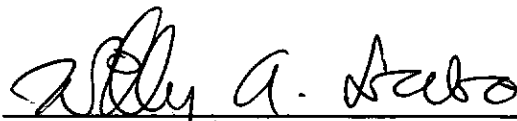


CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS
DE UM DEPÓSITO DE ARGILA MOLE
DA BAIXADA FLUMINENSE

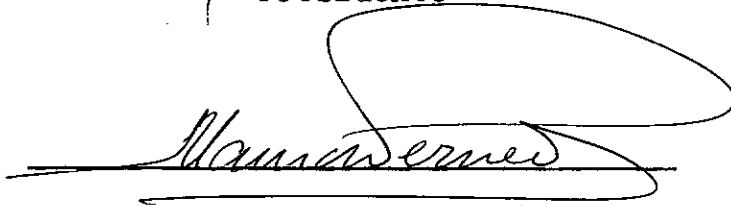
JOSE ALBERTO RAMALHO ORTIGAO

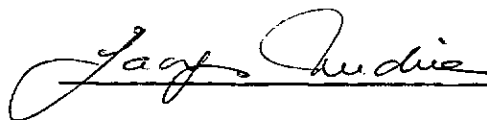
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU "MESTRE EM CIENCIA" (M.Sc.).

APROVADA POR:



Presidente





RIO DE JANEIRO

ESTADO DO RIO DE JANEIRO - BRASIL

JULHO - 1975

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Willy A. Lacerda pela orientação prestada na realização desse trabalho, bem como aos professores Jacques de Medina e Mauro L.G. Werneck, membros da banca examinadora, por terem revisto os originais.

Ao Professor Márcio Miranda Soares pelas sugestões valiosas .

Ao CNP_q, ao Instituto de Pesquisas Rodoviárias e à TRAFECON pelo auxílio financeiro prestado.

A todos os colegas e funcionários da COPPE e da TRAFECON, que possibilitaram a realização desse trabalho.

S U M Á R I O

O presente trabalho visa, à título de contribuição ao estudo das propriedades geotécnicas de depósitos naturais de argila mole, apresentar e discutir alguns resultados sobre compressibilidade e resistência ao cisalhamento.

Resultados de ensaios triaxiais UU, vane test de laboratório, ensaio de adensamento e triaxiais CIU são assim representados.

Examinam-se também os dados quanto a amolgamento devido à a mostragem e alguns procedimentos de campo e laboratório são proptos.

SUMMARY

This paper, as a contribution to the study of geotechnical properties to the natural soft clay deposits, presents and discusses some results on compressibility and shear strength.

Results of triaxial UU, laboratory vane test, consolidation test and triaxial CIU are presented.

Data are also examined with respect to disturbance due ~~sa~~mping and some field and laboratory procedures are proposed.

Í N D I C E

Capítulos

I INTRODUÇÃO GERAL

- 1.1 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES
- 1.2 - LOCAL E OBTENÇÃO DAS AMOSTRAS
- 1.3 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO
- 1.4 - INFLUENCIA DA TEMPERATURA E DO TEMPO DE PERMANENCIA NA ESTUFA NA DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

II RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-DRENADA

- 2.1 - INTRODUÇÃO
- 2.2 - ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO-ADENSADOS NÃO DRENADOS
- 2.3 - INFLUENCIA DO AMOSTRADOR E DIÂMETRO DA AMOSTRA
- 2.4 - "VANE TESTS" DE LABORATÓRIO
- 2.5 - ESTUDO DA SENSIBILIDADE DA ARGILA PELO "VANE TEST"
- 2.6 - COMPARAÇÃO DE S_u OBTIDO ATRAVÉS DE ENSAIOS TRIAXIAIS UU E VANE TESTS DE LABORATÓRIO

III ENSAIOS TRIAXIAIS CONSOLIDADOS ISOTROPICAMENTE NÃO DRENADOS

- 3.1 - INTRODUÇÃO

Capítulos

3.2 - ADENSAMENTO ISOTRÓPICO

3.3 - CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO NORMALIZADAS

3.4 - ESTUDO DA RELAÇÃO S_u/σ'_c

IV ENSAIOS DE ADENSAMENTO

4.1 - INTRODUÇÃO

4.2 - PROCEDIMENTO DE ENSAIO E EQUIPAMENTO

4.3 - RESULTADOS

4.3.1 - Índice de Compressão

4.3.2 - Coeficiente de Adensamento

4.3.3 - Permeabilidade

V MÓDULO TENSÃO-DEFORMAÇÃO NÃO DRENADO

5.1 - INTRODUÇÃO

5.2 - MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DE e_u

5.3 - DISCUSSÃO SOBRE OS RESULTADOS DE e_u
DO DEPÓSITO DE ARGILA EM ESTUDO

5.4 - RELAÇÃO e_u/S_u

VI CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS

1.1 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

A execução de obras de engenharia em terrenos fracos e bastante compressíveis tem levado os engenheiros a fazerem previsões quanto ao comportamento dessas obras. Novos métodos de previsão tem sido desenvolvidos face a essa necessidade.

A eficácia de uma previsão está aliada não só à perfeição do método de análise empregado mas, principalmente, à determinação dos parâmetros do solo a utilizar nessa análise. No caso, por exemplo, de uma construção de um aterro sobre solo fraco, que é um problema de fundação, a maior dificuldade está ligada à determinação dos parâmetros do depósito de argila. Quanto ao aterro propriamente dito, esses parâmetros se tornam muito mais fáceis de serem conhecidos visto que a construção deste pode ser controlada com exigências quanto ao tipo de material, à energia de compactação, umidade de colocação, granulometria, etc, levando a uma homogeneidade maior das propriedades físicas dos materiais de construção.

Quanto ao terreno de fundação, entretanto, em que não é possível obviamente manter qualquer controle, o engenheiro terá que enfrentar problemas quanto à heterogeneidade dos materiais para fazer

sua previsão.

Para a determinação de propriedades do solo, um programa de investigação geotécnica será iniciado com uma programação de sondagens para conhecimento do perfil do solo; delimitando-se geometricamente, bem como pelo índice de resistência SPT, as diversas camadas do depósito natural. Em seguida proceder-se-á a obtenção de amostras representativas de solo para ensaios que simulem uma condição que será encontrada na execução da obra. Os processos de amostragem utilizados normalmente são extração em tubos shelby de paredes finas, amostrador de pistão e amostragem em blocos. Esse último, entretanto, envolve execução de escavação para obtenção dos blocos que, quando executada em argila mole, se torna extremamente difícil e, por isso, pouco empregado.

Tem-se verificado que a qualidade da amostra está relacionada com o tipo de amostrador utilizado, bem como com a posição desta dentro do amostrador, conforme será discutido posteriormente.

O presente trabalho visa, à título de contribuição ao estudo das propriedades geotécnicas de depósitos naturais de argila mole, apresentar e discutir alguns resultados sobre compressibilidade e resistência ao cisalhamento e efeito de amolgamento nessa última propriedade.

1.2 - LOCAL E OBTENÇÃO DAS AMOSTRAS

O local escolhido foi o depósito de argila marinha da Baixada Fluminense, região adjacente à Baía de Guanabara. A sua importância é devida, não só às obras rodoviárias, que tem sido construídas nesses locais, bem como às instalações industriais que vem aí se desenvolvendo, tal como a Refinaria Duque de Caxias, construída sobre um depósito de argila mole com cerca de 10 metros de espessura. Segundo Vargas (1973), esses depósitos são muito recentes, ainda em sedimentação e, do ponto de vista geológico, atuais.

As argilas da Baixada Fluminense já foram objeto de estudo por F. Pacheco Silva do IPT, quanto às características geotécnicas visando a construção da Variante Rio-Petrópolis.

As amostras para o presente trabalho foram obtidas perto da rodovia Rio de Janeiro-Petrópolis no trecho entre o rio Iguaçu e o viaduto sobre a linha da Rede Ferroviária Federal. Nesse trecho, com sondagens pouco afastadas do bordo do talude da estrada, verificou-se ter o depósito de argila, uma espessura média de 10 metros sobrepõe a uma camada arenosa resistente.

As sondagens foram executadas com auxílio de revestimento de 4 polegadas e os amostradores empregados foram tubos shelbies de

2 1/2 e 2 polegadas de diâmetro por 60 cm de comprimento. Os primeiros, fabricados com aço inoxidável e estes, de latão. O comprimento útil dos amostradores é de 54 cm.

Na execução das sondagens, controlava-se o comprimento de cravação do amostrador de modo a não ultrapassar os 54 cm de comprimento útil, bem como, após a cravação, esperava-se de 10 a 15 minutos antes de retirar a amostra. O tempo de espera é importante de modo a se obter uma boa percentagem de recuperação através da aderência do material às paredes internas do tubo. Esse fato foi verificado em sondagens preliminares em que o tempo de espera foi menor e consequentemente, menor a percentagem de recuperação do material. Com o procedimento utilizado posteriormente, quase a totalidade dos amostradores vieram a ser completamente preenchidos.

Cabe salientar também que não foi utilizada lama bentonítica de modo a evitar formação de bucha no revestimento, pois, nessa fase de estudo, procurou-se atender a um procedimento de sondagem que é normalmente executado na prática brasileira.

1.3 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Na figura 1-1 estão plotados, em função da profundidade, os resultados de densidade real dos grãos (G) e peso específico aparente

úmido de diversos ensaios realizados. -Os valores médios encontrados são $G = 2.49$ e $\gamma = 1.42 \text{ t/m}^3$.

Nas figuras 1-2 e 1-3 são apresentados valores de limites de plasticidade, liquidez e umidade natural.

Os resultados de limites da figura 1-2, correspondentes à ta be la 1-1, foram obtidos em ensaios feitos em amostras previamente se ca s em estufa a 105°C e homogeneizadas conforme especificações da ABNT. O índice de plasticidade médio assim obtido foi de 19.6%, con si de ra do baixo para esse tipo de solo, e o índice de liquidez médio foi de 3.15, incoerente para depósitos de argila normalmente ad en sa da em que se sabe terem I_L próximo à unidade. Por outro lado, con for me será visto posteriormente, essa argila apresenta baixa sen sibi li da de, da ordem de 2 a 3. Entretanto, as argilas que tem um índice de liquidez alto, são geralmente de alta sensibilidade (Means & Parcher, 1965), depósitos típicos da Escandinávia.

Os fatos acima relatados, bem como a observação de Bjerrum (1973), ("Attention is drawn to the fact that serious fallacies may result if Atterberg limits are carried out on samples which are dried out before testing as done routinely in many laboratories"), le va m a concluir que esse método de ensaio não deve ser utilizado nes se tipo de solo.

Assim, os ensaios foram repetidos em amostras sem secagem prévia na estufa, isto é: para a determinação do limite de liquidez, adicionava-se água à amostra e, para limite de plasticidade a amostra era seca ao ar até a obtenção da consistência necessária para a execução dos ensaios. Os resultados assim obtidos estão relacionados na tabela 1-2 e na figura 1-3 e são coerentes com a experiência. Os valores médios são

$$LL = 118.9\%, LP = 33.6\%, IP = 90.3\% \text{ e } I_L = 1.02.$$

Cabe salientar que a influência do método de ensaio é considerável na determinação do limite de liquidez e, praticamente nenhuma, no limite de plasticidade, conforme os resultados nas tabelas 1-1 e 1-2.

1-4 - INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA E DO TEMPO DE PERMANÊNCIA NA ESTUFA NA DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

Essa determinação visou, em princípio, solucionar um problema de ordem prática de procedimento de laboratório para essa argila.

No último dia útil da semana várias amostras eram levadas à estufa para determinação de umidade natural. No entanto, a pesagem final só era feita no início de semana, 48 horas após. Desejava-se, en

tão determinar a influência desse tempo de permanência em relação ao tempo normalmente usado de 24 horas, bem como a influência de temperatura. A 105° C haveria maior queima de matéria orgânica da argila do que a 60° C.

Conforme a figura 1-4, foram retiradas nove amostras de um mesmo shelby. A medida que eram extraídas, cada amostra era dividida em duas partes e colocadas em cápsulas de alumínio de peso conhecido. Uma parte era levada à estufa a 105° C e outra, a 60° C. Foram feitas pesagens das cápsulas às 24 e 48 horas após a colocação na estufa.

Os resultados estão relacionados na tabela 1-3. Na determinação das 24 horas verifica-se uma diferença máxima de 80% na umidade entre amostra em estufas de 105° C e 60° C. Essa diferença diminuiu sensivelmente quando determinada a umidade após 48 horas de permanência. O fato mais importante observado foi que os valores de umidade permaneceram constantes quando calculados após 24 e 48 horas a 105° C, enquanto a 60° C aumentaram cerca de 4%. Conclui-se, portanto, que, a 105° C, o tempo de permanência na estufa entre 24 e 48 horas não influenciava os resultados de umidade.

TABELA 1-1

OBS - LL e LP DETERMINADOS COM SECAGEM PRÉVIA DA AMOSTRA

AMOSTRA	PROFUNDIDADE de (m)		LL (%)	LP (%)	IP (%)	UMIDADE NATURAL	$I_L = \frac{w - LP}{IP}$	OBSERVAÇÕES
1	2.17	2.71	72.5	38.4	34.1	149	3.24	1) Limite de liquidez (LL)
2	3.50	4.04	80.8	43.0	37.8	152	2.88	Valor máximo 80.8%
3	5.00	5.54	74.0	38.1	35.9	117	2.19	Valor mínimo 52.5%
4	5.60	6.14	56.0	34.6	21.4	102	3.15	Valor médio 62.3%
5	6.20	6.74	56.0	35.5	20.5	106	3.44	2) Índice de plasticidade (IP)
6	7.00	7.54	58.0	37.5	20.5	110	3.54	Valor máximo 37.8%
7	8.00	8.50	54.3	34.2	20.1	102	3.37	Valor mínimo 19.6%
8	9.00	9.54	52.5	32.9	19.6	100	3.42	Valor médio 25.8%
9	10.00	10.54	57.0	34.7	22.3	105	3.15	3) Limite de plasticidade (LP)
								Valor máximo 43.0%
								Valor mínimo 32.9%
								Valor médio 36.5%
								4) Índice de liquidez (I_L)
								Valor máximo 3.54
								Valor mínimo 2.19
								Valor médio 3.15

TABELA 1-2

OBS - LL e LP DETERMINADOS SEM SECAGEM PRÉVIA DA AMOSTRA

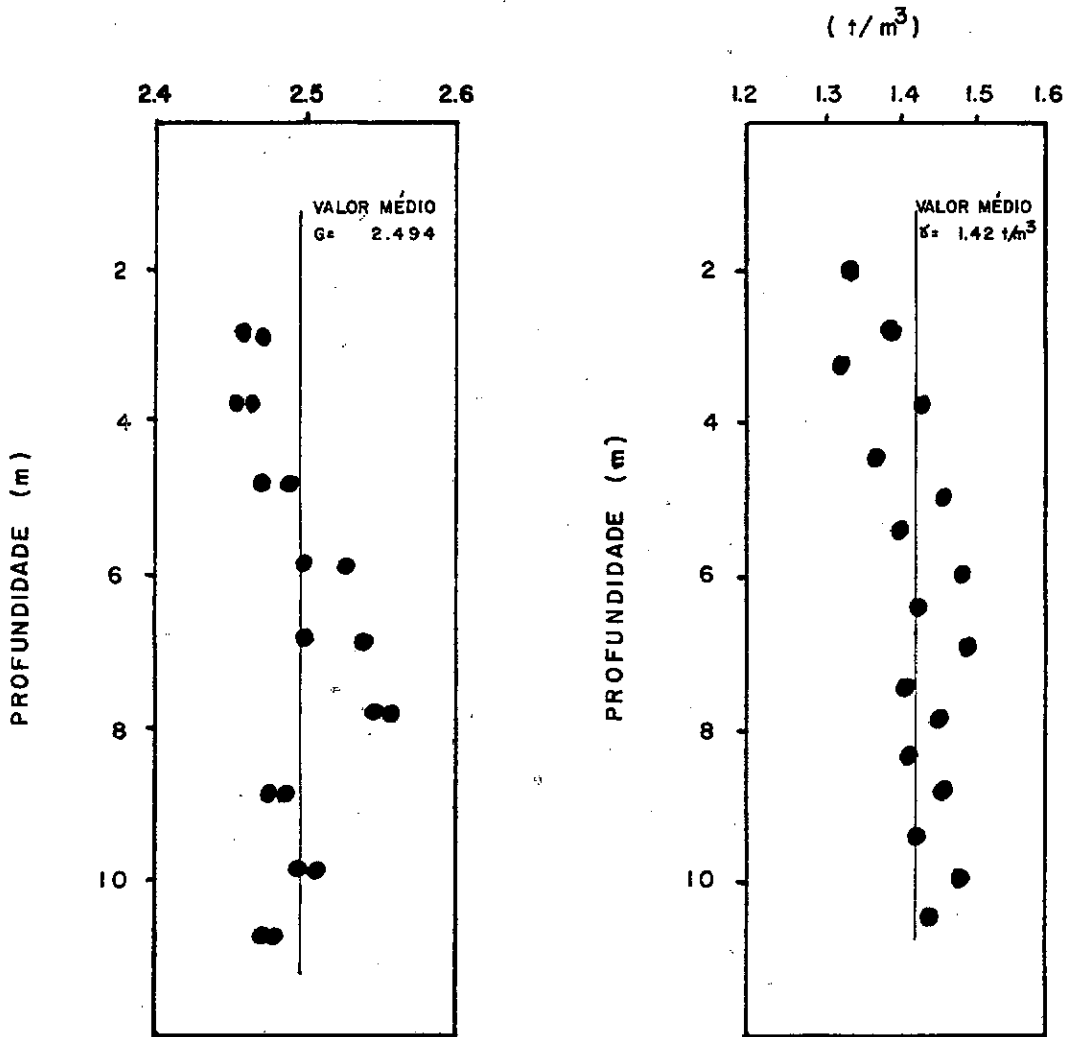
AMOSTRA	PROFUNDIDADE de (m) a		LL(%)	LP(%)	IP (%)	w (%) UMIDADE NATURAL	$I_L = \frac{w - LP}{IP}$	OBSERVAÇÕES
1	1.50	2.00	160.4	36.5	123.9	155	0.96	1) Limite de liquidez (LL) Valor máximo 160.4% Valor mínimo 89.2% Valor médio 118.9%
2	2.60	3.10	152.2	40.4	118.8	157	0.98	
3	3.10	3.60	151.2	41.8	109.4	152	1.00	
4	3.60	4.10	142.4	39.8	102.6	148	1.05	2) Índice de Plasticidade (IP) Valor máximo 123.9% Valor mínimo 63.1% Valor médio 90.3%
5	4.10	4.60	131.0	39.0	92.0	132	1.01	
6	4.60	5.10	132.3	33.0	99.3	130	0.98	
7	5.10	5.60	117.2	35.0	82.2	121	1.05	3) Limite de Plasticidade (LP) Valor máximo 41.8% Valor mínimo 25.1% Valor médio 33.6%
8	5.60	6.10	110.4	32.2	78.2	110	0.99	
9	6.10	6.60	116.0	38.1	77.9	114	0.97	
10	6.60	7.10	113.2	30.5	82.7	113	1.00	4) Índice de Liquidez (I_L) Valor máximo 1.13% Valor mínimo 0.96% Valor médio 1.02%
11	7.10	7.60	116.2	33.1	83.1	111	0.93	
12	7.60	8.10	105.2	27.7	77.5	111	1.07	
13	8.10	8.60	105.2	*	-	110	-	4) Índice de Liquidez (I_L) Valor máximo 1.13% Valor mínimo 0.96% Valor médio 1.02%
14	8.60	9.10	101.3	26.1	75.2	111	1.13	
15	9.10	9.60	102.2	*	-	111	-	
16	9.60	10.10	94.5	25.1	69.4	102	1.11	4) Índice de Liquidez (I_L) Valor máximo 1.13% Valor mínimo 0.96% Valor médio 1.02%
17	10.10	10.60	100.5	*	-	100	-	
18	10.60	11.05	89.2	26.1	63.1	95	1.09	

NOTA: *Não determinado

TABELA 1-3

DETERMINAÇÃO DE UMIDADE EM ESTUFA À 60° C E 105° C PARA 24 e
48 HORAS DE PERMANÊNCIA

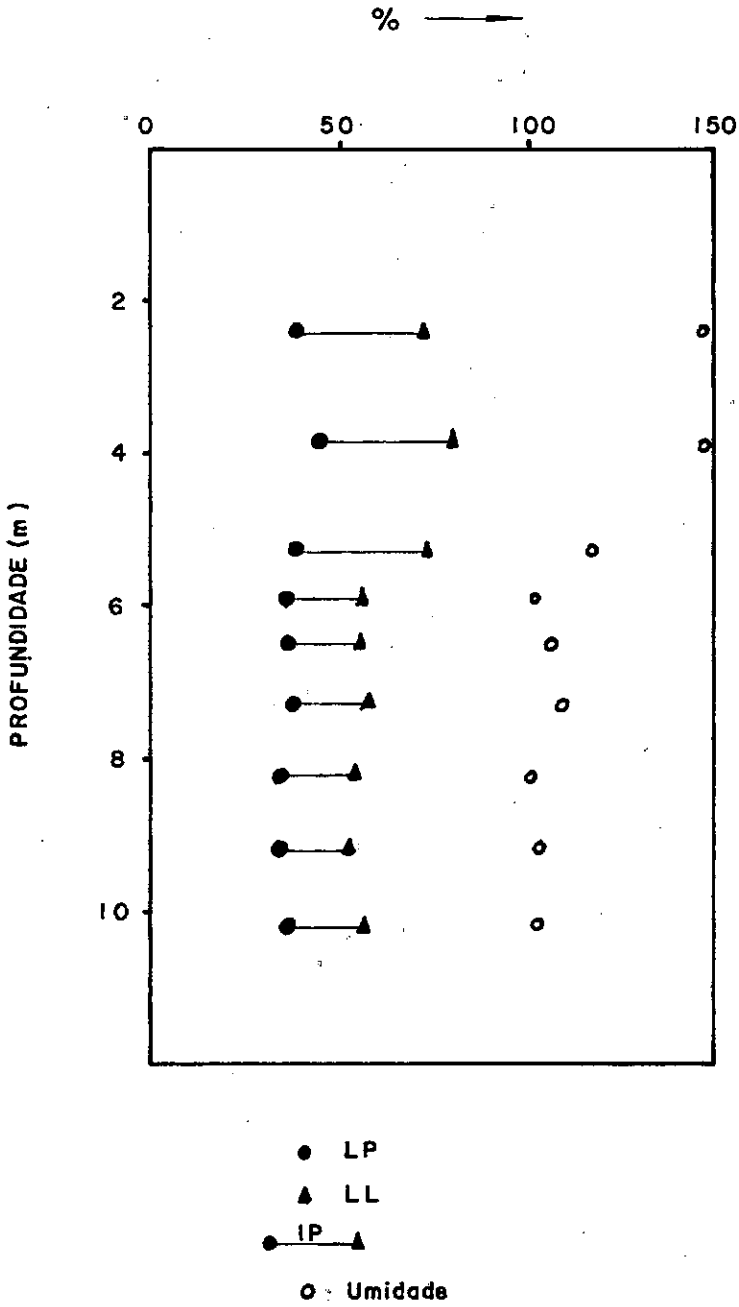
DETERMINAÇÃO Nº	105°C		60°C	
	24h	48h	24h	48h
1	97.8	97.8	94.9	95.0
2	98.1	98.1	91.8	92.1
3	96.3	96.3	88.2	91.1
4	98.3	98.3	92.4	93.5
5	98.5	98.6	91.1	96.2
6	97.1	97.2	90.4	94.4
7	96.9	97.3	89.3	94.8
8	102.9	102.7	94.4	98.0
9	101.9	102.0	94.0	99.0



DENSIDADE REAL DOS GRÃOS (G)

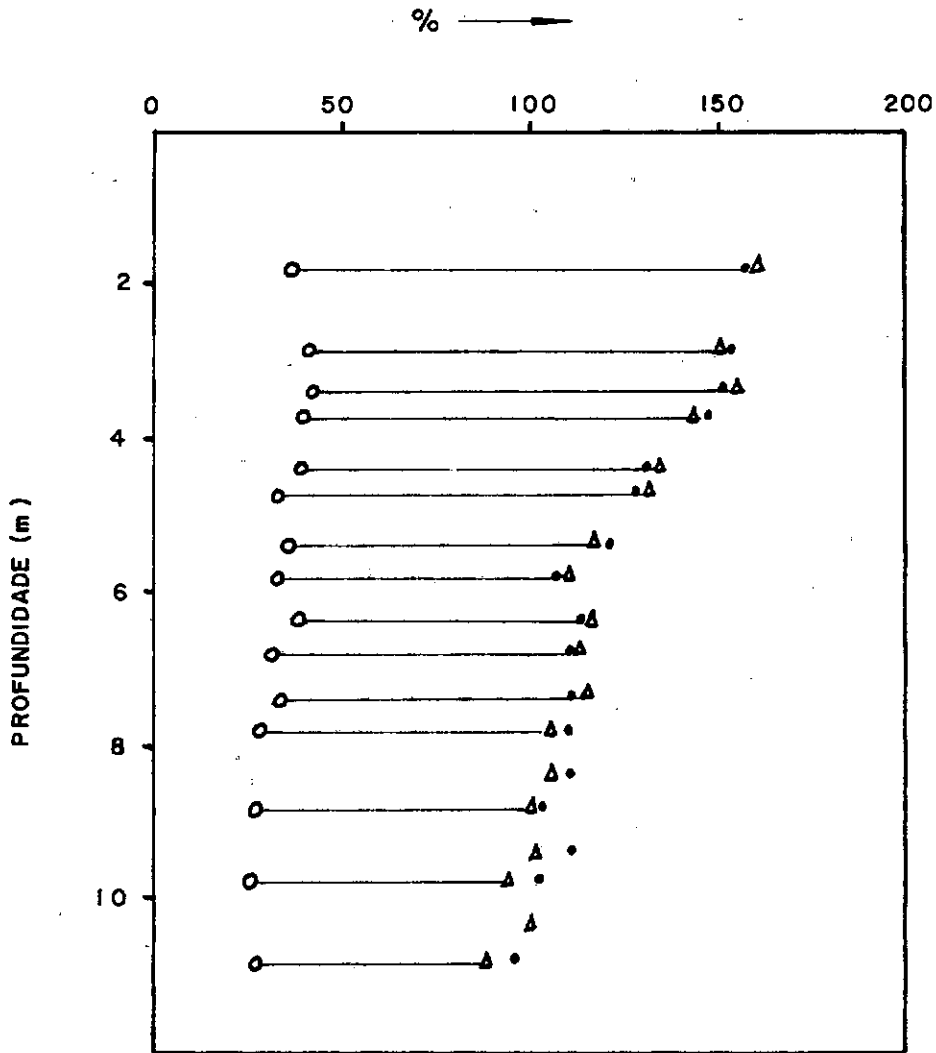
PÊSO ESPECÍFICO NATURAL (γ)

FIGURA 1-1



LIMITES DE ATTERBERG DETERMINADOS COM SECAGEM PRÉVIA DA AMOSTRA

FIGURA 1-2



LEGENDA

○ LP

△ LL

○—△ IP

• Umidade

LIMITES DE ATTERBERG COM DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE LIQUIDEZ SEM SECAGEM PRÉVIA DA AMOSTRA

FIGURA 1-3

SHELBY

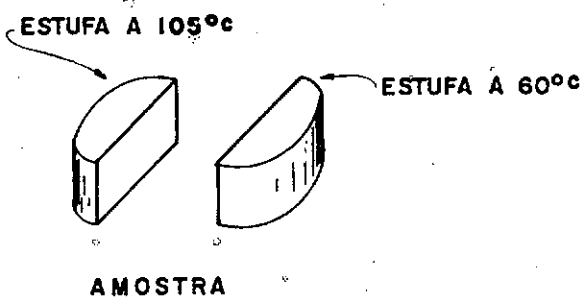
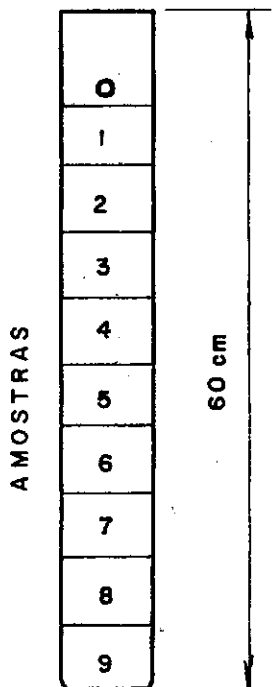


FIGURA 1-4

2.1 - INTRODUÇÃO

A construção de aterros sobre argila mole saturada, ocorre, em quase todos os casos, tão rapidamente que não é permitida qualquer dissipação de pressões neutras desenvolvidas na camada de argila. A permeabilidade dessas argilas geralmente é tão baixa que não permite qualquer drenagem. A resistência do solo mobilizada nessa fase é, então, a existente. "in situ" antes da construção. Assim, à medida que o aterro é construído aumentando as tensões solicitantes na camada de argila, o fator de segurança decresce, atingindo um valor mínimo no final da obra. Essa condição crítica tende a melhorar quando, após a obra, inicia-se o processo de dissipação de pressões neutras provocando, conseqüentemente, aumento de resistência.

Conforme Bishop & Bjerrum (1960) o aumento das tensões totais durante a construção não afeta a resistência ao cisalhamento não drenada in-situ (desde que não há drenagem não há modificação na resistência). Assim, o solo tem um comportamento puramente coesivo e a análise de estabilidade correspondente é denominada $\phi = 0$.

A previsão da resistência ao cisalhamento pode ser feita através de ensaios de laboratório em que se procura simular uma situa

ção existente durante a construção da obra. No entanto, a simulação perfeita é obviamente impossível. Há limitações de ordem prática e teórica, pois não se consegue impor a uma amostra ensaiada em laboratório um estado de tensões e deformações existentes no campo.

Por causa dessas limitações de conhecimento da situação real "in situ" e dos próprios equipamentos de ensaio e amostragem, muito dos procedimentos de laboratório para medir propriedades do solo são basicamente de natureza empírica (Ladd, C.C. - 1971).

Tem sido utilizados dois tipos de ensaios para a determinação da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u). O primeiro, assume uma relação unívoca entre a umidade e a resistência na ruptura o que, conforme Bishop & Bjerrum, é uma justificativa para a utilização da análise $\sigma = 0$ pois, reconsolidar as amostras sob a pressão efetiva existente "in situ" (segundo método) provoca uma redução na umidade e isso super-estimaria a resistência. No entanto, pesquisas recentes realizadas no Massachusetts Institute of Technology pelo professor Ladd em que se assume uma relação unívoca entre S_u e as pressões de consolidação, empregam ensaios consolidados não drenados (CU). Dentro desse conceito, amostras do solo são adensadas sob pressões superiores às existentes no campo e assume-se, para determinação de S_u , um comportamento normalizado (vide cap. III). Uma discussão detalhada desse método é feita por Ladd & Foott (1974) e foge do escopo do presente trabalho.

Entre os ensaios tipo UU de laboratório que tem sido utilizados, amostras do depósito de argila em estudo foram submetidas a ensaios triaxiais UU e "vane test" de laboratório.

Vários fatores influenciam a determinação de S_u . Entre eles podem ser citados: amolgamento da amostra, velocidade de ensaio, estado de tensão e deformação aplicado à amostra, etc. No presente trabalho procurou-se avaliar a influência do amolgamento no parâmetro S_u obtido através de ensaios UU.

2.2 - ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO-ADENSADOS, NÃO-DRENADOS (UU)

Nesse tipo de ensaio o parâmetro S_u é obtido pela expressão:

$$S_u = \frac{(\hat{\sigma}_1 - \hat{\sigma}_3) \text{ máx.}}{2}, \text{ onde:}$$

$\hat{\sigma}_1$ = tensão principal maior, vertical

$\hat{\sigma}_3$ = tensão principal menor, confinante

$(\hat{\sigma}_1 - \hat{\sigma}_3) \text{ máx.}$ = diferença máxima entre as tensões principais $\hat{\sigma}_1$ e $\hat{\sigma}_3$

As amostras foram retiradas de shelbies de 2" e 2 1/2" de diâmetro. Dos shelbies de menor diâmetro, moldaram-se corpos de prova

(CP) de argila de diâmetro de 2" e 4" de altura, sem que fossem desbastados lateralmente.

Dos outros shelbies foram moldados CP's de 2" x 4", dimensões iguais aos anteriores e também CP's de 1.4" x 2.8".

A moldagem das amostras do topo da camada de argila era, por vezes, bastante difícil pois, havia ocorrência de gravetos, folhas, etc. Já as amostras shelbies do fundo do estrato de argila mole permitiam fácil moldagem. Nesse caso eram ensaiados 3, 4 e até 5 corpos de prova respectivamente nos shelbies de 2" e 2 1/2" (figura 2-1).

Todas as amostras eram envolvidas em membranas de borracha, presas com "o-rings" nas placas superior e inferior de acrílico, não se permitindo drenagem durante o ensaio. O equipamento utilizado para os ensaios foi Wykeham Farrance do tipo descrito por Bishop & Henkel (1962). A velocidade de deslocamento da prensa foi fixada em 0.91 mm por minuto, correspondendo a uma velocidade de deformação específica de 0.9 e 1.3%/min, respectivamente para as amostras maiores e menores. Essa diferença de 0.4%/min nas velocidades de deformação específica é bastante pequena e foi considerada desprezível.

As tensões confinantes (σ_3) utilizadas tiveram os seguintes valores: 0.50, 0.15 e 0.25 kg/cm². Ao primeiro corpo de prova de argila extraído do shelby aplicava-se uma tensão confinante de 0.50

kg/cm², aos demais, 0.15 kg/cm², sendo que o último CP era rompido com $\sigma_3 = 0.25$ kg/cm².

Na escolha de valores de σ_3 procurou-se simular a construção de um aterro rodoviário de dimensões normais (cf. La Rochelle et al, 1974), adotando-se σ_3 entre $(k_o p'_o)$ e $(k_o p'_o + \Delta p)$, onde

$$\begin{aligned} k_o &= \text{coeficiente de empuxo no repouso.} \\ p' &= \text{tensão vertical efetiva atuante} = \sum \gamma' h \\ \Delta p &= \text{tensão vertical devido à sobrecarga} \end{aligned}$$

Os maiores σ_3 eram aplicados ao primeiro e último CP's extraídos do shelby visando-se com isso minimizar efeitos de amolgamento.

Na figura 2-2 estão plotados, em função da profundidade, valores de S_u obtidos nos ensaios UU em amostras de ϕ 2" retiradas de tubos shelbies de ϕ 2". Verifica-se ser esse parâmetro crescente com a profundidade e está compreendido entre:

$$\begin{aligned} S_{u\text{mín}} &= 0.20 + 0.0187 z \text{ (t/m}^2\text{)} \\ S_{u\text{máx}} &= 0.48 + 0.0187 z \text{ (t/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

e os valores médios são dados por:

$$S_{u\text{médio}} = 0.35 + 0.0187 z \text{ (t/m}^2\text{)}$$

onde,

z = profundidade em metros

S_u = resistência não drenada (t/m^2)

Na figura 2-3 também estão plotados resultados de 23 ensaios UU de amostras de ϕ 2", embora obtidos de shelbies de 2 1/2", o que obrigou a cortar a amostra lateralmente.

Observando-se esse gráfico, nota-se que alguns ensaios estão situados fora da faixa hachurada considerada na interpretação dos resultados. Verifica-se também que há uma região de menor resistência, situada entre 3 e 4 m de profundidade, abaixo da qual S_u cresce e, pode ser obtido através das seguintes expressões:

$$S_u \text{ min} = 0.24 + 0.0171 z \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$S_u \text{ máx} = 0.50 + 0.0171 z \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$S_u \text{ médio} = 0.37 + 0.0171 z \text{ (t/m}^2\text{)}$$

Os valores de S_u de ensaios triaxiais UU em amostras de ϕ 1 1/2" extraídas de shelbies de 2 1/2" são apresentados na figura 2-4 em função da profundidade. Como no caso anterior, há também uma região de baixa resistência situada a cerca de 4 m de profundidade, abaixo da qual as seguintes expressões fornecem valores de S_u :

$$S_u \text{ mín} = 0.30 + 0.027 z \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$S_u \text{ máx} = 0.60 + 0.100 z \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$S_u \text{ médio} = 0.44 + 0.071 z \text{ (t/m}^2\text{)}$$

Em uma análise comparativa desses resultados verifica-se que:

- a) Não há diferença sensível de resistência (área hachurada nos gráficos) entre os ensaios em amostras de $\varnothing 2''$ tanto obtidas em sheldies de $\varnothing 2''$ como $\varnothing 2 \frac{1}{2}''$.
- b) Vários resultados dos ensaios apresentados na figura 2-3 fogem bastante da área hachurada que compreende os valores de S_u considerados. No entanto, analisando-se esses valores em conjunto com todos os resultados (figura 2-5), nota-se que alguns deles estão compreendidos na faixa dos maiores valores de S_u considerados.
- c) Com todos os resultados de S_u plotados no mesmo gráfico (fig 2-5) pode-se visualizar perfeitamente a existência da região de baixa resistência a cerca de 4 m de profundidade.
- d) As amostras menores (1.4" x 2.8") extraídas dos sheldies de maior diâmetro fornecem os maiores valores de resistência.
- e) Uma tentativa de identificar a influência da tensão confinante em S_u (figuras 2.2, 2.3 e 2.4), não forneceu resultados satisfatórios. Concluindo-se, como era de se esperar,

que S_u é independente de σ_3 , mas bastante influenciado pelo amolgamento da amostra.

- f) Plotando-se (figura 2-6), para todos os ensaios, S_u versus deformação específica na ruptura (ϵ_f) não foi possível identificar pontos correspondentes a ensaios feitos em amostras menos amolgadas, aliando-se maior resistência a valores de ϵ_f menores. Na mesma figura, pode-se verificar que ϵ_f médio é da ordem de 10%.

2-3 - INFLUENCIA DO AMOSTRADOR E DIAMETRO DA AMOSTRA

A qualidade da amostra está intimamente relacionada com a técnica de amostragem empregada. Em se tratando de ensaios em que não há qualquer consolidação da amostra de solo (tipo UU), a influência do grau de amolgamento influencia sobremaneira os valores de resistência assim obtidos. A sensibilidade de S_u ao estado da amostra quanto à perturbação permite estudo comparativo de diversas técnicas de amostragem. Assim, a resistência não drenada de amostras extraídas de amostradores de diversos diâmetros foram comparadas por Conlon et al (1970). O gráfico resultante está representado na figura 2-7a.

Por outro lado, como relatado anteriormente, verificou-se no presente trabalho que as menores amostras ensaiadas retiradas de

shelbies de maior diâmetro, forneceram maiores valores de resistência. Esse fato pode ser perfeitamente explicado devido ao amolgamento menor do corpo de prova ensaiado.

A medida que o amostrador penetra no solo, parte da argila que se situa junto às paredes do amostrador, sofre maior perturbação devido ao atrito. Assim, como pode se ver na figura 2-1, é de se esperar que no caso c, as amostras estejam sujeitas a uma menor perturbação; fato este confirmado pela maior resistência que apresentaram. Pode-se imaginar, então, que, ao longo de uma seção do amostrador, a distribuição da influência do amolgamento teria uma forma conforme figura 2-7b. Esse fato vem explicar também porque as amostras de 2 polegadas de diâmetro tanto as extraídas de shelbies de $\varnothing 2''$, como nos de $\varnothing 2 \frac{1}{2}''$ forneceram mesmo S_u . O pequeno desbaste lateral correspondente a 36% da área foi insuficiente para eliminar o efeito do atrito lateral do amostrador. Entretanto, para a moldagem de amostras de $\varnothing 1.4''$, houve maior desbaste (69% da área), eliminando-se a parcela mais amolgada e, conseqüentemente, obteve-se S_u maior.

2-4 - VANE TESTS DE LABORATÓRIO

Foram realizados ensaios vane de laboratório em amostras de shelby $\varnothing 2''$. Esses ensaios tiveram por objetivo, além da obtenção de S_u , verificar a variação da resistência ao longo do amostrador shelby.

Assumindo-se que a resistência da argila é totalmente mobilizada ao longo da área do solo cisalhado, temos

$$S_u = \frac{\text{torque máx}}{\left(\frac{d^2 h}{2} + \frac{d^3}{6} \right)}$$

onde d e h são respectivamente o diâmetro e altura da palheta.

O equipamento vane utilizado foi Wykeham Farrance de tipo de laboratório com palheta quadrada de 1/2".

A palheta era introduzida na amostra dentro do shelby dando-se então, início ao ensaio. Após a obtenção da resistência máxima, o que levava cerca de 10 minutos, davam-se duas voltas completas na palheta de modo a amolgar totalmente o solo e determinar, em um novo ensaio, a resistência amolgada. A sensibilidade (S) podia, então, ser calculada pela fórmula:

$$S = \frac{\text{Resistência indeformada}}{\text{Resistência amolgada}}$$

Nas figuras 2-8 e 2-9 estão plotados em função do comprimento do shelby os valores de S_u do solo indeformado e amolgado. Na figura 2-11 estão representadas as faixas de variação de resistência do solo indeformado e amolgado obtidas pelos ensaios "vane", em função

da profundidade. No gráfico, pode-se verificar que o limite inferior da faixa de S_u indeformado praticamente se confunde com a faixa a molgada, mostrando que esses ensaios foram feitos em amostras perturbadas.

As amostras de 1 a 6, situadas no topo da camada apresentam uma maior dispersão de valores de S_u enquanto nas demais, os pontos obtidos se alinham linearmente.

Pode-se identificar também uma tendência acentuada de crescimento de S_u do topo para o final do shelby. Para explicar esse comportamento duas hipóteses foram levantadas:

- 1) Esse aumento seria devido ao próprio procedimento de extração da amostra quando, através de um macaco, força-se a argila para fora do amostrador shelby. Essa pressão seria responsável por esse comportamento, pois enrijeceria a parte do solo perto do pistão do extrator.
- 2) A segunda hipótese atribuiria esse fato à influência do amolgamento durante a amostragem no campo, pois a argila que entra primeiro no shelby esteve sujeita a uma perturbação maior, devido à limpeza do furo até a uma certa cota ou à formação de bucha, fornecendo os menores valores de S_u ao longo do amostrador.

De forma a elucidar essa dúvida, algumas amostras (fig. 2-10) foram extraídas no sentido inverso em relação ao procedimento normal anterior (isto é, em sentido contrário ao de penetração do amostrador no solo) e submetidas a ensaios "vane".

Como se pode verificar na figura 2-10 as primeiras determinações forneceram os maiores valores de resistência, vindo a confirmar a validade da segunda hipótese.

2-5 - ESTUDO DA SENSIBILIDADE DA ARGILA PELO "VANE TEST"

Skempton e Northey (ref. citada por Means & Parcher, 1965) classificam a sensibilidade das argilas como segue:

Insensíveis	1
Baixa sensibilidade	1-2
Sensibilidade Média	2-4
Sensível	4-8
Extra Sensível	8
"Quick clay"	16

A sensibilidade (S) do depósito de argila em estudo varia entre 2 e 3. Entretanto, pelos gráficos das figuras 2.8 e 2.9, observando-se os valores de resistência amolgada em relação à indeformada, pode-se notar uma tendência acentuada de diminuição de S com a profundidade. Assim, essa argila poderia ser classificada, segundo o critério de Skempton e Northey, como possuindo sensibilidade média (S=3)

no topo do estrato de argila e tendendo a ter sensibilidade baixa no final deste ($S = 2$).

2-6 - COMPARAÇÃO DE S_u OBTIDO ATRAVÉS DE ENSAIOS TRIAXIAIS UU E VANE TEST DE LABORATÓRIO

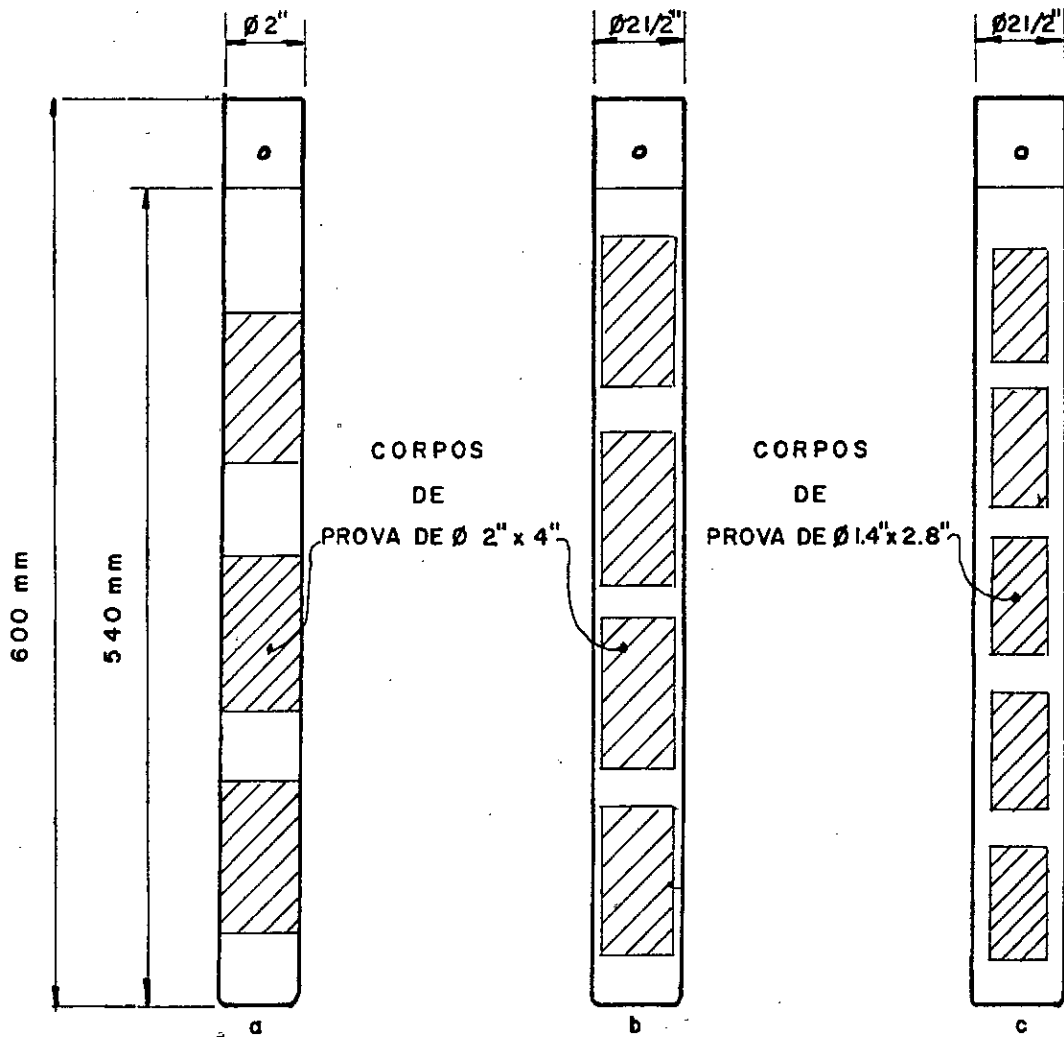
Na figura 2-12 estão representadas faixas de valores de S_u obtidos pelo vane test de laboratório e ensaio triaxial tipo UU em função da profundidade.

Os ensaios triaxiais mostram, como relatado anteriormente, a presença de uma região de baixa resistência situada a cerca de 4 m de profundidade, acima da qual S_u cresce. Entretanto, pelos valores de resistência dos "vane tests", esta camada mais fraca estaria situada mais abaixo, a cerca de 7 m abaixo do nível do terreno e, nessa região, os ensaios triaxiais dão valores de S_u máximo bem superiores. Por outro lado, a curva média da variação de S_u dos vane tests apresenta resistência decrescente com a profundidade até 7 m, crescendo daí em diante.

Quanto à resistência não drenada do solo amolgado, os dados de ensaios triaxiais e vane são bastante coerentes entre si. A faixa de S_u em solo amolgado dos ensaios vane compreende o limite inferior da faixa hachurada (ensaios triaxiais). Junto a este limite es

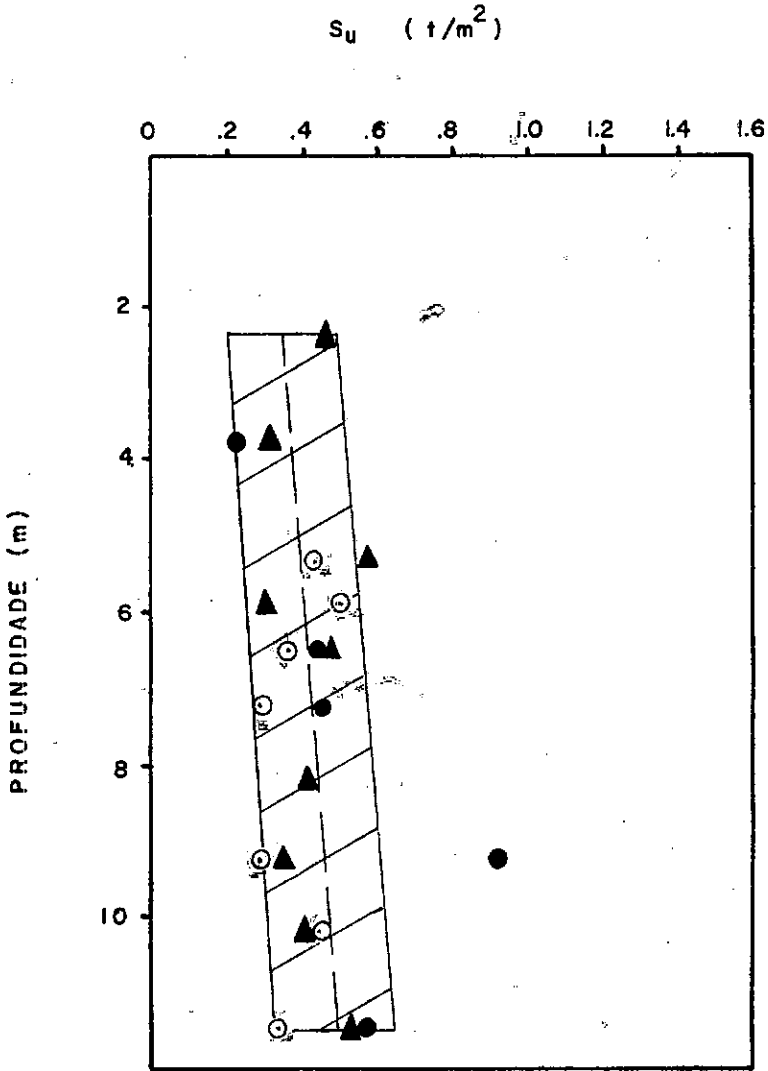
tão situados os pontos correspondentes a amostras de solo perturba
do.

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-DRENADA



AMOSTRADORES SHELBIES E LOCALIZAÇÃO DAS AMOSTRAS

FIGURA 2-1



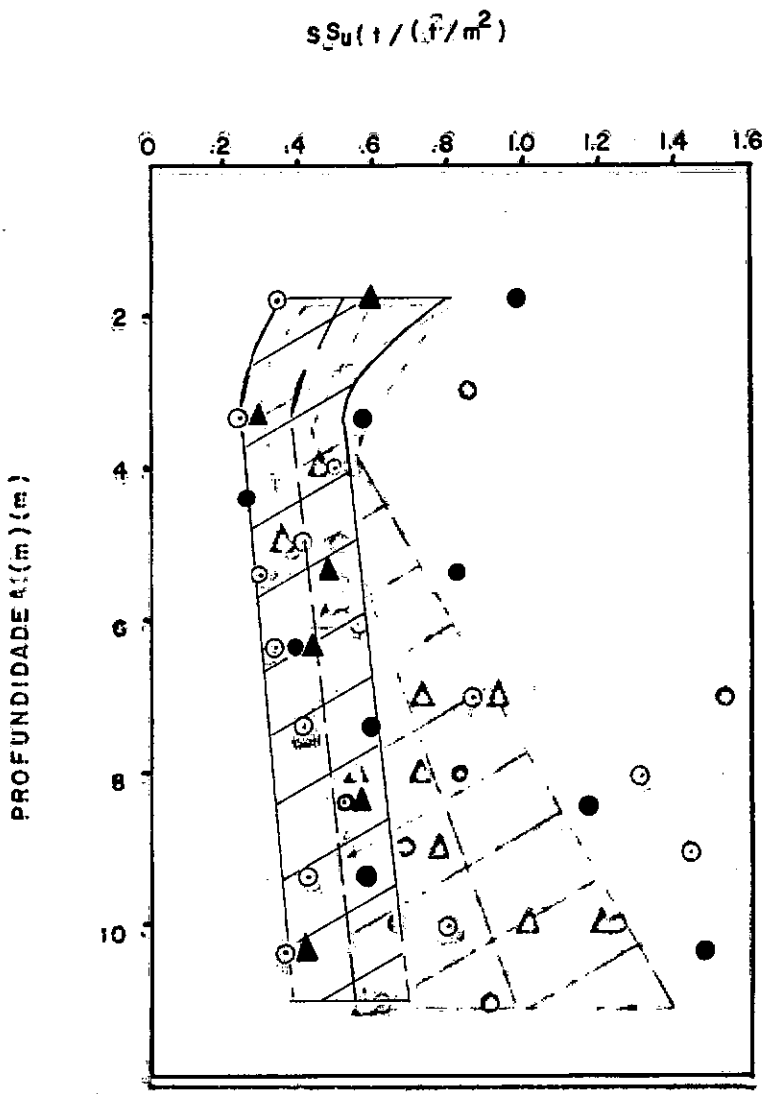
ENSAIOS TRIAXIAIS UU

AMOSTRAS Ø 2"

SHELBY Ø 2"

- ▲ — $G_3 = 0.15 \text{ kg/cm}^2$
- — " " 0.25 " "
- — " " 0.50 " "

FIGURA 2 - 2



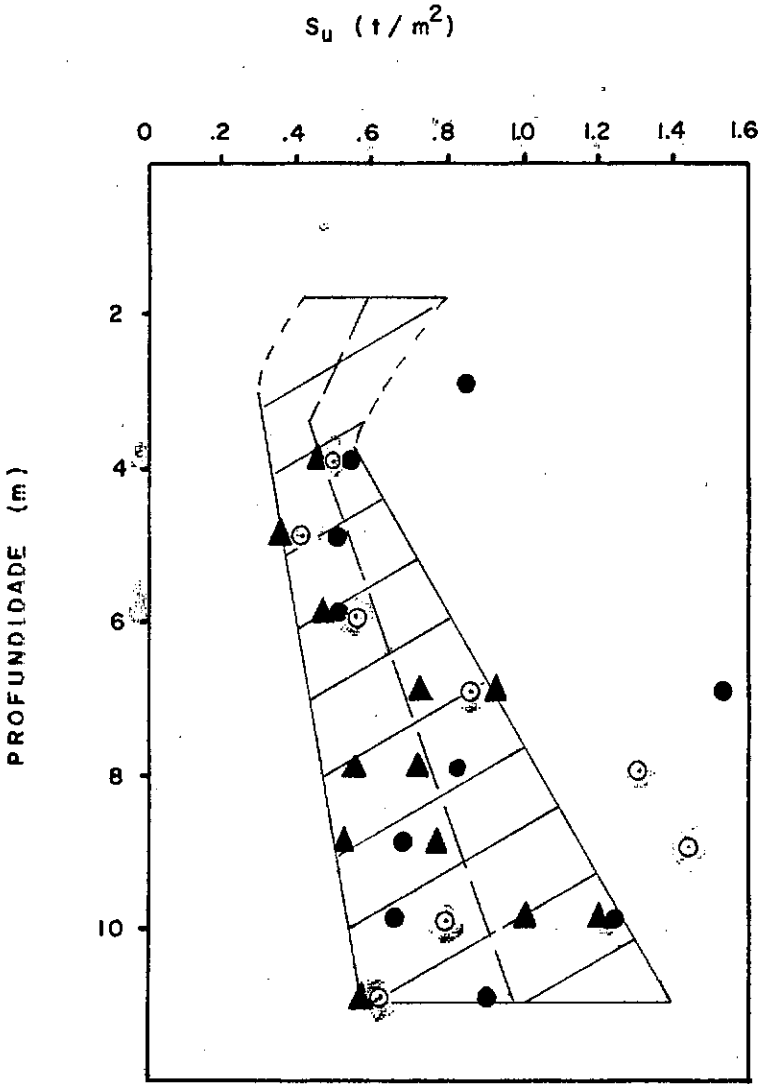
ENSAIOS TRIAXIAIS UU
ENSAIOS TRIAXIAIS UU

AMOSTRAS Ø 2"
AMOSTRAS Ø 1.4"

SHELBY Ø 2 1/2"
SHELBY Ø 2 1/2"

- ▲ — $G_3 = 0.15 \text{ kg/cm}^2$
- — " " " 0.25 " " "
- — " " " 0.25 " " "
- — " " " 0.50 " " "

FIGURA 2-3



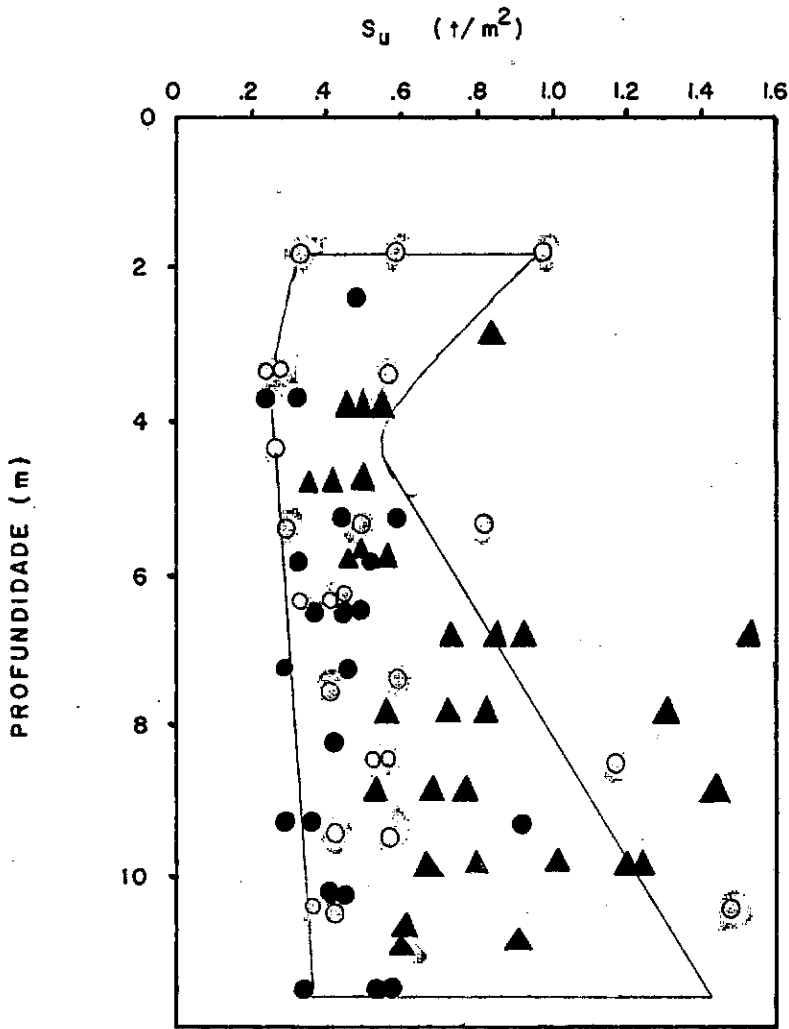
AMOSTRAS Ø 1.4"

ENSAIOS TRIAXAIS UU

SHELBY Ø 2 1/2"

- ▲ — $\sigma_3 = 0.15$ kg/cm²
- ⊙ — " " 0.25 " "
- — " " 0.50 " "

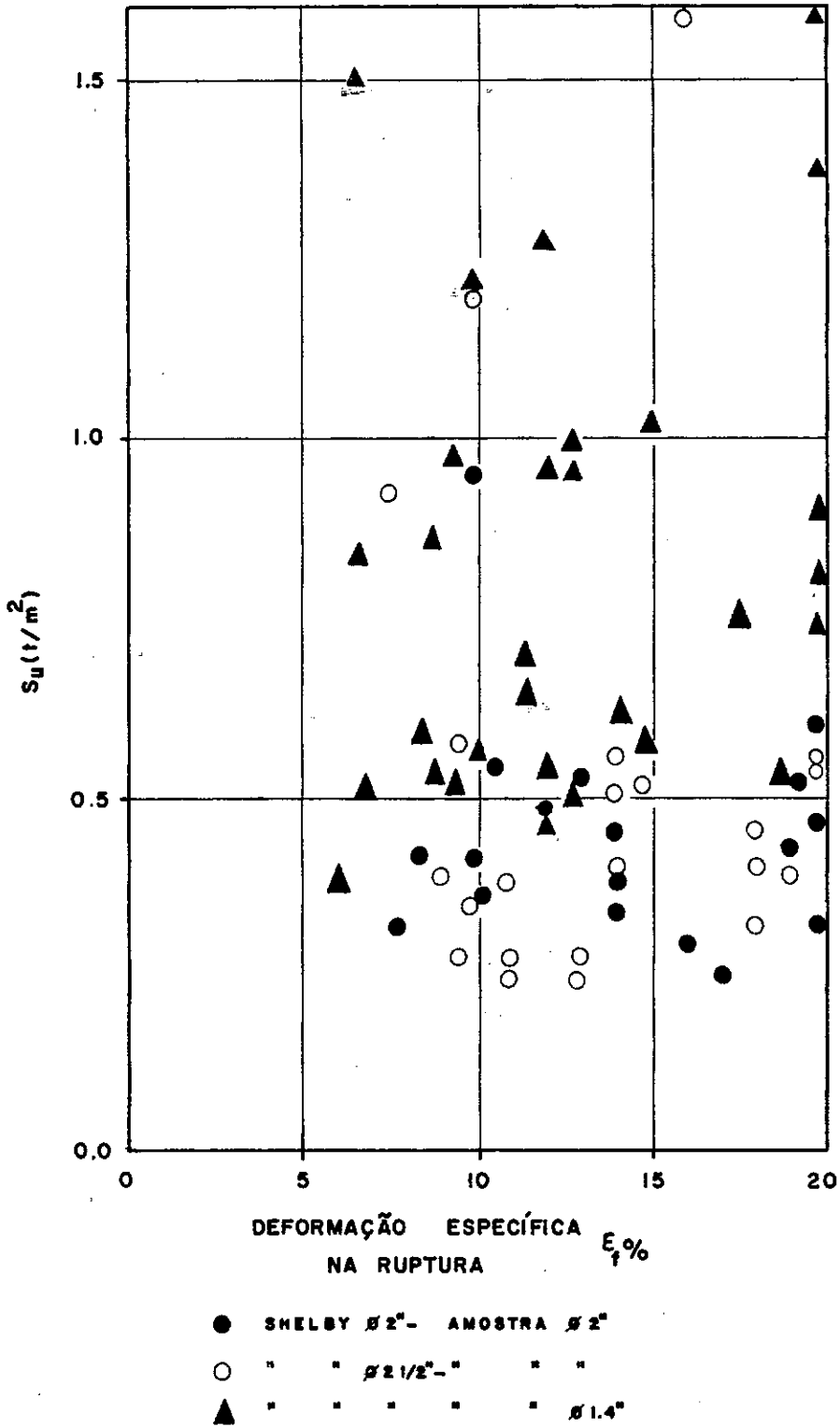
FIGURA 2 - 4

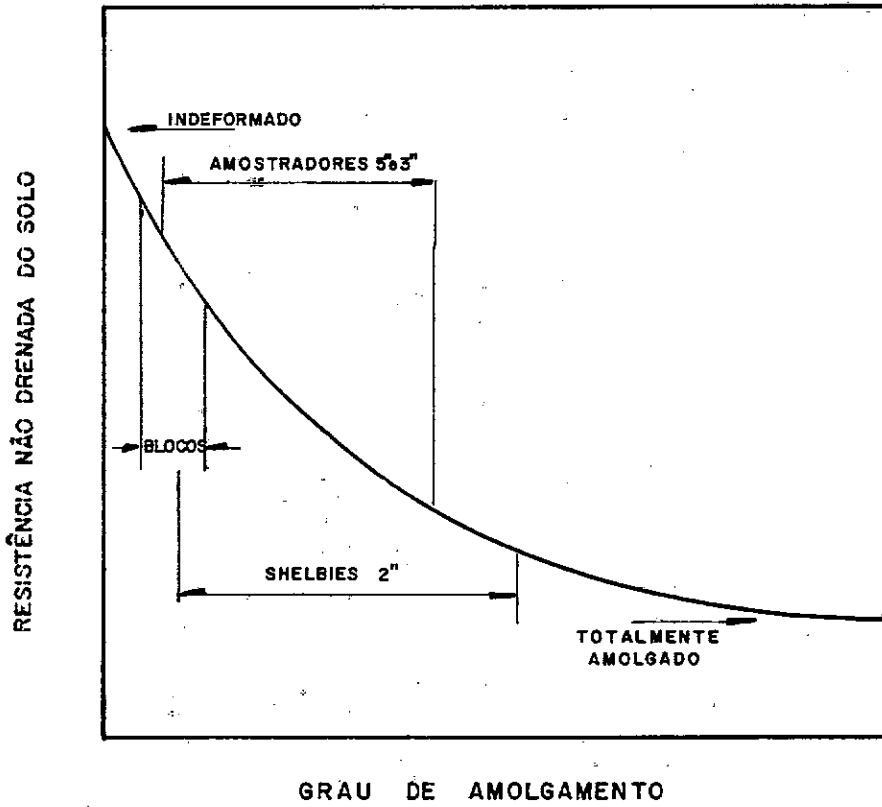


RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO ENSAIOS TRIAXIAIS UU

- SHELBY 2" AMOSTRA 2"x4" 21 ENSAIOS
- " " 2 1/2" " " " 23 " "
- ▲ " " " " " 1.4 x 2.8 30 " "

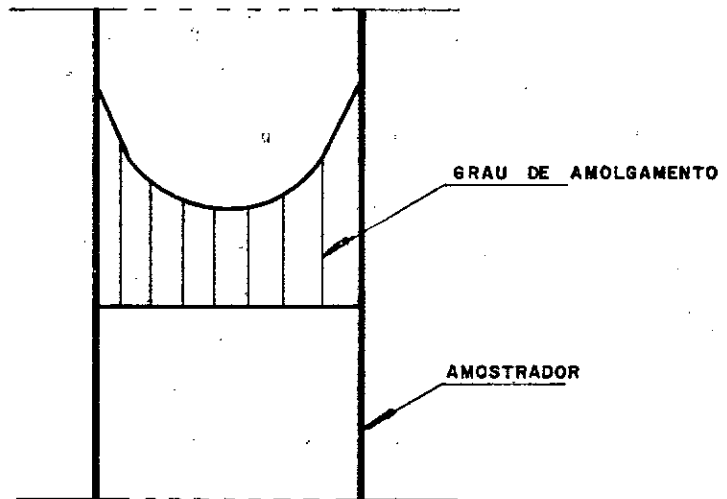
FIGURA 2-5





(APUD CONLON ET AL, 1970)

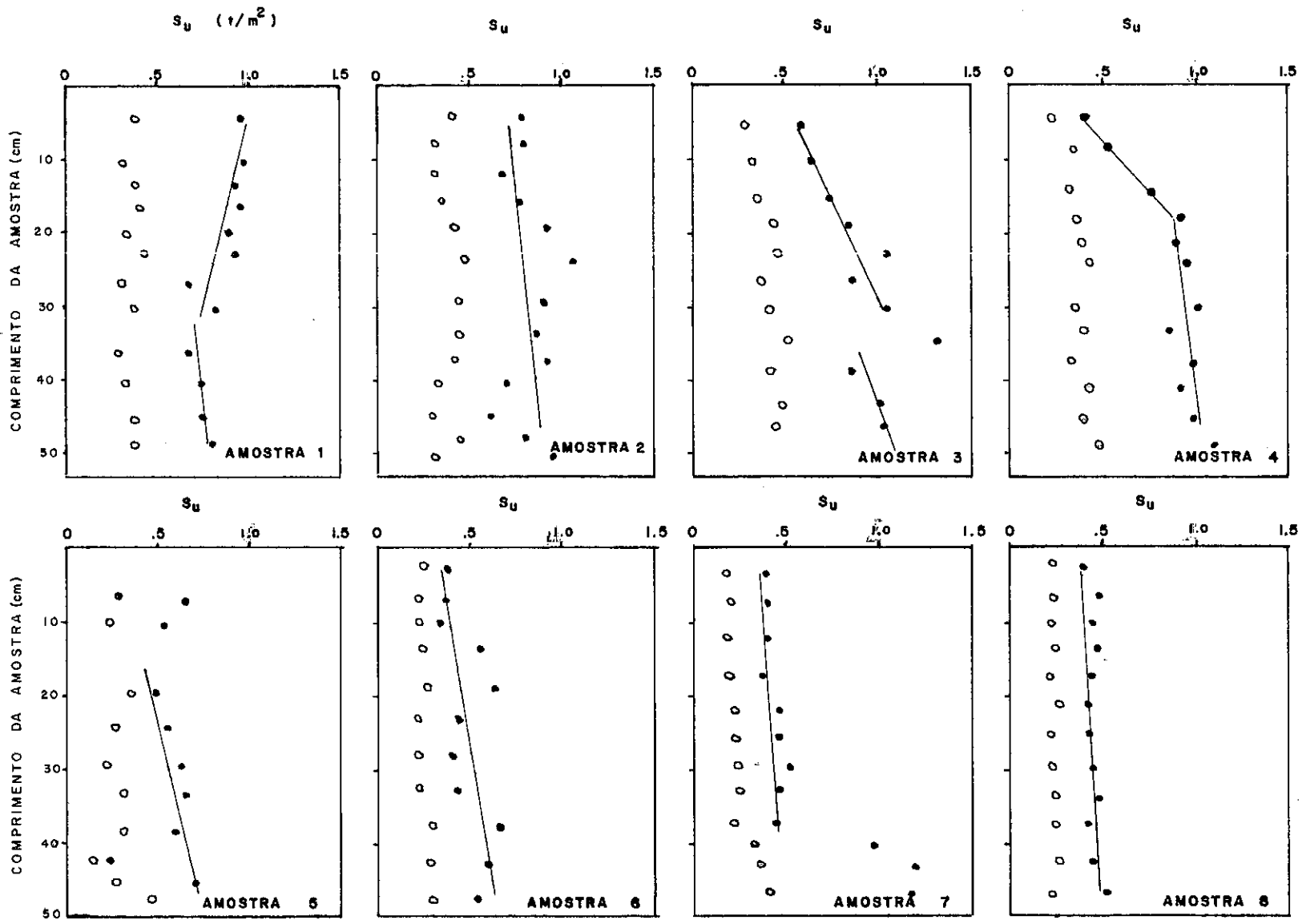
a) Influência do AMOSTRADOR



b) Distribuição esperada do Grau de AMOLGAMENTO ao longo de uma seção do AMOSTRADOR

GRAU DE AMOLGAMENTO

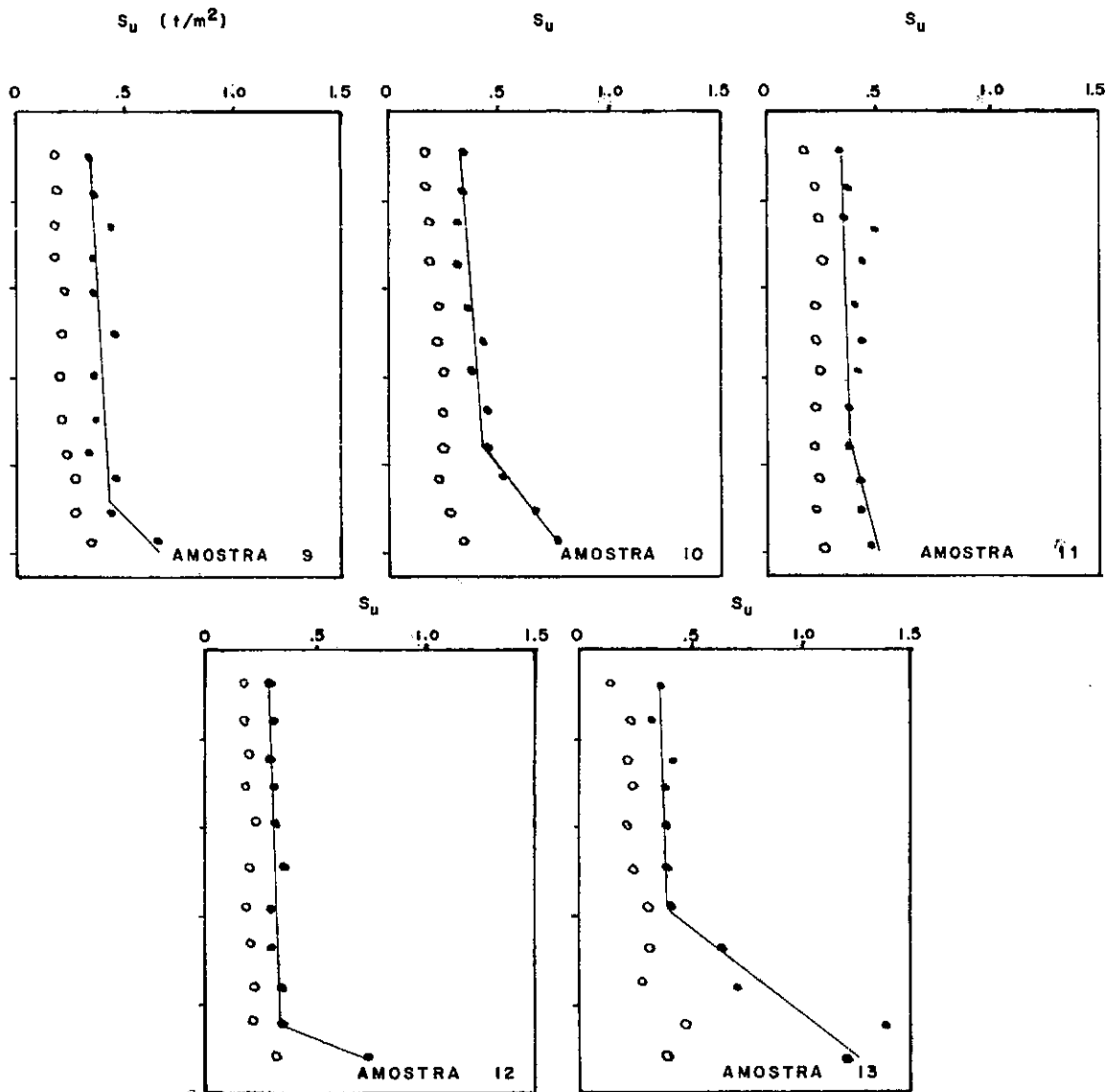
FIGURA 2-7



- INDEFORMADO
- AMOLGADO

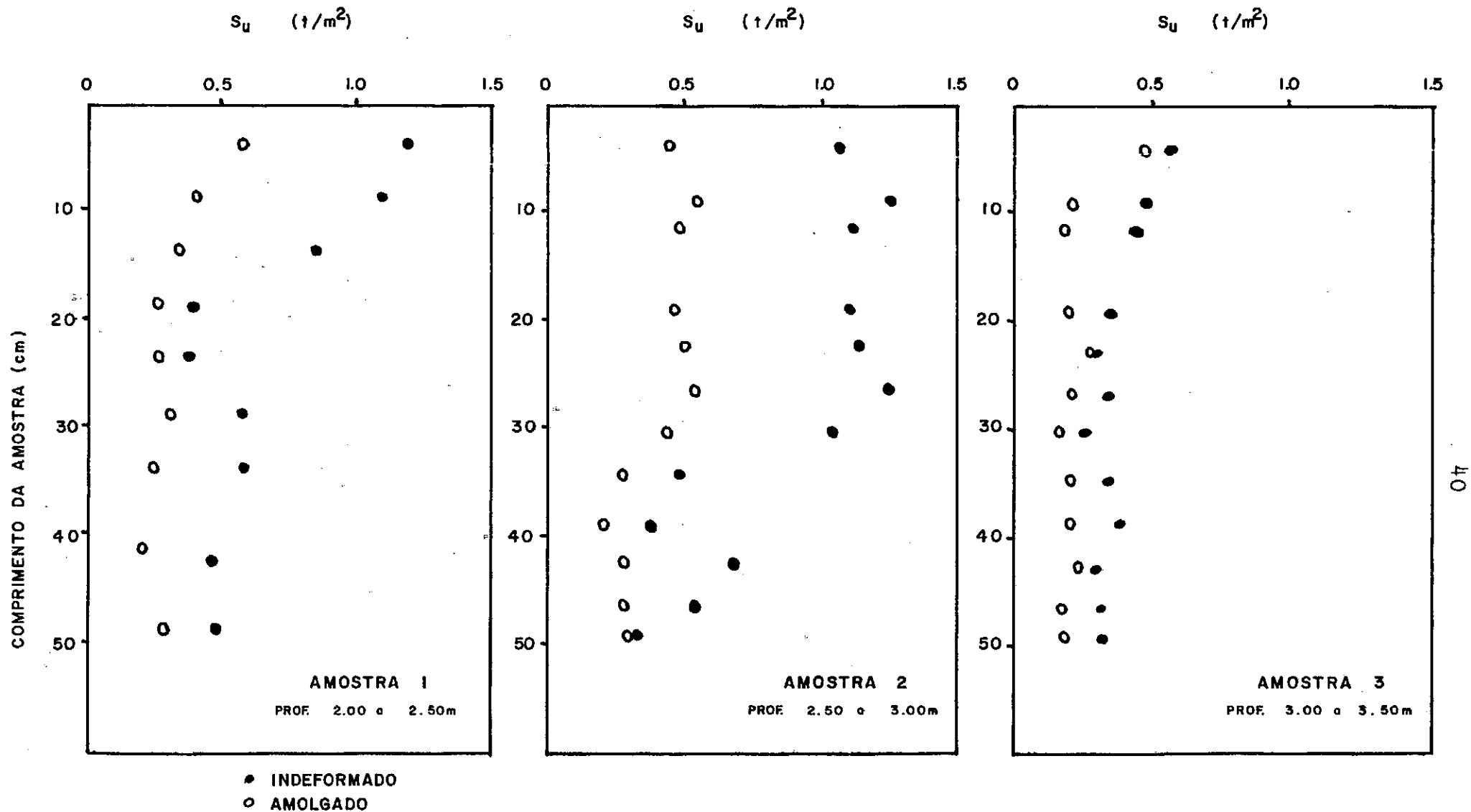
DETERMINAÇÃO DE S_u AO LONGO DO AMOSTRADOR SHELBY-2"
VANE TEST DE LABORATÓRIO

FIGURA 2-8



DETERMINAÇÃO DE S_u AO LONGO DO AMOSTRADOR SHELBY-2"
VANE TEST DE LABORATÓRIO

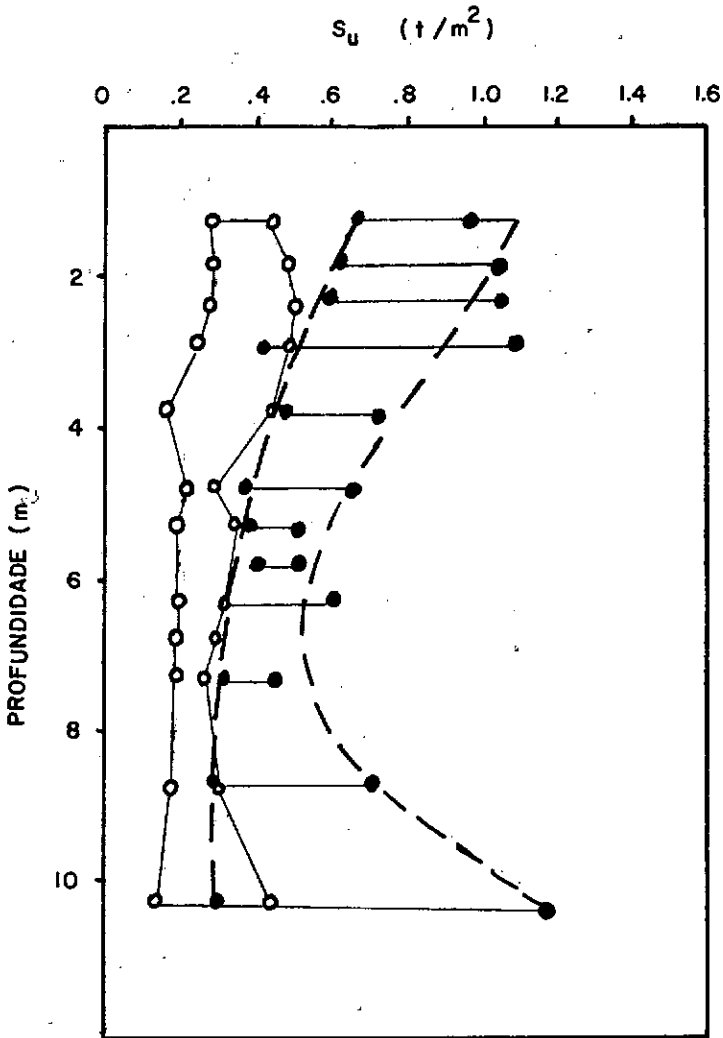
FIGURA 2-9



VANE TEST DE LABORATÓRIO AO LONGO DO AMOSTRADOR COM EXTRAÇÃO DA AMOSTRA INVERTIDA.



FIGURA 2-10



VANE TEST DE LABORATÓRIO
AO LONGO DE TODO O AMOSTRADOR

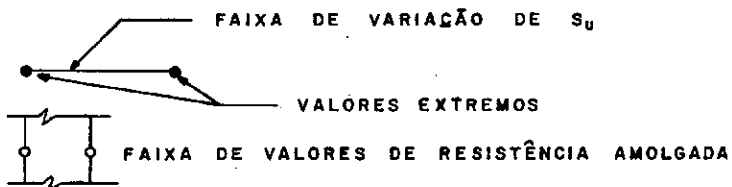
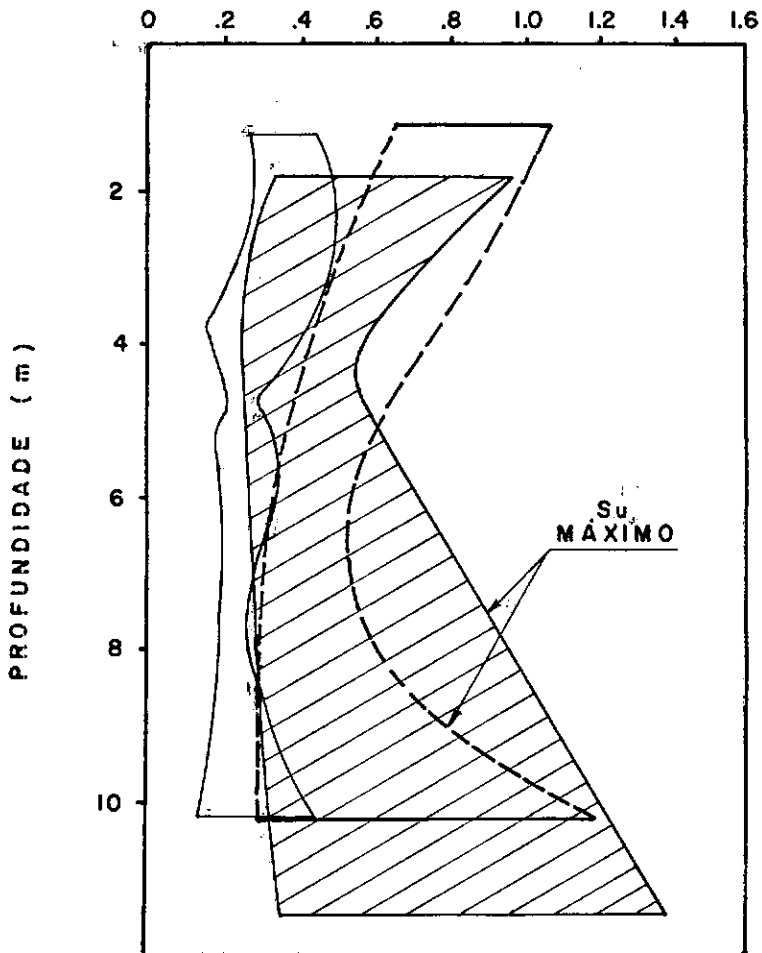


FIGURA 2-11

S_u (t/m²)

— FAIXA DE VALORES DE S_u DE ENSAIOS TRIAXIAIS UU



— FAIXA DE S_u AMOLGADO VANE TEST LABORATÓRIO



--- S_u VANE TEST LAB. (FAIXA DE VALORES)

FIGURA 2-12

3-1 - INTRODUÇÃO

A realização de uma série de ensaios triaxiais CIU sem medida de pressão neutra durante a fase de cisalhamento teve como um de seus objetivos a obtenção de maior experiência com essa argila e visando, em uma outra pesquisa, a aplicação do método Shansep Ladd, (1971 e 1974).

Amostras de argila com diâmetro de 1.4", extraídas de amostradores shelby de 2" de diâmetro, foram submetidas a ensaios CIU. As pressões de consolidação isotrópicas (σ_c') utilizadas foram de 1,2 e 3 kg/cm². A drenagem durante a fase de adensamento era feita através de drenos de papel filtro laterais e pedras porosas na base e topo da amostra. Após essa fase, o que durava cerca de 24 horas, as amostras eram então rompidas sem drenagem com uma velocidade de deformação específica de 2% por hora, aproximadamente.

3-2 - ADENSAMENTO ISOTRÓPICO

Na figura 3-1 estão representadas curvas típicas $\log t \cdot dV$ obtidas para as pressões de consolidação de 1,2 e 3 kg/cm² utilizadas.

Como era de se esperar o aumento da pressão na célula corresponde a uma maior variação de volume.

Propositadamente, para avaliar a influência das condições de drenagem durante essa fase de ensaio, não foram utilizados drenos laterais em uma amostra adensada com $\sigma'_c = 3 \text{ kg/cm}^2$. A curva obtida, plotada também na figura 3-1, mostra que o adensamento primário não havia ainda terminado no final de um período de cerca de 5.5×10^3 minutos.*

O valor de t_{50} foi de 1 800 minutos para essa amostra, contra apenas 24 minutos para a amostra com papéis filtros.

Na figura 3-2, a deformação volumétrica na fase de adensamento representada em função do logaritmo de σ'_c mostra que um aumento médio de $\Delta V/V_0$ de cerca de 15% é obtido quando σ'_c cresce de 1 para 3 kg/cm^2 .

Por outro lado, como é de se esperar, quanto maior fôr a variação de volume (ΔV) durante o adensamento (correspondente a um σ'_c maior) maior será a resistência apresentada pela amostra na fase de cisalhamento. Esse fato pode ser observado na figura 3-3 em que $(\sigma_1 - \sigma_3)$ máx. cresce com $\Delta V/V_0$.

* Valor determinado considerando-se a curva $c \times \log t$ da amostra 2/1-CP4 paralela à curva da amostra 2/1-CP1 (figura 3-1).

3.3 - CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO NORMALIZADAS

Pesquisas recentes (Ladd, 1971 e 1974) tem mostrado que, para quase todos os solos argilosos, plotando-se a curva $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c'}$ versus deformação específica de ensaios de laboratório em amostras de mesmo OCR ("overconsolidation ratio", isto é, relação entre pressão de pré-adensamento e pressão efetiva vertical atuante) mas consolidadas sob diferentes σ_c' , obtem-se uma única curva (figura 3-4) para todos os ensaios.

Na prática, entretanto, devido à heterogeneidade dos depósitos e a pequenas variações de resultados de um ensaio para outro, há uma certa divergência: em lugar de se situarem sobre uma única curva como na figura 3-4, as curvas dos ensaios ficam compreendidas dentro de uma pequena faixa.

Para os ensaios CIU realizados em amostras da argila em estudo, a faixa de curvas tensão-deformação específica axial foi determinada selecionando-se inicialmente alguns ensaios. Assim, foram plotados na figura 3-5 os pontos correspondentes à deformação (ϵ_f) e $(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c'})_f$ na ruptura para todos os ensaios. Analizando-se o

gráfico foi possível identificar uma área em torno dos valores médios em torno da deformação específica na ruptura (ϵ_{fm}) e entre a relação da diferença máxima de tensões principais sobre a pressão de consolidação, cujos valores médios são respectivamente 11.4% e 0.82. Os pontos situados dentro dessa área foram considerados como representativos do depósito de argila.

O comportamento normalizado desses ensaios está representado na figura 3-6, onde se vê que realmente as curvas se situam dentro de uma pequena faixa. Conclui-se, portanto, que é possível a aplicação desse conceito para esse tipo de argila.

3.4 - ESTUDO DA RELAÇÃO S_u/σ'_c

Para as argilas normalmente adensadas tem se verificado que a relação entre a resistência não drenada e a pressão efetiva vertical de consolidação varia linearmente com o índice de plasticidade segundo a correlação obtida por Skempton (1957):

$$\frac{S_u}{\sigma'_c} = 0.11 + 0.0037 (IP)$$

Esta relação é válida para ensaios de compressão simples e triaxiais UU.

Em um estudo sobre as características geotécnicas das argilas da Baixada Fluminense Pacheco Silva, F. (1953) obteve, em ensaios, de compressão simples, resultados que confirmaram a correlação aci

de compressão simples, resultados que confirmaram a correlação acima referida. Os valores encontrados foram: $S_u/\sigma'_{vo} = 0.59$ e $IP = 116\%$.

No presente trabalho, com ensaios CIU, foi obtida a relação $S_u/\sigma'_c = 0.40$ (figura 3-7) para um índice de plasticidade médio de 90%. Por outro lado, ensaios triaxiais UU (envoltória máxima figura 2-13) forneceram $S_u/\sigma'_{vo} = 0,30$.

A diferença que se verifica nas relações S_u/σ'_c e S_u/σ'_{vo} , respectivamente, em ensaios CIU e UU pode ser explicada considerando o decréscimo na tensão efetiva devido à amostragem (LADD & LAMBE, 1963 e NOORANY & SEED; 1965), conforme figura 3-9. O ponto A corresponde ao estado de tensões de uma amostra de solo in-situ e o ponto B corresponde ao estado de tensões, no laboratório após amostragem "perfeita". Na mesma figura estão representadas as trajetórias de tensões efetivas correspondentes aos ensaios UU e CIU a que foi submetida a amostra de solo.

Por outro lado, plotando-se valores da relação $S_u \text{ CIU}/\sigma'_c$ ou $S_u \text{ UU}/\sigma'_{vo}$ (figura 3-9) em função do índice de plasticidade, observa-se que não há concordância quanto ao ponto correspondente aos ensaios UU.

Entretanto, temos que:

$$\sigma'_c \cong \frac{1}{3} (\sigma'_{vo} + 2K_o \sigma'_{vo}) = \sigma'_{vo} \frac{1 + 2K_o}{3}$$

K_o pode ser estimado pela seguinte correlação em função de IP:

$$K_o = 0.19 + 0.233 \log (IP\%), \text{ (Alpan, 1967)*}$$

$$K_o = 0.19 + 0.233 \log (90) = 0.65$$

levando esse valor na equação acima, temos:

$$\sigma'_c / \sigma'_{vo} = 0.65$$

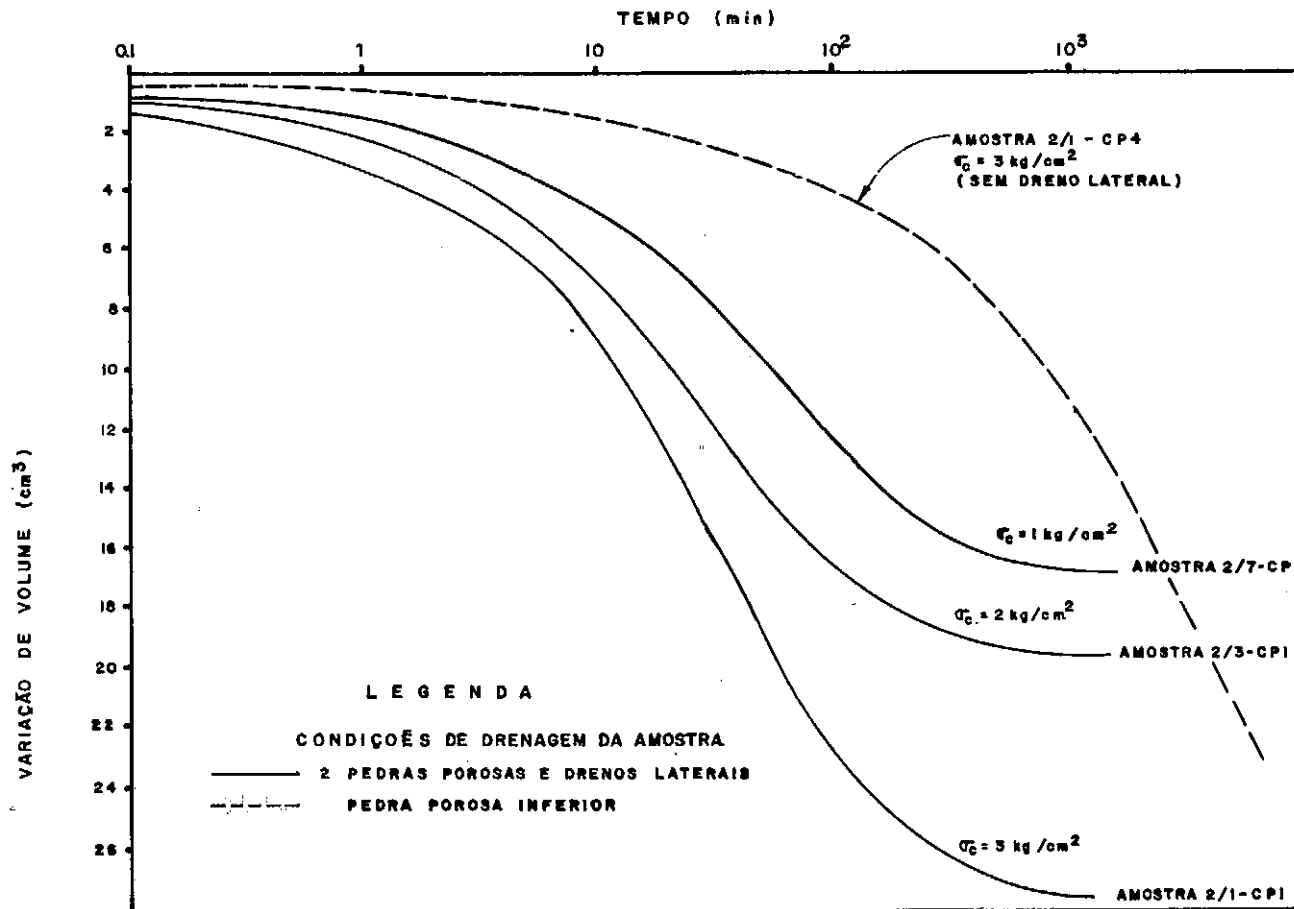
Operando-se para cálculo de S_u / σ'_{vo} teoricamente correspondente:

$$S_u / \sigma'_{vo} = \frac{S_u}{\sigma'_c} \times \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{vo}} = 0.40 \times 0.65 = 0.27,$$

valor apenas 10% inferior ao de S_u / σ'_{vo} obtido nos ensaios UU (0.30).

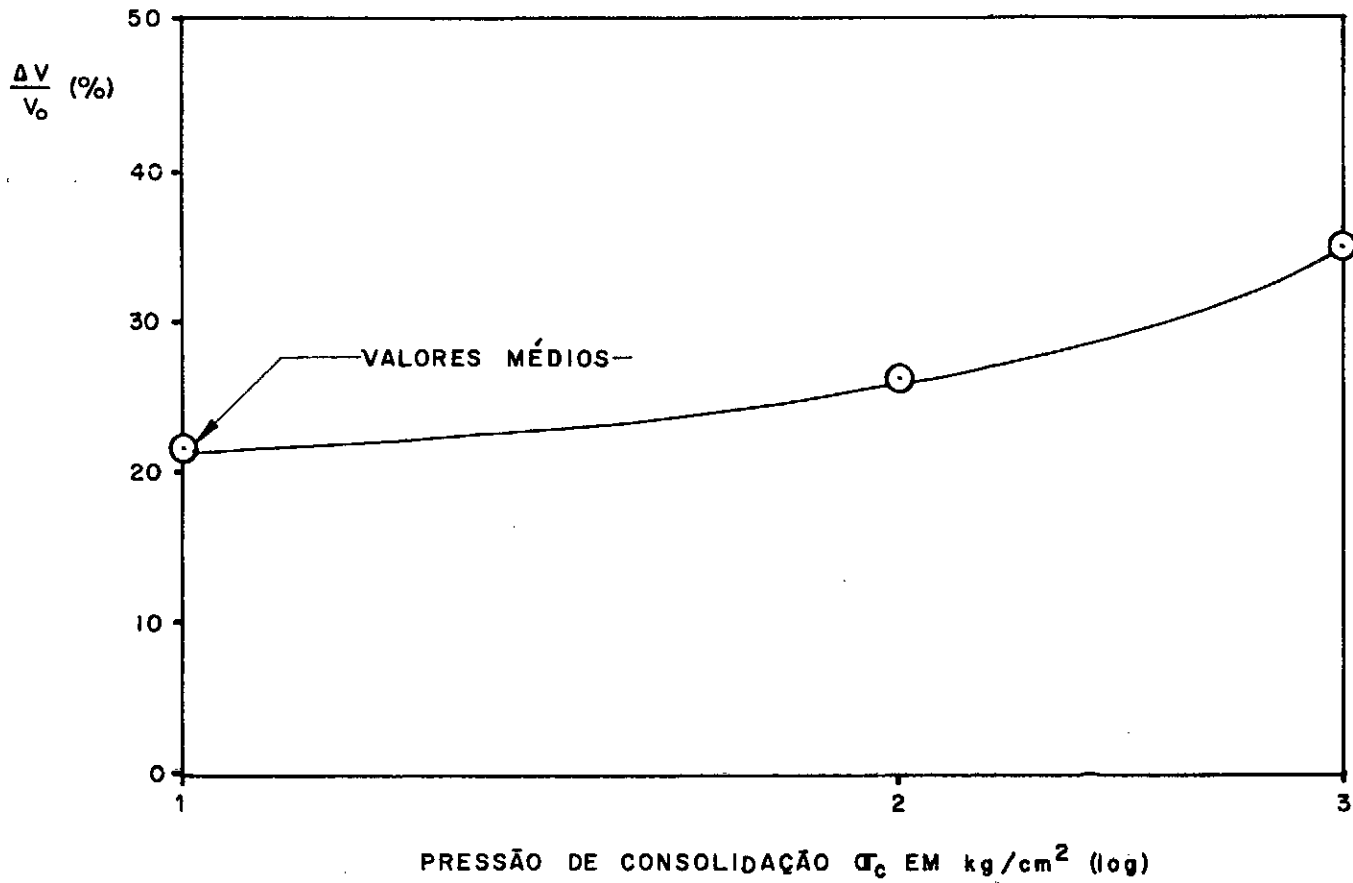
Conclui-se que aplicando-se a correção acima a S_u / σ'_c mesmo com K_o estimado através de correlação empírica, o valor determinado de S_u / σ'_{vo} concorda com o valor obtido em ensaios UU.

*Alpan, I. (1967) "The Empirical Evaluation of the Coefficient K_o and K_{oR} " - Soil and Foundation, Vol. VII, nº 1.



ENSAIOS CIU-ADENSAMENTO ISOTRÓPICO-INFLUÊNCIA
DA PRESSÃO DE ADENSAMENTO E CONDIÇÕES DE DRENAGEM

FIGURA 3-1



ENSAIOS CIU

FIGURA 3-2

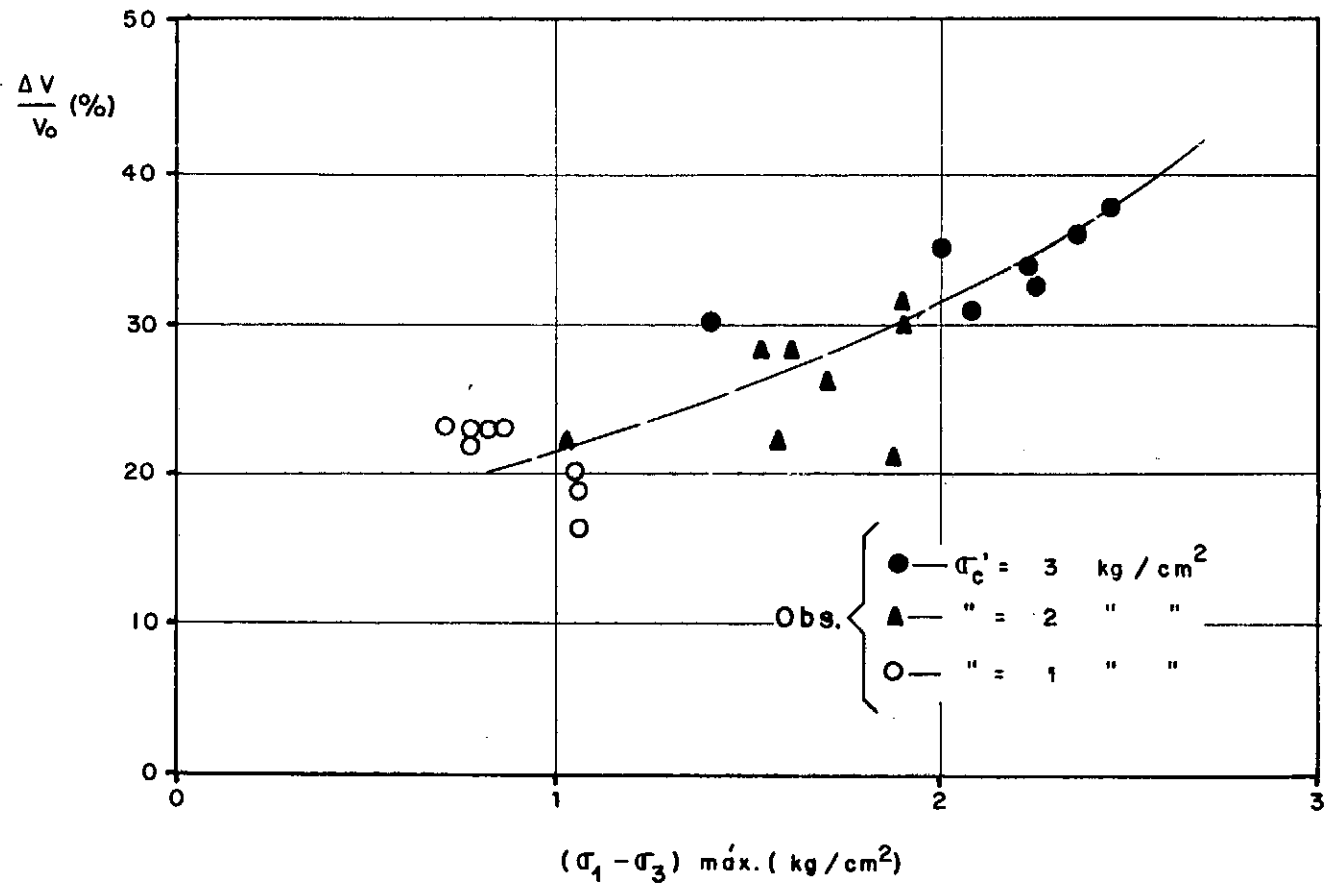
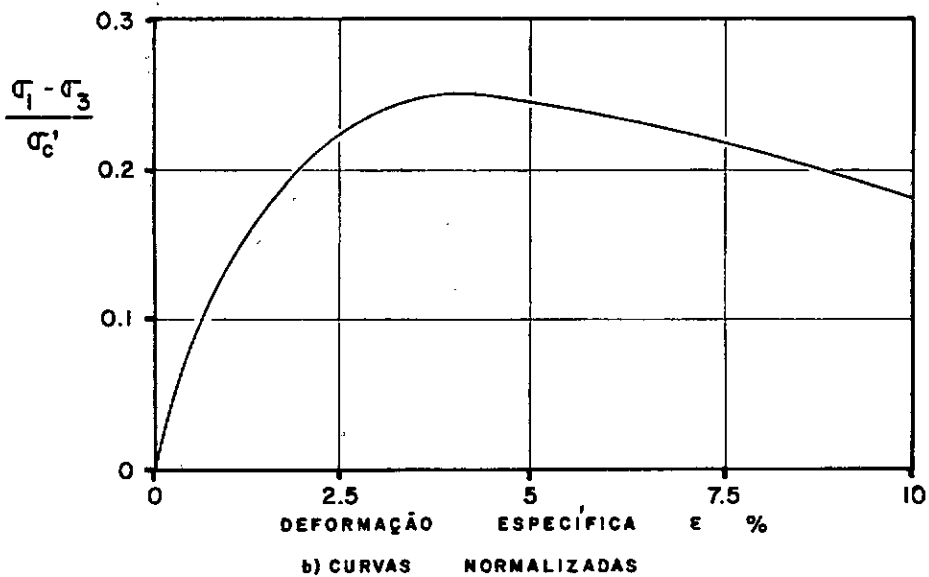
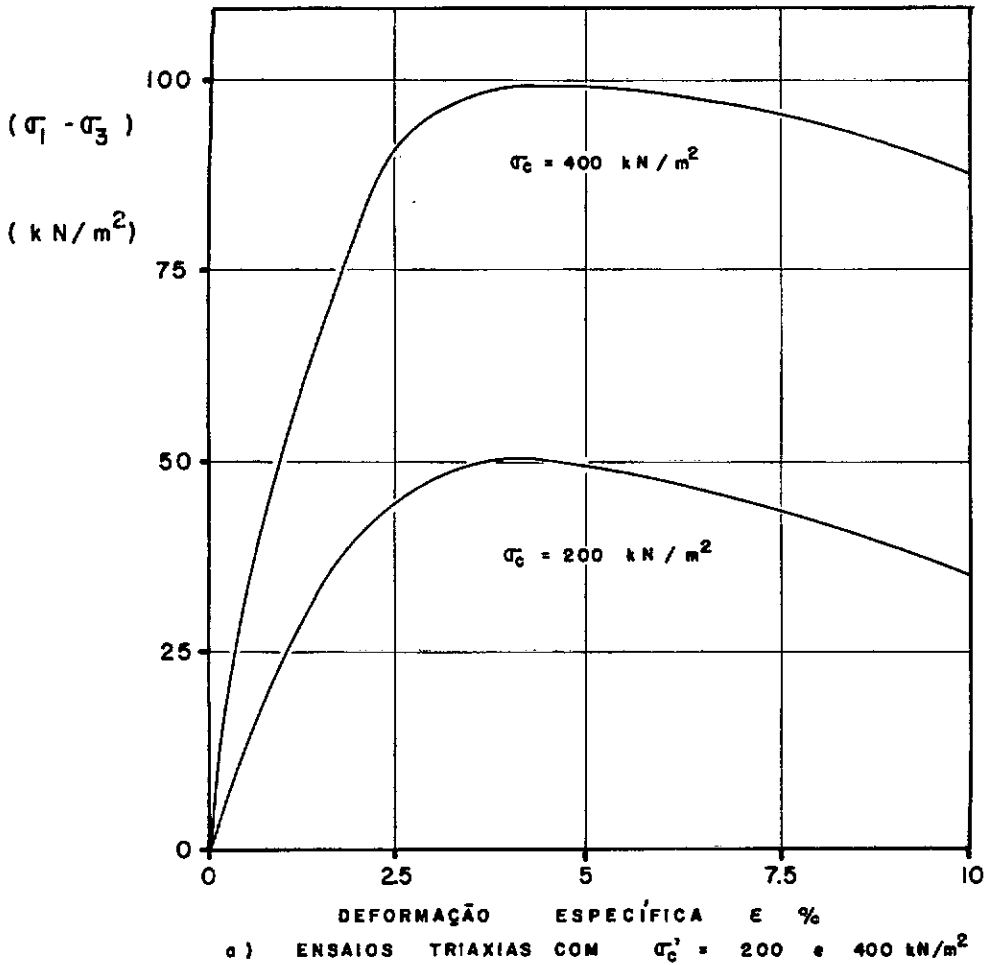
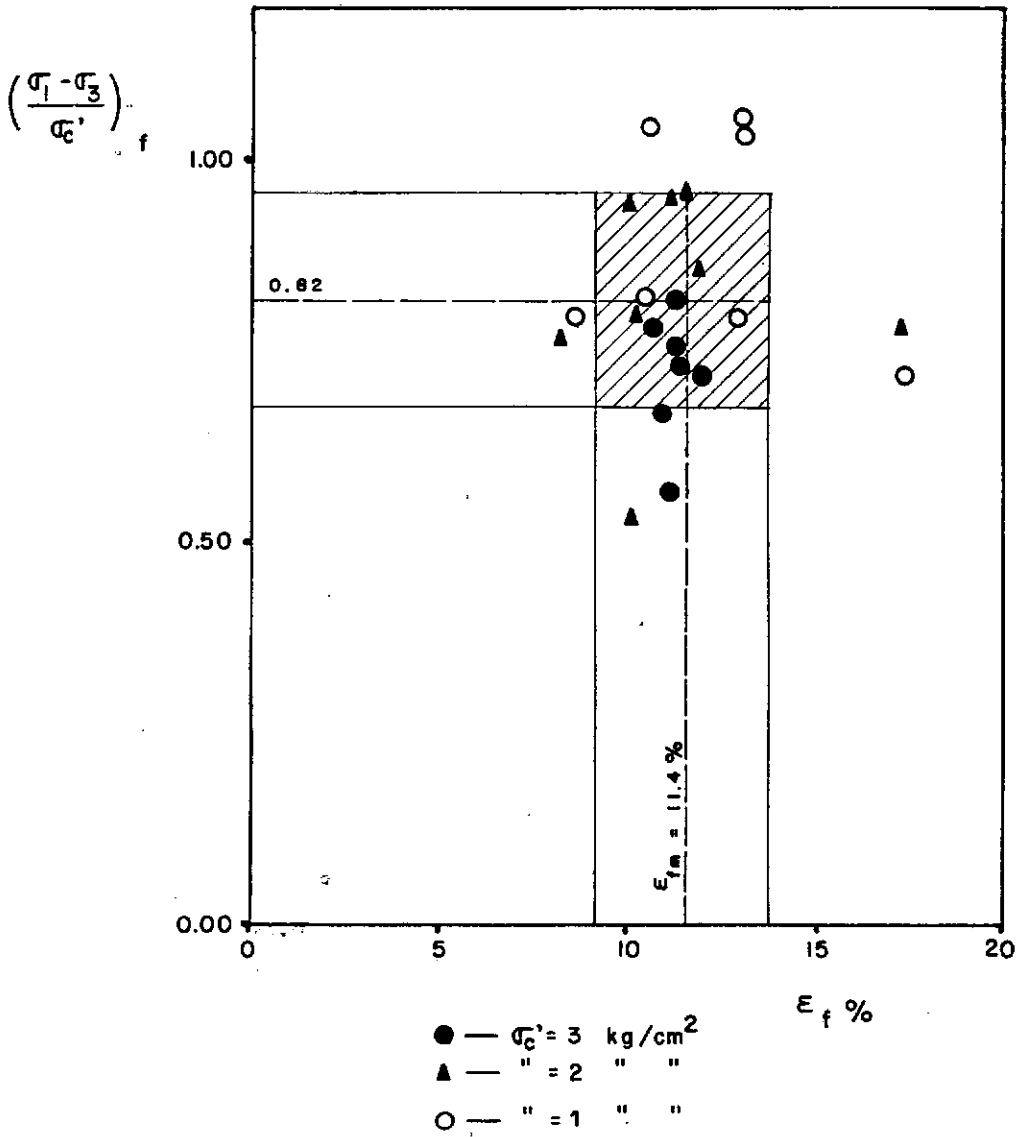


FIGURA 3-3



EXEMPLO DE CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO NORMALIZADAS-ENSAIO TRIAXIAL EM ARGILA (APUD LADD & FOOTT,1974)

FIGURA 3-4



ENSAIOS CIU

FIGURA 3-5

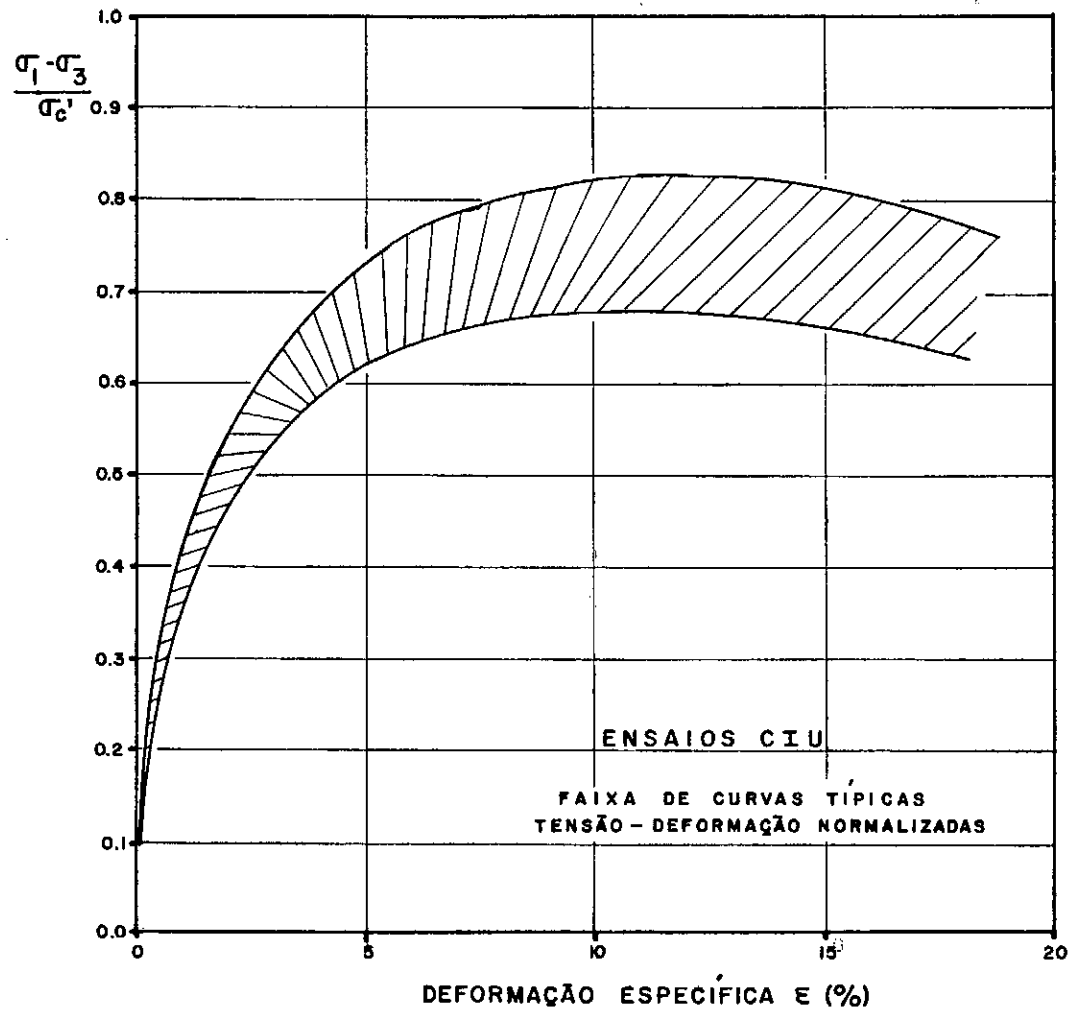


FIGURA 3-6

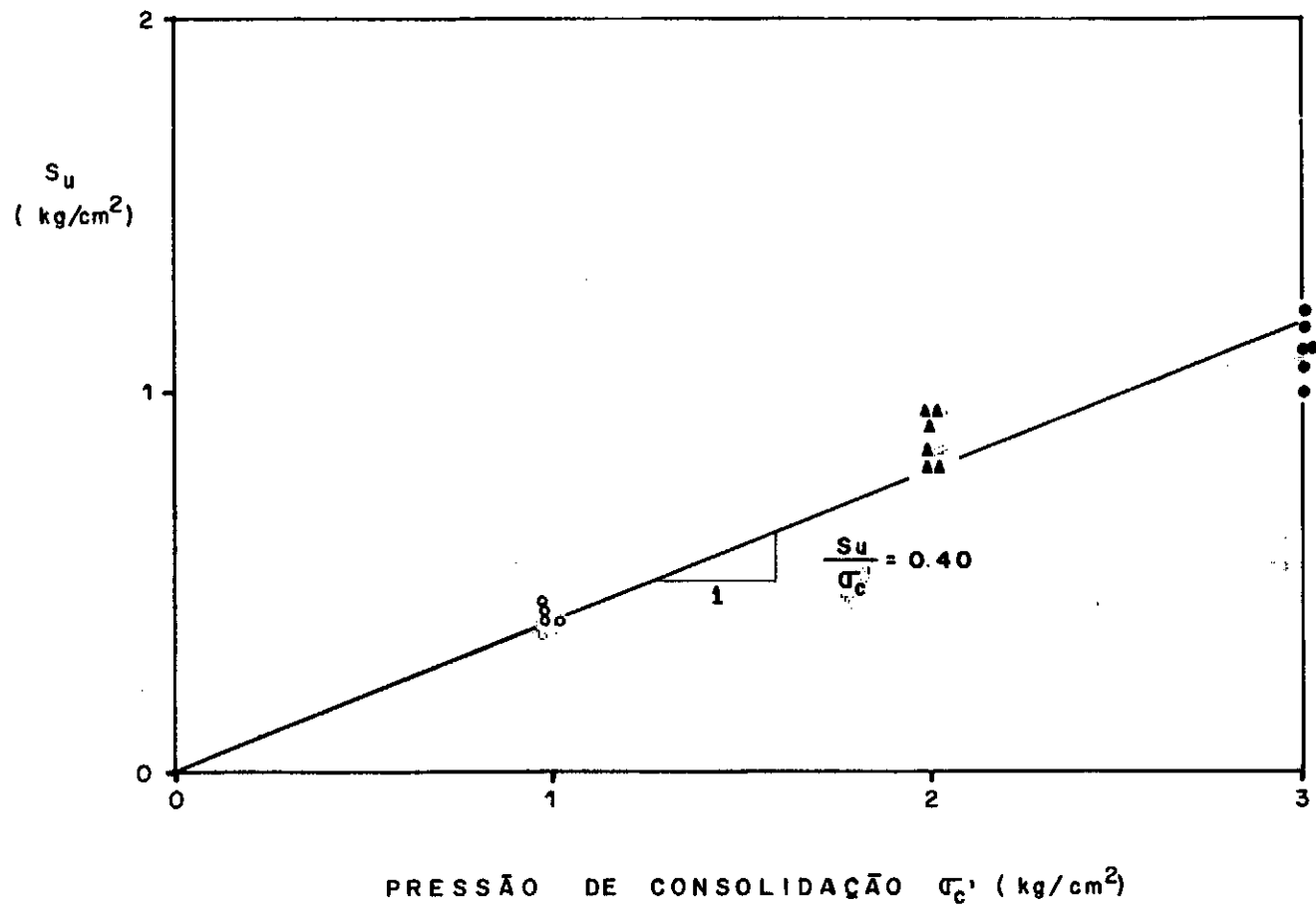


FIGURA 3-7

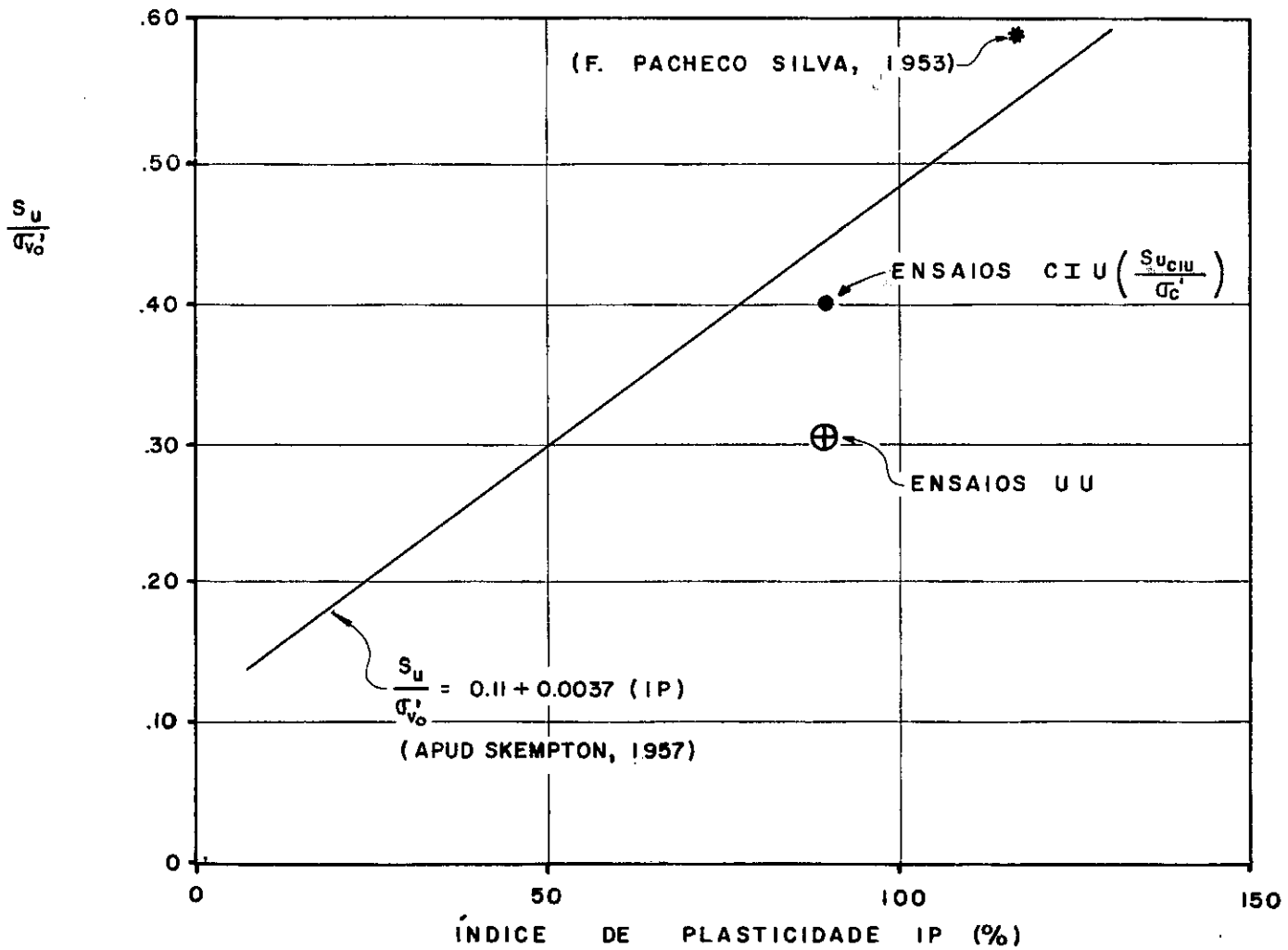
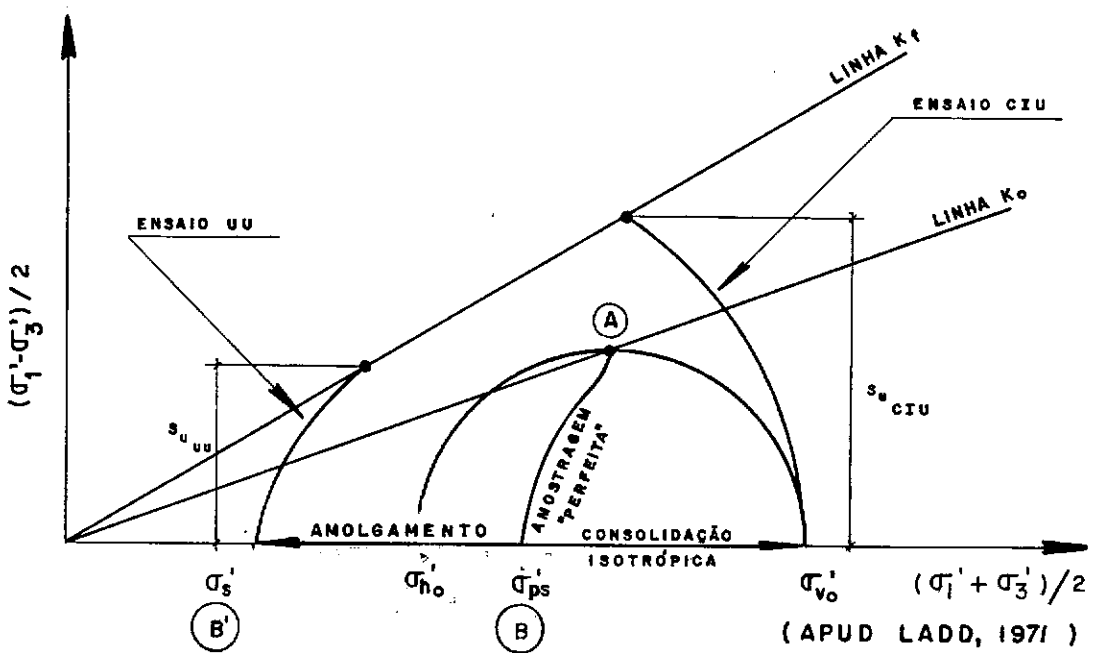


FIGURA 3-8



- (A) ESTADO DE TENSOES IN SITU
- (B) " " " " " APÓS AMOSTRAGEM "PERFEITA"
- (B') " " " " " NO INÍCIO DO ENSAIO UU

TRAJETÓRIAS DE TENSOES EFETIVAS EM ENSAIO UU e CIU

FIGURA 3-9

4.1 - INTRODUÇÃO

Denomina-se adensamento ou consolidação de um solo saturado o fenômeno de redução de volume devido à expulsão da água dos vazios do solo. Quando esse mesmo solo é pouco permeável, o processo de ex pulsão da água é bastante lento, favorecendo com isso o desenvolvimento de pressões neutras. O desenvolvimento e a dissipação de poro-pressões está relacionada com a velocidade de carregamento, sua magnitude, comprimento do caminho de drenagem, permeabilidade e compressibilidade do solo.

Terzaghi, reconhecendo a importância desses fatores no processo de consolidação de solos saturados, desenvolveu uma teoria matemática baseada em hipóteses simplificadoras que é usada em previsões de velocidade de recalque e dissipação de poro-pressões que se verificam durante a fase de "adensamento primário". Por outro lado, denomina-se "adensamento secundário" a fase do fenômeno de consolidação em que continuam ocorrendo os recalques mesmo após a dissipação da pressão neutra.

Previsões de recalque total, velocidade de recalques e dissipação de poro-pressões são feitas baseadas em parâmetro de ensaios

de laboratório em pequenas amostras, conforme modelo instituído por Terzaghi chamado de adensamento ou oedométrico em que são simuladas condições encontradas no campo.

Amostras do solo em estudo foram submetidas a ensaios de adensamento de forma a obter parâmetros de compressibilidade. As amostras foram extraídas em shelbies de 2 1/2" de diâmetro em dois furos de sondagem.

4.2 - PROCEDIMENTO DE ENSAIO E EQUIPAMENTO

O equipamento utilizado é de fabricação de Wykeham Farrance e as prensas de adensamento são tipo Bishop com relação de carregamento de 11:1. As células de adensamento usadas permitiram ensaiar amostras de 2" de diâmetro por 19 mm de altura. Em quase todos os ensaios foram aplicadas pressões de 0.55, 0.140, 0.183, 0.352, 0.692, 1.370, 2.727, 5.440 e 10.868 kg/cm² em estágios de 24 horas.

O anel de adensamento era lubrificado internamente com graxa de silicone e a amostra era introduzida por cravação lenta, à medida que o solo era extraído do shelby. O excesso de solo em volta do anel era cuidadosamente retirado durante a moldagem da amostra. Durante o procedimento de cravação do anel tomavam-se cuidados de forma a manter o alinhamento do eixo do anel com o eixo do amostrador.

4.3 - RESULTADOS

Na figura 4-1 aparecem as curvas índice de vazios x log pressão dos ensaios realizados. Os valores de índice de compressão, pressão de pré-adensamento calculada pelo método de Casagrande e valores de índice de vazios correspondentes à pressão de pré-adensamento estão relacionados na tabela 4-1.

Em algumas amostras ensaiadas verifica-se a existência do patamar horizontal inicial enquanto em outras, isso não acontece certamente devido à relação de carregamento aplicada ($4p/p = 1$), que em certos casos, provoca a quebra da estrutura da argila, e efeitos de amolgamento.

Plotando-se valores de p_c e índice de vazios correspondentes à p_c em função da profundidade (fig 4-2) observa-se uma grande dispersão de resultados de p_c em relação à variação de p_o em função da profundidade. Por outro lado, os valores do índice de vazios em função da profundidade se aproximam bastante de uma reta. Assim, não se pode concluir pelos resultados dos ensaios que se trata de uma argila normalmente adensada, embora existam evidências; do ponto de vista geológico quanto à formação desses sedimento da baixada fluminense, que esse solo é na realidade normalmente adensado.

4.3.1 - Índice de compressão

Nas figuras 4-3 e 4-4 estão representados valores do índice de compressão, calculados pela expressão $C_c = \Delta e / \Delta \log p$, em função da profundidade e do limite de liquidez, respectivamente. Analisando-se esses dados foi, então, possível estabelecer as seguintes equações:

$$C_c = 1.83 - 0.088 z$$

$$C_c = 0.013 (LL - 18)$$

onde z = profundidade em metros

LL = limite de liquidez em percentagem.

Por outro lado Terzaghi e Peck (NAVFAC - DM7), correlacionando valores de índice de compressão e limite de liquidez propuseram a seguinte equação:

$$C_c = 0.009 (LL - 10)$$

A fórmula acima fornece, para LL = 100%, o seguinte valor $C_c = 0.81$, enquanto pela fórmula anterior, para o mesmo limite de liquidez, temos $C_c = 1.07$, correspondente à uma diferença de cerca de 25%.

4.3.2 - Coefficiente de Adensamento

Previsões de recalques ao longo do tempo podem ser feitas pe

la teoria de adensamento de Terzaghi. Pode-se prever o tempo (t) necessário para se obter uma certa percentagem de adensamento ($U\%$) desde que o coeficiente de adensamento (C_v) seja conhecido. E daí decorre toda a dificuldade. Lambe (1973) ressalta uma experiência com a construção de um aterro experimental em que C_v de campo foi maior que 100 vezes o valor estimado em ensaios de laboratório. Raymond & Azzouz (1971) concluem, por outro lado em uma experiência realizada na Inglaterra que não há confiabilidade em valores de C_v de campo previstos a partir de ensaios de permeabilidade "in situ". De maneira geral, previsões da curva tempo-recalque através de ensaios de laboratório subestimam o comportamento real, isto é, o coeficiente de adensamento determinado em laboratório geralmente é menor que o que se verificará no campo.

Previsões de C_v do depósito de argila mole em estudo foram realizadas pelo método $\log t$ e \sqrt{t} . Curvas \log tempo x recalque típicas obtidas durante cada estágio de carregamento estão apresentadas na figura 4-5. Podemos identificar 3 tipos de curvas (cf. Leonards & Altschaeffl, 1964); as correspondentes às pressões de 1.370 a 10.868 kg/cm^2 , do tipo I, que apresentam um comportamento que permite o cálculo de C_v pelo método $\log t$; tipo II, correspondentes a pressões inferiores. Cabe salientar que não é possível a determinação de C_v pelo método $\log t$ em curvas tempo x recalque dos tipos II e III, enquanto, pelo método \sqrt{t} , C_v foi determinado para todos os estágios de carga.

Nas figuras 4-6, 4-7, 4-8, 4-9 estão plotados valores do coeficiente de adensamento em função da pressão para todos os ensaios em escalas convenientes e em gráficos separados para não prejudicar a clareza do desenho.

Para pressões pequenas, embora haja grande dispersão de resultados os valores de C_v (método \sqrt{t}) são da ordem de $50 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg}$ tendendo a valores próximos de $10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg}$ para pressões maiores que 1 kg/cm^2 . Esses maiores valores de C_v (método \sqrt{t}) ocorrem justamente em estágios de carga em que não foi possível, como já relatado anteriormente, obter curvas $\log t$ x deformação do tipo I que permitem determinação de C_v (método $\log t$)!

Em escala ampliada nas figuras 4-8 e 4-9 tem-se valores de C_v pelos dois métodos em função da pressão. Verfica-se, também, uma grande dispersão de resultados, embora os valores de C_v (método $\log t$) menos dispersos e inicialmente menores, tendam a aumentar com o acréscimo da pressão contrariamente com o que ocorre com os valores de C_v (método \sqrt{t}). Na figura 4-10 foram plotados valores de C_v correspondentes ao trecho virgem da curva e x $\log p$ para aferição dos resultados. Pelo ponto obtido, verifica-se a validade dos resultados.

4.3.3 - Permeabilidade

Com a finalidade de se avaliar a permeabilidade do depósito de argila mole em estudo, valores do coeficiente de permeabilidade (k) foram determinados pela expressão:

$$k = \frac{C_v a_v \gamma_w}{1 + e_m}$$

onde: a_v = módulo de deformabilidade

γ_w = peso específico da água

e_m = índice de vazios médio

Valores de permeabilidade em função do índice de vazios estão apresentados nos gráficos 4-11 e 4-12 de cuja análise foi possível estabelecer as seguintes equações:

$$\log k = 1.06 e - 10.19$$

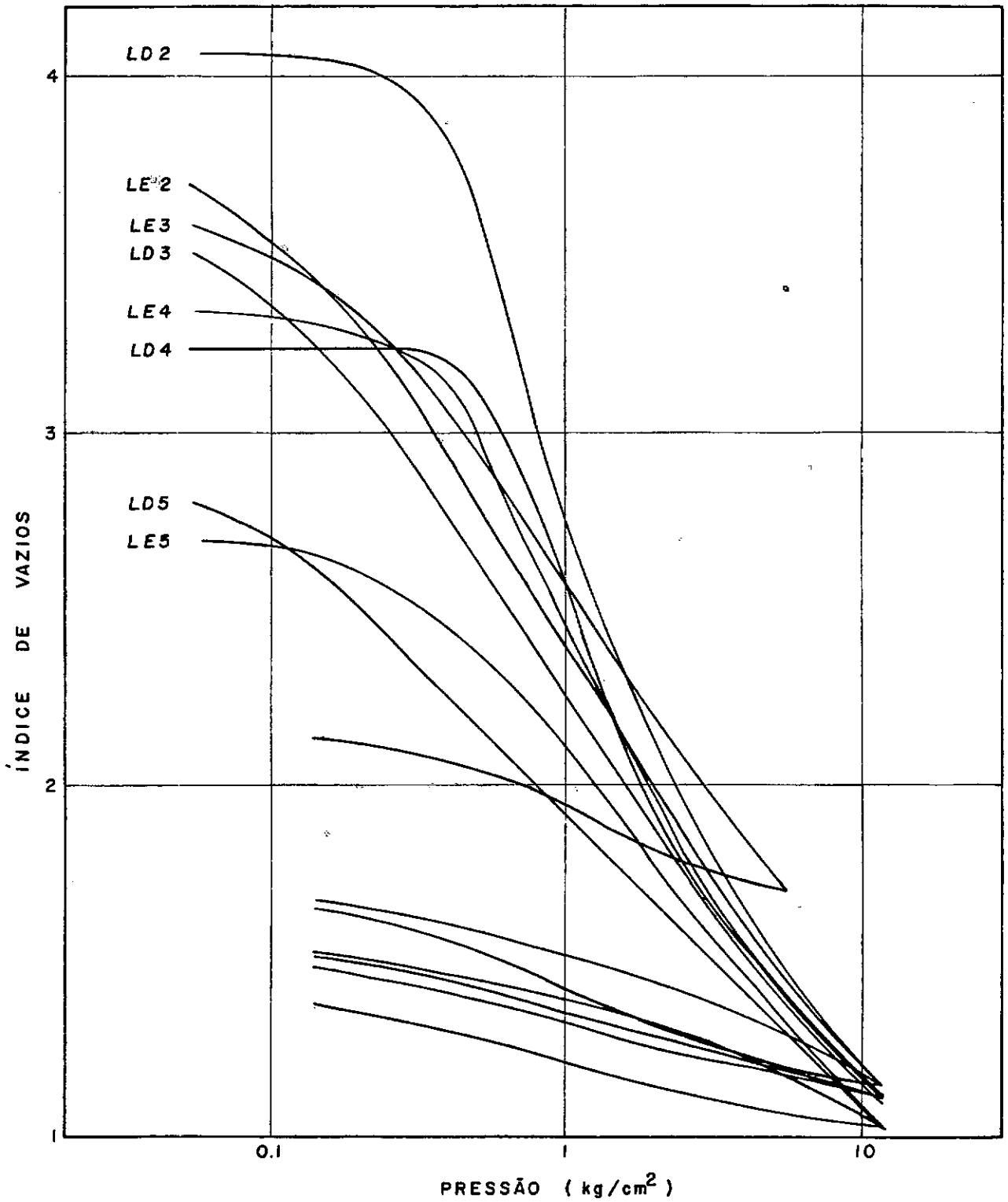
$$\log k = 0.69 e - 9.39$$

(k em cm/segundo)

A primeira, baseada em valores do coeficiente de adensamento calculado pelo método \sqrt{t} e a segunda, pelo método $\log t$.

TABELA 4-1

AMOSTRA	Prof (m)		C_c	$e(p_c)$	P_c kg/cm ²
LE 2	4.00	4.50	1.18	3.49	0.15
LE 3	6.00	6.50	1.19	3.44	0.185
LE 4	8.00	8.50	1.24	3.2	0.36
LE 5	10.00	10.50	1.00	2.36	0.55
LD 2	4.00	4.50	1.50	3.82	0.42
LD 3	6.00	6.50	1.22	3.28	0.14
LD 4	8.00	8.50	1.2	3.14	0.55
LD 5	10.00	10.50	0.84	2.70	0.12



ENSAIOS DE ADENSAMENTO

CURVAS e x log p

FIGURA 4-1

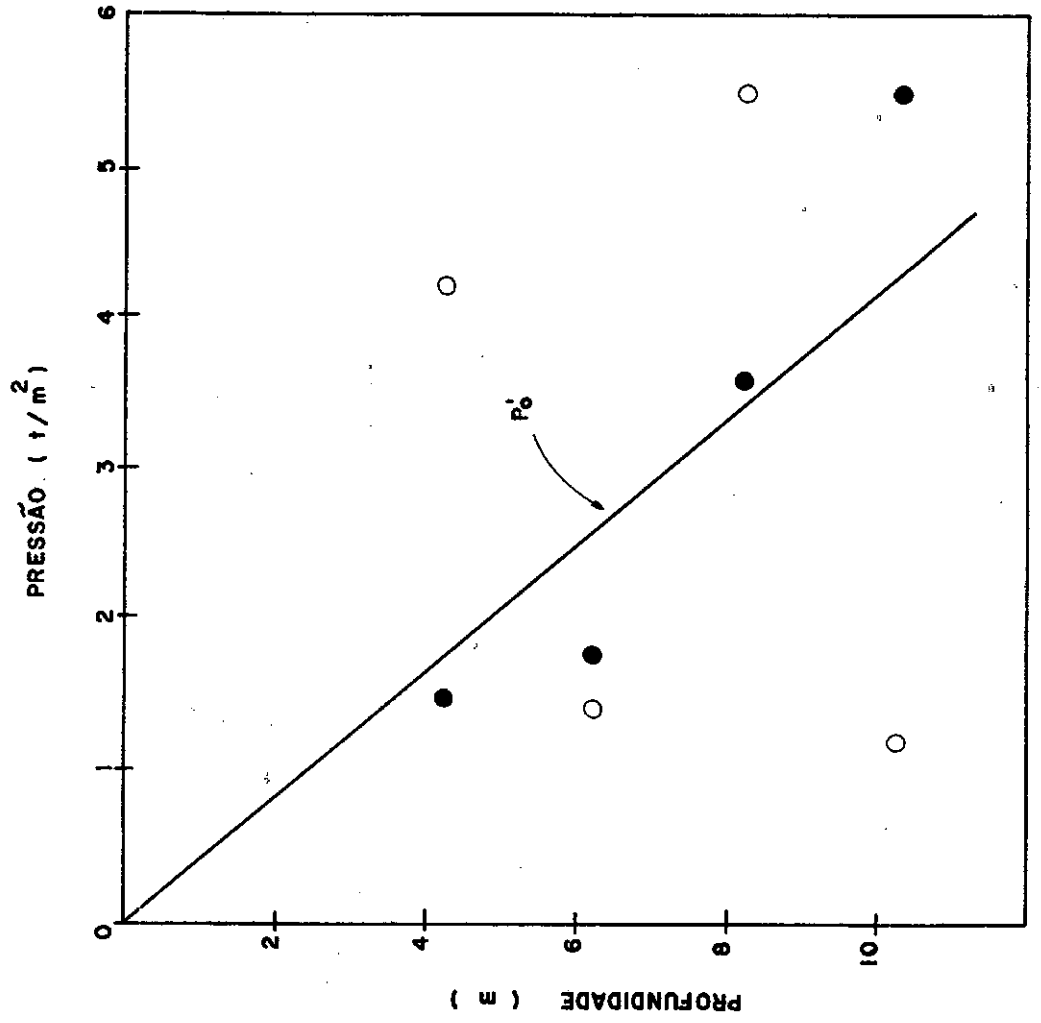
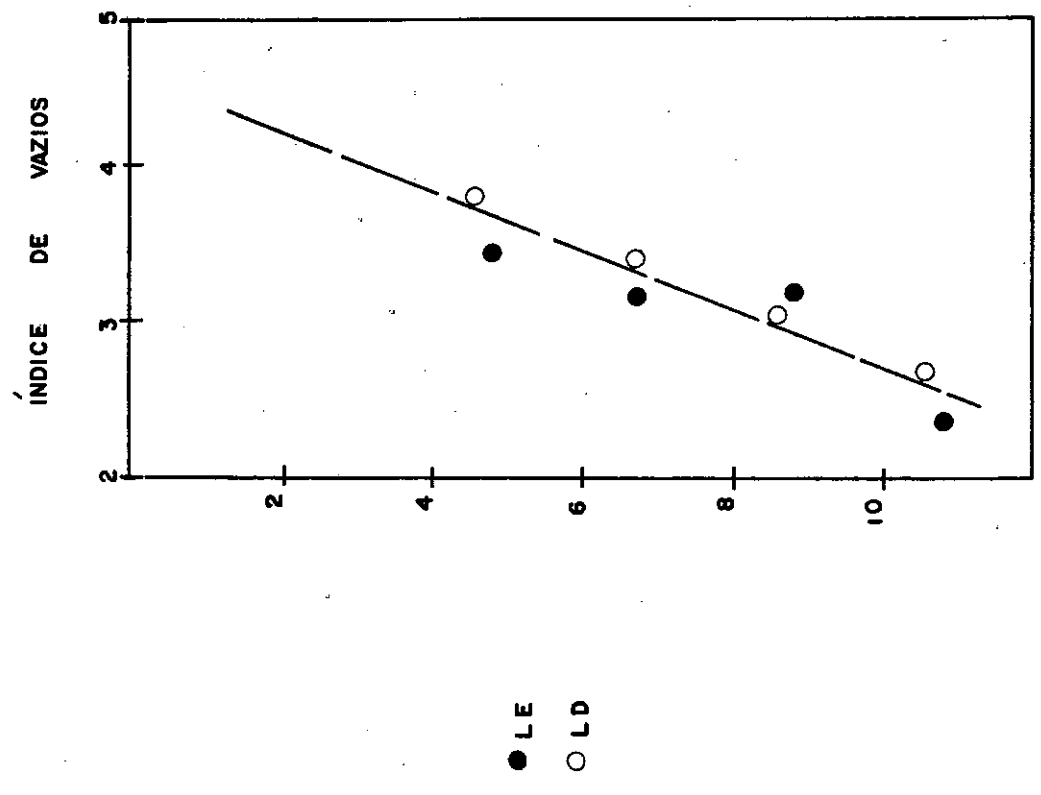


FIGURA 4-2

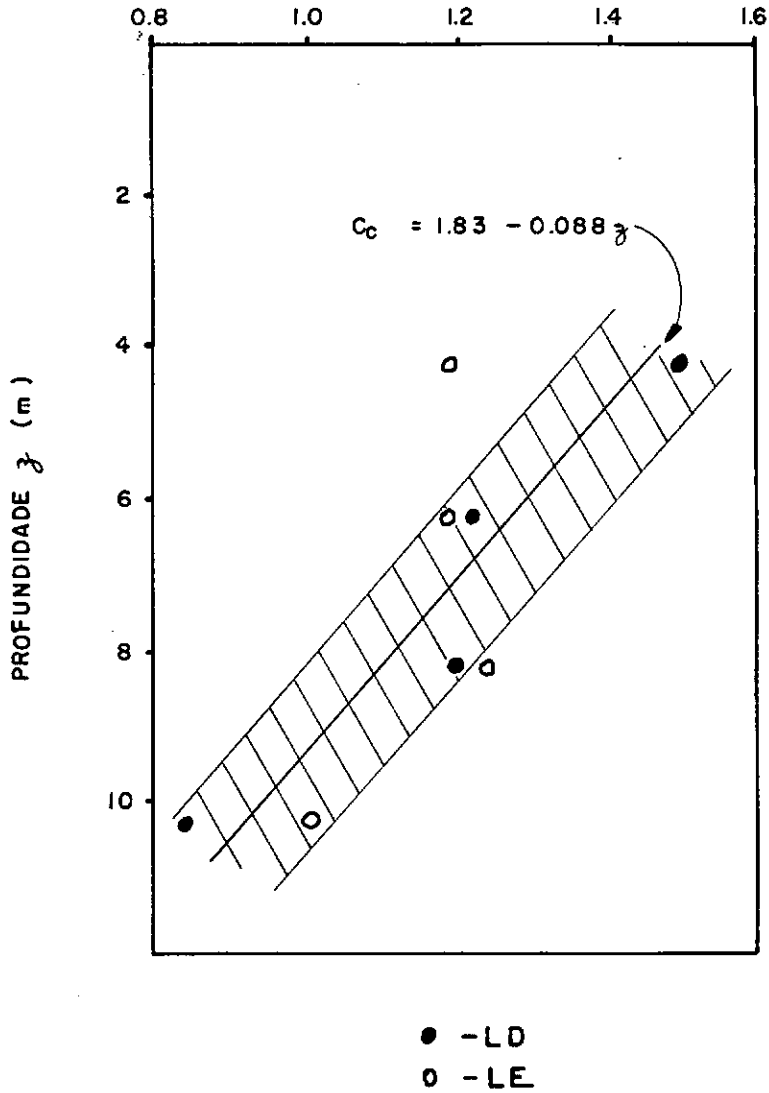
ÍNDICE DE COMPRESSÃO C_c 

FIGURA 4-3

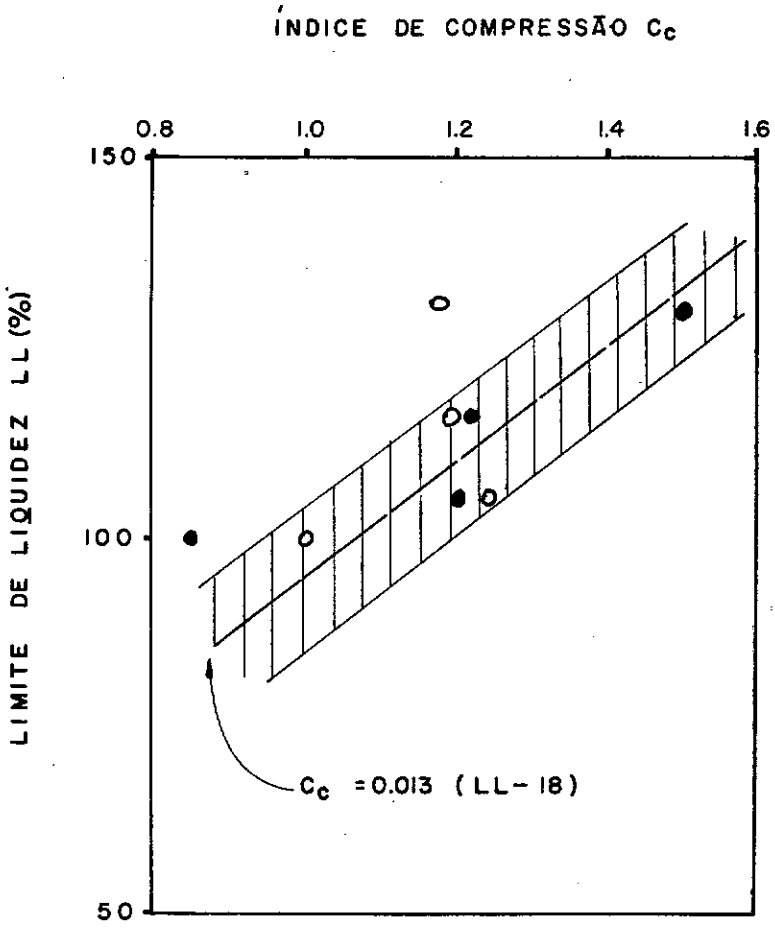
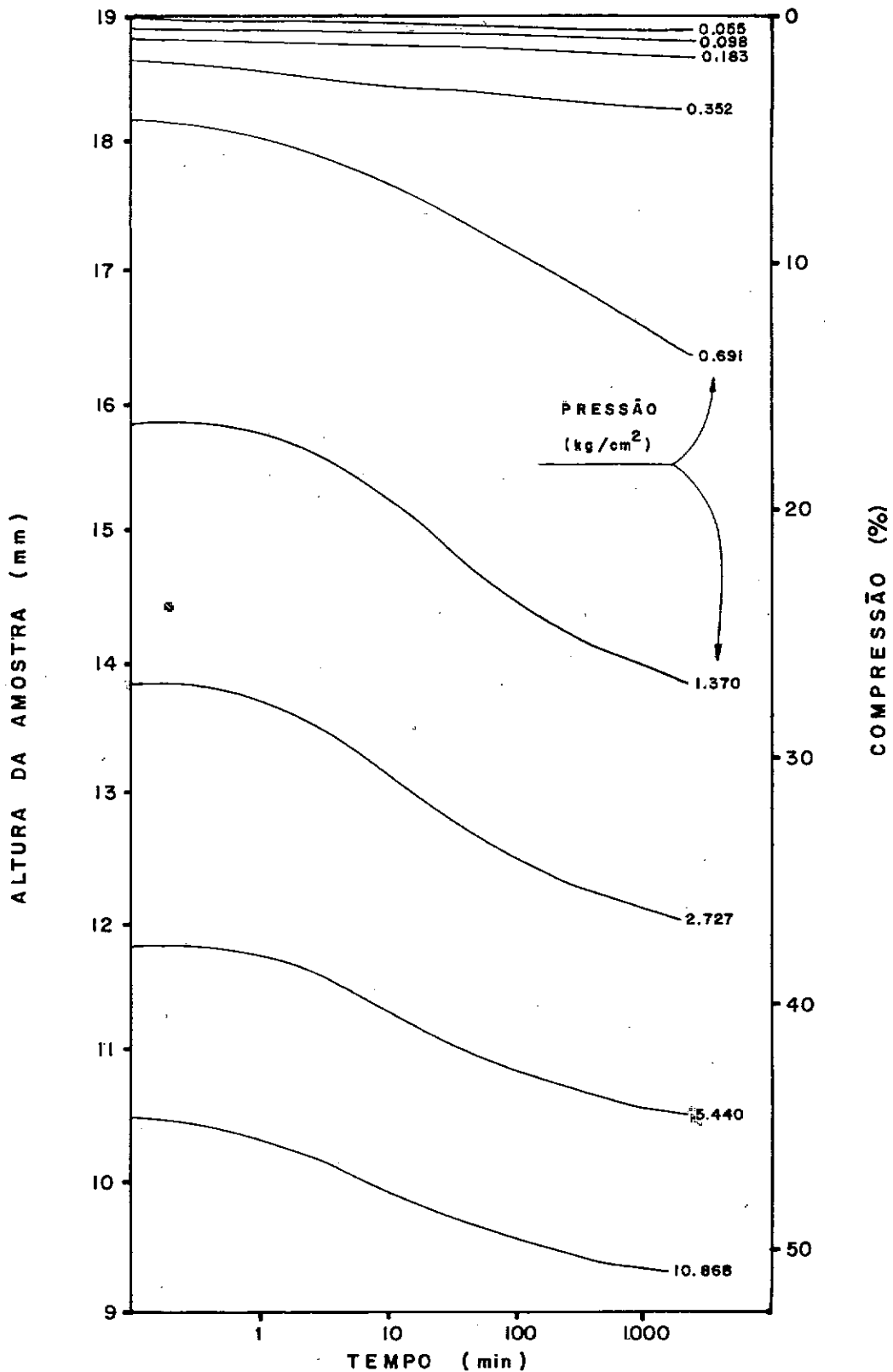


FIGURA 4-4



CURVAS TEMPO x RECALQUE AMOSTRA LE 4

FIGURA 4-5

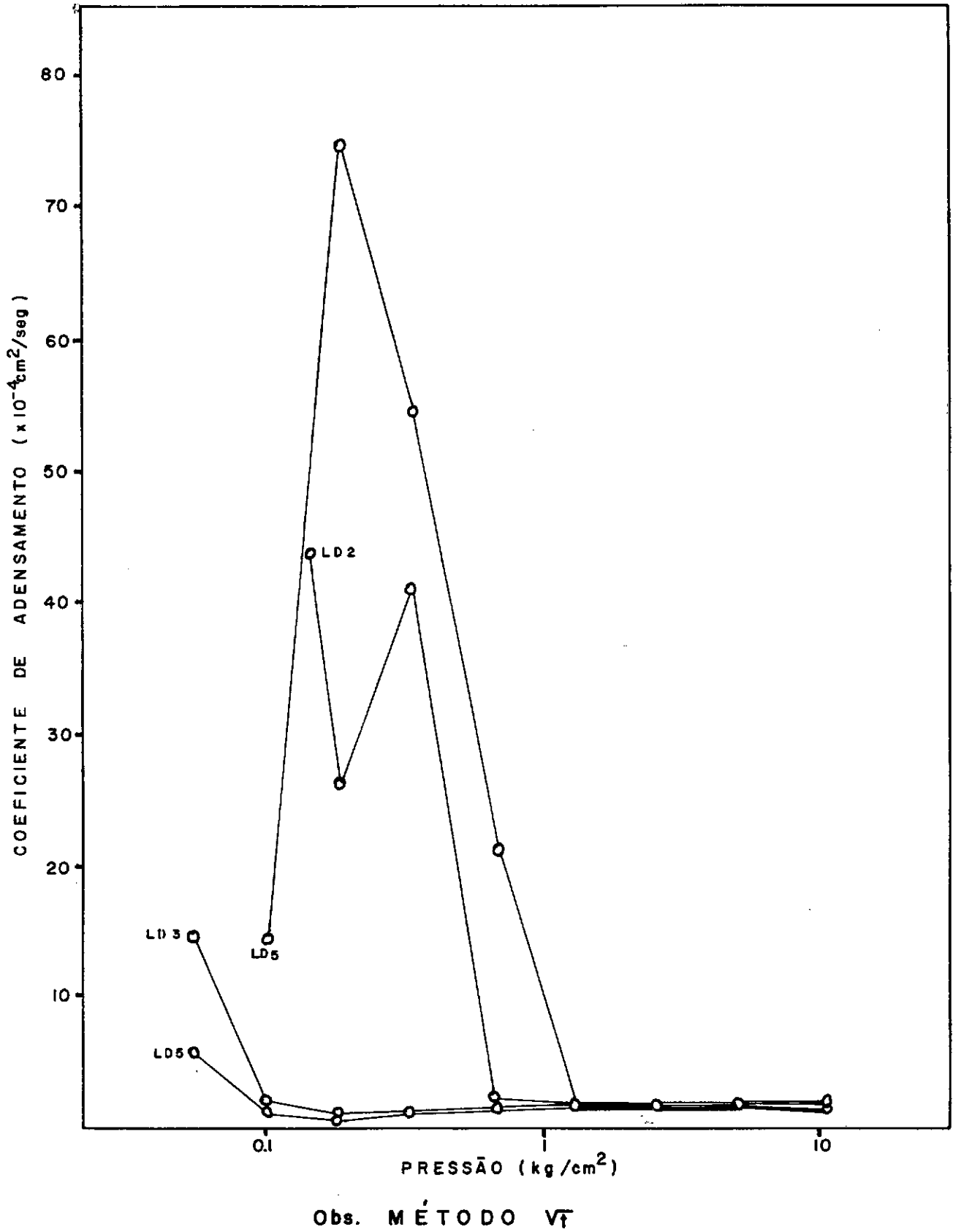
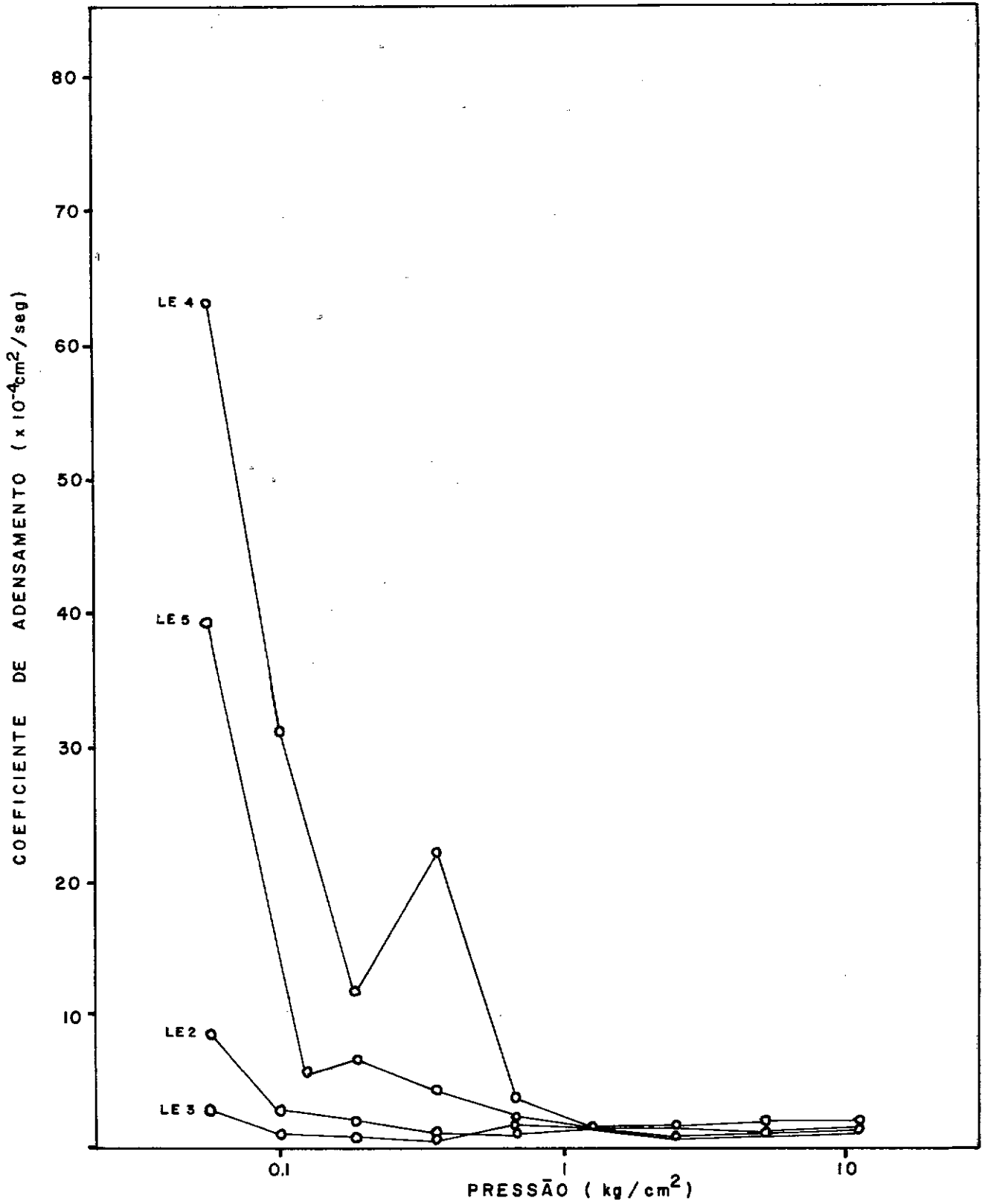


FIGURA 4-6



Obs. MÉTODO V_T

FIGURA 4-7

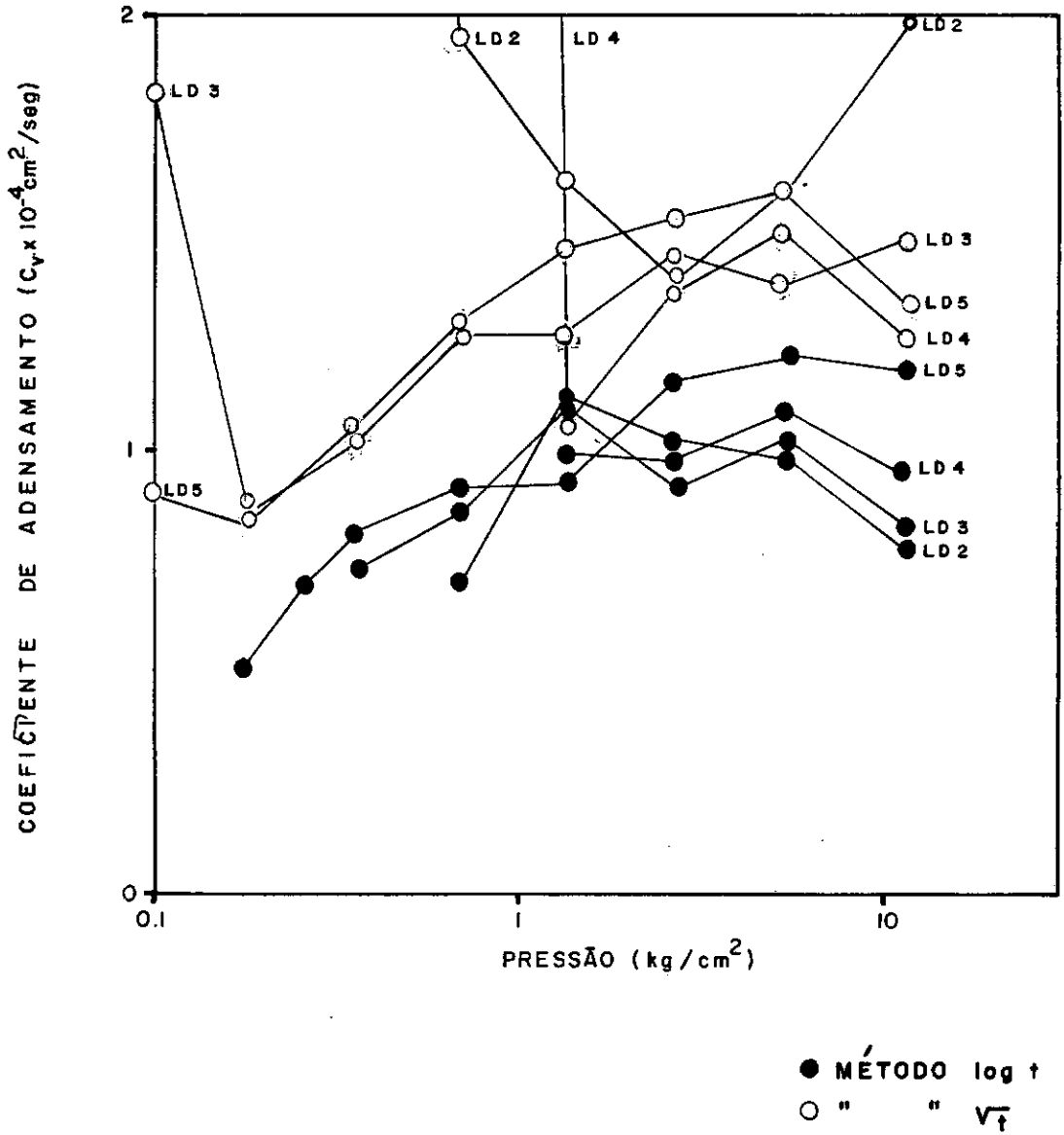
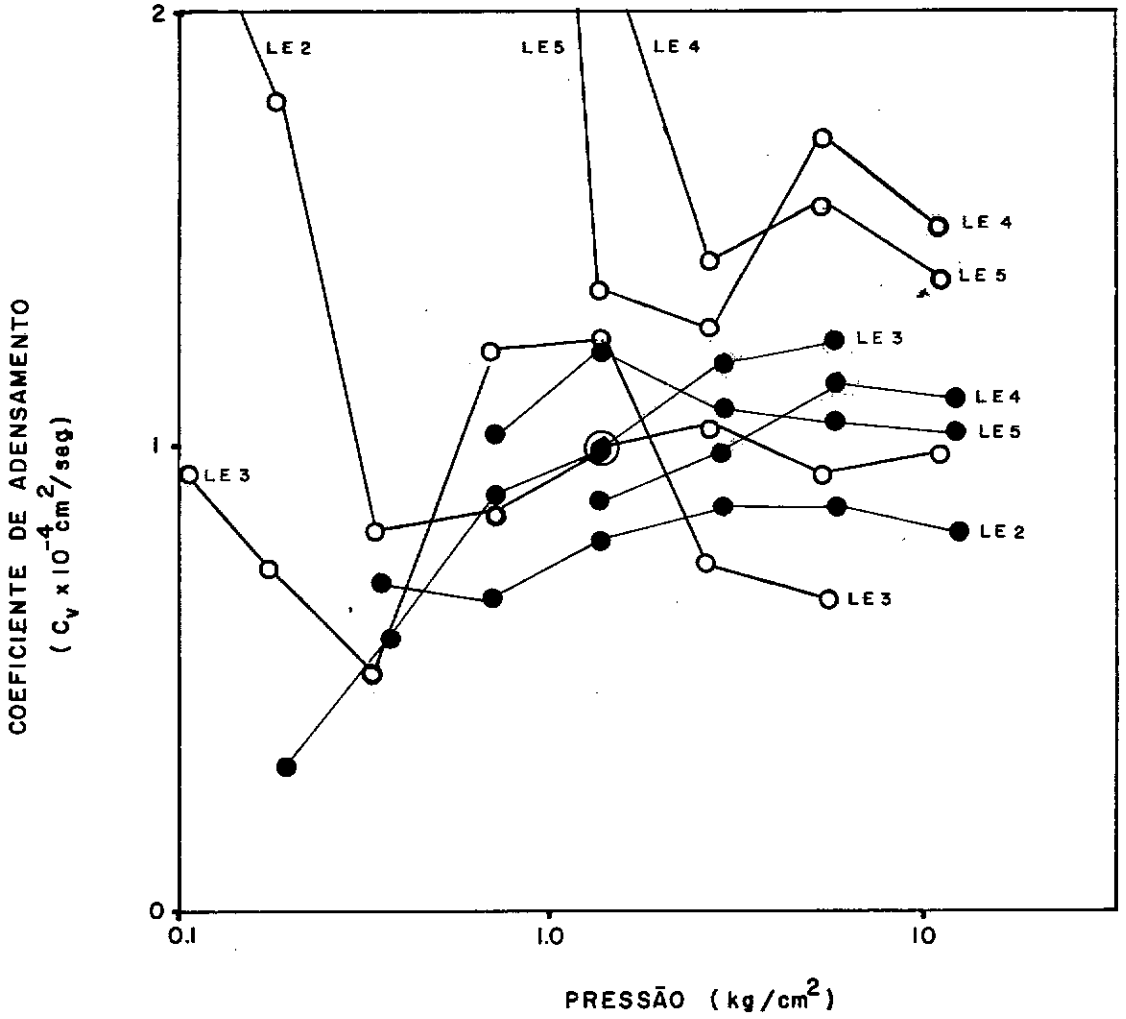


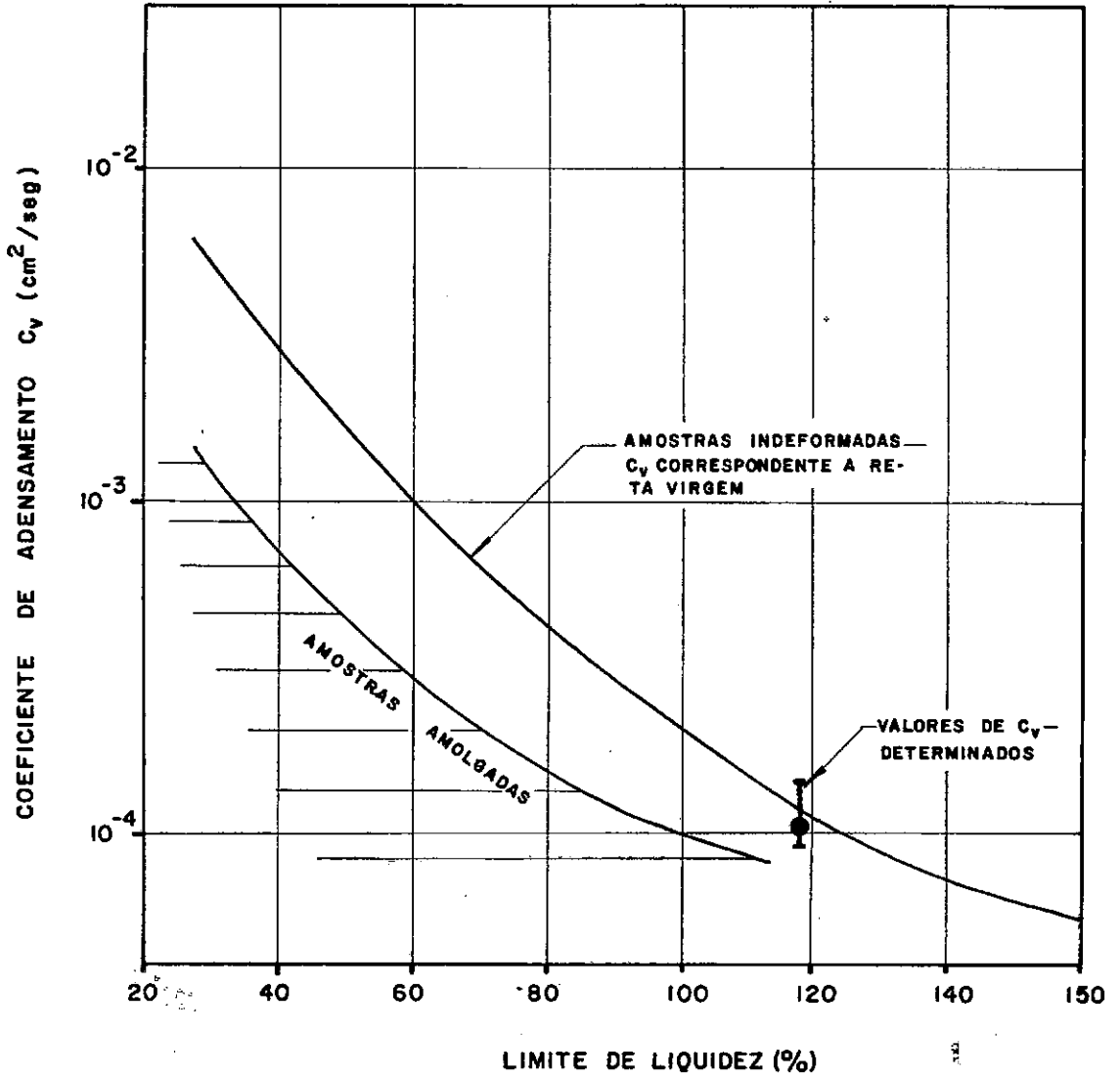
FIGURA 4-8



LEGENDA

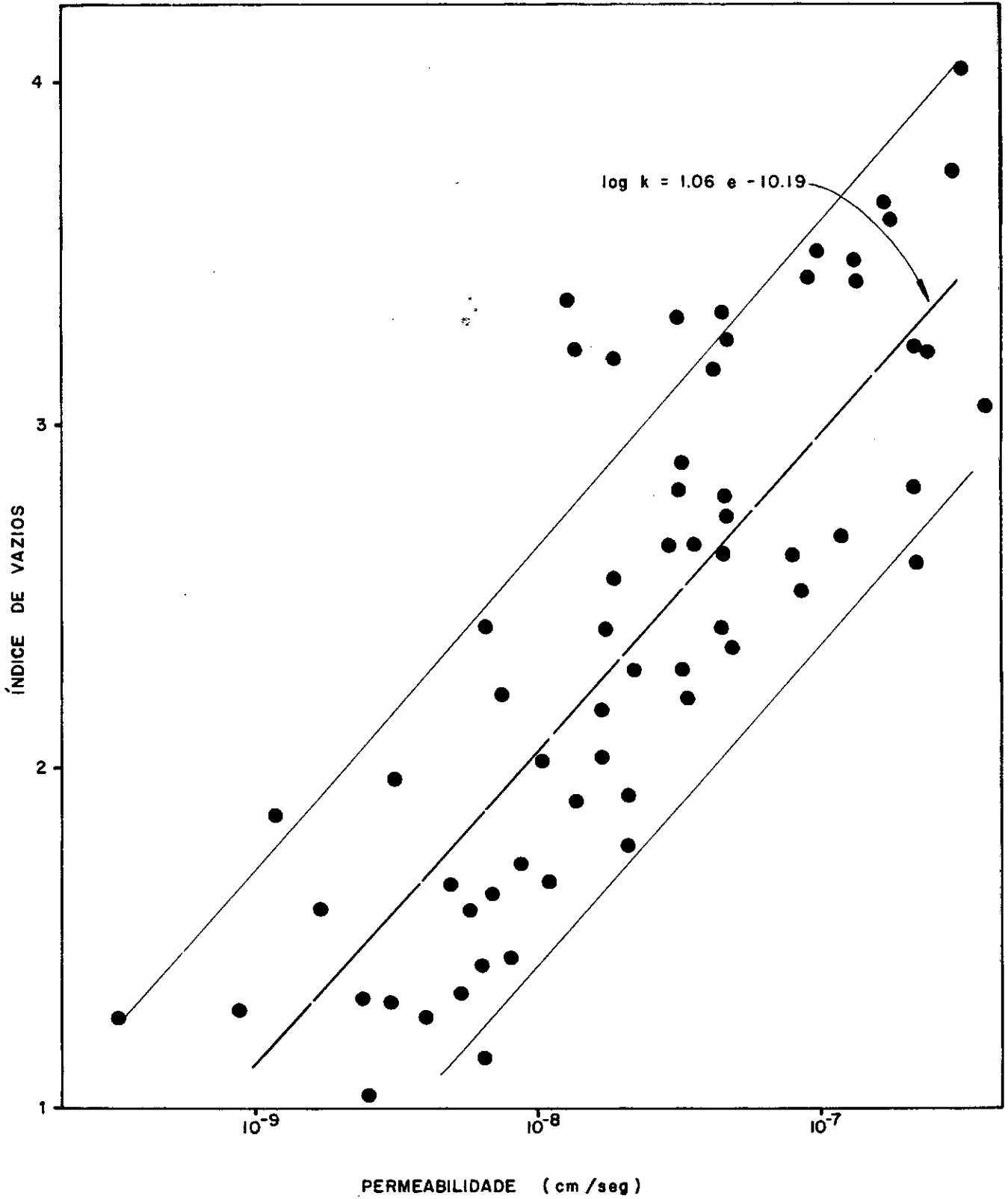
- — CALCULADO PELO MÉTODO $\log t$
- — " " " " " \sqrt{t}

FIGURA 4-9



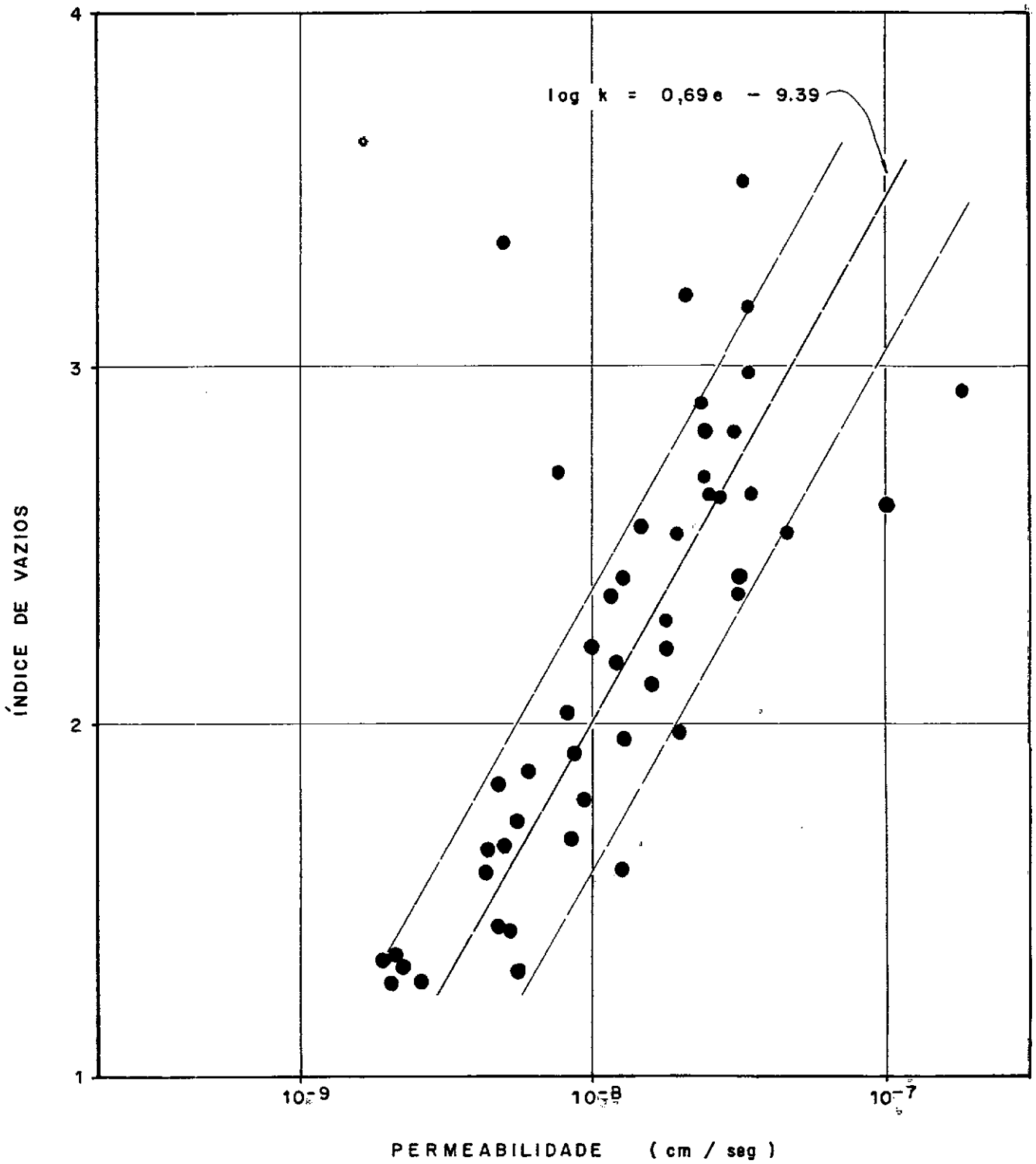
(APUD NAVFAC DM-7)

FIGURA 4-10



Obs — BASEADO EM C_v CALCULADO PELO MÉTODO V_f

FIGURA 4-II



Obs.= BASEADO EM C_v CALCULADO PELO MÉTODO $\log t$

FIGURA 4-12

5.1 - INTRODUÇÃO

Relações tensão-deformação são utilizadas em Mecânica dos Solos para previsão de deformações e distribuição de tensões no solo.

Com o aparecimento do método dos elementos finitos tem-se desenvolvido maior esforço no sentido de se obterem parâmetros de tensão-deformação representativos da massa de solo. Técnicas de laboratório mais sofisticadas vêm sendo utilizadas face a essa necessidade bem como formulações matemáticas (Kondner, R.L. - 1963) que melhor representam o comportamento do solo.

Entretanto, para um grande número de problemas, como por exemplo estimativa de recalques imediatos, soluções baseadas na teoria da elasticidade são utilizadas devido a sua simplicidade. O recalque imediato (S_i) é, então calculado pela expressão clássica:

$$S_i = q \cdot b \frac{1 - \nu^2}{E_u} I, \text{ onde:}$$

q = tensão vertical aplicada na fundação

b = largura da área carregada

E_u = módulo de elasticidade não drenado

ν = coeficiente de Poisson em condições não-drenadas

I = fator de influência que depende da forma do carregamento e a profundidade do depósito de argila mole, conforme Steinbranner (1934).

Desde que o solo seja saturado, assume-se o material incompressível correspondendo a um valor de 0.5 para o coeficiente de Poisson. Embora essa hipótese possa ser válida em muitas situações, existem casos em que foram determinados valores de ν inferiores a 0.5 (Tavenas, F.A. et al, 1974).

5.2 - MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DE E_u

Um método comum para determinação do módulo de elasticidade não drenado tem sido através de ensaios triaxiais não consolidados, não drenados ou ensaios tipo consolidados, não-drenados. Experiências tem mostrado que E_u é bastante sensível ao amolgamento na amostragem e ao método de ensaio. Por outro lado, Ladd (1964) conclui que ensaios UU fornecem valores de E_u muito baixos e que ensaios tipo CU, em amostras adensadas sob as condições de tensões efetivas "in situ", fornecem valores de E_u aceitáveis.

Considerando as dificuldades envolvidas na avaliação de E_u tem

sido sugerido por vários autores a determinação do módulo não-drenado utilizando-se valores típicos da relação E_u/S_u . Bjerrum (1972) sugere, por exemplo, valores de E_u/S_u entre 500 e 1.500. O menor valor sendo válido para argilas muito plásticas, em que o valor da sobrecarga devido à obra é grande; o maior, válido para pequenos carregamentos em argilas de baixa plasticidade.

5.3 - DISCUSSÃO SOBRE OS RESULTADOS DE E_u DO DEPÓSITO DE ARGILA EM ESTUDO

Através curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios triaxiais UU realizados (vide capítulo II) obteve-se E_u correspondente a um nível de tensões de 50% da diferença de tensões principais na ruptura $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, conforme a figura 5-1.

Os módulos assim calculados estão plotados em função da profundidade da amostra (figura 5-2) e, embora os resultados sejam bastante dispersos, foi possível delimitar faixas crescentes com a profundidade onde se situam grande parte dos pontos dos gráficos.

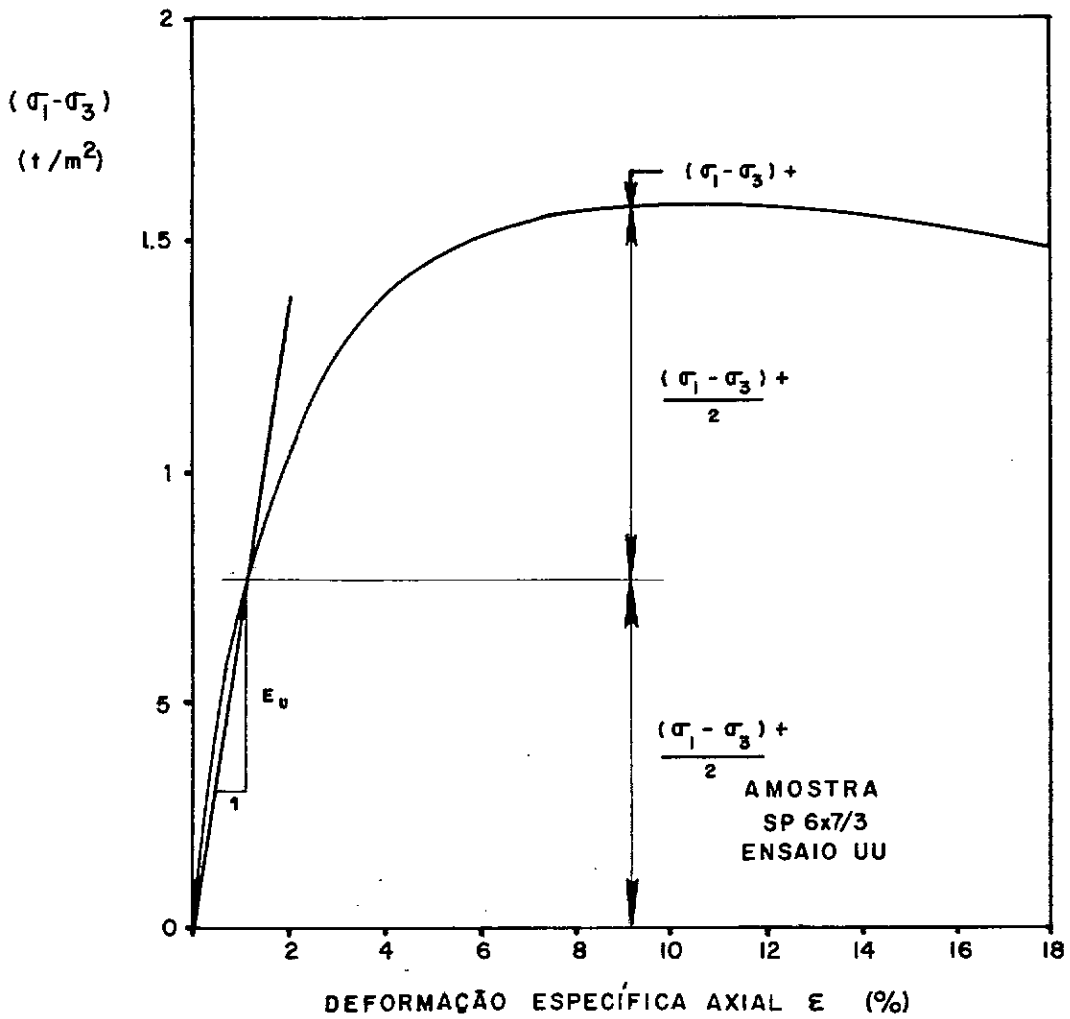
Os maiores valores de E_u correspondem, como era de se esperar, às amostras de 1.4 polegadas de diâmetro que forneceram maior resistência (figura 5-2 c). Neste caso E_u é da ordem de 40 a 150 t/m².

Por outro lado, valores inferiores do módulo não-drenado E_u foram obtidos em ensaios em amostras maiores e de menor S_u como já visto anteriormente. Entretanto, as amostras de 2 polegadas de diâmetros e de mesmo S_u embora extraídas de amostradores diferentes (figuras 5-2 e 5-2 b), forneceram valores muito diferentes de E_u . Essa discrepância não pode ser explicada em termos de comparação de resistência não-drenada obtida nos ensaios UU.

5.4 - RELAÇÃO E_u/S_u

Uma grande dispersão de resultados foi verificada nos valores da relação E_u/S_u plotados em função da profundidade, conforme figura 5-3. Valor médio da relação E_u/S_u , como na figura 5-3 c, é da ordem de 175 e é bastante inferior ao valor $E_u/S_u = 500$, proposto por Bjerrum (1972) para o caso de argilas muito plásticas sujeitas a pequenos carregamentos.

Essa diferença grande vem também justificar a não utilização de valores de módulo tensão-deformação não-drenado a partir de ensaios tipo UU.



EXEMPLO DE DETERMINAÇÃO DE E_u

FIGURA 5-1

MÓDULO NÃO DRENADO E_u OBTIDO ATRAVÉS
DE ENSAIOS TRIAXIAIS UU

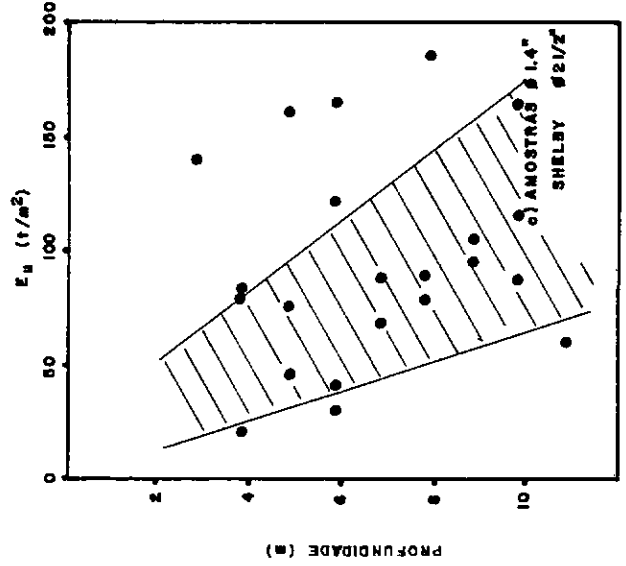
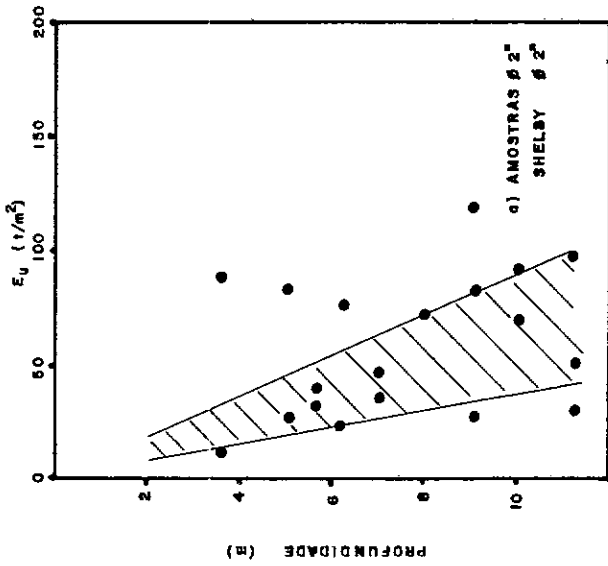
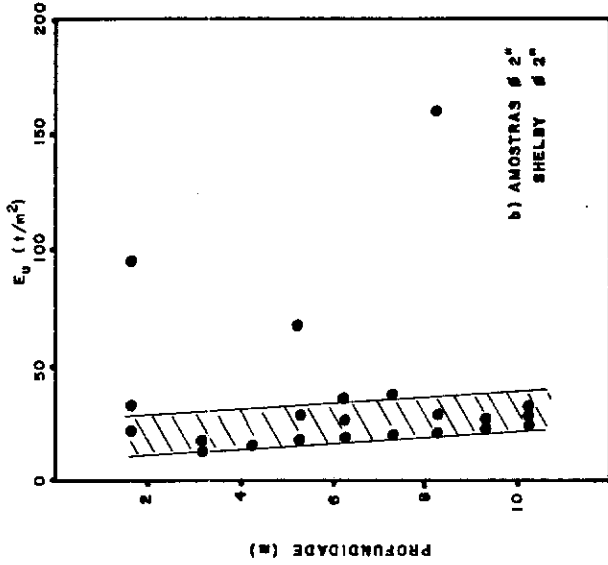


FIGURA 5-2

Procurou-se avaliar o efeito de amolgamento no parâmetro S_u obtido através de ensaios tipo UU. Verifica-se que essa influência é significativa e sugere-se a adoção de técnicas de amostragem melhores: utilização de amostradores de pistão de grande diâmetro e preencher o furo de sondagem com lama bentonítica para minimizar os efeitos de alívio de tensões e evitar ruptura de fundo. Quanto a técnicas de laboratório sugere-se a utilização de amostras cuja área seja menor que 30% da área do amostrador de forma a evitar a influência do amolgamento por atrito lateral. Em se tratando de ensaios tipo UU é recomendável utilizar somente 2/3 da argila ao longo do amostrador. A parte superior da amostra apresenta um grau de amolgamento muito alto e, na pior hipótese, utilizá-la somente em ensaios adensados sob altas pressões.

Foi verificada a possibilidade de aplicação do conceito de parâmetros normalizados a esse tipo de argila o que possibilitará a obtenção de S_u pelo método "SHANSEP".

O estudo do comportamento de um aterro experimental levado à ruptura permitirá a comparação de S_u obtido pelos dois métodos (vi

de capítulo II) com a resistência não drenada mobilizada. A experiência que se obterá será valiosa para a execução de obras nessa região.

Os ensaios de adensamento realizados forneceram resultados com respeito à história de tensões, não sendo possível verificar a continuidade da variação da pressão de pré-adensamento ao longo da profundidade da camada de argila mole. Para evitar esse problema sugere-se a adoção de pequenos carregamentos iniciais no ensaio de adensamento bem como a utilização de amostras de alta qualidade. Foram apresentadas correlações entre índice de compressão e profundidade e também com o limite de liquidez sendo que esta última foi comparada com correlação semelhante obtida por outros autores. São apresentados também valores do coeficiente de adensamento e permeabilidade determinados indiretamente.

Uma análise de tensões e deformações baseada em parâmetros obtidos de ensaios tipo UU poderá levar a erros consideráveis. O módulo não-drenado E_u é bastante sensível ao amolgamento e os resultados obtidos foram bastante dispersos. A relação E_u/S_u obtida através de ensaios triaxiais UU também apresentou grande dispersão e seu valor médio foi verificado como sendo muito inferior ao valor proposto por Bjerrum para esse tipo de argila. Também aqui, um ensaio de verdadeira grandeza, possibilitaria a obtenção de parâmetros de tensão-deformação "in situ" bem como uma comparação com previsões baseadas em resultados de laboratório, fornecendo coeficientes de aferição.

BIBLIOGRAFIA

- BISHOP, A.W. & BJERRUM, L. (1960) - "The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems", ASCE Conf. on Shear Strength, Boulder, Colorado
- BISHOP, A.W. & HENKEL, D.J. (1962) - "The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test", Edward Arnold Ltd. 2^a edição
- BJERRUM, L. (1972) "Embankments on Soft Ground", ASCE Conference on Performance of Earth and Earth - Supported Structures, Purdue University, Indiana, vol. II
- BJERRUM, L. (1973) "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft clays and Structurally Unstable Soils", Proc. of the 8th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. III
- BOGOSSIAN, F. & DE LIMA, S.A. (1974) "Sobre os Limites de Consistência das Argilas Orgânicas", Anais do 5^o Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, Vol. II, São Paulo
- CRAWFORD, C.B. (1964) "Interpretation of the Consolidation Test" ASCE Conference on Design of Foundations for Control of Settlements, Evanston, Illinois

- CONLON, R.J. & ISAACS, R.M.F. (1970) "Effects of Sampling and Testing Techniques on the Shear Strength of a Glacial Lacustrine Clay from Welland, Ontario", ASTM STP 483, Symposium on Sampling of Soil and Rock
- DUNCAN, J.M. & SEED, H.B. (1966) "Strength Variation Along Failure Surface in Clay", ASCE JSMFD, SM6, novembro
- KONDNER, R.L. (1963) "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils", ASCE, JSMFD, SMI
- LA ROCHELE, P.; TRAK, B.; TAVENAS, F. & ROY, M. (1974) "Failure of a Test Embankment on a Sensitive Champlain Clay Deposit", Canadian Geotechnical Journal, vol. II, n° 1
- LADD, C.C. (1964) "Stress Strain Modulus of a Clay in Undrained Shear", ASCE Conf. on Design of Foundations for Control of Settlements, Evanston, Illinois
- LADD, C.C. (1971) "Strength Parameters and Stress-Strain Behavior of Saturated Clays", M.I.T. Research Report R 17-23
- LADD, C.C. & LAMBE, T.W. (1963) "The Strength of Undisturbed Clays Determined from Undrained Tests", ASTM STP 361, Laboratory Shear Testing of Soils
- LADD, C.C. & FOOTT, R. (1974) "New Design Procedure for Stability

of Soft Clays", ASCE JGD, vol. 100 n° GT 7

LAMBE, T.W. (1967) "Soil Testing for Engineers", John Wiley & Sons, Inc., New York

LAMBE, T.W. (1973) "Predictions in Soil Engineering", Géotechnique 23, n° 2

LABORATOIRE DES PONTS ET CHAUSSEES (1973) "Remblais sur Sols Compressibles", Spécial T, maio 1973

LEONARDS, G.A. & ALTSCHAEFFL, A.G. (1964) "Compressibility of Clay" ASCE Conf. on Design of Foundation for Control of Settlements, Evanston, Illinois

MEANS, R.E. & PARCHER, J.V. (1965) "Physical Properties of Soils", Prentice Hall Ltd.

NAVFAC DM-7 (1971) "Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures, Design Manual", Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, Washington D.C.

NOORANY, I. & SEED, H.B. (1965) "In-situ Strength Characteristics of Soft Clays", ASCE JSMFD; SM2, março

PACHECO SILVA, F. (1950) "Drenos Verticais de Areia na Variante Rio -Petrópolis", Revista Politécnica n° 157, julho 1950, São Paulo

PACHECO SILVA, F. (1953) "Shearing Strength of a Soft Clay Deposit Near Rio de Janeiro", Géotechnique, vol. 3, nº 7

SKEMPTON, A.W. (1957) Discussion on "The Planning and Design of the New Hong Kong Airport", Proc. Inst. Civil Engrs., 7:305 - 307, referência citada por Bishop & Henkel (1962)

VARGAS (1973) "Aterros na Baixada de Santos" - Revista Politécnica - Edição Especial - 73