévia, devido à presença de matéria orgânica na argila mole. A tabela (4.1) apresenta os valores dos ensaios de caracterização realizados pela Geotécnica de amostradores de ϕ 50,8mm. Na figura (4.4) apresenta-se o teor de umidade (W) em função da profundidade.

AMOSTRA (FURO)	PROF. (m)	Wnat (%)	LL (%)	LP (%)	Gs
S2	0,70	625,80	464,00	214,00	1,74*
	3,70	179,30	72,00	38,00	2,57
	7,00	171,20	84,00	73,00	2,50
S7	2,70	200,70	192,00	48,80	2,45
	6,70	218,10	213,00	60,70	2,29
	9,70	140,30	126,70	45,70	2,58
S8	2,70	175,00	177,00	47,70	2,29
	6,70	-	263,00	107,9	2,58
	9,70	139,00	127,20	32,00	2,47
S11	2,70	221,00	199,00	78,40	2,47
	6,70	76,50	-	-	2,63
	9,70	100,70	78,70	42,10	2,5

* Valor baixo em função de matéria orgânica

Tabela 4.1 - Ensaios de caracterização (COPPETEC, 1995 b)

Nota-se que o teor de umidade varia de 100% a 500%, LL entre 70% e 450%, índice de plasticidade (IP) entre 120% e 250%, evidenciando, dessa maneira, valores mais elevados que os encontrados, por exemplo, na argila mole de Sarapuí, RJ. O peso específico médio é cerca de 12,5 KN/m^3, um pouco inferior a 13,3 KN/m^3 obtido na argila de Sarapuí (Ortigão, 1980). A atividade da argila mole da Barra da Tijuca (Baixada de Jacarepaguá), definida pela relação $\frac{IP}{\%\,\text{argila}}$, encontra-se na faixa de 1,2 a 3,1.

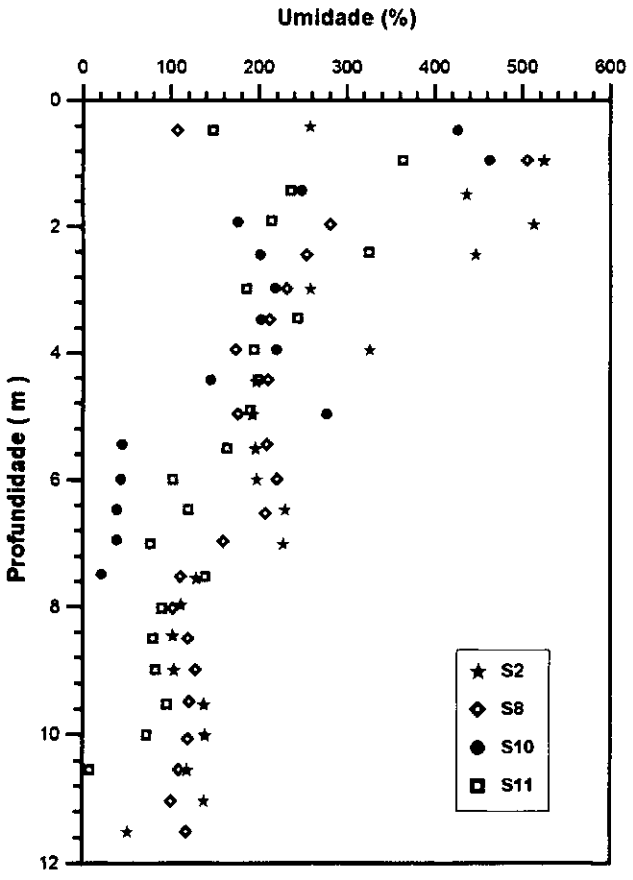


Figura 4.4 - Teor de umidade para a argila da Baixada de Jacarepaguá (Lacerda e Almeida, 1995)

4.5.3 - Ensaios Edométricos

Ensaios edométricos convencionais foram conduzidos em amostras indeformadas de boa qualidade moldadas em anéis biselados com 5cm de diâmetro e 2cm de altura. O resultado de um ensaio típico é apresentado no anexo 1.

Os resultados para a argila mole da Barra da Tijuca (Baixada de Jacarepaguá) indicam pré-adensamento, o que é

característico das argilas moles do Rio de Janeiro. A tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) foi determinada pelo método de Pacheco Silva, apresentando valor médio da ordem de 34KPa. No apêndice 2 apresentam-se os valores de σ'_{vm}, σ'_{vo} e OCR.

O perfil de OCR com a profundidade está indicado na figura (4.5). Pode-se observar que o valor de OCR decresce com a profundidade, tornando-se constante com média de 1,5 a partir dos 4m de profundidade

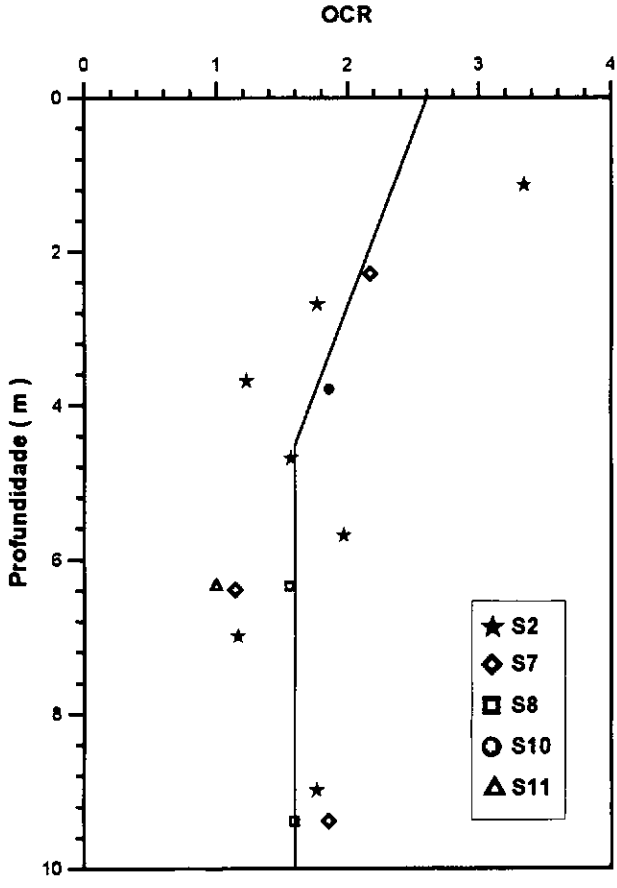


Figura 4.5 - Perfil de OCR para a argila da Baixada de Jacarepaguá

Os parâmetros de compressibilidade indicam ser a argila mole da Baixada de Jacarepaguá bastante compressível, com valor médio de CR igual a 0,52. O quadro 4.1 apresenta valores de CR para outros depósitos de argila mole brasileira.

Local	Valor de CR
Jacarepaguá	0,52
Sarapuí	0,36 - 0,41
Recife	0,45
Santos	0,33 - 0,51
Sergipe	0,31 - 0,43

Quadro - 4.1 Valores de CR para argilas brasileiras

$$CR = \frac{C_c}{1+e_0} \qquad 4.1$$

onde C_c = índice de compressão

e_0 = índice de vazios

A relação $\frac{C_s}{C_c}$, onde C_s é o índice de descompressão, apresenta valores entre 0,08 e 0,12.

4.5.4 - Ensaios Triaxiais

Foram realizados ensaios do tipo UU e CIU para obtenção de parâmetros de resistência. Na figura (4.6) são apresentados os valores de resistência não drenada (S_u) em conjunto com dados do ensaio de palheta e método Cam-Clay. Os valores aqui obtidos para a argila da Barra da Tijuca estão entre 10KPa e 20KPa, maiores que a faixa de valores verificada em Sarapuí, compreendida entre 5KPa e 10KPa, como mostrado na figura. Curvas tensão-deformação típicas dos ensaios UU encontram-se no anexo 3.

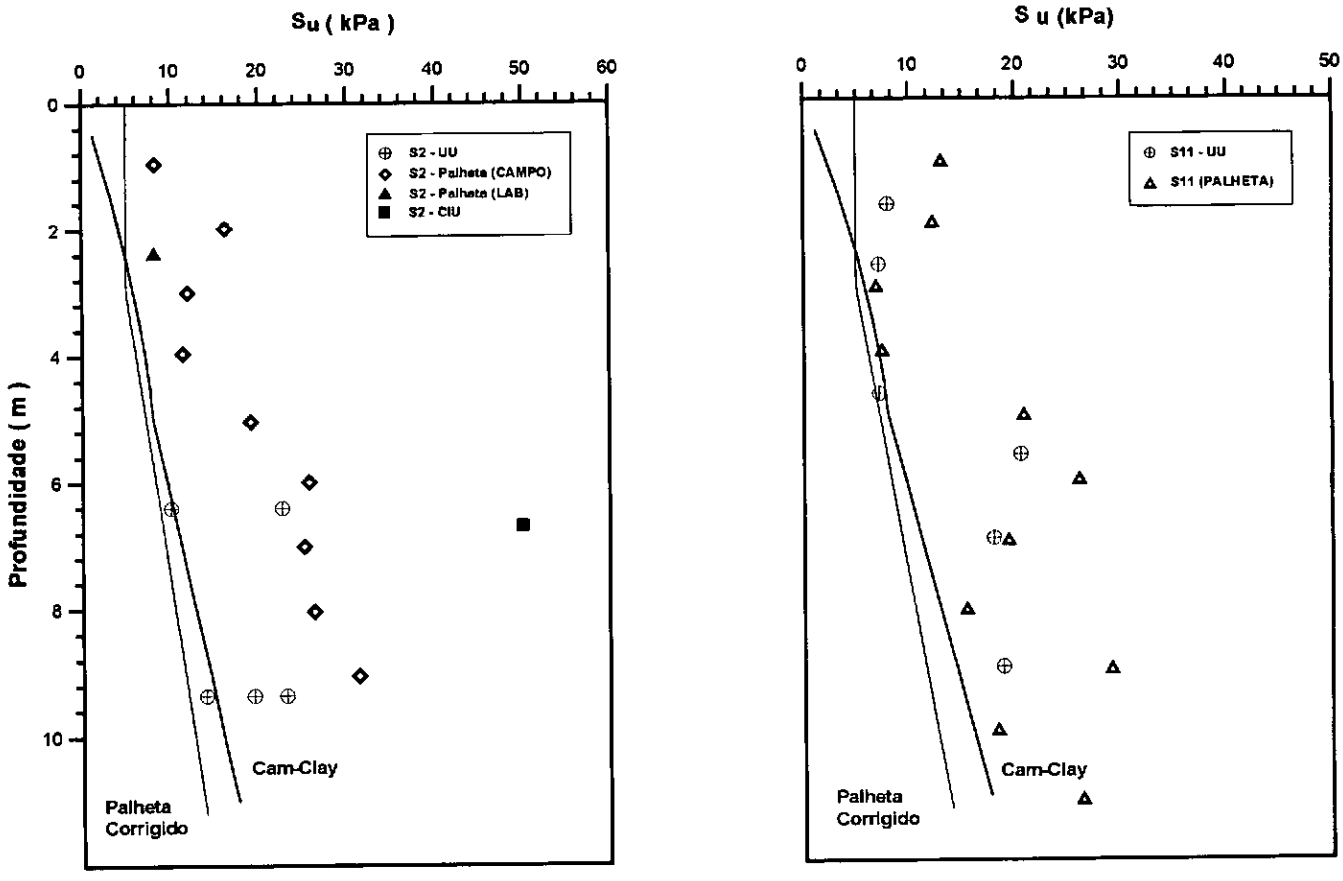


Figura 4.6 - Perfil de S_U para a argila da Baixada de Jacarepaguá

O ângulo de atrito efetivo ϕ' foi obtido da envoltória transformada de resistência unindo-se os pontos de ruptura através de uma reta cuja inclinação é o angulo α Através da correlação dos coeficientes desta reta com os coeficientes da envoltória de resistência ($\text{sen}\,\phi' = \text{tg}\,\alpha$) calcula-se o valor de ϕ'. Para a argila da Baixada de Jacarepaguá o ângulo de atrito efetivo apresenta valor bastante elevado, da ordem de 40°, o que leva a crer que o teor de matéria orgânica presente na argila tenha sido um fator de influência na obtenção de ϕ'. Coutinho (1986) obteve valores de ϕ' de até 53° para as argilas orgânicas de Juturnaíba.

O índice de rigidez Ir definido pela equação $Ir = \frac{G}{S_U}$ onde

G = módulo cisalhante foi obtido de ensaios triaxiais CU , encontrando-se para esta argila valor igual a $Ir = \frac{G}{S_U} = \frac{Eu}{3S_U} = \frac{6888{,}89}{74} = 93.$

4.6. - Ensaios de Palheta de Campo

Os ensaios de palheta realizados na argila mole da Barra da Tijuca constam da figura (4.7) onde estão plotados valores de resistência não drenada do solo natural, como também a resistência do solo amolgado. Foram realizados 32 ensaios de palheta em três furos, tendo-se como referência as sondagens SP-01, SP-02 e SP-11.

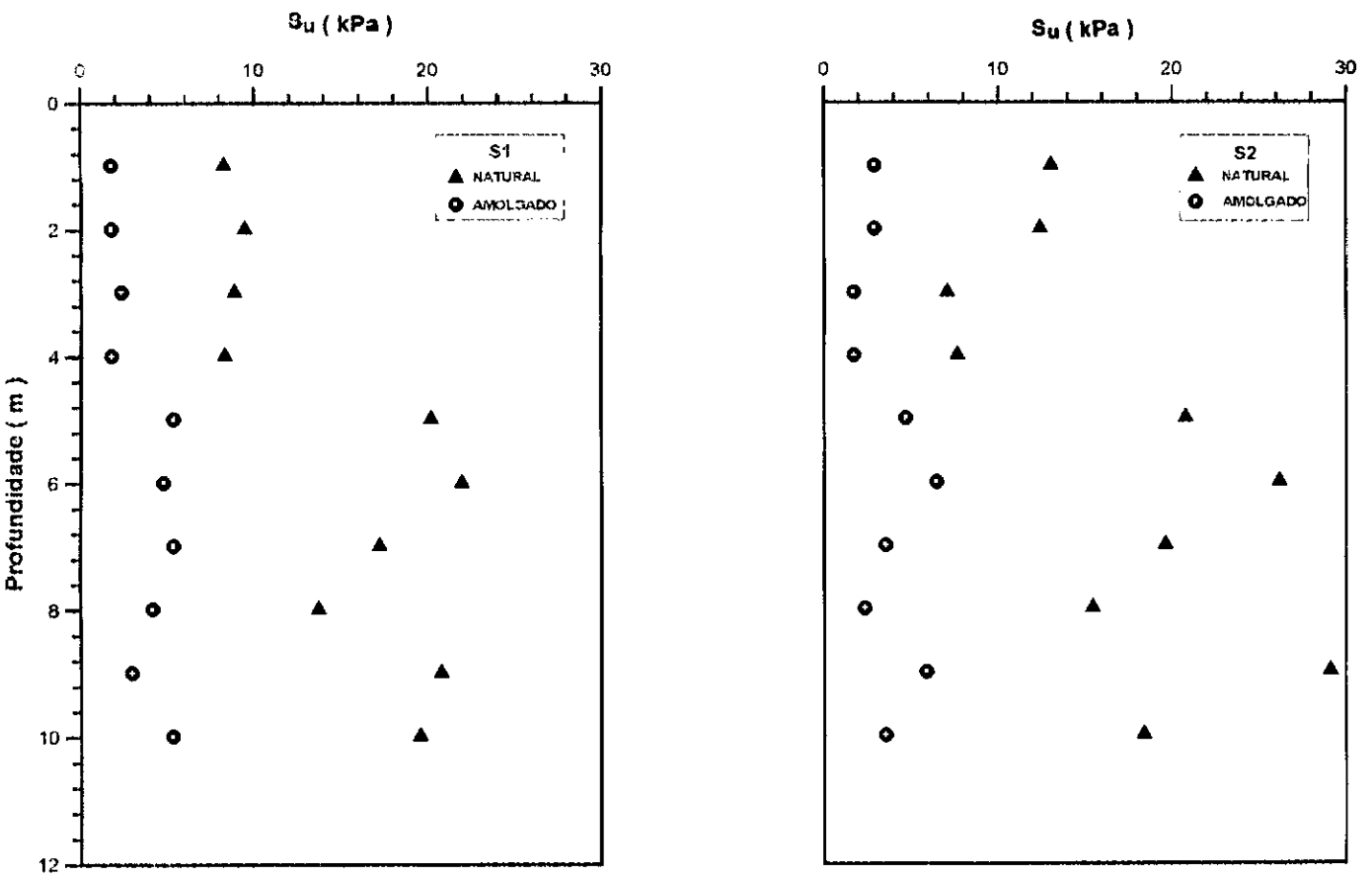


Figura 4.7 a) Resultado de ensaio de palheta, furos S1 e S2

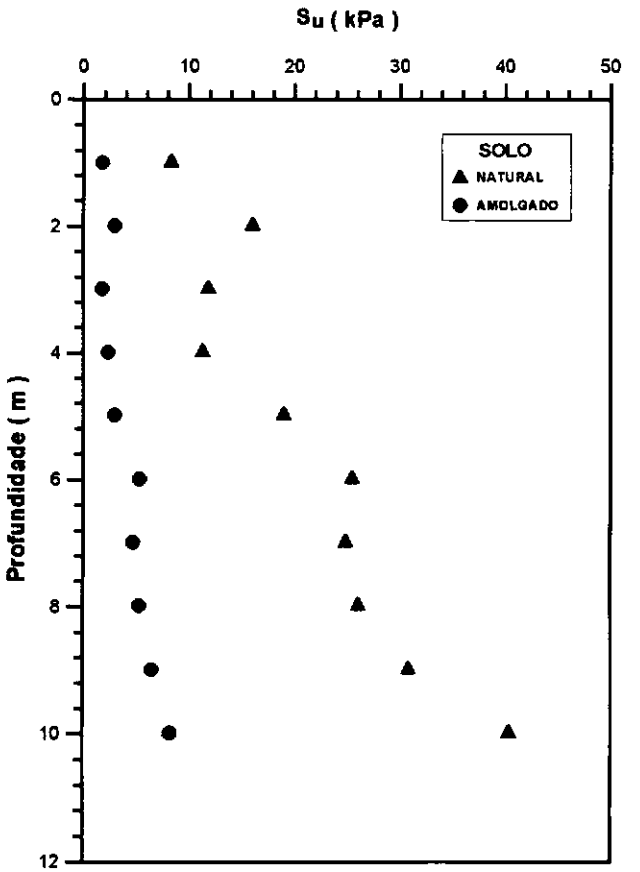


Figura 4.7 b) Resultado de ensaio de palheta, furo S11

De acordo com a recomendação de BJERRUM (1972), procedeu-se à correção dos dados do ensaio de palheta, aplicando-se para a argila mole da Barra da Tijuca um fator de correção μ igual a 0,6 (COPPETEC, 1995 b).

A sensibilidade desta argila tem valor médio igual a 5, próximo ao da argila de Sarapuí, o que a caracteriza como uma argila de sensibilidade média.

Ainda neste capítulo, são apresentados dados de outros ensaios onde se faz uma comparação entre o S_u obtido do ensaio de palheta com os demais ensaios de campo e laboratório.

4.7 - Ensaios de Piezocone

4.7.1 - Estratigrafia

Uma das principais aplicações deste ensaio é a definição da estratigrafia do solo através dos dados contínuos de poro-pressão e resistência de ponta. A figura (4.8) mostra resultados de ensaios de piezocone nas verticais SPZ02 e SPZ11 que caracterizam a argila da Baixada de Jacarepaguá.

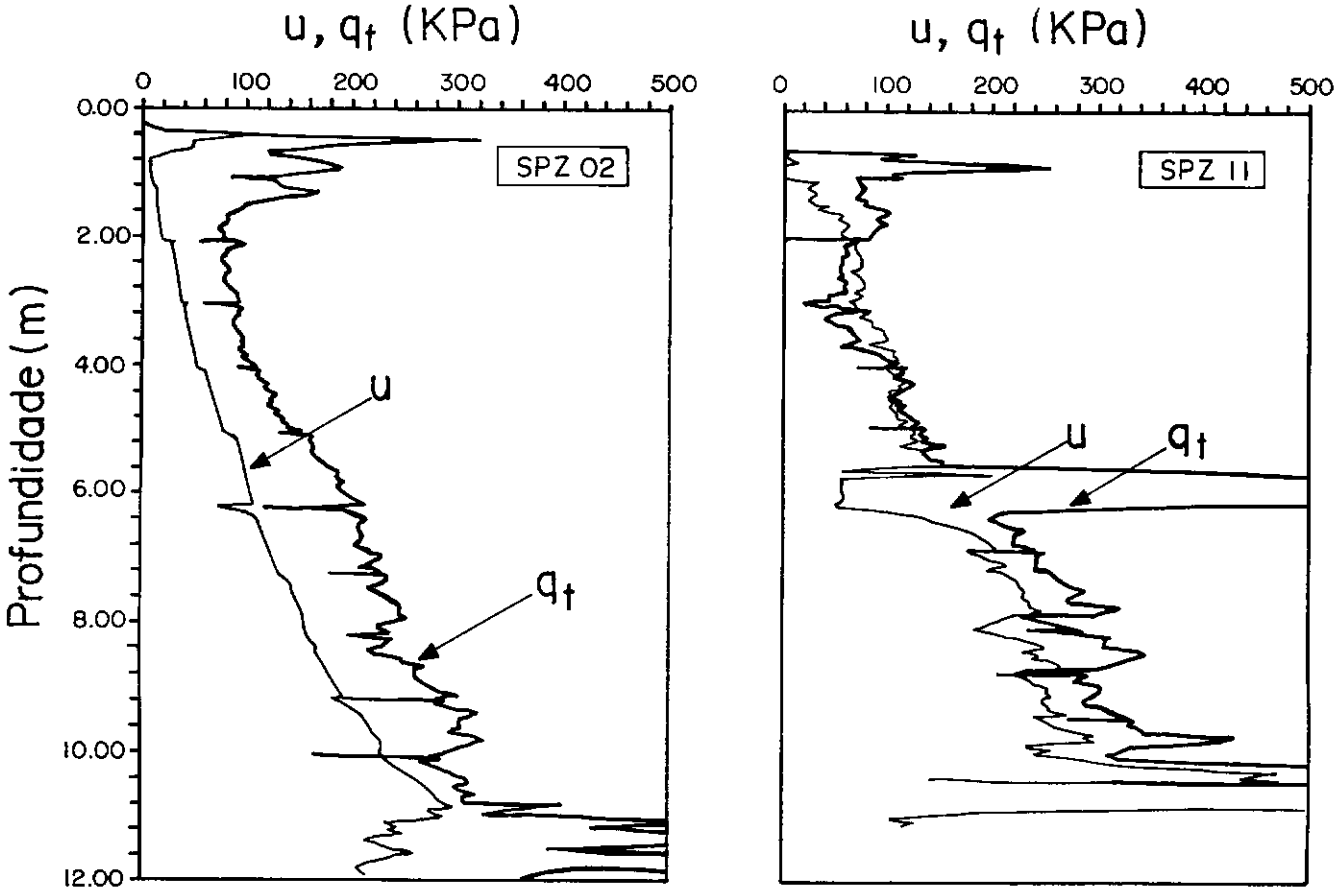


Figura 4.8 - Resultado de ensaio de piezocone para a argila da Baixada de Jacarepaguá (COPPETEC, 1995 2A)

Analisando-se estes resultados, pode-se observar a existência de uma crosta argilosa que incide até a profundidade de 2 metros; presença de lente de areia na profundidade de 6 metros (SPZ11), o que foi também indicado nas sondagens SPT.

Observando-se ainda as curvas de poro-pressão, constata-se a existência de três camadas de argila mole de comportamento distintos: a primeira camada, até 2 metros de profundidade, caracterizando a crosta orgânica; a segunda camada, compreendida entre 2 e 6 metros de profundidade e uma terceira camada, entre 6 e 11 metros de profundidade, com valores mais elevados de u e q_t.

4.7.2 - Estimativa da Resistência não-drenada

De acordo com o que foi visto no item (2.2.2) a resistência não-drenada pode ser obtida através do fator de cone N_{KT} e do fator de poro-pressão $N_{\Delta U}$. Os valores de N_{KT} e $N_{\Delta U}$ para esta tese tiveram como base os valores de S_u oriundos do ensaio de palheta.

Valores de N_{KT} oscilam na faixa ampla entre 4 a 11, tendo como valor médio adotado nos cálculos $N_{KT} = 8$. Com relação a $N_{\Delta U}$ os valores oscilam de 3 a 7, tendo como valor típico 5 (Figura 4.9). Utilizando o gráfico de CÂMPANELLA et alii (1985), obtém-se valor de $N_{\Delta U}$ igual a 5,5 (Figura 4.10).

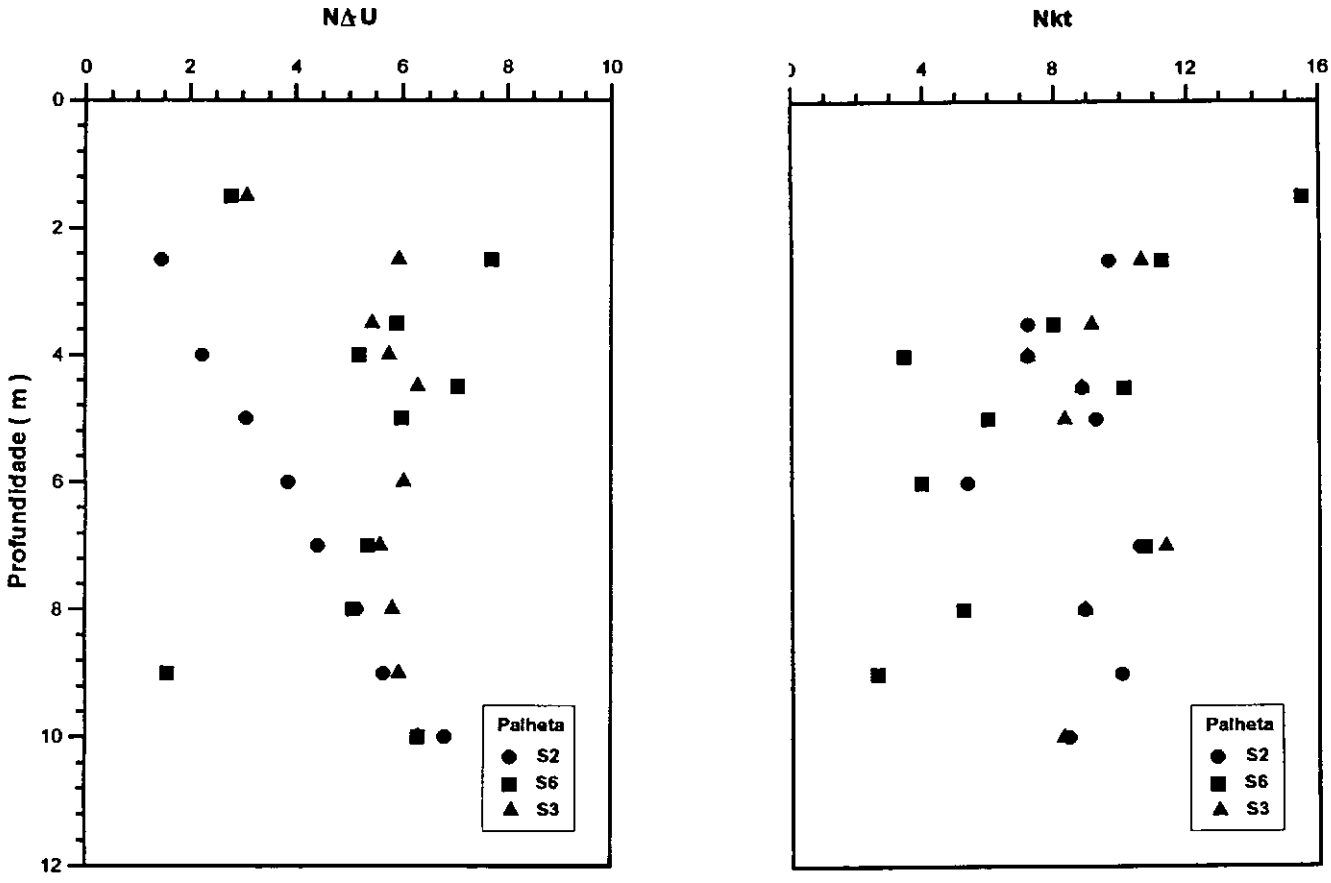


Figura 4.9 - Valores de N_{KT} e $N_{\Delta U}$

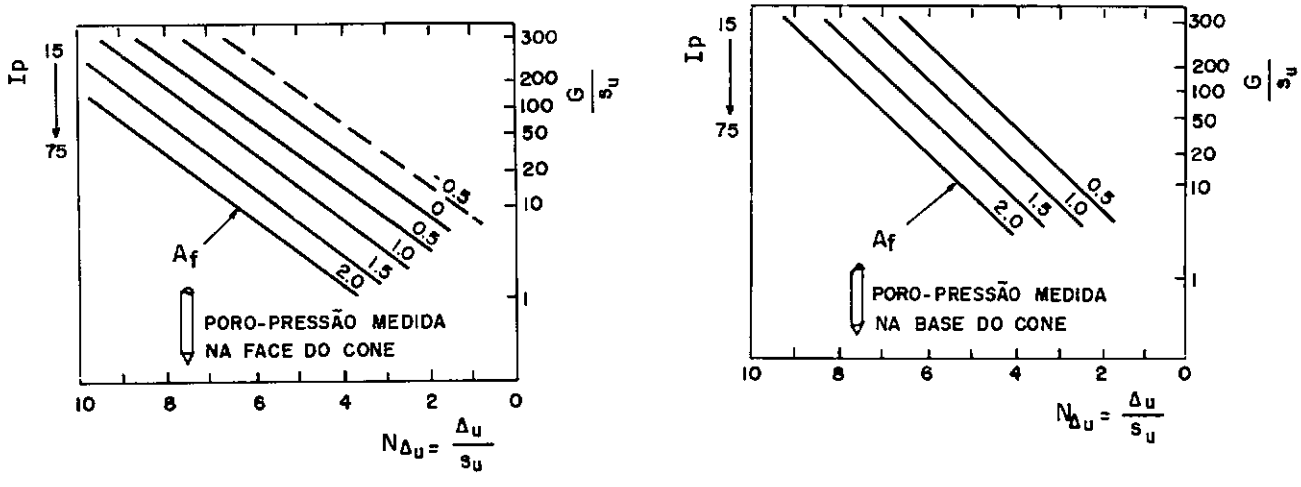


Figura - 4.10 Gráficos para obter S_U a partir do excesso de poro-pressão (CAPANELLA et alii, 1985, ROBERTSON et alii, 1986)

Utilizar-se-á na presente tese a estimativa de S_u através do fator de poro-pressão $N_{\Delta U}$ por este apresentar uma menor dispersão, o que pode ser observado na figura (4.11)

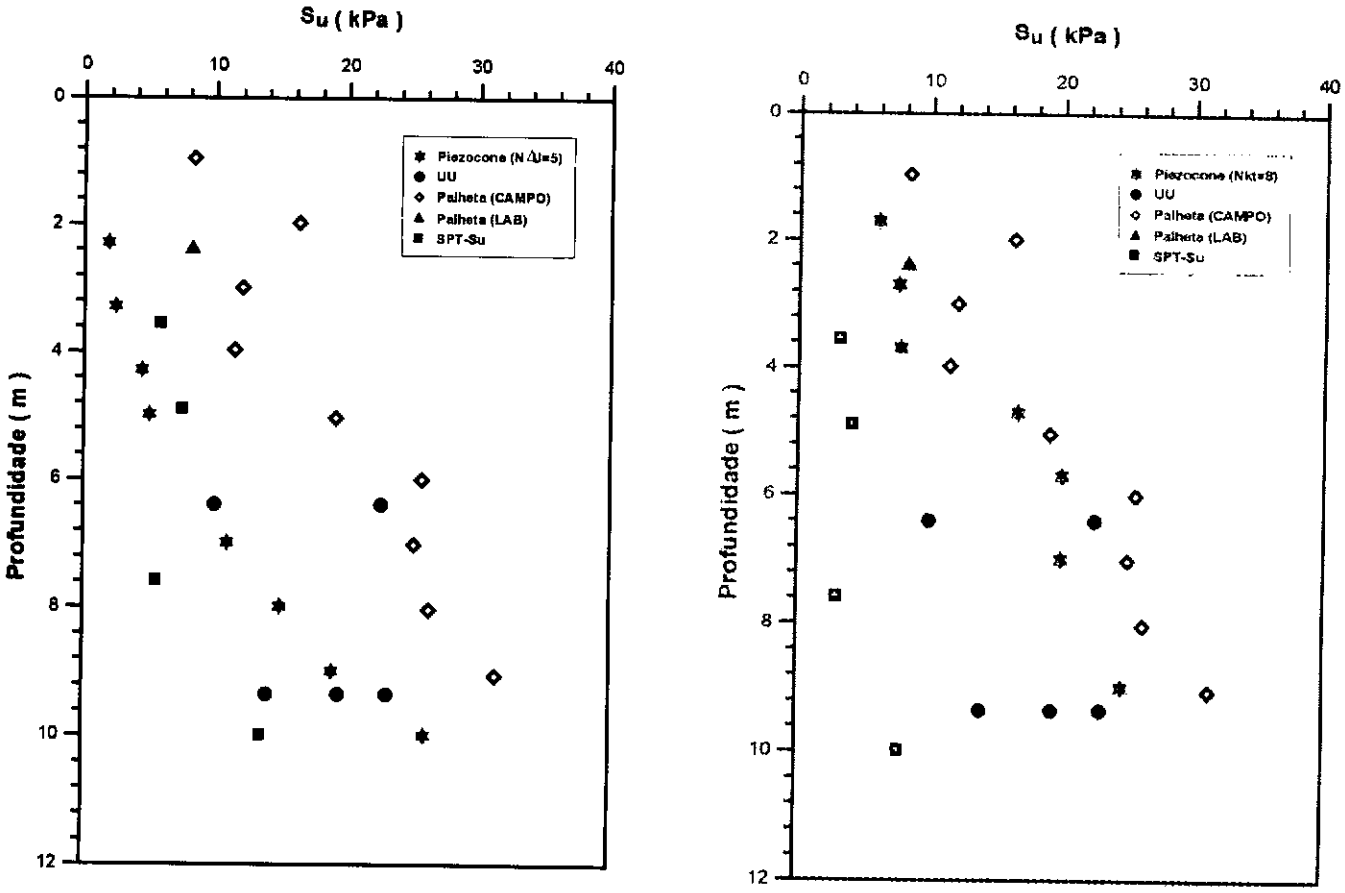


Figura 4.11 Resultado de S_U através do fator de poro-pressão NΔU

4.7.3 - Estimativa do Coeficiente de Adensamento.

O coeficiente de adensamento horizontal c_h foi estimado através do método proposto por HOULSBY & TEH (1988) que incorpora o efeito do índice de rigidez Ir.

$$C_h = \frac{T^* R^2 \sqrt{I_r}}{t} \qquad 4.2$$

Onde: C_h = coeficiente de adensamento horizontal

T^* = fator tempo, cujo valor é obtido de acordo com a posição do elemento poroso, sendo igual a 0,118 para filtro na face do cone; 0,245 para filtro na base do cone.

R = raio do piezocone (1,784 cm)

$t = t_{50}$, correspondente a 50% da dissipação

I_r = índice de rigidez, sendo $I_r = \frac{G}{S_u}$; em que G = módulo cisalhante

O valor de I_r para a argila da Barra da Tijuca (Baixada de Jacarepaguá) foi estimado em 93. A figura (4.12) apresenta os valores de C_h x profundidade para esta argila.

Pode-se ainda estimar o valor de $C_{v(n.a.)}$ de acordo com a sugestão apresentada por BALIGH & LEVADOUX (1986).

$$C_{h(n.a.)} = \frac{C_S}{C_C} C_{h(piezocone)} \qquad 4.3$$

$$\frac{C_S}{C_C} = 0.10 \qquad 4.4$$

$$C_{V(n.a.)} = \frac{C_S}{C_C} \frac{K_V}{K_h} C_{h(piezocone)} \qquad 4.5$$

adotando $\frac{K_V}{K_h} = \frac{1}{1.5}$

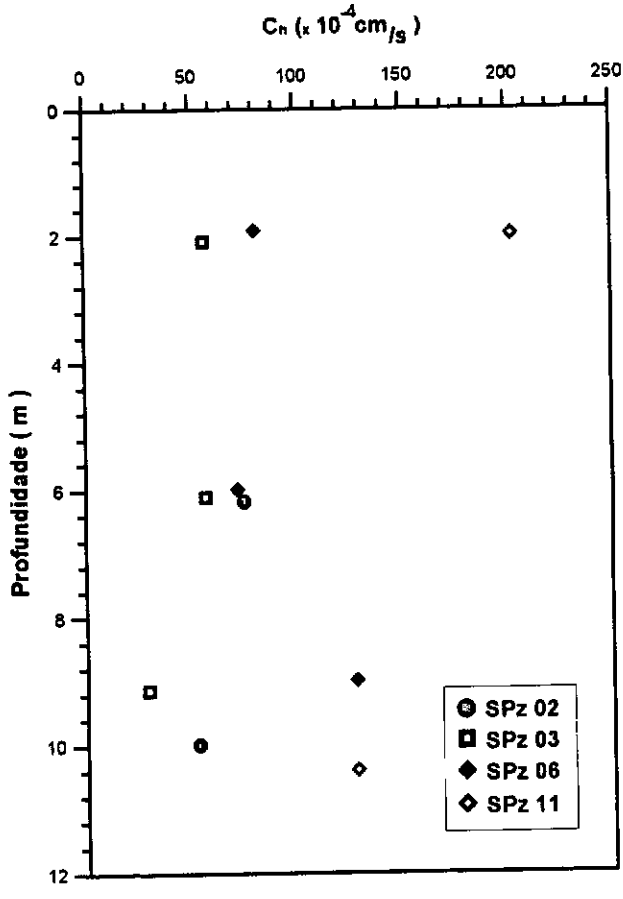


Figura 4.12 - Valores de C_h para a argila da Baixada de Jacarepaguá

4.7.4 - Estimativa da História de Tensões

Para a estimativa de σ'_{vm} empregaram-se as equações propostas por Mayne e Holtz (1989)

$$\sigma'_{vm} = .033(q_t - \sigma_{vo}) \qquad 4.6$$

e

$$\sigma'_{vm} = 0.47\Delta u_{ponta} \qquad 4.7$$

Onde 0,33 e 0,47 são constantes C_1 e C_2, respectivamente. Estas correlações para a história de tensões foram obtidas para argilas predominantemente localizadas no hemisfério norte, como observa ALMEIDA (1996), sendo recomendado portanto, cuidado na aplicação destas em argilas brasileiras.

Nos estudos da argila da Baixada de Jacarepaguá, verificou-se parâmetros muito próximos às equações propostas por MAYNE e HOLTZ (1989), tendo-se encontrado para C_1 um valor igual a 0,30, enquanto para C_2 um valor médio igual a 0,42.

Já para a estimativa de K_0 não foi encontrada uma correlação satisfatória. A figura (4.13) apresenta, respectivamente, os valores encontrados de K_0 para as equações (4.8) e (4.9). Analisando-se a figura, percebe-se a dispersão dos dados que tiveram como base de correlação a equação $K_0 = (1 - \text{sen}\,\phi')OCR^{\text{sen}\,\phi'}$

$$K_o = 0.10\frac{(q_t - \sigma_{vo})}{\sigma'_{vo}} \qquad 4.8$$

e

$$K_o = 0.24\frac{\Delta u_{ponta}}{\sigma'_{vo}} \qquad 4.9$$

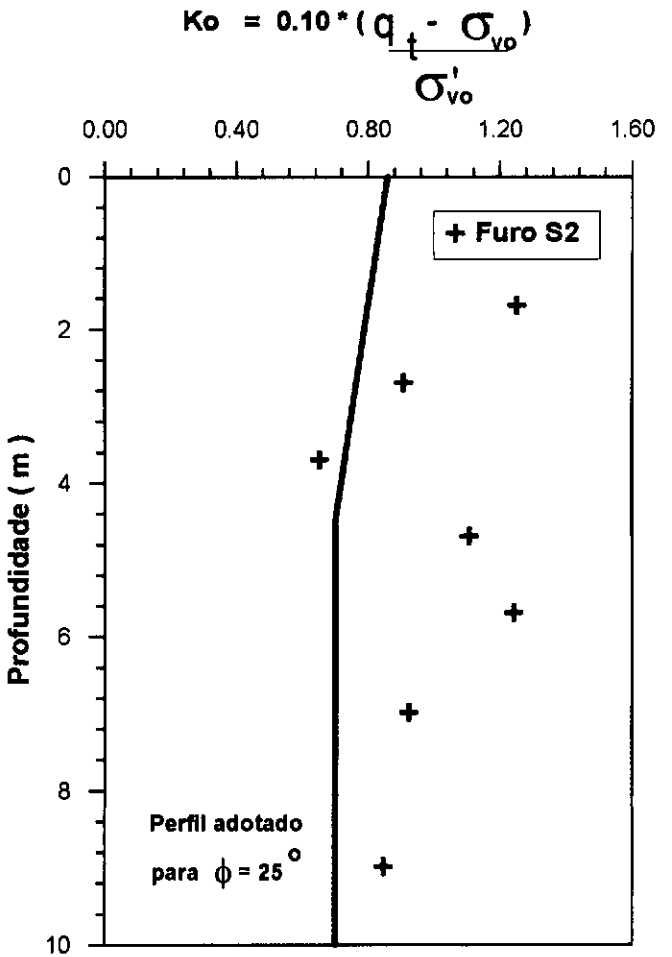


Figura 4.13 a) Valores de K_o em função da equação 4.8

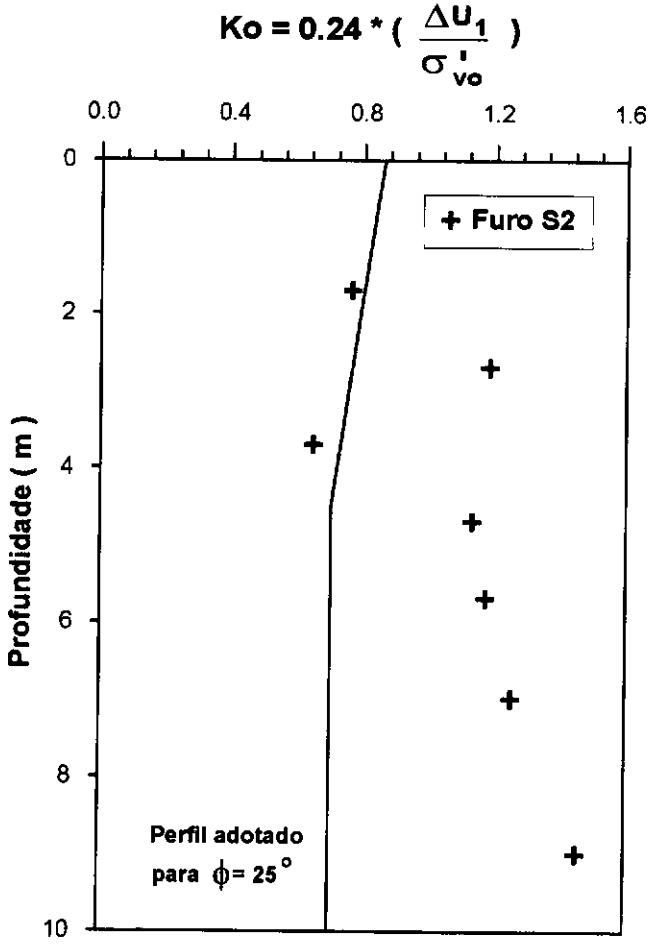


Figura 4.13 b) Valores de K_o em função das equação 4.9

CAPÍTULO 5
CONCLUSÕES

O objetivo central deste trabalho foi o de apresentar uma contribuição à obtenção de resistência não-drenada (S_U) de argilas moles através de um procedimento adicional no ensaio SPT. Passa-se a denominar o ensaio SPT com este procedimento adicional de SPT-S_U. Um segundo objetivo deste trabalho foi a descrição de uma investigação geotécnica detalhada realizada na argila da Baixada de Jacarepaguá.

O ensaio SPT-S_U utilizando o penetrômetro-SPT em lugar do amostrador padrão apresentou valores próximos ao método Shansep no caso onde foi possível estabelecer uma correlação, ou seja, Sarapuí. Porém comparando-se com os ensaios UU e palheta apresentou valores menores. Para a Baixada de Jacarepaguá o ensaio SPT-S_U apresentou valores menores em relação aos demais ensaios.

Já o ensaio SPT-S_U empregando o amostrador padrão apresentou valores satisfatórios para a argila do rio Jacaré. Entretanto, o emprego deste procedimento requer maiores estudos e mais coletas de dados em campo, o que não foi possível no desenvolvimento deste trabalho.

O estudo da argila mole da Baixada de Jacarepaguá indica características muito próximas às áreas já estudadas no Rio de Janeiro, como Sarapuí e Juturnaíba. Apresenta-se como uma argila de sensibilidade média porém, com alto teor de umidade, variando de 100%

a 500%; índice de plasticidade entre 120% e 250% e resistência não drenada entre 6KPa e 30KPa (dados de ensaios de palheta). O valor do ângulo de atrito efetivo apresentou valor bastante elevado, da ordem de 40°. O índice de rigidez foi igual a 93. Os dados do ensaio de piezocone indicaram valores típicos de N_{KT} e $N_{\Delta U}$ iguais a 8 e 5, respectivamente.

Os dados obtidos com o ensaio SPT-S_U nos três locais estudados reforçam o ideal da viabilidade e continuidade das pesquisas em torno do procedimento proposto com o objetivo de aprimorá-lo, ressaltando-se, no entanto, que não se pretende com isto substituir ensaios já conhecidos e consagrados na obtenção da resistência não-drenada, mas sim oferecer mais uma informação a partir de um ensaio largamente usado e bastante simples que é o SPT.

Bibliografia

ALMEIDA, M.S.S., 1982, *The Undrained Behaviour of the Rio de Janeiro Clay in the Light of Critical State Theories*, Revista Solos e Rochas, vol. 5 nº2, Agosto de 1982, pg 3-24.

ALMEIDA, M.S.S., 1993, *Notas de aula*.

ALMEIDA, M.S.S., 1996, *Novas Técnicas em Aterros Sobre Solos Moles*, UFRJ.

ATKINSON, J.H. e Bransby, P/L., 1978, *The Mechanics os Soils. An Introduction to Critical State Soil Mechanics*, McGraw Hill.

AZZOUZ, A.S., Baligh, M.M. e Ladd, C.C. ,1983, *Corrected Field Vane Strength for Embankment Design*, ASCE, Jour of Geot. Eng., 109(5), pg 730.

BALIGH, M.M., Levadoux, J.N., 1986, *Consolidation After Undrained Piezocone Penetration*. II Interpretation, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 112, nº 7, pp. 727-745.

BEZERRA, R.L., 1993, *Utilização dos Piezocones COPPE de Segunda Geração na Avaliação de Caracteristicas Geotécnicas de um Depósito Argiloso na Baixada Santista*, Seminário de Qualificação Acadêmica para DSc, COPPE/UFRJ.

BEZERRA, R.L., Almeida, M.S.S., e Danziger, F.A.B., 1994, *Desenvolvimento do piezocone COPPE-IV de terceira geração*, X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. De Fundações, Foz do Iguaçu.

BJERRUM, L., 1972, *Embankments on Soft Ground, Proceeding*, ASCE Speciality Conference on Performance of Earth and Earth - Supported Structures, vol.2 Lafayette, pp. 1-54.

BOGOSSIAN, F., Muxfieldt, A. S. e Bogossian, M.F., 1988, *A Utilização do Dilatômetro para Determinação de Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argila Mole*, Simpósio Sobre Novos Conceitos em Ensaios de Laboratório e Campo em Geotecnia, vol. 2, 483-491, Rio de Janeiro.

CABRAL, Sérgio, 1983, *Mapeamento Geológico-Geotécnico da Baixada de Jacarepaguá e MaciçosCircunvizinhos do Rio de Janeiro*, Solos e Rochas, vol 6, nº 2 pág 21-40.

CAMPANELLA, R.G.; Robertson, P.K.; Gillespie, D. G.; Grieg, J., 1985, *Recent Developments in In-Situ Testing of Soils*, Proc. Of the XI International Conf. On Soil Mechanic and Foundation Eng., San Francisco, vol. 2, pp. 849-854.

CHANDLER, R. J., 1988, *The In-Situ Measurement of the Undrained Shear Strenght of Clays Using the Field Vane*, Vane Shear Strength of testing in Soils: Field and Laboratory Studies (STP 1014), ASTM, Philadelphia, pp.13-44.

COPPETEC, 1995 a) *Estudos Geotécnicos e de Hidrodinâmica*, Centro de Tecnologia da Educação Senac, Barra da Tijuca, relatório 1, COPPE/UFRJ.

COPPETEC,1995 b) *Ensaios Geotécnicos*, Centro de Tecnologia da Educação Senac, Barra da Tijuca, relatório 2 A, COPPE/UFRJ.

COPPETEC, 1995 c) *Análise de Estabilidade e Recalques e Proposição de Metodologia Construtiva para o Centro de Tecnologia da Educação Senac, Barra da Tijuca*, relatório 2 B, COPPE/UFRJ.

COPPETEC, 1995 d) *Ensaios Geotécnicos para o Centro de Tecnologia da Educação Senac, Barra da Tijuca*, relatório 3, COPPE/UFRJ.

COPPETEC, 1997, *Comparação dos Resultados do equipamento Elétrico versus Convencional*, relatório 1, COPPE/UFRJ.

COUTINHO, R.Q., 1986, *Aterro Experimental Instumentado levado a Ruptura sobrs Solos Orgânicos - Argilas Moles da Barragem de Juturnaíba*, Tese DSc., COPPE/UFRJ.

DANZIGER, F.A.B., 1990, *Desenvolvimento de Equipamento para Realização de Ensaio de Piezocone: Aplicação a Argilas Moles*, Tese de DSc, COPPE/UFRJ.

DJOENAIDI, W.J., 1985, *A Compendium of Soil Properties and Correlation*, M. Eng. Sc. Thesis, University of Sydney, Sydney, 836p, conforme citado por KULHAWY, F. H. e Mayne, P.W., 1990.

FLAATE, K., 1968, *Baereevne av Friksjonspeler i Leire; om Beregning*

av Baereevne pa Grunniag av Geotekniske, Undersokelser. Oslo, Veglaboratoriet, 38p mimeographed.

HARA, A., Ohta, T., Niwa, M., Tanaka, S. and Banno, T., 1974, *Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils*, Soils and Foundation, vol. 14, N° 3, pp 1-12, conforme citado por KULHAWY, F. H. e Mayne, P.W., 1990.

HOULSBY, G.T.e Teh, C.I, 1988, *Analysis of the Piezocone in Clay*, Proc. Of the I International Symposium on Penetration Testing, Orlando, vol. 2, pp. 777-783.

KULHAWY, F.H. e Mayne, P.W., 1990, *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*, Eletric Power Research Institute, EPRI EL-6800, pp. 4-53 à 4-56.

LACASSE, S. E Lunne, T., 1988, *Calibration of Dilatometer Correlations*, International Symposium on Penetration Tests, vol 1, 539-548, Orlando, Flórida.

LACERDA, W.A. e Almeida, M.S.S., 1995, *Engineering Properties of Regional Soils Residual Soils and Soft Clays*, X Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico.

LIMA, Maria José C.P.A., 1979, *Prospecção Geotécnica do Subsolo*, Rio de Janeiro.

LOPES, F. R., 1995, *Uma Proposta para Avaliação da Resistência de Argilas Moles no Ensaio SPT*, Solos e Rochas, 18, (3), 169 - 172, São Paulo.

LUNNE, T., Christoffersen, H.P., Tjelta, T.F., 1985, *Engineering Use of Piezocone Data in North Sea Clays*, Proc. Of the XI Int. Conf. On Soil Mechanic and Foundation Eng., San Francisco, vol. 2, pp. 907-912.

MARCHETTI, S., 1980, *In Situ Tests by Flat Dilatometer*, ASCE, Journal of Geot. Eng. Division, 106 (3), 299-321.

MAYNE, P.W. E Holtz, R.D., 1988, *Profiling Stress History From Piezocone Soundings*, Soils and Foundations, 28 (1), 16-28.

NBR - 10905 - Ensaios de Palheta in situ

NBR - 6484 - Sondagem a Percussão (SPT)

NBR - 9820 - Coleta de Amostras Indeformadas de Solos de Baixa Consistência em Furos de Sondagem.

OLIVEIRA, J.T.R., 1991, *Ensaios de Piezocone em um Depósito de Argila Mole da Cidade do Recife*, Tese MSc, COPPE/UFRJ.

ORTIGÃO, J.A.R., 1980, Aterro Experimental Levado à Ruptura sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro, Tese DSc., COPPE/UFRJ, 715 pag.

ORTIGÃO, J. A. R., 1993, *Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*, Rio de Janeiro.

SAIKI, Kohei, 1983, *Methods of Analysis for Correcting the Standard Penetration Resistence Mesured in Normally Consolidaded Clays* - Internation Symposium on Recent Developments in Laboratory and Field Tests and Analysis of Geotechnical Problems/ Bangkok, pp. 375-380.

SANDRONI, S.S., 1993, *Sobre o Uso dos Ensaios de Palheta no Projeto de Aterros Sobre Argilas Moles*, Solos e Rochas, vol.16, nº 3, 207-213.

SCHOFIELD, A.N. e Wroth, C.P., 1968, *Critical State Soil Mechanics*, McGraw Hill, London.

SIMONS, Noel E. e Menzies, Bruce K., 1981, *Introdução à Engenharia de Fundações*, Interciência - Rio de Janeiro, pp. 143-147.

TANAKA, Hipoyuri, 1994, *Vane Shear Strength of a Japanese Marine Clay and Applicability of Bjerrum's Correction Factor*, Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 34, nº 3, pp. 39-48.

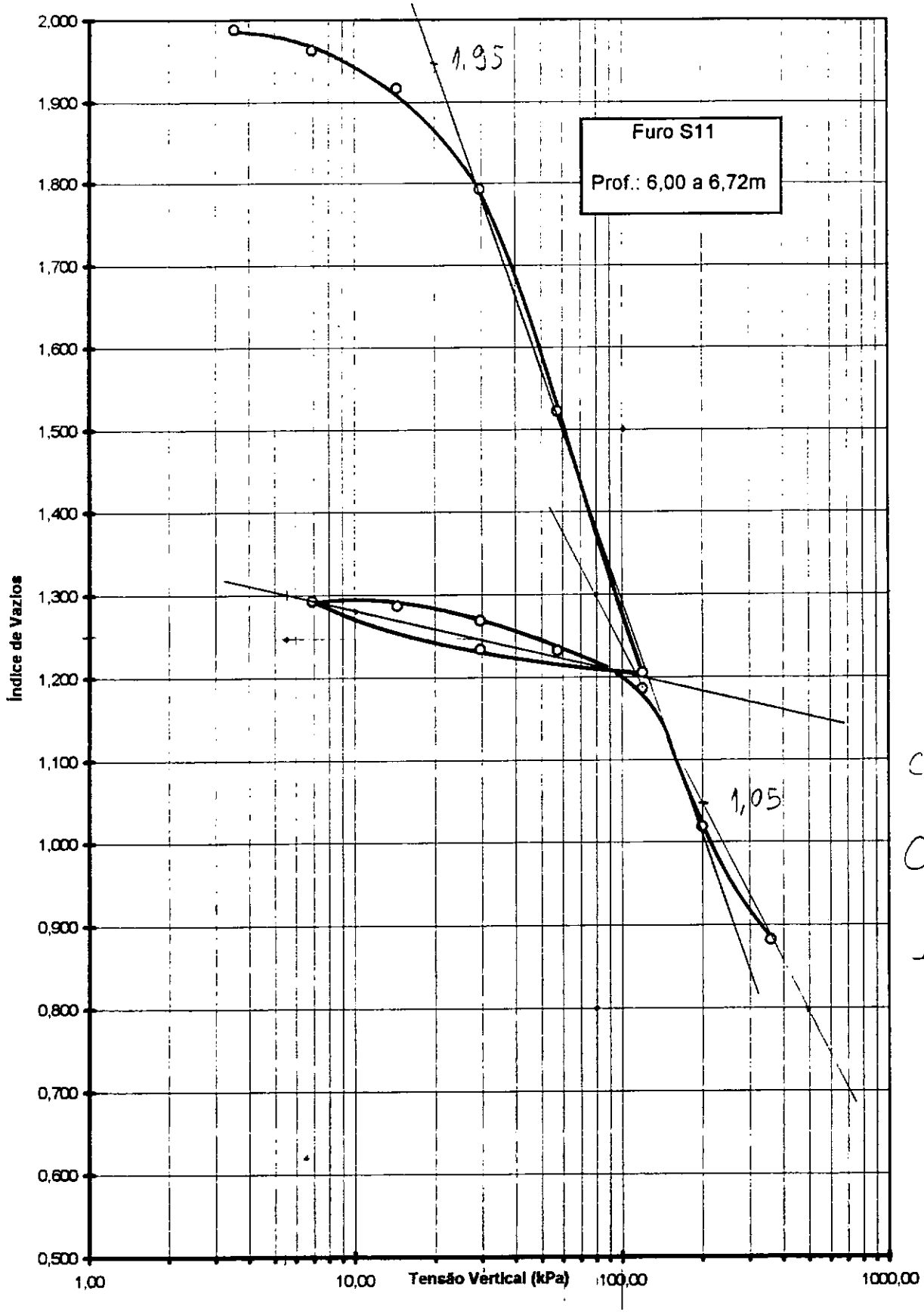
TAVENAS, F., Leroueil, S., Roy, M., 1982, *The Piezocone Test in Clays: Use and Limitations*, Proc. Of the II European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, vol. II, pp. 889-894.

VIEIRA, M.V.C.M, 1994, *Ensaios de Dilatômetro na Argila Mole de Sarapuí*, Rio de Janeiro, Tese MSc COPPE/UFRJ.

WROTH, C.P., 1984, *The Interpretation on In-Situ Soil Tests*. Rankine Lecture, Géotechnique 34, nº 4, pp. 449-489.

ANEXO 1

Índice de Vazios x Tensão Vertical



$C_s = 0,0$

$C_c = 0,9$

$\Delta = 0$

Fig. III.23

Deformação Específica x Tensão Vertical

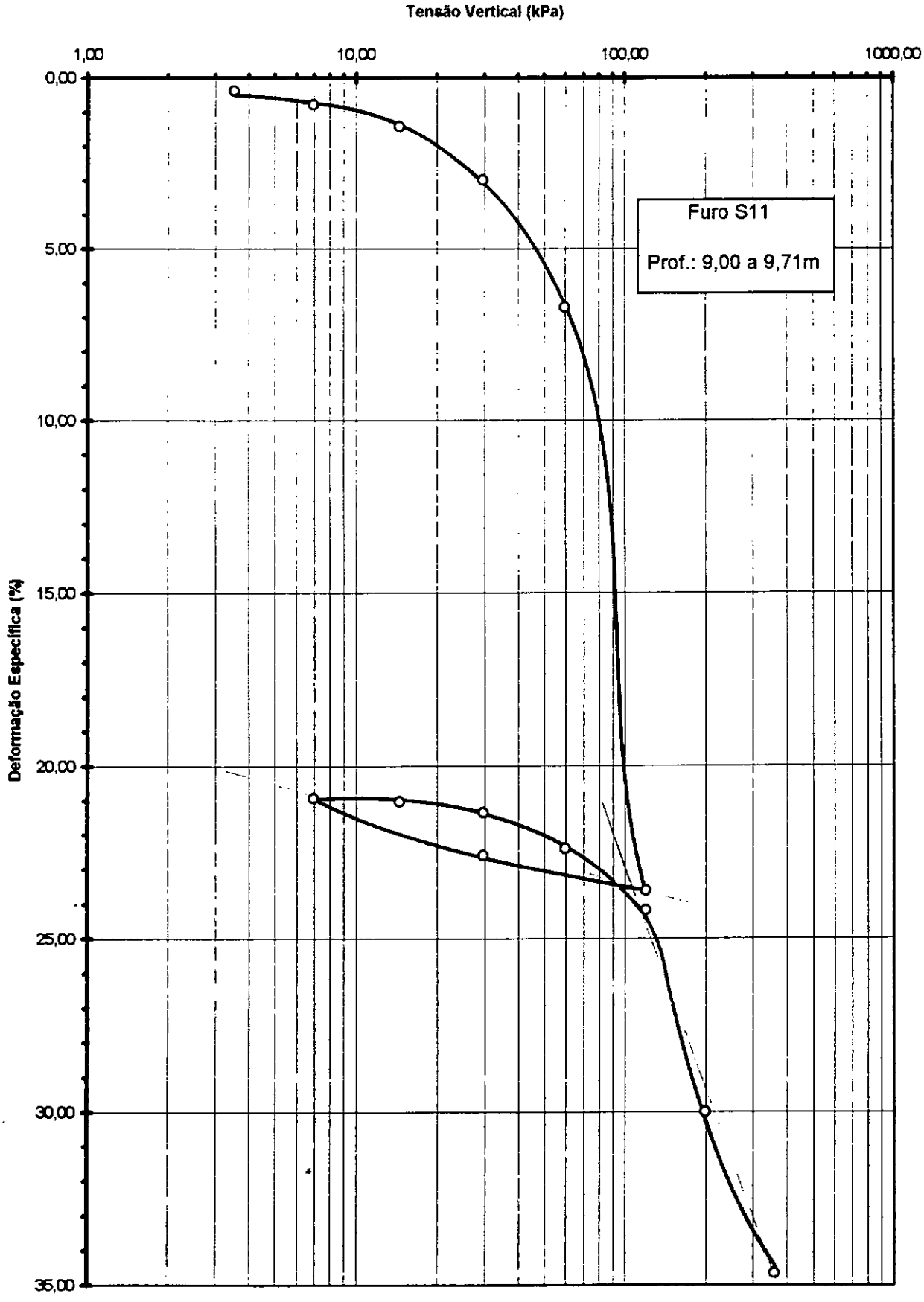


Fig. III.25

Índice de Vazios x Tensão Vertical

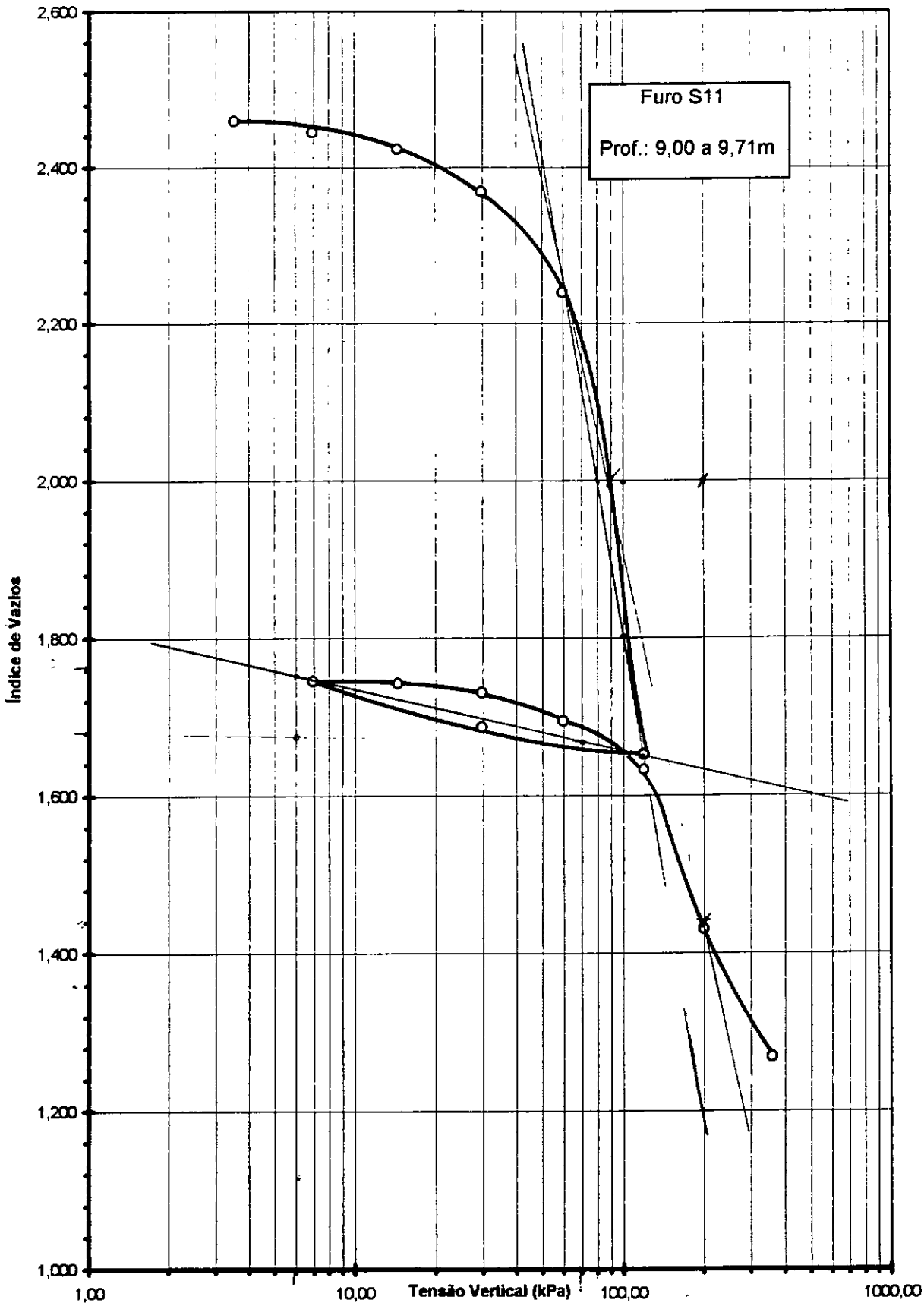


Fig. III.26

Coef. de Adensamento x Tensão Vertical

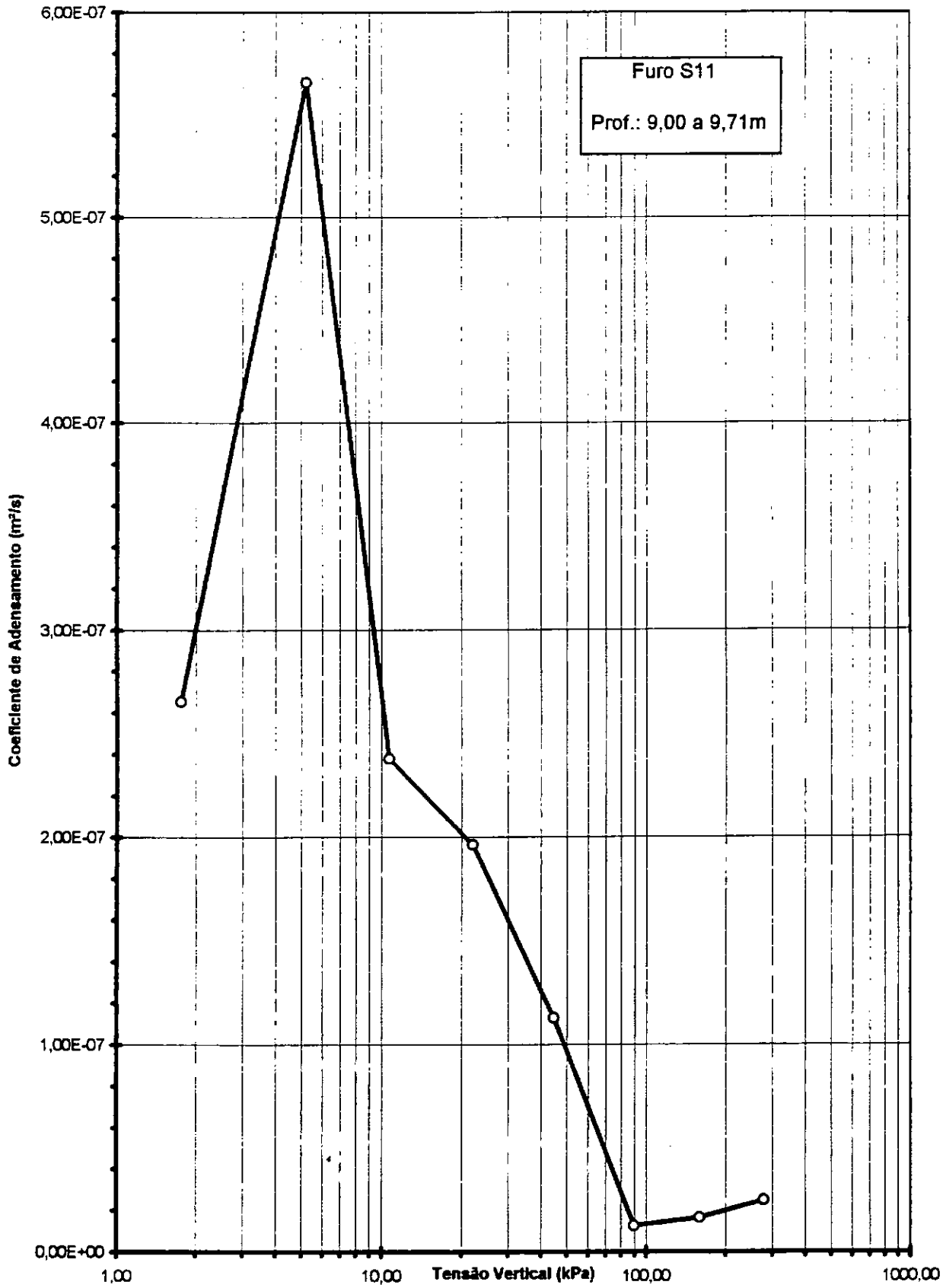


Fig. III.27

ANEXO 2

Índice de Vazios x Tensão Vertical

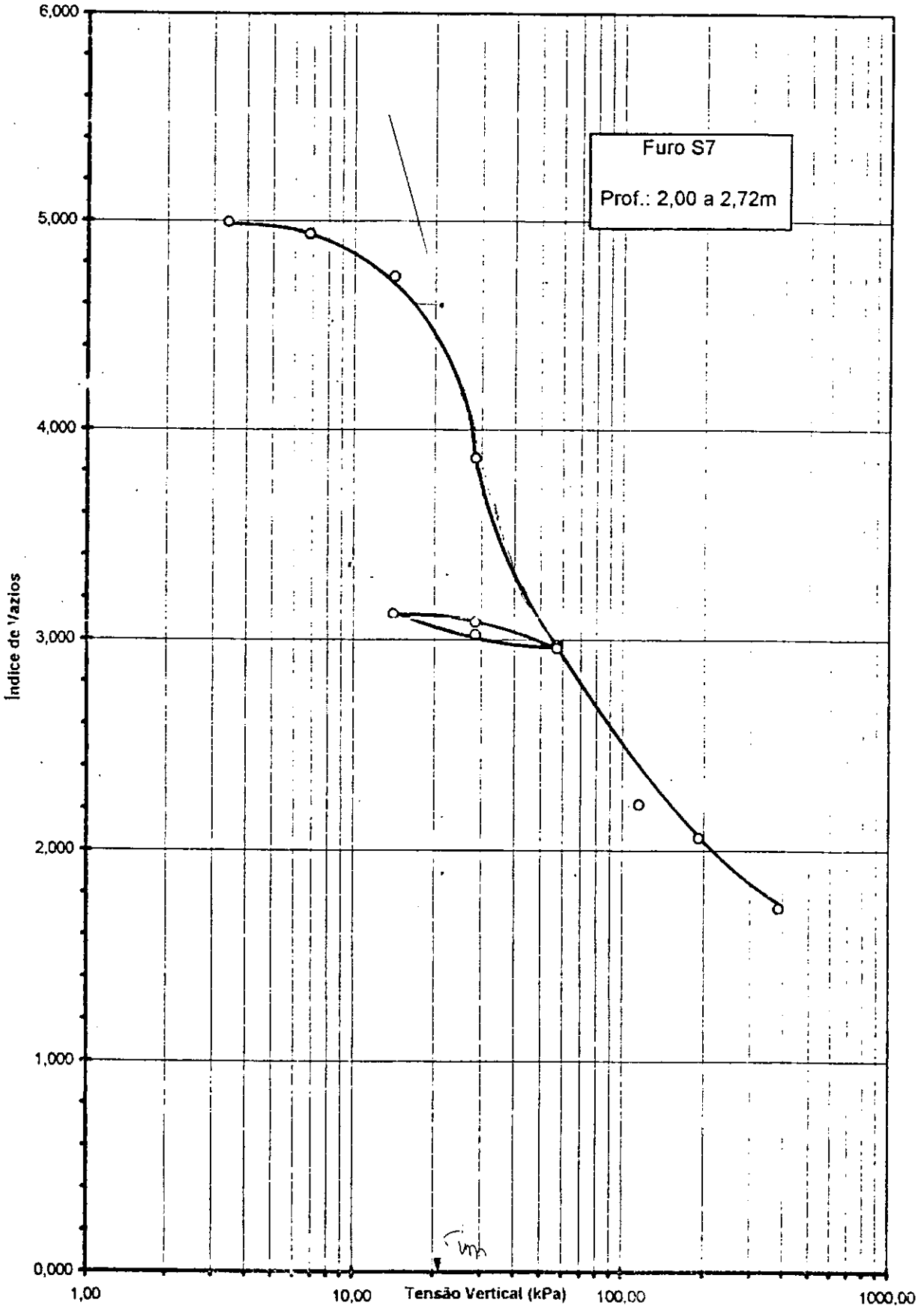


Fig. III.2

Índice de Vazios x Tensão Vertical

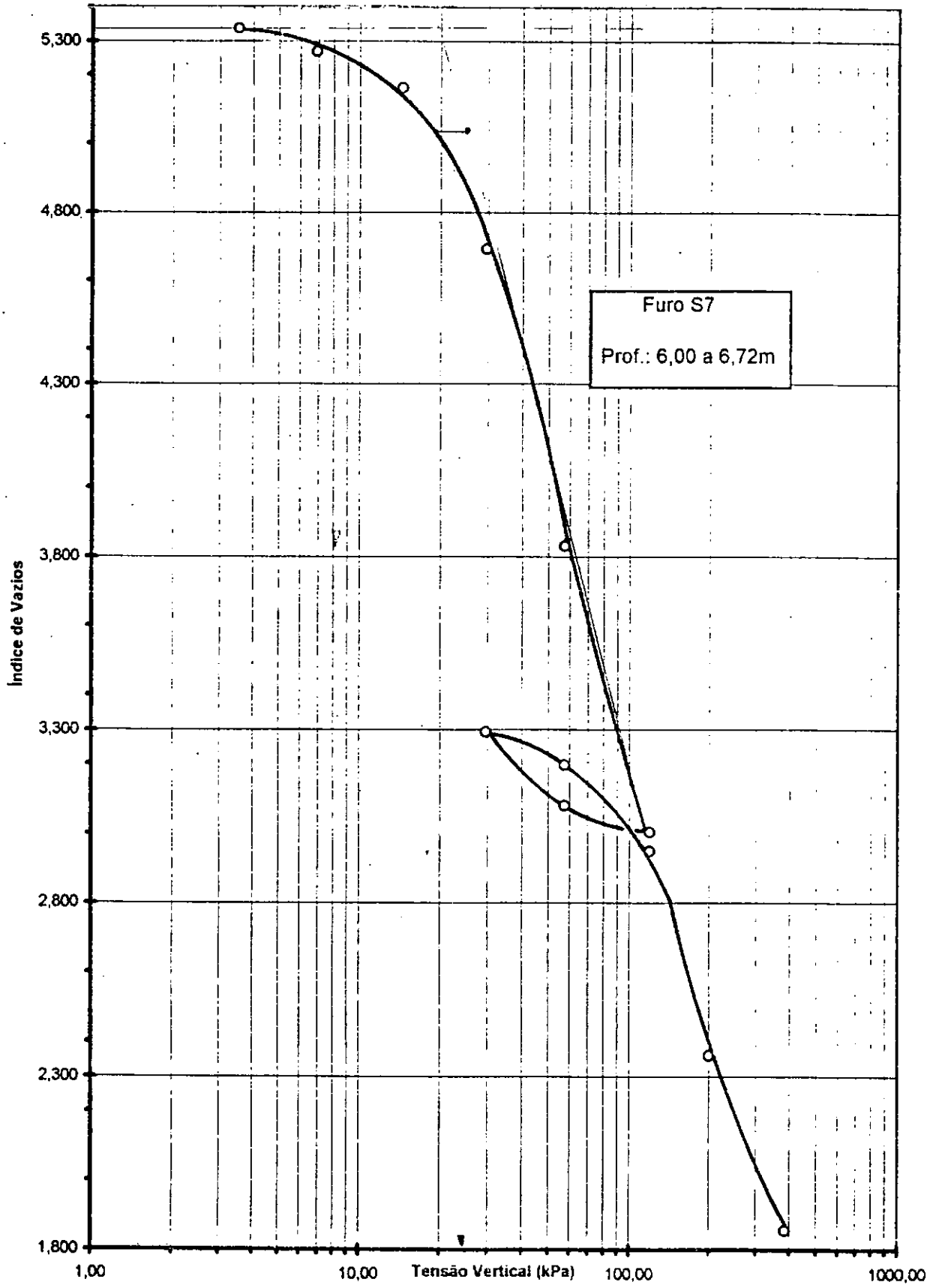


Fig. III.5

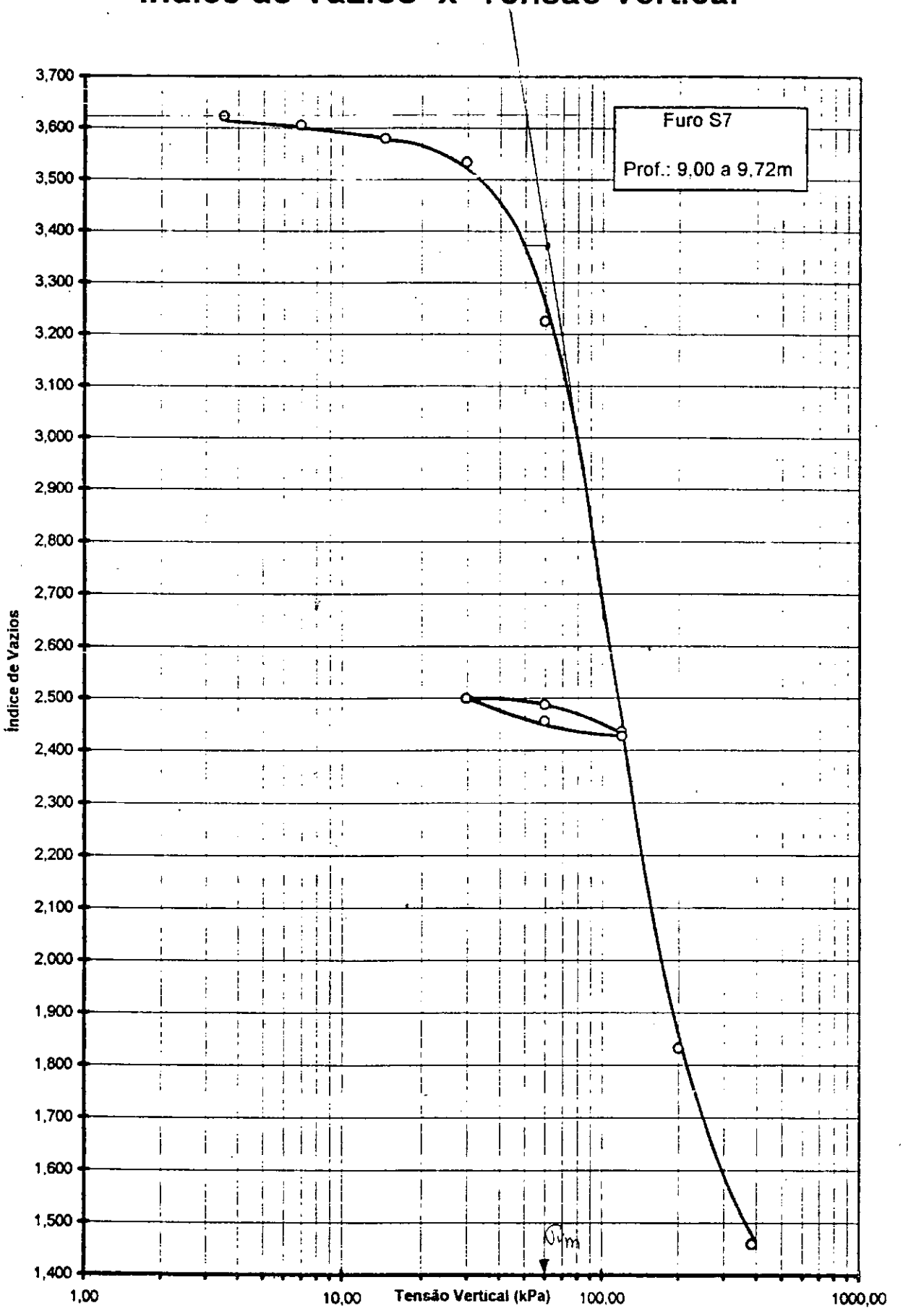

Índice de Vazios x Tensão Vertical
Furo S7
Prof.: 9,00 a 9,72m
Índice de Vazios
3,700
3,600
3,500
3,400
3,300
3,200
3,100
3,000
2,900
2,800
2,700
2,600
2,500
2,400
2,300
2,200
2,100
2,000
1,900
1,800
1,700
1,600
1,500
1,400
1,00
10,00
Tensão Vertical (kPa)
100,00
1000,00
σ'vm

Fig. III.8

Índice de Vazios x Tensão Vertical

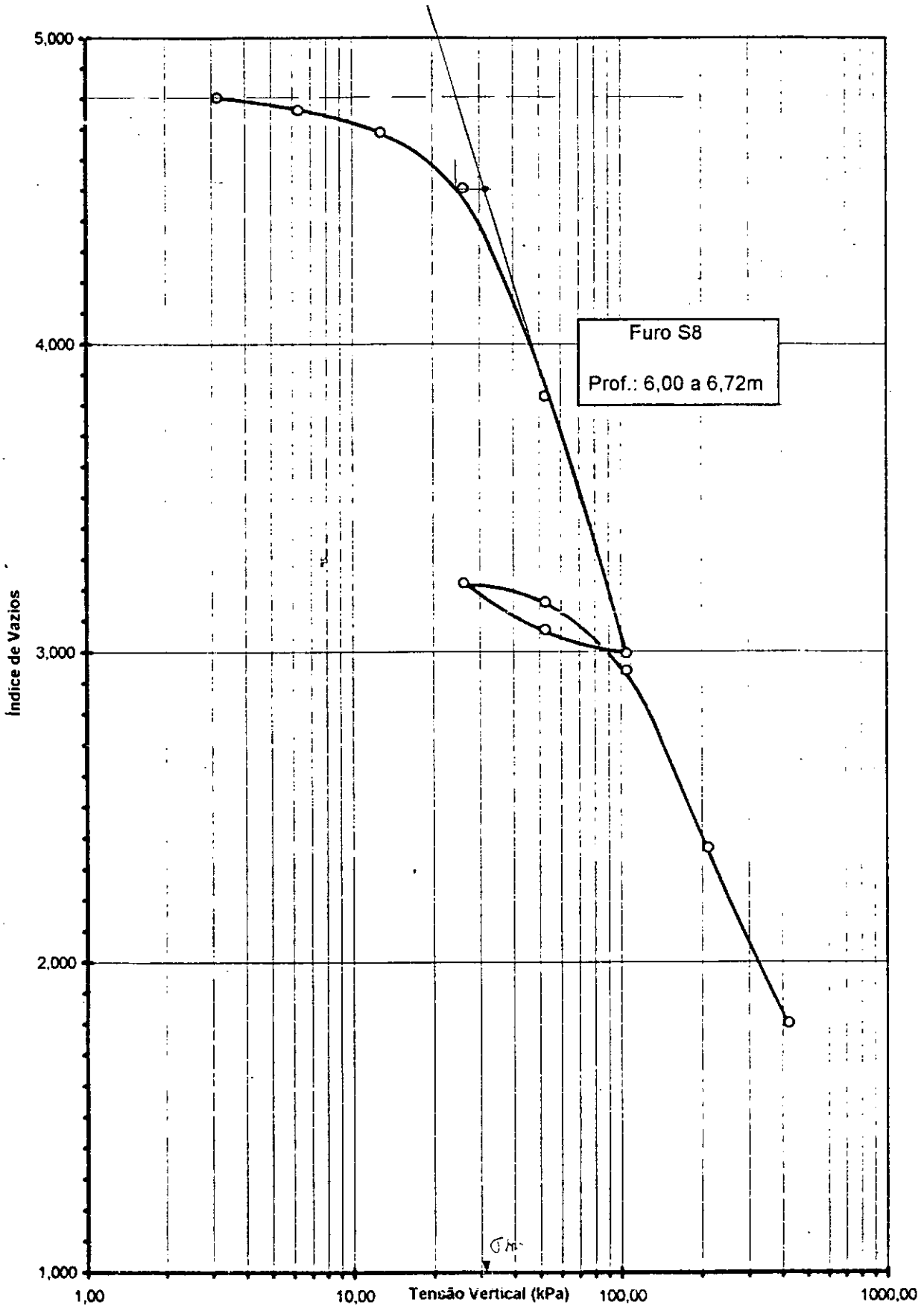


Fig. III.14

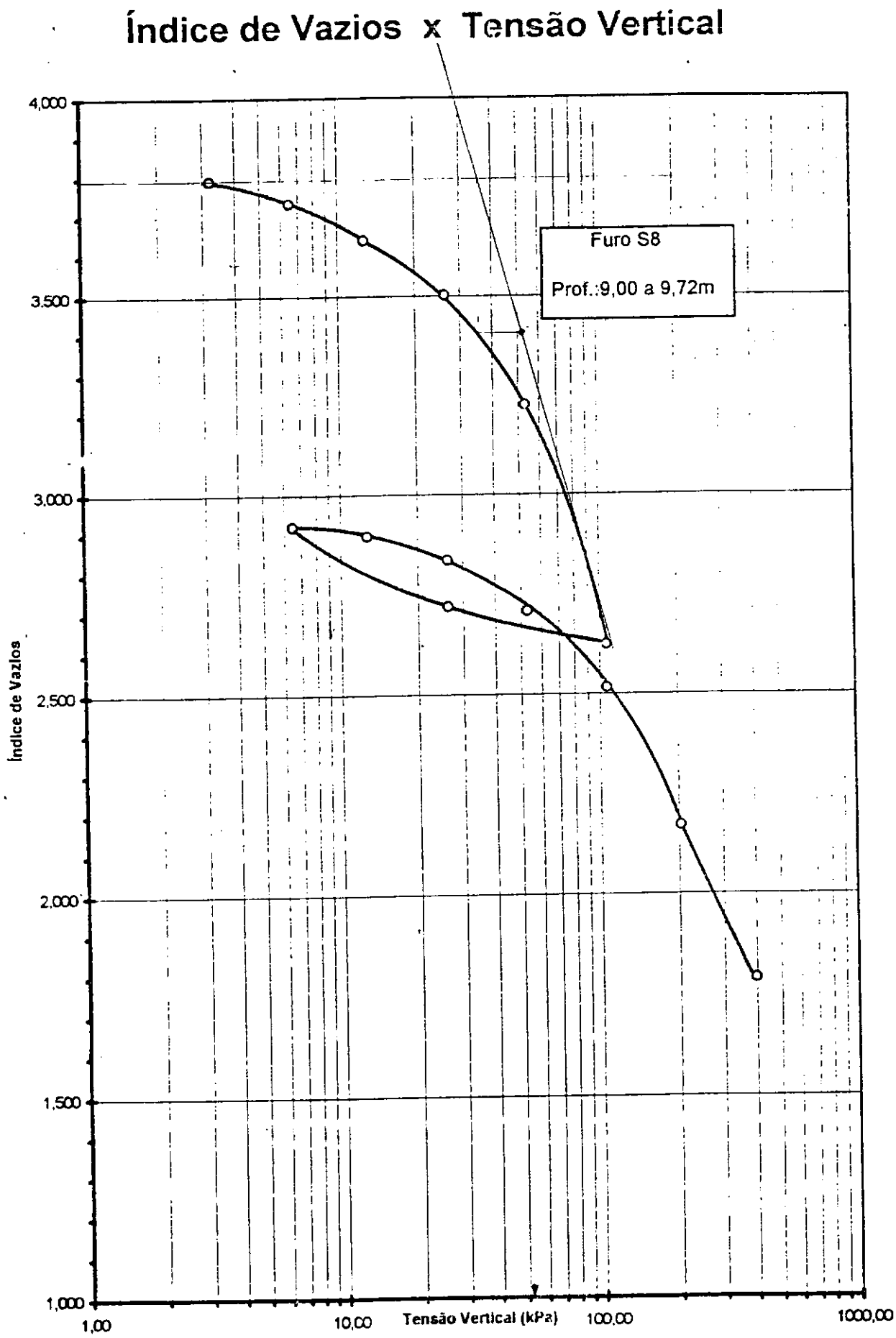
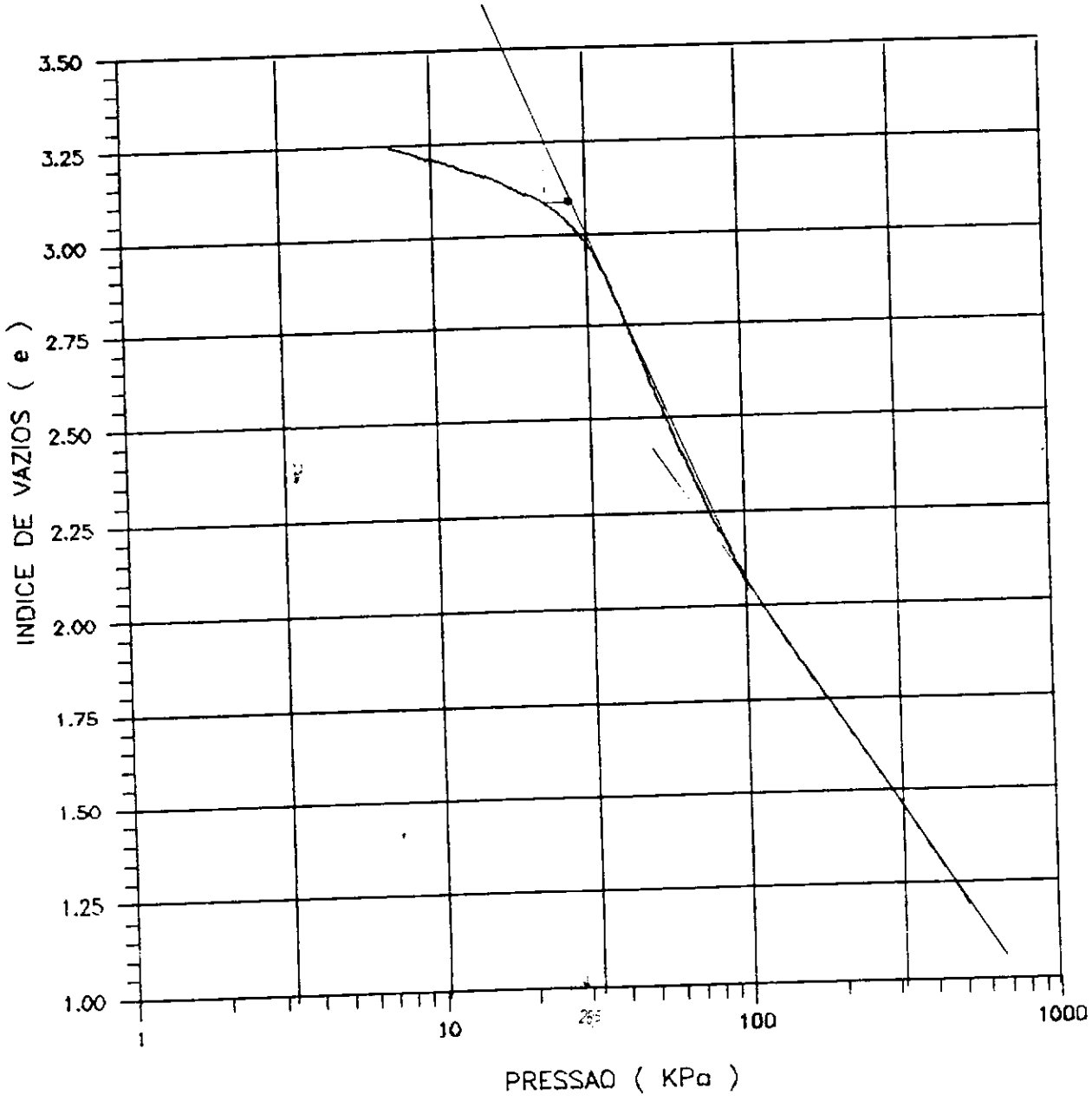

Índice de Vazios x Tensão Vertical
Furo S8
Prof.:9,00 a 9,72m
Índice de Vazios
4,000
3,500
3,000
2,500
2,000
1,500
1,000
1,00
10,00
100,00
1000,00
Tensão Vertical (kPa)

Fig. III.17

ENSAIO EDOMETRICO (CRS)

AMOSTRA: S - 10
Prof.: 3,80 a 4,61 m



COPPE/UFRJ	Laboratorio de Geotecnia	FIG. IV_2

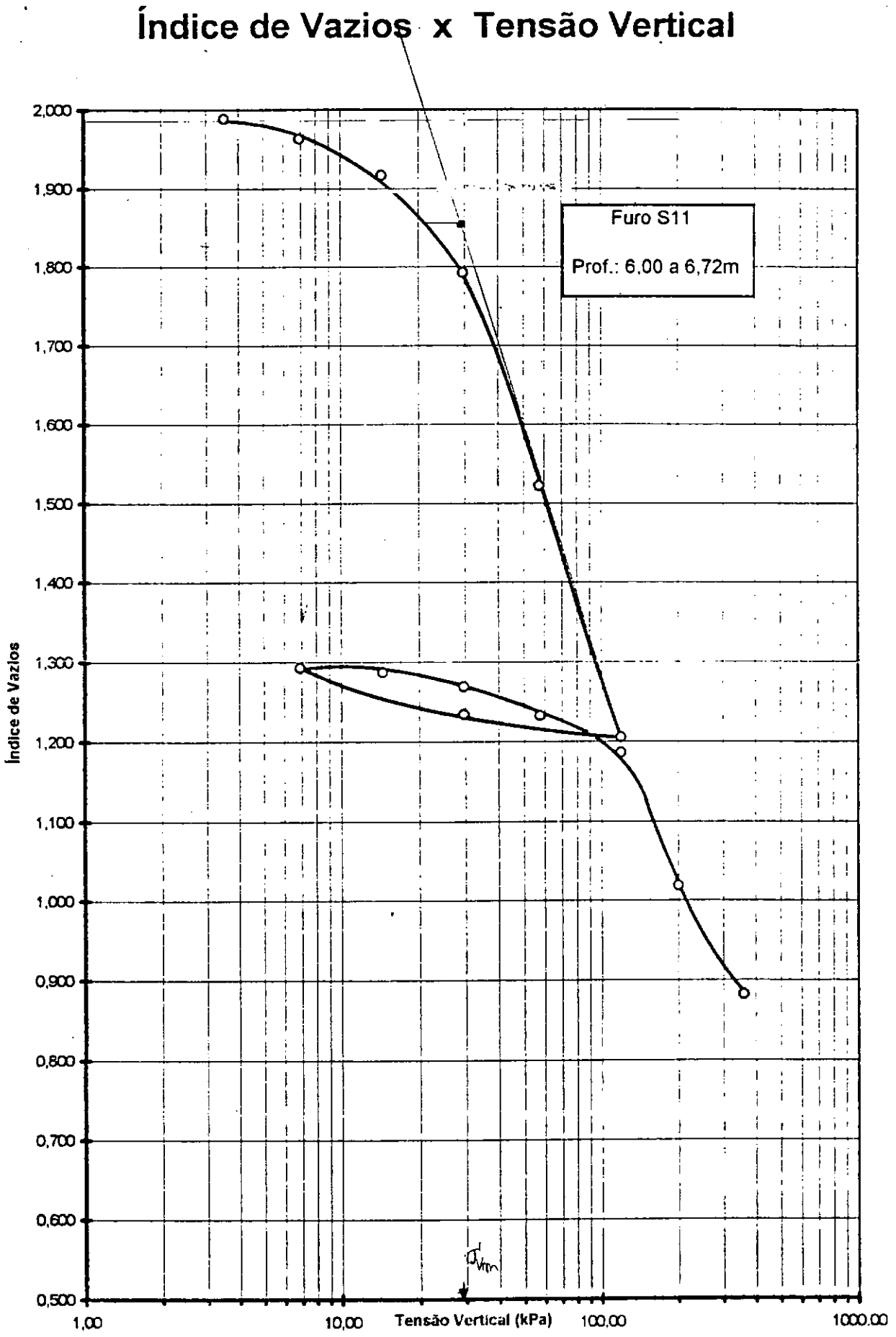
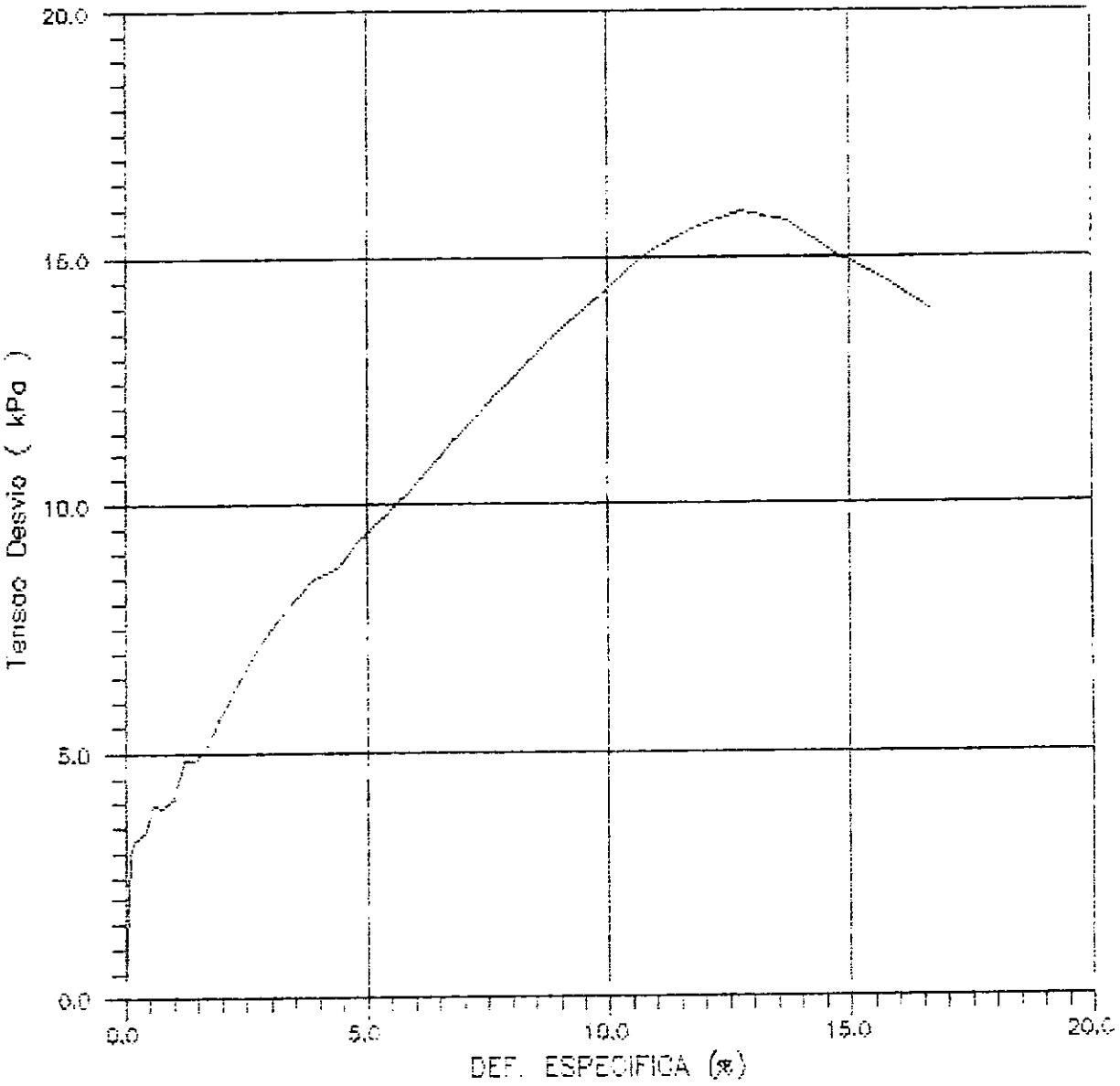

Índice de Vazios x Tensão Vertical
Furo S11
Prof.: 6,00 a 6,72m
Índice de Vazios
2,000
1,900
1,800
1,700
1,600
1,500
1,400
1,300
1,200
1,100
1,000
0,900
0,800
0,700
0,600
0,500
1,00
10,00
Tensão Vertical (kPa)
100,00
1000,00
σ'vm

Fig. III.23

ANEXO 3

ENSAIO TRIAXIAL
Rapido Sem Adensamento

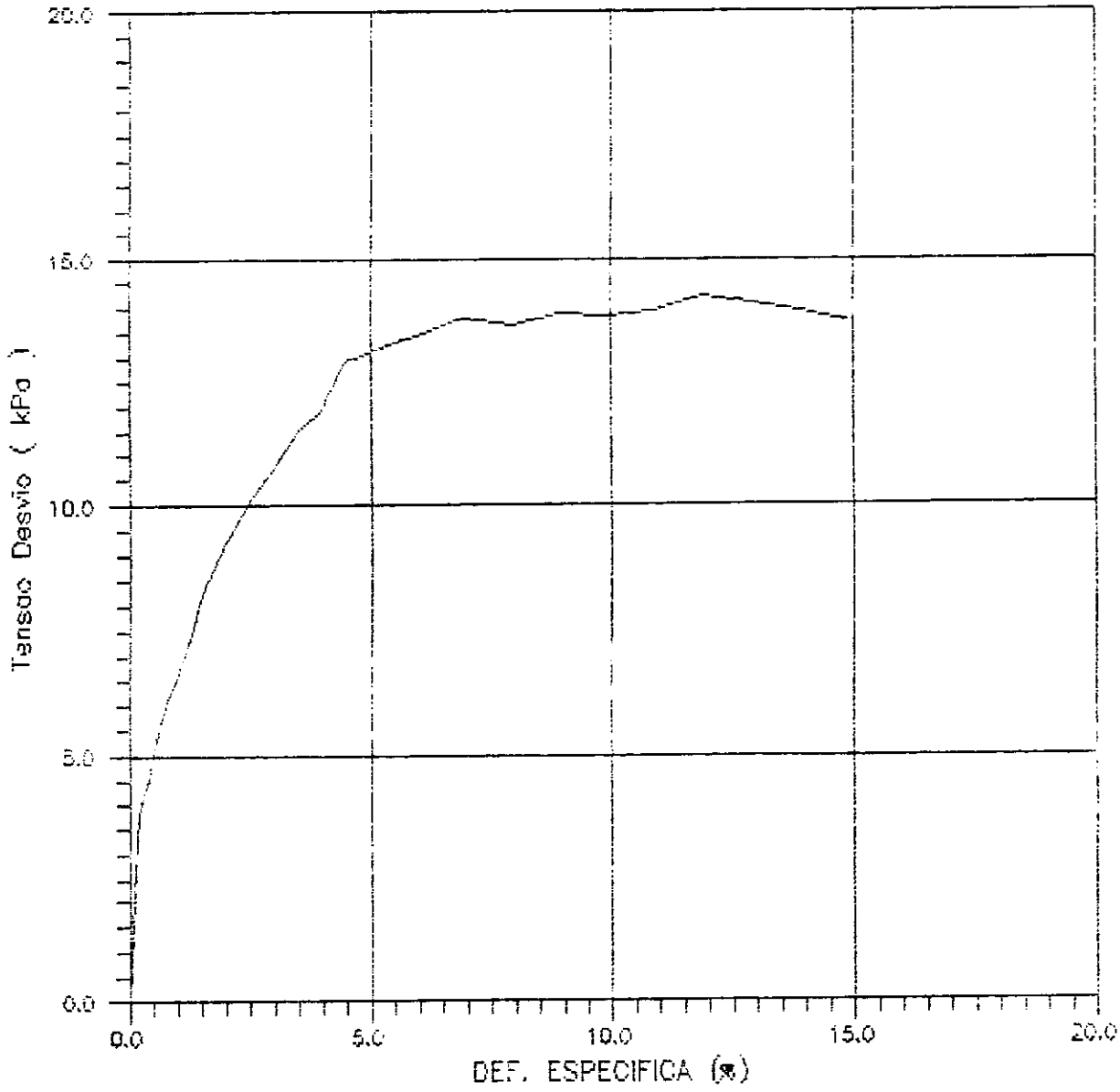
Amostra.: SP2 SA4 Prof.: 1,70 m



COPPE/UFRJ	Laboratorio de Geotecnia	FIG.

ENSAIO TRIAXIAL
Rapido Sem Adensamento

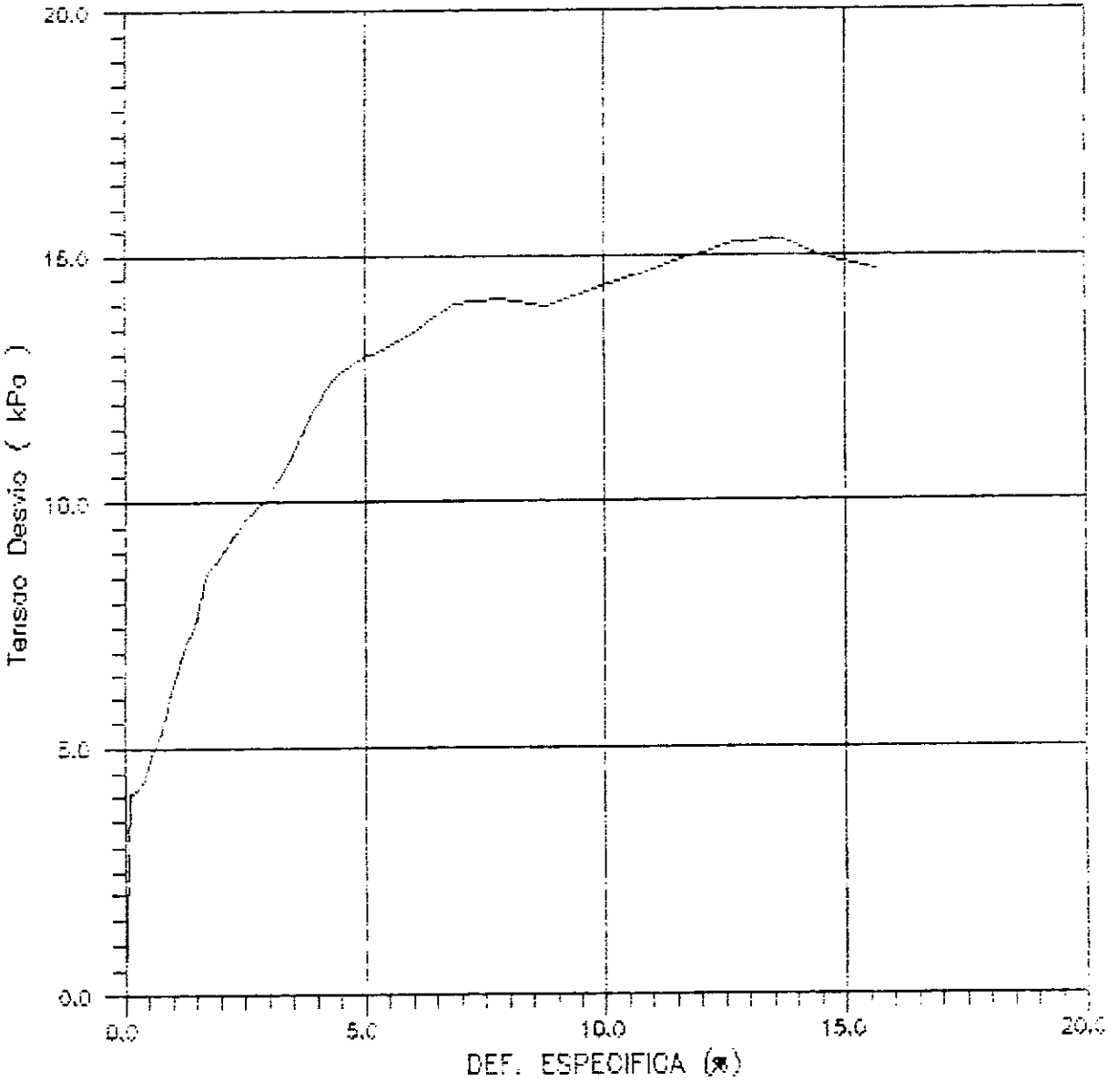
Amostra.: SPZ SA4 Prof.: 2.70 m



COPPE/UFRJ	Laboratorio de Geotecnic	FIG.

ENSAIO TRIAXIAL
Rapido Sem Adensamento

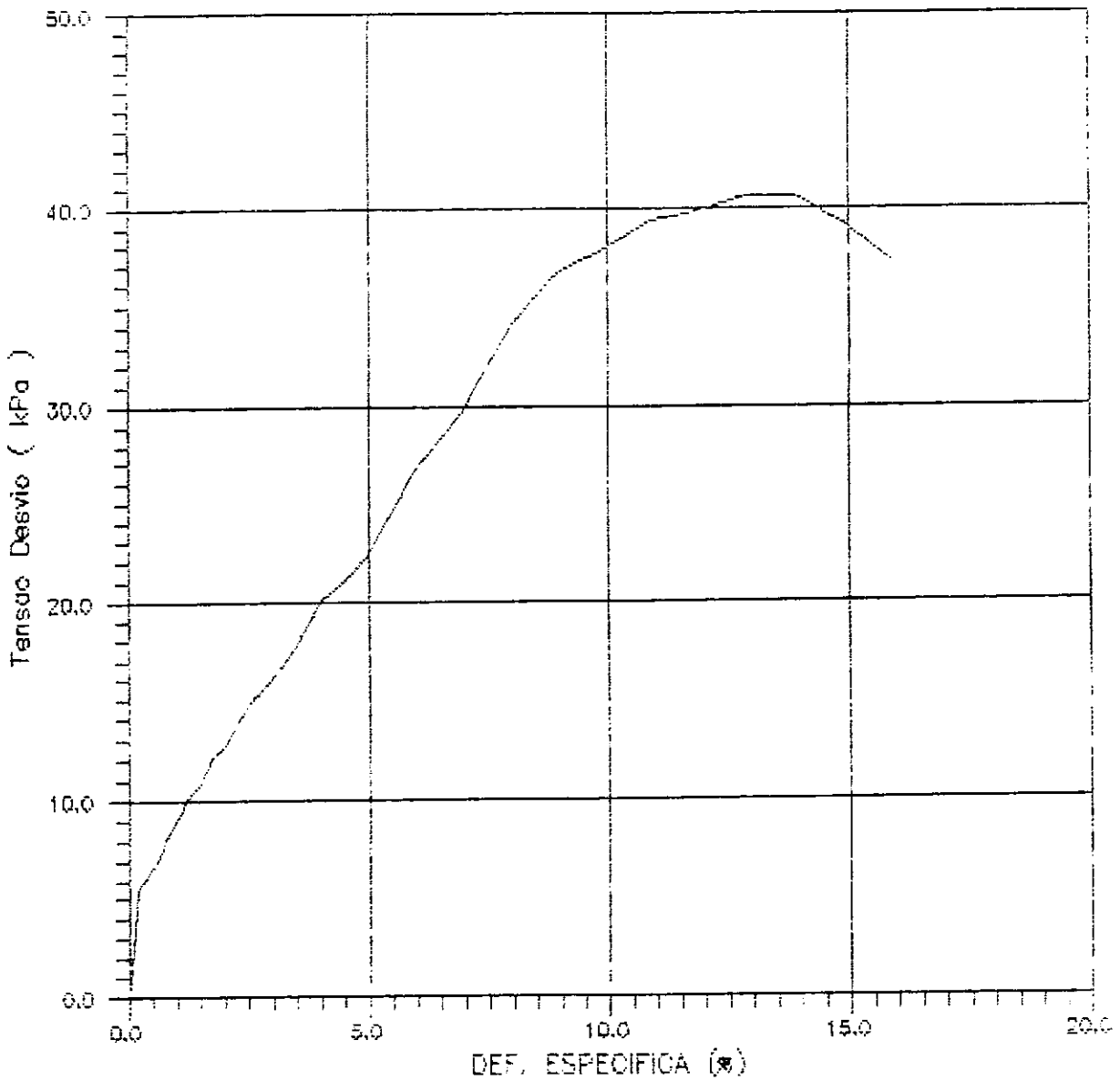
Amostra.: SP2 SA1 Prof.: 4.70 m



COPPE/UFRJ	Laboratorio de Geotecnia	FIG.

ENSAIO TRIAXIAL
Rapido Sem Adensamento

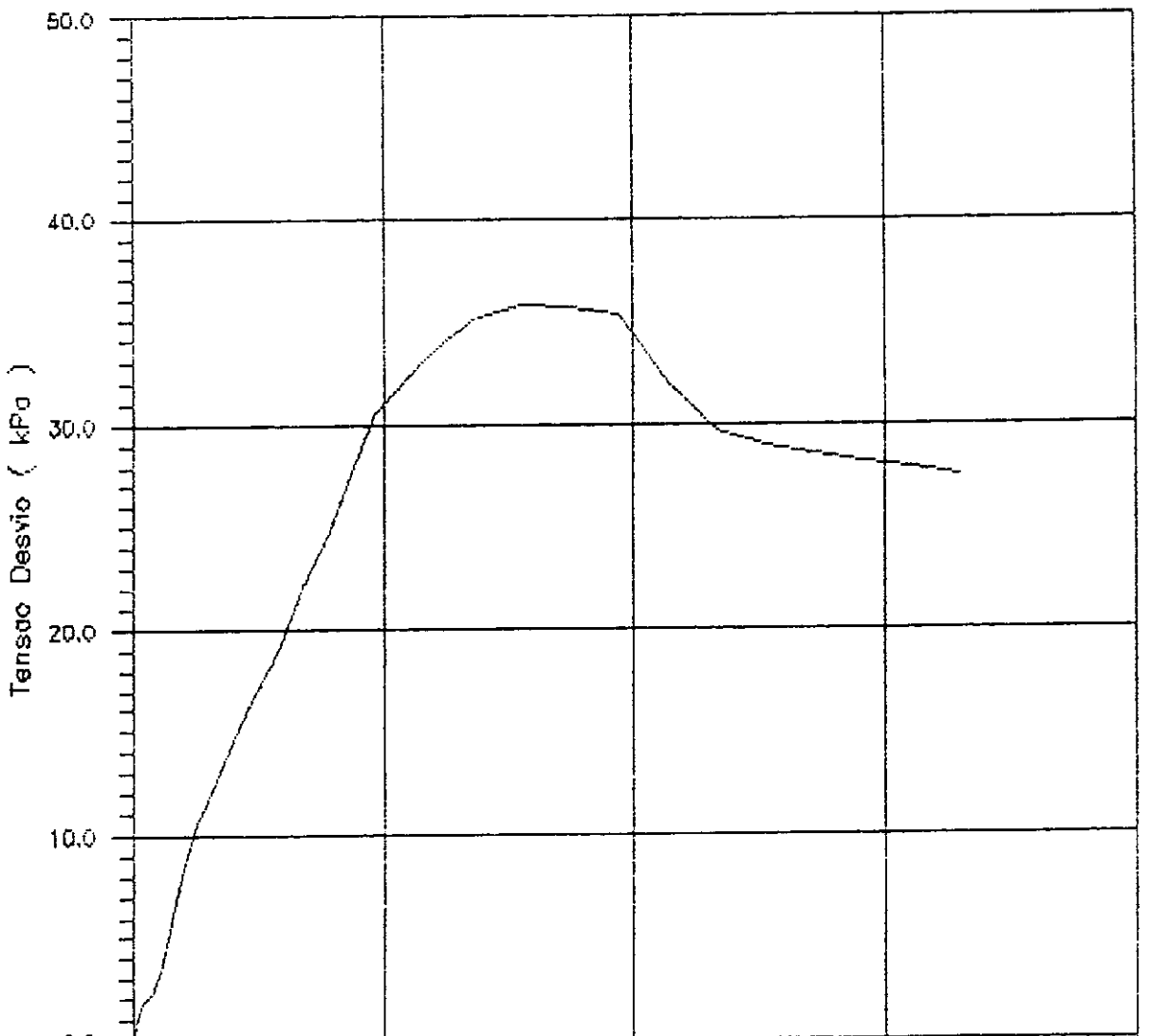
Amostra.: SP2 SA1 Prof.: 5.70 m



COPPE/UFRJ	Laboratorio de Geotecnia	FIG.

ENSAIO TRIAXIAL
Rapido Sem Adensamento

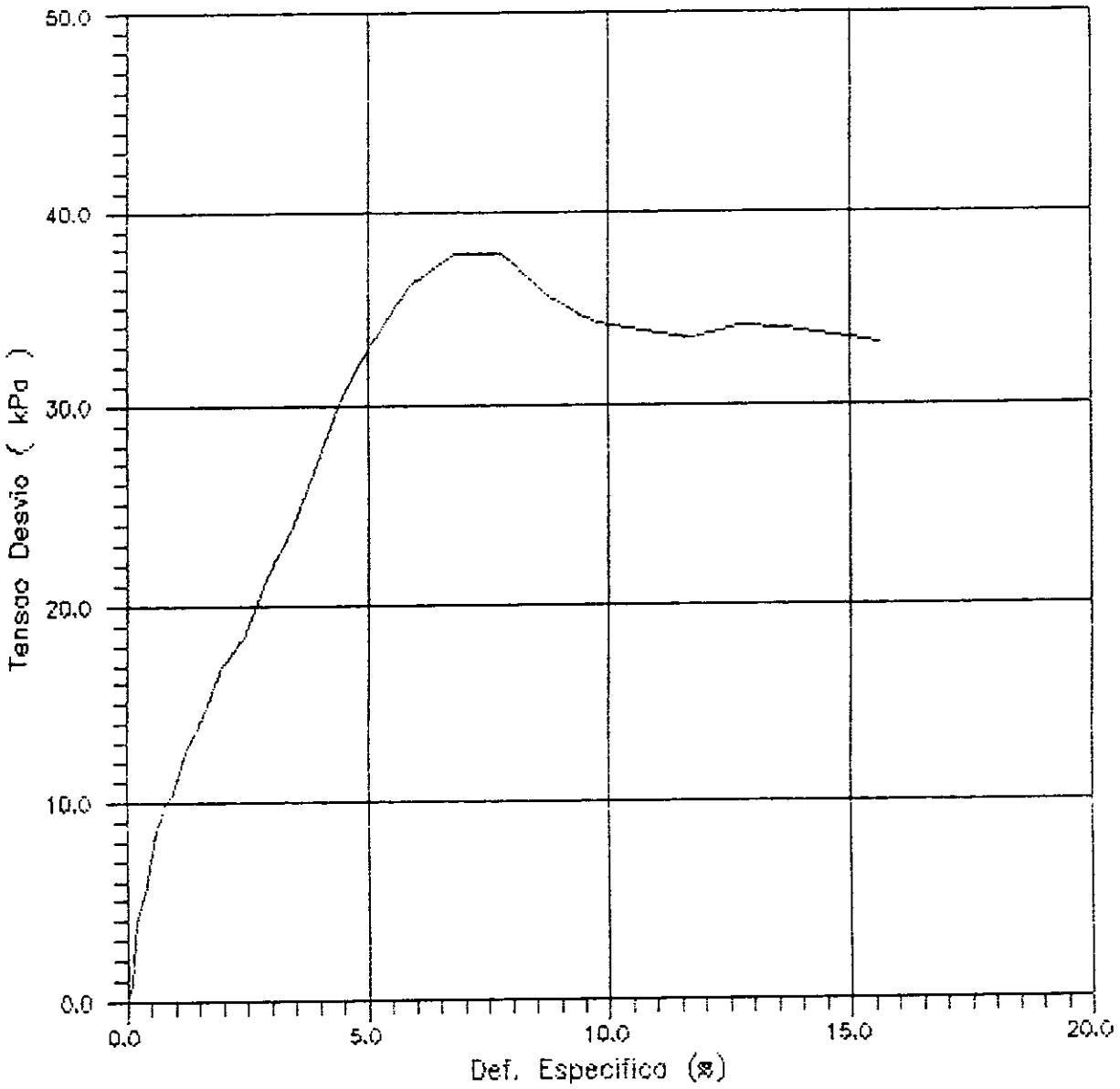
Amostra.: SP2 SA2 Prof.: 7,00 m



COPPE/UFRJ	Laboratorio de Geotecnia	FIG.

ENSAIO TRIAXIAL
Rapido Sem Adensamento

Amostra.: SP2 SA2 Prof.: 9,00 m



COPPE/UFRJ	Laboratorio de Geotecnia	FIG.