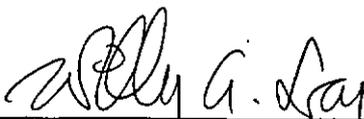


SILVIO ROMERO DE MÉLO FERREIRA

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 (M.Sc.)

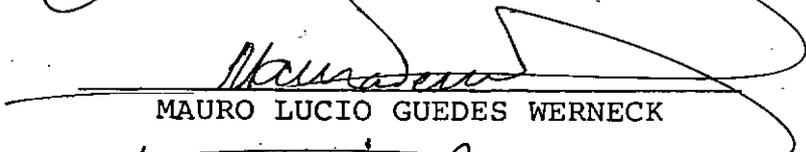
Aprovada por:



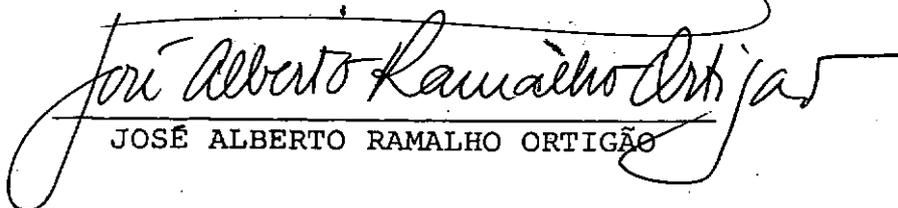
WILLY ALVARENGA LACERDA
Presidente



JACQUES DE MEDINA



MAURO LUCIO GUEDES WERNECK



JOSÉ ALBERTO RAMALHO ORTIGÃO

FERREIRA, Silvio Romero de Mello

Compressibilidade de uma argila orgânica mole
do Recife. Rio de Janeiro, UFRJ, COPPE, 1982.

212, VI, 29,7 cm (COPPE-UFRJ, M.Sc, Engenharia Ci-
vil, 1982).

Tese - Univ. Fed. Rio de Janeiro. Faculdade
Engenharia.

1. Compressibilidade 2. Argila 3. Deformação
4. Resistência

I. COPPE/UFRJ

II. TÍTULO

À minha mãe, pelo constante empenho, atenção no desenvolvimento e educação dos filhos e sábia orientação sem o que não seria possível a obtenção deste título.

À meus irmãos, pelo companherismo, apoio e estímulo.

À Sonia, minha namorada, pelo estímulo, auxílio e compreensão com que participou de todo desenvolvimento deste trabalho.

AGRADECIMENTOS

- A meu Deus, por ter feito sinais e maravilhas, por ter agido com mão poderosa, com braço estendido e com grande espanto.

- Ao Professor Willy Alvarenga Lacerda, pelo constante interesse, estímulo e preciosa orientação neste trabalho, considerando a distância que nos separou durante a elaboração do mesmo.

- A Wasghinton M. de Amorim Jr., pelo grande apoio, auxílio, orientação em todas as etapas deste trabalho e revisão do texto.

- Aos Professores Jacques de Medina, Mauro Lucio G. Werneck e José Alberto R. Ortigão, pelas críticas e sugestões, que permitiram um maior aperfeiçoamento deste trabalho.

- Aos Professores da área de Mecânica dos Solos da COPPE-UFRJ, que se dispuseram transmitir os seus conhecimentos, pelo incentivo e amizade.

- A Roberto Q. Coutinho, pela orientação de uma pesquisa, desenvolvida ainda na fase de graduação, que muito estímulo deu a sua continuação no presente, e por permitir que alguns daqueles dados fossem aqui analisados. Pelo grande apoio prestado, pela amizade e a sua esposa Doris pelo estímulo.

- Aos Professores Lauro Figueiredo, Jaime A. Gusmão Filho, Dilson Teixeira e Walter Duarte, pelo incentivo ao estudo de Mecânica dos Solos, que me levou à realização deste trabalho.

- Aos Amigos José Maria Justino, Amaro Henrique P. Lins, Fernando T. Jucá, Ivaldo Pontes, pelo incentivo e amizade.

- Ao Chefe de Departamento de Engenharia Civil da UFPE, pelo auxílio financeiro para a montagem de alguns equipamentos.

- Aos Professores Geraldo da Costa Barros Munis e Ieda Domont Teixeira Barros, do Departamento de Geologia da Universidade Federal de Pernambuco, pela colaboração na identificação do conteúdo Biogênico.

- Ao Diretor do Serviço Nacional do Levantamento e Conservação de Solos da EMBRAPA, pela grande colaboração prestada ao permitir a execução de análises químicas e físicas, indispensáveis a complementação deste trabalho e a todos os seus técnicos pela distinção demonstrada.

- Ao Eng. Químico Luiz Bezerra de Oliveira, pelo auxílio na análise química do solo.

- Ao Eng. Dilson Correia Teixeira, diretor da Engenharia e Consultoria de Solos e Fundações Ltda-ENSOLOS, que possi

bilitou a obtenção das amostras semi-indeformadas, colocando a disposição sondadores e todo material necessário a retirada dos tubos "Shelby".

- Ao presidente do Clube Internacional do Recife por ter permitido a colheita de amostras.

- Ao Programa CAPES, pelo auxílio financeiro.

- Ao Conselho de Desenvolvimento Científico e Tecnológico-CNPq, pelo auxílio financeiro a compra de equipamentos.

- Aos Colegas Ian S. M. Martins e Leonardo de A.C. Júnior, pela colaboração e amizade.

- Aos colegas Joaquim G. da Nóbrega e Felisbela M. de Oliveira, pelo auxílio e amizade.

- Ao Técnico Francisco Carlos Alves da Silva pela grande amizade e pela sua participação dedicada em todas as etapas de elaboração deste trabalho.

- Ao amigo Fanuel Melo Paes Barreto pela revisão do texto.

- A Miriam Barbosa da Silva, pelos excelentes e trabalhosos desenhos.

- A Lúcia H. Breda, pela colaboração na análise dos resultados.

- A Fátima Regina pela determinação dos teores de Matéria Orgânica.

RESUMO

No presente trabalho é feito um estudo das características de compressibilidade de uma argila orgânica mole, situada no bairro da Madalena, Recife, através de ensaios de adensamento com drenagem na direção vertical.

Uma revisão bibliográfica das características geotécnicas e uma análise química, são apresentadas.

Procura-se conhecer: a história de tensão no depósito; o efeito do amolgamento em algumas características de adensamento; e o coeficiente de compressão secundária.

Faz-se uma comparação da resistência não drenada obtida em trabalhos anteriores nesta argila com a resistência não drenada determinada a partir de ensaios de adensamento com amostras de boa qualidade, através da relação $S_u = 0,22 \bar{\sigma}_{vm}$, sugerida por Mesri (1975) e desenvolvida posteriormente por Trak e outros (1980). Uma tentativa de aplicar o "SHANSEP" Ladd & Foott, (1974), através da utilização do "CAM-CLAY" Schofield e Wroth (1968), também é apresentada.

Utiliza-se a formulação hiperbólica proposta por Kondner (1963) e que, posteriormente, foi desenvolvida por Duncan e Chang (1970) e aplicada para ensaios de adensamento por Wong e Duncan (1974) na obtenção de módulos tangentes iniciais e de módulos numéricos de descarregamento e recarregamento. Através

dêstes módulos e de algumas hipóteses de trabalho, obtem-se ,
pela formulação hiperbólica, a curva deformação específica e/
ou índice de vazios versus logaritimo pressão vertical de con
solidação.

ABSTRACT

Compressibility characteristics of a soft organic clay deposit in the suburb of Madalena, Recife, are studied through consolidation tests with drainage in the vertical direction.

A bibliographical review of the geotechnical properties of this clay is presented as well a chemical analysis.

An effort is made to answer the following subjects: The deposit's stress history, the effect of remolding on some compressibility characteristics, and the coefficient of secondary compression.

The non - drained strength obtained in previous work by other investigators are compared with the non-drained strength determined through consolidation tests with good quality samples, by means of the equation originally suggested by Mesri (1975): $S_u = 0,22 \bar{\sigma}_{VM}$, and afterwards developed by Trak et al (1980). The "SHANSEP" Method Ladd and Foot (1974) is also applied using the "CAM-CLAY" model Schofield and Wroth (1968).

Finally, the hyperbolic formulation proposed by Kondner (1963) and developed by Duncan and Chang (1970) is used applied to consolidation tests Wong and Chang (1974)

for obtaining the initial tangent moduli and numerical moduli of unloading and reloading. By means of these moduli and some hypotheses of work, the specific deformation curve and/or void ratio versus the logarithm of the vertical pressure of consolidation is obtained from the hyperbolical formulation.

SUMÁRIO

	Pág.
LISTA DE TABELAS.....	xv
LISTA DE FIGURAS.....	xvii
<u>CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO GERAL</u>	1
1.1 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES.....	2
1.2 - OBJETIVOS.....	3
1.3 - TÓPICOS DA PESQUISA.....	5
1.4 - UNIDADES	6
<u>CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</u>	7
2.1 - INTRODUÇÃO.....	8
2.2 - ORIGEM E FORMAÇÃO DA PLANÍCIE DO RECIFE.....	8
2.3 - MATERIAL ORGÂNICO DO SUBSOLO DO RECIFE	
2.4 - IDENTIFICAÇÃO MINERALÓGICA.....	11
2.5 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	12
<u>CAPÍTULO 3 - SONDAAGEM E CARACTERIZAÇÃO DO DEPÓSITO</u>	25
3.1 - INTRODUÇÃO.....	26
3.2 - LOCAL E OBTENSÃO DE AMOSTRAS.....	26
3.3 - ANÁLISE QUÍMICA.....	28
3.3.1 - <u>Apresentação e Discussão dos</u> <u>Resultados</u>	30

3.4 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	33
3.4.1 - Aterro.....	33
3.4.2 - Areia.....	34
3.4.3 - Conteúdo Biogênico.....	35
3.4.4 - Argila Mole.....	35

CAPÍTULO 4 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM DRENAGEM..... 54

4.1 - INTRODUÇÃO.....	55
4.2 - PROCEDIMENTOS DE ENSAIO E EQUIPAMENTO.	58
4.3 - RESULTADOS OBTIDOS.....	62
4.4 - DISCUSSÃO.....	67

4.4.1 - Relação Índice de Vázios, De -
formação Pressão..... 67

4.4.2 - História de Tensões do Depôsi-
to..... 73

4.4.3 - Velocidade de Adensamento..... 76

4.4.4 - Permeabilidade..... 81

4.4.5 - Coefficiente de Compressibilida
de Volumétrica..... 82

4.4.6 - Compressão Secundária..... 84

4.5 - ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA A PARTIR DE ENSAIOS DE ADENSAMENTO E TENTATIVA DE APLICAR O "SHANSEP" UTILI- ZANDO O "CAM-CLAY".....	88.
---	-----

4.5.1 - Determinação da Resistência não
Drenada a partir de Ensaio de
Adensamento..... 89

4.5.1.1 - Desenvolvimento Histórico do Método.....	89
4.5.1.2 - Aplicação do Método a Argila em Estudo..	92
4.5.2 - <u>Tentativa de Aplicar o "SHANSEP" Utilizando o "CAM-CLAY".....</u>	94
4.5.2.1 - Desenvolvimento do Método "CAM-CLAY".....	94
4.5.2.2 - Aplicação do Método a Argila em Estudo..	96
<u>CAPÍTULO 5 - MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO, A PARTIR DE ENSAIOS DE ADENSAMENTO.....</u>	151
5.1 - INTRODUÇÃO.....	152
5.2 - MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO OBTIDOS ATRAVÉS DE ENSAIOS TRIAXIAIS.....	153
5.3 - MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO OBTIDOS ATRAVÉS DE ENSAIOS DE ADENSAMENTO.....	155
5.3.1 - <u>Módulo de Deformação Tangente Inicial.....</u>	155
5.3.2 - <u>Módulo Numérico de Descarregamento e Recarregamento.....</u>	158
5.4 - AJUSTAMENTO DA CURVA e VERSUS $\log \bar{\sigma}_{vc}$.	160

<u>CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISA.....</u>	172
6.1 - INTRODUÇÃO.....	173
6.2 - CONCLUSÕES.....	173
6.3 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS.....	176
LISTA DE SÍMBOLOS.....	178
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	
<u>APÊNDICE A - ESTIMATIVA DE RECALQUE PARA SAPATAS ISOLADAS..</u>	196
<u>APÊNDICE B - AFERIÇÕES EM ENSAIOS DE ADENSAMENTO.....</u>	205
B-1 - AFERIÇÃO DA RELAÇÃO DE CARREGAMENTO DA PRENSA DE ADENSAMENTO.....	206
B-2 - MEDIDA DE DEFORMAÇÃO DA CÉLULA DE ADEN- SAMENTO.....	207

LISTA DE TABELAS

Pág.

CAPÍTULO 2

Tabela	2.1 - VALORES DA COESÃO E ÂNGULO DE ATRITO INTERNO, OBTIDOS A PARTIR DE ENSAIOS TRIAXIAIS ADENSADO NÃO DRENADO (CIU) AMORIM (1975)..	17
--------	--	----

CAPÍTULO 3

Tabela	3.1 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS AMOSTRADORES UTILIZADOS.....	42
	3.2 - AMOSTRAS UTILIZADAS NO PRESENTE TRABALHO..	43
	3.3 - RESULTADOS DE ANÁLISE QUÍMICA.....	44
	3.4 - RESULTADOS DE ENSAIOS DE UMIDADE, MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS E VALORES DO PESO ESPECÍFICO DAS TERRAS, NA CAMADA DE AREIA.	46
	3.5 - RESULTADOS DE ENSAIOS DE LIMITE DE ATTERBERG	47
	3.6 - COMPARAÇÃO COM LIMITES DE ATTERBERG OBTIDOS EM TRABALHOS ANTERIORES.....	48
	3.7 - LIMITES DE ATTERBERG RESULTADOS DE CORRELAÇÕES LINEARES ENTRE OS PARÂMETROS.....	49
	3.8 - ANÁLISE GRANULOMÉTRICA.....	50

CAPÍTULO 4

Tabela	4.1 - RESULTADOS DE ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM DRENAGEM VERTICAL PARA AMOSTRAS SEMI-INDEFORMADAS DE BOA QUALIDADE.....	101
--------	--	-----

4.2 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM DRENAGEM VERTICAL PARA AMOSTRAS SEMI-INDEFORMADAS DE MÁ QUALIDADE E AMOSTRAS COM - PLETAMENTE AMOLGADAS.....	103
4.3 - RESULTADOS DE CORRELAÇÕES ENTRE PARÂMETROS.....	104
4.4 - COMPARAÇÃO DOS CRITÉRIOS PARA DETERMINAÇÃO DE RR E Cr.....	106

CAPÍTULO 5

Tabela 5.1 - FORMULÁRIO DE MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO.....	163
5.2 - VALORES DE n , K , \check{K}_{ur} , \check{K}_{ur}/K OBTIDOS A PARTIR DE ENSAIOS DE ADENSAMENTO E R_f	164
5.3 - RESULTADOS DE CORRELAÇÃO ENTRE PARÂMETROS.....	165

APÊNDICE

Tabela A-1 - VALORES DE PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE, ÍNDICES DE VAZIOS E PRESSÕES UTILIZADOS NA ESTIMATIVA DE RECALQUE.....	201
---	-----

LISTA DE FIGURAS

Pág.

CAPÍTULO 2

Figura	2.1 - COLUNA ESTRATIGRÁFICA DA PLANÍCIE SEDIMENTAR DO RECIFE. Waldir Costa (1968).....	18
	2.2 - RESUMO DE PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE UMA ARGILA ORGÂNICA MOLE DO RECIFE. APUD. TEIXEIRA (1972) E AMORIM (1975).....	19
	2.3 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS, TEIXEIRA (1972)...	21
	2.4 - RESULTADOS DE ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM CARGAS ACRESCENTADAS EM PROGRESSÃO GEOMÉTRICA, AMORIM (1975).....	22
	2.5 - VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO COM PRESSÃO, AMORIM (1975).....	23
	2.6 - VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE COM A PRESSÃO, AMORIM (1975).....	24

CAPÍTULO 3

Figura	3.1 - LOCALIZAÇÃO DA SONDAAGEM.....	51
	3.2 - RESUMO DE ALGUMAS PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE UMA ARGILA ORGÂNICA MOLE DO RECIFE.....	52
	3.3 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS.....	53

CAPÍTULO 4

Figura	4.1 - TRAJETÓRIA DE TENSÕES EM UM ESTÁGIO DE ADENSAMENTO.....	107
--------	---	-----

4.2 - CURVAS e VS $\log \bar{\sigma}_{vc}$ PARA ÍNDICE DE VAZIOS. MAIOR QUE 2 - COM $\Delta \bar{\sigma}_{vc} / \bar{\sigma}_{vc} = 1$	108
4.3 - CURVAS e VS $\log \bar{\sigma}_{vc}$ - PARA ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL MENOR QUE 1,8.....	109
4.4 - CURVAS e VS $\log \bar{\sigma}_{vc}$	110
4.5 - CURVAS e VS $\log \bar{\sigma}_{vc}$ - ÍNDICE DE RECOMPRESSÃO-Cr.....	111
4.6 - CURVAS e VS $\log \bar{\sigma}_{vc}$ - COM $\Delta \bar{\sigma}_{vc} / \bar{\sigma}_{vc} < 1$...	112
4.7 - CURVAS $\epsilon_v(\%)$ VS $\log \bar{\sigma}_{vc}$	113
4.8 - CURVAS $\epsilon_v(\%)$ VS $\log \bar{\sigma}_{vc}$	114
4.9 - CURVAS $\epsilon_v(\%)$ VS $\log \bar{\sigma}_{vc}$ - RAZÃO DE RECOMPRESSÃO-RR.....	115
4.10- CURVAS C_v VS $\log \bar{\sigma}_{vcm}$ - MÉTODO $\log t$ - AMOSTRAS SEMI-INDEFORMADAS DE BOA QUALIDADE.	116
4.11- CURVAS C_v VS $\log \bar{\sigma}_{vcm}$ - MÉTODO \sqrt{t} AMOSTRAS SEMI-INDEFORMADAS DE BOA QUALIDADE...	117
4.12- CURVAS C_v VS $\log \bar{\sigma}_{vcm}$ - MÉTODO $\log t$ - AMOSTRAS SEMI-INDEFORMADAS DE BOA QUALIDADE, DE MÁ QUALIDADE E COMPLETAMENTE AMOLGADAS NO LABORATÓRIO.....	118
4.13 - CURVAS C_v VS $\log \bar{\sigma}_{vcm}$ - MÉTODO \sqrt{t} - AMOSTRAS SEMI-INDEFORMADAS DE BOA QUALIDADE, DE MÁ QUALIDADE E COMPLETAMENTE AMOLGADAS NO LABORATÓRIO.....	119

4.14 - CURVAS C_v VS $\log \bar{\sigma}_{vcm}$ - TRECHO DE DESCARREGAMENTO.....	120
4.15 - CURVAS K_v VS $\log \bar{\sigma}_{vcm}$	121
4.16 - CURVAS e_m VS $\log K_v$ - MÉTODO $\log t$ - $e_o \geq 1,8$	122
4.17 - CURVAS e_m VS $\log K_v$ - MÉTODO \sqrt{t} - $e_o \geq 1,8$	123
4.18 - CURVAS e_m VS $\log K_v$ - MÉTODO $\log t$ - $e_o < 1,8$	124
4.19 - CURVAS e_m VS $\log K_v$ - MÉTODO \sqrt{t} - $e_o < 1,8$	125
4.20 - CURVAS m_v VS $\log K_v$ - AMOSTRAS SEMI-INDEFORMADAS DE BOA QUALIDADE.....	126
4.21 - CURVAS m_v VS $\log K_v$ - AMOSTRAS SEMI-INDEFORMADAS DE MÁ QUALIDADE E COMPLETAMENTE AMOLGADAS NO LABORATÓRIO.....	127
4.22 - CURVAS RECALQUE VS TEMPO-AMOSTRA SEMI-INDEFORMADA DE BOA QUALIDADE.....	128
4.23 - CURVAS RECALQUE VS TEMPO-AMOSTRA COMPLETAMENTE AMOLGADA EM LABORATÓRIO.....	129
4.24 - CURVAS C_α VS $\log \bar{\sigma}_{vc}$	130
4.25 - VALORES DE ÍNDICE DE VAZIOS E PESO ESPECÍFICO VS PROFUNDIDADE.....	131
4.26 - HISTÓRIA DE TENSÕES - ENSAIOS DE ADENSAMENTO.....	132
4.27 - OBTENSÃO DE PARÂMETRO DE COMPRESSIBILIDADE.....	133

4.28 - PARÂMETROS RR, CR E SR VS PROFUNDIDADE..	134
4.29 - PARÂMETROS Cr, Cc E Cs VS PROFUNDIDADE...	135
4.30 - RECONSTRUÇÃO DA CURVA DE COMPRESSÃO UNI - DIMENSIONAL DE CAMPO - MÉTODO DE SCHMERT- MANN (1955).....	136
4.31 - RELAÇÃO ENTRE O ÍNDICE DE COMPRESSÃO E O LIMITE DE LIQUIDEZ.....	137
4.32 - CURVAS CR VS log w LAMBE (1969).....	138
4.33 - VARIAÇÃO DA RELAÇÃO $\Delta \varepsilon_v / \Delta \log \bar{\sigma}_{vc}$ VS $\bar{\sigma}_{vcm}$.	139
4.34 - CORRELAÇÃO APROXIMADA PARA ARGILA NORMAL- MENTE ADENSADA OCR VS IP% APUD BJERRUM (1973).....	140
4.35 - CORRELAÇÃO APROXIMADA ENTRE Cv VS LL (APUD NAVY DESIGN MANUAL DM-7).....	140
4.36 - VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO Cv PELO MÉTODO log t VS PROFUNDIDADE PA- RA AS PRESSÕES $\bar{\sigma}_{vo}$ e $2 \times \bar{\sigma}_{vo}$	141
4.37 - RESULTADOS TÍPICOS DO MÓDULO OEDOMÉTRICO	142
4.38 - VALORES DO MÓDULO OEDOMÉTRICO VS PROFUN- DIDADE E PRESSÃO EFETIVA.....	142
4.39 - CORRELAÇÕES APROXIMADAS PARA O COEFICIEN- TE DE ADENSAMENTO SECUNDÁRIO (C_α).....	143
4.40 - FATOR DE CORREÇÃO PARA SER APLICADO A RE- SISTÊNCIA. NÃO DRENADA DE PALHETA DE CAM- PO PARA ARGILA BJERRUM (1972).....	144

- 4.41 - RAZÕES TÍPICAS PARA ARGILAS NORMALMENTE ADENSADAS..... 144
- 4.42 - VARIACÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA NORMALIZADO.COM.OCR PARA CINCO ARGILAS, LADD E FOOTT(1974), E AS RAZÕES CORRESPONDENTES DE $S_u/\bar{\sigma}_{vm}$ OBTIDAS POR TRAK E OUTROS (1980)..... 144
- 4.43 - VARIACÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DA ARGILA DE SAINT-ALBAN COM A PROFUNDIDADE POR VÁRIOS MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO..... 145
- 4.44 - VALORES DE $S_u = 0,22 \bar{\sigma}_{vm}$ E DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA PARA GRANDE DEFORMAÇÃO (USALS) PARA DIFERENTES TIPOS DE ARGILA SENSÍVEL DE QUEBEC..... 145
- 4.45 - RESISTÊNCIA NÃO DRENADA - COMPARAÇÃO DE S_u OBTIDO PELA RELAÇÃO $S_u = 0,22 \bar{\sigma}_{vm}$ COM RESULTADOS DE TRABALHOS ANTERIORES..... 146
- 4.46 - DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO PORO PRESSÃO DO ESTADO CRÍTICO, QUANDO SE CONHECE OCR, E QUANDO NÃO SE CONHECE..... 147
- 4.47 - CONCEPÇÃO DE PRESSÃO EQUIVALENTE PARA SOLO NORMALMENTE ADENSADO E PRE-ADENSADO ISOTROPIMENTE..... 147
- 4.48 - RELAÇÃO ENTRE $\log [S_u/\sigma_{vo}]$ e $\log [1/\sigma_{vo}]$ PARA ENSAIOS TRIAXIAIS \overline{CTU} , AMORIM (1975) 148

- 4.49 - TENTATIVA DE APLICAR O "SHANSEP"; LADD E FOOTT (1974), E AS RELAÇÕES CORRESPONDENTES A $S_u/\bar{\sigma}_{vm}$ SUGERIDAS POR TRAK E OUTROS (1980), ATRAVÉS DO "CAM-CLAY", SCHOFFIELD E WROTH (1968), À ARGILA DO RECIFE 149
- 4.50 - RESISTÊNCIA NÃO DRENADA - COMPARAÇÃO DE S_u OBTIDO PELO MÉTODO "CAM-CLAY", PELA RELAÇÃO $S_u = 0,22 \bar{\sigma}_{vm}$, COM RESULTADOS DE ENSAIOS DE PALHETA DE CAMPO:..... 150

CAPÍTULO 5

- Figura ... 5.1 - REPRESENTAÇÃO HIPERBÓLICA DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO KONDNER (1963)..... 166
- 5.2 - REPRESENTAÇÃO HIPERBÓLICA TRANSFORMADA DA CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO, KONDNER (1963) 166
- 5.3 - VARIAÇÃO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL COM A TENSÃO CONFINANTE, DUNCAN E CHANG (1970). 167
- 5.4 - MÓDULO DE DESCARREGAMENTO-RECARREGAMENTO, WONG E DUNCAN (1974)..... 167
- 5.5 - VARIAÇÃO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL COM A TENSÃO CONFINANTE DETERMINADA A PARTIR DE ENSAIOS DE ADENSAMENTO..... 168
- 5.6 - CORRELAÇÃO ENTRE K_{Δ} E ÍNDICE DE PLASTICIDADE E RAZÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO (AFTER CLOUGH E DUNCAN) 169

5.7 - CURVAS ϵ_v VS $\log \sigma_{vc}$ - FORMULAÇÃO HIPERBÓLICA.....	170
5.8 - CURVAS e VS $\log \sigma_{vc}$ - FORMULAÇÃO HIPERBÓLICA.....	171

APÊNDICE

Figura A.1 - CURVAS DE RECALQUE PARA UMA PRESSÃO UNITÁRIA DE 1 kgf/cm^2 (ρ_μ) VERSUS LARGURA DA SAPATA (B) PARA VÁRIAS RELAÇÕES DE COMPRIMENTO/LARGURA DE SAPATAS L/B.....	202
A.2 - CURVAS DE RECALQUE PARA UMA PRESSÃO UNITÁRIA DE 1 kgf/cm^2 (ρ_μ) VERSUS DIÂMETRO (D).	203
A.3 - RELAÇÃO ENTRE RECALQUE PARA UMA PRESSÃO QUALQUER E RECALQUE PARA UMA PRESSÃO UNITÁRIA DE 1 kgf/cm^2 VERSUS PRESSÃO VERTICAL APLICADA.....	204
B-1 - RELAÇÃO DE CARREGAMENTO ENTRE A CARGA TRANSMITIDA AO PISTÃO E A CARGA APLICADA À PRENSA.....	210
B-2 - ESQUEMA DE MONTAGEM DO ENSAIO DE ADENSAMENTO E DE VAZIOS DEIXADOS ENTRE AS PEÇAS....	211
B-3 - CURVA DE DEFORMAÇÃO DA PRENSA DE ADENSAMENTO.....	212

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO GERAL

1 - INTRODUÇÃO GERAL

1.1 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Nos depósitos de Argila Mole, grandes são os problemas enfrentados pela Engenharia na construção de suas obras. Este solo tem ocasionado sérios acidentes de fundações e cuidados especiais em outros, sejam nas edificações de pontes, canais, viadutos, pavimentos, torres de transmissão, barragens e, com maior frequência, nas casas e edifícios.

Podem-se distinguir, entre outros, dois problemas de importância fundamental para todos os projetos: os recalques nas estruturas e o colapso do solo de fundação. Isto se deve na maioria dos casos, à grande compressibilidade e à baixa capacidade de suporte apresentadas pelos solos argilosos, quando solicitados.

Com a expansão das zonas urbanas, a alta valorização de terrenos, a construção de estradas e aeroportos, torna-se muitas vezes necessária a construção de aterros, sobre depósitos de argila mole, argilas sensíveis, turfas, ocasionando sérias dificuldades na fundação desses aterros.

Mais de cinquenta por cento da área Metropolitana do Recife é formada por um depósito de argila mole com matéria orgânica, também chamado de depósito de argila orgânica, apresentando-se ora em superfície, ora em profundidade.

Dado o nível muito baixo da planície do Recife, o lençol freático encontra-se geralmente muito próximo da superfície do terreno, estando normalmente a argila saturada, fazendo com que a execução das fundações torne-se mais trabalhosa.

Nos últimos anos, a Área de Mecânica dos solos e Fundações do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, vem realizando pesquisas visando um melhor entendimento das propriedades geotécnicas dos solos da região. Como consequência dessas pesquisas, o presente trabalho foi idealizado concentrando esforços em ensaios de laboratório com amostras semi-indeformadas de boa qualidade procurando estudar as características de compressibilidade de uma argila, contribuindo para uma interpretação mais satisfatória do comportamento desse solo, quando solicitado por obras de engenharia.

1.2 - OBJETIVOS

O interesse pelo estudo das argilas orgânicas moles do Recife não é do presente, tendo sido iniciado por Ângelo Costa em um trabalho sobre o subsolo do Recife, em 1960. Mais recentemente Teixeira, em sua tese de mestrado no COPPE/UFRJ, em 1972 analisou a influência da matéria orgânica nos ensaios de caracterização e análise mineralógica. Posteriormente, em 1975, houve três teses de mestrado publicadas, sendo uma na COPPE/UFRJ de Amorim e duas em Campina Grande/UFPB de Carvalho e Soares. Amorim em sua tese dá uma contribuição ao estudo das argilas orgânicas do Recife, Carvalho analisa algumas propriedades físico-químicas e de engenharia, enquanto que Soares, obtém as

propriedades de resistência, sendo que, as teses da COPPE o perfil escolhido para colheita de amostra foi no bairro da Madalena, enquanto que as de Campina Grande foi no bairro do Derbi.

No presente trabalho, as atenções foram dirigidas na obtenção e discussão das características de compressibilidade de uma argila mole do Recife, através de ensaios de adensamento com drenagem na direção vertical realizados em laboratórios. Procurando-se recomendar parâmetros de compressibilidade para projetos.

O local escolhido para obtenção das amostras que foram utilizadas no desenvolvimento desta pesquisa, situa-se no campus do Clube Internacional do Recife, na Rua Benfica, no bairro da Madalena, onde ocorre um depósito de argila orgânica mole de coloração cinza escura, com espessura da ordem de 24 metros e com teores de matéria orgânica variando de 3 a 8%. Sendo um perfil analisado em outras teses da COPPE cujas características geotécnicas são apresentada na Revisão bibliográfica (capítulo 2).

A escolha deste local deve-se aos seguintes fatores:

- (1) Há um grande desenvolvimento urbano nesta área próxima ao centro do Recife.
- (2) Proximidade do local onde estudos anteriores foram realizados.
- (3) É possível a extrapolação dos estudos realizados para outros depósitos de solos moles com origem semelhante.

1.3 - TÓPICOS DA PESQUISA

Enfoque especial foram dados aos seguintes tópicos:

- a) Revisão bibliográfica
- b) Caracterização do solo
- c) Compressibilidade:
 - Parâmetros de compressibilidade
 - História de Tensões - Pressão das terras
 - Pressão de pré-adensamento
 - Coeficiente de adensamento com drenagem apenas na direção vertical.
 - Permeabilidade vertical
 - Efeitos do amolgamento em algumas características de adensamento.
 - Coeficiente de compressão secundária.
- d) Resistência:
 - Comparação da resistência não drenada (S_u) obtida pela relação $S_u = 0,22 \bar{\sigma}_{vm}$, sugerida por MESRI (1975) e desenvolvida, posteriormente, por TRAK e outros (1980), com os resultados das pesquisas anteriores.
 - Tentativa de aplicar o "SHANSEP", LADD e FOOTT (1974), através da utilização do "CAM-CLAY", SCHOFFIELD e WROTH (1968), tendo sido este aplicado amplamente por MAYNE (1980).
- e) Formulação Hiperbólica aplicada a ensaios de adensamento:
 - Módulo tangente inicial

- Módulo numérico de descarregamento e recarregamento.
- Curvas de deformação vertical específica e/ou índice de vazios versus logarítmo da pressão aplicada, obtidos com a utilização da fórmula hiperbólica.

1.4 - UNIDADES

Tendo em vista a recomendação da utilização de unidades no Sistema Internacional, nas figuras constam as unidades em sua forma tradicional e nas novas unidades. No texto, entretanto, só constam as unidades tradicionais.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - INTRODUÇÃO

Os estudos geológicos, geomorfológicos e pedológicos, conjuntamente com investigações químicas e mineralógicas dos depósitos naturais, fornecem informações complementares aos estudos geotécnicos, além de contribuir com dados que permitem correlações com certas características geotécnicas, de grande auxílio na elucidação do comportamento desses depósitos.

Aqui é apresentado um resumo das características geológicas, mineralógicas e geotécnicas até agora estudadas de um dado perfil do subsolo da planície do Recife, discorrendo sobre origem e formação do subsolo, teor de matéria orgânica, minerais-argílicos, ensaios de caracterização (sedimentação, limites de Atterberg, etc.), características de compressibilidade e resistência, e procurando-se de forma sucinta apresentar os resultados e conclusões de pesquisas anteriores, deixando reservadas para os capítulos 3 e 4 as discussões destes com os novos resultados obtidos neste trabalho.

2.2 - ORIGEM E FORMAÇÃO DA PLANÍCIE DO RECIFE

O núcleo urbano central do Recife assenta sobre extensa planície aluvionar de origem flúvio-marinha em torno da qual se eleva, ao norte, ao sul e a oeste, a formação Barreira, formando um semi-círculo quase que perfeito, as colinas de Olin-

da, Casa Amarela, Várzea e Prazeres. A leste, desenvolve-se o litoral oceânico, que, defendido pelos cordões dos arrecifes, propiciou condições favoráveis ao estabelecimento dos portos comerciais.

Ao longo da linha litorânea, a planície recifense tem a extensão de cerca de quinze quilômetros; e na direção oeste, do porto às colinas da Várzea, aproximadamente quatorze quilômetros.

Neste local, no período denominado Plioceno, existia uma grande enseada que foi recortada na costa do continente pelas correntes e vagas do mar, de grande intensidade produzidas pelos fenômenos de regressão e transgressão marinha até esse período. Oliveira, E. (1920) afirma que estas regressões marinhas foram tão intensas que diversas baías foram quase que inteiramente fechadas, muito antes de serem entulhadas pelos sedimentos terciários.

A formação da planície só teve lugar mais tarde. Oliveira, W. (1942) afirma: "É no Holoceno mais recente que devemos situar as formações das massas aluviais do Recife". Portanto trata-se de um depósito de idade máxima de dez mil anos segundo o "GEOLOGICAL TIME TABLE", compilado por Eysinga (1975).

A planície é formada por uma espessa camada de argila orgânica, com camadas intercaladas de areia, argila de cores e consistência variadas e silte, que se encontra misturada na própria argila. Waldir Costa e outros, no anexo da pu-

CAPÍTULO 3

SONDAGEM E CARACTERIZAÇÃO DO DEPÓSITO

blicação do DSE/SUDENE (1968), apresentam a estratigrafia da planície sedimentar do Recife, que é reproduzida na figura (2.1).

As areias do subsolo recifense são quase que totalmente provenientes da ação do mar, os rios muito pouco contribuíram para esta formação. O mar foi barrado em sua ação pela formação dos recifes de arenito que existem, quase que continuamente, em todo litoral de Pernambuco. Os rios, por sua vez, com ação muito mais intensa do que as de hoje, traziam em suas águas materiais argilosos e orgânicos, que, por serem partículas mais leves, eram levados até a foz outrora, ao sopé das barreiras na região hoje denominada Várzea. Aí, as águas, espalhando-se, perdiam sua velocidade e permitiam a sedimentação de todo o material. A formação Barreira foi grandemente erodida pelo mar e pelos rios. Os materiais resultantes fazem parte hoje do subsolo da planície.

A ocorrência de mangues, é uma contribuição importante e vem comprovar a ocorrência de regressão marinha na região. As águas aí, bastante salinizadas, agiram como aceleradores eficazes na floculação e aumentaram a sedimentação do material argiloso.

Muitos estudiosos do assunto chegaram a seguinte conclusão: a cidade do Recife se estende sobre uma planície aluvionar de origem fluvio-marinha limitada pelo mar e pelas formações terciárias de Barreiras que contornam todo o lado con-

tinental de Norte a Sul.

Quanto a altitude da planície em relação ao nível do mar, esta varia em média de dois a cinco metros, chegando a variar de sete até onze no sopé das Barreiras, isto faz com que o lençol freático se encontre muito próximo da superfície, razão por que o depósito de argila orgânica, em geral, está saturado.

2.3 - MATERIAL ORGÂNICO DO SUBSOLO DO RECIFE

A matéria orgânica é o produto da decomposição de restos de vegetais e animais pela ação de micro-organismos, podendo alterar sensivelmente as características dos solos. Arrancada das margens e dos leitos de rios de vários tamanhos, às vezes, sob forma coloidal, e transformada por eles, a matéria orgânica se encontra sempre misturada com argilas, constituindo as argilas orgânicas.

No solo recifense, este material ocorre em camadas das mais variadas espessuras e em diferentes locais. Encontram-se restos de madeira, durante a execução de sondagens, a profundidades bastante apreciáveis, que ainda estão em fase de decomposição.

Teixeira (1972) obteve os teores de material orgânico por dois métodos: no primeiro, utilizou água oxigenada e, no segundo, o Bicromato de Potássio processo este apresentado

por Walkley e Black (1933). Os resultados obtidos por ambos os métodos foram bastante aproximados e estão apresentados versus a profundidade na figura (2.2.c).

Ainda analisando o solo em estudo, Teixeira (1972) afirma que: "Existem três regiões distintas onde a matéria orgânica apresenta-se sob estados diferentes. Numa faixa superior da camada, apresenta-se na sua maioria ainda não decomposta. São restos de origem vegetal e animal e incluindo os micro-organismos e produtos em fase de decomposição. Numa faixa intermediária, já em plena decomposição, formam-se os compostos não húmicos e outros produtos da decomposição orgânica, tais como ácidos, álcoois, aldeídos e bases orgânicas. Estes produtos são então absorvidos pelas partículas de argila. A última faixa contém a matéria orgânica praticamente mineralizada. Nesta faixa encontramos os menores teores de matéria orgânica".

2.4 - IDENTIFICAÇÃO MINERALÓGICA

Foram utilizados dois métodos: a análise termo-difere_ncia e a análise por difração de Raio-X.

A identificação mineralógica pelos dois métodos realizada por Teixeira (1972) dá, em resumo, os seguintes resultados para o local da pesquisa:

Argilo mineral predominante: caulinita

Observa-se (através de Raio-X) também a presença de Sauconita e Grifitita.

Nos termogramas, verificou-se uma mesma configuração para amostras com ou sem matéria orgânica.

2.5 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os resultados de ensaios de limites de liquidez e limites de plasticidade, realizados segundo as prescrições da MB-30 e MB-31 da Associação Brasileira de Normas Técnicas-ABNT respectivamente, sendo as amostras preparadas pela MB-27 (ABNT), bem como dos ensaios de umidade natural, estão representados versus a profundidade nas figuras (2.2.a e b), determinados para a temperatura de 105,0°C-110,0°C à pressão ambiente e para a temperatura máxima de 45,0°C a vácuo de -0,635mHg, respectivamente. Observa-se que é sempre maior as determinações feitas à temperatura de 110,0°C. Comportamento este que era de se esperar, vez que a matéria orgânica tem grande capacidade de absorção d'água.

O índice de plasticidade encontrado por Teixeira (1972) é da ordem de 30 a 40%. Verifica-se, também, que a umidade da argila é, até uma profundidade de quinze metros, um pouco superior ao limite de liquidez, enquanto que para profundidades maiores a umidade é um pouco menor que o limite de liquidez.

Na análise granulométrica foi utilizado o método da MB-32 (ABNT), na figura (2.3) são apresentadas curvas granulométricas. Teixeira (1972) observou que existe uma faixa que apresenta maiores percentuais de argila, muito embora não tenha sido possível fixar com precisão os seus limites, mas trata-se de uma zona onde quase sempre ocorrem os maiores teores de matéria orgânica.

Amorim (1975) realiza alguns ensaios de adensamento em corpos de provas de diâmetro 50,8 mm e altura de 19 mm. As curvas de índice de vazios versus logaritmo da pressão vertical de consolidação por ele obtidas para amostras de várias profundidades, sendo o incremento de carga utilizado igual à carga anterior ($\Delta\bar{\sigma}_{VC}/\bar{\sigma}_{VC}=1$), estão apresentadas na figura (2.4).

A variação da pressão de pré-adensamento ($\bar{\sigma}_{vm}$) com a profundidade, obtida pelo método de Casagrande nas curvas e VS $\log \bar{\sigma}_{vc}$ da figura (2.4) pelo autor deste trabalho está na figura (2.2.e), apresentando a argila um ligeiro pré-adensamento no início da camada, ao passo que, a profundidade maiores, torna-se de normalmente a sub-adensada.

A correlação apresentada por Costa (1956) entre o índice de compressão e o limite de liquidez é $Cc=0,01(LL-17)$, e os resultados de Amorim (1975) concordaram com razoável aproximação.

Os coeficientes de adensamento e de permeabilidade para drenagens apenas na direção vertical (C_v e K_v) do dep \dot{o} si to, obtidos por Amorim (1975), est \dot{a} o nas figuras (2.5 e 2.6), respectivamente.

A resist \hat{e} ncia n \dot{a} o drenada (S_u) do perfil foi caracterizada por ensaios de campo e de laborat \acute{o} rio. Ensaio de pa lhetas de campo foram realizados em solo indeformado e em so lo amolgado. O equipamento utilizado no ensaio foi da marca Acker, fabricado por Acker Drill Company Corporation. A palhe ta apresentava as seguintes dimens \tilde{o} es: largura (D) - 63,5 mm comprimento (H) - 127 mm com rela \tilde{c} o H/D igual a 2. A veloci dade de ensaio foi, aproximadamente, 0,2 graus por segundo, tendo cada ensaio uma dura \tilde{c} o aproximada de tr \acute{e} s minutos. Os resultados de S_u e da sensibilidade, obtidos por Teixeira (1972), versus a profundidade, est \dot{a} o nas figuras (2.2. f e g) respectivamente. A resist \hat{e} ncia n \dot{a} o drenada variou pouco com a profundidade e apresentou baixa sensibilidade, na ordem de 2 a 4.

Em laborat \acute{o} rio, foram realizados ensaios triaxiais do tipo n \dot{a} o consolidado e n \dot{a} o drenado (UU) e de compress \tilde{a} o simples por Teixeira (1972) e Amorim (1975); ensaios triaxiais do tipo adensado e n \dot{a} o drenado ($\overline{CI\dot{U}}$) e palheta de laborat \acute{o} rio, por Amorim (1975). Alguns desses resultados est \dot{a} o na figura (2.2 f), onde observa-se um decr \acute{e} scimo de resist \hat{e} ncia com a profundidade.

Características dos amostradores "Shelbies" utilizados, dimensões dos corpos-de-provas e velocidade de deformação são apresentadas abaixo:

Características	Amostrador Tipo "SHELBY"		Dimensões dos Corpos-de-Provas			Velocidade de Deformação %/min
	Diâmetro Externo mm	Comprimento mm	Diâmetro (D) mm	Altura (H) mm	Relação H/D	
Autores						
Teixeira (1972)	42,7	600	41,2	80,0	1,94	7,0
Amorim (1975)	63,5	600	50,8	100,0	1,97	0,91

A tabela (2.1) apresenta os resultados da coesão e ângulo de atrito interno obtidos por Amorim (1975) em ensaios triaxiais do tipo C $\bar{I}\bar{U}$, para dois critérios de rutura: o primeiro, da diferença máxima de tensões; e o segundo, da relação máxima de tensões.

P R O F U N D I D A D E (metro)	Critério da Diferença Máxima de Tensões		Critério da Relação Máxima de Tensões	
	Coesão kgf/cm ²	Ângulo de Atrito	Coesão kgf/cm ²	Ângulo de Atrito
	Tensões Efetivas \bar{c}	Tensões Efetivas $\bar{\phi}$	Tensões Efetivas \bar{c}	Tensões Efetivas $\bar{\phi}$
6,9	0,162	29°	0,115	34°
11,1	0,155	20°	0,130	23°
24,2	0,168	28°	0,180	28°

TABELA 2.1

VALORES DA COESÃO E ÂNGULO DE ATRITO INTERNO OBTIDO A PARTIR DE
ENSAIOS TRIAXIAIS ADENSADO NÃO DRENADO (CĪU) AMORIM (1975)

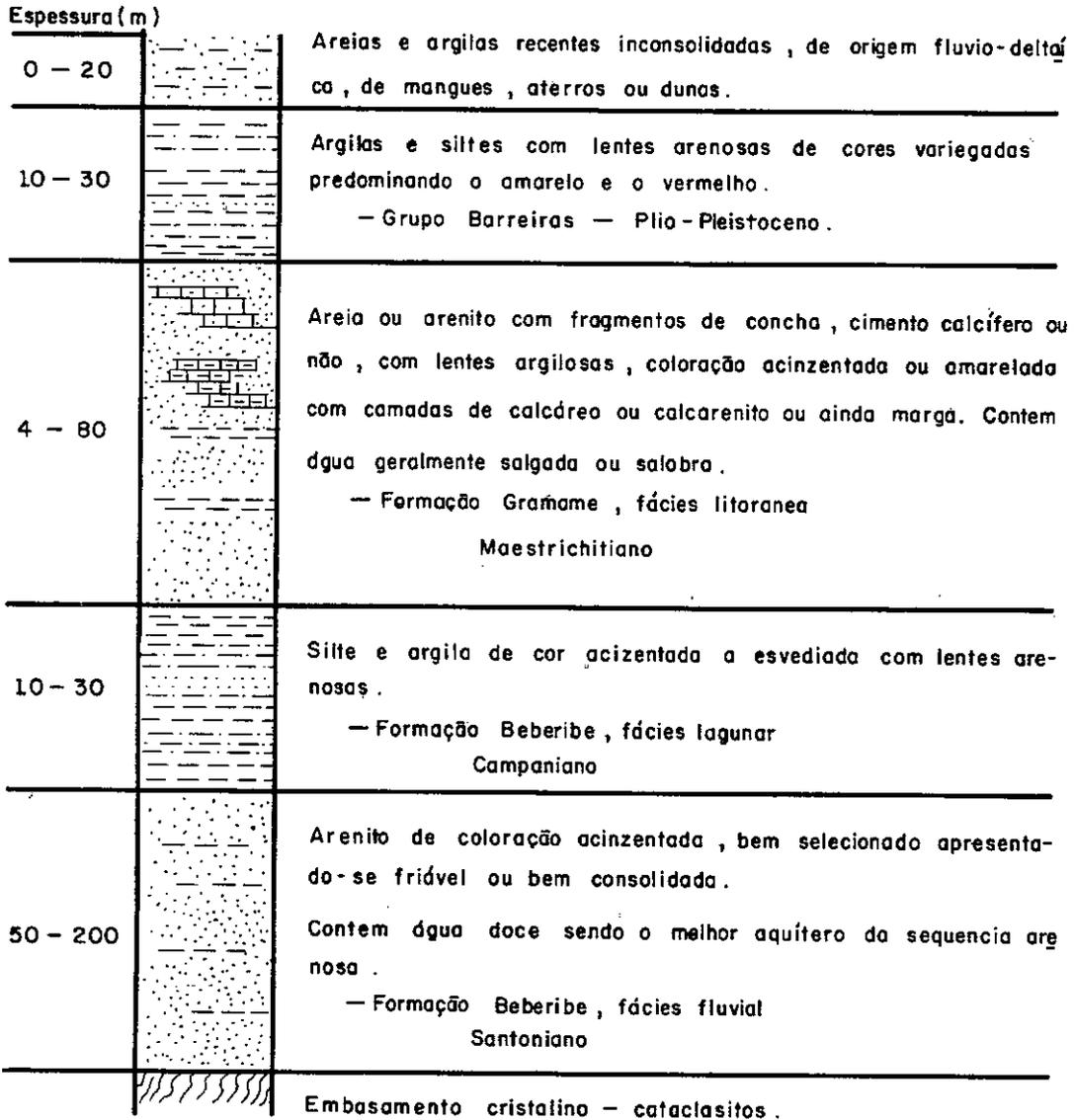


Fig. 2.1 - COLUNA ESTATIGRÁFICA DA PLANÍCIE SEDIMENTAR DO RECIFE WALDIR COSTA (1968).

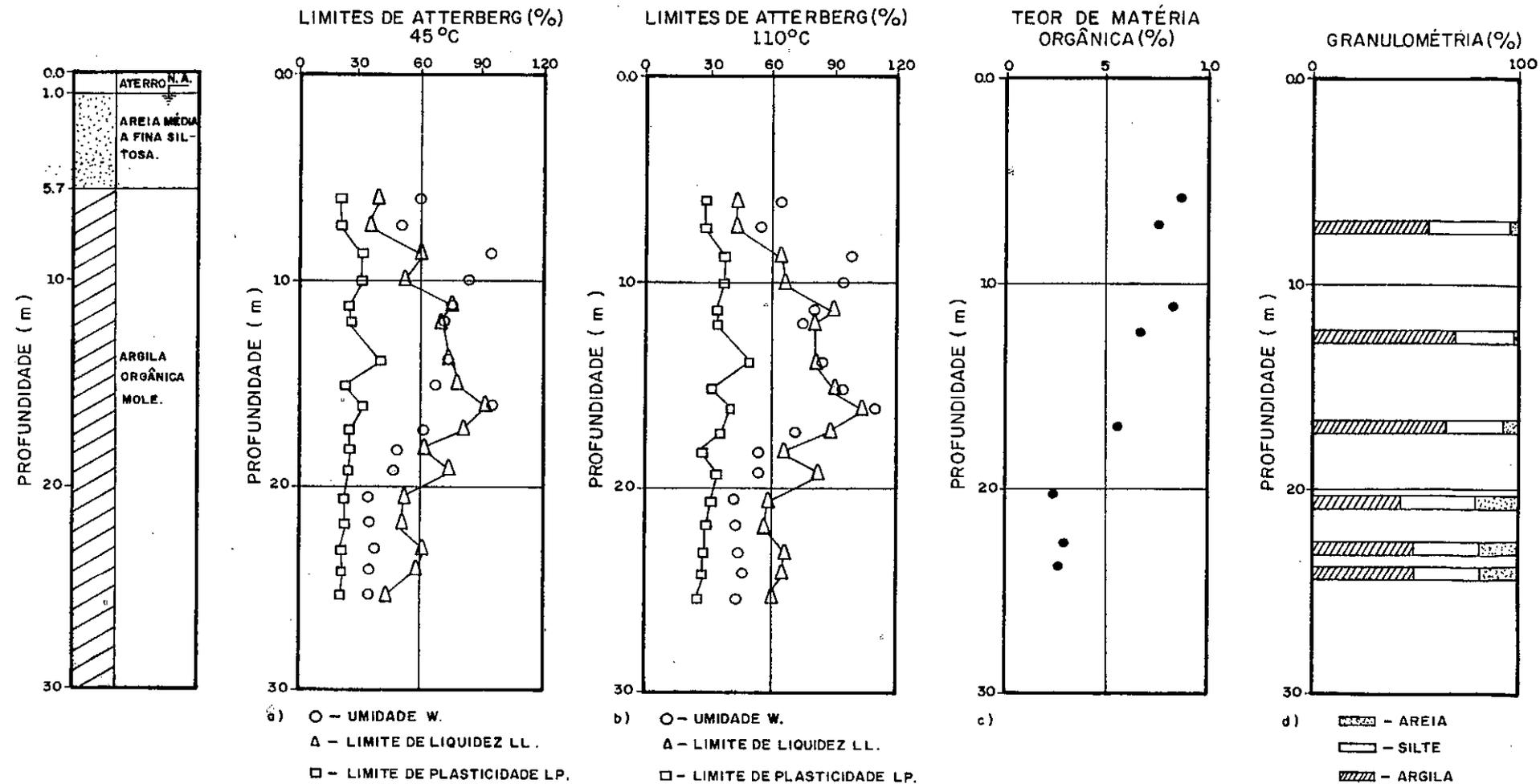


Fig.2.2 - RESUMO DE PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE UMA ARGILA ORGÂNICA MOLE DO RECIFE, TEIXEIRA (1972).

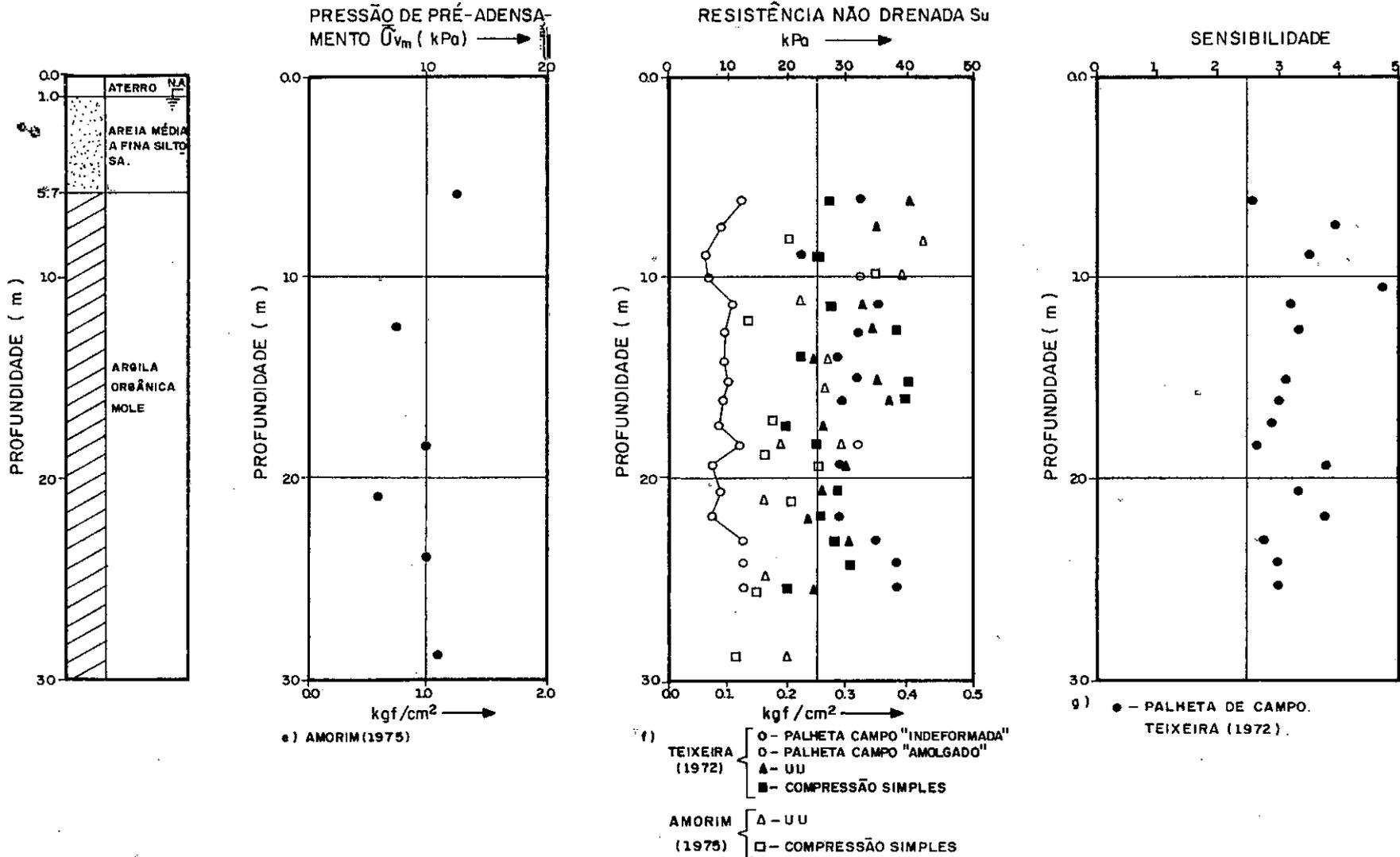


Fig. 2.2 (Cont.) – RESUMO DE PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE UMA ARGILA ORGÂNICA DO RECIFE .

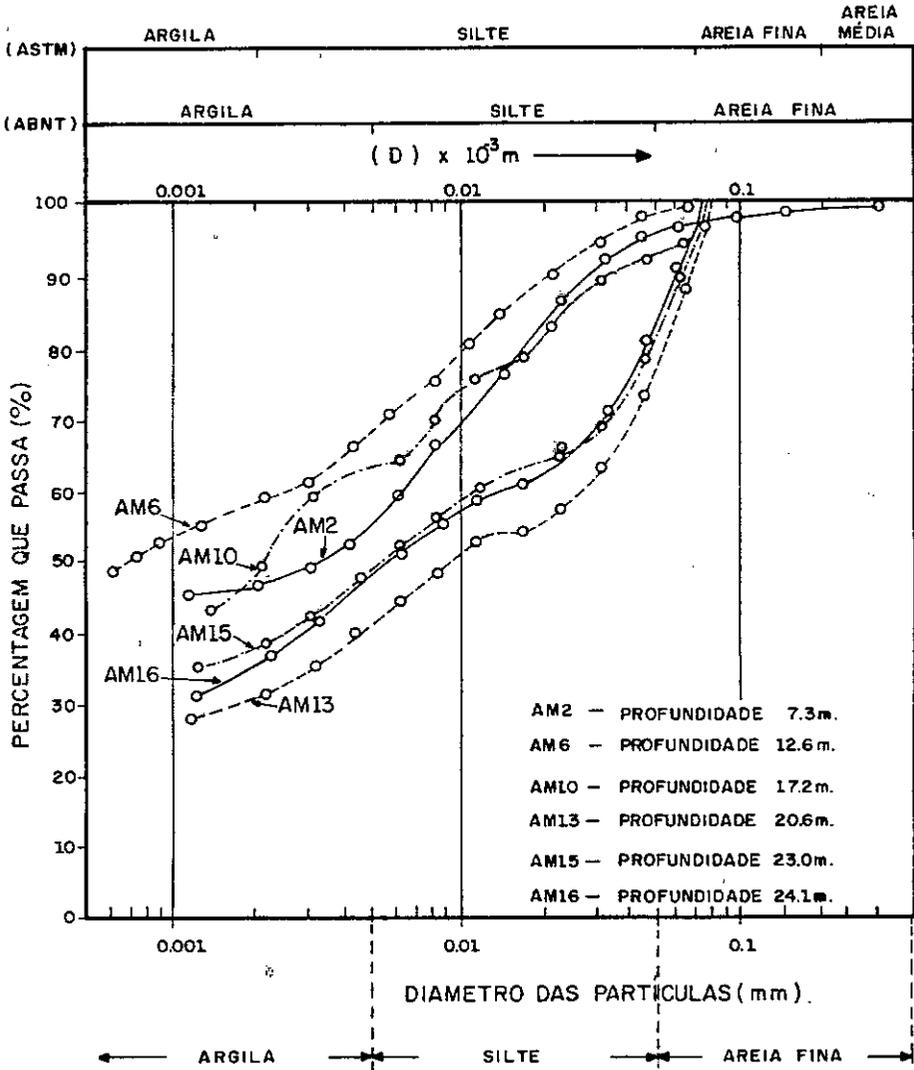


Fig.2.3 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS.

ARGILA MOLE DO RECIFE, TEIXEIRA (1972).

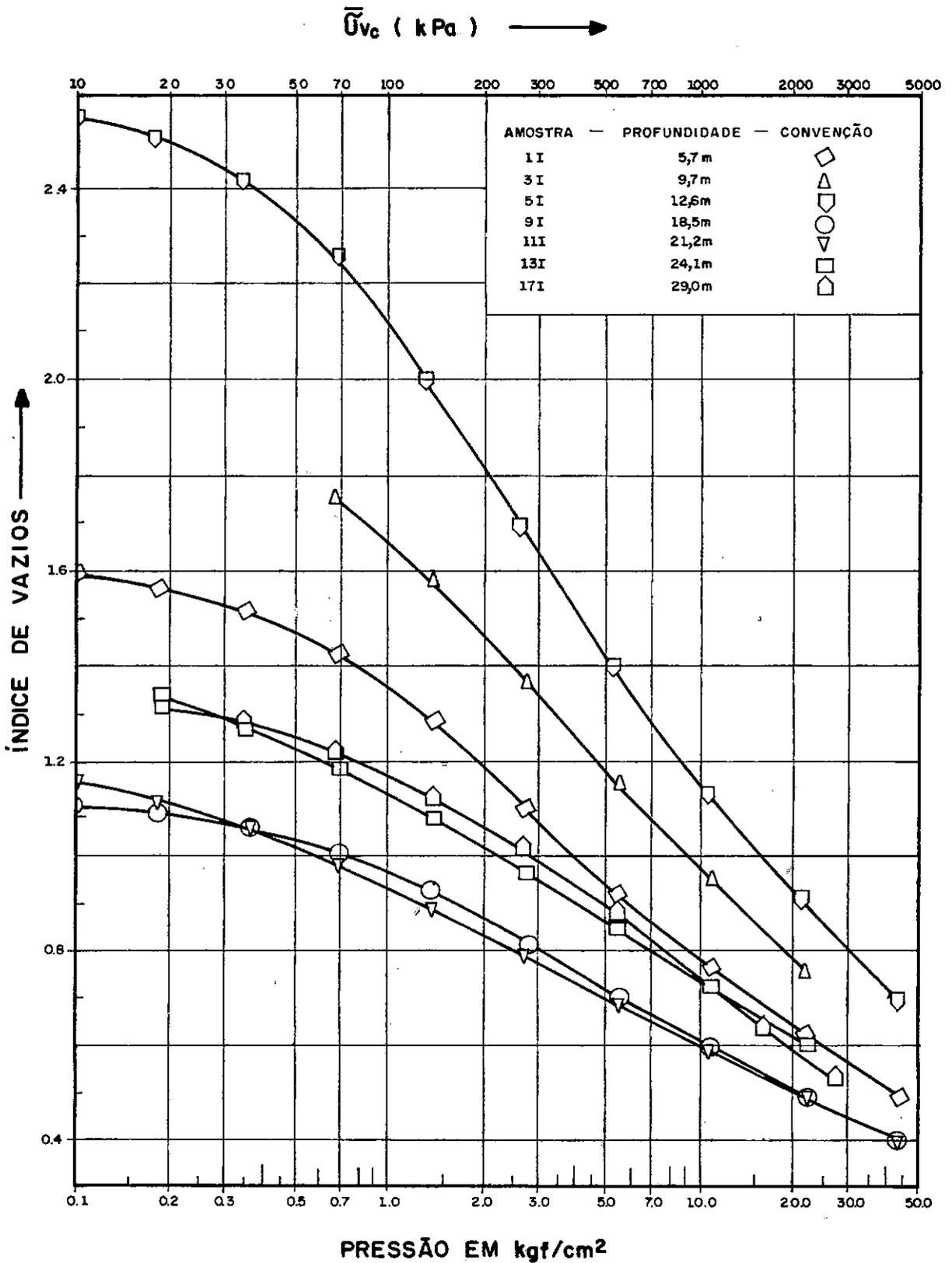


Fig. 2.4 – RESULTADOS DE ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM CARGAS ACRESCENTADAS EM PROGRESSÃO GEOMÉTRICA, AMORIM (1975).

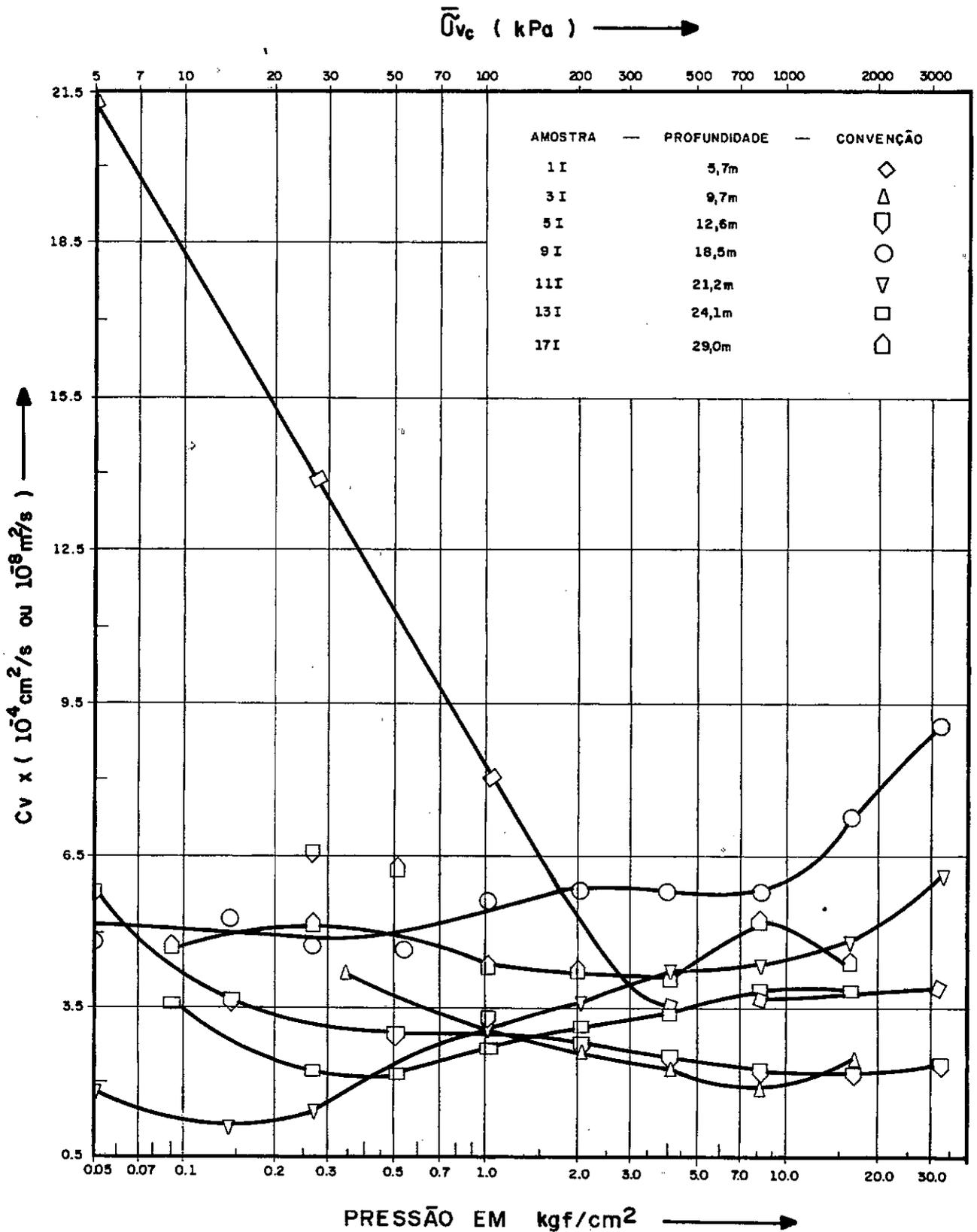


Fig. 2.5 – VARIACÃO DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO COM A PRESSÃO
AMORIM (1975).

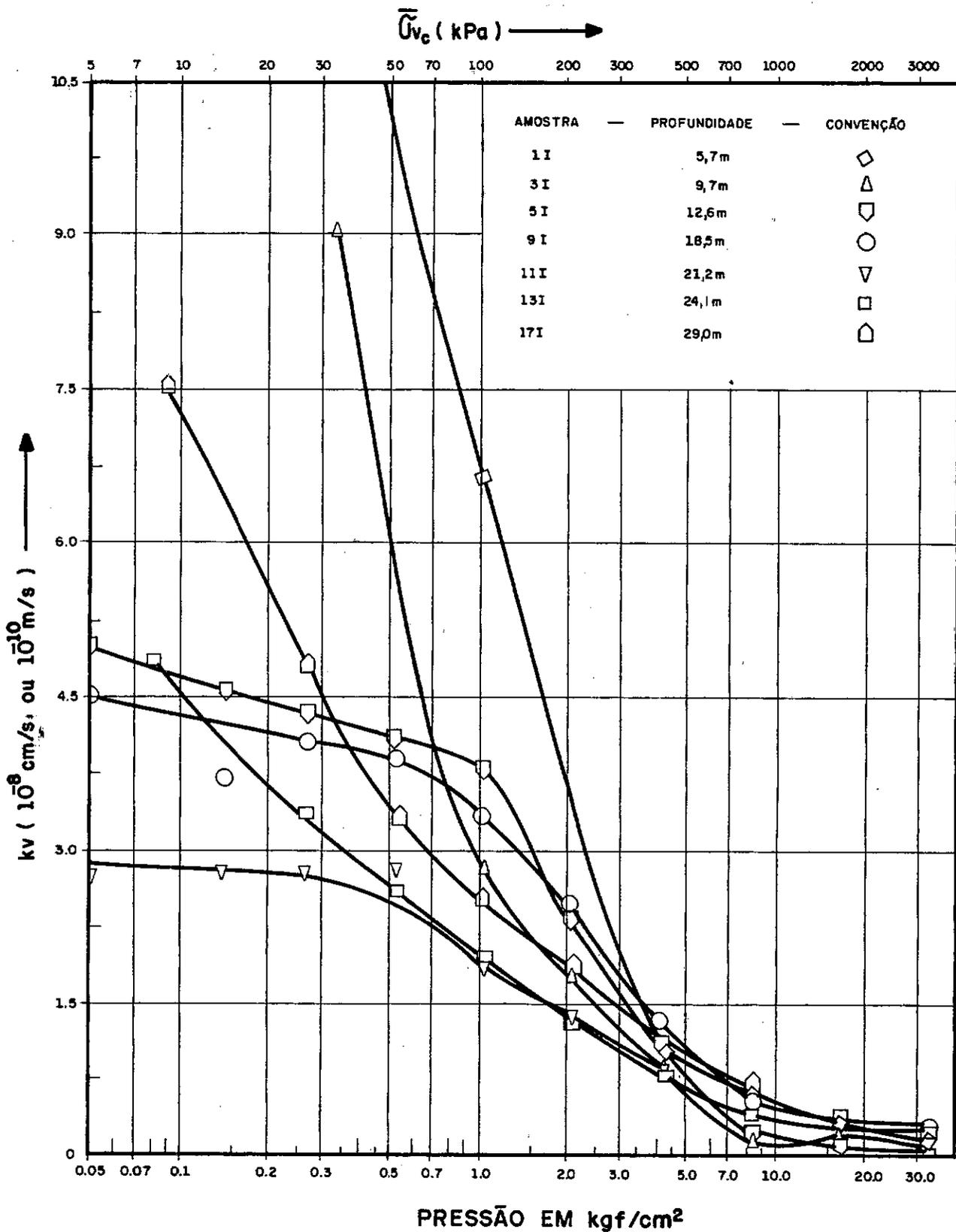


Fig. 2.6 - VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE COM A PRESSÃO.

3 - SONDAGEM E CARACTERIZAÇÃO DO DEPÓSITO

3.1 - INTRODUÇÃO

Procura-se, ainda, sob o título de caracterização do depósito, a complementação dos estudos anteriores e a efetuação de comparações dos novos resultados. Obteve-se algumas das propriedades do aterro e da areia média a fina, siltosa, principalmente no que concerne aos pesos específicos destes elementos para serem utilizadas na determinação da história de tensão do depósito. A análise química veio fornecer subsídios para o melhor entendimento de algumas características geotécnicas. Limites de Atterberg, ensaios de granulometria e massa específica real dos grãos são aqui também descritos.

3.2 - LOCAL E OBTENÇÃO DE AMOSTRAS

O local de obtenção das amostras foi no campus do Clube Internacional do Recife, nas proximidades do estacionamento do Clube, situado na rua Benfica, no bairro da Madalena. A nova perfuração fica próxima aos furos anteriormente realizados para os estudos das teses de mestrado desenvolvidas na COPPE/UFRJ, por Teixeira (1972) e Amorim (1975), ambos professores da UFPE.

Neste local, está situado um depósito de argila mole, de cor cinza, com matéria orgânica, conchas e raízes, que se

inicia nas proximidades de 6 metros, tendo espessura média de 24 metros. Nesses 6 metros iniciais existe um aterro com pedregulho, areia, silte e argila, de espessura média de um metro, havendo em seguida uma camada de areia média a fina com silte e argila.

As sondagens foram executadas utilizando-se revestimento com diâmetro interno de 127,00 mm, sendo a limpeza do furo feita o trado ou a jato d'água, e mantido sempre cheio de mistura de água com bentonite.

A lama bentonítica foi utilizada para diminuir o amolgamento causado pela remoção do material sobrejacente. A densidade da lama, foi da ordem de $1,10 \text{ tf/m}^3$, tendo sua utilização em casos análogos ao presente sido sugerida por Ladd(1973).

Adotou-se os seguintes cuidados na execução das sondagens: a) controle do comprimento de cravação do amostrador de modo a não ultrapassar o comprimento útil; b) cravação executada por penetração contínua e sem uso de percussão; c) intervalo de 15 minutos entre o término da cravação e a extração da amostra. As amostras eram transportadas com cuidado para o laboratório e guardadas em câmara úmida, envolvidas por sacos plásticos.

As características geométricas dos amostradores tipo "Shelby" de paredes finas de aço inoxidável utilizados estão apresentados na tabela (3.1), juntamente com os índices I_1 (aber

tura interna relativa) e I_a (coeficiente de área) propostos por Hvorslev (1948).

Na figura (3.1) estão assinalados os 3 furos de sondagem, a partir dos quais foram obtidos as amostras que estão apresentadas na tabela (3.2). Inicialmente, foram planejados apenas 2 furos, mas devido às dificuldades encontradas na execução da sondagem, com as amostras não vindo nos tubos "Shelbies", muito embora todos os cuidados tenham sido tomados, houve necessidade da realização de um outro furo, que foi aqui no trabalho caracterizado por FS-2. Não houve também possibilidade da colheita de amostras em profundidades superiores a 24 metros, muito embora muitas tentativas tivessem sido feitas. Uma das causas deste problema pode ter sido a falta de linearidade do furo, que se faz pronunciar nas profundidades mais elevadas, já que o revestimento apenas alcançava 8 metros de profundidade.

3.3 - ANÁLISE QUÍMICA

As formações e o comportamento geotécnico são melhores definidos quando se conhecem as propriedades químicas das amostras de solos.

A caracterização química não teve aqui a única preocupação de definir somente as propriedades do depósito, mas também em fornecer subsídios para o melhor entendimento de algumas características geotécnicas. Foram feitas, portanto, as seguintes determinações em amostras de várias profundidades: SiO_2 ,

Al_2O_3 , FeO_3 , TiO_2 , teor de carbono, pH, cations trocáveis e condutividade do estrato de saturação.

A relação molecular sílica/alumina (Ki) obtida a partir da determinação de SiO_2 e Al_2O_3 define o grau de alteração química dos solos e serve para correlacionar com as análises difratométricas.

Os valores de Ca^{++} , Mg^{++} , Na^+ , K^+ , Al^{+++} e H^{+++} permitem o conhecimento da atividade (capacidade de troca de cations) das argilas-minerais que formam as frações argilosas dos depósitos em estudo.

O conhecimento dos valores dos sais solúveis é necessário: por se tratar de depósitos fluvio-marinhos com diferentes concentrações de sais, isto porque a concentração dos sais e o tipo de cation influem nos valores de algumas propriedades geotécnicas, por exemplo, índices de plasticidade, granulometria, teor de umidade, permeabilidade, resistência, etc.

O material utilizado na análise foi retirado de tubos "Shelbies", usando-se um extrator vertical. Tomou-se o cuidado de desprezar os 10 cm iniciais de cada "Shelby", para evitar qualquer contaminação das amostras. Sendo estas colocadas em sacos plásticos e enviadas ao laboratório de análises químicas de solos do Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (SNLCS/EMBRAPA), que após secas ao ar, destorroadas e passadas na peneira de 2 mm de diâmetro, seguem aquelas determinações na ter

ra fina ($\% < 2 \text{ mm}$) que são apresentadas e discutidas no próximo item, utilizando-se as metodologias descritas no Manual de Métodos de Análise de Solo, SNLCS/EMBRAPA (1979).

Outras amostras dos mesmos "Shelbies" foram colocadas em sacos plásticos e enviadas ao laboratório de solos da COPPE/UFRJ para determinação da matéria-orgânica, utilizando-se para esta determinação o método volumétrico pelo bicromato de potássio e a titulação pelo sulfato ferroso, como se comenta a seguir.

3.3.1 - Apresentação e Discussão dos Resultados

Os resultados da análise química realizados em seis amostras de solo em várias profundidades do perfil estão nas tabelas (3.3 a e b). A tabela (3.3-a) apresenta os valores das porcentagens de carbono orgânico; da matéria orgânica(*); das porcentagens de SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , TiO_2 , MnO ; dos valores da relação molecular K_i e K_r e da relação $\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3$. A tabela (3.3.b) apresenta valores de pH em água e pH em $\text{KCl } 1\text{N}$, este último para amostras com pH menor que sete; os cations trocáveis: Cálcio Ca^{++} , Magnésio Mg^{++} , Potássio K^+ , Sódio Na^+ ; o valor S (soma de base); a acidez trocável H^{+++} , Al^{+++} ; o valor T (capacidade to

NOTA:

(*) A matéria orgânica foi calculada multiplicando-se as porcentagens de carbono orgânico por 1,724, este fator é utilizado em virtude de se admitir que na composição média de húmus, o carbono participa com 58%.

tal de troca cations); o valor V (porcentagem da saturação de bases); a saturação com sódio e a condutividade elétrica no estrato de saturação. Estes resultados permitem as seguintes conclusões:

a) A figura (3.2.a) apresenta os valores das porcentagens de matéria orgânica determinadas nos laboratórios de solos da EMBRAPA e da COPPE/UFRJ versus a profundidade, ambos utilizaram o método volumétrico do Bicromato de potássio e titulação com sulfato ferroso, apresentando valores bastante semelhantes em todas as determinações, variando de 2 a 6,5%.

Há um decréscimo da matéria orgânica com a profundidade, com exceção dos valores a 23 m, até a profundidade pesquisada. Em termos médios, a faixa de profundidade de 6 a 15 m é cerca de duas vezes mais orgânica do que a faixa de 15 a 24 m. Nas três regiões distintas onde a matéria orgânica é apresentada sob estágios diferentes (faixa superior, intermediária e inferior) sugeridas por Teixeira (1972), há boa concordância; entretanto, a faixa intermediária não ficou bem caracterizada.

Os teores da matéria orgânica determinados por Teixeira (1972) também foram colocados na figura (3.2.a). Os dados por ele obtidos foram superiores aos apresentados no presente trabalho, com exceção da profundidade de 23 m, embora os locais de colheita das amostras tenham sido próximos.

b) Os valores de Al_2O_3 , SiO_2 e TiO_2 das amostras ao longo da profundidade dão indícios de que não houve muita variação na

intemperização dos materiais, apresentando um mesmo grau de intemperização química em todo o perfil.

- c) Os valores da relação K_i e K_r obtidos através das relações moleculares SiO_2/Al_2O_3 e $SiO_2/Fe_2O_3 + Al_2O_3$, respectivamente, foram superiores a 2,4 e inferiores a 3,2, indicando um baixo grau de intemperização química.
- d) Os valores de pH são bastante próximos e superiores a 7 com exceção da profundidade de 6 m, apresentando como valor médio 8,0. A argila está totalmente saturada de base (valor V).
- e) Há uma predominância dos cations adsorvidos Mg^{++} e Na^+ em todas as profundidades. A capacidade total de troca catiônica variou entre 19 e 33 meq/100g.
- f) Em todas as profundidades, a porcentagem de sódio trocável foi bastante elevada, superior a 15%, com exceção da profundidade de 14 m, sendo esta da ordem de 10,8%. Os altos valores de $100 Na^+/T$ evidenciam um solo impermeável; sendo verificada nos ensaios de adensamento permeabilidade da ordem de 10^{-7} a 10^{-8} cm/s.
- g) A condutividade elétrica do estrato de saturação também foi elevada, superior a 4 mmhos/cm/25 °C. Tendo o teor salino variado de 13 a 10 mmhos/cm/25 °C, verificou-se haver um elevado grau de salinidade.

h) O elevado teor salino e a grande porcentagem de saturação com sódio das amostras em todas as profundidades evidenciam tratar-se de um sedimento de influência flúvio-marinha, como foi apresentado no capítulo anterior.

3.4 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

3.4.1 - Aterro

Os três furos de sondagem apresentaram um aterro com espessura média de aproximadamente um metro. Ensaios realizados em laboratório indicaram uma granulometria predominantemente arenosa, bem graduada, com pedregulhos, Silte e argila. A umidade natural média foi de 17,5%. O peso específico foi determinado cravando-se um cilindro de aço inoxidável no solo natural, com volume e peso conhecidos, sendo estes, respectivamente, $238,60 \text{ cm}^3$ e $0,10504 \text{ Kgf}$. Após se retirar o excesso de material através de um fio de aço, o cilindro com o material do aterro era pesado com todo cuidado. A variação encontrada pela determinação acima foi de $2,08$ a $1,93 \text{ tf/m}^3$, tendo sido adotado um valor médio de $2,01 \text{ tf/m}^3$ no presente trabalho.

O nível d'água encontrada coincide com o término do aterro e início da camada de areia no período de início de verão.

3.4.2 - Areia

A camada de areia média a fina, com Silte e argila estava totalmente submersa. Em dois furos de sondagem FS-1, FS-3, a espessura desta camada era de 4,70 m aproximadamente; o mesmo não foi verificado no furo FS-2, apresentando ela uma espessura de 3,8 m e um pequeno bolsão de turfa de aproximadamente 0,9 m, com uma grande quantidade de restos de vegetais em decomposição.

Verificou-se um índice de resistência à penetração (SPT ou N - Standard Penetration Test) de 1, em toda a camada. O material colhido do amostrador padrão foi pesado e levado para o laboratório, onde foram realizados ensaios de umidade e massa específica real dos grãos. Os resultados destes ensaios estão na tabela (3.4), sendo eles utilizados na determinação dos pesos específicos das terras, admitindo-se que a camada de areia encontra-se saturada através das relações entre propriedades índices.

Foi admitido, para efeito de cálculo das pressões das terras ($\bar{\sigma}_{v0}$), o valor médio de 1,93 tf/m³ para o peso específico saturado de toda camada de Areia.

3.4.3 - Conteúdo Biogênico

Em toda camada de argila foram encontradas volvas de moluscos bivalves pertencentes aos gêneros abaixo relacionados, cuja identificação foi realizada pelo Prof. Dr. Geraldo da Costa Barros Munis, titular de Paleontologia do Departamento de Geologia da Universidade Federal de Pernambuco, gêneros ocorrentes em toda planície do Recife, característicos de zona litoral sujeita a mangues.

Profundidade (m)	Gênero
6,00 - 6,73	ANOMALACARDIA (ainda muito jovem)
8,00 - 8,73	CORBULA
17,00 - 17,73	CORBULA
	LUCINA (jovem)
	CRASSATELLA
23,00 - 23,73	CRASSOSTRAEA

3.4.4 - Argila Mole

Um grande número de ensaios de caracterização foram realizados neste trabalho, tais como: Limite de liquidez (MB-30), limite de plasticidade (MB-31), massa específica real dos grãos

(MB-28) e granulometria por sedimentação (MB-32). A preparação das amostras obedeceu às recomendações da MB-27 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

Utilizou-se na realização dos ensaios de caracterização o material obtido a partir da sobra da moldagem dos corpos-de-prova; e, dos 10 cm iniciais de cada "Shelby", tomavam-se os 5 cm mais profundos.

Os ensaios de limite de liquidez e de plasticidade, além de serem realizados obedecendo a ABNT, foram também determinados evitando-se a secagem prévia das amostras da argila, partindo-se da umidade natural. Os materiais provenientes dos ensaios eram colocados para secar em estufa a 60 °C de temperatura, permanecendo cerca de 40 a 42 horas, e, posteriormente, a temperatura era elevada à 110 °C, até a constância de peso.

Resultados de ensaios de limite de liquidez, limite de plasticidade e umidade natural constam na tabela (3.5), determinados segundo as normas brasileiras. Esses dados estão representados; ao longo da profundidade, na figura (3.2.b.). Verifica-se que a umidade da argila, é um pouco superior ao limite de liquidez assim determinado, até a profundidade de 15 m, evidenciando-se um índice de liquidez superior à unidade; entretanto, para profundidades superiores a 15 m, a umidade é um pouco inferior ao limite de liquidez. Mesmo comportamento foi encontrado por Teixeira (1972) figura (2.2 a e b). O fato da umidade, ser um pouco superior ao limite de liquidez é característico, em geral, de argilas muito sensíveis (ver por exemplo

Bjerrum, 1954 e Mitchell, 1976). Nas argilas moles do Recife, entretanto, Teixeira (1972) determinou valores de sensibilidade relativamente baixos (da ordem de 2 a 4), através de ensaios de palheta de campo, figura (2.2 g). Alguns pesquisadores (por exemplo Bogossian e Lima, 1974; e Ortigão e Lacerda, 1979) indicam que tal discrepância é devida à secagem prévia do material contendo matéria orgânica, sugerindo, então, que o LL seja determinado a partir da amostra com umidade natural.

Resultados de ensaios de limite de liquidez de plasticidade sem secagem prévia do material estão na tabela (3.6 b e c), onde observa-se que a umidade natural é sempre inferior ao limite de liquidez para todas as profundidades, mesmo na faixa superior da camada de argila (6 a 15 m), onde nos resultados obtidos pela ABNT foi verificado o inverso, concordando assim com aqueles pesquisadores.

Na tabela (3.5 b e c) verifica-se que a perda d'água por aquecimento varia dependendo do tratamento térmico adotado (temperatura de 60° e de 110 °C). É sempre maior para a temperatura de 110 °C. A mesma verificação foi feita por Teixeira (1972), sendo os seus resultados reproduzidos na tabela (3.5 d e e). Este aumento na perda por aquecimento a 110 °C deve-se ao fato de que, além da perda d'água, o solo perde em parte, por oxidação, a matéria orgânica nele contida.

Os valores dos limites de liquidez e plasticidade obtidos no presente trabalho foram superiores àqueles encontrados por Teixeira (1972), na faixa de profundidade de 6 a 15 m;

entretanto, na faixa de 15 a 24 m, os resultados são aproximadamente idênticos, mas com pequenas exceções.

Embora o limite de liquidez e plasticidade tenham sido determinados por dois métodos (ABNT e sem secagem prévia das amostras de argila), todas as correlações envolvendo os limites de Atterberg neste trabalho foram obtidas utilizando os valores determinados pelo método da ABNT. Souza Pinto (1977) recomenda que todos os ensaios de caracterização, e, em particular, o de limite de liquidez, devem sempre ser executados de acordo com as especificações da ABNT, com o tipo de solo influenciando somente no instante da interpretação dos resultados.

A tabela (3.7) apresenta algumas correlações, tendo os melhores coeficientes as seguintes relações:

$$w = f(LP) \quad \text{ou} \quad LP = f(w)$$

$$w = f(LL) \quad \text{ou} \quad LL = f(w)$$

Mesmo as correlações estatísticas não rejeitadas têm seu emprego restrito a este depósito, podendo eventualmente ser usadas para comparações futuras.

As figuras (3.2 c e d) apresentam respectivamente os valores do índice de vazios inicial (e_0) e do peso específico total (γ_t) obtidos quando da realização dos ensaios de adensamento versus, a profundidade da camada de argila. Estes valores serão discutidos no próximo capítulo.

A análise granulométrica também foi realizada por dois métodos: o primeiro pela MB-32, como foi citado anteriormente; na figura (3.3) são apresentadas as curvas granulométricas obtidas. O segundo método foi realizado no laboratório de solos do SNLCS/EMBRAPA, onde a análise granulométrica com dispersão total foi realizada utilizando-se o método do densímetro de Bayoucos, modificado por Vettori e Pierantoni (1968).

Os resultados obtidos pela MB-32 determinados por Teixeira (1972), figura (2.3), apresentaram porcentagens correspondentes a mesmos diâmetros de partículas inferiores àquelas encontradas neste trabalho, em profundidades próximas. A porcentagem média inferior a $2\mu\text{m}$ encontrada por aquele autor é de 45%, enquanto que neste trabalho obteve-se 60%.

As tabelas (3.8.a e 3.8.b) apresentam resultados da análise granulométrica realizada pelo SNLCS/EMBRAPA e pela MB-32 respectivamente. Observa-se que as porcentagens de argila ($\% < 2\mu\text{m}$) são, em quase sua totalidade, maiores pelo método de Vettori e Pierantoni (1968) do que pelo método da ABNT (MB-32), enquanto que as porcentagens de silte e areia determinadas pela (MB-32) são maiores do que pelo Método de Vettori e Pierantoni (1968) SNLCS/EMBRAPA.

A diferença dos valores obtidos entre os dois métodos está principalmente associada à metodologia. No método adotado pela SNLCS/EMBRAPA, após 90 minutos de sedimentação, transfere-se o volume em suspensão que fica nos cinco primeiros centímetros superiores para um copo plástico de 300 ml, podendo

isto ser feito por sifonamento; posteriormente, passa-se o conteúdo para uma proveta de 250 ml, onde, após agitado o conteúdo, introduz-se o densímetro e faz-se a leitura com aproximação de 0,25; em seguida, faz-se a leitura da prova em branco^(*), e, através destas duas leituras, obtém-se a fração argila sendo as porcentagens de areia grossa e fina (na terra fina, % < 2 mm) determinadas por peneiramento e de silte por subtração das demais porcentagens. Enquanto que, pelo método da ABNT, as porcentagens são calculadas utilizando-se toda a suspensão e o tempo de sedimentação, através da Lei de Stokes.

A principal vantagem do método utilizado pelo SNLCS/EMBRAPA em relação ao da ABNT é o tempo de realização do ensaio.

A faixa de profundidade de 6 a 15 m apresenta uma porcentagem média de argila de 66%, enquanto que, na faixa de 15 a 24 m, a porcentagem decresce para 54%. De igual modo a capacidade total de troca catiônica, valor T na tabela (3.3.b), decresce em valores médios nessas faixas de 30% para 25%. Entretanto, a atividade da argila mais a matéria orgânica, relação entre $(\text{Valor T}) \times 100 / (\% < 2 \mu\text{m})$, variam de 45% a 48% respectivamente, indicando tratar-se de minerais argílicos do tipo 2:1.

NOTA:

- (*) A prova em branco é preparada colocando o dispersante utilizado (solução normal de hidróxido de sódio) em proveta de 1000 ml no cilindro contendo água destilada completa o volume, agita durante dois minutos e marca o tempo.

A densidade relativa dos grãos apresentou um valor médio $G = 2,55$ na faixa de profundidade de 6 a 15 m, enquanto que, na faixa de 15 a 24 m, houve um acréscimo, sendo valor médio de $G = 2,61$. Valores estes semelhantes àqueles encontrados por Teixeira (1972).

Características Geométricas	Amostrador tipo "SHELBY"	
	Tubo Aberto D	Tubo Aberto D
D_p (mm)	98,7	111,1
D_i (mm)	99,9	112,6
D_e (mm)	102,1	114,8
I_i (%)	1,2%	1,3%
I_a (%)	4,3%	3,8%
L (mm)	800	450

OBS: D_p = Diâmetro interno da ponta cortante

D_i = Diâmetro interno do tubo

D_e = Diâmetro externo do tubo

$$I_i = \frac{D_i - D_p}{D_p} \times 100\% \text{ (abertura interna relativa)}$$

$$I_a = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_e^2} \times 100\% \text{ (coeficiente de Área)}$$

NOTAS: 1ª. Recomendações Usuais

$$0,5\% \leq I_i \leq 1,5\% \text{ e } I_a < 10\%.$$

TABELA 3.1.

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS AMOSTRADORES UTILIZADOS

Furo	Amostra Nº	Profundidade (m)	Diâmetro (mm)
FS-3	1	6,00 - 6,73	100
FS-2	1	7,00 - 7,35	113
FS-3	2	8,00 - 8,73	100
FS-1	1	8,60 - 8,95	113
FS-3	3	10,00 - 10,73	100
FS-1	2	10,60 - 10,90	113
FS-2	2	12,30 - 12,70	113
FS-1	3	14,00 - 14,40	113
FS-3	4	14,00 - 14,73	100
FS-2	3	15,00 - 15,40	113
FS-2	4	16,20 - 16,60	113
FS-3	5	17,00 - 17,73	100
FS-1	4	18,00 - 18,40	113
FS-1	5	20,00 - 20,40	113
FS-3	6	20,00 - 20,73	100
FS-3	7	23,00 - 23,73	100

TABELA 3.2

AMOSTRAS UTILIZADAS NO PRESENTE TRABALHO

Profundidade (m)	C Orgânico (%)	Teor de Matéria Orgânica (%)	Ataque Sulfúrico d = 1,47%					Relações Moleculares		
			SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	MnO	SiO ₂	SiO ₂	Al ₂ O ₃
								Al ₂ O ₃ (K _i)	R ₂ O ₃ (K _r)	Fe ₂ O ₃
6,00 - 6,73	3,77	6,50	34,6	18,8	5,20	0,92	0,03	3,13	2,66	5,67
8,00 - 8,73	2,94	5,07	23,4	16,1	4,00	0,88	0,03	2,47	2,13	6,31
14,00 - 14,73	2,99	5,15	31,5	20,0	5,60	1,00	0,03	2,68	2,27	5,60
17,00 - 17,73	1,63	2,81	29,3	18,2	5,70	1,10	0,04	2,74	2,28	5,01
20,00 - 20,73	1,76	3,03	22,7	14,3	4,40	0,98	0,03	2,70	2,26	5,10
23,00 - 23,73	3,47	5,98	27,1	17,3	4,20	0,94	0,02	2,66	2,31	6,45

TABELA 3.3.a

ANÁLISE QUÍMICA

Profundidade (m)	pH		Cations Trocáveis (mcg/100 g)								Valor V Sat.de Bases (%)	100 NA ⁺	C.E do Extrato mmhos/cm 25 °C
	H ₂ O	Kcl 1N	Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	K ⁺	Na ⁺	Valor S (soma)	Al ⁺⁺⁺	H ⁺	Valor T (soma)		T	
6,00 - 6,73	6,7	6,1	5,80	13,6	1,65	11,01	32,1	0	0,8	32,9	98	33,5	13,3
8,00 - 8,73	8,2	-	6,7	11,2	0,97	12,88	31,8	0	0	31,8	100	40,5	12,3
14,00 - 14,73	8,0	-	7,8	13,5	1,20	2,72	25,2	0	0	25,2	100	10,8	12,8
17,00 - 17,73	8,5	-	5,7	8,5	1,49	19,48	35,2	0	0	35,2	100	55,3	11,2
20,00 - 20,73	8,3	-	6,0	7,9	1,28	4,26	19,4	0	0	19,4	100	22,0	11,4
23,00 - 23,73	7,8	-	8,0	9,6	1,60	5,34	24,5	0	0	24,5	100	21,8	10,2

TABELA 3.3.b.

ANÁLISE QUÍMICA

Propriedades Índices Profundidade (m)	Unidade Natural w (%)		Massa Específica Real dos Grãos (G)		Peso Especí- fico Saturado (*) tf/m ³
	Valor Médio do Ensaio	Valor Médio da Sub Camada	Valor Médio do Ensaio	Valor Médio da Sub Camada	
1,00 - 1,45	22,54		2,68		
1,50 - 1,95	24,2	23,01	2,68	2,67	2,32
2,00 - 2,45	24,38		2,66		
3,00 - 3,45	20,92		2,67		
3,50 - 3,95	32,50	34,70	2,67	2,67	1,87
4,15 - 4,65	36,90		2,67		
5,00 - 5,45	64,00	64,00	2,64	2,64	1,60

* *Peso específico saturado - obtidos através de relações entre proprieda
des índices.*

TABELA 3.4

RESULTADOS DE ENSAIOS DE UMIDADE, MASSA ESPECÍFICA REAL
DOS GRÃOS E VALORES DO PESO ESPECÍFICO DAS TERRAS NA CA
MADA DE AREIA.

Profundidade (m)	LP (%)	LL (%)	W (%)	IP (%)	$IL = \frac{W-LP}{IP}$
6,00 - 6,73	62	85	95	23	1,43
8,00 - 8,73	29	64	65	35	1,03
10,00 - 10,73	45	86	92	41	1,15
14,00 - 14,73	58	92	97	34	1,15
15,00 - 15,40	37	90	71	53	0,64
16,20 - 16,60	33	73	65	40	0,80
17,00 - 17,73	17	50	43	33	0,79
20,00 - 20,73	21	49	45	28	0,86
23,00 - 23,73	30	67	58	37	0,76

TABELA 3.5

LIMITES DE ATTERBERG RESULTADOS DE ENSAIOS PELA ABNT

Profundidade m	LL	LP	w	IP	LL	LP	w	IP	LL	LP	w	IP	LL	LP	w	IP	LL	LP	w	IP
	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
6,00 - 6,73	85	62	95	23	100	55	94	45	110	60	96	50	40	21	52	19	44	28	64	16
10,00 - 10,73	86	45	92	41	98	41	90	57	108	46	95	62	53	31	84	22	65	38	95	27
14,00 - 14,73	92	58	97	34	92	52	95	40	119	58	99	61	74	41	74	33	82	49	85	33
17,00 - 17,73	50	17	43	33	48	18	45	20	53	25	40	28	81	25	62	56	89	35	71	54
20,00 - 20,73	49	21	45	28	50	20	41	30	61	27	43	34	54	23	31	31	60	28	43	32
23,00 - 23,73	67	30	58	37	65	27	52	38	77	38	55	39	60	22	34	38	67	28	44	39

a) MB-30 - ABNT
MB-31 - ABNT

b) Sem secagem
prévia da ar
gila 60 °C

c) Sem secagem
prévia da ar
gila 110 °C

d) Com secagem
prévia da ar
gila - 45 °C
Teixeira (1972)

e) Com secagem
prévia da ar
gila - 110°C
Teixeira (1972)

TABELA 3.6

COMPARAÇÃO COM LIMITES DE ATTERBERG OBTIDOS EM TRABALHOS ANTERIORES

Equação Obtida	Coefficiente de Correlação $ r $
LP = 61,47 - 1,67 Z	0,60
LL = 93,66 - 1,41 Z	0,47
w = 106,42 - 2,47 Z	0,66
IP = 32,29 - 0,25 Z	0,16
LL = 38,97 + 0,92 LP	0,86
w = 22,87 + 1,28 LP	0,96
IP = 38,97 - 0,08 LP	0,15
LP = -21,86 + 0,81 LL	0,86
w = -11,76 + 1,12 LL	0,90
IP = -21,86 + 0,19 LL	0,38
LP = -13,87 + 0,72 w	0,96
LL = 22,09 + 0,72 w	0,90
IP = 35,96 + 0,001w	0,001
LP = 46,48 - 0,27 IP	0,15
LL = 46,48 + 0,73 IP	0,38
w = 69,99 + 0,003 IP	0,001

OBS.: Z = Profundidade em metros

w, LL, LP, IP em porcentagem

TABELA 3.7

LIMITES DE ATTERBERG
 RESULTADOS DE CORRELAÇÕES LINEARES
 ENTRE OS PARÂMETROS

Profundidade (m)	Composição Granulométrica (Dispersão com NaOH) %				% Silte
	Areia Grossa 2 - 0,20 mm	Areia Fina 0,20 - 0,05 mm	Silte 0,05-0,002 mm	Argila < 0,002 mm	% Argila
6,00 a 6,73	1	2	25	72	0,35
8,00 a 8,73	1	5	35	59	0,59
14,00 a 14,73	1	1	21	77	0,27
17,00 a 17,73	1	12	23	64	0,36
20,00 a 20,73	1	23	28	48	0,58
23,00 a 23,73	1	10	42	47	0,89

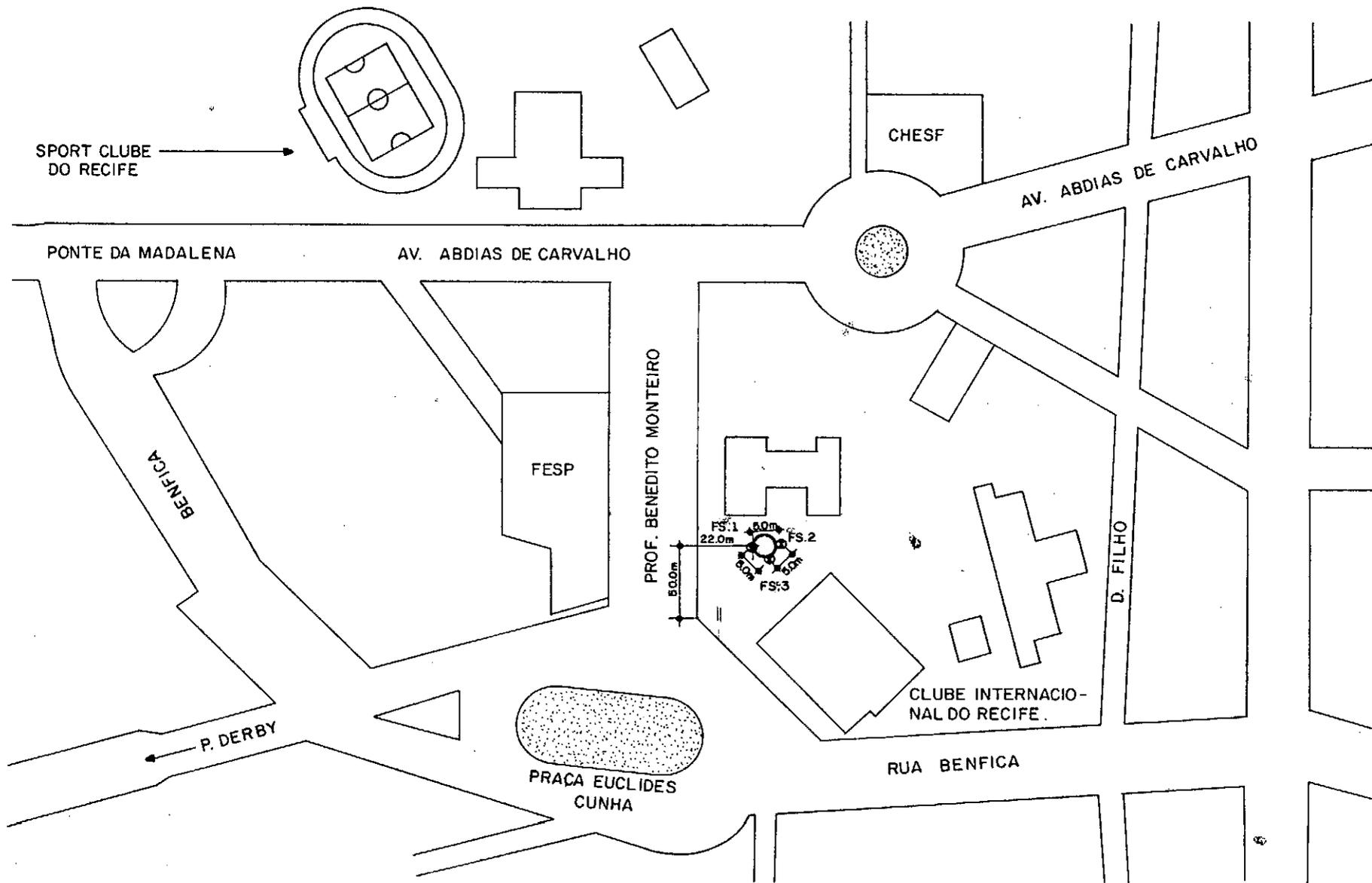
TABELA 3.8.a

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA COM DISPERSÃO TOTAL REALIZADA NA EMBRAPA. MÉTODO DO DENSÍMETRO DE BOYOUÇAS MODIFICADO POR VETTORI E PIERANTONI (1968)

Profundidade (m)	Composição Granulométrica (%)				% Silte
	Areia Grossa 2 - 0,20 mm	Areia Fina 0,20 - 0,05 mm	Silte 0,05-0,002 mm	Argila < 0,002 mm	% Argila
6,00 - 6,73	-	7	33	60	0,55
8,00 - 8,73	-	10	36	54	0,66
14,00 - 14,73	-	2	27	71	0,38
17,00 - 17,73	-	8	26	66	0,39
20,00 - 20,73	-	26	34	40	0,85
23,00 - 23,73	-	8	32	60	0,53

TABELA 3.8.b

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA PELA (M.B.-32) - ABNT)



**Fig. 3.1 – LOCALIZAÇÃO DE SONDAGEM
CLUBE INTERNACIONAL DO RECIFE.**

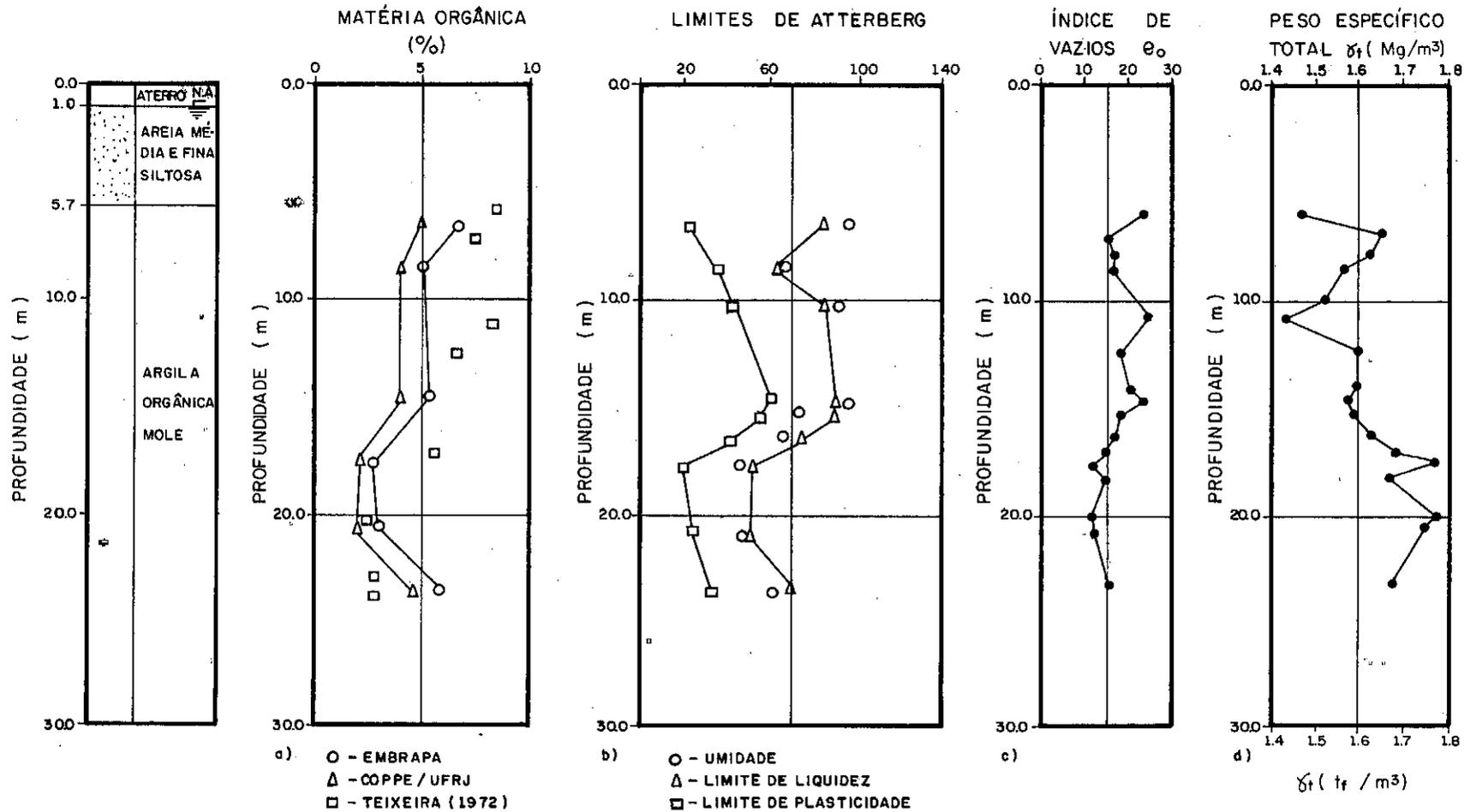


Fig. 3.2 – RESUMO DE ALGUMAS PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DA ARGILA ORGÂNICA MOLE DO RECIFE.

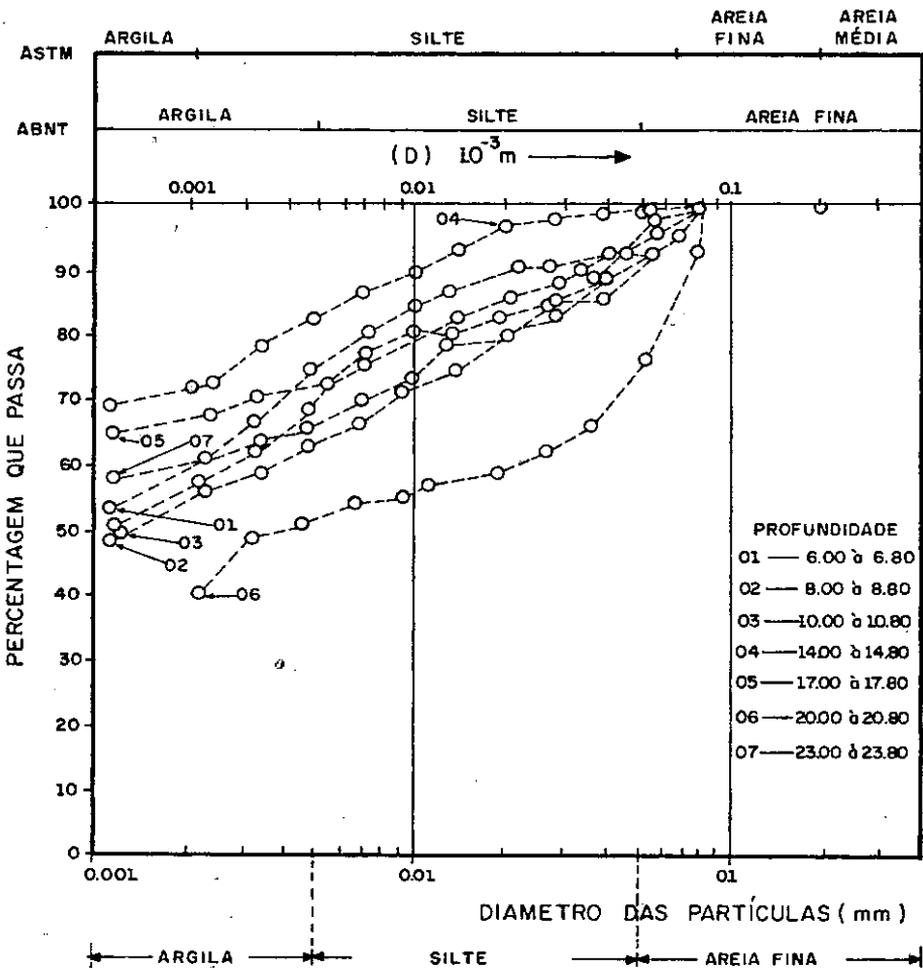


Fig. 3.3 — CURVAS GRANULOMÉTRICAS ARGILA MOLE DO RECIFE .

CAPÍTULO 4

**ENSAIOS DE ADENSA-
MENTO COM DRENAGEM
VERTICAL**

4 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM DRENAGEM VERTICAL

4.1 - INTRODUÇÃO

Nos depósitos de argila saturada, quando aplica-se um carregamento rápido de dimensões finitas, ocorrem recalques que podem ser convenientemente divididos em três tipos:

- 1) Recalque Inicial (ρ_i), ocorre a volume constante, devido ao desenvolvimento de deformação cisalhante simultânea com a aplicação de carga.
- 2) Recalque do Adensamento Primário (ρ_c), devido a aplicação do carregamento externo em solos saturados com baixa permeabilidade e alta compressibilidade, o fluido intersticial é lentamente expulso dos poros, e ocorre transferência gradual de tensões do fluido para o esqueleto sólido.
- 3) Recalque do Adensamento Secundário (ρ_s), variação de volume dependendo do tempo que ocorre após o excesso da tensão intersticial do fluido ter sido dissipado.

A magnitude destes recalques dependem de diversos fatores, tais como:

- 1) Tipo de argila (Tipo do Argilo Mineral sensibilidade, teor de material orgânico, plasticidade

etc.).

- 2) História de tensão na argila (carregamento normal versus pré-carregamento).
- 3) Velocidade de carregamento
- 4) Magnitude do incremento de carga.
- 5) A extensão da área carregada em relação a espessura do depósito de argila.

Os recalques iniciais são praticamente nulos, quando a área carregada é grande em relação a espessura da argila, não ocorrendo deformação lateral e havendo, com boa aproximação, recalques uni-dimensionais. O mesmo não se dá, quando a área carregada é pequena. O efeito do carregamento tri-dimensional, pode causar grandes recalques iniciais, podendo atingir valores significativos nos recalques totais. A compressão secundária é relevante em solos que apresentam rápido adensamento primário e em solos altamente orgânicos.

Terzaghi (1923) desenvolveu a "Teoria de Adensamento" que descreve a dissipação do excesso de pressão intersticial e a deformação associada do solo, onde várias hipóteses simplificadoras são assumidas. Posteriormente, alguns pesquisadores procuraram eliminar algumas das hipóteses simplificadoras (por exemplo: Taylor; Schiffman e Gibson; Raymond). Outros pesquisadores têm procurado desenvolver novas teorias matemáticas que descrevem condições de campo mais gerais (exemplo: Biot; Schiffman e outros; Davis e Poulos; Christian e outros). Esses trabalhos são citados por Ladd (1973), onde poderão ser encontradas as suas referências. A teoria de Terzaghi, independente destas

novas teorias, é ainda comumente utilizada na previsão de velocidade e valor dos recalques. A sua precisão depende das correspondências entre suas hipóteses e as condições existentes em campo, sendo válida para avaliação dos recalques do adensamento primário.

As magnitudes dos recalques (por adensamento primário) e da velocidade com que as tensões intersticiais são dissipadas avaliam-se comumente através de parâmetros obtidos em laboratório, em ensaios de adensamento, no qual o corpo-de-prova é confinado lateralmente por um anel metálico rígido, limitando as deformações e o fluxo à direção vertical. O ensaio é, em geral, realizado em estágios, nas quais a pressão vertical é mantida constante e o comportamento "deformação versus tempo" é registrado.

A figura (4.1) ilustra a trajetória de tensões, Lambe (1967), que ocorre em uma argila saturada normalmente adensada, durante um estágio de carga no ensaio de Adensamento. Durante o incremento não drenado de carga, a trajetória de tensões totais (T.T.T) segue a linha OA, enquanto a trajetória de tensões efetivas (T.T.E) permanece no ponto "O". O excesso de pressão neutra inicial (Δu_i) é igual ao incremento da tensão vertical ($\Delta \bar{\sigma}_{vc}$) aplicado no estágio. Durante o adensamento, onde ocorre dissipação dos excessos de pressões intersticiais, a T.T.E. segue OB (linha Ko), enquanto a T.T.T., segue AB, uma vez que a tensão total vertical permanece constante a horizontal diminui.

O principal objetivo dos ensaios de adensamento foi obter informações sobre a história de tensões do depósito, através da determinação cuidadosa de $\bar{\sigma}_{vm}$, γ_t e OCR, (*) as características de compressibilidade, compressão secundária ao longo da profundidade no depósito de argila.

4.2 - PROCEDIMENTO DE ENSAIO E EQUIPAMENTOS

Na realização dos ensaios de adensamento foram utilizadas prensas do tipo Bishop fabricadas por Ronald Top (firma brasileira), e células de adensamento, projetadas por J.A.R. Ortigão e fabricadas pela mesma firma, que permitem utilização de quatro diâmetros de amostras. Em todas elas se obedece à recomendação de Lambe (1951), que estabelece um valor mínimo de 2,5 para a razão diâmetro/altura. As menores dimensões apresentam altura de 2,0cm e diâmetro de 5,04; 7,13; 8,73cm, enquanto a maior apresenta 3,0cm de altura e 10,16cm de diâmetro.

A aplicação da carga vertical, constante em cada estágio do ensaio, é obtida através de pesos previamente aferidos, apoiados em um braço de alavanca de 10:1. Esta razão foi comprovada por meio de um anel dinamométrico de capacidade 500 Kgf. Concluiu-se, então, que o erro encontrado é menor que 1% (Apêndice B-1), podendo, para todos os efeitos práticos, ser

(*) Embora alguns pesquisadores brasileiros já tenham proposto a notação RPA para a relação de pré-adensamento, decidiu-se neste trabalho pelo uso da anotação OCR, internacionalmente empregada. Quanto à pressão de pré-consolidação ou pré-adensamento ($\bar{\sigma}_{vm}$), assim denominada neste trabalho, alguns autores preferem chamá-la de pressão máxima passada ou pressão de quase pré-consolidação, ou ainda pressão de sobre adensamento. O Prof. Carlos de Souza Pinto prefere o termo "relação de sobre adensamento" em lugar de "relação de pré-adensamento".

considerado desprezível, pois situa-se dentro dos limites de imprecisão dos pesos utilizados, das pequenas variações da horizontalidade do braço de alavanca^(*) e das perdas por atrito lateral ao anel confinante.

Os extensômetros utilizados permitiram uma precisão de 0,01mm nas medidas de variação de altura dos corpos-de-prova.

Como o tempo de dissipação do excesso de pressões neutras desenvolvido em cada estágio de um ensaio é proporcional ao quadrado da altura, optou-se pela utilização de corpos-de-prova com altura igual a 2cm. E, considerando-se ainda que a qualidade dos resultados obtidos varia diretamente com o tamanho dos corpos-de-prova, procurou-se sempre utilizar o anel de diâmetro 7,13cm ($A=40\text{cm}^2$). Os anéis de adensamento utilizados são de aço inoxidável, e com ponta biselada, possuindo relação diâmetro/altura de 3,57, sendo em todos os ensaios, lubrificados internamente com graxa de silicone, para minimizar o atrito lateral. O anel era introduzido na amostra por cravação lenta, tomando-se o cuidado de manter na mesma vertical o seu eixo com o do tubo do amostrador, sendo o solo em volta cuidadosamente retirado durante a moldagem do corpo-de-prova. O local de cravação dos anéis era aparentemente na região de melhor qualidade da amostra, procurando-se evitar presença de conchas e restos de vegetais.

(*) O equipamento utilizado possui um dispositivo que permite a qualquer momento, a recuperação da horizontalidade do braço de alavanca, sem causar danos nos corpos-de-prova.

Os primeiros 10cm, no interior do tubo amostrador não foram utilizados na obtenção dos corpos-de-prova, procurando-se desta maneira evitar um maior grau de amolgamento, sendo entretanto utilizados para ensaios de caracterização.

A drenagem foi feita em ambas as faces da amostra, utilizando-se sempre papel filtro saturado em água destilada entre o corpo-de-prova e as pedras porosas (topo e base), sendo estas anteriormente fervidas em água destilada e esfriadas com jato d'água.

No início do ensaio a pressão de $0,05 \text{ kgf/cm}^2$, era aplicada antes de adicionar-se água para o assentamento do sistema, obtendo-se a lateral inicial. Após a água ser adicionada, iniciou-se, então, as leituras, não havendo tendência ao inchamento.

Os ensaios de adensamento foram divididos em quatro grupos distintos, a saber:

- 1) CONVENCIONAL - Nestes ensaios, o incremento de carga era igual à carga anterior ($\Delta\bar{\sigma}_{VC}/\bar{\sigma}_{VC}=1$), sendo aplicadas pressões de: 0,05; 0,10; 0,20; 0,40; 0,80; 1,60; 3,20; 6,40; 12,80 kgf/cm^2 no carregamento e 6,40; 1,60 e 0,40 kgf/cm^2 no descarregamento. A maioria dos ensaios foram assim realizados perfazendo um total de 15.
- 2) TIPO P. - Foram realizados 6 ensaios especiais, aplicando-se incremento de cargas menores do que

à carga anterior ($\Delta\bar{\sigma}_{VC}/\bar{\sigma}_{VC} < 1$) nas proximidades da pressão de pré-adensamento $\bar{\sigma}_{VM}$, visando a sua melhor determinação, conforme recomendações de Bjerrum (1967).

- 3) TIPO R - Seis outros ensaios foram realizados com $\Delta\bar{\sigma}_{VC}/\bar{\sigma}_{VC} = 1$, procurando-se obter o índice e a razão de recompressão, Cr e RR, respectivamente.

(Aplicava-se carga até atingir o trecho de compressão virgem; atingida a pressão de $3,2 \text{ kgf/cm}^2$, descarregava-se até $0,4 \text{ kgf/cm}^2$ em dois estágios de cargas ($1,60$ e $0,40 \text{ kgf/cm}^2$), voltando posteriormente a recarregar até a curva $e_v\%$ ou e versus $\log \bar{\sigma}_{VC}$ entrar no trecho de compressão virgem.

- 4) AMOLGADO - Alguns corpos-de-prova foram moldados com amostras completamente amolgadas no laboratório, visando obter características do solo nessas condições.

Com exceção dos ensaios tipo-P, o tempo de atuação de cada carregamento foi de 24 ou 48 horas, sempre se procurando definir, na curva deformação versus log tempo, o trecho retilíneo inicial de compressão secundária. Naqueles ensaios onde se aplicava $\Delta\bar{\sigma}_{VC}/\bar{\sigma}_{VC} < 1$, o tempo de duração de cada estágio era aquele necessário para definir o adensamento primário t_{100} obtido no próprio ensaio. Nas colocações das cargas, procurava-se evitar qualquer impacto sobre o corpo-de-prova.

Na última leitura de descarregamento do corpo-de-prova observaram-se as seguintes etapas:

- 1) A célula foi desmontada retirando-se o conjunto anel/solo, que, após livre do excesso de água, foi pesado.
- 2) O corpo-de-prova foi, então, retirado do anel; parte do material foi usado para obtenção da umidade, após o ensaio, sendo cortado várias vezes com o fio utilizado na moldagem, para verificar a existência de fragmentos de conchas ou de madeiras.

4.3 - RESULTADOS OBTIDOS

Os resultados dos ensaios de adensamento com pequenos acréscimos de pressão, estão sumarizados na tabela (4.1). Apresenta valores: da pressão de pré-adensamento, $\bar{\sigma}_{vm}$, determinados pelo método de Casagrande nas curvas de compressão correspondentes ao final da compressão total ($d=df$) e ao final da compressão primária ($d=d_{100}$); dos índices de vazios iniciais e aqueles correspondentes à pressão de $\bar{\sigma}_{vo}$ e $\bar{\sigma}_{vm}$; dos índices de compressão e de expansão C_c e C_s ; das razões de compressão e expansão CR e SR ; do peso específico saturado e da umidade inicial de ensaios; todos obtidos em ensaios de adensamento realizados em amostras semi-indeformadas de boa qualidade.

Na tabela (4.2) estão alguns resultados obtidos em amostras semi-indeformadas de má-qualidade e em amostras completamente amolgadas em laboratório.

A tabela (4.3) apresenta uma série de correlações, tendo os melhores coeficientes as seguintes relações:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{vm} &= f(Z) & e_o &= f(w) & C_c &= f(w) & C_s &= f(LL) \\ e_m &= f(K_v) & e_o &= f(LL) & C_s &= f(w) & \gamma t &= f(w) \end{aligned}$$

As curvas de índices de vazios e , ou deformação vertical específica ε_v (%), versus \log da pressão efetiva, estão apresentadas nas figuras (4.2 a 4.9), onde se pode observar nitidamente os efeitos provocados pelo amolgamento da amostra na curva de compressão.

Os coeficientes de adensamento e permeabilidade para drenagem apenas na direção vertical (C_v e K_v) do depósito de argila mole em estudo foram determinados pelos métodos \log "t" e \sqrt{t} . Os valores foram calculados pelas expressões:

Coeficientes Método	de Adensamento	de Permeabilidade
$\log t$	$C_v = \frac{Tv_{50} \times Hd^2}{t_{50}}$ $Tv_{50} = 0,197$	$K_v = \frac{C_v \alpha_v \gamma_w}{1 + e_m}$
\sqrt{t}	$C_v = \frac{Tv_{90} \times Hd^2}{t_{90}}$ $Tv_{90} = 0,848$	$K_v = \frac{C_v \alpha_v \gamma_w}{1 + e_m}$

Nas figuras (4.10 a 4.19) apresentam esses valores contra a pressão média ($\bar{\sigma}_{vc}$), ou índice de vazios médios (e_m) do correspondente incremento de carga.

Os valores do coeficiente de compressibilidade volumétrica, calculados com deformação total, $m_v = \Delta \epsilon_v / \Delta \bar{\sigma}_{vc}$, em função da pressão média aplicada, são apresentados nas figuras (4.20 e 4.21).

As curvas recalques (%) versus log tempo típicos, obtidos durante cada estágio de carregamento, estão apresentadas nas figuras (4.22 e 4.23) - amostras semi-indeformadas e amostras completamente amolgadas no laboratório, respectivamente.

Os valores do coeficiente de compressão secundária, $C_\alpha = \Delta \epsilon_v / \log t$, que foram determinados nos ensaios para os incrementos de carga aplicada e seus valores em função da pressão, estão apresentados na figura (4.24).

Os resultados dos ensaios de adensamento, acima apresentados, e os resultados dos ensaios de caracterização evidenciaram a possível ocorrência de duas camadas de argila até a profundidade estudada (24 metros). Assim, os resultados estão agrupados em duas faixas de profundidades de 6 a 15 metros e de 15 a 24 metros.

Na figura (4.25), estão apresentados, em função da profundidade, os valores de índice de vazio inicial (e_0), índice de vazios correspondentes à pressão das terras ($e_{\bar{\sigma}_{v0}}$) e

($e_{\bar{\sigma}_{vm}}$) e o peso específico saturado (γ_t). Podem-se ter os seguintes valores médios para as faixas de profundidade.

Índice Físico Profundidade (m)	Índice de vazios inicial (e_0)	Índice de vazios correspondentes a $\bar{\sigma}_{vo}$ ($e_{\bar{\sigma}_{vo}}$)	Índice de vazios correspondentes a $\bar{\sigma}_{vm}$ ($e_{\bar{\sigma}_{vm}}$)	Peso específico saturado (γ_t) (tf/m^3)
6-15	2,10±0,30	1,86±0,34	1,85±0,30	1,55±0,07
15-24	1,34±0,20	1,20±0,18	1,19±0,17	1,70±0,05

Embora os valores de γ_t variem com a profundidade, adotou-se neste trabalho, para efeito de estimativa de $\bar{\sigma}_{vo}$, um valor médio de $\gamma_t = 1,63tf/m^3$.

Os resultados de $\bar{\sigma}_{vm}$ e de OCR, ao longo da espessura do depósito, estão apresentados na figura (4.26). Há um decréscimo nos valores de $\bar{\sigma}_{vm}$ atingindo valores mínimos na profundidade de 12m. Em profundidades maiores que esta, os valores de $\bar{\sigma}_{vm}$ médio tendem a crescer linearmente, com a profundidade, de acordo com a seguinte equação:

$$(\bar{\sigma}_{vm}) \text{ médio} = 8,43 + 0,41Z \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (Z \text{ em metros)}$$

Os valores máximos e mínimos são, aproximadamente:

$$(\bar{\sigma}_{vm})_{\max} = 10,39 + 0,4Z \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (Z \text{ em metros)}$$

$$(\bar{\sigma}_{vm})_{\min} = 4,47 + 0,49Z \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (Z \text{ em metros)}$$

Considerando-se uma espessura média do aterro de 1m com $\gamma_{at}=2,01\text{tf/m}^3$, o nível d'água coincidindo com o término do aterro, uma camada de areia de 4,7m de espessura e com um valor médio de $\gamma_t=1,93\text{tf/m}^3$, (ver Capítulo 3), tem-se aproximadamente para o peso das terras na camada de argila, a expressão:

$$\bar{\sigma}_{vo} = 2,79 + 0,63Z \quad (\text{tf/m}^2) \quad (Z \text{ em metros})$$

Os valores de OCR, em função da profundidade, foram calculados dividindo-se as equações de $\bar{\sigma}_{vm}$ pela $\bar{\sigma}_{vo}$. Obtiveram-se;

$$\text{OCR } (Z)_{\text{-m\u00e9dio}} = 0,65 + \frac{10,51}{Z} \quad (Z \text{ em metros})$$

$$\text{OCR } (Z)_{\text{-m\u00e1x}} = 0,69 + \frac{13,43}{Z}$$

$$\text{OCR } (Z)_{\text{-m\u00edn}} = 0,78 + \frac{3,63}{Z}$$

Os par\u00e2metros de compressibilidade RR, CR e SR correspondem respectivamente aos trechos de recompress\u00e3o, compress\u00e3o virgem e expans\u00e3o (ou inchamento) da curva $\epsilon_v(\%)$ versus $\log \bar{\sigma}_{vc}$, e os correspondentes C_r , C_c e C_s da curva e versus $\log \bar{\sigma}_{vc}$ foram determinados como mostra a figura (4.27) e est\u00e3o apresentados, versus a profundidade, nas figuras (4.28 e 4.29), respectivamente. Os resultados (m\u00e9dia \pm desvio padr\u00e3o) para faixas de profundidade s\u00e3o:

Profundidade (m)	RR (%)	CR (%)	SR (%)	Cr	Cc	Cs
6,00-15,00	7 \pm 1	52 \pm 8	7 \pm 1	0,25 \pm 0,06	1,49 \pm 0,43	0,22 \pm 0,05
15,00-24,00	5 \pm 1	31 \pm 7	6 \pm 1	0,10 \pm 0,03	0,71 \pm 0,11	0,13 \pm 0,03

4.4 - DISCUSSÃO

4.4.1 - Relação Índice de Vazios, Deformação - Pressão

Nas curvas das figuras (4.2 a 4.9), principalmente nos ensaios onde a pressão máxima atingiu 12,8 kgf/cm², observa-se que o trecho da compressão virgem nas amostras semi-indeformadas de boa qualidade não se mostra aproximadamente retilíneo, como é encontrado tipicamente nas argilas normalmente adensadas. Este comportamento diferente, segundo Iadd (1973), é encontrado em certos tipos de solos, como argilas muito sensíveis de baixa plasticidade e argilas com índice de liquidez alto e altamente plásticas. No entanto, a argila em estudo apresenta baixa sensibilidade (2 a 4), índice de liquidez da ordem de 1 e plasticidade alta.

Nas amostras completamente amolgadas em laboratório, esta diferença no comportamento é bem menor. Esses comportamentos observados na argila do Recife foram encontrados

por Coutinho (1976) em uma argila mole da Baixada Fluminense.

Os efeitos do amolgamento do corpo-de-prova na relação $e, \varepsilon_v(\%)$ versus $\log \bar{\sigma}_{vc}$, são ilustrados nas figuras (4.2 a 4.9), confirmando o que é encontrado na bibliografia (ver Schmertmann, 1955):

- 1 - Decréscimo no índice de vazios (ou aumento na deformação) em um dado valor da pressão de adensamento.
- 2 - Dificuldade de definir o ponto de raio mínimo e consequentemente $\bar{\sigma}_{vm}$.
- 3 - Diminuição na estimativa do valor de $\bar{\sigma}_{vm}$ pelo método de Casagrande.
- 4 - Aumento da compressibilidade na região de recompressão.
- 5 - Decréscimo da compressibilidade na região de compressão virgem.

A reconstrução da curva de compressão uni-dimensional de campo foi feita pelo método de Schmertmann (1955), sendo apresentada na figura (4.30), com curvas e versus $\log \bar{\sigma}_{vc}$ de ensaios realizados em corpos-de-prova de diferentes graus de amolgamento, mas tendo o mesmo índice de vazios. A interseção dos trechos iniciais retilíneos da compressão virgem no corpo-de-prova semi-indeformado de boa qualidade e completamente amolgado concorda bem com a faixa de interseção encon-

trada por Schmertmann, o mesmo não ocorrendo com o trecho correspondente ao corpo-de-prova semi-indeformado de má-qualidade. Para os ensaios AV 22-6; AV 23-6; AV 24-6, fato idêntico foi encontrado, tendo o ponto i ocorrido para um $e = 0,45 \times e_0$.

Os índices de vazios iniciais na faixa de profundidade de 6,00 a 15,00m é da ordem de 1,5 vezes aos correspondentes na faixa de 15,00 a 24m, figura (4.25).

Nas figuras (4.28 e 4.29), são apresentados os valores das razões e dos índices de compressibilidade em função da profundidade. Pode-se verificar que os valores de CR e Cc são dispersos na faixa de profundidade que vai de 6,00 a 15,00m, apresentando valores (52 ± 8) (%) e $(1,49 \pm 0,43)$, respectivamente. Entretanto, na faixa mais abaixo, de 15 a 24m, a dispersão é menor, tendo como valores de CR = (31 ± 7) (%) e de Cc = $(0,71 \pm 0,11)$, e havendo uma leve tendência para o decréscimo de CR e Cc com a profundidade, com exceção do ensaio AV13-20. A faixa de profundidade de 6,00 a 15,00 m é cerca de duas vezes mais compressível que a faixa de 15,00-24,00m.

Os valores CR e Cc foram maiores nas profundidades onde os teores de argila são mais elevados (6-15m). Bolt (1956), estudando a compressibilidade de solos argilosos, conclui que o valor de Cc depende não só da granulometria e da natureza da fração argilosa, como também da composição iônica do fluido intersticial. Portanto, a compressibilidade não é um fenômeno puramente mecânico, intervindo também fatores físico-químicos. Segundo Vargas (1977), estes são também os fatores que determi -

nam a plasticidade das argilas, sugerindo, então, uma correlação entre a compressibilidade e o limite de liquidez, justificando-se, assim, o grande número de correlações empíricas entre C_c e LL apresentadas na literatura.

A figura (4.31) apresenta correlações entre o índice de compressão e o limite de liquidez; verifica-se que os valores de C_c encontrados neste estudo para amostras semi-indeformadas de boa qualidade apresentaram-se maiores que os obtidos por Costa, A. (1956) e Amorim (1975) com amostras "indefor- madas". Entretanto, houve boa concordância entre os valores de C_c de amostras semi-indeformadas de má-qualidade e amolgadas des- te estudo, com os valores de C_c daqueles pesquisadores, o que nos leva a concluir que as amostras dos estudos anteriores so- freram um grau de amolgamento elevado. Para maiores detalhes, ver Amorim (1975).

São comuns, também algumas correlações entre o índi- ce de compressão virgem e o teor de umidade ou o índice de va- zios. No entanto, estas são aparentemente desprovidas de qual- quer justificativa teórica, uma vez que o índice ou razão de compressão pode ser considerado como expressão de uma proprie- dade física do solo, ao passo que o teor de umidade e o índi- ce de vazios são características que, em geral, variam com o nível de tensões. A figura (4.32) apresenta os valores de CR versus $\log w$ encontrados neste trabalho e colocados no gráfi- co de Lambe (1969), onde há uma completa discordância da faixa de variação sugerida na correlação. Foram encontrados as se- guintes relações:

$$C_c = 0,98 e_o - 0,52 \quad |r| = 0,84$$

$$CR = 0,77 \ln(w\%) - 1,02 \quad |r| = 0,75$$

Estas correlações, mesmo as referentes aos limites de liquidez ou plasticidade, devem ser utilizadas apenas como estimativa da ordem de grandeza e nunca como substituição dos resultados dos ensaios.

Os valores de RR e SR, Cr e Cs apresentam menores dispersões do que CR e Cc, havendo tendência para permanecer constantes nas faixas de profundidade de 6,00 a 15 metros e de 15 a 24 metros. Os parâmetros RR e SR, Cr e Cs são da mesma ordem de grandeza tendo RR e SR valores de (0,1 a 0,2) x Cr e Cr e Cs valores de (0,1 a 0,2) Cc, conforme observado por Lambe (1973) e Coutinho (1976).

Os principais mecanismos que podem afetar o comportamento de expansão de uma argila são: alívio de tensões, expansão osmótica, presença de argilo-minerais expansivos e as reações entre cations permutáveis. Sheeran e outros (1979) apresentam discussões detalhadas deste assunto.

Verifica-se que as correlações de CR, RR, SR, Cc, Cr e Cs com a profundidade, com exceção de Cr (porém a quantidade de valores foram pequenas), não são aceitáveis estatisticamente, apresentando coeficientes de correlações muito baixos, podendo ser consideradas como propriedade do material argiloso.

A figura (4.33) apresenta a variação de $\Delta \epsilon_v / \Delta \log \bar{\sigma}_{vc}$

$\bar{\sigma}_{vc}$ versus a pressão média. Observa-se que, para pressões menores que $0,4 \times \bar{\sigma}_{vm}$, os valores da relação $\Delta \epsilon_v / \Delta \log \bar{\sigma}_{vc}$ são baixos, crescendo lentamente. Para pressões de $0,4$ a $1,2 \times \bar{\sigma}_{vm}$, os valores dessa relação crescem rapidamente, atingindo o valor máximo, indicando que, no trecho de recompressão, os índices e as razões não são constantes com o nível de tensão. Após atingir o valor máximo, a relação $\Delta \epsilon_v / \Delta \log \bar{\sigma}_{vc}$ permanece constante com a pressão até 3 a $5 \times \bar{\sigma}_{vm}$, sendo este valor igual à razão de recompressão. Para pressões maiores que $5 \times \bar{\sigma}_{vm}$, ocorre um decréscimo na inclinação do trecho de compressão virgem, como já foi apresentado no início desta discussão. No trecho de expansão, a relação $\Delta \epsilon_v / \Delta \log \bar{\sigma}_{vc}$ cresce ligeiramente no início, permanecendo quase que constante a seguir, sendo esse valor correspondente à razão de inchamento. As curvas $\Delta \epsilon_v / \Delta \log \bar{\sigma}_{vc}$ versus $\log \bar{\sigma}_{vc}$ apresentam ligeira semelhança com as curvas $C\alpha$ versus $\log \bar{\sigma}_{vc}$, figura (4.24).

Nos ensaios tipo-R, onde pesquisou-se a razão e o índice de recarregamento, figuras (4.5 e 4.9), os valores de R_R e C_r foram determinados em dois trechos da curva ϵ_v (%) ou e versus $\log \bar{\sigma}_{vc}$. O primeiro, determinado no trecho mais "retilíneo" do recarregamento inicial, e o segundo, por sugestão de Ladd (1973), determinado como sendo a declividade média do trecho de descarregamento e recarregamento, onde se dava o "Laço", como mostra a figura (4.27). Um quadro comparativo dos resultados é apresentado na tabela (4.4).

Os valores das razões e dos índices de recarregamento determinados como a declividade média do trecho de descarregamento e recarregamento são cerca de 1,1 a 2,2 vezes maiores que os determinados no trecho mais "retilíneo" de recarregamento inicial das curvas $\epsilon_v(\%)$ ou e versus $\log \bar{\sigma}_{vc}$. Esta diferença é devida principalmente à eleição do trecho "retilíneo" do recarregamento inicial, que, como mostra a figura (4.33), não apresenta declividade constante, dificultando a sua escolha. A determinação de RR e Cr como a declividade média do "laço" praticamente não depende da eleição do trecho retilíneo. Assim, é mais aconselhável determinar RR e Cr como (0,1 a 0,2) CR e (0,1 a 0,2) Cc, respectivamente, do que determiná-los no trecho de recarregamento inicial, para o solo em estudo.

4.4.2 - História de Tensões do Depósito

A história de tensão de um depósito de argila refere-se à pressão existente e ao grau de consolidação ($O.C.R = \bar{\sigma}_{vm}/\bar{\sigma}_{vo}$).

As pressões geostáticas existentes no depósito de argila em estudo foram caracterizadas no item 4.3.

Para melhor definir a forma da curva de compressão e a pressão de pré-adensamento, foram utilizados pequenos incrementos de carga (ver Leonards e Altschaeffl (1964) e Bjerrum (1973)) em seis ensaios que estão apresentados na figura (4.6), e caracterizados pela letra "P" na tabela (4.1). A melhoria obti

da foi significativa em todos os ensaios como pode ser vista nas figuras (4.6 e 4.26).

É importante salientar que a prioridade nesses ensaios estava principalmente na obtenção da pressão de pré-adensamento e, em menor prioridade, na obtenção da velocidade da compressão secundária.

O ponto de menor raio de curvatura foi de maior facilidade em ser obtido, ao se construir a curva de compressão utilizando-se a deformação final do adensamento primário. Os valores determinados para $\bar{\sigma}_{vm}$ foram de 8% a 25% maiores do que os determinados pelo processo (df), obtidos entre 24 e 48 horas, com exceção do ensaio AV12-18, a seguinte relação:

$$\bar{\sigma}_{vm_{d100}} = 0,302 + 0,943\bar{\sigma}_{vm_{df}} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad r = |0,906|$$

Em todos os ensaios, e com mais frequência naqueles caracterizados por "P" na tabela (4.1), observou-se que o único método adequado para a obtenção de d_{100} nas pressões bem próximas a $\bar{\sigma}_{vm}$ foi o método \sqrt{t} , mesmo naqueles ensaios onde o incremento de carga era igual a um ($\Delta\bar{\sigma}_{vc}/\bar{\sigma}_{vc}=1$), o que poderia talvez, em alguns casos, provocar uma variação em $\bar{\sigma}_{vm}$ devida a um erro na estimativa do d_{100} . Esta mesma observação foi efetuada por Coutinho (1976). A seguir, mostra-se o percentual de valores maiores de $\bar{\sigma}_{vm}$ para d_{100} em relação a $\bar{\sigma}_{vm}$, determinado nas curvas, com estágio de 24 horas sob cada carregamento.

Pesquisador	Tipos de Solos	$\frac{(\bar{\sigma}_{vm_{d100}} - \bar{\sigma}_{vm_{df}})}{\bar{\sigma}_{vm_{df}}} 100$
Ladd (1973)	Argila Mole Tipo Cl e CH	10% - 20%
Coutinho (1976)	Argila Mole Tipo OH	0% - 16%
Autor	Argila Mole Tipo OH	8% - 25%

Os valores da pressão de pré-adensamento, decrescem até a profundidade de 12m, crescendo linearmente, quase que paralelos à pressão das terras, para profundidades maiores.

Os ensaios de adensamento evidenciaram um certo pré-adensamento ao longo de toda a camada de argila estudada (ver figura 4.26), tendo prováveis causas distintas em todo o perfil.

Do início da camada de argila até a profundidade de quinze metros, evidenciou-se que: a) o teor de matéria orgânica nesta faixa de profundidade é cerca de duas vezes mais elevado que nas profundidades abaixo desta faixa; b) no fim da camada da areia siltosa e início da camada de argila, foi observada, na sondagem e em alguns "shelbies", a presença de restos de madeira em decomposição, numa proporção bastante mais elevada que nas profundidades abaixo. Isto nos leva a considerar a existência de uma intensa atividade de vida vegetativa nesta região em épocas passadas, qua ainda hoje se faz pronunciar, po

rém em escala menos acentuada. Pode-se provavelmente considerar como causa deste pré-adensamento a ocorrência de secagem ; aparecendo também como causa provável, o efeito do tempo (adensamento secundário), devido ao próprio peso do material.

Na faixa de profundidade 15-24m os valores de OCR, foram colocados no gráfico OCR versus IP, na figura (4.34), construído por Bjerrum (1973), a curva indicada por Bjerrum é correspondente a uma argila normalmente adensada, a qual tem sofrido recalque secundário ao longo de um período de alguns milhares de anos, cerca de 10.000 anos. O depósito de argila do Recife é de idade máxima de 10.000 anos.

Assim, a argila do presente estudo parece ser normalmente adensada, com um efeito de ressecamento até a profundidade de 12m, observando-se também o efeito do tempo (adensamento secundário) devido ao peso próprio em toda a camada.

4.4.3 - Velocidade de Adensamento

A estimativa da velocidade com que os excessos de pressões nos poros são dissipados requer a determinação do valor do coeficiente de adensamento que traduza adequadamente os efeitos do tipo de solicitação (uni-dimensional, deformação plana ou triaxial) e das condições de contorno (drenagem). Os problemas de dissipação das pressões nos poros são na prática, frequentemente tomados por base no valor uni-dimensional.

As figuras (4.22 e 4.23) apresentam curvas recalque versus log tempo típicas, obtidas em cada estágio de carregamento. Observou-se, em quase sua totalidade, nos ensaios realizados com $\Delta\bar{\sigma}_{vc}/\bar{\sigma}_{vc}=1$ em corpos-de-prova de amostras semi-deformadas de boa qualidade que as curvas correspondentes às pressões de 0,05 kgf/cm² (inicial) e de 1,60 kgf/cm² (próxima a $\bar{\sigma}_{vm}$), e, em menor frequência, na pressão de 0,10 kgf/cm², não apresentaram a forma prevista pela teoria de Terzaghi. Mesmo com portamento foi observado quando se aplicava incrementos de carga com relação $\Delta\bar{\sigma}_{vc}/\bar{\sigma}_{vc}<1$. Bjerrum (1967) fez importante contribuição ao esclarecimento deste fenômeno, introduzindo os termos "compressão instantânea" e "compressão retardada". Saliendo que, para a relação de acréscimo $\Delta\bar{\sigma}_{vc}/\bar{\sigma}_{vc}\ll 1$, a dissipação da pressão nos poros se dá muito rapidamente, devido à reduzida compressibilidade do esqueleto sólido para pequenos acréscimos de carga. Nos ensaios realizados em corpos-de-prova completamente amolgados, essa diferença praticamente não se verificou; entretanto, nestes ensaios, para melhor definir a consolidação primária nas pressões menores (até 0,4 kgf/cm²), eram necessárias, em sua maioria, pelos menos 48 horas para cada estágio de carga.

Todas as curvas recalque versus log tempo obtidas concordaram com os resultados do estudo de adensamento feito por Leonards e Girault (1961). Os autores verificaram que a dissipação da pressão nos poros só pode ser prevista, com confiabilidade, pela teoria de Terzaghi, se a curva apresenta a sua forma típica (curva tipo I, figura 4.22).

Os valores da razão de adensamento primário ($r =$ deformação do adensamento primário/deformação total do ensaio) foram calculados para várias faixas de pressão. Para pressões menores que $\bar{\sigma}_{vm}$, estiveram em torno de 0,7, entre 0,77 e 0,88; nas pressões acima de $\bar{\sigma}_{vm}$, em torno de 0,9 no descarregamento.

O valor do coeficiente de adensamento determinado em laboratório é afetado por diversos fatores, tais como: história de tensões, nível de tensões, amolgamento na amostragem, procedimento do ensaio e método de cálculo.

Na região de recompressão, os valores de C_v decresceram significativamente, à medida que a pressão de adensamento se aproximava da pressão de pré-adensamento, figuras (4.10 e 4.11). Nesta região, os valores de C_v , pelo método $\log t$, variaram entre 5 e $16 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$. Para pressões maiores, na região de compressão virgem o coeficiente de adensamento manteve-se aproximadamente constante em torno de $9 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$, figuras (4.12 e 4.13), ao passo que, na fase de expansão, inicialmente C_v é elevado, decrescendo a seguir, figura (4.14). Este comportamento também foi observado por Ladd (1973), Coutinho (1976) e Duarte (1977).

O amolgamento causou uma grande queda nos valores de C_v na região de recompressão; no entanto, não foi verificado na região de compressão virgem, apresentando um leve crescimento contínuo com a pressão, figuras (4.12 e 4.13). Os tipos de curvas C_v versus $\log \bar{\sigma}_{vcm}$ obtidos por Amorim (1975), figura (2.4), revelaram-se semelhantes às encontradas neste trabalho para amo

tras amolgadas e semi-indeformadas de má qualidade, porém, com valores maiores, mostrando, assim, que aquelas amostras foram influenciadas pelo amolgamento.

Com relação ao coeficiente de adensamento calculado pelos métodos de Taylor e Casagrande, diversos pesquisadores indicam que, para argilas moles, $C_v(\sqrt{t}) = (2 \pm 0,5) C_v(\log t)$, Lambe Whitman (1969) e Ladd (1973). Coutinho (1976) encontrou, para argila da Baixada Fluminense a relação $C_v(\sqrt{t})/C_v(\log t) = 0,91$ a $2,50$; média = $1,50$. No presente trabalho foi encontrada a seguinte variação:

$$C_v(\sqrt{t})/C_v(\log t) = 0,86 \text{ a } 2,93; \text{ média} = 1,56$$

A determinação do valor de C_v é seriamente afetada e, em alguns casos, pode obscurecer o real comportamento do solo, pelos detalhes de ensaio de adensamento. Leonards e Girault (1961) afirmam: "... Claro que os valores de C_v calculados a partir de um procedimento particular de ensaio podem acarretar erros apreciáveis, quando aplicados para condições de campo, onde o incremento de carga varia com a profundidade".

Sandroni e outros (1981) apontam as incertezas envolvidas na determinação do valor de C_v em um depósito turfoso, onde a influência da compressão secundária é bastante significativa. Nesse caso, o valor médio de C_v obtido em ensaio de adensamento (método \sqrt{t}) foi cerca de 12 vezes menor que o obtido pelo método ($C_v = K_v/m_v \gamma_w$, onde m_v foi obtido no laboratório e K_v determinado em ensaios de campo) e cerca de 120 vezes

menor que os valores obtidos no campo, por meio de placas de recalque e piezômetros, durante a construção de um aterro experimental.

Weber (1968) e Bishop e AL-Dhahir (1969) relatam diversos casos onde o valor de C_v determinado pelo método indireto se mostrou bastante superior ao valor obtido no laboratório e da mesma ordem de grandeza do valor observado em campo.

Verifica-se, assim, que a determinação de C_v a partir de ensaios de laboratório está inevitavelmente sujeita a erros apreciáveis, devendo ser utilizada apenas como uma indicação da ordem de grandeza.

Na correlação apresentada no Navfac (1971), figura (4.35), entre C_v obtidos na região de compressão virgem e o limite de liquidez, foi marcada nesse gráfico a faixa de valores obtidos no presente trabalho, indicando haver razoável concordância.

A figura (4.36) apresenta a variação do coeficiente de adensamento pelo método $\log t$ com a profundidade para a pressão das terras e o dobro dessa pressão. Observa-se que, para duas vezes a pressão das terras, os valores de C_v são aproximadamente constantes, cerca de $1,0 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$, com a profundidade, enquanto que, para valores correspondentes as pressões das terras variam de $7,0 \times 10^{-4}$ a $7,0 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$.

4.4.4 - Permeabilidade

Nas figuras (4.16 a 4.18) estão apresentados os valores dos coeficientes de permeabilidade K_v em função do índice de vazios médios e_m do incremento de carga, obtidos nos ensaios realizados em amostras com diferentes graus de amolga-mento.

Obtiveram-se duas nuvens distintas dos pares de valores, que foram agrupados por faixas de profundidades. Foi aplicada então, uma regressão linear, estabelecendo-se as seguintes equações para amostras semi-indeformadas de boa qualidade:

Profundi- dade (m)	Permeabilidade pelo método $\log t$ Kv em cm/seg		Permeabilidade pelo Método \sqrt{t} Kv em cm/seg	
	Equação	Índice de correlação $ r $	Equação	Índice de correlação $ r $
6 - 15 e $e_o > 1,8$	$\log K_v = 1,4203 e_m - 10,4224$	0,95	$\log K_v = 1,4377 e_m - 10,2930$	0,95
15 - 24 ou $e_o < 1,8$	$\log K_v = 2,2121 e_m - 10,7785$	0,86	$\log K_v = 2,2144 e_m - 10,6656$	0,89

Pelos índices de correlações $|r|$, as relações em versus $\log K_v$ obtidas são aproximadamente retas (ver Lambe e Whitmann, 1969; pág. 290).

Há uma queda no valor do coeficiente de permeabilidade na região de recompressão em corpos-de-prova completamente amolgados, como pode ser visto nas figuras (4.16 a 4.19). Isto é resultado principalmente do menor índice de vazios em uma determinada pressão de adensamento.

Detalhes geológicos tais como fissuras inclusões orgânicas e furos preenchidos com raízes, podem aumentar a permeabilidade da argila de várias ordens de grandezas, exigindo amostras de grandes dimensões para obtenção de resultados confiáveis. Neste estudo, procurou-se evitar a moldagem de corpos-de-prova em regiões que houvesse raízes, e qualquer fissuramento. Na região de maior teor de matéria orgânica, a permeabilidade foi um pouco superior, mas a ordem de grandeza não foi tão significativa, sendo inferior a dez. Uma discussão detalhada desse problema foi apresentada por Rowe (1968).

4.4.5 - Coeficiente de Compressibilidade Volumétrica

A figura (4.20) apresenta os valores do coeficiente de compressibilidade volumétrica. $m_v = \Delta \epsilon_v / \Delta \bar{\sigma}_{vc}$, em função da pressão média aplicada, $\bar{\sigma}_{vc}$, ocorrendo o máximo valor de m_v imediatamente após a pressão de pré-adensamento.

Nas amostras semi-indeformadas de má qualidade e nas amolgadas em laboratório, tal ocorrência não se verifica, havendo entretanto um decréscimo nos valores de m_v com o acréscimo de pressão, figura (4.21).

Os módulos oedométricos determinados a partir da relação $D = 1/m_v$ em função das pressões aplicadas estão na figura (4.37).

A forma "V" das curvas da figura (4.37) também foram observadas por JANBU (1969) e WISSA e outros (1971). Esses autores têm mostrado que o prolongamento do trecho final da curva passa pela origem. Baseando-se nestas observações, costuma-se determinar o módulo oedométrico do solo na pressão de pré-adensamento, para argilas normalmente e pré-adensadas.

Valores do módulo oedométrico correspondentes à pressão de pré-adensamento estão apresentados na figura (4,38), em função da profundidade e das pressões efetivas das terras. Observa-se um decréscimo destes valores até a profundidade de 12m, para posteriormente crescer com a profundidade. Comportamento este análogo ao apresentado pela pressão de pré-adensamento, figura (4.25).

Coumoulos e Koryalos (1977) apresentam algumas correlações do módulo oedométrico com a pressão de pré-adensamento e a umidade. As correlações obtidas no presente trabalho, com os respectivos coeficientes de correlação, são apresentadas abaixo:

$$D = f(\bar{\sigma}_{vo}) \text{ para profundidade } > 12m$$

$$D = 4,67 \bar{\sigma}_{vm}^{1,80} \quad |r| = 0,80 \quad D, \bar{\sigma}_{vm} \text{ em kgf/cm}^2$$

$$D = 18,49 - 0,12w \quad |r| = 0,61 \quad w \text{ em } (\%)$$

Para Profundidade $Z < 12\text{m}$

$$D = 6,71 \bar{\sigma}_{vo}^{-0,79} \quad |r| = 0,65 \quad D, \bar{\sigma}_{vo} \text{ em } \text{kgf/cm}^2$$

Para Profundidade $Z > 12\text{m}$

$$D = 4,83 \bar{\sigma}_{vo}^{2,25} \quad |r| = 0,93 \quad D, \bar{\sigma}_{vo} \text{ em } \text{kgf/cm}^2$$

4.4.6 - Compressão Secundária

Experimentalmente, observa-se que, mesmo após os excessos das pressões nos poros, devidos a uma determinada sollicitação, ter sido praticamente dissipados, continuam a ocorrer deformações volumétricas dependentes do tempo nos casos de argilas muito plásticas, nos solos altamente orgânicos e nos casos em que o adensamento primário ocorre rapidamente (solos com drenos de areia). As causas exatas que determinam essas deformações ainda não são bem conhecidas. Lambe e Whitman (1969) e Ladd (1973) sugerem que a compressão secundária é provavelmente causada por uma reorientação contínua das partículas, influenciada pela expulsão da água absorvida (água retida por forças físico-químicas entre as partículas). Mesri e Godlowski (1977) concluem, ainda, que os mecanismos responsáveis pela variação de volume, durante a compressão secundária, são basicamente os mesmos que atuam durante a compressão primária.

O decréscimo de volume dependente do tempo, que ocorre com a tensão efetiva constante (após todo excesso da pressão dos poros ter-se praticamente dissipado durante o adensamento primário), será aqui definido como a compressão secundária. Assim a compressão secundária é iniciada após o término da compressão primária. Esta separação é arbitrária, porém conveniente para desenvolver hipótese de trabalho que possam ser aplicadas na prática. E a magnitude do recalque devido à compressão secundária pode ser estimada pela equação abaixo:

$$\rho_s = \sum_{i=1}^n H_i C_{\alpha i} \log (t/t_p)$$

onde:

H_i = altura inicial da camada do solo (i)

$C_{\alpha i}$ = coeficiente de compressão secundária na camada de solo i

t_p = tempo requerido para ocorrer adensamento primário

t = tempo em que se deseja estimar o recalque

O decréscimo de volume com o logarítimo de tempo é com boa aproximação linear na maioria das argilas. Entretanto, Ortigão (1980) verificou, em uma argila do Rio de Janeiro, que o coeficiente de compressão secundária ($C_{\alpha} = \Delta e_v / \Delta \log t$) nos primeiros ciclos de tempo é da ordem de 2% e que, após atingir $3 \times 10^{(4)}$ minutos, o comportamento foi modificado, havendo aumento de C_{α} , atingindo valores da ordem de 3 a 5%. Este aumento foi atribuído à modificação na estrutura da argila devido à compres

são secundária.

Uma pressão aparente de pré-adensamento é incorporada nos depósitos argilosos ao sofrerem estes recalques à pressão efetiva constante (ex.: devido ao seu próprio peso) durante longo tempo (milhares de anos). Esta pressão é chamada por Leonards e Altschaeffe (1964) de quase-pré-adensamento $\bar{\sigma}_{vm}$ (Q) e por Bjerrum (1967) de pressão crítica P_c . Com um pequeno acréscimo de pressão efetiva nestes depósitos, eles se comportam praticamente sem diminuir de volume.

Na realização dos ensaios, procurou-se, para cada estágio de carga, a definição na curva de deformação versus log tempo do trecho inicial retilíneo da compressão secundária com pelo menos três pontos.

A figura (4.24) apresenta os valores de C_α obtidos nos ensaios de adensamento realizados em corpos-de-prova de amostras semi-indeformadas de boa qualidade, em função da pressão efetiva. Observa-se que para pressões menores que $0,5 \bar{\sigma}_{vm}$ os valores de C_α são baixos, atingindo um máximo em pressões de $1,5$ a $2,5 \bar{\sigma}_{vm}$, decrescendo em seguida, com o aumento de pressão. Esta forma da curva C_α versus $\log \bar{\sigma}_{vc}$ é bem concordante com o que é descrito por Ladd (1973), Coutinho (1976). Na região de compressão virgem C_α permanece quase constante ou decresce ligeiramente para solos com C_c constante. Para solos que exibem um marcante decréscimo no C_c com aumento de pressão, C_α também decresce, figura (4.33).

Os valores de $C\alpha$ (negativos, embora no gráfico da figura (4.24) tenham sido colocados como positivos) no descarregamento diminuem rapidamente, atingindo valores mínimos; com o decréscimo da pressão, aumentam ligeiramente. Este decréscimo do valor $C\alpha$ no descarregamento é de grande importância na técnica de pré-compressão de aterros (ver Jahson 1970 a).

Nos gráficos descritos por Johnson (1970 a) e Navfac DM-7 (1961), figuras (4.39 a e b), foram colocados os valores máximos de $C\alpha$ em relação ao índice de vazios inicial e à umidade natural. No primeiro (a) não houve boa concordância, enquanto que no segundo (b) houve boa concordância. Foram obtidas duas correlações lineares com o coeficiente de adensamento secundário máximo (a primeira, com o índice de vazios; e a segunda, com a umidade natural), apresentando estas razoável coeficiente de correlação. São elas:

$$C\alpha \text{ max}(\%) = 0,826 e_p + 0,196 \quad |r| = 0,83$$

$$C\alpha \text{ max}(\%) = 0,025 w - 0,144 \quad |r| = 0,81 \quad w \text{ em } (\%)$$

Os valores máximos obtidos por $C\alpha$ nos ensaios realizados em corpos-de-prova completamente amolgados e nos indeformados de má-qualidade foram bem menores que nos de boa qualidade. Também pode-se observar que os valores obtidos para $C\alpha$ nos corpos-de-prova amolgados crescem na região de recompressão e decrescem na região de compressão virgem, em relação aos valores obtidos nos corpos-de-prova semi-indeformados de boa qualidade, devendo-se isto provavelmente à correspon-

dente variação que ocorre na compressibilidade do solo. Para definir o máximo valor de C_α , é importante utilizar-se corpos-de-prova de boa qualidade.

4.5 - ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA A PARTIR DE EN- SAIOS DE ADENSAMENTO E TENTATIVA DE APLICAR O "SHANSEP" UTILIZANDO O "CAM-CLAY"

A análise de estabilidade em termos de pressões totais de um aterro, construído sobre argila mole requer a determinação da resistência não drenada (S_u) mobilizada na fase de construção (condição crítica), onde, devido à baixa permeabilidade e à alta compressibilidade, não ocorre a dissipação do excesso de poro pressão, sendo esta a resistência existente "in situ" antes da construção.

Os engenheiros têm procurado desenvolver métodos semi-empíricos de boa confiabilidade e simplicidade para a avaliação da resistência dos depósitos de argila mole na análise de estabilidade de aterro. Alguns destes métodos (Bjerrum, SHANSEP e USALS) são aqui apresentados de forma resumida, procurando-se mostrar que cada um parece considerar a relação $S_u/\bar{\sigma}_{vm} = 0,22$, observada por Mesri (1975) na determinação da resistência e, posteriormente, aplicado e sugerido por Trak e outros (1980). Ainda sobre este tema, é feita uma comparação da resistência não drenada obtida em trabalhos anteriores com a resistência não drenada obtida pela relação $S_u/\bar{\sigma}_{vm} = 0,22$ e pelo "CAM-CLAY", sugerido por Schofield e Wroth (1968) para a

argila em estudo. Uma tentativa de aplicar o "SHANSEP" com os parâmetros sugeridos no "CAM-CLAY" é também apresentada.

4.5.1 - Determinação da Resistência Não Drenada a Partir de Ensaios de Adensamento

4.5.1.1 - Desenvolvimento Histórico do Método

Este método é baseado em uma concepção simples, a qual os métodos anteriores (Bjerrum, SHANSEP e USALS) parecem incorporar na determinação da resistência.

O método de Bjerrum considera a condição $\theta = 0$, obtendo a resistência não drenada por meio de ensaios palheta de campo. Entretanto, é observado que os ensaios palheta superestimam a resistência mobilizada da argila de fundação. Bjerrum (1972) corrige este acréscimo através de um coeficiente corretivo que é função direta do índice de plasticidade, $u = f(I_p)$ figura (4.40). Também Bjerrum (1973) propôs uma outra correção entre o índice de plasticidade e a relação S_u (Palheta) / $\bar{\sigma}_{vo}$ e $\bar{\sigma}_{vm} / \bar{\sigma}_{vo}$, figura (4.41 a e b), onde $\bar{\sigma}_{vo}$ e $\bar{\sigma}_{vm}$ são a pressão efetiva das terras e a pressão de adensamento respectivamente, para argilas velhas e novas. Entretanto, Mesri (1975) associou $u = f(I_p)$, figura (4.40), e $S_u / \bar{\sigma}_{vm} = f(I_p)$, figura (4.41c), dados da análise de Bjerrum, mostrando que a resistência não drenada na ruptura de um aterro é independente do índice de plasticidade. A figura (4.41d) mostra que a relação S_u (Palheta) / $\bar{\sigma}_{vm}$ é praticamente constante e igual a 0,22 com o índice de

plasticidade. Entretanto, Mesri não desenvolveu este interessante resultado, como descrevem Trak e outros (1980).

O método SHANSEP foi desenvolvido no Instituto de Tecnologia de Massachusetts por Ladd e outros (1971), sendo amplamente divulgado posteriormente por Ladd & Foott (1974). O método SHANSEP (Soil History and Normalized Soil Engineering Parameters) é baseado no princípio de que os resultados de ensaios de laboratório em amostras de argilas com o mesmo grau de consolidação (OCR), mas para diferentes tensões de consolidação e tendo diferentes pressões de adensamento $\bar{\sigma}_{vm}$ aplicadas no laboratório, apresentam mesma resistência e características tensão-deformação quando normalizados respectivamente para a pressão de consolidação $\bar{\sigma}_{vc}$.

A avaliação dos parâmetros de resistência normalizados para o solo é função do OCR e do estado de tensão do sistema, sendo estes, então, função da história de tensão da fundação, dando, assim, a resistência do perfil a ser usada na análise de estabilidade.

A figura (4.42) mostra a variação dos parâmetros normalizados $S_u/\bar{\sigma}_{vc}$ de ensaios (CKOU - DSS) como uma função de OCR de cinco solos coesivos, tendo propriedades índices cobrindo um vasto alinhamento de valores. Trak e outros (1980), na mesma figura, mostram, em linhas pontilhadas, os valores de $S_u/\bar{\sigma}_{vm}$ obtidos dividindo os valores de $S_u/\bar{\sigma}_{vc}$ pelos correspondentes OCR ($\bar{\sigma}_{vm}/\bar{\sigma}_{vc}$). A razão $S_u/\bar{\sigma}_{vm}$ varia entre 0,18 e 0,28 para OCR de 1, decresce de 0,12 a 0,225 para OCR de 4, tendo

como valores médios de $OCR = 1$ e $OCR = 2$, 0,23 e 0,21, respectivamente. Considerando que a análise dos problemas de estabilidade, na maioria dos casos, ocorre em solos coesivos com OCR entre 1 e 2, parece que o método SHANSEP usa o valor constante de $S_u/\bar{\sigma}_{vm}$ muito próximo ao encontrado por Mesri (1975).

O método USALS, desenvolvido na universidade de LAVAL por La Rochelle e outros (1974) quando analisavam o comportamento de aterro teste construído sobre argila mole de Champlain nas fundações de Saint-Albam. O método USALS (Undrained Strength at Large Strains) é baseado no princípio de que a resistência mobilizada na rutura de aterro teste é aproximadamente igual à resistência não drenada residual ou à resistência não drenada de grande deformação (USALS), medidas em ensaios consolidados isotropicamente não drenados (CIU) ou não consolidados não drenados (UU) com cerca de 15% de deformação.

A figura (4.43) mostra uma comparação entre os resultados (USALS) do perfil usado na análise de estabilidade do aterro teste de Saint-Albam por La Rochelle e outros (1974) e os obtidos usando a relação $S_u = 0,22 \bar{\sigma}_{vm}$ Mesri (1975), havendo boa concordância. A figura (4.44) apresenta os valores de S_u (USALS)/ $\bar{\sigma}_{vm}$ obtidos por Trak (1974) e Laverdiere (1975) para argila de Quebec versus os respectivos índices de plasticidade. Nota-se que quase todos os pontos alinham-se para o valor de S_u (USALS)/ $\bar{\sigma}_{vm} = 0,22$, valor igual ao obtido por Mesri.

As figuras (4.42 e 4.43) mostram que os resultados da aplicação dos dados da análise de Bjerrum por Mesri (1975)

são, de fato, de muito alcance. Os dois métodos de análise de estabilidade, propostos depois da publicação dos trabalhos de Bjerrum, SHANSEP e USALS usam uma resistência similar à relação $S_u = 0,22\bar{\sigma}_{vm}$.

Com base nesses resultados, Trak e outros (1980) propuseram um método para avaliar a resistência mobilizada na argila de fundação através da relação $S_u = 0,22\bar{\sigma}_{vm}$, onde $\bar{\sigma}_{vm}$ é obtida em ensaios de adensamento com amostras de boa qualidade para argilas moles e sensíveis. A análise de estabilidade de a terro por este método apresentou-se muito satisfatória nos depósitos de argila em Quebec e Ontário, com argilas sensíveis Champlain e várias argilas glaciais Lake Ojibway-Barlow.

Neste trabalho não são discutidas vantagens ou desvantagens da aplicação de cada método, uma vez que tais discussões fogem dos nossos objetivos. Para maiores detalhes sobre o assunto, ver a bibliografia citada.

4.5.1.2 - Aplicação do Método para a Argila em Estudo

Com a caracterização da pressão de pré-adensamento do perfil através de ensaios de adensamento em amostras semi-indeformadas de boa qualidade, como foi apresentada e discutida nos itens 4.3 e 4.4.2 respectivamente, estabeleceu-se faixa de valores mínimos médios e máximos de $\bar{\sigma}_{vm}$ com a profundidade, figura (4.26), por meio de uma regressão linear com bom coeficiente de correlação.

A curva de variação da resistência não drenada com a profundidade obtida a partir de ensaios de adensamento foi a sugerida por Trak e outros (1980) $S_u = 0,22\bar{\sigma}_{vm}$, estando estes valores traçados em linhas retas cheias, na figura (4.45).

Os valores da resistência não drenada obtidos através de ensaios Palheta de Campo, ensaios triaxiais do tipo UU e compressão simples realizados por Teixeira (1972) e ensaios triaxiais do tipo UU e compressão simples realizados por Amorim (1975) foram também colocados na figura (4.45), para comparação, onde observa-se que:

- a) Os resultados de S_u (Palheta) ficaram, com maior ocorrência, dentro da faixa de $S_{u_{min}}$ a $S_{u_{médio}}$, determinadas pela relação $S_u = 0,22\bar{\sigma}_{vm}$ (sugerida por Trak e outros, 1980) para todas as profundidades.
- b) Houve boa concordância dos valores obtidos por Teixeira (1972) de S_u (UU) e S_u (C.S) com a faixa de variação de $S_{u_{médio}}$ a $S_{u_{max}}$ obtidos a partir dos ensaios de adensamento até a profundidade de 17m. Alguns valores de S_u ficaram superiores de 10 a 30%, aos $S_{u_{max}}$ obtidos pela relação $S_u = 0,22\bar{\sigma}_{vm}$. Provavelmente este aumento deve ter sido motivado pela alta velocidade de deformação (cerca de 7% por minuto) como foi discutido por Amorim (1975). Para profundidades superiores a 17m, os valores de S_u obtidos nesses ensaios foram sempre inferiores de 20 a 40%, a

Su_{min} , isto deve ter sido motivado pelo do amolga-
mento na amostragem para profundidade maiores com
"Shelbies" de 41,2mm de diâmetro interno.

- c) Os valores de Su (UU) e Su (CS) obtidos por Amorim (1975) ficaram em quase sua totalidade inferiores aos obtidos por $Su = 0,22 \bar{\sigma}_{vm}$ para valores mínimos de $\bar{\sigma}_{vm}$, cerca de 30% como era de se esperar, uma vez que o efeito do amolçamento foi significativo nessas amostras, como foi discutido por Amorim (1975) e reafirmado neste trabalho nos itens anteriores.

A determinação da resistência não drenada do solo em estudo obtida de ensaios de adensamento com amostras de boa qualidade, através da relação $Su = 0,22 \bar{\sigma}_{vm}$ sugerida por Trak e outros (1980), parece ser de boa confiabilidade para os resultados de Su obtidos de ensaios Palheta de Campo, havendo, entretanto, necessidade da realização de novos ensaios triaxiais e de campo em amostras indeformadas, para uma melhor caracterização da resistência do perfil em estudo.

4.5.2 - Tentativa de Aplicar o SHANSEP utilizando o "CAM-CLAY"

4.5.2.1 - Desenvolvimento do Método

A concepção da mecânica dos solos no estado crítico "CAM-CLAY" é baseada na teoria da plasticidade, onde há uma re-

lação interdependente entre a resistência, a tensão efetiva e a umidade. Schofield e Wroth (1968) examinaram a teoria em detalhes e várias correções para o modelo foram propostas por Roscoe e Burland (1968), Egan (1977), Pender (1978), Van Eckelen e Potts (1978) e outros. Esses trabalhos são citados por Mayne (1980), onde poderão ser encontradas as suas referências. Mayne (1980) revê dados e publicações encontrados na literatura geotécnica e os compara com observações do comportamento do solo com condições não drenadas realizadas usando o estado-crítico "CAM-CLAY". É mostrado que a teoria é próxima da tensão efetiva e que encerra uma análise de tensão total como a que está presente no método SHANSEP, LADD e FOOTT(1974).

O modelo é simples e apenas duas constantes são requeridas para se representar a resistência não drenada de um solo para algum grau de pré-adensamento (OCR). Esses parâmetros são: o ângulo de atrito efetivo ($\bar{\phi}$) e o parâmetro de poro-pressão no estado crítico (λ_0), que pode ser obtido experimentalmente por resultados de um ou mais ensaios triaxiais consolidados não drenados (C $\bar{I}U$ ou CKOU).

Teoricamente, o parâmetro de poro pressão do estado-crítico é definido por $\lambda_0 = 1 - C_{si}/C_{ci}$, onde C_{si} e C_{ci} são, respectivamente, o índice de inchamento e o de compressão isotrópica. Com aproximação, Atkinson e Bransky (1978) sugeriram para o parâmetro a expressão $\lambda_0 = 1 - (C_s/C_c)$, sendo C_s e C_c os respectivos parâmetros convencionais obtidos no ensaio de adensamento.

Em ensaios triaxiais consolidados não drenados (CIU) o valor de Λ_0 pode ser determinado para solos normalmente adensados e pré-adensados usando-se uma aproximação de tensão efetiva.

$$\Lambda_0 = \frac{\ln \left[\left(\frac{2}{M} \right) \left(\frac{Su}{\bar{\sigma}_{vo}} \right) \right]}{\ln [OCR] - 1}$$

com o parâmetro $M = (6 \text{ sen} \bar{\theta}) / (3 - \text{sen} \bar{\theta})$

Quando não se conhece o OCR do solo natural, o parâmetro Λ_0 pode ser encontrado por dois ou mais resultados de ensaios triaxiais com diferentes tensões confinantes verticais iniciais, assumindo-se que as amostras tenham a mesma pressão de pré-adensamento ($\bar{\sigma}_{vm}$). Assim:

$$\Lambda_0 = \frac{\log \left[\frac{Su}{\sigma'_{vo2}} \right] - \log \left[\frac{Su}{\sigma'_{vo1}} \right]}{\log \left[\frac{\sigma'_{vo1}}{\sigma'_{vo2}} \right]}$$

com $\sigma'_{vo2} < \sigma'_{vo1} < \bar{\sigma}_{vm}$. Em outras palavras, o parâmetro Λ_0 é definido pela declividade da reta relação entre $\log [Su/\sigma'_{vo}]$ e $\log [1/\sigma'_{vo}]$, como mostra a figura (4.46).

4.5.2.2 - Aplicação do Método a Argila em Estudo

O conceito do estado crítico pode ser usado para se estimar a resistência de solos pré-adensados. Para um solo iso-

tropicamente consolidado que tenha sofrido ciclos de carga - mento e descarregamento na sua história, poderia ser assumido que o caminho de tensão de um solo pré-adensado se estenderia ao mesmo ponto de falha na linha do estado crítico como de uma amostra normalmente adensada na mesma umidade, figura (4.47) . A aplicação desta hipótese no modelo encontra:

$$\frac{\frac{Su}{\sigma'_{vo}} \text{ (Pré-adensado)}}{\frac{Su}{\sigma'_{vo}} \text{ (normalmente adensado)}} = OCR^{\Lambda_0}$$

A teoria do "CAM-CLAY", apresentada por Schofield e Wroth (1968), segue o princípio básico que governa a conservação de energia. Os conceitos de trabalho e energia armazenada são aplicados usando-se os princípios de reversibilidade (elástico) e irreversibilidade de deformação (plástico). Na condição isotrópica inicial, a razão da resistência não drenada com a pressão de sobrecarga de um solo normalmente adensado é representada em termos de tensão efetiva por:

$$\frac{Su}{\sigma'_{vo}} \text{ (n.a.)} = \frac{M}{2} \exp(-\Lambda_0)$$

Havendo, portanto, a necessidade do conhecimento dos parâmetros $\bar{\phi}$ e Λ_0 do solo, para a determinação da resistência. Os ângulos de atrito efetivo utilizados foram obtidos dos ensaios triaxiais CIŪ realizados por Amorim (1975), enquanto que para o parâmetro Λ_0 utilizaram-se:

- a) Os resultados de ensaios triaxiais do tipo CIU realizados por Amorim (1975). A figura (4.48), apresenta uma relação entre $\log [Su/\bar{\sigma}'_{vo}]$ e $\log [1/\bar{\sigma}'_{vo}]$, tendo como declividade $\Lambda_0 = 0,70$.
- b) Os resultados de ensaios de adensamento através da relação sugerida por Atkinson e Bransky (1978) $\Lambda_0 = (1 - C_s/C_c)$ apresentaram valor médio \pm desvio padrão) de $0,84 \pm 0,03$. Entretanto, Mayne (1979) afirma que este procedimento não é recomendado, porque, na rotina de ensaios de laboratório, pouca importância é dada para a definição do valor C_s , e parece que o índice de inchamento é realmente não linear no gráfico e de e versus $\log \bar{\sigma}'_{vc}$ como notado por Pender (1978). Mayne (1980) apresenta uma correlação $\Lambda_0 = 0,805x \times (1 - C_s/C_c) + 0,035$ que, aplicada aos valores encontrados no presente trabalho, encontra-se $\Lambda_0 = 0,71 \pm 0,02$.

Mayne (1979) afirma que é mais prudente a determinação de Λ_0 através de ensaios triaxiais do que de ensaios de adensamento. Assim, adotou-se, para toda a profundidade, o valor de $\Lambda_0 = 0,70$ para o parâmetro de poro pressão do estado crítico.

Os parâmetros e relações utilizados no "CAM-CLAY", nas profundidades onde Amorim (1975) realizou ensaios triaxiais CIU, estão a seguir relacionados:

Profundi- dade m	Parâmetros e Rela- ções	$\bar{\sigma}$	$M = \frac{6 \text{ Sen}\bar{\sigma}}{3 - \text{Sen}\bar{\sigma}}$	λ_0	$\frac{Su}{\sigma'_{vo}} = \frac{M \exp(-\lambda_0)}{2}$
6,9		29	1,16	0,70	0,29
11,1		20	0,77	0,70	0,19
24,2		28	1,11	0,70	0,28

A figura (4.49) apresenta uma tentativa da aplicação do SHANSEP, Ladd e Foott (1974), e as razões correspondentes de $Su/\bar{\sigma}_{vm}$ sugeridas por Trak e outros (1980), através do "CAM-CLAY" Schofield e Wroth (1968), à argila do Recife. As profundidades 6,9 e 24,2m apresentaram curvas muito próximas, enquanto que a profundidade de 11,1 apresenta valores mais baixos. A relação $Su/\bar{\sigma}_{vm}$ para OCR=1 e OCR=2 foi de 0,25 e 0,20 respectivamente, apresentando um valor médio de aproximadamente 0,23, o qual é bastante próximo ao encontrado por Mesri (1975) e Trak e outros (1980).

A estimativa da resistência da argila em estudo, utilizando o conceito do estado crítico "CAM-CLAY", nas profundidade onde Amorim (1975) realizou ensaios triaxiais do tipo C \bar{U} (6,90; 11,1 e 24,2m), foram determinados pela expressão:

$$\frac{Su}{\sigma'_{vo}} \text{ (Pré-adensada)} = \frac{M}{2} (e^{-1} \times \text{OCR})^{\lambda_0}$$

empregando-se valores de OCR máximos, médios e mínimos obtidos dos ensaios de adensamento. A figura (4.50) apresenta os valores

de S_u determinados, onde observa-se que há uma boa concordância desses valores com aqueles estimados pela relação $S = 0,22 \bar{\sigma}_{vm}$ e os resultados de palheta de campo, Teixeira (1972), nas profundidades de 6,9 e 11,1m. Na profundidade de 24,2m, os valores de S_u estimados pelo "CAM-CLAY" são superiores aos estimados pela relação $S_u = 0,22 \bar{\sigma}_{vm}$, e estes um pouco superiores aos determinados no ensaio de palheta.

Ensaio	Profundidade (m)	$\bar{\sigma}_{vm}$ (kgf/cm ²)		Índice de Vazios			Cc 1,6 a 6,4 (kgf/cm ²)	Cs	CR (1,6 a 6,4 (kgf/cm ²))	SR	Peso Espe- cífico γ_t tf/m ³	Unidade Inicial do Ensaio (%)
		d=df	d=d100	e _o	$e_{\bar{\sigma}_{vo}}$	$e_{\bar{\sigma}_{vm}}$						
AV 15 - 6P	6,00- 6,73	1,85	2,05	2,36	2,27	2,11	2,16	0,28	0,640	0,080	1,47	94,12
AV 22 - 6R	6,00- 6,73	1,40	1,60	2,42	2,26	2,00	1,74	0,26	0,502	0,075	1,48	95,17
AV 1 - 7	7,00- 7,35	1,80	1,85	1,44	1,40	1,33	1,03	0,17	0,401	0,053	1,65	57,80
AV 16 - 8	8,00- 8,73	1,55	1,65	1,67	1,57	1,47	1,48	0,15	0,550	0,060	1,63	70,61
AV 25 - 8R	8,00- 8,73	1,30	1,60	1,73	1,57	1,46	1,11	0,18	0,409	0,060	1,62	69,19
AV 26 - 8P	8,00- 8,73	1,30	1,40	1,69	1,50	1,41	0,79	0,17	0,300	0,055	1,57	65,27
AV 17 -10	10,00-10,73	1,40	1,65	2,22	2,15	2,02	1,69	0,25	0,520	0,088	1,52	91,66
AV 8 -10	10,60-10,90	1,35	1,60	2,45	2,25	2,17	1,65	0,25	0,525	0,075	1,52	92,12
AV 6 -12	12,30-12,70	0,98	1,06	1,97	1,52	1,53	0,80	0,17	0,290	0,065	1,60	75,00
AV 9 -14	14,00-14,40	1,60	2,00	2,39	2,26	2,16	2,09	0,26	0,665	0,073	1,48	96,10
AV 18 -14	14,00-14,40	1,45	1,65	1,99	1,75	1,71	1,53	0,23	0,510	0,080	1,59	86,56
AV 28 -14P	14,00-14,73	1,50	1,75	2,29	2,08	2,03	1,77	0,23	0,520	0,076	1,56	97,91
AV 29 -14R	14,00-14,73	1,40	1,70	2,25	1,96	1,81	1,64	0,25	0,500	0,080	1,58	98,56

TABELA 4.1

RESULTADOS DE ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM DRENAGEM VERTICAL
PARA AMOSTRAS SEMI-INDEFORMADAS DE BOA QUALIDADE

Ensaio	Profundidade (m)	$\bar{\sigma}_{vm}$ (kgf/cm ²)		Índice de Vazios			Cc (1,6 a 6,4 kgf/cm ²)	Cs	CR 1,6 a 6,4 (kgf/cm ²)	SR	Peso Espe- cífico γ_t tf/m ³	Umidade I- nicial do Ensaio (%)
		d=df	d=d100	e _o	\bar{e}_{vo}	\bar{e}_{vm}						
AV 10 - 15	15,00 - 15,40	0,95	1,20	1,76	1,47	1,54	0,83	0,14	0,315	0,045	1,58	70,70
AV 11 - 16	16,20 - 16,60	1,25	1,40	1,61	1,39	1,40	0,80	0,16	0,320	0,060	1,62	65,40
AV 19 - 17	17,00 - 17,73	1,60	1,80	1,42	1,26	1,24	0,66	0,15	0,270	0,060	1,68	59,16
AV 30 - 17R	17,00 - 17,73	1,45	1,70	1,10	0,96	0,94	0,85	0,08	0,425	0,053	1,77	42,88
AV 31 - 17P	17,00 - 17,73	1,50	1,70	1,10	1,03	1,00	0,82	0,12	0,300	0,054	1,76	42,72
AV 12 - 18	18,00 - 18,40	1,30	1,90	1,42	1,22	1,24	0,70	0,14	0,338	0,058	1,66	58,02
AV 13 - 20	20,00 - 20,40	1,90	2,05	1,58	1,48	1,40	1,80	0,16	0,463	0,068	1,66	68,40
AV 20 - 20	20,00 - 20,73	1,75	1,90	1,06	0,93	0,91	0,56	0,08	0,270	0,040	1,77	42,87
AV 32 - 20R	20,00 - 20,73	1,55	1,70	1,15	1,04	1,04	0,61	0,10	0,280	0,046	1,75	44,92
AV 33 - 20P	20,00 - 20,73	1,65	2,00	1,21	1,09	1,08	0,65	0,12	0,260	0,065	1,72	46,21
AV 2 - 23R	23,00 - 20,73	1,45	1,65	1,47	1,22	1,29	0,62	0,16	0,245	0,065	1,68	59,30
AV 21 - 23	23,00 - 23,73	1,85	2,05	1,42	1,26	1,24	0,86	0,17	0,360	0,070	1,67	58,29
AV 35 - 23P	23,00 - 23,73	1,65	2,00	1,49	1,26	1,23	0,64	0,17	0,260	0,080	1,65	57,64

TABELA 4.1 (CONT)

RESULTADOS DE ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM DRENAGEM VERTICAL
PARA AMOSTRAS SEMI-INDEFORMADAS DE BOA QUALIDADE

Ensaio	Profundidade (m)	$\bar{\sigma}_{vm}$ kgf/cm ²	e_0	$e\bar{\sigma}_{vm}$	C_c (1,60 a 3,20 kgf/cm ²)	C_s	Peso Es- pecífico γ_t tf/m ³	Unidade Ini- cial do En- saio (%)
AV 23 - 6	6,00 - 6,73	0,60	2,34	2,00	1,440	0,352	1,52	96,03
AV 24 - 6	6,00 - 6,73	1,20	2,45	2,13	1,410	0,279	1,46	95,17
AV 3 - 8	8,60 - 9,00	0,45	1,65	1,44	0,604	0,195	1,59	65,20
AV 4 - 8	8,60 - 9,00	0,25	1,65	1,45	0,493	0,150	1,57	63,00
AV 7 -12	10,60 - 10,80	0,40	2,26	1,85	0,814	0,194	1,51	93,50
AV 7 -12	12,30 - 12,70	0,25	1,80	1,46	0,601	0,155	1,62	77,30
AV 27 -14	14,00 - 14,73	0,50	2,45	2,11	0,954	0,315	1,47	94,92
AV 14 -20	20,00 - 20,37	0,32	1,53	1,29	0,480	0,150	1,66	64,70
AV 34 -23	23,00 - 23,73	0,41	1,52	1,36	0,448	0,150	1,63	58,70

TABELA 4.2

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM DRENAGEM VERTICAL
PARA AMOSTRAS SEMI-INDEFORMADAS DE MÁ QUALIDADE, E AMOSTRAS
COMPLETAMENTE AMOLGADAS

Profundidade $6 \leq Z \leq 15$			Profundidade $Z > 15$			Unidade da Variável Dependente	Unidade da Variável Dependente
Equação		$ r $ *	Equação		$ r $ *		
$\bar{\sigma}_{vm} = 19,93 - 0,60Z$	$Z \leq 12$	0,92	$\bar{\sigma}_{vm} = 8,43 + 0,41Z$	$Z > 12$	0,86	tf/m ²	m
$e_o = 1,73 - 0,031Z$		0,19	$e_o = 1,58 - 0,011Z$		0,13	-	m
$\gamma_t = 1,55 + 0,001Z$		0,02	$\gamma_t = 1,62 + 0,003Z$		0,15	tf/m ³	m
$\log K_V = 1,4203Cm - 10,4224$ (Método log t)		0,95	$\log K_V = 2,2121Cm - 10,2930$ (Método log t)		0,86	cm/seg	-
$\log K_v = 1,4377Cm - 10,2930$ (Método \sqrt{t})		0,95	$\log K_v = 2,2144Cm - 10,6656$ (Método \sqrt{t})		0,89	cm/seg	-
$w = 63 + 2,01Z$		0,45	$w = 65 - 0,51Z$		0,14	%	m
$C_c = 1,30 + 0,019Z$		0,14	$C_c = 0,94 - 0,007Z$		0,06	-	m
$C_r = 0,45 - 0,004Z$		0,95	$C_r = 0,06 + 0,008Z$		0,79	-	m
$C_s = 0,19 + 0,003Z$		0,20	$C_s = 0,07 + 0,003Z$		0,30	-	m
$CR = 44,97 + 0,36Z$		0,10	$CR = 42,00 - 0,54Z$		0,22	%	m
$RR = 7,80 - 0,04Z$		0,15	$RR = 1,78 + 0,17Z$		0,39	%	m
$SR = 5,61 + 0,13Z$		0,42	$SR = 1,22 + 0,24Z$		0,58	%	m

* Valores do coeficiente de correlação

TABELA 4.3

RESULTADOS DE CORRELAÇÕES ENTRE PARÂMETROS

Correlações entre Parâmetros				Unidade da Variável Dependente	Unidade da Variável Independente
Equação	r *	Equação	r *		
$Cc = 2,48LL - 60,10$	0,78	$CR = 0,56LL + 2,40$	0,72	%	%
$Cr = 0,18LL - 1,70$	0,44	$RR = 0,08LL + 0,50$	0,90	%	%
$Cs = 0,33LL - 5,00$	0,92	$SR = 0,05LL + 3,30$	0,63	%	%
$Cc = 2,24w - 39,50$	0,90	$CR = 0,47w + 8,90$	0,77	%	%
$Cr = 0,16w + 3,20$	0,52	$RR = 0,06w + 2,10$	0,90	%	%
$Cs = 0,26w + 0,30$	0,94	$SR = 0,04w + 3,80$	0,70	%	%
$Cc = 97,90Co - 52,10$	0,84	$C_{\alpha max} = 0,83e_o + 0,20$	0,83	%	-
$e_o = 0,02w + 0,30$	0,95	$e_o = 0,30LL - 0,20$	0,93	-	%
$IP = 0,05LL + 30,19$	0,14	$C_{\alpha max} = 0,03w - 0,14$	0,81	%	%
$Yt = 1,94 - 0,005 w$	0,91	$e_o = 1,87 - 0,003IP$	0,06	tf/m^3	% -%

* Valores do coeficiente de correlação

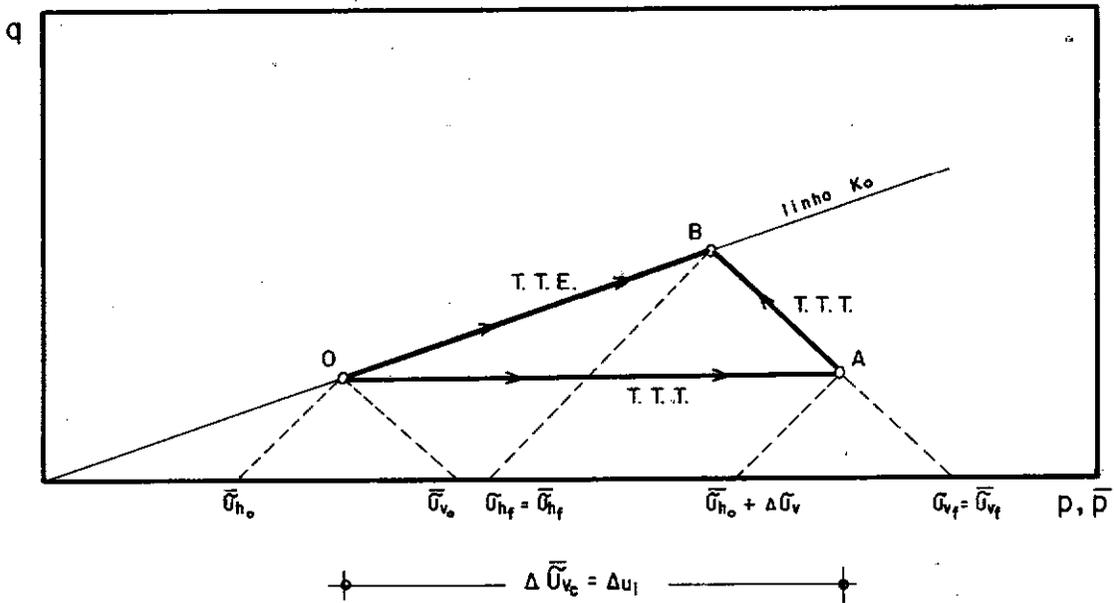
TABELA 4.3 (CONT)

RESULTADOS DE CORRELAÇÕES ENTRE PARÂMETROS

Ensaio	RR e Cr determinados no trecho de recarregamento inicial		RR e Cr determinados no trecho de descarregamento e recarregamento, "LAÇO"		Relações entre as razões e índice de recompressão determinados pelos dois métodos	
	RR _i (%)	Cr _i (%)	RR _i (%)	Cr _i (%)	RR _i /RR _i '	Cr _i /Cr _i '
AV 22-6	4,0	12,0	8,6	26,8	2,2	2,2
AV 25-8	3,3	10,0	6,0	18,0	1,8	1,8
AV 29-14	3,5	15,0	6,7	3,0	1,9	2,0
AV 30-17	4,5	8,0	5,3	8,8	1,2	1,1
AV 32-20	2,4	5,0	3,8	8,0	1,6	1,6
AV 2-23	5,0	12,0	6,3	16,0	1,3	1,3

TABELA 4.4

COMPARAÇÃO DOS CRITÉRIOS PARA A DETERMINAÇÃO DE RR E Cr



$$q = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}$$

$$p = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2}$$

$$\bar{p} = \frac{\bar{\sigma}_v + \bar{\sigma}_h}{2}$$

$$\text{T.T.T.} = q \times p$$

$$\text{T.T.E.} = q \times \bar{p}$$

Fig. 4.1 — TRAJETÓRIA DE TENSÕES EM ESTÁGIO DO ENSAIO DE ADENSAMENTO.

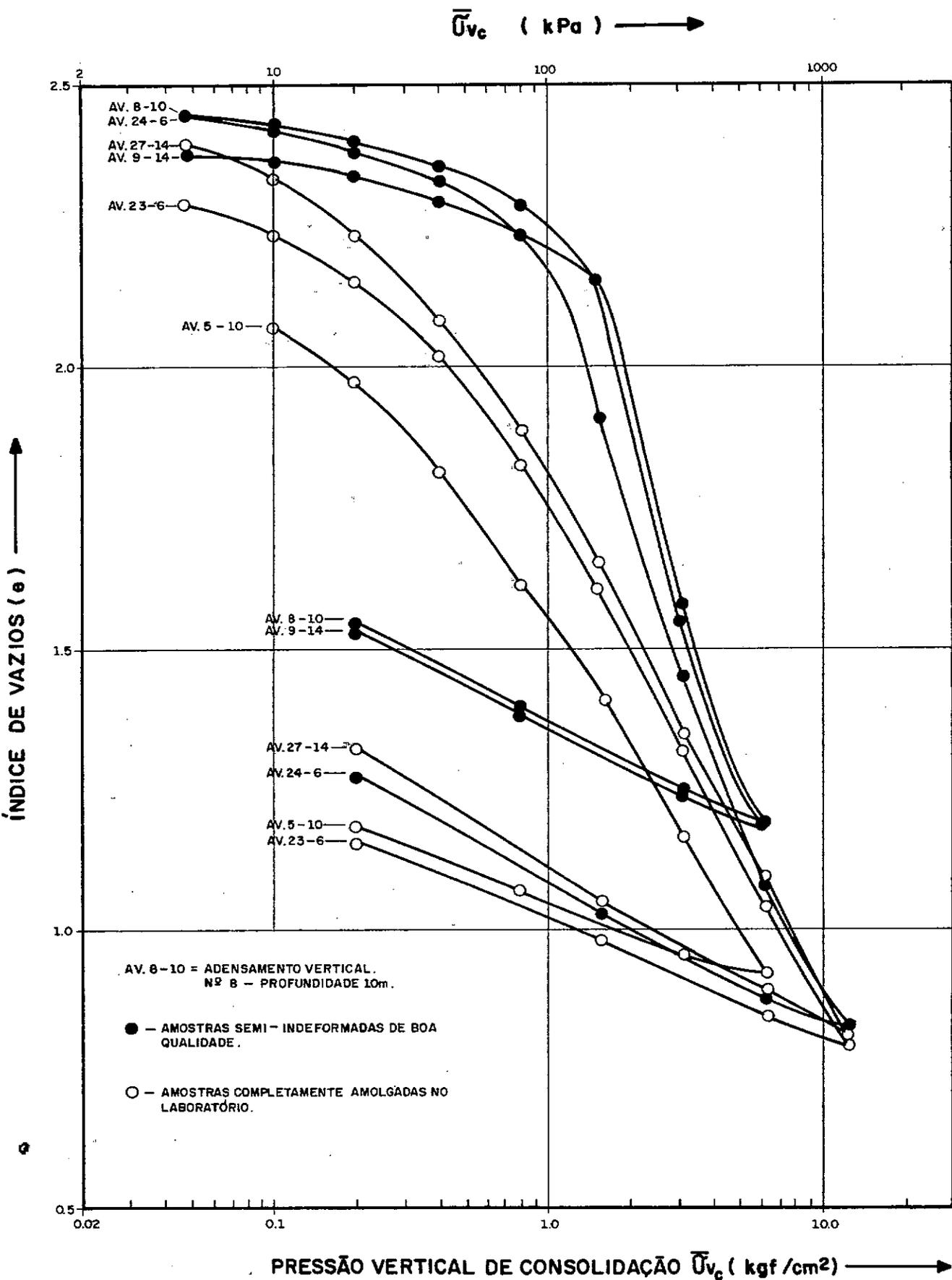


Fig.4.2 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO

CURVAS e VS $\text{Log. } \bar{\sigma}_{vc}$ - PARA ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL MAIOR QUE 20.

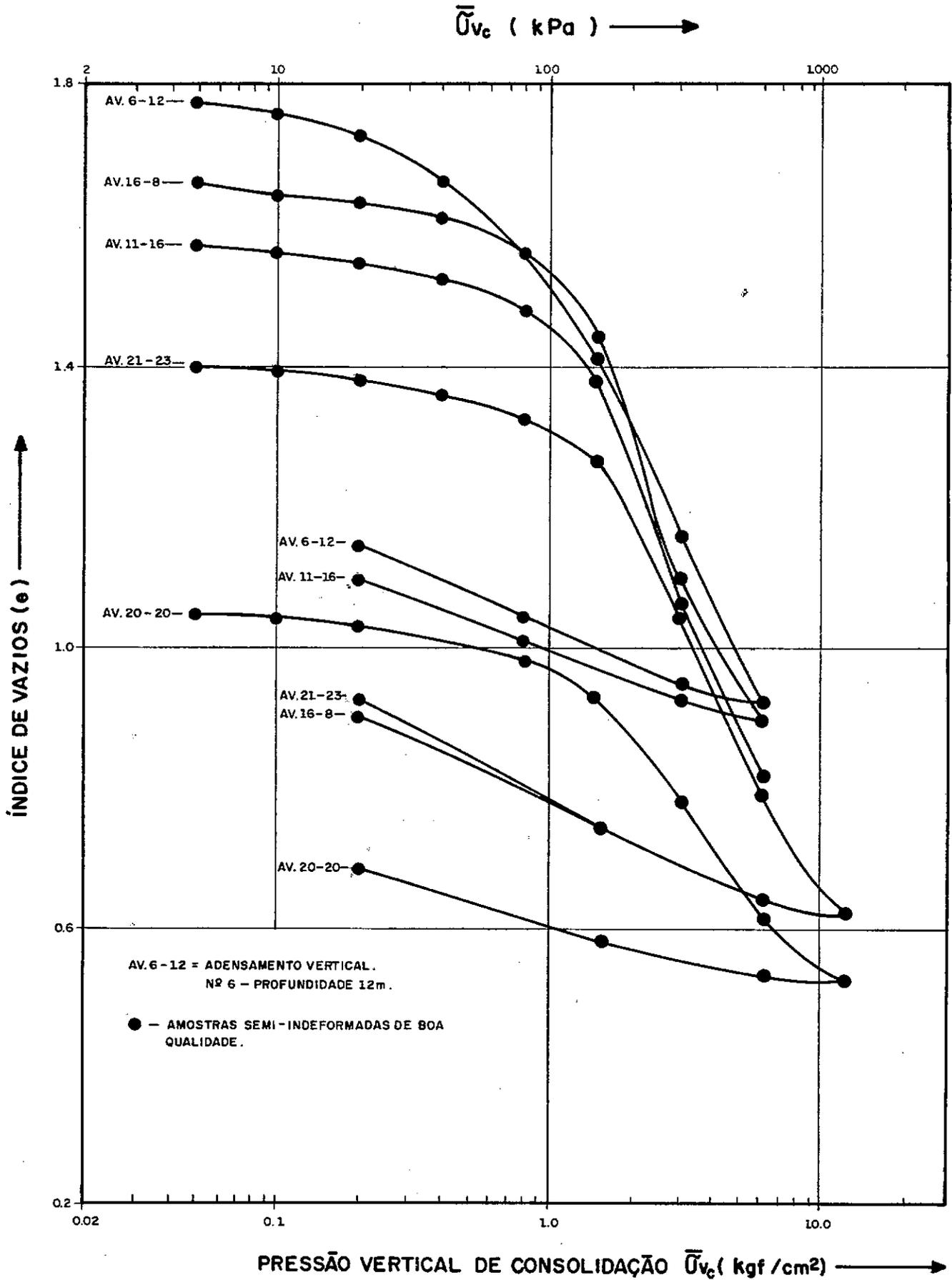


Fig.4.3 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO

CURVAS e VS $\text{Log. } \bar{\sigma}_{vc}$ - PARA ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL MENOR QUE 1,8.

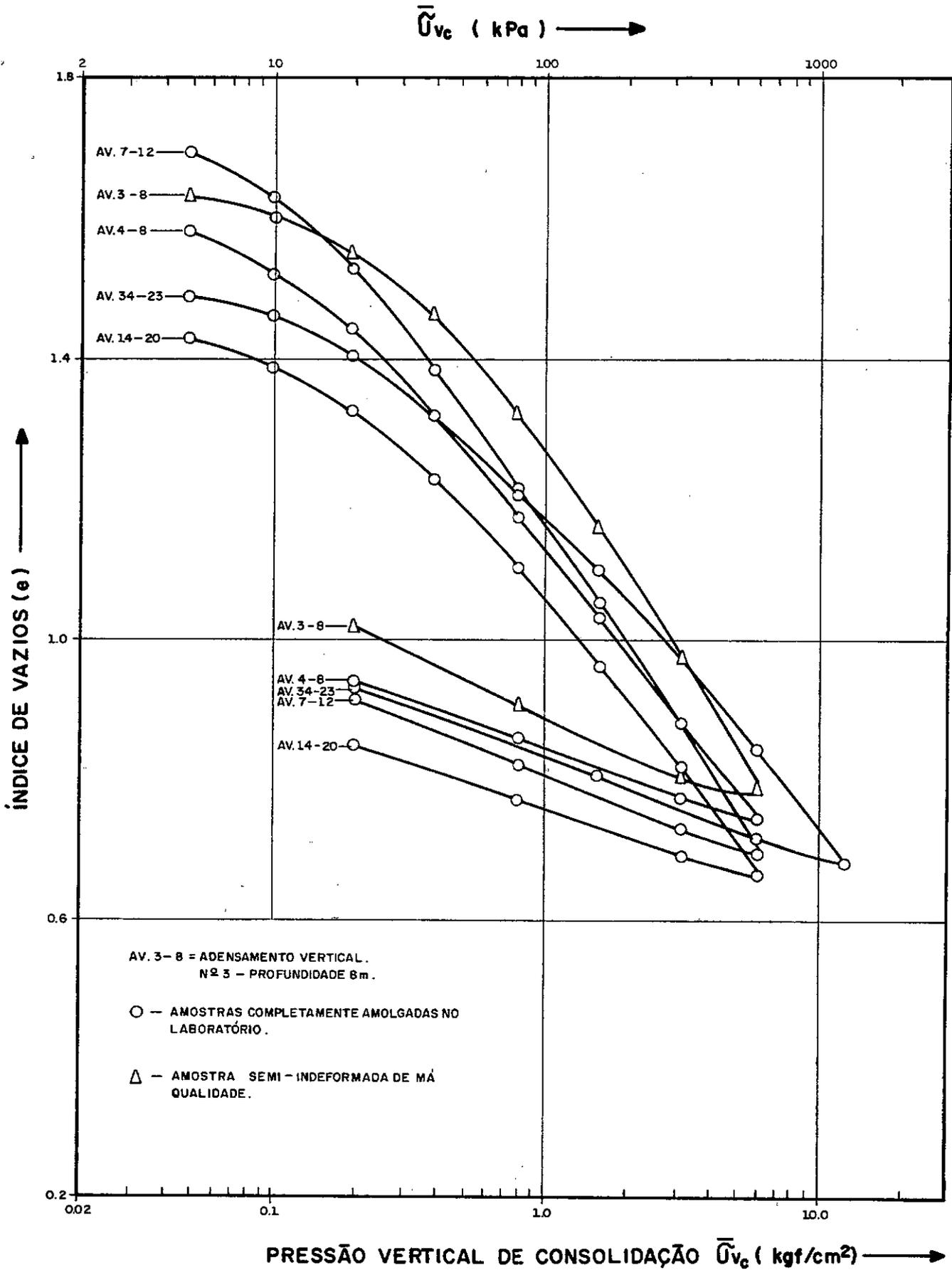


Fig. 4.4 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO
CURVAS EVS Log. $\bar{\sigma}_{vc}$.

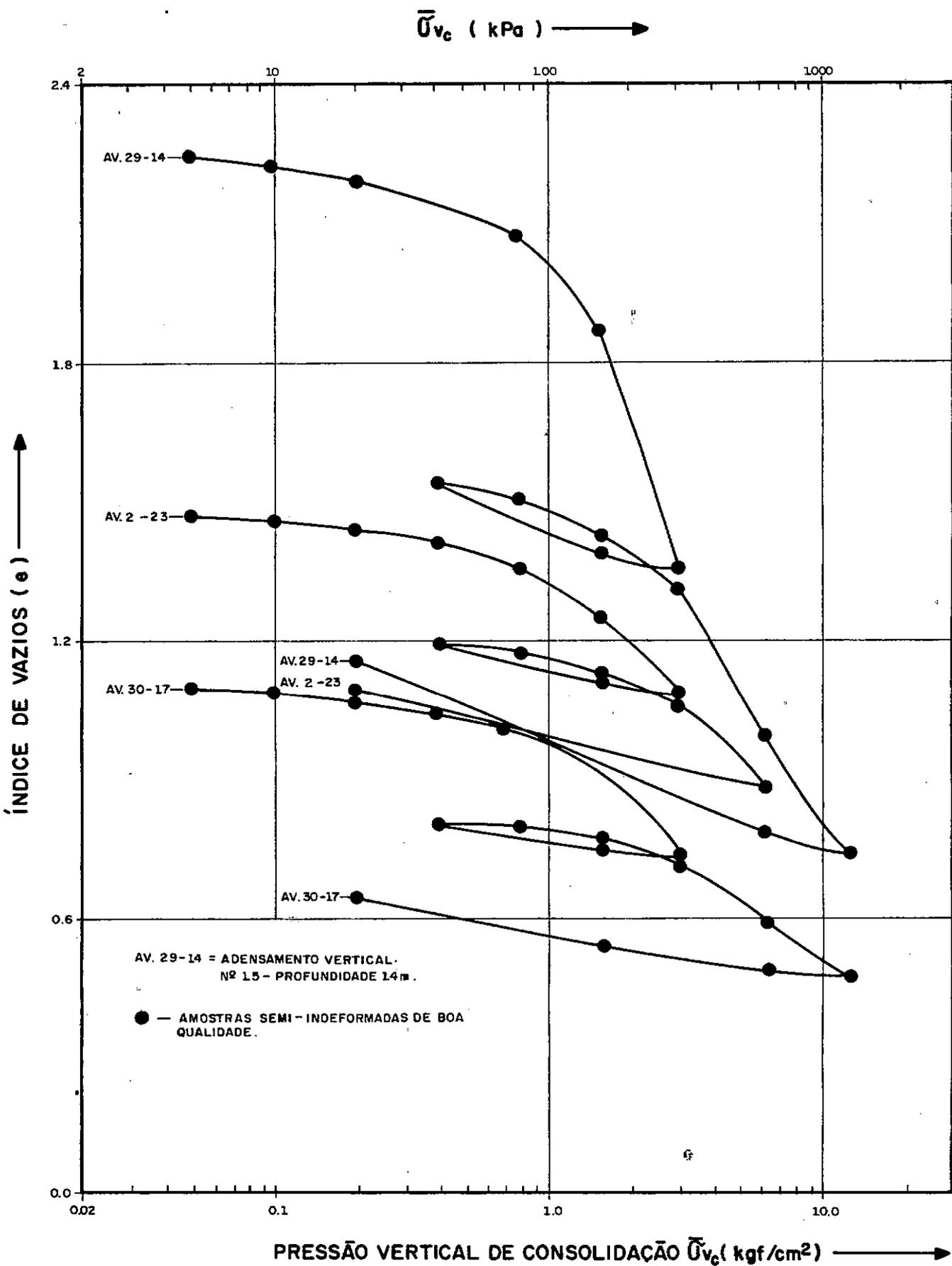


Fig. 4.5 - ENSAIO DE ADENSAMENTO
CURVAS eVS Log. $\bar{\sigma}_{vc}$ — ÍNDICE DE RECOMPRESSÃO C_r .

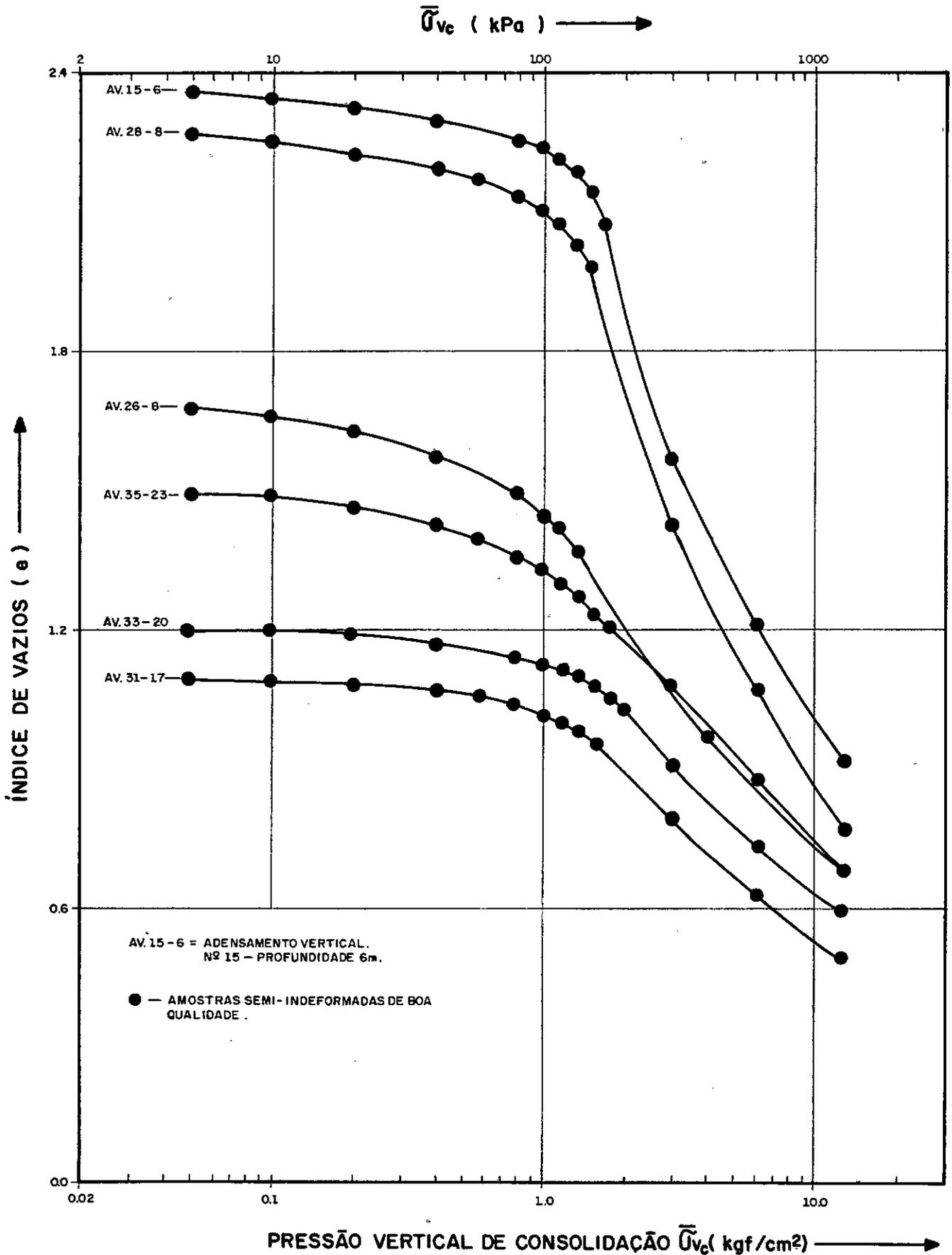


Fig.4.6 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO
 CURVAS e VS $\text{Log. } \bar{U}_{vc} - \frac{\Delta \bar{U}_{vc}}{\bar{U}_{vc}} < 1,0$.

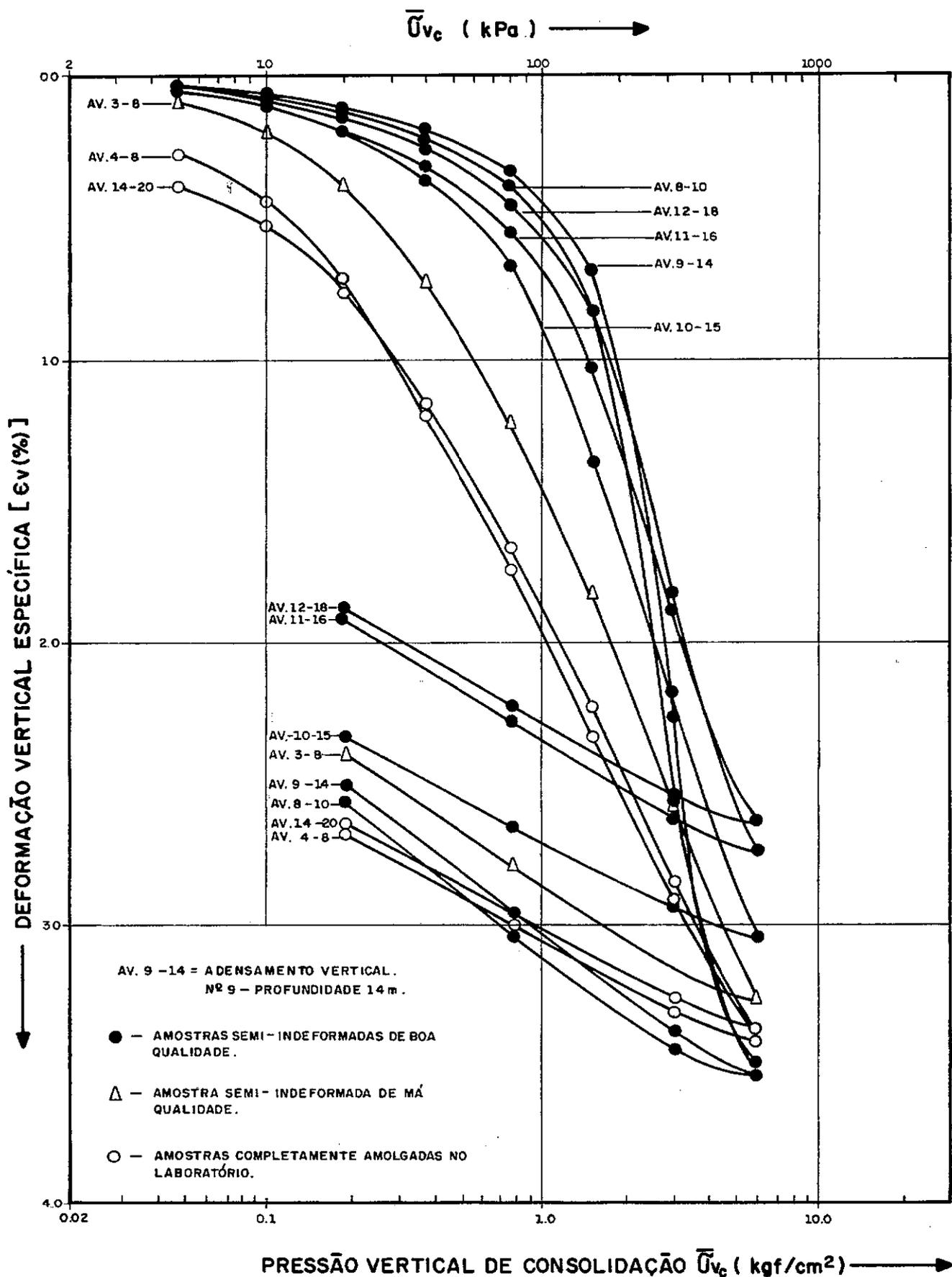


Fig. 4.7- ENSAIOS DE ADENSAMENTO .
CURVAS ϵ_v (%) VS Log. \bar{U}_{vc} .

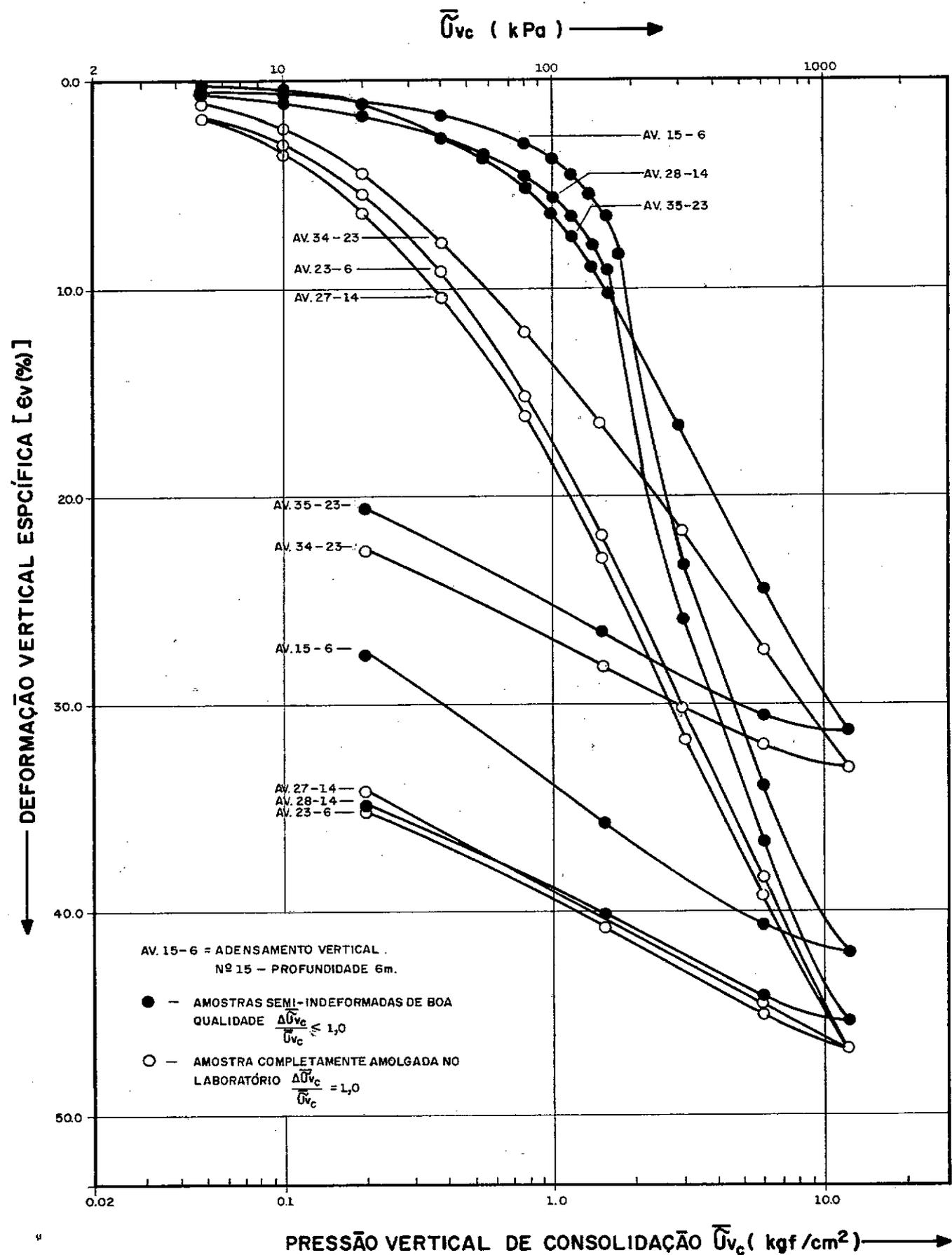


Fig.4.8 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO
CURVAS $e_v(\%)$ VS $\text{Log. } \bar{U}_{vc}$.

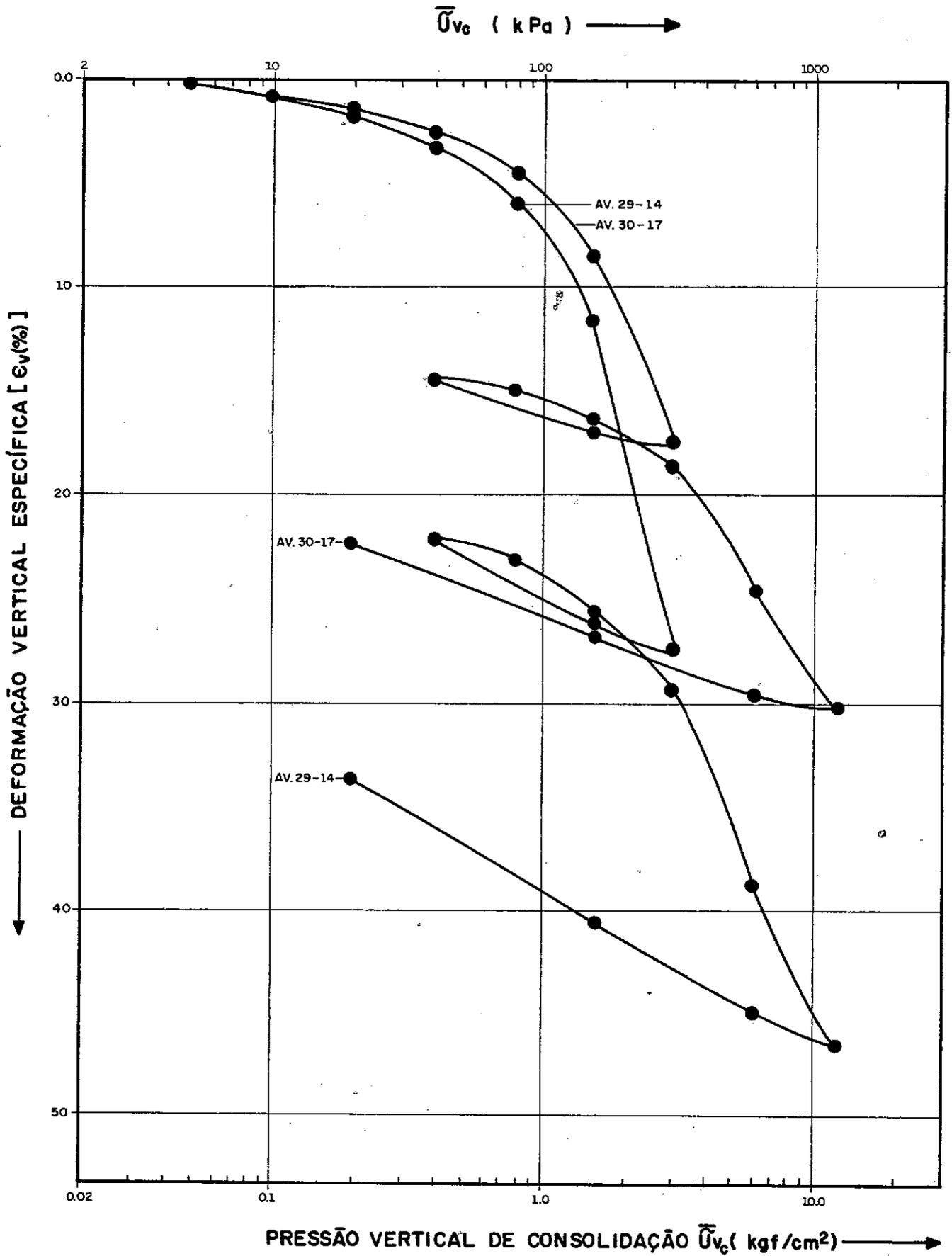


Fig.4.9 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO

CURVAS ϵ_v (%) VS Log. \bar{U}_{vc} - RAZÃO DE RECOMPRESSÃO R.R.

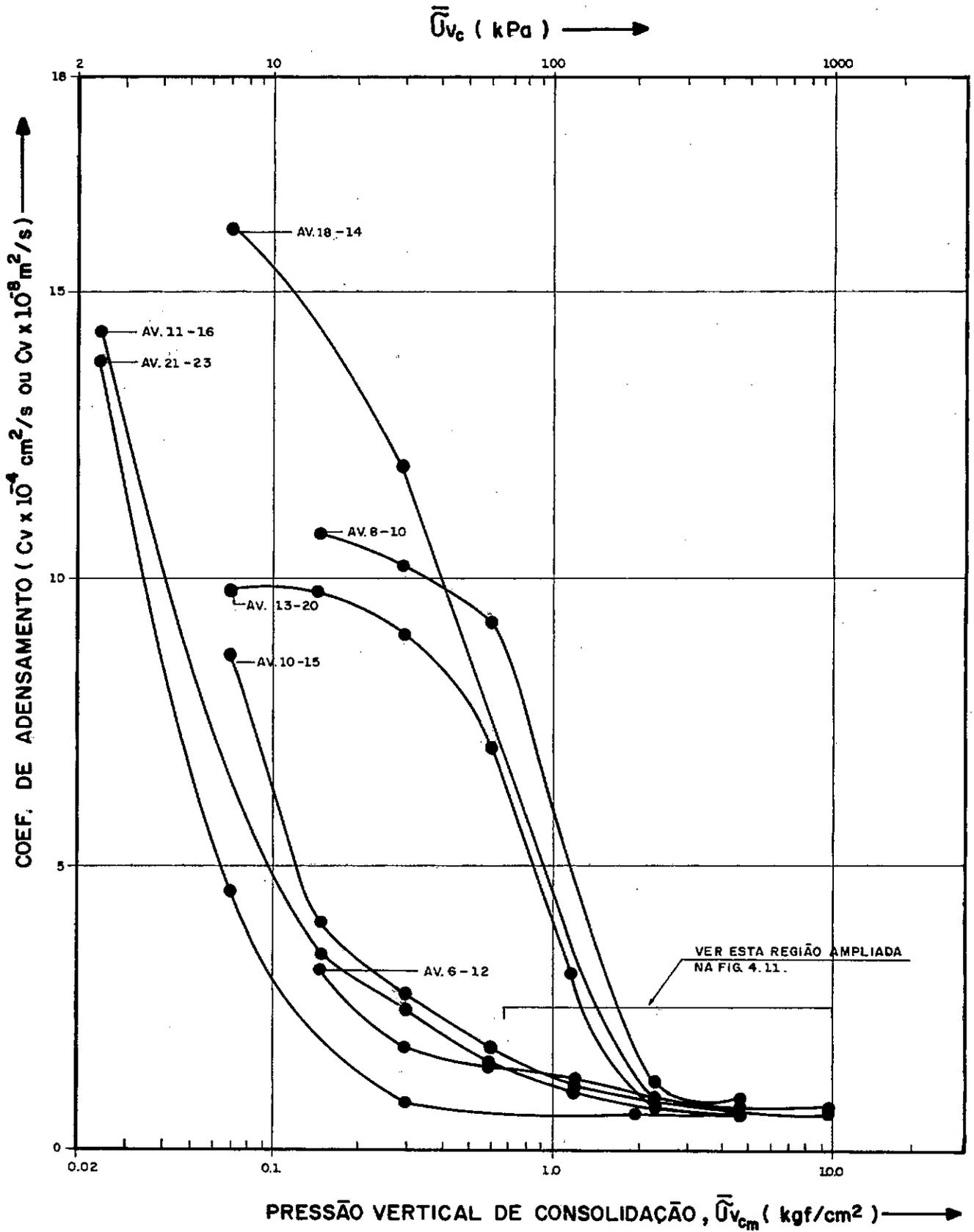


Fig. 4.10 - CURVAS C_v VS $\text{Log. } \bar{U}_{vc}$

OBS.: C_v CALCULADO PELO MÉTODO $\text{Log}t$ PARA AMOSTRAS SEMI-INDEFORMAS DE BOA QUALIDADE.

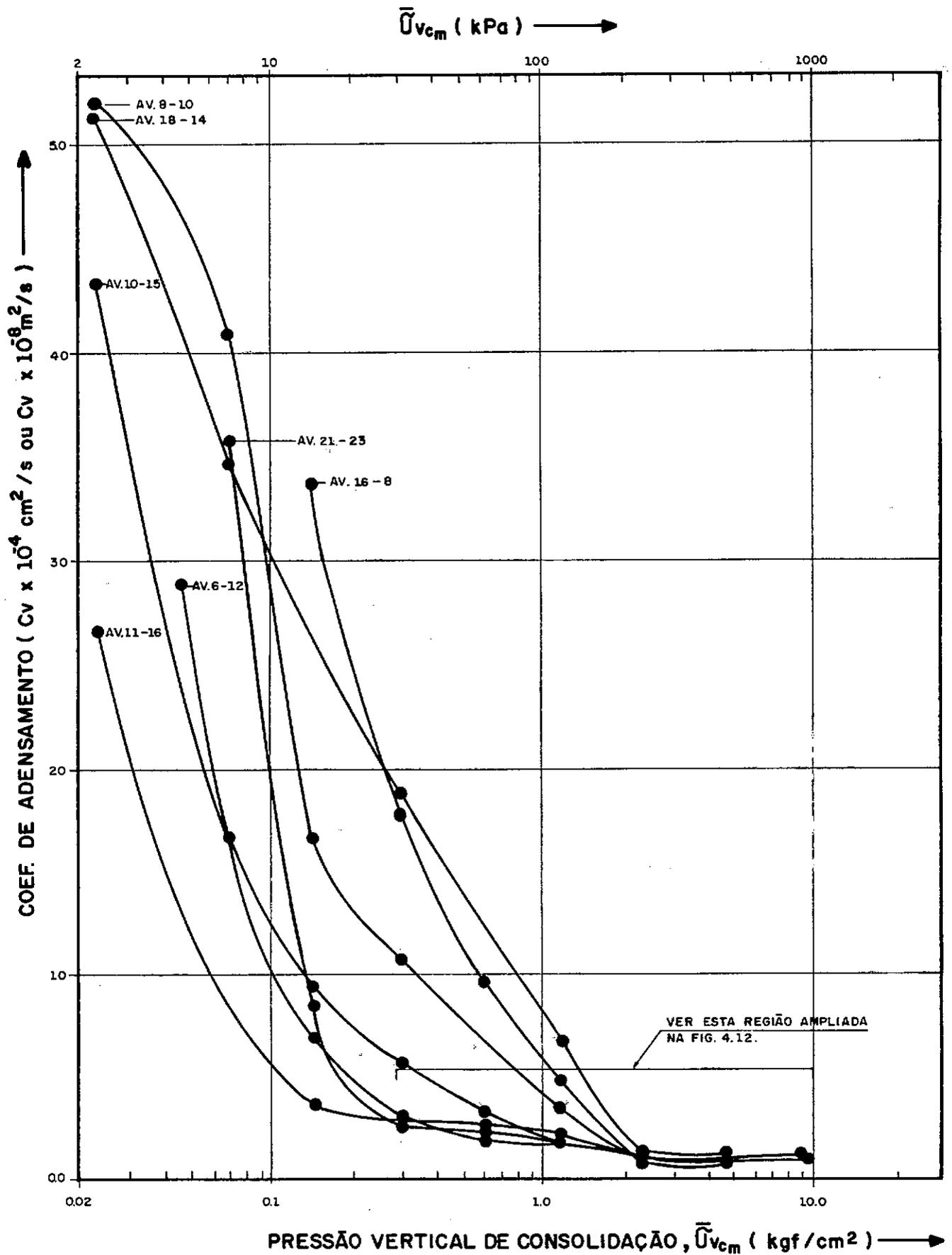


Fig. 4.11 - CURVAS C_v VS Log. \bar{U}_{vc_m} .

OBS.: C_v CALCULADO PELO MÉTODO \sqrt{t} PARA AMOSTRAS SEMI-INDEFORMADAS DE BOA QUALIDADE.

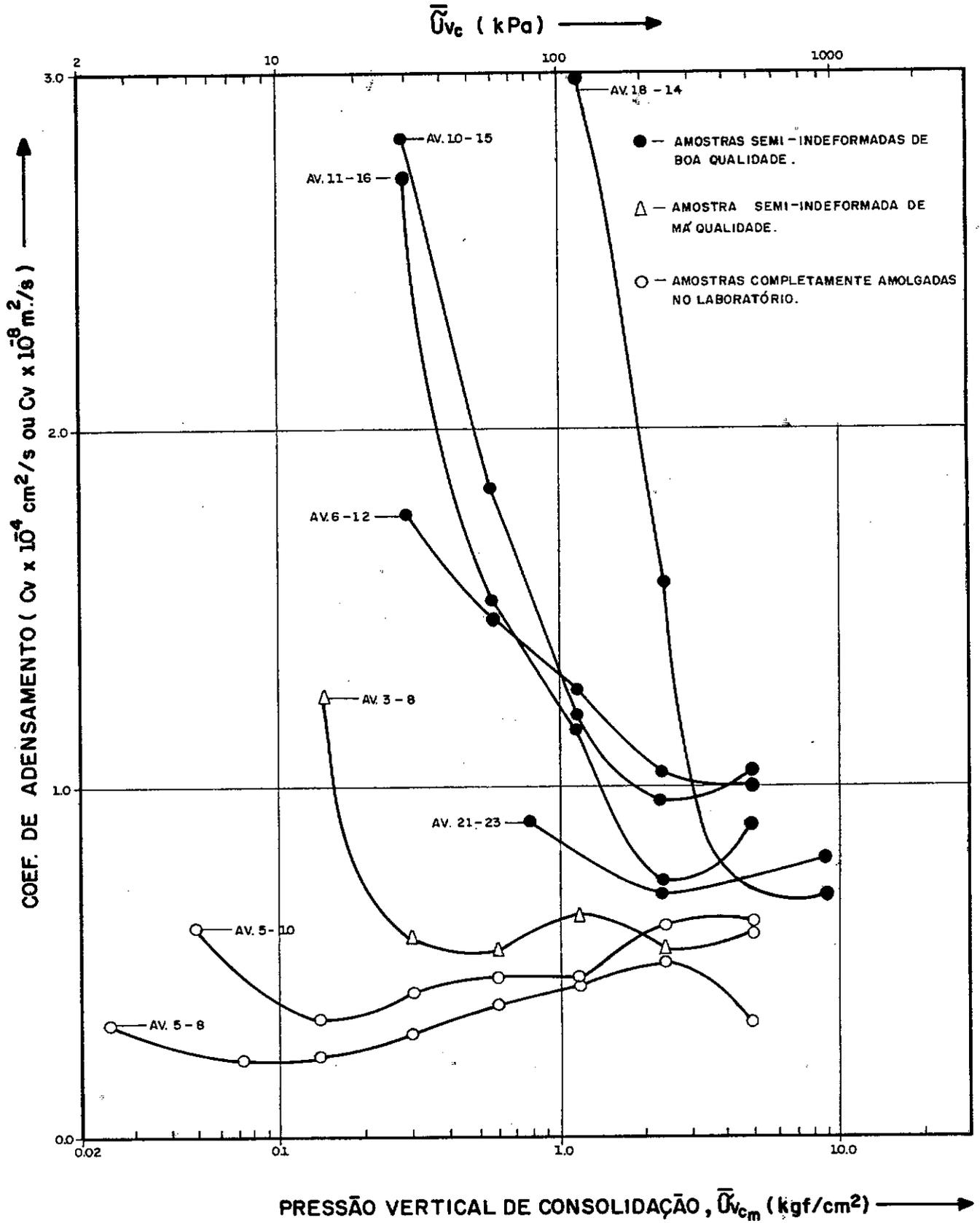


Fig. 4.12 - CURVAS C_v VS $\text{Log. } \bar{U}_{vc}$.

OBS.: C_v CALCULADO PELO MÉTODO $\text{Log. } t$.

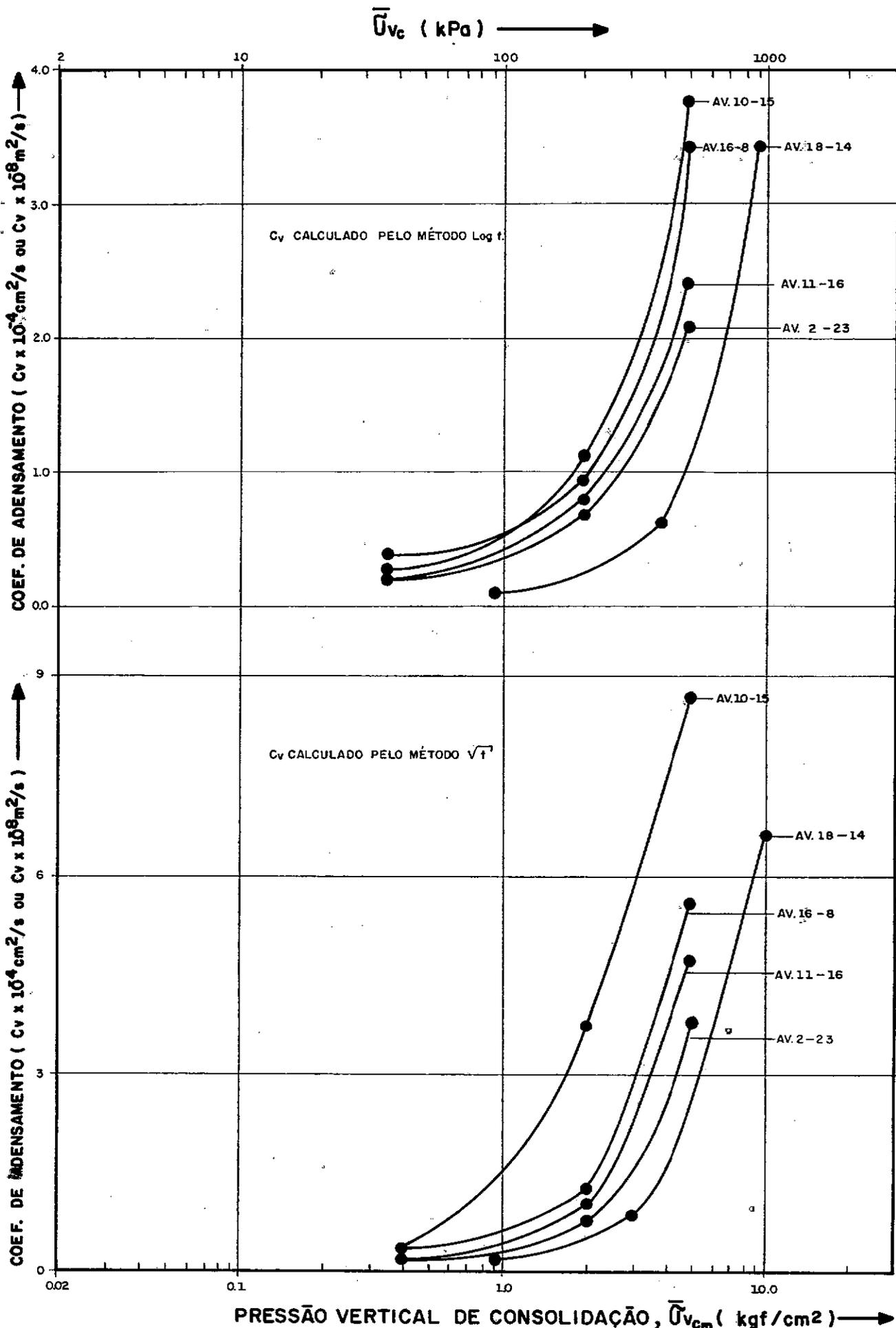


Fig. 4.14- CURVAS C_v VS $\text{Log. } \bar{U}_{vc_m}$ TRECHO DE DESCARREGAMENTO PARA AMOSTRAS SEMI-INDEFORMADAS DE BOA QUALIDADE.

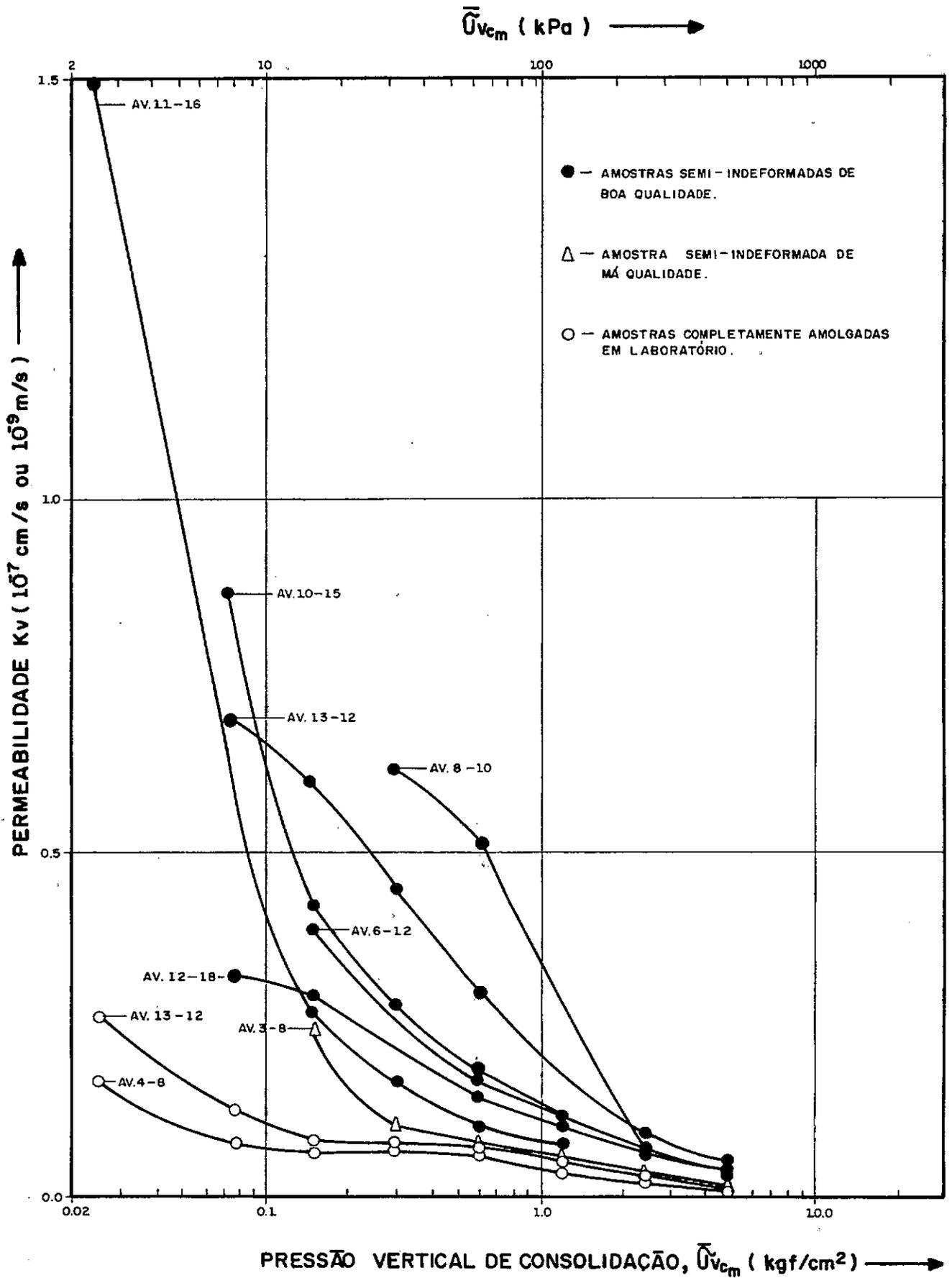


Fig. 4.15— CURVAS K_v VS Log. $\bar{\sigma}_{vc_m}$.

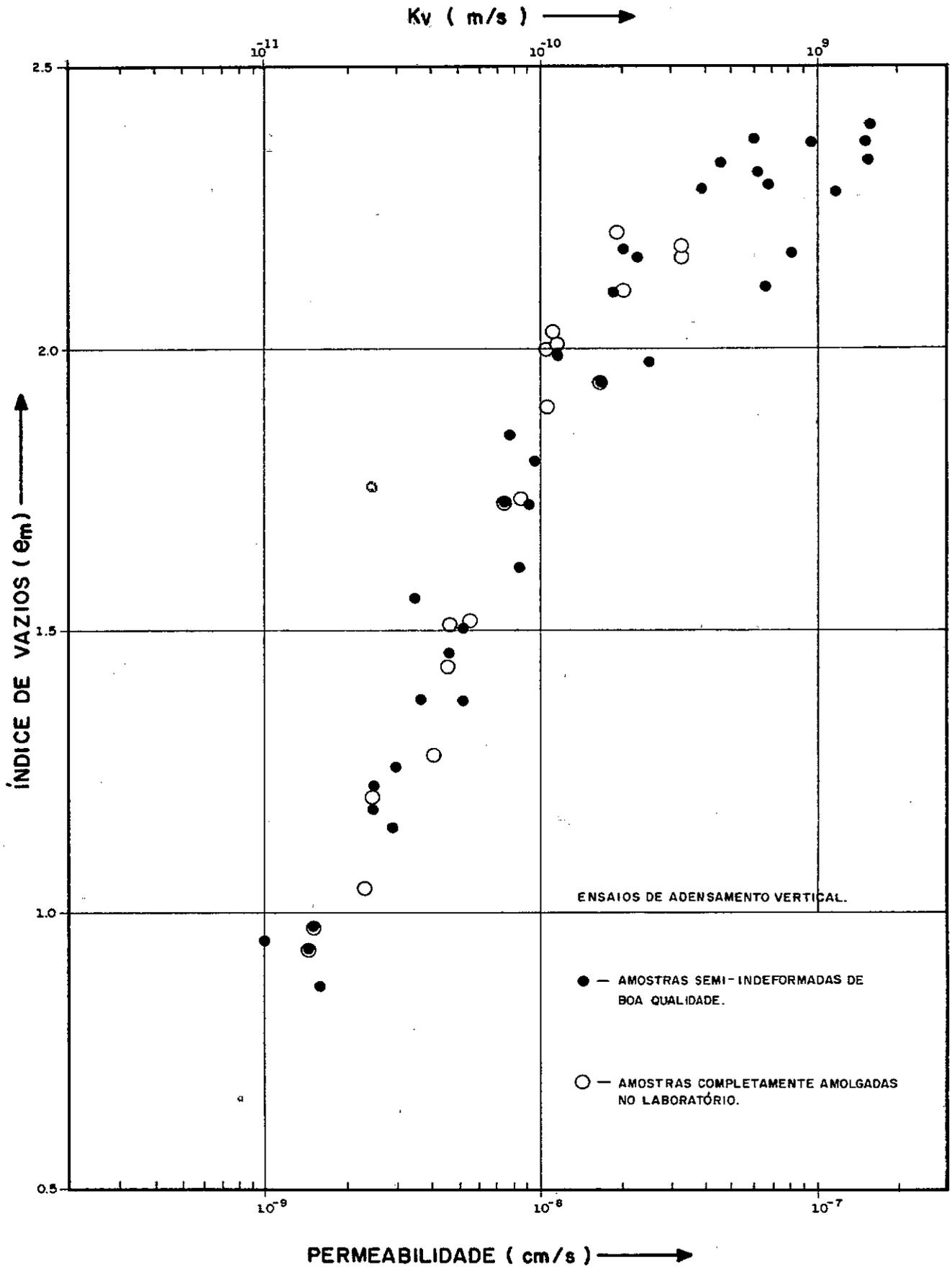
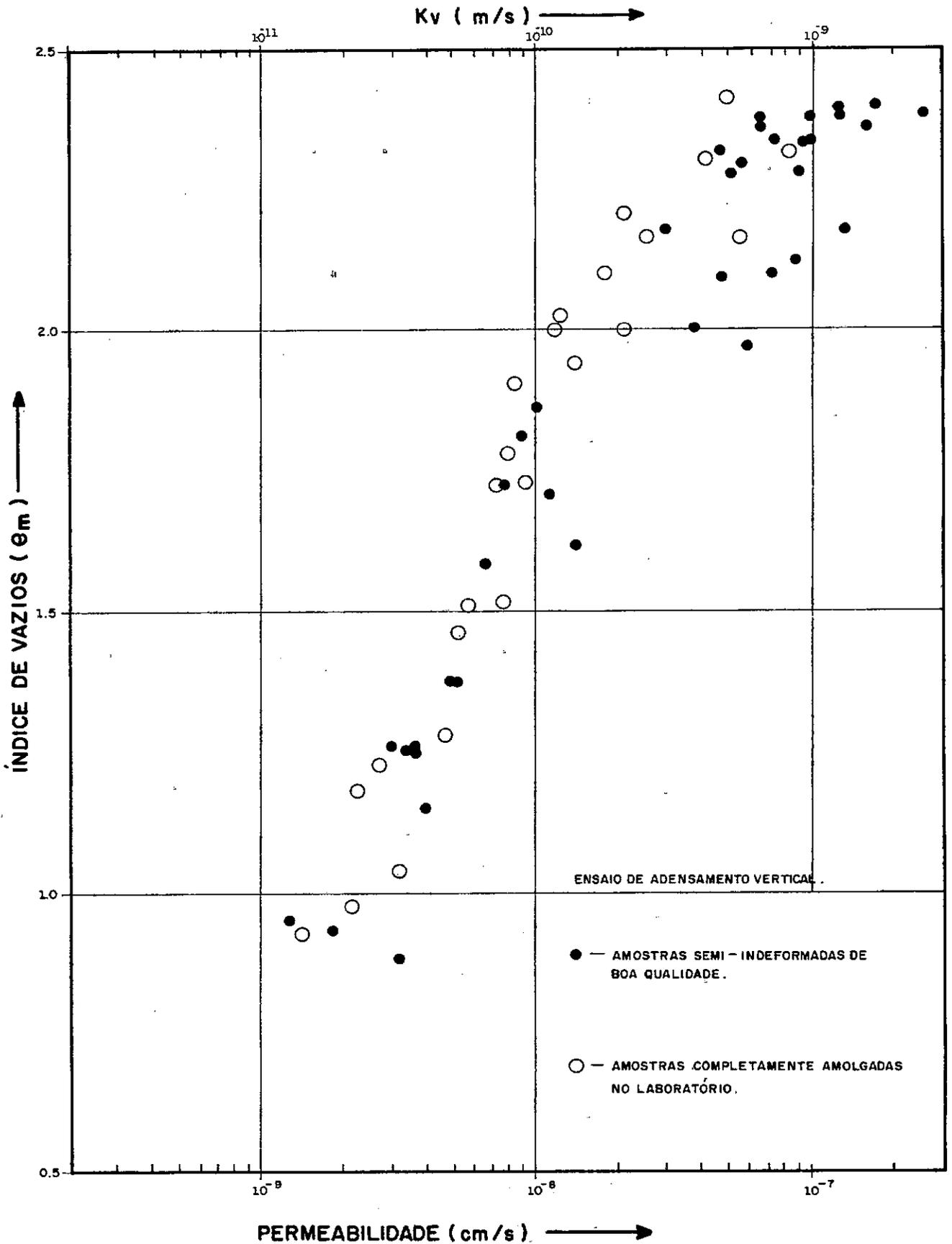
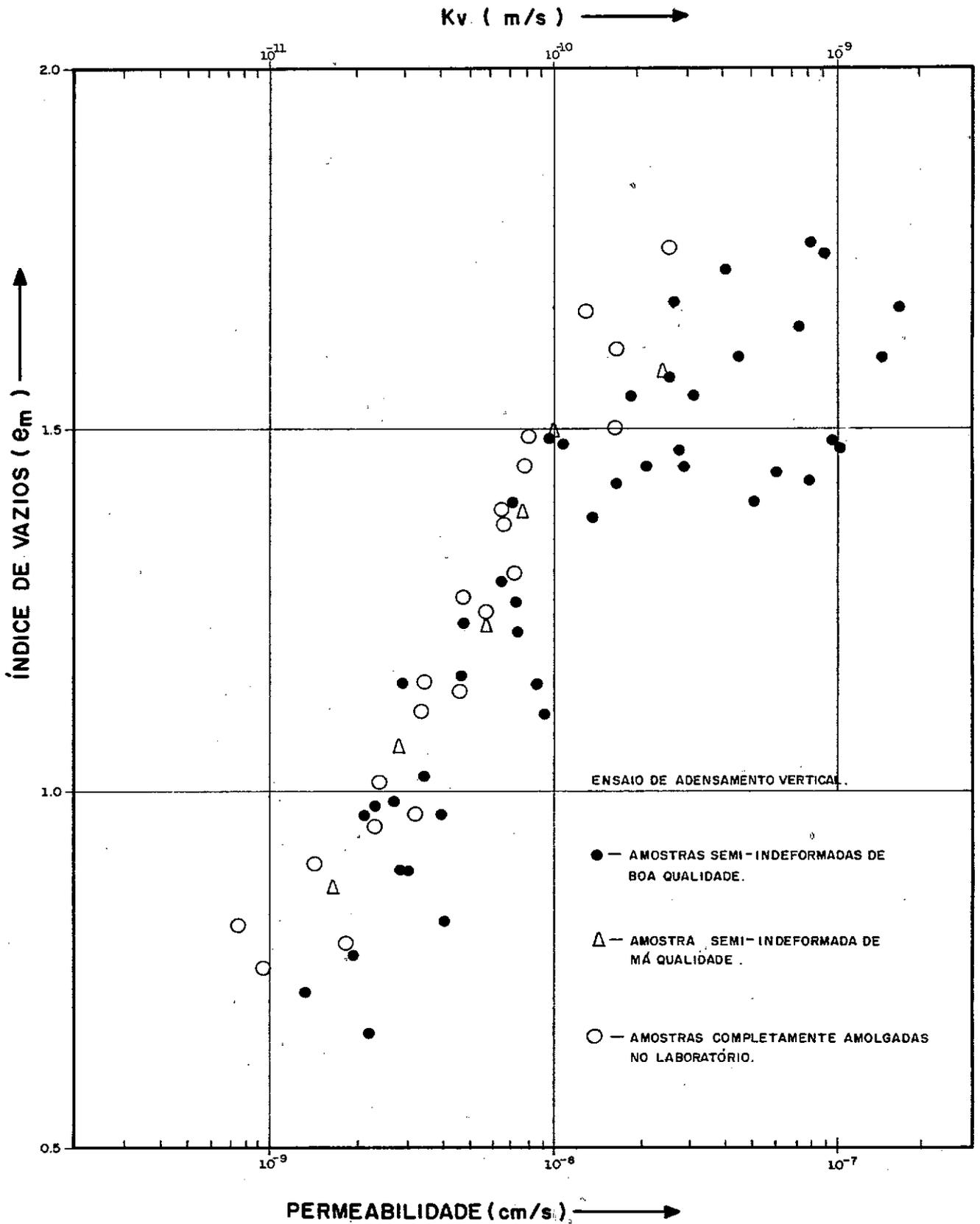


Fig. 4.16- CURVA e_m VS Log. K_v .

BASEADO EM C_v CALCULADO PELO MÉTODO Log. t PARA $e_0 \geq 1,80$.

Fig.4.17— CURVA e_m VS Log. K_v .BASEADO EM C_v CALCULADO PELO MÉTODO \sqrt{t} PARA $e_o \geq 1,80$.

Fig.4.18 - CURVA e_m VS Log. K_v .BASEADO EM C_v CALCULADO PELO MÉTODO Log.t PARA $e_0 < 1,80$.

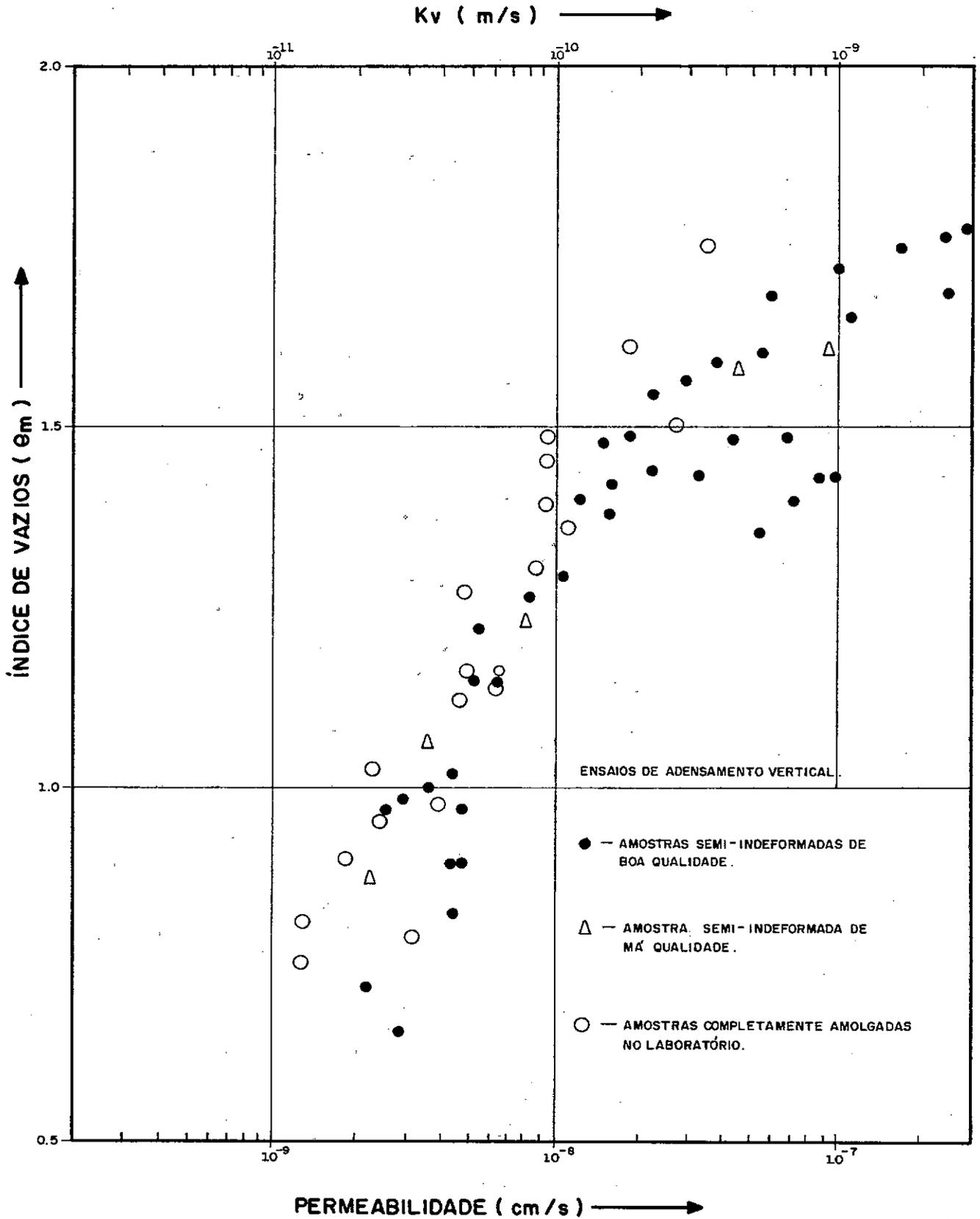


Fig. 4.19— CURVA e_m VS Log.Kv .
 BASEADO EM Cv CALCULADO PELO MÉTODO \sqrt{t} PARA $e_0 < 1,80$.

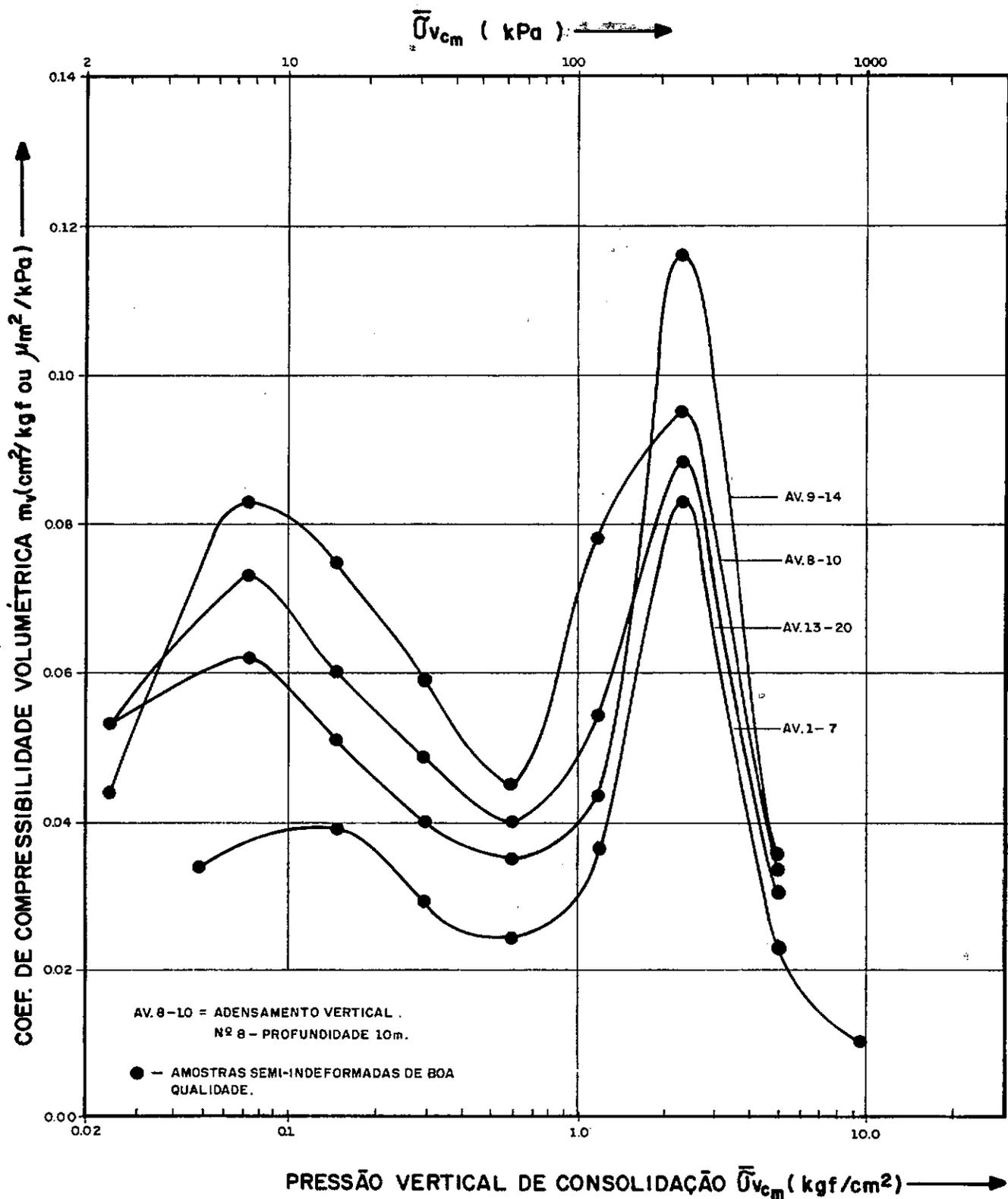


Fig.4.20 - CURVAS m_v VS $\text{Log. } \bar{U}_{vc_m} - m_v$ CALCULADO COM A DEFORMAÇÃO TOTAL .

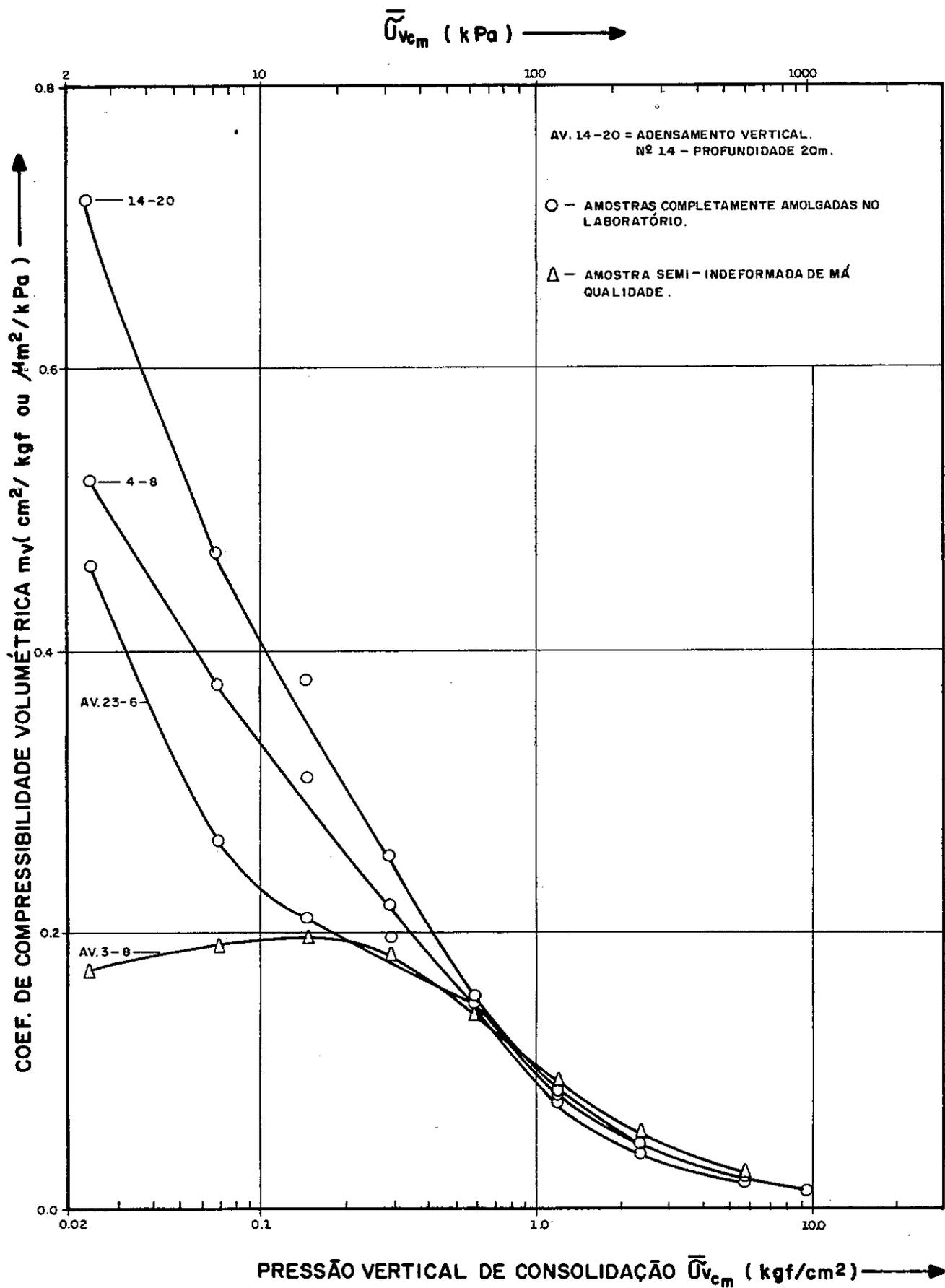


Fig.4.21-CURVA m_v VS Log. $\bar{\sigma}_{vc_m}$
 m_v CALCULADO COM A DEFORMAÇÃO TOTAL .

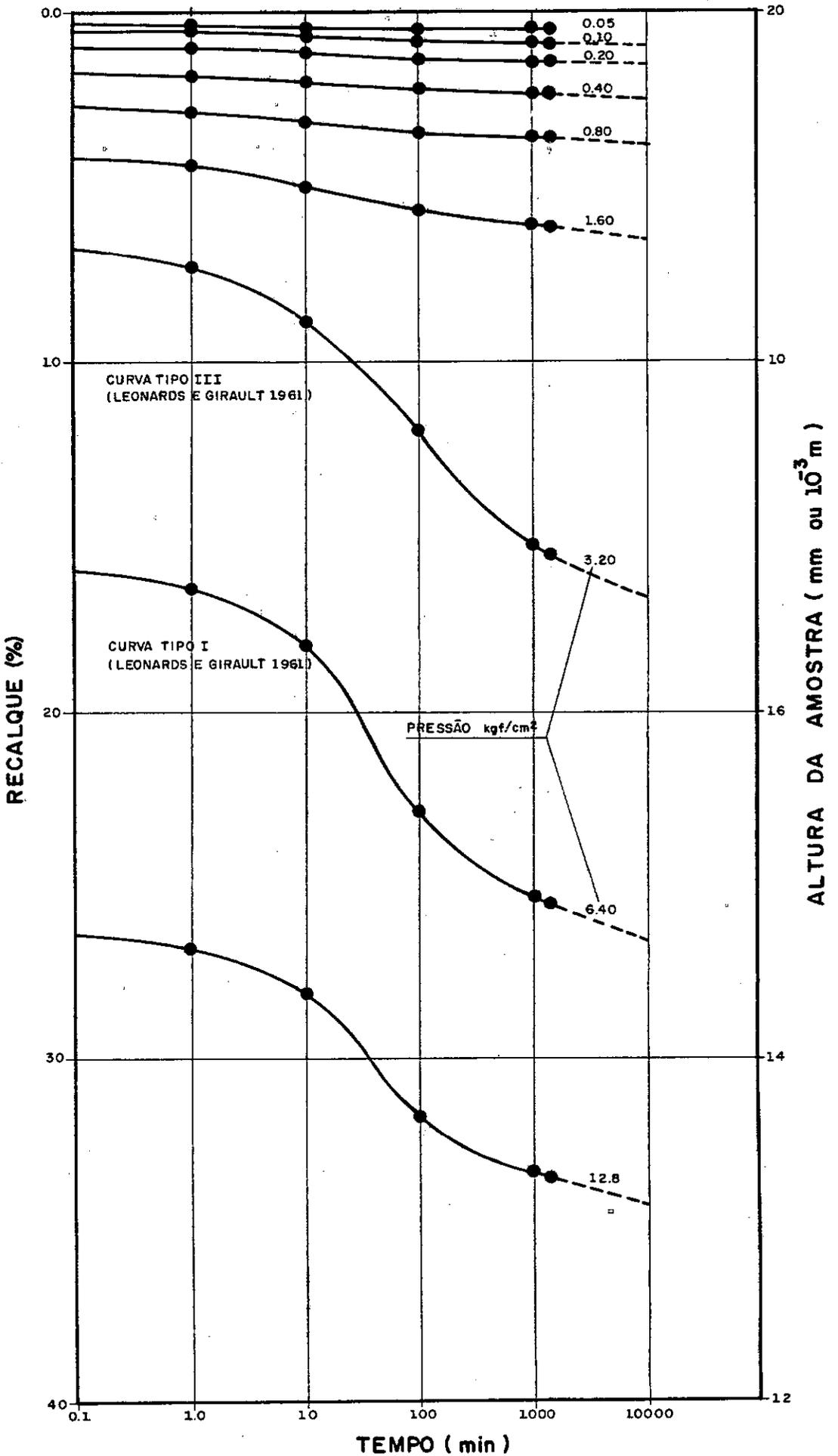


Fig. 4.22 - CURVAS RECALQUE VS TEMPO - ENSAIO AV 2 - 23 / AMOSTRA SEMI-INDEFORMADA DE BOA QUALIDADE.

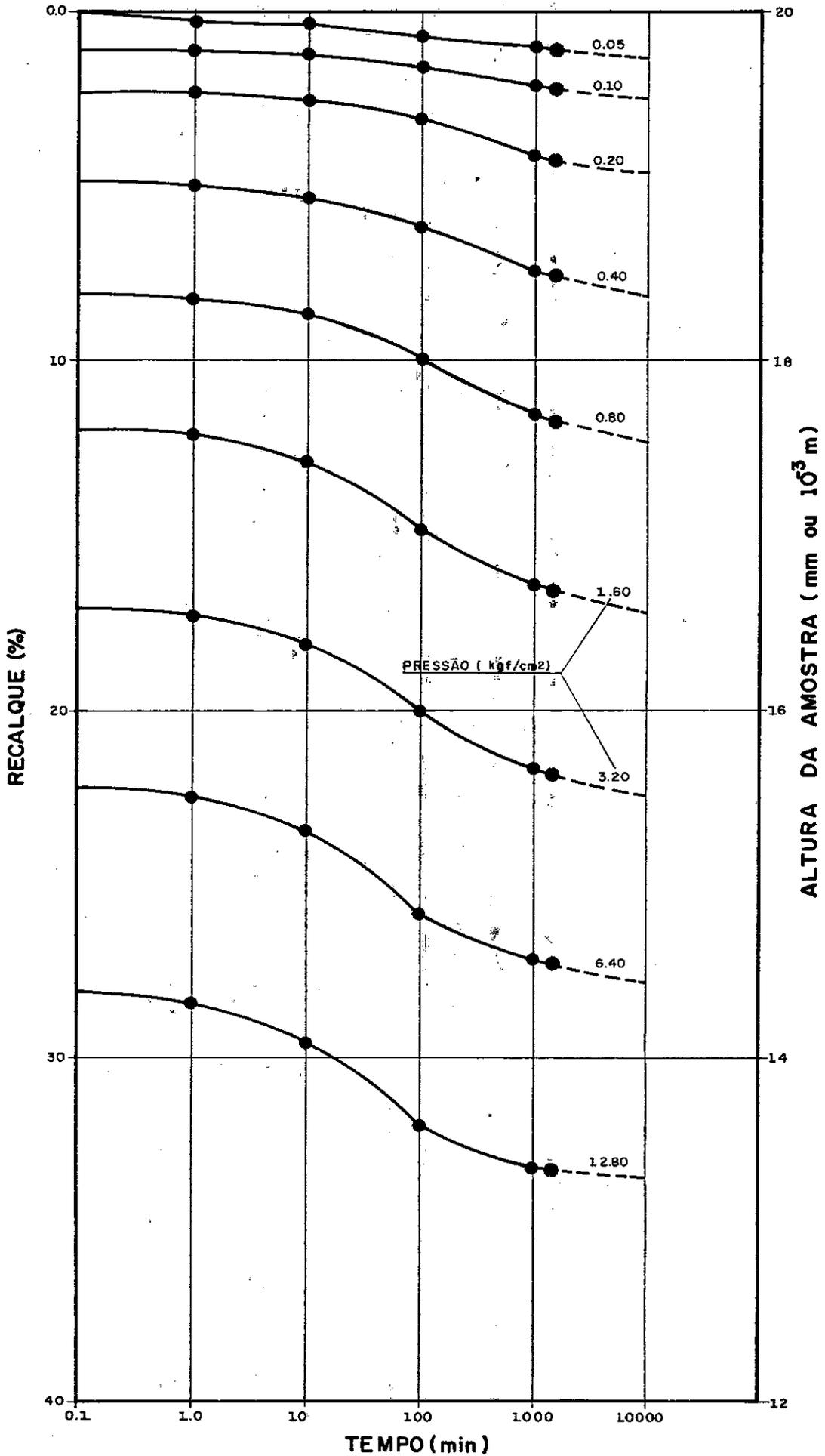


Fig.4.23 - CURVAS RECALQUE VS TEMPO - ENSAIO AV 34 - 23
CORPO DE PROVA COMPLETAMENTE AMOLGADA NO/

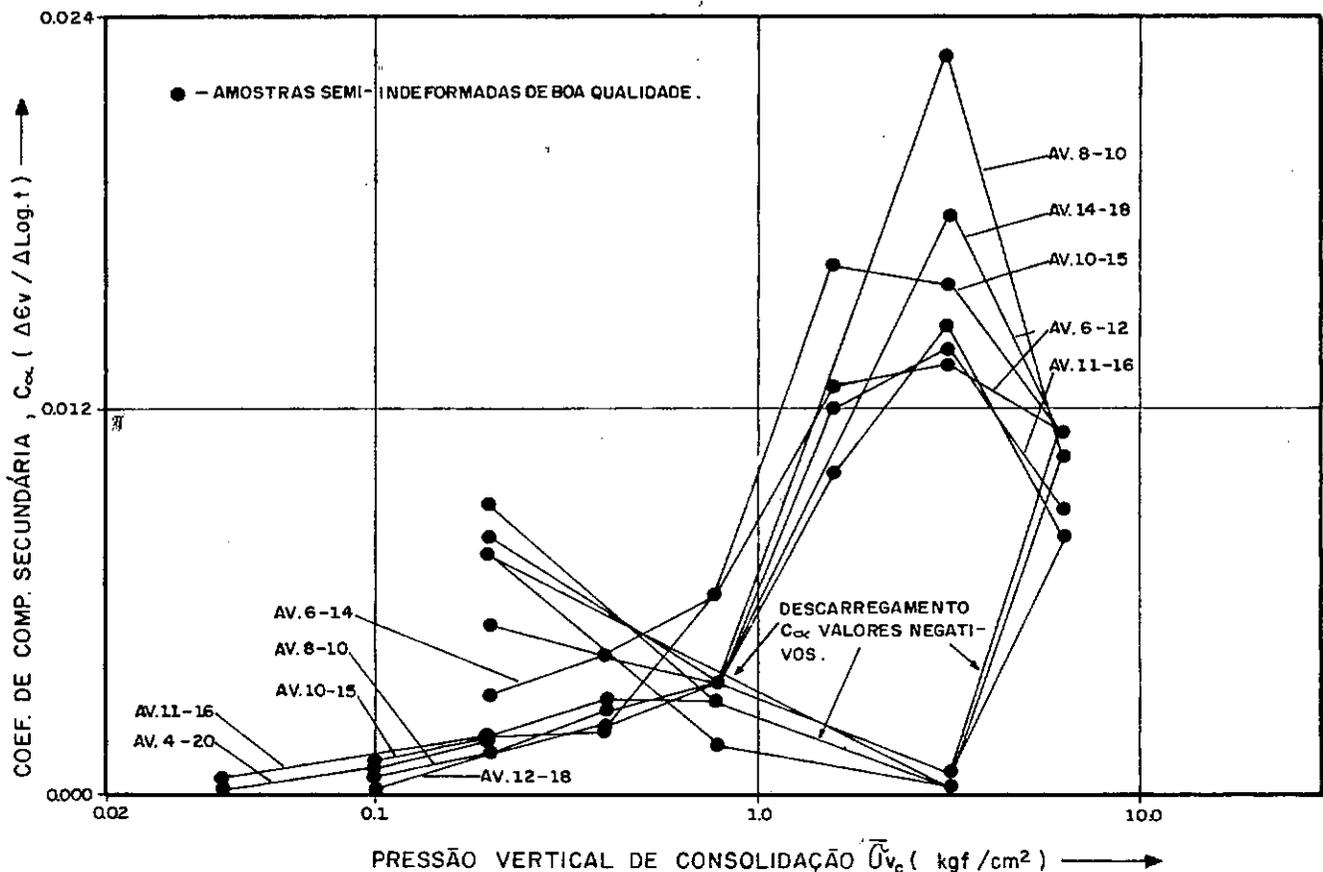
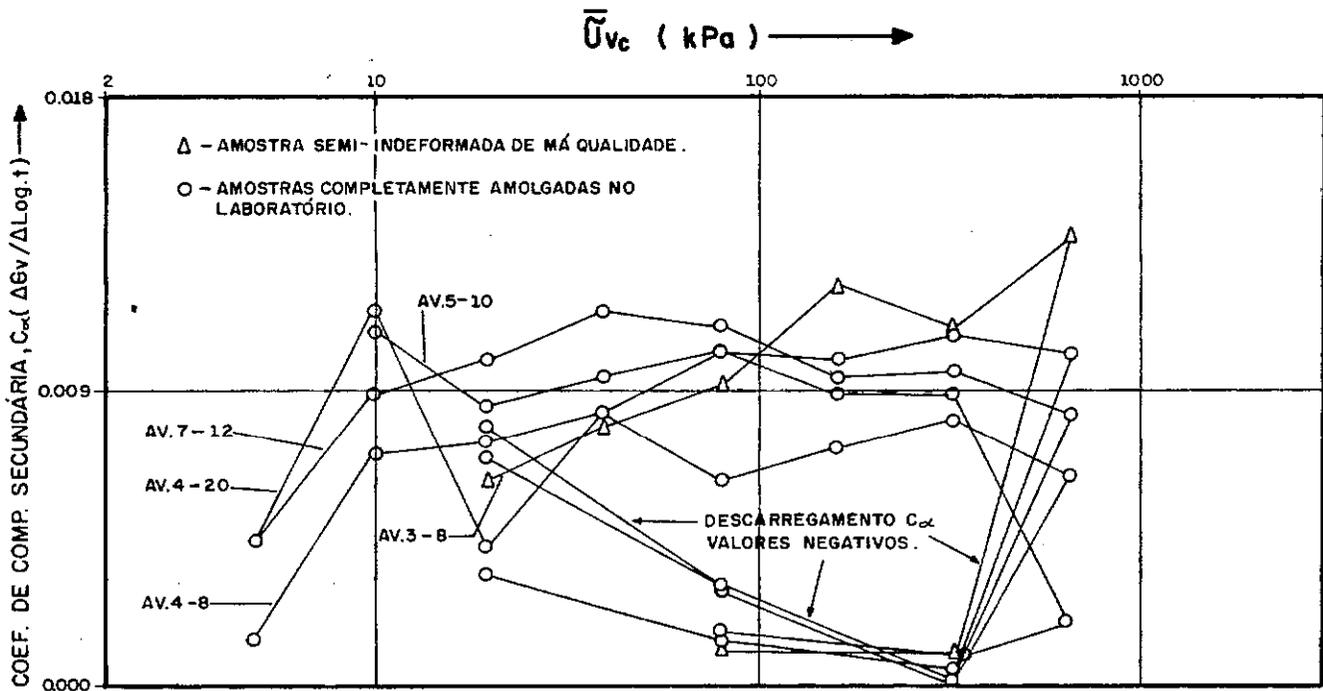


Fig. 4.24 - CURVAS C_{α} VS Log. \bar{U}_{vc} .

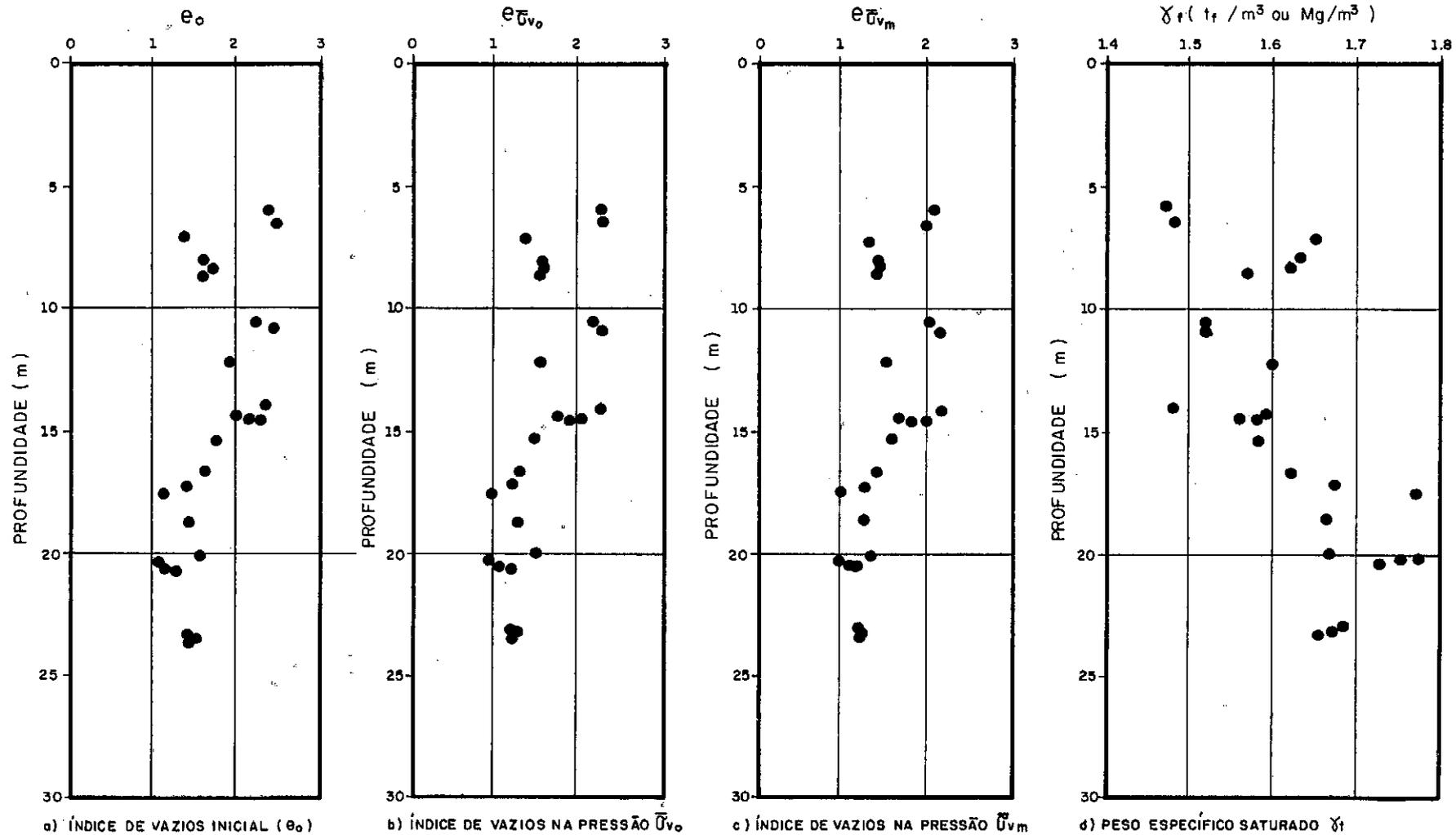
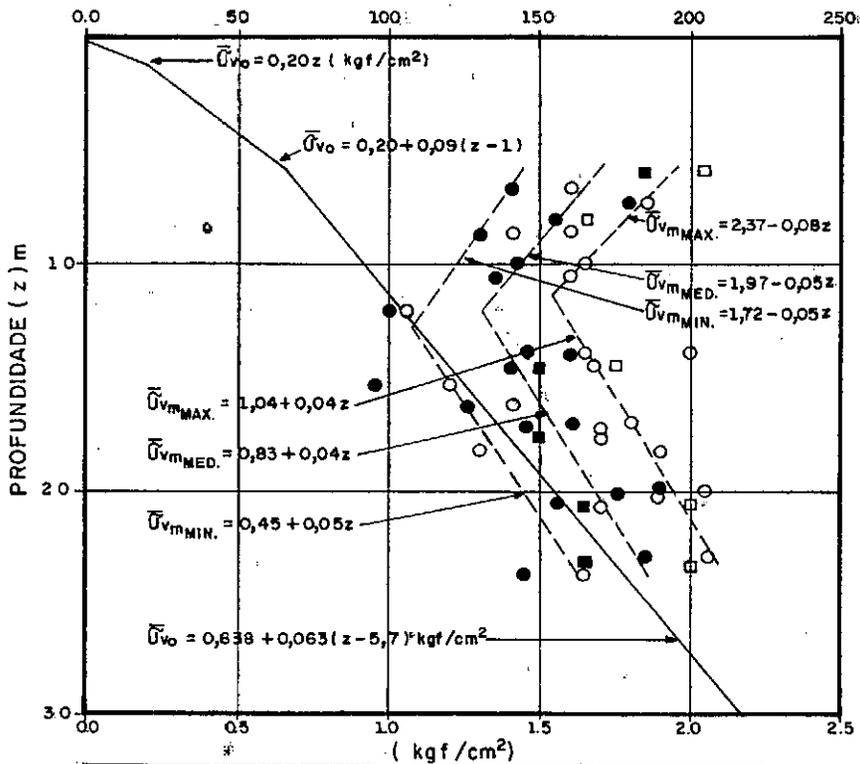
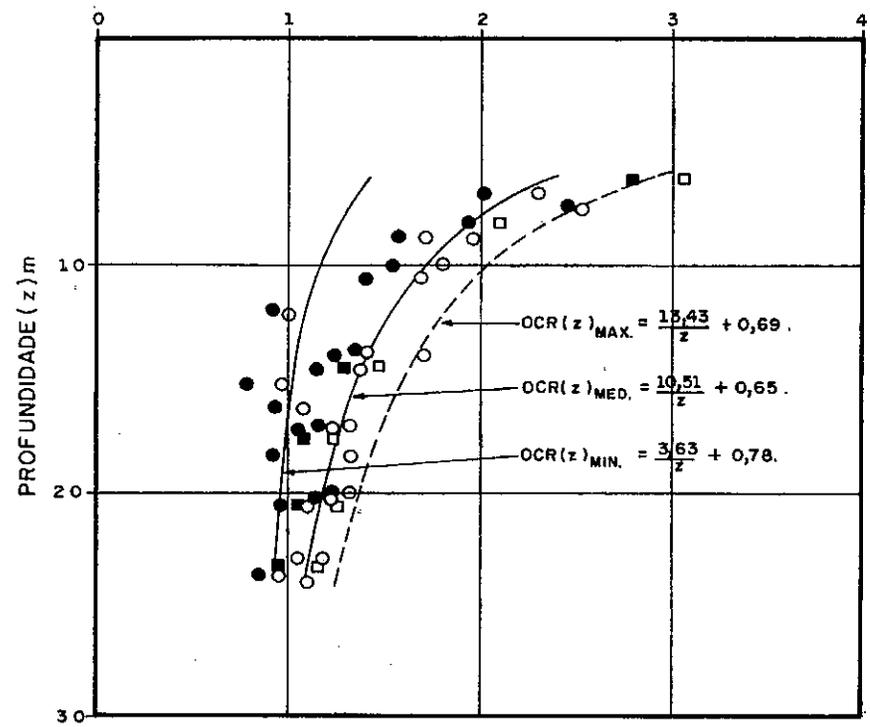


Fig. 4.25 – VALORES DE ÍNDICE DE VAZIOS E PESO ESPECÍFICO VS PROFUNDIDADE ENSAIOS DE ADENSAMENTO.

PRESSÃO EFETIVA VERTICAL (kPa)



OCR = $\bar{\sigma}_{vm} / \bar{\sigma}_{v0}$

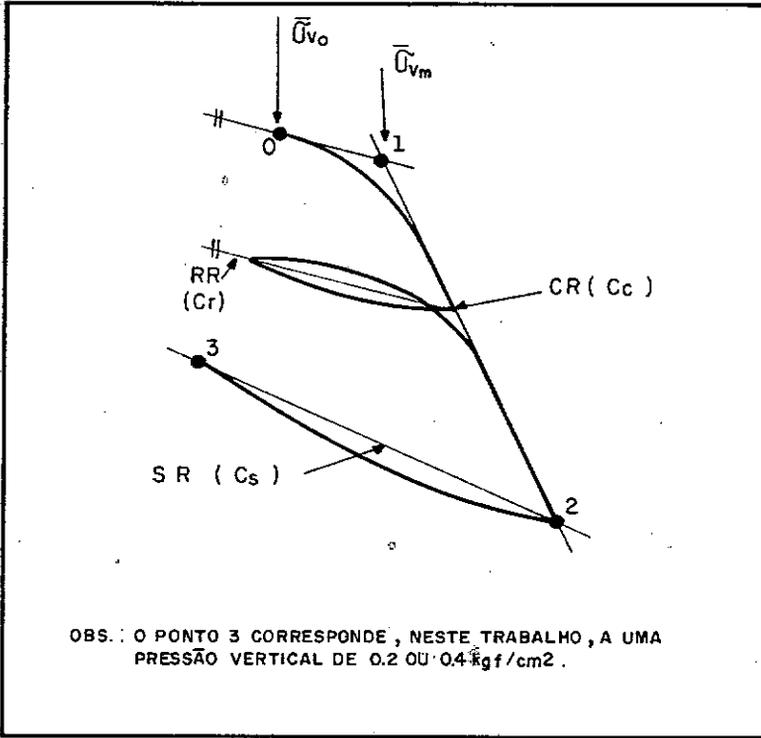


ACRESCIMO DE PRESSÃO	SÍMBOLOGIA	
	d_f	d_{100}
$\Delta \bar{\sigma}_v / \bar{\sigma}_{v0} = 1$	●	○
$\Delta \bar{\sigma}_v / \bar{\sigma}_{v0} < 1$	■	□

Fig. 4.26 – HISTÓRIA DE TENSÕES – ENSAIOS DE ADENSAMENTO.

Log. PRESSÃO VERTICAL DE CONSOLIDAÇÃO (Log \bar{U}_{v_c})

DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA VERTICAL (%)



$$\epsilon_v = \frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

$$RR = \frac{(\epsilon_v)_1}{(\Delta \text{Log } \bar{U}_{v_c})_{0-1}}$$

$$RR = \frac{C_r}{1 + e_o}$$

$$CR = \frac{(\Delta \epsilon_v)_{1-2}}{(\Delta \text{Log. } \bar{U}_{v_c})_{1-2}}$$

$$CR = \frac{C_c}{1 + e_o}$$

$$SR = \frac{-(\Delta \epsilon_v)_{2-3}}{(\Delta \text{Log. } \bar{U}_{v_c})_{2-3}}$$

$$SR = \frac{C_s}{1 + e_o}$$

Fig. 4.27 - ENSAIOS ADENSAMENTO - OBTENÇÃO DE PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE.

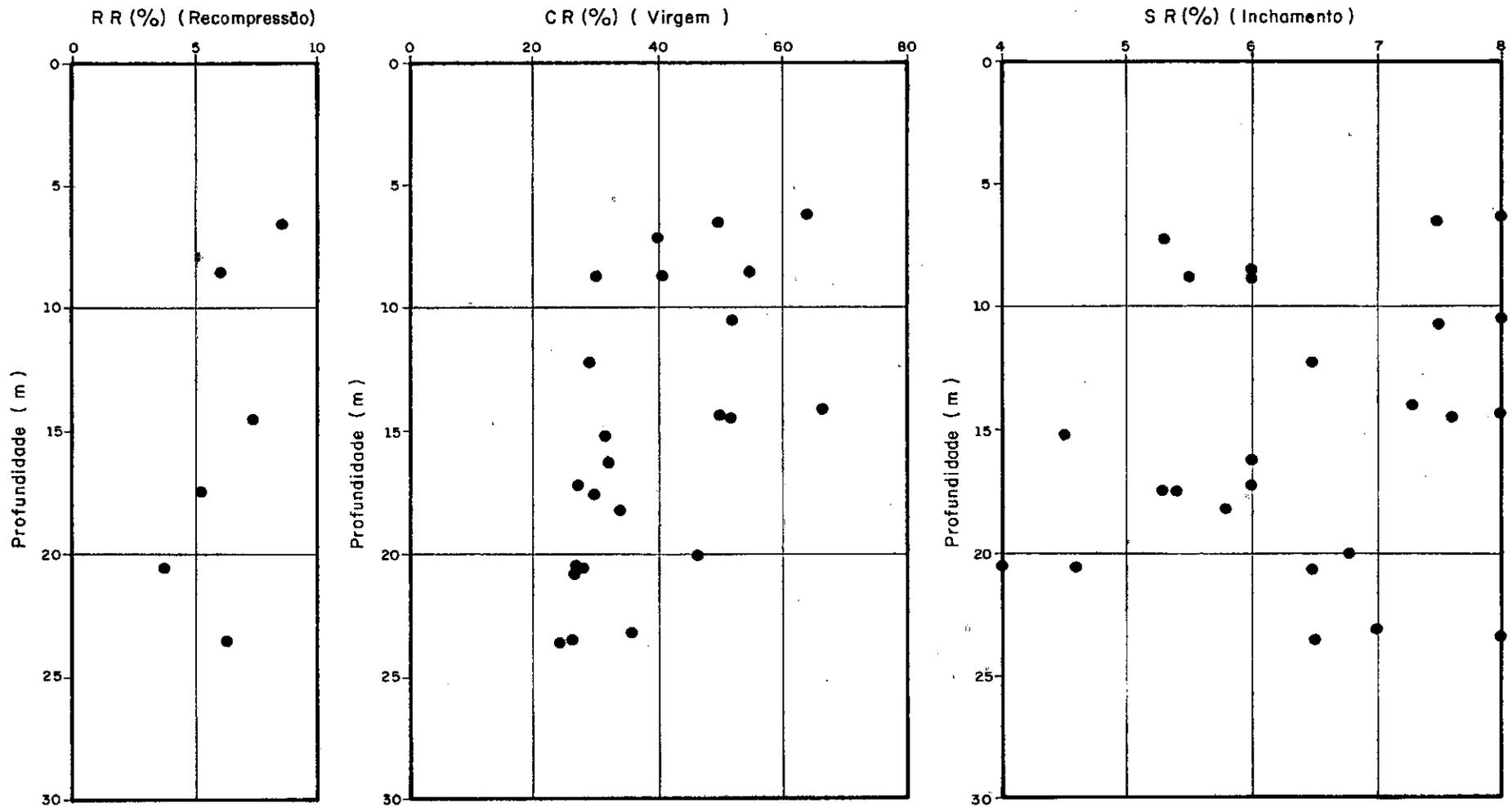


Fig.4.28 - PARÂMETROS RR , CR E SR VS PROFUNDIDADE. ENSAIO DE ADENSAMENTO .

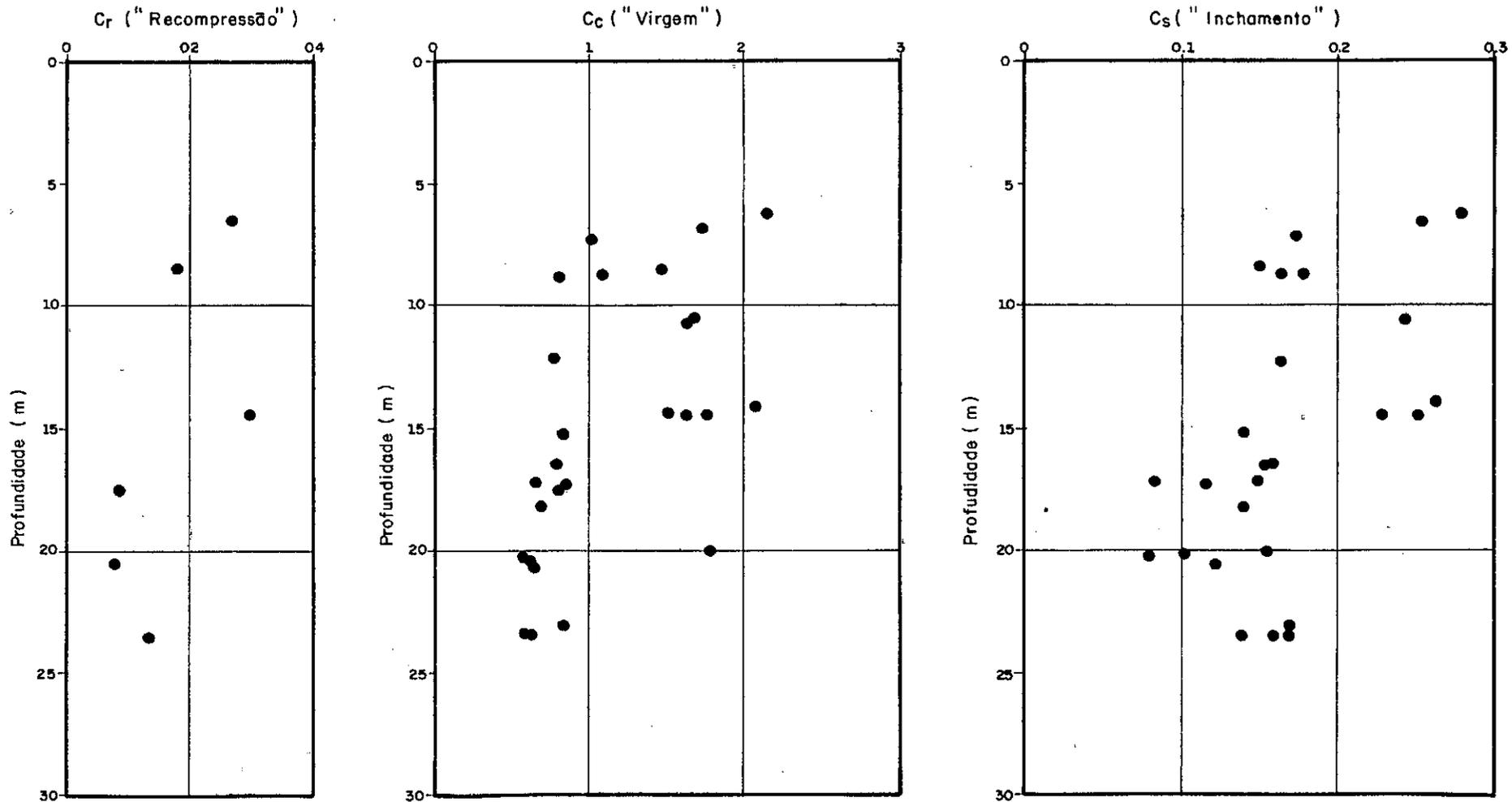


Fig.4.29-PARÂMETROS C_r , C_c E C_s VS PROFUNDIDADE.
ENSAIOS DE ADENSAMENTO.

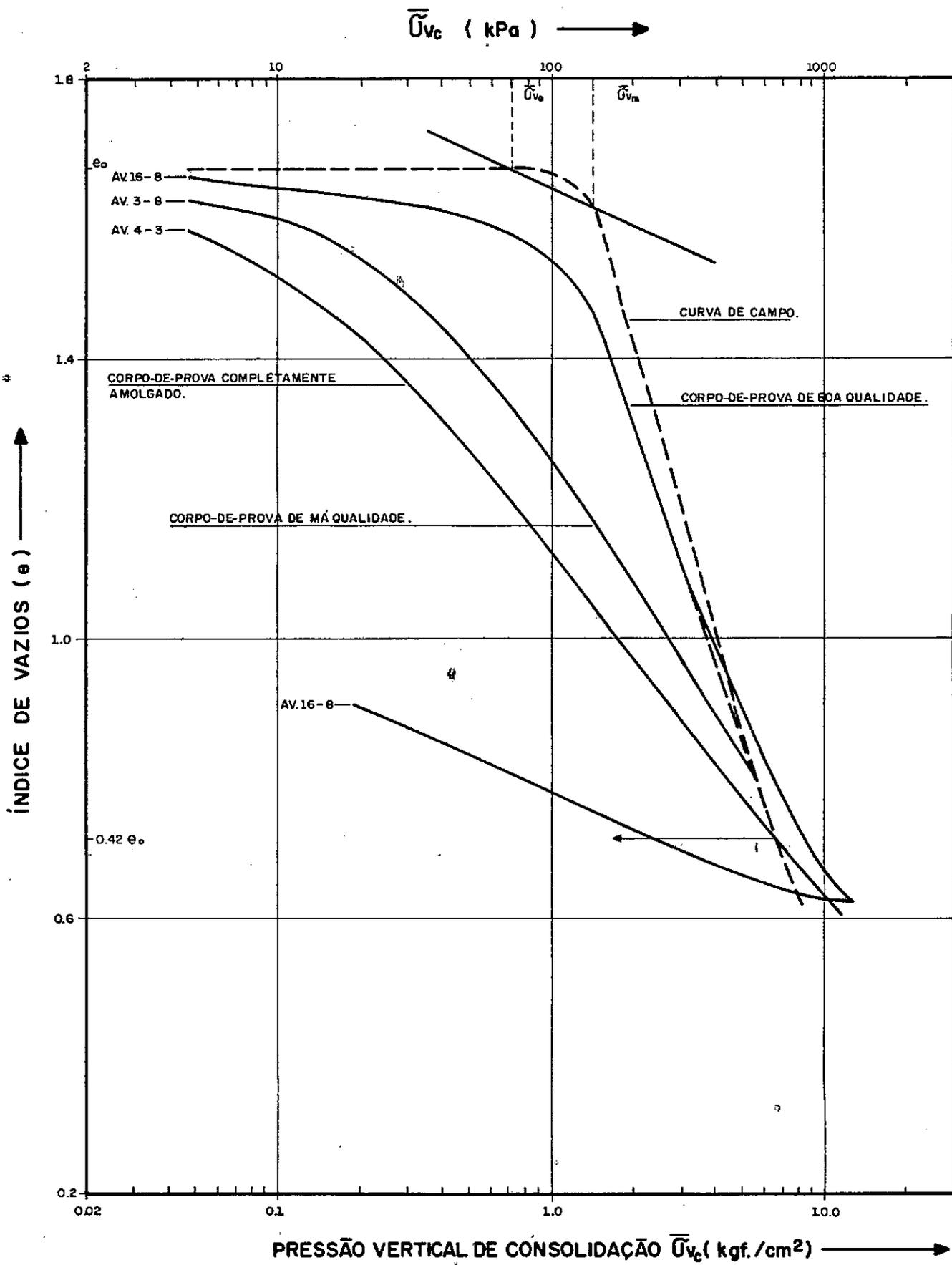
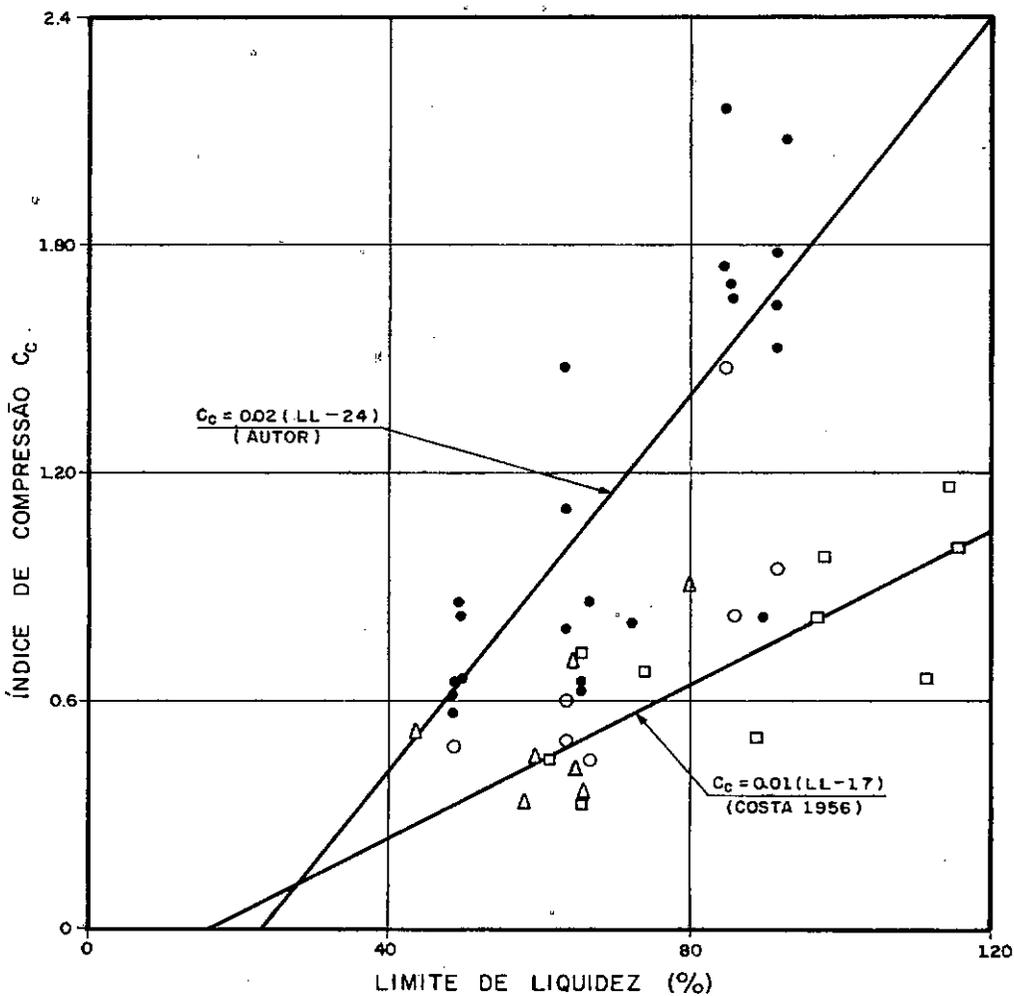


Fig.4.30 — RECONSTRUÇÃO DA CURVA DE COMPRESSÃO UNI - DIMENSIONAL DE CAMPO — MÉTODO DE SCHMERTMANN (1955).



PESQUISADORES	QUALIDADE DA AMOSTRA	SÍMBOLO
ÂNGELO COSTA (1956)	INDEFORMADA	□
AMORIM (1975)	INDEFORMADA	△
AUTOR	SEMI-INDEFORMADA DE BOA QUALIDADE.	●
AUTOR	SEMI-INDEFORMADA DE MÁ QUALIDADE E AMOLGADA.	○

Fig.4.31 – RELAÇÃO ENTRE O ÍNDICE DE COMPRESSÃO E O LIMITE DE LIQUIDEZ .

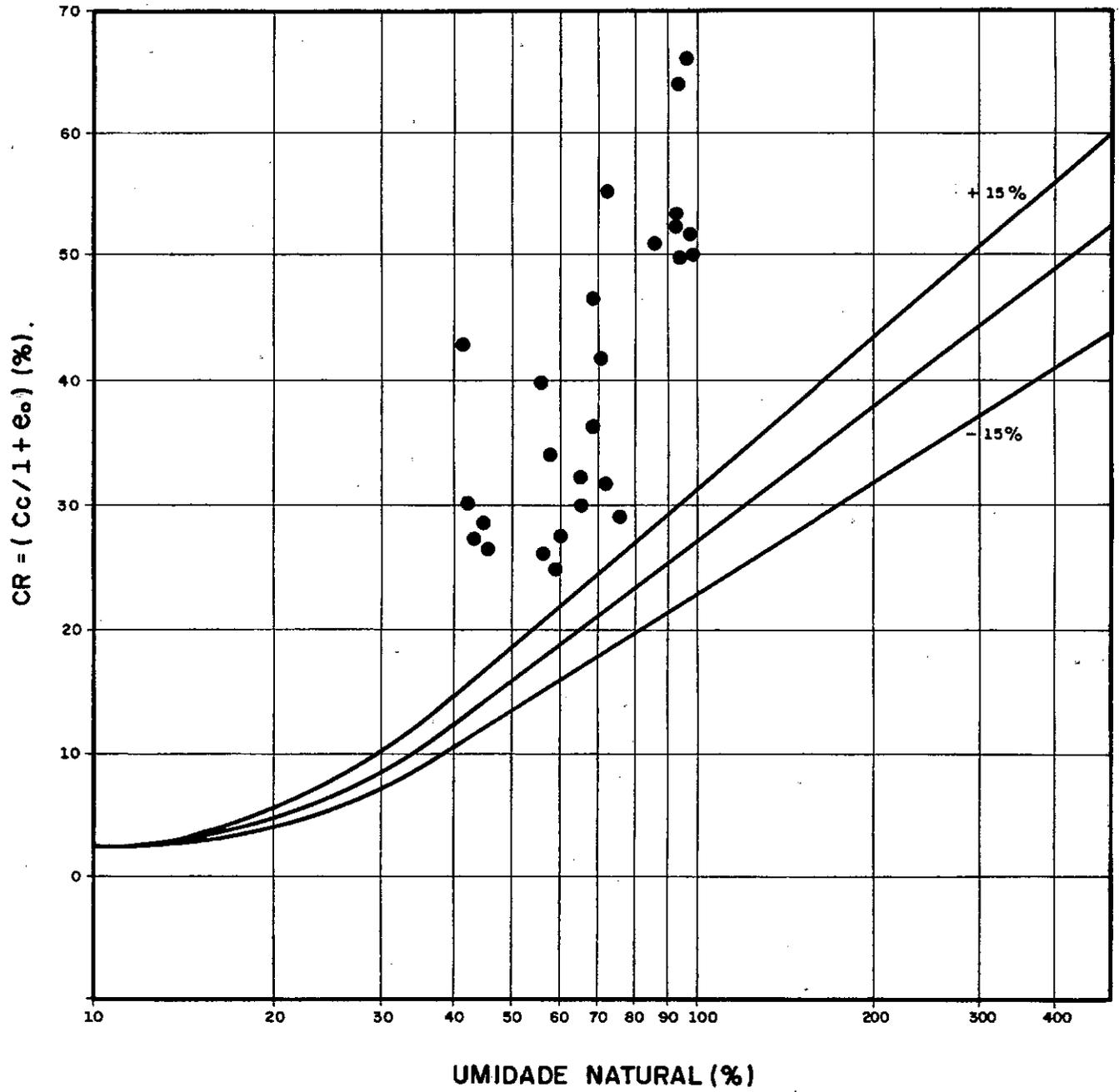


Fig. 4.32 - CURVAS CR VS Log.W , LAMBE (1969) .

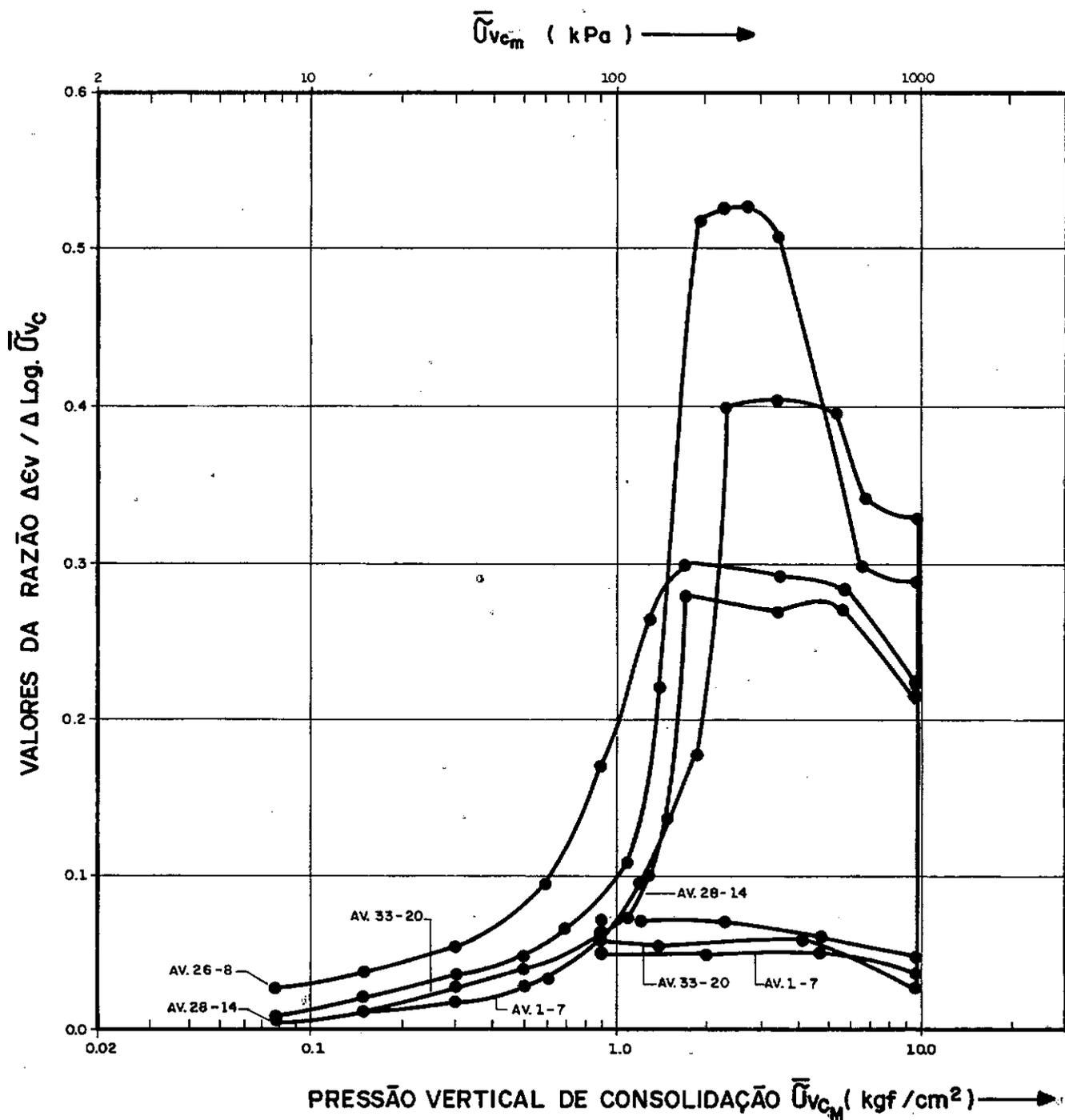


Fig. 4.33 - VARIACÃO DA RELAÇÃO $\Delta \epsilon_v / \Delta \text{Log. } \bar{U}_{vc}$ VS \bar{U}_{vcM}

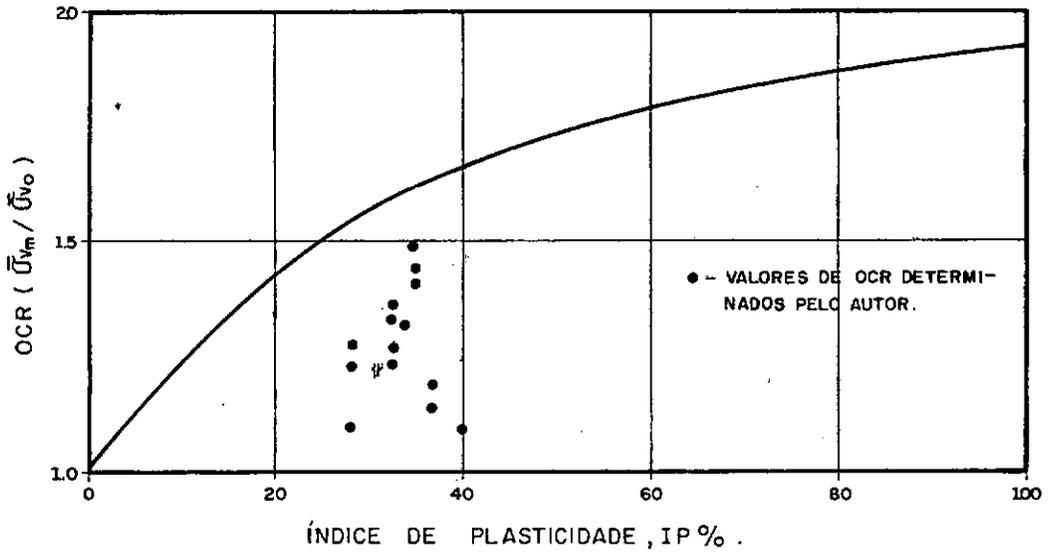


Fig.4.34 - CORRELAÇÃO APROXIMADA PARA ARGILA NORMALMENTE ADENSADA OCR VS IP (%) APUD BJERRUM (1973).

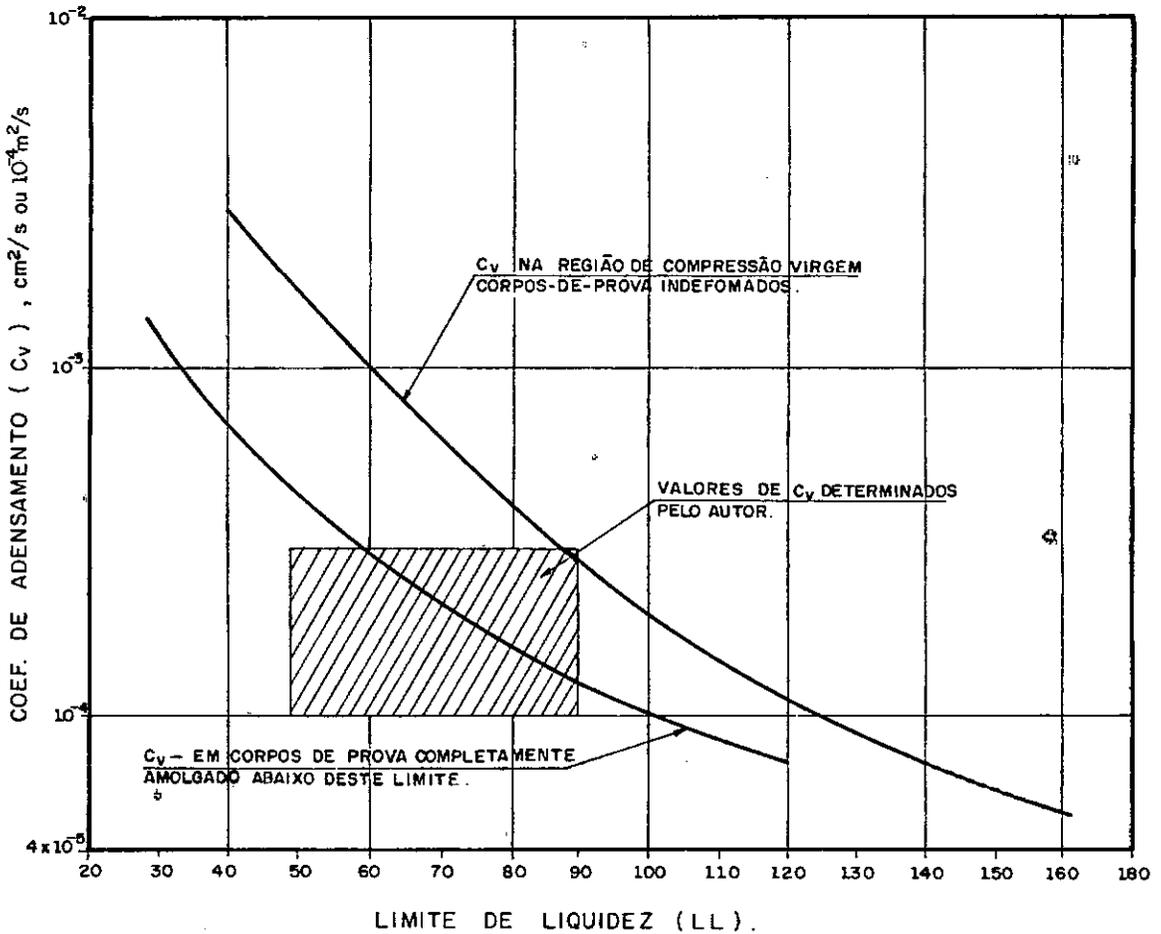
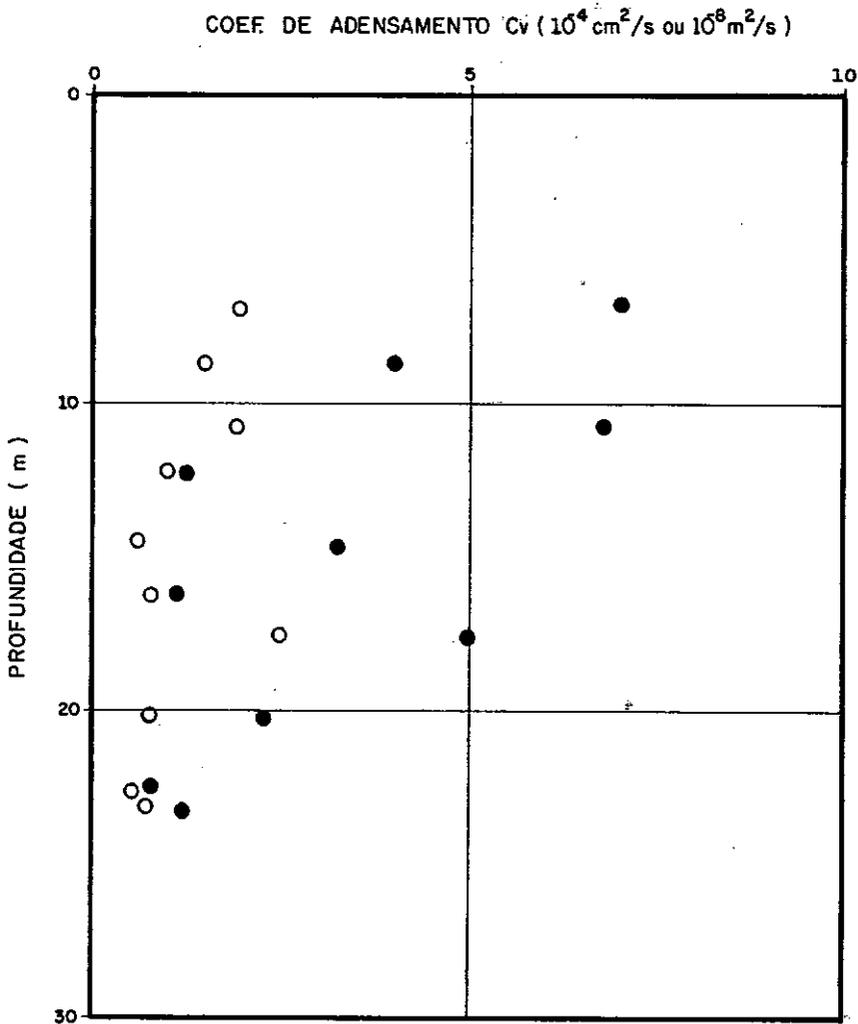


Fig.4.35 - CORRELAÇÃO APROXIMADA C_v VS LL.
(APUD NAVY DESIGN MANUAL DM-7).



SIMBOLO	COEFICIENTE DE ADENSAMENTO C_v MÉTODO Log. t
●	CORRESPONDENTE A PRESSÃO EFETIVA DAS TERRAS
○	CORRESPONDENTE A DUAS VEZÉS A PRESSÃO EFETIVA DAS TERRAS

Fig. 4.36 – VARIACÃO DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO PELO MÉTODO Log. t. (C_v) VERSUS PROFUNDIDADE PARA \bar{U}_{v0} E $2x\bar{U}_{v0}$.

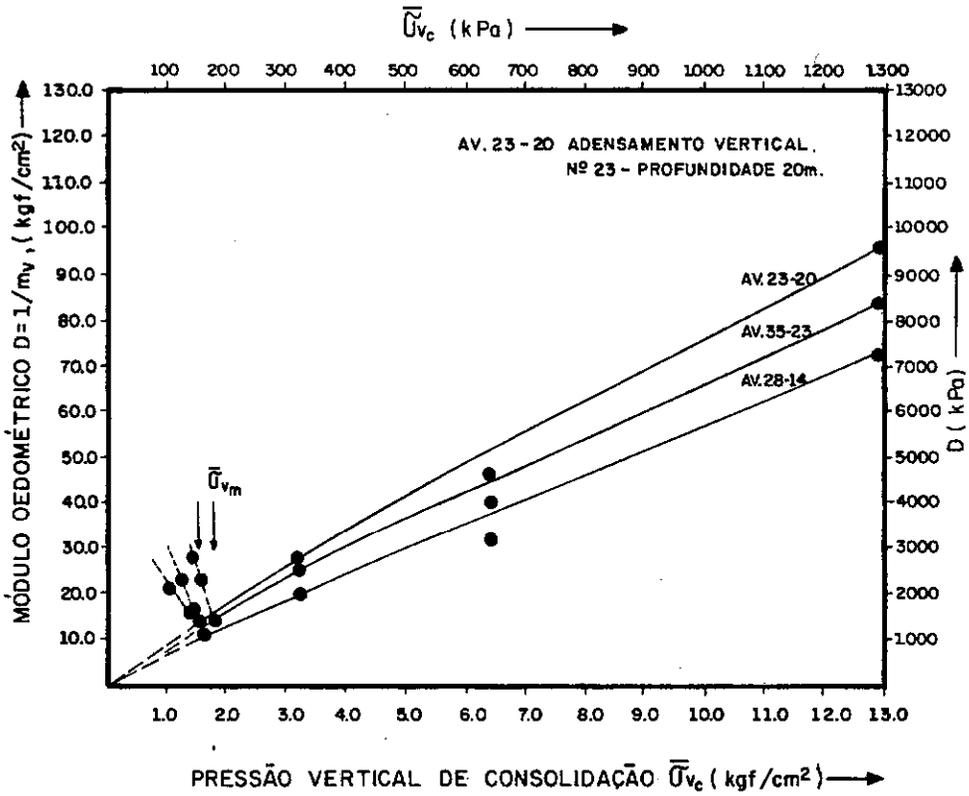


Fig. 4.37 - RESULTADOS TÍPICOS DO MÓDULO OEDOMÉTRICO

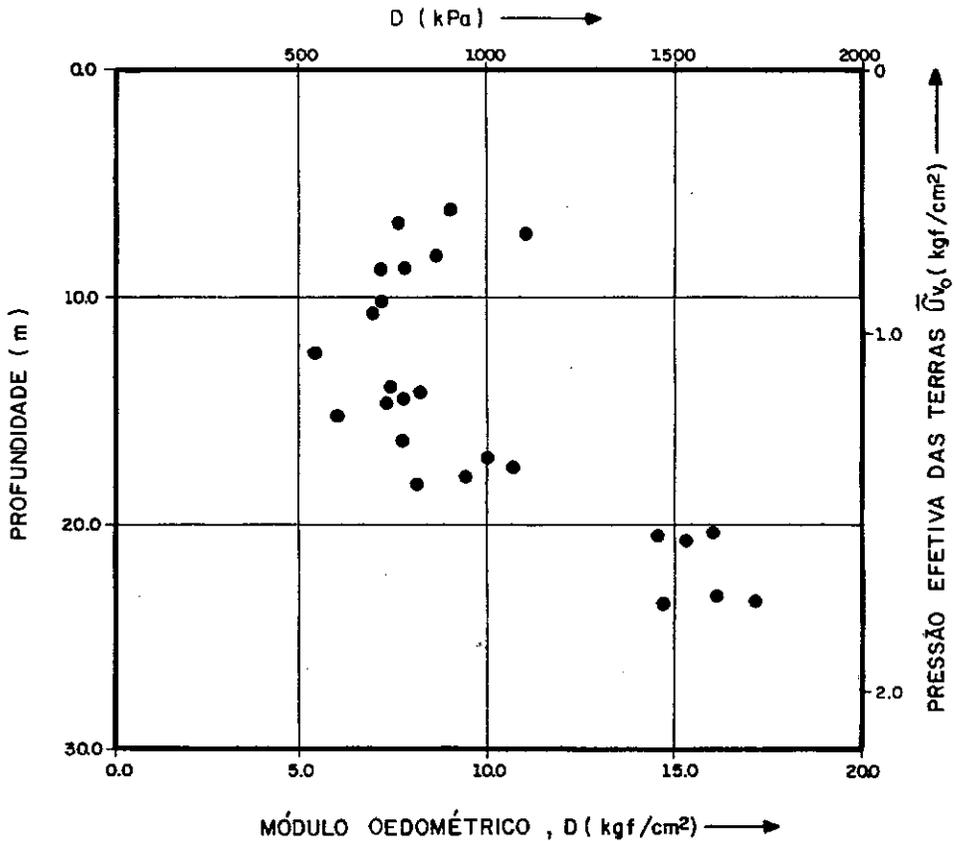
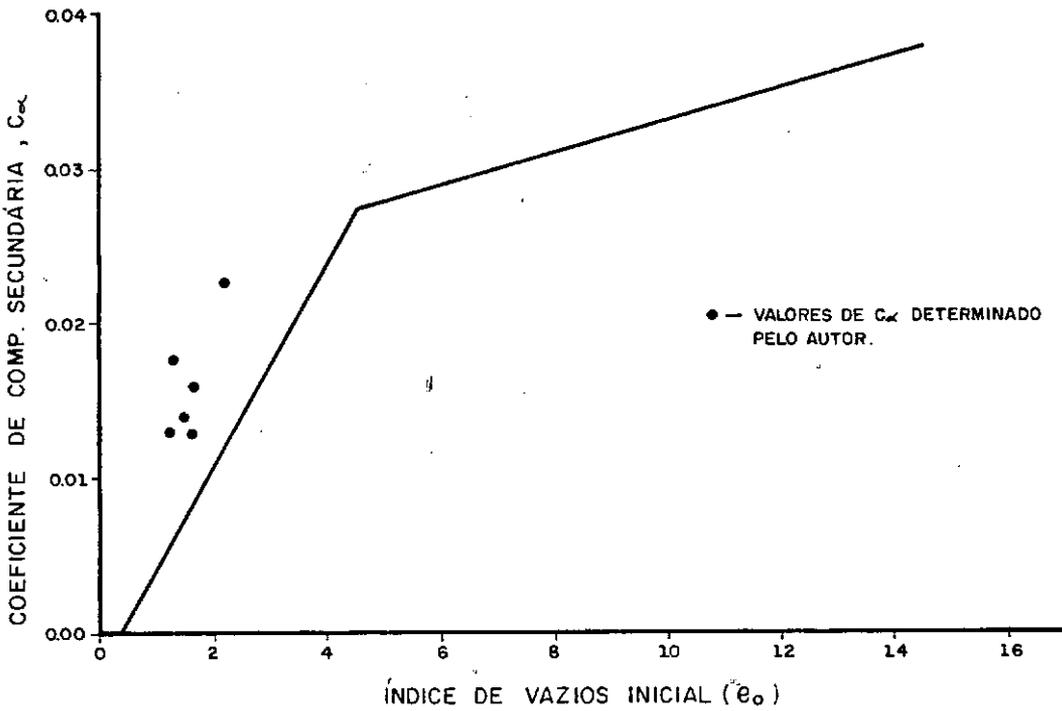
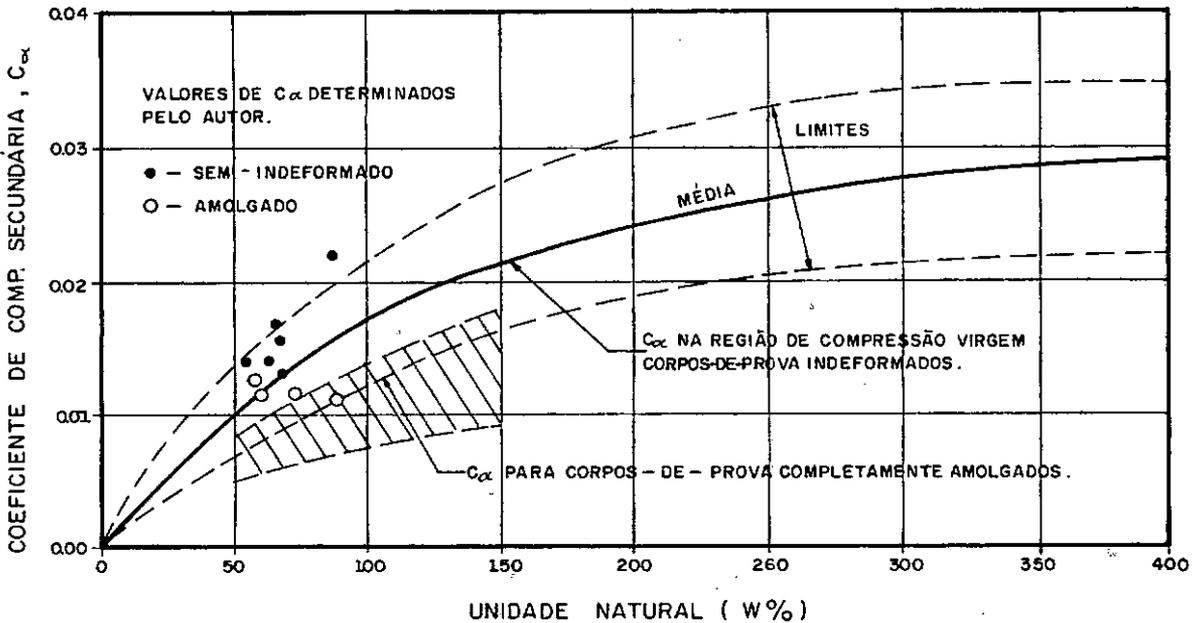


Fig. 4.38 - VALORES DO MÓDULO OEDOMÉTRICO CORRESPONDENTE A $\bar{\sigma}_{vm}$ VS PROFUNDIDADE E PRESSÃO EFETIVA DAS TERRAS.

a) C_{α} VS e_0 (APUD JOHNSON , 1970).b) C_{α} VS W% (APUD NAVY DESIGN MANUAL DM - 7).Fig. 4.39 - CORRELAÇÕES APROXIMADAS PARA O COEFICIENTE DE ADENSAMENTO SECUNDÁRIO (C_{α}).

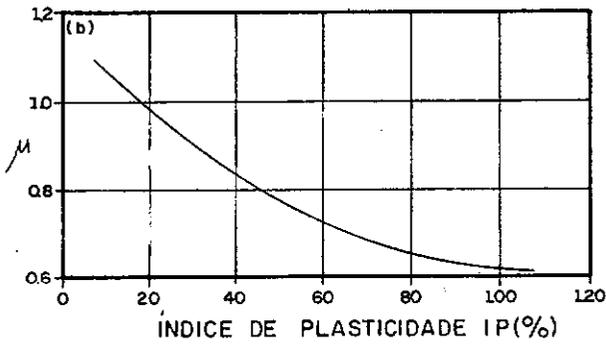


Fig.4.40 - FATOR DE CORREÇÃO PARA SER APLICADO A RESISTÊNCIA NÃO / DRENADA DE PALHETA DE CAMPO PARA ARGILA BJERRUM - (1972).

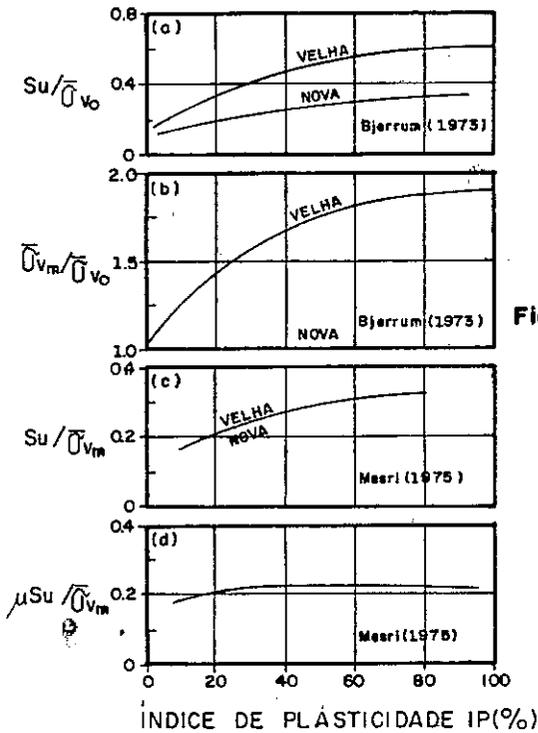
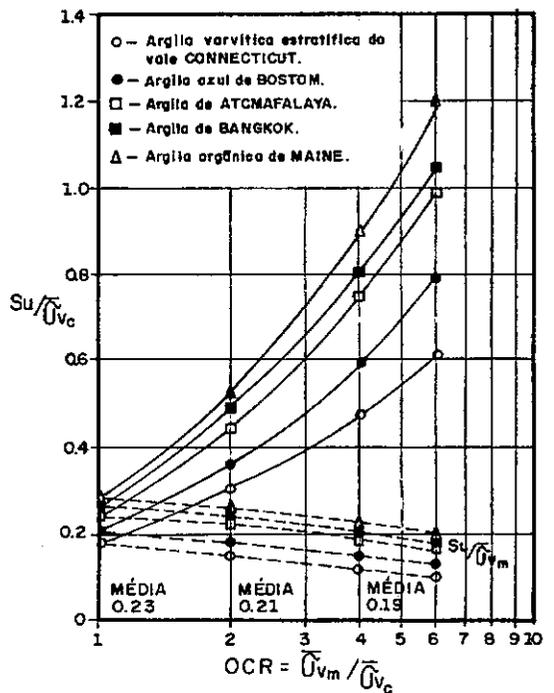


Fig.4.41 - RAZÕES TÍPICAS PARA ARGILAS NORMALMENTE ADENSADAS.

Fig. 4.42 - VARIACÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA NORMALIZADO COM OCR PARA CINCO ARGILAS (LADD E FOOTT 1974) E AS RAZÕES CORRESPONDENTES DO / $S_u / \bar{\sigma}_{vm}$ OBTIDAS POR TRAK E OUTROS (1980).



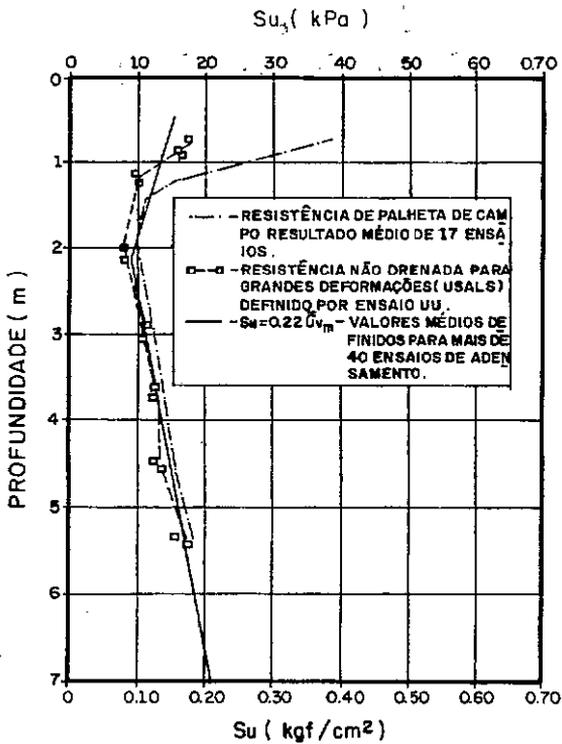


Fig. 4.43 - VARIACÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DA ARGILA DE SAINT-ALBAM COM A PROFUNDIDADE DE POR VÁRIOS MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO.

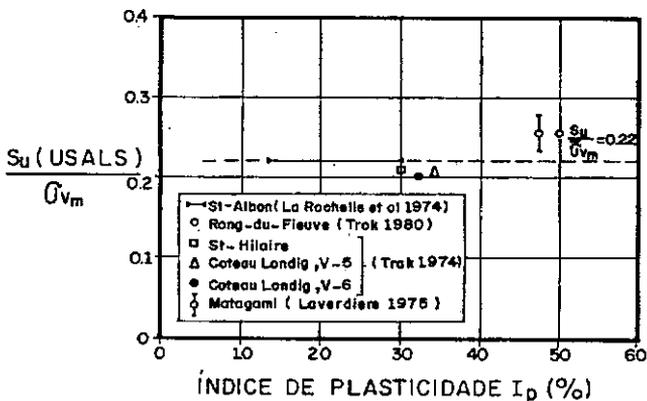
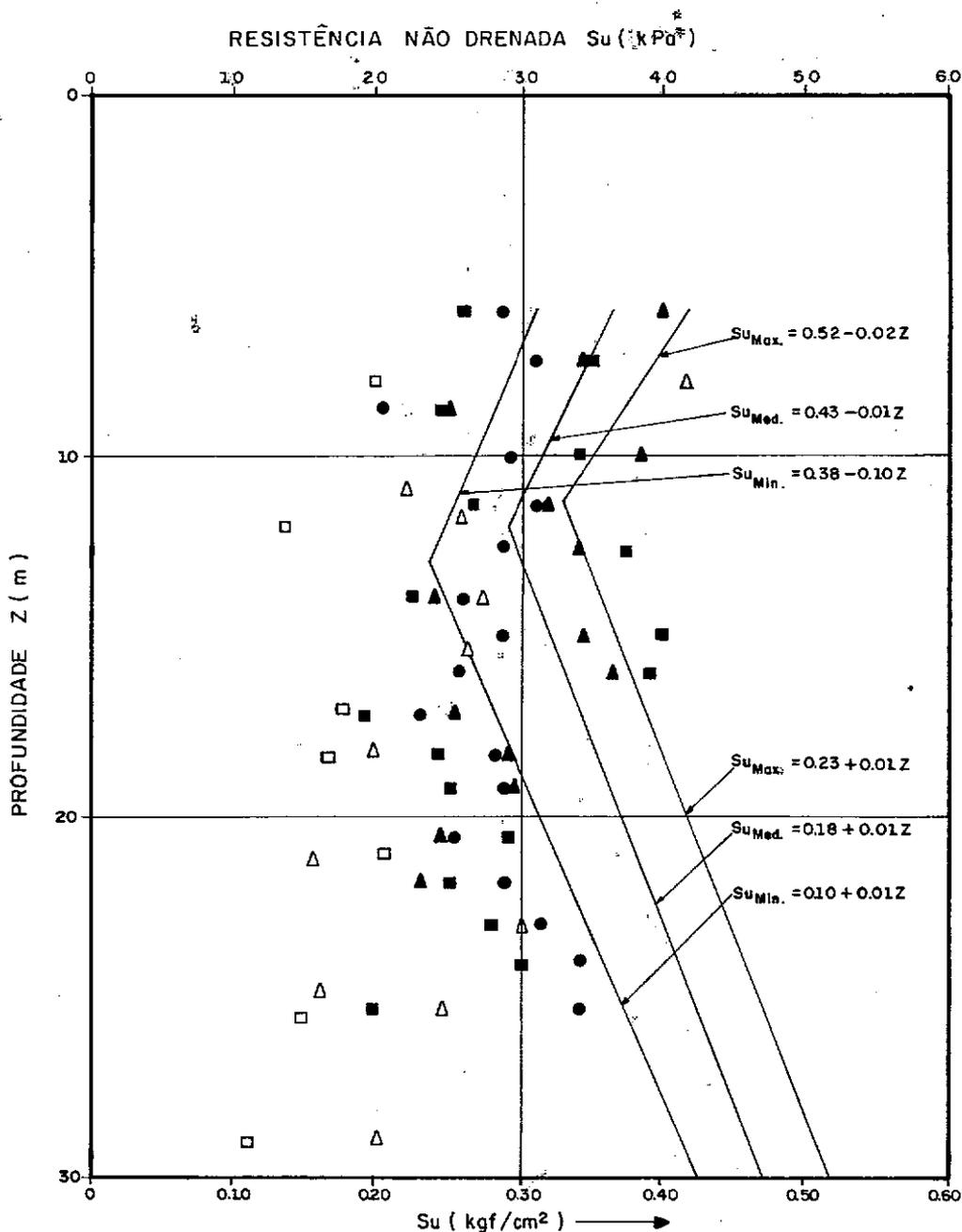


Fig. 4.44 - VALORES DE $S_u = 0.22 \bar{\sigma}_{vm}$ E DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA PARA GRANDE DEFORMAÇÃO / (USALS) PARA DIFERENTES TIPOS DE ARGILA SENSIVEL EM QUEBEC.



AUTOR	TEIXEIRA (1972)		AMORIM (1975)	
	SIMBOLOGIA	VELOCIDADE DE DEFORMAÇÃO	SIMBOLOGIA	VELOCIDADE DE DEFORMAÇÃO
PALHETA CAMPO	●	2°/mim	—	—
UU	▲	7,5%	△	0,91%/mim
COMPRESSÃO SIMPLES	■	7,5%	□	0,91%/mim

Fig. 4.45 — RESISTÊNCIA NÃO DRENADA — COMPARAÇÃO DE S_u OBTIDO PELA RELAÇÃO $S_u = 0.22 \bar{U}_{vm}$ COM RESULTADOS DE TRABALHOS ANTERIORES.

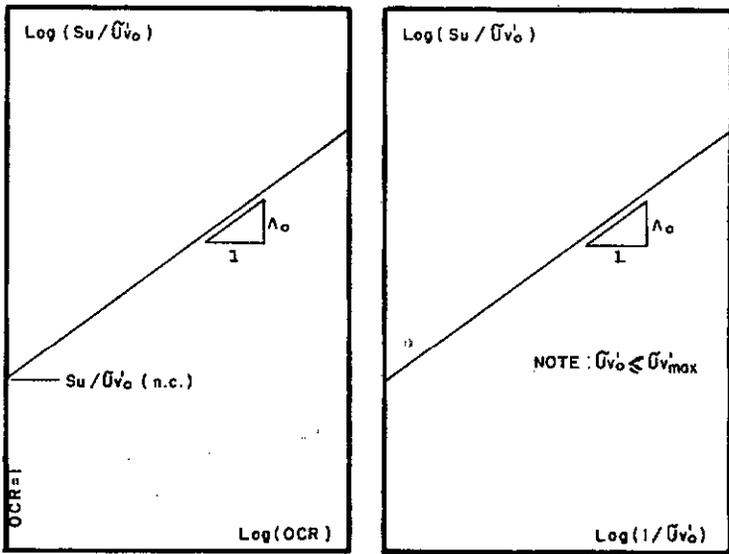


Fig. 4.46 - DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO PORO PRESSÃO DO ESTADO CRÍTICO QUANDO SE CONHECE OCR E QUANDO NÃO SE CONHECE.

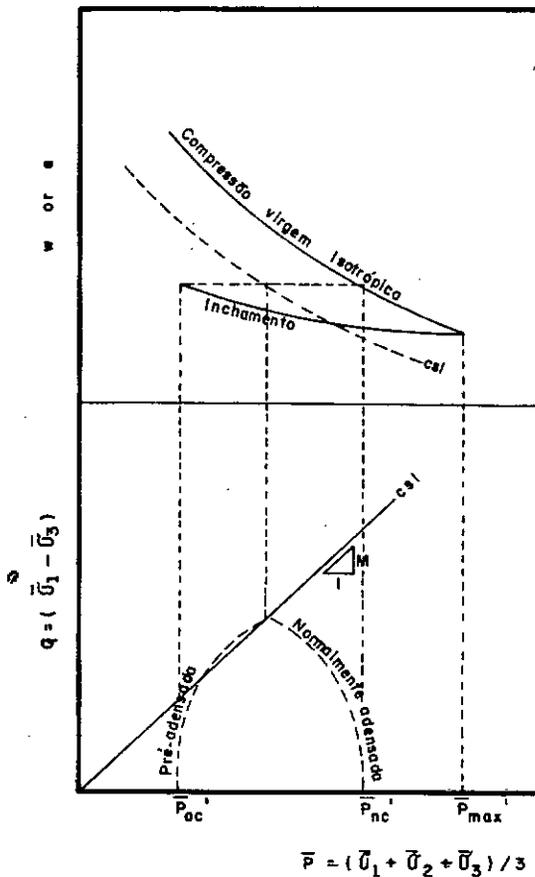


Fig. 4.47 - CONCEPÇÃO DE PRESSÃO EQUIVALENTES PARA SOLO NORMALMENTE ADENSADO E PRE-ADENSADO ISOTROPICAMENTE.

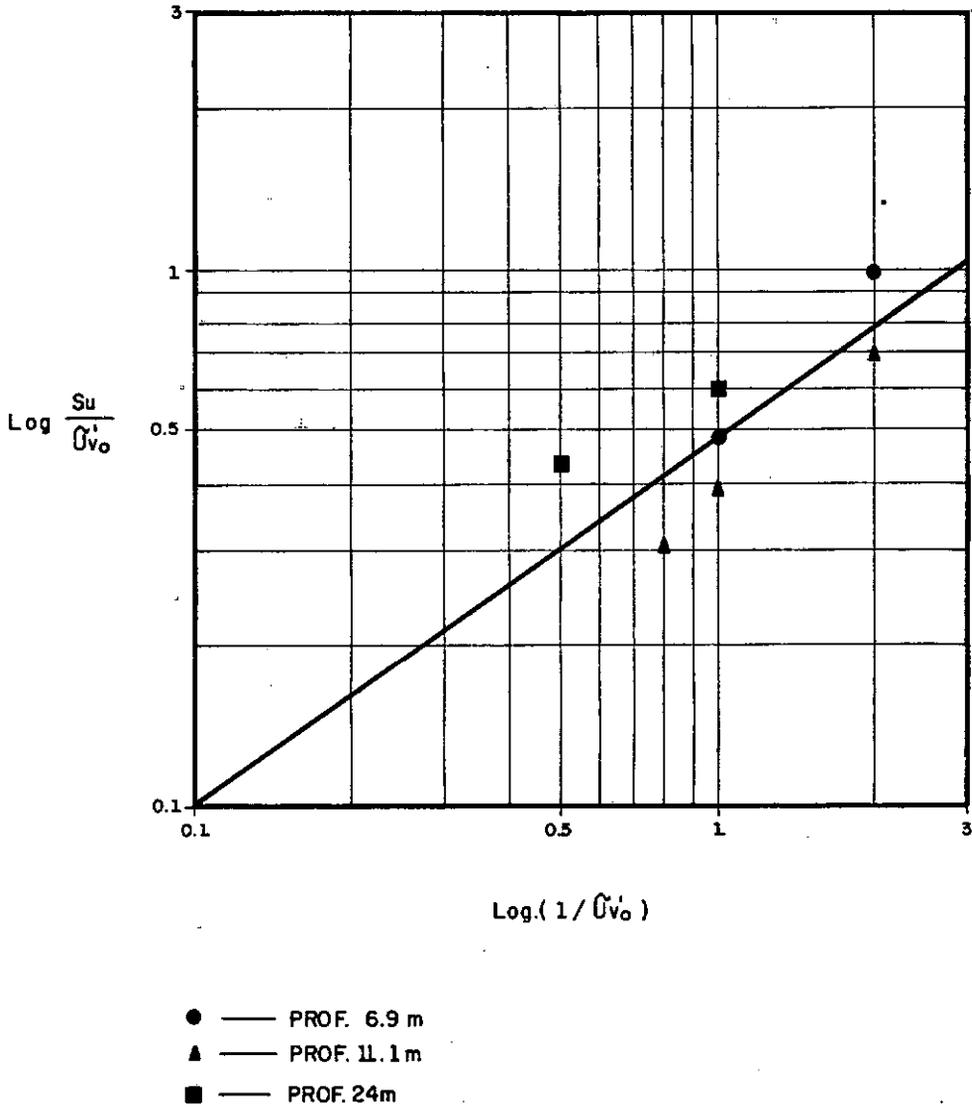


Fig. 4.48 — RELAÇÃO ENTRE $\text{Log} [Su / \sigma'_{v0}]$ E $\text{Log} [1 / \sigma'_{v0}]$ PARA ENSAIOS TRIAXIAIS \overline{CIU} , AMORIM (1975).

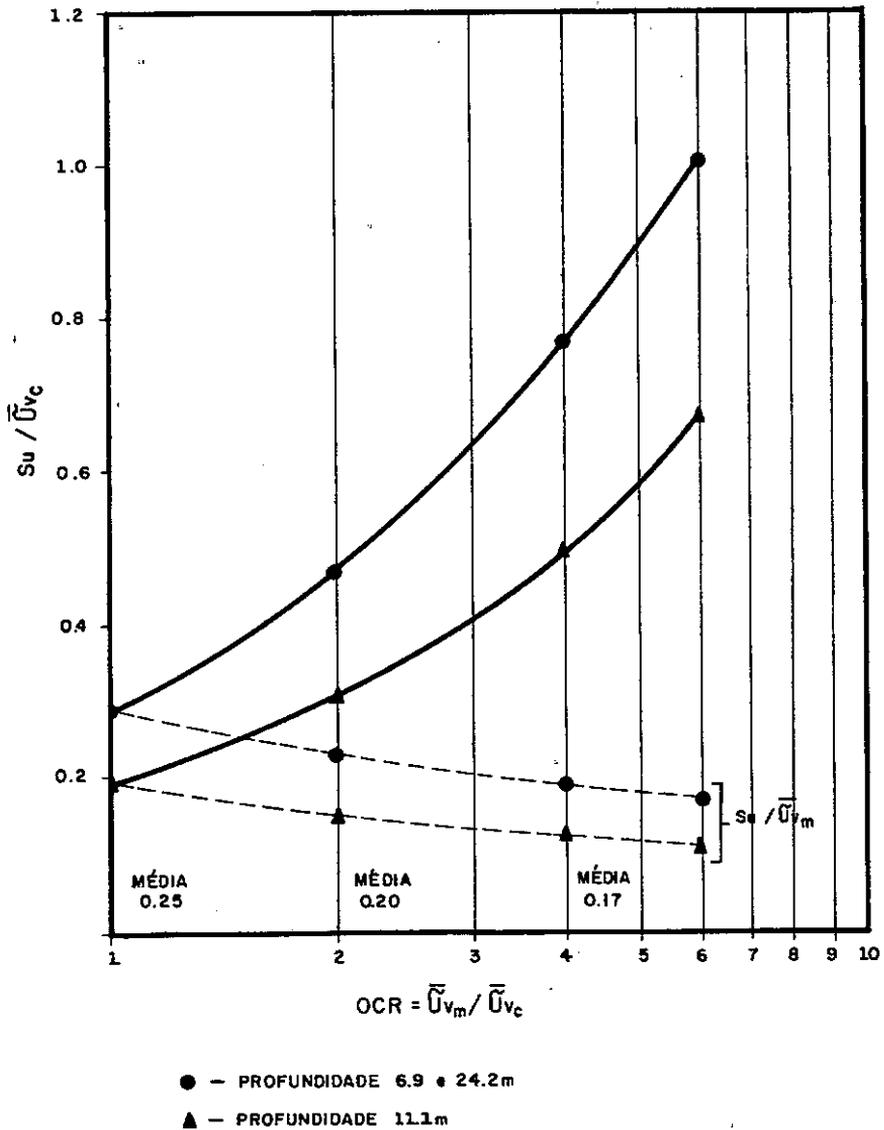
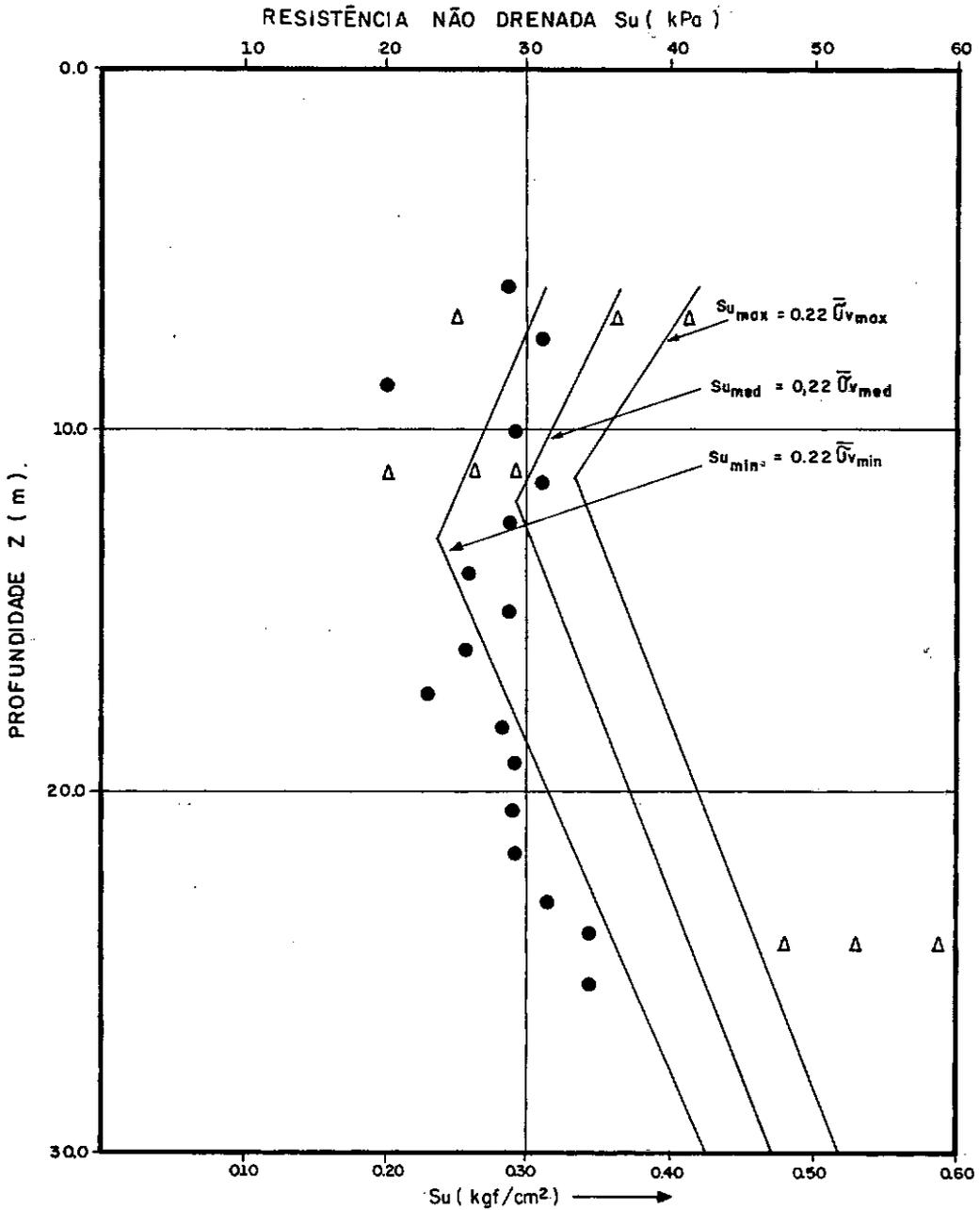


Fig. 4.49 - TENTATIVA DE APLICAR O"SHANSEP" LADD E FOOTT (1974) E AS RAZÕES CORRESPONDENTES DE S_u / \bar{U}_{vm} SUGERIDAS POR TRAK E OUTROS (1980) ATRAVÉS DO "CAM - CLAY" SCHOFIELD E WROTH (1968) A ARGILA DO RECFE .



SIMBOLOGIA	RESISTÊNCIA NÃO DRENADA S_u
●	ENSAIO DE PALHETA DE CAMPO TEIXEIRA (1972)
Δ	CRITÉRIO DO "CAM - CLAY" SCHOFIELD, WHOTH (1968)
—	ATRAVÉS DA RELAÇÃO $S_u = 0,22 \bar{U}_v$ TRAK e OUTROS (1980)

Fig.4.50 - RESISTÊNCIA NÃO DRENADA - COMPARAÇÃO DE S_u OBTIDO PELO "CAM-CLAY", PELA RELAÇÃO $S_u = 0,22 \bar{U}_v$ COM RESULTADOS DE ENSAIOS DE PALHETA DE CAMPO.

CAPÍTULO 5

**MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO A PARTIR
DE ENSAIOS DE ADENSAMENTO**

5 - MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO, A PARTIR DE ENSAIOS DE ADENSAMENTO

5.1 - INTRODUÇÃO

O método dos elementos ~~finitos~~, tem proporcionado uma poderosa técnica na análise de tensões e movimentos dos maciços de terra, já tendo sido aplicado em um grande número de problemas práticos incluindo: barragens de terra, escavações e interações entre estruturas e solos.

O comportamento do solo, que na realidade se apresenta inelástico, não linear e que depende grandemente da magnitude das tensões no solo, quando analisado por meio de modernos métodos numéricos de cálculo, com auxílio de computadores eletrônicos, requerem que as relações tensão-deformação do solo sejam convenientemente representadas para serem facilmente introduzidas na análise. Há duas formas de representação: a forma tubular e a funcional. Na primeira, a curva tensão-deformação do solo é representada por pares de valores indicando a tensão e a deformação em cada ponto da curva, e os parâmetros do material (E, μ) são determinados através de diferenciações e interpolações numéricas. Na fórmula funcional, a curva tensão-deformação é representada por uma função aritmética, e os parâmetros do solo são obtidos por derivações da função contínua. As funções mais usadas para representar o comportamento do solo são a hipérbole e, em alguns casos, a parabólica. Hansen (1963); Kondner (1963); Duncan e Chang (1970).

A formulação hiperbólica para a curva tensão-deformação, utilizando os ensaios triaxiais, já tem grande aceitação. Entretanto, muitas vezes, torna-se impraticável a realização de ensaios drenados em solos de baixa permeabilidade para a determinação do módulo de deformação devido ao tempo necessário para a realização. Nestes casos, pode-se determinar os valores de k e n (que serão definidos a seguir) através de ensaios de adensamento Duncan e Wong (1974), conhecendo-se os valores de \bar{C} , $\bar{\theta}$ e R_f . O valor de R_f pode ser estimado para solos similares, enquanto que \bar{C} e $\bar{\theta}$ podem ser obtidos através de ensaios mais simples, tais como os ensaios de cisalhamento direto e ensaios triaxiais CIU. Assim neste capítulo é utilizada a formulação hiperbólica na obtenção dos módulos tangentes iniciais e dos módulos numéricos de descarregamento e recarregamento através de ensaios de adensamento. E utilizando-se estes módulos e algumas hipóteses de trabalho, obtem-se pela formulação hiperbólica a curva deformação específica versus logaritmo de pressão vertical de consolidação aplicada.

5.2 - MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO OBTIDOS ATRAVÉS DE ENSAIOS TRIAXIAIS

A determinação dos módulos de deformação a partir de ensaios triaxiais é apresentada de forma resumida para uma melhor compreensão do item seguinte.

Kondner e seus colaboradores (1963) demonstraram que a maioria das curvas não lineares tensão-deformação das argilas e areias podem ser aproximadas com muita precisão por uma hipér

bole representada pela equação:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (5.1)$$

As constantes a e b representam, respectivamente, o inverso do módulo tangente inicial E_i e o inverso do valor assintótico da tensão desviatória, figura (5.1). Na figura (5.2) "a" e "b" representarão, respectivamente, o intercepto e a declividade da reta traçada pelos pontos escolhidos. Duncan e Chang (1970), verificaram que, na prática, há uma boa aproximação, quando são plotados apenas os valores correspondentes a 70 e 95% da resistência máxima.

O valor assintótico da tensão desviatória é sempre superior ao valor da tensão desviatória na ruptura $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, estes valores são relacionados pelo fator R_f , sendo:

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (5.2)$$

onde $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ = valor assintótico da tensão desviatória.

O valor R_f para diferentes tipos de solo variam geralmente entre 0,75 a 1,00, sendo independentes das tensões confinantes.

Assim a equação (5.1) fica:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3) f}} \quad (5.3)$$

A tabela (5.1) mostra algumas expressões para obtenção dos módulos de deformação do solo.

5.3 - MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO OBTIDOS ATRAVÉS DE ENSAIOS DE ADENSAMENTO

5.3.1 - Módulos de Deformação Tangente Inicial

Frequentemente, é difícil a obtenção dos valores de K e n (equação 5.4) em ensaios triaxiais drenados em solos de baixa permeabilidade. Neste caso é possível determinar os valores de K e n por ensaios de adensamento conhecendo-se os valores de \bar{C} , $\bar{\theta}$ e R_f , que são geralmente obtidos através de ensaios triaxiais do tipo $\bar{C}IU$.

Valores de E_i são calculados usando-se a curva de adensamento no trecho do carregamento primário, através da equação (5.8) com adaptação deduzida por Clough e Duncan (1969):

$$E_i = \frac{\frac{\Delta\bar{\sigma}_{vc}}{\Delta e} (1+e_0) \left[1 - \frac{2ko^2}{(1+ko)} \right]}{\left[1 - \frac{\bar{\sigma}_{vcm} (1 - ko) R_f}{ko\bar{\sigma}_{vcm} \left[\text{tg}^2 (45+\bar{\phi}/2) - 1 \right] + 2\bar{C} \text{tg}(45+\bar{\phi}/2)} \right]^2} \quad (5.8)$$

Onde:

E_i - módulo tangente inicial

$\Delta\bar{\sigma}_{vc}$ - incremento de pressão no ensaios de adensamento

Δe - decréscimo do índice de vazios devido a $\Delta\bar{\sigma}_{vc}$

e_0 - índice de vazios no início do incremento

$\bar{\sigma}_{vcm}$ - pressão média durante o incremento

\bar{C} - intercepto de coesão (parâmetro de resistência de tensão efetiva).

$\bar{\phi}$ - ângulo de atrito interno (parâmetro de resistência de tensão efetiva)

R_f - índice de rutura definido previamente

Os parâmetros de resistência de tensão efetiva (\bar{C}

e $\bar{\theta}$) utilizados neste trabalho foram obtidos de ensaios CIÜ realizados por Amorim (1975), que estão na tabela (2.1). Na obtenção do coeficiente de empuxo no repouso do solo pré-adensado foi utilizada a expressão abaixo, obtida a partir dos resultados de Bishop (1958), Hendron (1963) e Brooker e Ireland (1965):

$$K_{op} = k_o (\text{OCR})^h \quad (5.9)$$

onde: K_{op} - coeficiente de empuxo no repouso do solo pré-adensado

k_o - coeficiente de empuxo no repouso do solo normalmente adensado.

$$k_o = 1 - \text{sen} \bar{\theta} \quad (5.10)$$

OCR - razão de pré-adensamento $\bar{\sigma}_{vm}/\bar{\sigma}_{vo}$

h - parâmetro que depende do tipo de material, mas é independente da pressão máxima a que já esteve submetido o solo, podendo ser determinado sem o conhecimento da história de tensões do depósito.

Para argilas, Schmidt (1967) sugere a seguinte expressão:

$$h = 1,2 \text{ sen} \bar{\theta} \quad (5.11)$$

O valor de R_f utilizado variou entre 0,80 e 0,95, obtidos dos ensaios CIÜ de Amorim (1975).

Os valores do módulo tangente inicial (E_i), determinados para diferentes incrementos de carga pela equação (5.9),

são colocados em gráficos log versus log, com a pressão confinante ($\sigma_3 = K\bar{\sigma}_{vc}$) na figura (5.5) para a determinação de K e n do solo.

A variação do módulo tangente inicial (E_i) com o módulo oedométrico (D) é aqui apresentada com o respectivo coeficiente de correlação:

$$E_i = 0,58D - 2,13 \quad |r| = 0,74 \quad E_i, D \text{ em kgf/cm}^2$$

A tabela (5.2) apresentam os valores do expoente n, que exprimem a variação de E_i com $\bar{\sigma}_{vc}$, e o valor do módulo numérico K, que representa o valor de E_i para $\bar{\sigma}_3 = K\bar{\sigma}_{vc}$ igual à pressão atmosférica.

Os valores de n praticamente não variam com a profundidade, podendo ser uma característica do solo, tendo como valor (médio \pm desvio padrão) de $(1,25 \pm 0,07)$. O módulo numérico K, entretanto, cresce com a profundidade com exceção da profundidade de 14m. A tabela (5.3) apresenta uma série de correlações, tendo os melhores coeficientes as seguintes relações:

$$K = f(Z) \quad K = f(OCR)$$

5.3.2 - Módulo Numérico de Descarregamento e Recarregamento

Na curva do ensaio de adensamento e versus $\log \bar{\sigma}_{vc}$,

o valor do módulo numérico de descarregamento e recarregamento pode ser determinado, usando-se a seguinte equação adaptada por Clough e Duncan:

$$E_{ur} = \frac{\Delta \bar{\sigma}_{vc}}{\Delta e} (1+e_0) \left[1 - \frac{2(K_0^\Delta)^2}{(1+K_0^\Delta)} \right] \quad (5.12)$$

Com K_0^Δ - Razão de mudança na tensão lateral para tensão vertical durante o descarregamento no ensaio de adensamento.

Os valores de K_0^Δ utilizados neste trabalho foram os derivados dos dados de Brooker e Ireland por Clough e Duncan e a variação de K_0^Δ com o índice de plasticidade e OCR é mostrada na figura (5.6), sendo adotados os valores que variaram da ordem de 0,36-0,47. A adoção destes valores foi posteriormente verificada, tendo boa aproximação, havendo assim uma boa concordância entre a curva experimental e a curva obtida com parâmetros hiperbólicos.

Nota-se que os valores de E_{ur} determinados pela equação (5.12) dependem até certo grau da curva de descarregamento usada na sua determinação. Clough e Duncan recomendam que E_{ur} deve ser determinado nos pontos da curva onde a pressão tenha sido reduzida para metade do seu valor antes do descarregamento.

Os valores de K_{ur} para o solo em estudo estão na tabela (5.2) e foram calculados utilizando-se a equação (5.14), com o valor de E_{ur} determinado conforme foi descrito acima, com

n determinado com os dados do carregamento primário, seguindo-se a sugestão de DUNCAN e $\bar{\sigma}_3 = K_0 \bar{\sigma}_{vc}$.

$$K_{ur} = \frac{E_{ur}}{Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n} \quad (5.13)$$

Há uma tendência de acréscimo dos valores de K_{ur} com a profundidade, enquanto que na relação K_{ur}/K há um decréscimo, com exceção da profundidade de 14m. A variação da relação K_{ur}/K com a profundidade e com OCR é aqui apresentada com os respectivos coeficientes de correlações:

$$(K_{ur}/K) = 33,68 - 1,16Z \quad |r| = 0,87 \quad Z \text{ em m}$$

$$(K_{ur}/K) = e \times p \ 1,41(OCR+0,38) \quad |r| = 0,83$$

5.4 - AJUSTAMENTO DA CURVA e VERSUS $\log \bar{\sigma}_{vc}$

Com a determinação dos módulos tangente inicial no trecho de compressão virgem e do módulo numérico de descarregamento e recarregamento, procurou-se obter um ajustamento da curva de e versus $\log \bar{\sigma}_{vc}$ empregando-se a formulação hiperbólica, fazendo-se as seguintes hipóteses de trabalho:

- A curva e versus $\log \bar{\sigma}_{vc}$ é ajustada por meio de duas hipérbolas correspondentes aos trechos de recarregamento e compressão virgem.

b) A primeira hipérbole ajusta os pontos no trecho de recarregamento, sendo considerada como pressão limite a pressão de pré-adensamento $\bar{\sigma}_{vm}$, através da equação (5.3), usando-se o módulo numérico de descarregamento e recarregamento em substituição ao módulo tangente inicial E_i do trecho de compressão virgem, tomando aquela a seguinte forma para ensaios de adensamento:

$$\bar{\sigma}_{vc} = \frac{E_v}{\frac{(1-Kop)}{E_{ur}} + \frac{\epsilon_v^R f}{\bar{\sigma}_{vm}}} \quad (5.14)$$

c) A segunda hipérbole ajusta os pontos no trecho de compressão virgem, sendo considerada como pressão limite a pressão na qual a curva de compressão virgem experimental deixar de ser retilínea e começar a curvar-se ($\bar{\sigma}_{vce}$) (característica desta argila), ver figura (5.7). Usando-se o módulo tangente inicial para cada incremento de carga, a equação (5.3) toma a seguinte forma para ensaios de adensamento:

$$\bar{\sigma}_{vc} = \frac{E_v}{\frac{1-Kop}{E_i} + \frac{\epsilon_v^R f}{\bar{\sigma}_{vce}}} \quad (5.15)$$

As figuras (5.7 e 5.8) apresentam comparações de curvas experimentais com as curvas ajustadas pela formulação

hiperbólica, utilizando-se as hipóteses feitas. Verifica-se que não há uma boa concordância nos valores de $\bar{\sigma}_{vc}$ obtidos para as primeiras cargas (0,05; 0,10 e algumas vezes 0,20 kgf/cm²). Para as demais cargas no trecho de recompressão, as concordâncias foram muito boas, apresentando uma diferença máxima nos valores de $\bar{\sigma}_{vc}$ da ordem de 25%, embora este valor tenha sido apenas em uma carga. No trecho de compressão virgem, também foi obtida uma boa aproximação, sendo a diferença máxima nos valores de $\bar{\sigma}_{vc}$ da ordem de 16%.

Módulo	Expressão	Autor	Simbologia	Observação
Deformação Tangente Inicial	$E_i = KPa \left(\frac{\sigma_{oct}}{Pa} \right)^n$	(5.4) JANBU (1963)	K - Módulo numérico n - expoente que exprime a variação de E_i com σ_v ou σ_{oct} Figura (5.3)	-a partir de resultados experimentais
Deformação para Descarregamento e Recarregamento	$E_{ur} = K_{ur} Pa \left(\frac{\sigma_{oct}}{Pa} \right)^n$	(5.5) JANBU (1963)	K_{ur} - Módulo numérico de descarregamento e recarregamento n - Expoente que exprime a variação de E_{ur} com σ_3 ou σ_{oct} Figura (5.4)	
Tangente para qualquer ponto da curva	$E_t = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\delta \epsilon}$	(5.6) -	R_f - Parâmetro hiperbólico	-Admitido o critério de rutura Mohr-Coulomb e expressando as deformações em termos de tensão atuante. A expressão (5.5) será (5.6)
	$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \text{Sen} \bar{\beta}) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2C \cos \bar{\beta} + 2\sigma_3 \text{Sen} \bar{\beta}} \right]^2 KPa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n$	(5.7) JANBU (1963)	$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$	

TABELA 5.1

FORMULAÇÃO DE MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO

Ensaio	n	K	K_{ur}	K_{ur}/K	R_f
AV 15 - 6	1,23	0,67	22,65	33,8	0,80
AV 16 - 8	1,26	1,65	32,99	20,0	0,90
AV 26 - 8	1,29	1,90	33,77	17,8	0,90
AV 28 - 14	1,31	1,75	23,43	13,4	0,95
AV 39 - 14	1,32	1,78	23,43	13,2	0,95
AV 30 - 17	1,30	3,60	60,74	16,9	0,85
AV 31 - 17	1,28	4,30	64,20	14,9	0,95
AV 33 - 20	1,17	9,50	95,00	9,7	0,85
AV 21 - 33	1,11	12,5	65,97	5,3	0,95

TABELA 5.2

VALORES DE n , K, K_{ur} , K_{ur}/K

OBTIDOS A PARTIR DE ENSAIOS E ADENSAMENTO E DE R_f

Módulo Numérico K		Módulo Numérico de Descarregamento e Recarregamento K_{ur}		Unidade da Variável Dependente	Unidade da Variável Independente
Equação	$ r *$	Equação	$ r *$		
**K = 0,60Z - 3,73	0,90	$K_{ur} = 3,35Z - 1,75$	0,77	kgf/cm ²	m
**K = e x p [-2,20 (OCR-2,10)]	0,95	$K_{ur} = e x p [-1,92(OCR-3,46)]$	0,68	kgf/cm ²	-
K = 11,45 - 0,11 LL	0,45	$K_{ur} = 127,13 - 1,18 LL$	0,81	kgf/cm ²	%
K = 7,95 - 0,11 LP	0,47	$K_{ur} = 86,11 - 1,09 LP$	0,75	kgf/cm ²	%
K = 143,02 - 4,05 IP	0,83	$K_{ur} = 51,88 - 0,15 IP$	0,03	kgf/cm ²	%
K = 10,82 - 0,10 w	0,55	$K_{ur} = 109,82 - 0,93 w$	0,85	kgf/cm ²	%
K = 11,94 - 4,61 e _o	0,57	$K_{ur} = 117,91 - 42,34 e_o$	0,85	kgf/cm ²	-
K = 11,201 - 5,44 C _c	0,70	$K_{ur} = 96,87 - 286,76 C_r$	0,85	kgf/cm ²	-

* Valores do coeficiente de correlação

** Com exceção dos valores da profundidade de 14 m

TABELA 5.3

RESULTADOS DE CORRELAÇÕES ENTRE PARÂMETROS

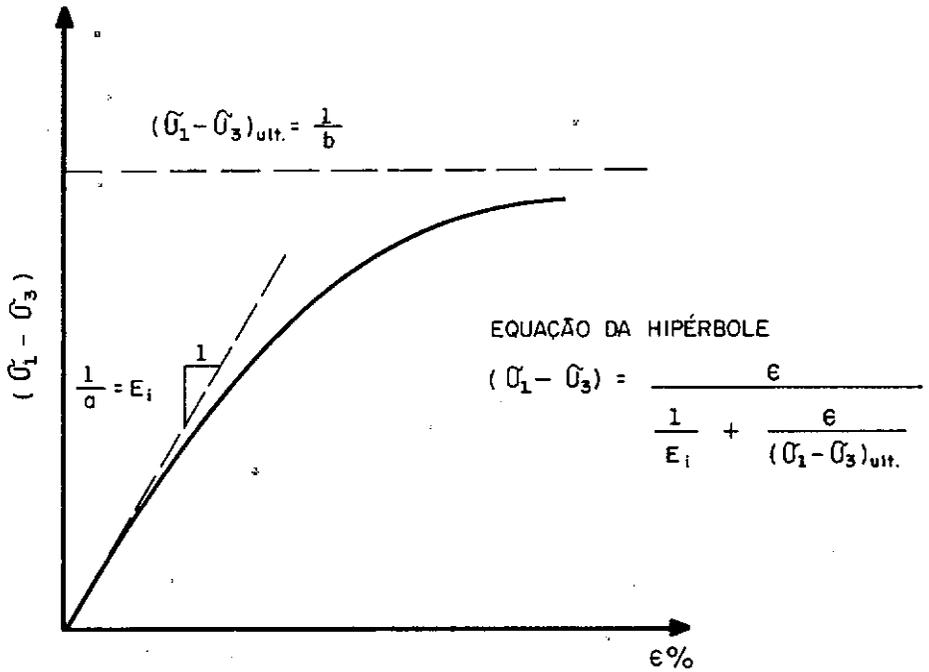


Fig.5.1 – REPRESENTAÇÃO HIPERBÓLICA DA CURVA TENSÃO - DEFORMAÇÃO KONDNER (1963).

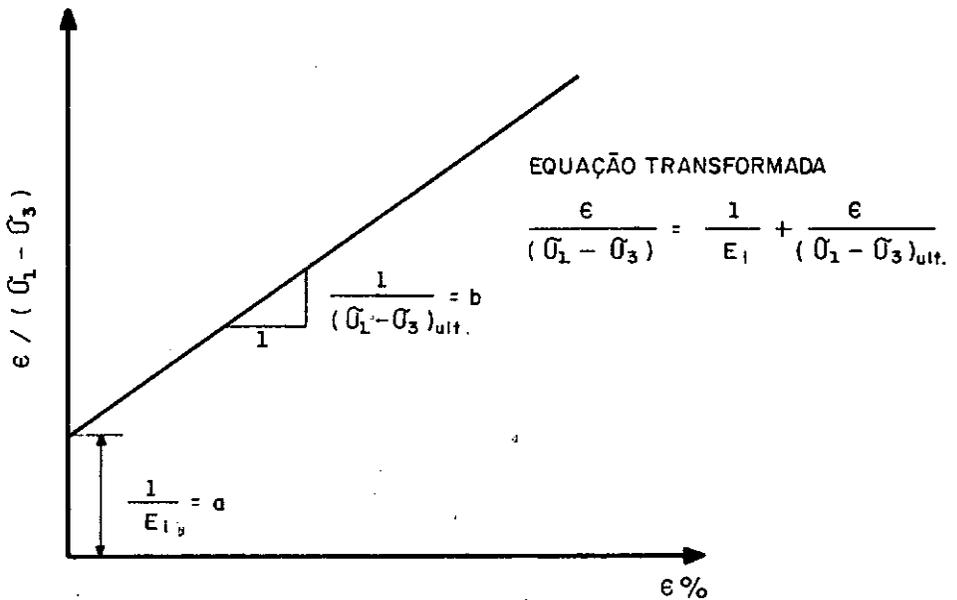


Fig.5.2 – REPRESENTAÇÃO HIPERBÓLICA TRANSFORMADA DA CURVA TENSÃO - DEFORMAÇÃO KONDNER (1963).

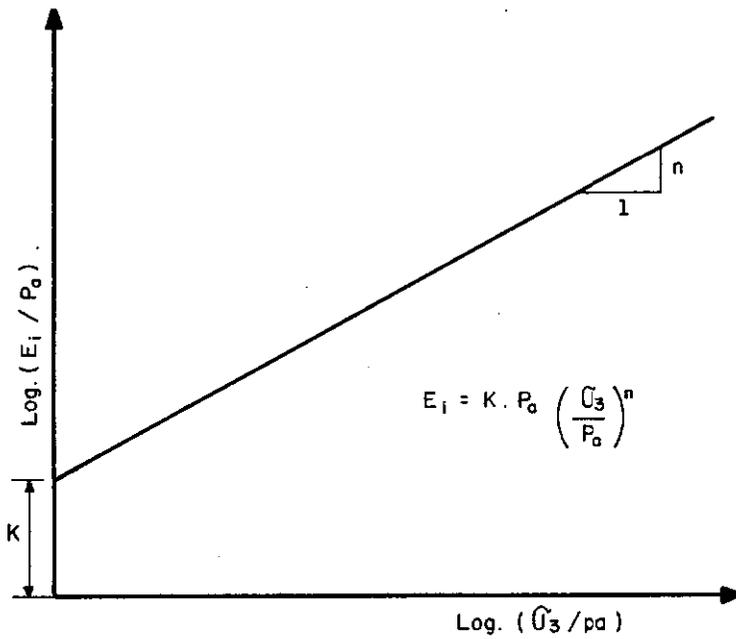


Fig. 5.3 – VARIAÇÃO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL COM A TENSÃO CONFINANTE DUNCAN E CHANG (1970).

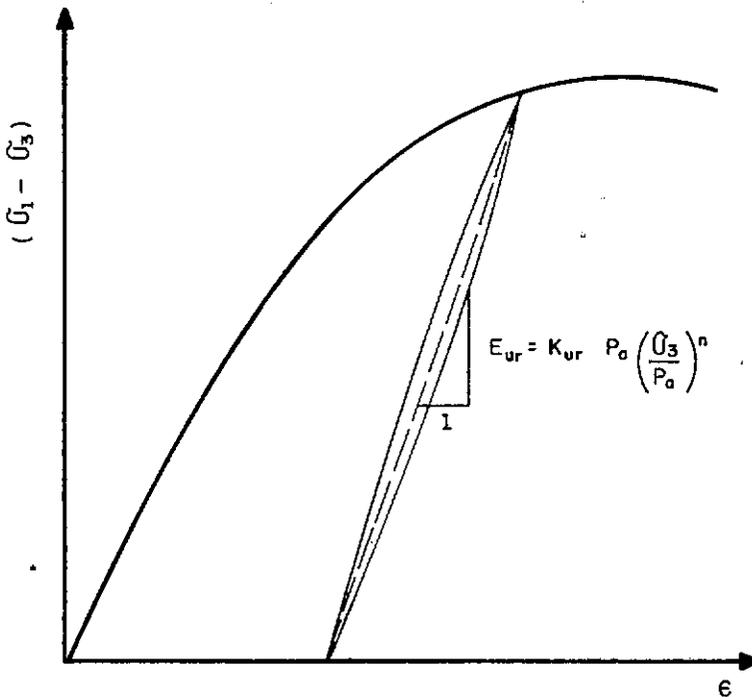


Fig. 5.4 – MÓDULO DE DESCARREGAMENTO - RECARREGAMENTO WONG E DUNCAN (1974).

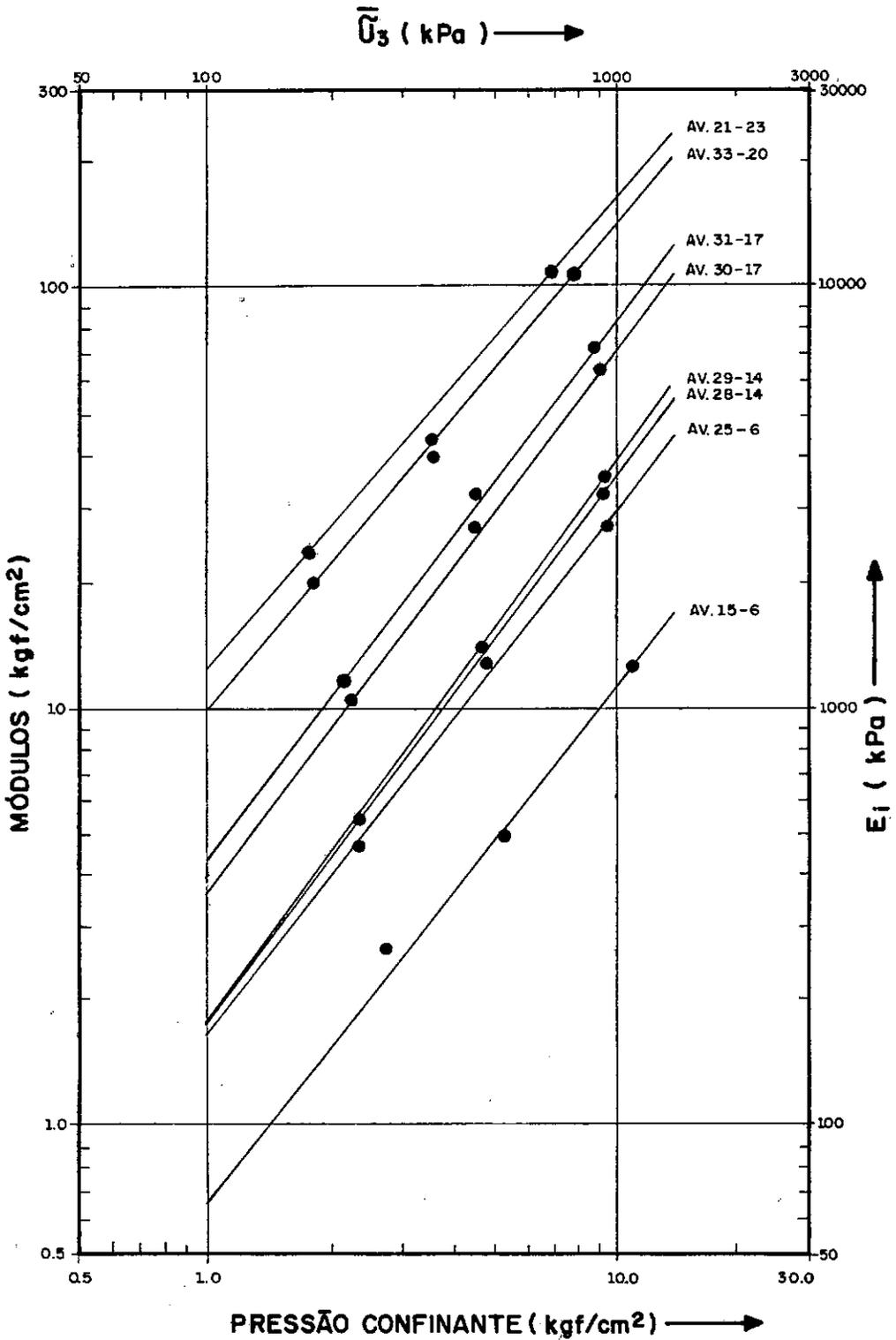


Fig. 5.5 - VARIACÃO DO MÓDULO TANGENTE INICIAL COM A TENSÃO CONFINANTE DETERMINADA A PARTIR DE ENSAIOS DE ADENSAMENTO.

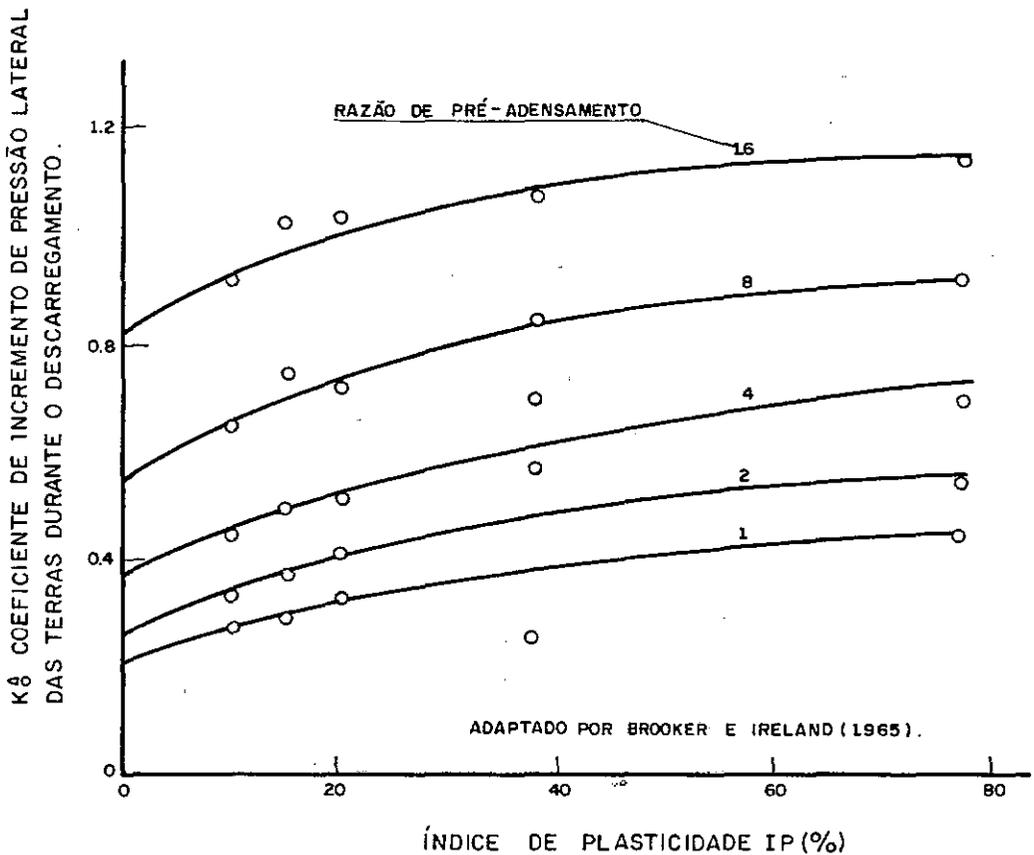


Fig.5.6 - CORRELAÇÃO ENTRE K_0 E ÍNDICE DE PLASTICIDADE E A RAZÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO (APUD CLOUGH E / DUNCAN).

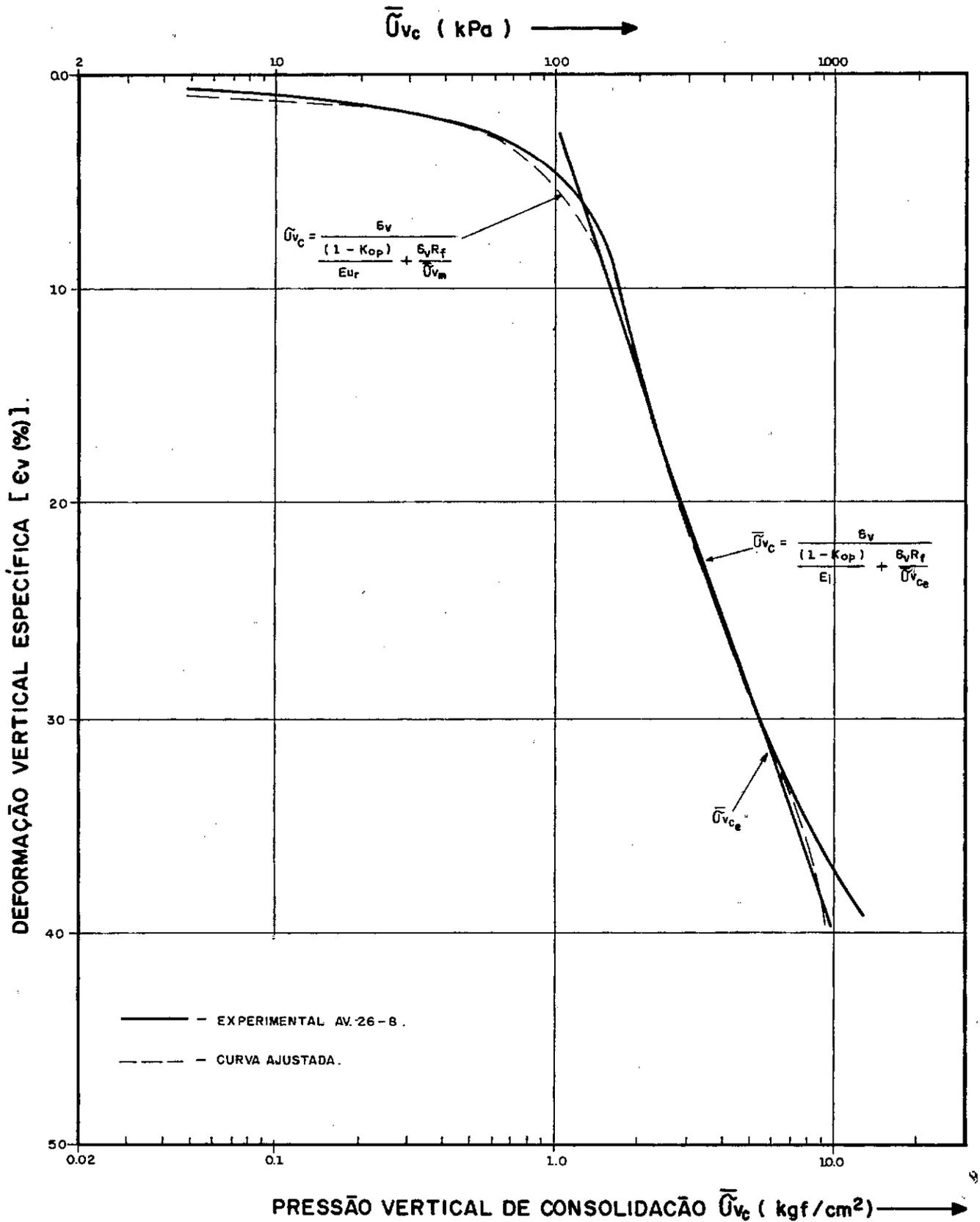


Fig.5.7 – ENSAIO DE ADENSAMENTO .

CURVA ϵ_v VS Log. $\bar{\sigma}_{vc}$ AMOSTRA SEMI-INDEFORMADA DE BOA QUALIDADE .
FORMULAÇÃO HIPERBOLICA .

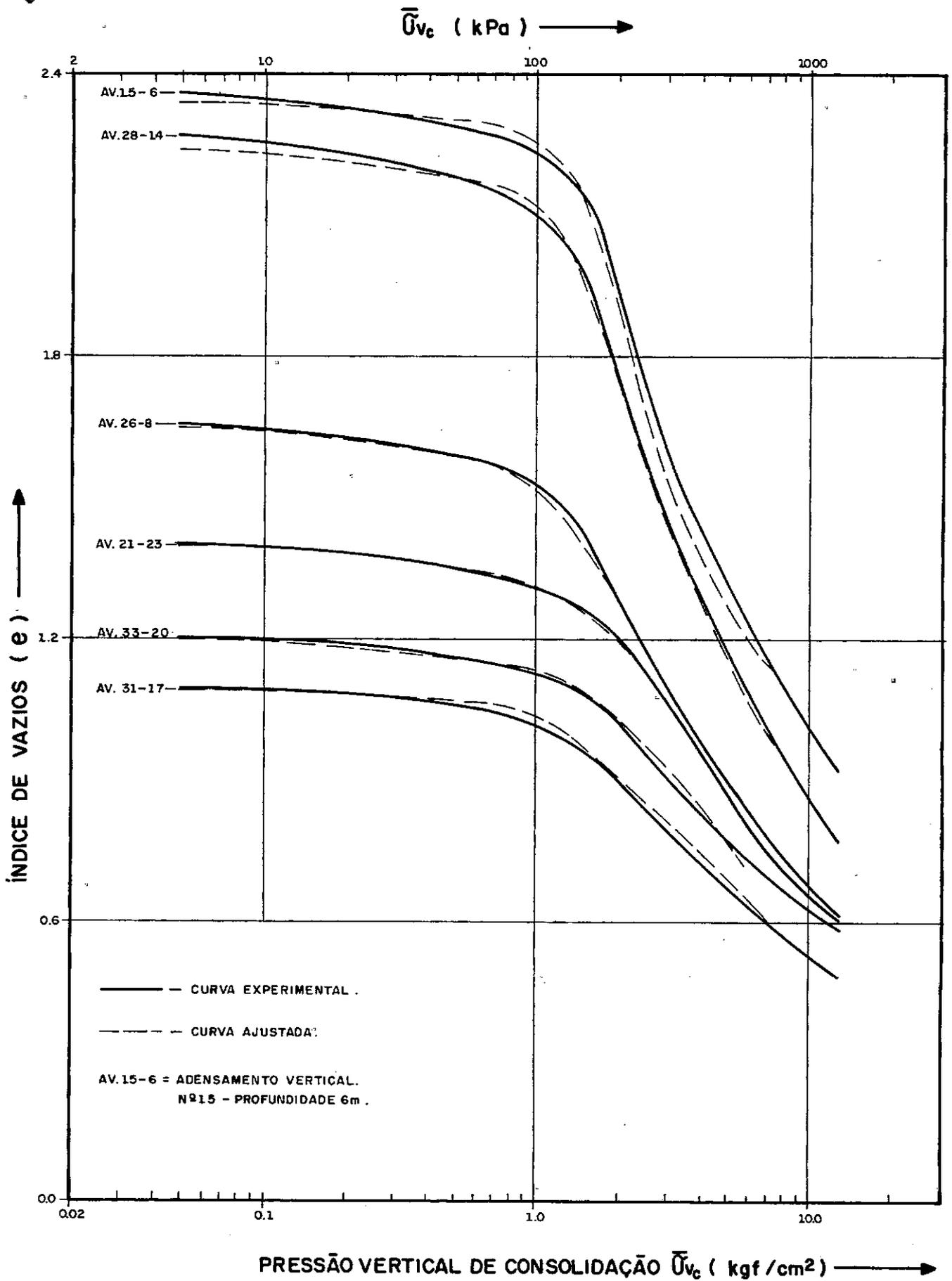


Fig. 5.8 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO .

CURVAS e VS \bar{U}_{v_c} - PARA AMOSTRA SEMI-INDEFORMADAS DE BOA QUALIDADE.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS

6 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS

6.1 - INTRODUÇÃO

No presente trabalho foram apresentadas todas as informações referentes à pesquisa das características geotécnicas de uma argila orgânica mole do Recife.

Todas as conclusões obtidas foram expostas e discutidas detalhadamente no texto anterior. As mais relevantes serão detalhadas a seguir, e outras sugestões serão dadas para novas pesquisas.

6.2 - CONCLUSÕES

6.2.1 - O depósito em estudo apresenta um baixo grau de intemperização química, tratando-se de uma mistura de tipos de argilas.

6.2.2 - Há um elevado teor salino e uma grande porcentagem de saturação com sódio em todas as camadas, o que revela tratar-se este de um depósito salínico sódio de origem flúvio-marinha.

6.2.3 - Ao se construir a curva e versus $\log \bar{v}_c$ dos ensaios de adensamento, verificou-se que o ponto de menor raio de curvatura fica mais facilmente determinado utilizando-

-se a deformação final do adensamento primário (d_{100}). Os valores da pressão de pré-adensamento $\bar{\sigma}_{vm}$ obtidos utilizando-se d_{100} é da ordem de 8% a 25% em relação ao de terminado ao se utilizar a deformação final (d_f obtida entre 24 e 48 horas), o que mostra que tanto um método quanto o outro são igualmente aceitáveis.

6.2.4 - Nos ensaios de adensamento realizados em corpos-de-prova de amostras semi-indeformadas de boa qualidade com relação $\Delta\bar{\sigma}_{vc}/\bar{\sigma}_{vc} = 1$, verificou-se que nas pressões 0,05 kgf/cm² (inicial), 1,60 kgf/cm² (próximo a $\bar{\sigma}_{vm}$) e também algumas vezes na pressão de 0,10 kgf/cm², as curvas de deformação versus log tempo não apresentaram a forma clássica da teoria de Terzaghi. Quando se aplicava incrementos de cargas com relação $\Delta\bar{\sigma}_{vc}/\bar{\sigma}_{vc} < 1$, eram obtidas curvas que também discordavam da teoria.

6.2.5 - Ficou evidenciada a existência de um certo grau de pré-adensamento em toda a camada de argila que decresce com a profundidade. Há um efeito de ressecamento que se faz acentuar até a profundidade de 12m e observa-se o efeito do tempo (adensamento secundário) devido ao peso próprio em toda a camada.

6.2.6 - O efeito do amolgamento do corpo-de-prova na curva e versus $\log\bar{\sigma}_{vc}$ confirmou o que é descrito na literatura. Foi confirmado também o amolgamento na parte superior da amostra.

- 6.2.7 - O amolgamento no corpo-de-prova provoca um aumento dos valores de C_v na região de recompressão e um decréscimo na região de compressão virgem. O valor máximo obtido é bem menor do que nos corpos-de-prova semi-indeformados de boa qualidade. Assim, para se definir adequadamente os valores de C_v , são necessários corpos-de-prova de amostras semi-indeformadas de boa qualidade.
- 6.2.8 - A faixa de profundidade de 6,00 a 15,00m é cerca de duas vezes mais compressível que a faixa de 16-24m.
- 6.2.9 - As características de compressibilidade do depósito se enquadra em duas faixas de profundidade de 6,00 a 15,00m e de 16-24m.
- 6.2.10 - Na estimativa da resistência não drenada a partir da pressão de pré-adensamento $\bar{\sigma}_{vm}$ através da relação $S_u = 0,22 \bar{\sigma}_{vm}$ (sugerida por Mesri, 1975) para o solo em estudo, foi observada boa concordância com os resultados de palheta, sendo utilizados valores médios e mínimos de $\bar{\sigma}_{vm}$ das amostras semi-indeformadas de boa qualidade.
- 6.2.11 - A relação E_i/P_a versus $\bar{\sigma}_3 = K_0 \bar{\sigma}_{vc}/P_a$ para ensaios de adensamento em um gráfico duplamente logarítmico fornece retas paralelas para todas as profundidades.
- 6.2.12 - Na formulação hiperbólica para o ajustamento das curvas e ou ϵ_v versus $\log \bar{\sigma}_{vc}$ quando comparados com as cur-

vas experimentais, observa-se que não há boa concordância para as primeiras cargas (0,05; 0,10 e algumas vezes 0,20 kgf/cm²). Para as demais cargas no trecho de recompressão, as concordâncias foram muito boas, apresentando uma diferença máxima nos valores da pressão aplicada da ordem de 25%. No trecho de compressão primária, também foi obtida uma boa aproximação, sendo a diferença máxima nos valores das pressões aplicadas da ordem de 16%.

6.3 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS

- 6.3.1 - Realização de ensaios de adensamento nas profundidades de 24-30m, com relação ($\Delta\bar{\sigma}_{vc}/\bar{\sigma}_{vc}$) bem menor que um nas proximidades de $\bar{\sigma}_{vm}$, para melhor conhecimento de $\bar{\sigma}_{vm}$ e da relação OCR. O tempo de aplicação destes pequenos incrementos sendo apenas o suficiente para ocorrer o recalque devido ao adensamento primário.
- 6.3.2 - Realização de ensaios para o conhecimento do valor de C_{α} e de sua variação com o tempo ao longo da profundidade do depósito de argila.
- 6.3.3 - Estudar com detalhes a influência das dimensões dos corpos-de-prova nos resultados dos ensaios.
- 6.3.4 - Realização de ensaios de adensamento com drenagem radial.

- 6.3.5 - Realização de ensaios triaxiais que permitam uma melhor caracterização da resistência não drenada do perfil pelos métodos SHANSEP e USALS e comparação dos resultados aí obtidos com aqueles obtidos pela relação $S_u = 0,22 \bar{\sigma}_{vm}$.
- 6.3.6 - Estudar os parâmetros do solo para a formulação hiperbólica nos resultados dos ensaios triaxiais.

LISTA DE SÍMBOLOS

LISTA DE SÍMBOLOS

- Notas - Uma barra sobre o símbolo de pressão indica pressão efetiva.
- O prefixo Δ indica uma variação
- O sufixo f indica condições finais ou de rutura
- a - Parâmetro hiperbólico
- a_v - Coeficiente de compressibilidade
- A - Área da secção longitudinal do corpo de prova
- AV - Adensamento vertical
- A.V.P. - Adensamento vertical em que se pesquisa a pressão de pré-adensamento
- A.V.R. - Adensamento vertical em que se pesquisa a razão de recompressão ou índice de recompressão
- AV.10-15 - Adensamento vertical nº 10 próximo a profundidade de 15m.
- b - Parâmetro hiperbólico
- B - Base da sapata
- c - Teor de carbono
- C, \bar{C} - Coesão
- C_c - Índice de compressão virgem
- C_r - Índice de recompressão
- C_R - Razão de compressão virgem = $C_c / (1 + e_0)$
- C_S - Índice de expansão ou inchamento
- C_v - Coeficiente de adensamento vertical
- C_α - Coeficiente de compressão secundária

CSL	- Linha do estado crítico ("CRITICAL-STATE LINE")
d_f	- Deformação total para um incremento de carga
d_{100}	- Deformação devido ao adensamento primário para um incremento de carga
D	- Diâmetro das lâminas da palheta ("VANE")
D	- Diâmetros dos corpos-de-prova dos ensaios
D	- Módulo Oedométrico
D	- Diâmetro de sapata circular
D_e	- Diâmetro externo do tubo "Shelby"
D_i	- Diâmetro interno do tubo "Shelby"
D_p	- Diâmetro interno da ponta cortante do tubo "Shelby"
e	- Índice de vazios
e	- Base do logarítmo natural
e_m, e_o	- Índice de vazios médio e inicial, respectivamente
$e_{\bar{\sigma}_{vo}}, e_{\bar{\sigma}_{vm}}$	- Índice de vazios correspondente à $\bar{\sigma}_{vo}$ e à $\bar{\sigma}_{vm}$
Δe	- Variação do índice de vazios devido a $\Delta \bar{\sigma}_{vc}$
E_i	- Módulo tangente indicial (parâmetro hiperbólico)
E_{ur}	- Módulo numérico de descarregamento e recarregamento
F.S.	- Furo de sondagem
G	- Densidade real dos grãos
h	- Parâmetro que depende do tipo de material para argila Schmidt sugere $h = 1,2 \text{ sen} \bar{\phi}$
H_i	- Altura inicial da camada do solo (i)
H	- Distância máxima de drenagem na direção vertical
H	- Altura das lâminas das palhetas ("VANE")
H_d	- Média das semi-espessuras, inicial e final, do corpo-de-prova, para um incremento de carga.
ΔH_{sec}	- Recalque devido à compressão secundária
ΔH_t	- Recalque medido no campo em um determinado tempo t

- Ia - Coeficiente de área (amostrador)
- Ii - Abertura interna relativa (Amostrador)
- IL - Índice de liquidez
- IP - Índice de plasticidade
- K - Valor do E_i para $\bar{\sigma}_3$ igual a pressão atmosférica
- K_i - Relação molecular SiO₂/Al₂O₃
- K_O - Coeficiente de empuxo no repouso do solo normalmente adensado.
- K_{op} - Coeficiente de empuxo no repouso do solo pré-adensado.
- K_O^Δ - Coeficiente de incremento de pressão lateral das terras durante o descarregamento
- K_r - Relação molecular SiO₂/Fe₂O₃ + Al₂O₃
- K_{ur} - Módulo de descarregamento e recarregamento
- K_v - Coeficiente de permeabilidade da direção vertical
- L - Comprimento da sapata
- LL - Limite de liquidez
- LP - Limite de plasticidade
- M - $(6 \text{ sen}\bar{\phi})/3 - \text{sen}\bar{\phi}) =$ declividade da linha de rutura no diagrama q-p
- m_v - Coeficiente de compressibilidade volumétrica
- n - Expoente que exprime a variação de E_i com $\bar{\sigma}_{vc}$
- N.A. - Nível d'água
- N.T. - Nível do terreno
- OCR - Razão de pré-consolidação ("over - consolidation ratio")
- $$OCR = \bar{\sigma}_{vm}/\bar{\sigma}_{vc} \quad \text{ou} \quad \bar{\sigma}_{vm}/\bar{\sigma}_{vo}$$
- P - $P = (\bar{\sigma}_v + \bar{\sigma}_h)/2$ ou $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$
- \bar{P} - $\bar{P} = (\bar{\sigma}_v + \bar{\sigma}_h)/2$ ou $(\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3)/2$

Pa	- Pressão atmosférica
q	- $(\sigma_v - \sigma_h)/2$ ou $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$
r	- Coeficiente de correlação
r	- Relação de adensamento primário (d_{100}/d_f)
R _f	- Parâmetro hiperbólico $R_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_f / (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$
RR	- Razão de recompressão = $C_r / (1 + e_0)$
S	- Desvio padrão
S	- Sensibilidade
S R	- Razão de expansão ou inchamento = $C_s / (1 + e_0)$
Su	- Resistência não-drenada
Su (USALS)	- Resistência não-drenada obtida pelo Método " <u>Undrained Strength at Large Strains</u> USALS"
t	- Tempo
t _p	- Tempo requerido para ocorrer o adensamento primário
t _{sec}	- Tempo em que se deseja estimar o recalque secundário ($t_{sec} > t_p$)
t ₅₀ , t ₉₀	- Tempo para ocorrer 50% e 90% do adensamento, respectivamente
T	- Fator tempo
T.T.E.	- Trajetória de tensão efetiva
T.T.T.	- Trajetória de tensão total
U _i	- Excesso de pressão na água dos poros em um determinado ponto, no instante inicial.
w	- Umidade natural
Z	- Profundidade
γ _{at}	- Peso específico do material do aterro
γ _t	- Peso específico natural (total)
γ _w	- Peso específico da água
ε	- Deformação linear

ϵ_v	- Deformação vertical ou deformação volumétrica específica
λ_o	- Parâmetro de poro pressão do estado-crítico
μ	- Coeficiente de Poisson
μ	- Fator de correção aplicado a resistência não drenada obtida em ensaios de palheta de campo Bjerrum (1973).
ρ_c, ρ_{oed}	- Recalque do adensamento primário
ρ_{cf}	- Recalque por adensamento primário levando em consideração o efeito tri-dimensional do carregamento
ρ_i	- Recalque inicial
ρ_s	- Recalque devido a compressão secundária
ρ_u	- Recalque devido a uma carga unitária de 1 kgf/cm ²
ρ_{σ_v}	- Recalque por adensamento primário levando em consideração o efeito tri-dimensional do carregamento para uma carga σ_v .
σ_{OCT}	- Tensão normal octaédrica
σ_v	- Pressão vertical
$\bar{\sigma}_{vc}$	- Pressão vertical de consolidação
$\bar{\sigma}_{vce}$	- Pressão vertical de consolidação na qual a curva experimental de compressão no trecho - virgem deixade ser retilinea e passa a curvar-se.
$\bar{\sigma}_{vcm}$	- Pressão vertical de consolidação média
$\bar{\sigma}_{vm}$	- Pressão de pré-adensamento
$\bar{\sigma}_{vm}(Q)$	- Pressão de quase-pré-adensamento
$\bar{\sigma}'_{vo}; \sigma'_{vo}$	- Pressão vertical efetiva da terras
σ_1	- Tensão principal maior
σ_2	- Tensão principal intermediária
σ_3, σ'_{vo}	- Tensão principal menor
$\phi, \bar{\phi}$	- Ângulo de atrito interno

SIGLAS DE ENSAIOS

- AV - Adensamento Vertical
- CD - Ensaio triaxial consolidado drenado
- CIU - Ensaio triaxial adensado isotropicamente, compressão axial não drenada sem medidas de pressões neutras.
- CKoU - Ensaio triaxial adensado anisotropicamente e em condições Ko, compressão axial não drenada sem medidas de pressões neutras
- CS - Ensaio de compressão simples
- DSS - Ensaio de cisalhamento direto
- UU - Ensaio triaxial não adensado, compressão axial não drenada.

OBS: O símbolo (-) acima da sigla do ensaio indica medida de pressão neutra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 - AMORIM JÚNIOR, Washington M. Contribuição ao estudo as argilas orgânicas de Pernambuco. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 1976. 101 p. Tese de mestrado.
- 2 - ATKINSON, J.H. & BRANSBY, P.L. - The mechanics of soils. London, McGraw-Hill, 1978. p. 329-36.
- 3 - BISHOP, A.W. Test requirements for measuring the coefficient of earth pressure at rest. In: CONFERENCE ON EARTH PRESSURE PROBLEMS. Proceedings. Brussels, 1958. v.1, p. 2-14. Discussion, v.3, p. 36-9.
- 4 - BISHOP, A.W. & AL-DHAHIR, Z.A. - Some comparisons between laboratory tests, in situ tests and full scale performance, with special reference to permeability and coefficient of consolidation. London, British Geotechnical Society, 1969. p. 251-64. Conference on In Situ Investigations in Soil and Rocks.
- 5 - BJERRUM, L. Embankments on soft ground. In: ASCE SPECIALTY CONFERENCE ON PERFORMANCE OF EARTH AND EARTH SUPPORTED STRUCTURES. Proceedings. West Lafayette, Purdue University, 1972. v.2, p. 1-54.
- 6 - _____. Engineering geology of norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings. Geotechnique, London, 17(2):81-118, 1967.
- 7 - _____. Geotechnical properties of Norwegian marine clays. Geotechnique, London, 4:49-69, 1954.

- 8 - BJERRUM, L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others). In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. 8., Moscow, 1973. Proceedings. Moscow, 1973. v.3, p. 111-60. State of the Art Report, Session 4.
- 9 - BOGOSSIAN, F. & LIMA, S.A. Sobre os limites de consistência das argilas orgânicas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS. 5., Anais. São Paulo, 1974, v.2. p. 293-9.
- 10 - BOLT, G.H. Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays. Geotechnique, London, 6:86, 1956.
- 11 - BROOKER, E.W. & IRELAND, H.O. Earth pressures at rest related to stress history. Canadian Geotechnique Journal, Toronto, 2(1/15) 1965.
- 12 - CARVALHO, João Batista A. de. Algumas propriedades físico-químicas e de engenharia de uma argila orgânica do Recife. Campina Grande, UFPB, 1975. 134 p. Tese de Mestrado.
- 13 - CHRISTIAN, J.T.; BOEHMER, J.W.; MARTIN, P.P. Consolidation of a layer under a strip load. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, New York, 98 (SM7):693-707, 1972.
- 14 - CLOUGH, G.W. & DUNCAN, J.M. Finite element analysis of Port Allen and Old River Locks. Berkeley, University of California. Office of Research Services, 1969. (Report n.TE 69-13).
- 15 - COSTA, Ângelo José. O subsolo do Recife. Recife, Instituto Tecnológico do Estado de Pernambuco, 1960 (Publ. 6). Separata do Boletim Técnico da Secretaria de Viação e Obras, Recife, 58/61, 1960.

- 16 - COUMOULOS, D.G. & KORYALOS, T.P. Correlation of constrained modulus with effective overburden pressure for settlement computations on soft clays. Bangkok, July, 1977. International Symposium on soft clays.
- 17 - COUTINHO, Roberto Q. Características de adensamento com drenagem radial em argila mole da Baixada Fluminense. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 1976. Tese de Mestrado.
- 18 - COUTINHO, Roberto Q. & LACERDA, W.A. Características de adensamento com drenagem radial e vertical da argila cinza do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, IPR/DNER, 1976. Relatório de pesquisas.
- 19 - DAVIS, E.H. & POULOS, H.G. The use of elastic theory of settlement prediction under three-dimensional conditions. Geotechnique, London. 18:67-91, 1968.
- 20 - DUARTE, A.E. Características de compressão confinada da argila mole do Rio Sarapuá, Km 7,5 da Rodovia Rio-Petrópolis. Rio de Janeiro, PUC/RJ, 1977. Tese de mestrado.
- 21 - DUNCAN, J.M. & CHANG, C.Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, New York, 96 (SM5):1629-51, 1970.
- 22 - EMBRAPA. Manual de métodos de análise de solo. Rio de Janeiro, SNLCS, 1979.
- 23 - ESTADOS UNIDOS. Soil conservation service. Soil surveying. Soil classification; a comprehensive system. 7., approximation. Washington, D.C., USDA, 1972.
- 24 - EYSINGA, F.W.B. Van. Geological time table. 3ed. Amsterdam, Elsevier, 1975.

- 25 - HANSEN, J.B. Discussion "hyperbolic stress-strain response, cohesive soils". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, New York, 89(SM4):241-2, 1963.
- 26 - HENDRON, A.J. The behaviour of sand in one dimensional compression. Illinois, University of Illinois, 1963. Thesis Ph.D.
- 27 - HOLTZ, R.D. SI units in Geotechnical engineering. Geotechnical Testing Journal, 3(2): 73-9, June, 1980.
- 28 - HVORSLEV, M.J. Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes. Vicksburg, Mississippi, 1948. Waterway Experiment Station.
- 29 - JANBU, N. The resistance concept applied to deformations of soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 7., México, 1969. Proceedings. México, 1969. v.1, p. 191-6.
- 30 - JOHNSON, S.J. Foundation precompression with vertical sand drains. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, New York, 96(SMI): 145-75, 1970b.
- 31 - _____ . Precompression for improving foundation soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, New York, 96(SMI): 111-44, 1970a.
- 32 - KONDNER, R.L. Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, New York, 89(SMI):115-43, 1963.
- 33 - LADD, Charles C. Estimating settlements of structures supported on cohesive soils. Massachusetts, ASCE, 1973. (Foundations and Soil Mechanics).

- 34 - LADD, Charles C. Strength parameters and stress-strain behaviour of saturated clays. Massachusetts, MIT, 1971. (Soils Publication 278) MIT Research Report, R 17-23.
- 35 - LADD, Charles C. & FOOT, R. New design procedure for stability of soft clays. Journal of Geotechnical Engineering Division, New York, 100(GT7): 763-85, 1974.
- 36 - LAMBE, T.W. Soil testing for engineers. New York, J.Wiley, 1951. 165 p.
- 37 - _____. Stress path method. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, New York, 93(SM6):309-31, 1967.
- 38 - LAMBE, T.W. & WRITMAN, R.U. Soil Mechanics. New York, J. Wiley, 1969. 553 p.
- 39 - LA ROCHELLE, P.; TRAK, B.; TAVENAS, F.; ROY, M. Failure of a test embankment on a sensitive Champlain clay deposit. Canadian Geotechnical Journal, Toronto, 11:142-64, 1974.
- 40 - LAVERDIÈRE, M. Contribution au calcul de stabilité de fondations de remblais. Quebec, Département de Génie Civil, Université Laval, 1975. Tese de mestrado.
- 41 - LEONARDS, G.A. Foundations engineering. New York, McGraw-Hill, 1962.
- 42 - LEONARDS, G.A. & ALTSCHAEFFE, A. Compressibility of clay. In: SPECIALTY CONFERENCE ON THE DESIGN OF FOUNDATIONS FOR CONTROL OF SETTLEMENT. Proceedings. Evanston, ASCE, 1964. p. 163-85.
- 43 - LEONARDS, G.A. & GIRAULT, P. A study of the one-dimensional consolidation test. In: INTERNACIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS. 5., Paris, 1961. Proceedings. Paris, 1961. v.1, p. 213-8.

- 44 - LINS, Amaro H.P. Ensaio triaxiais de compressão e extensão na argila cinza do Rio de Janeiro em Botafogo. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 1980. Tese de mestrado.
- 45 - LOWE, J. III; JONAS, E & OBRICIAN, V. Controlled gradient consolidation test. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, New York, 95(SM1): 77-97, 1969.
- 46 - MAYNE, P.W. Cam-clay predictions of undrained strength. Journal of the Geotechnical Engineering Division, New York, 106(GT11): 1218-42, 1980.
- 47 - _____. Discussion of normalized deformation parameters for kaolin. Geotechnical Testing Journal, 2(2):118-21, June, 1979.
- 48 - MAYNE, P.W. & SWANSON, P.G. The critical-state pore pressure parameter from consolidated-undrained sheart tests. In: SYMPOSIUM ON SHEAR STRENGTH OF SOIL. June, 1980. Proceedings. s.l. ASTM, 1980.
- 49 - MESRI, G. Discussion on new design procedure for stability of soft clays. Journal of the Geotechnical Engineering Division. New York, 101(GT4): 409-12, 1975.
- 50 - MESRI, G. & GODLEWSKI, P.M. Time and stress-compressibility interrelationship. Journal of Geotechnical Engineering Division, New York, (GT5):417-30, 1977.
- 51 - MITCHELL, J.K. Fundamentals of soil behaviour. New York, J. Wiley, 1976.
- 52 - NAVFAC DM-7. Soil mechanics, foundations and earth structures; design manual. Washington, Department of the Navy, Naval, Facilities Engineering Command, 1971.

- 53 - OLIVEIRA, Eusébio P. Geognose do solo brasileiro. Rochas Petrolíferas do Brasil, Rio de Janeiro, (1), 1920.
- 54 - OLIVEIRA, Waldemar de. Geologia da planície do Recife, contribuição ao seu estudo. Recife, Oficinas Gráficas do Jornal do Comércio, 1942. Tese de concurso.
- 55 - ORTIGÃO, José A.R. Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 1980. Tese de doutorado.
- 56 - ORTIGÃO, José A.R. & LACERDA, W. Propriedades geotécnicas da argila cinza do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, IPR/DNER, 1979. Relatório de Adensamento da Pesquisa em Aterros sobre Solos Compressíveis.
- 57 - PENDER, M.J. A model for the behaviour of over Consolidated soil. Geotechnique, London, 28(1): 1-25, Mar, 1978.
- 58 - ROWE, P.W. The influence of geological features of clay deposits on the design and performance of sand drains. In: INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS. Proceedings. s.l. 1968. Paper 7058-S, Supplementary volume.
- 59 - SANDRONI, S.S.; RUSSO NETO, L.; CARVALHO, L. Aterro instrumentado a recalques em depósito turfoso. Trabalho apresentado no 10º International Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1981. Ainda não publicado.
- 60 - SAYÃO, Alberto S.F.J. Ensaio de laboratório na argila mole da escavação experimental de Sarapuí. Rio de Janeiro, PUC, 1981. Tese de mestrado.
- 61 - SCHIFFMAN, R.L.; CHEN, A. T-F; JORDAN, J.C. An analysis of consolidation theories. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, New York, 95(SM1):285-312, 1969.

- 62 - SCHIFFMAN, R.L.; LADD, C.C.; CHEN, A.T-F. The secondary consolidation of clay. In: INTERNATIONAL UNION OF THEORETICAL AND APPLIED MECHANICS, RHEOLOGY AND SOIL MECHANICS. Symposium. Grenoble, 1964.
- 63 - SCHMERTMANN, J.H. The undisturbed consolidation behaviour of clay. New York, ASCE, 1955. (Paper n. 2775).
- 64 - SCHMIDT, B. Lateral stresses in uniaxial strain. Danish Geotechnical Institute Bulletin, (23): 5-12.
- 65 - SCHOFIELD, A.N. & WROTH, C.P. Critical-State soil mechanics. London, McGraw-Hill, 1968. p. 134-206.
- 66 - SHEERAN, D.E.; SETHI, A.J.; PARE, J.J.; DASCAL, O. Peculiar swelling behaviour during long term compression of NBR sensitive clays. In: CANADIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE ON THE BEHAVIOUR OF SOFT SOILS. 32., Session 2, Quebec, 1979.
- 67 - SKEMPTON, Q.W. & BJERRUM, L. A contribution to the settlements analysis of foundations on clay. Geotechnique, London, 7 (4): 168-78, 1957.
- 68 - SOARES, Valdês Borges. Propriedades de resistência de uma argila orgânica do Recife. Campina Grande, UFPB, 1975. 64p. Tese de mestrado.
- 69 - SOUZA PINTO, C. Ensaio de laboratório: finalidades, limitações, quantidade vs qualidade, avaliação crítica. In: SIMPÓSIO SOBRE PROSPECÇÃO DO SUB-SOLO. 1., Recife, ABMS-Núcleo NE, 1977. p. 171-234.
- 70 - SUDENE & DEPARTAMENTO DE SANEAMENTO DO ESTADO DE PERNAMBUCO. Planejamento do sistema de abastecimento d'água da área metropolitana do Recife. Recife, SUDENE. 1968. 307 p.

- 71 - TEIXEIRA, Dilson C.L. Características geotécnicas dos depósitos de argila mole do Recife à influência da matéria orgânica. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 1972. Tese de mestrado.
- 72 - TERZAGHI, K. & PECK, R.B. Soil mechanics in engineering practice. 2ed. New York, J. Wiley, 1967. 729 p.
- 73 - TRAK, B. Contribution à l'étude de la stabilité à court terme des remblais sur fondations argileuses. Quebec, Département de Génie Civil, Université Laval, 1974. Tese de mestrado.
- 74 - . De la stabilité des remblais sur sols mous. Quebec, Département de Génie Civil, Université Laval, 1980. Tese de doutorado.
- 75 - TRAK, B.; LA ROCHELLE, P.; TAVENAS, F.; LEROUEIL, S.; ROY, M. A new approach to the stability analysis of embankments on sensitive clays. Canadian Geotechnical Journal, Toronto 17: 526-44, 1980.
- 76 - VARGAS, M. Introdução à mecânica dos solos. São Paulo, McGraw-Hill do Brasil, USP, 1977.
- 77 - WALKLEY, A. An examination of the degtjareff method for determining soil organic matter, and a proposed modification of the chromic acid titration method. Rothamsted Experimental Station, 1933.
- 78 - WEBER, W.G. In situ permeabilities for determining rates of consolidation. Highway Research Record, Washington, (243):49-61, 1968. Symposium on Soil Properties from In Situ Measurements.

- 79 - WISSA, A.E.Z.; CHRISTIAN, J.T.; DAVIS, E.H.; HEIDERG. S.
Consolidation at constant rate of strain. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, New York, 97
(SM10):1392-413, 1971.
- 80 - WONG, Kai S. & DUNCAN, J.M. Hyperbolic stress-strain parameters for nonlinear finite element analysis of stresses and movements in soil masses; A report of investigation. Berkeley, California College of Engineering, Office of Research Services, 1974. (Report n. TE-74-3).

APÊNDICE - A

ESTIMATIVA DE RECALQUE
PARA SAPATAS ISOLADAS

APÊNDICE - A

ESTIMATIVA DE RECALQUE PARA SAPATAS ISOLADAS

O recalque por adensamento primário, resultante da aplicação rápida de uma carga de dimensões finitas, para o depósito de argila saturada em estudo foi aqui estimado para um caso geral, considerando-se os trechos de recompressão e compressão virgem, através da relação:

$$p_c = \sum_{i=1}^7 \frac{H_i}{1+e_{o_i}} \left[C_r \log \frac{\bar{\sigma}_{vmi} + H_i}{\bar{\sigma}_{voi}} + \frac{H_i}{1+e_{\bar{\sigma}_{vmi}}} C_c \log \frac{\bar{\sigma}_{voi} + \Delta \bar{\sigma}_{vci}}{\bar{\sigma}_{vmi}} \right] \quad (A-1)$$

i - índice da sub camada considerada

O depósito de argila saturada foi subdividido em sete camadas para esta análise. Isto porque há semelhança entre os parâmetros de compressibilidade apresentados e há variação das pressões das terras e de pré-adensamento, procurando-se obter valores médios nessas sub-camadas. A Tabela (A-1) apresenta os valores utilizados.

As sapatas isoladas tiveram as suas dimensões arbitradas, procurando-se atender aos casos práticos mais comuns na área do grande Recife (como também às grandes sapatas). As bases das sapatas retangulares (B) tiveram as seguintes dimensões: 1,50; 2,00; 2,50; 3,00; 3,50 e 4,00 metros, tendo uma relação entre o comprimento e a base (L/B) variando de 1;1,5;2,0

e 4. Enquanto que as sapatas circulares tiveram os seus diâmetros com as seguintes dimensões: 1,00; 1,50; 2,00; 4,00 e 6 metros.

As cargas aplicadas na cota de fundação (-2,00 metros) devidas à super estrutura, variam de 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1,0; 1,2; 1,4; 1,6; 1,8; 2,0; 3,0 kgf/cm². Procurando abranger um grande número de estrutura da região.

A distribuição de pressões sobre placas retangulares carregadas uniformemente a uma profundidade (Z) foi realizada utilizando-se os resultados da integração da equação de Boussinesq por Newmark, através da expressão abaixo (A-2), que dá o acréscimo de pressão em um ponto genérico na vertical de um vértice de placa retangular.

Para as sapatas circulares utilizou-se a expressão (A-3) deduzida por Love (1929).

$$\Delta \bar{\sigma}_{vc} = \frac{\bar{\sigma}_{vc}}{4\eta} \left[\frac{2mn(m^2+n^2+1)^{1/2}}{m^2+n^2+mn+1} \times \frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} \right] + \arctg \frac{2mn \sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2-mn+1} \quad (A-2)$$

$$\Delta \bar{\sigma}_{vc} = \bar{\sigma}_{vc} \left[1 - \left(\frac{1}{1+(R/Z)^2} \right)^{3/2} \right] \quad (A-3)$$

$$\text{onde: } m = \frac{B}{Z} \quad n = \frac{L}{Z}$$

Os recalques calculados pela expressão (A-1) são unidimensionais, para levar em consideração o efeito tri-dimensional do carregamento. SKEMPTON-BJERRUM (1957) desenvol-

veu um método semi-empírico dado pela expressão.

$$\rho_{cf} = \mu \rho_{oed}$$

O fator corretivo " μ " explica o fato de que a atuação de $\Delta\bar{\sigma}_{vc}$ durante o adensamento é diferente da aplicação de $\Delta\bar{\sigma}_{vc}$. O valor de μ para o solo em estudo variou de 0,85 a 0,9, utilizado o parâmetro de poro pressão \bar{A} dos resultados de Amorim (1975).

O procedimento adotado aqui na estimativa do recalque por adensamento primário bem como o fator corretivo do efeito tri-dimensional são recomendados por Ladd (1973).

As figuras (A-1, A-2 e A-3) apresentam os resultados dos recalques nos centros das sapatas, onde observa-se que há uma proporcionalidade entre o recalque para uma carga unitária e a base da sapata retangular (B). Há também uma proporcionalidade entre a relação recalque para uma pressão qualquer e o recalque para uma pressão unitária de 1 kgf/cm^2 com a pressão aplicada.

Para a estimativa do recalque utilizando as figuras (A-1, A-2 e A-3), recomenda-se o seguinte procedimento:

- a) Para sapatas retangulares com a dimensão da base (B) e a relação comprimento/Base (L/B) e para sapatas circulares de diametro D, determinam-se os recalques para uma carga unitária de 1 kgf/cm^2

das figuras (A-1) e (A-2), respectivamente.

- b) Com a pressão aplicada na cota de fundação σ_v , determina-se a relação ρ_{σ_v}/ρ_μ da figura (A-3) e, através desta relação, o recalque para a pressão $\bar{\sigma}_v$, tanto para sapatas retangulares como para circulares.

Os recalques acima referidos são por adensamento primário no depósito de argila estudado, que abrange as profundidades de 6 a 24 metros, utilizando-se os parâmetros e a metodologia acima descritos. Entretanto, nenhuma comprovação experimental foi ainda possível de ser realizada.

PROFUNDIDADE (m)	ESPESSURA DA SUB-CAMADA (cm)	ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL (e_0)	ÍNDICE DE VAZIOS CORRESPONDENTE A $\bar{\sigma}_{vm}$ ($e_{\bar{\sigma}_{vm}}$)	PRESSÃO DAS TERRAS NA PROFUNDIDADE MÉDIA DA SUB-CAMADA $\bar{\sigma}_v$ (kgf/cm ²)	PRESSÃO MÉDIA DE PRÉ-ADENSAMENTO ($\bar{\sigma}_{vm}$) (kgf/cm ²)	ÍNDICE DE RECOMPRESSÃO MÉDIO DA SUB-CAMADA (C_r)	ÍNDICE DE COMPRESSÃO MÉDIO DA SUB-CAMADA (C_c)
5.7 — 7.0	130	2.39	2.06	0.68	1.61	0.27	1.95
7.0 — 10.0	300	1.63	1.42	0.81	1.48	0.18	1.10
10.0 — 13.0	300	2.15	1.91	1.00	1.33	0.22	1.39
13.0 — 16.0	300	2.14	1.85	1.19	1.42	0.30	1.57
16.0 — 19.0	300	1.33	1.16	1.38	1.54	0.09	0.76
19.0 — 22.0	300	1.25	1.12	1.57	1.66	0.08	0.61
22.0 — 24.0	200	1.46	1.25	1.73	1.76	0.16	0.71

Tab. A.1 - VALORES DE PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE, ÍNDICES DE VAZIOS E PRESSÕES UTILIZADOS NA ESTIMATIVA DE RECALQUE.

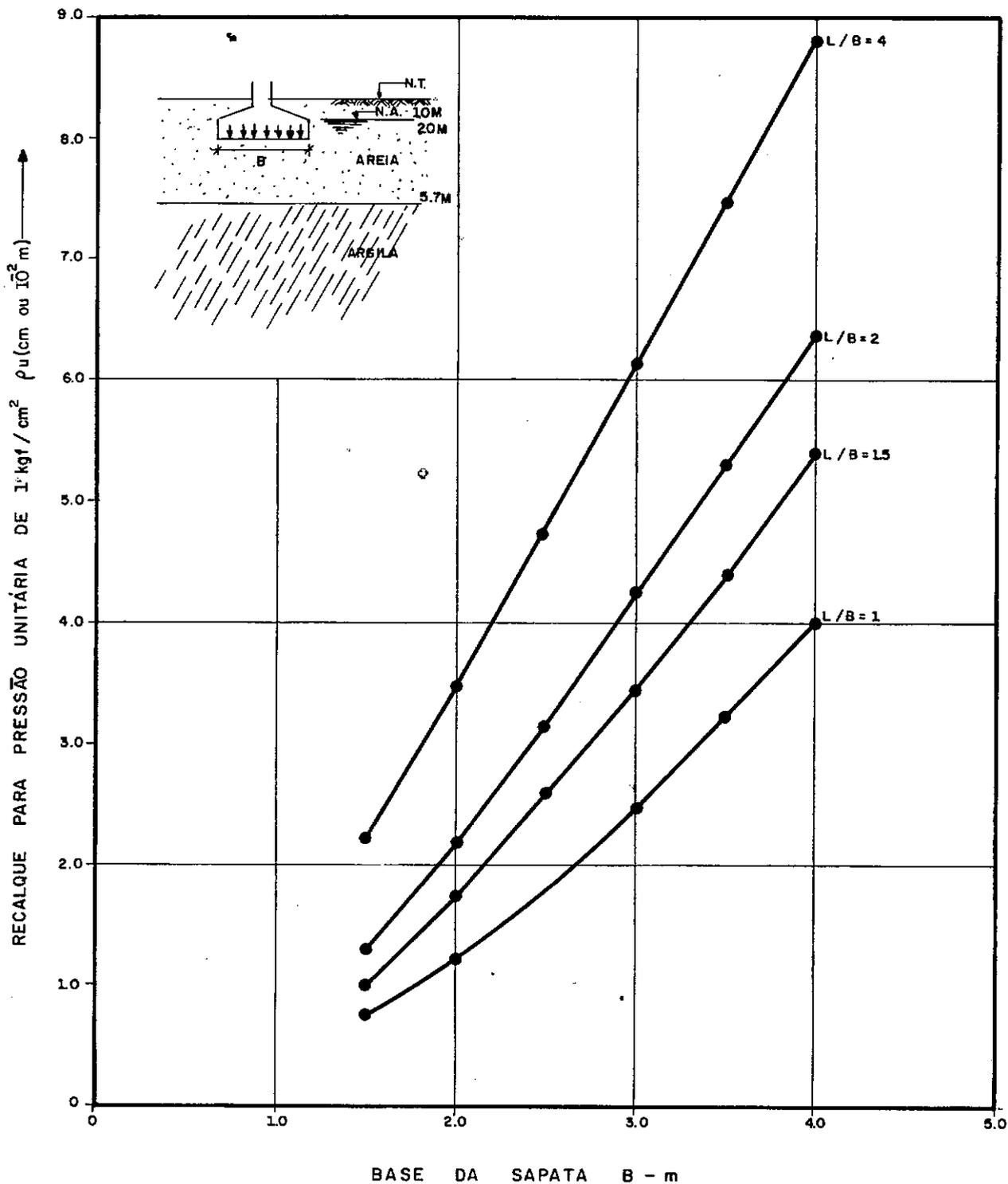


Fig. A.1 — CURVAS DE RECALQUE PARA UMA PRESSÃO UNITÁRIA DE 1 kgf / cm² (ρ_u) VERSUS LARGURA DA SAPATA (B) PARA VARIAS RELAÇÕES DE COMPRIMENTO E LARGURA DE SAPATAS (L / B).

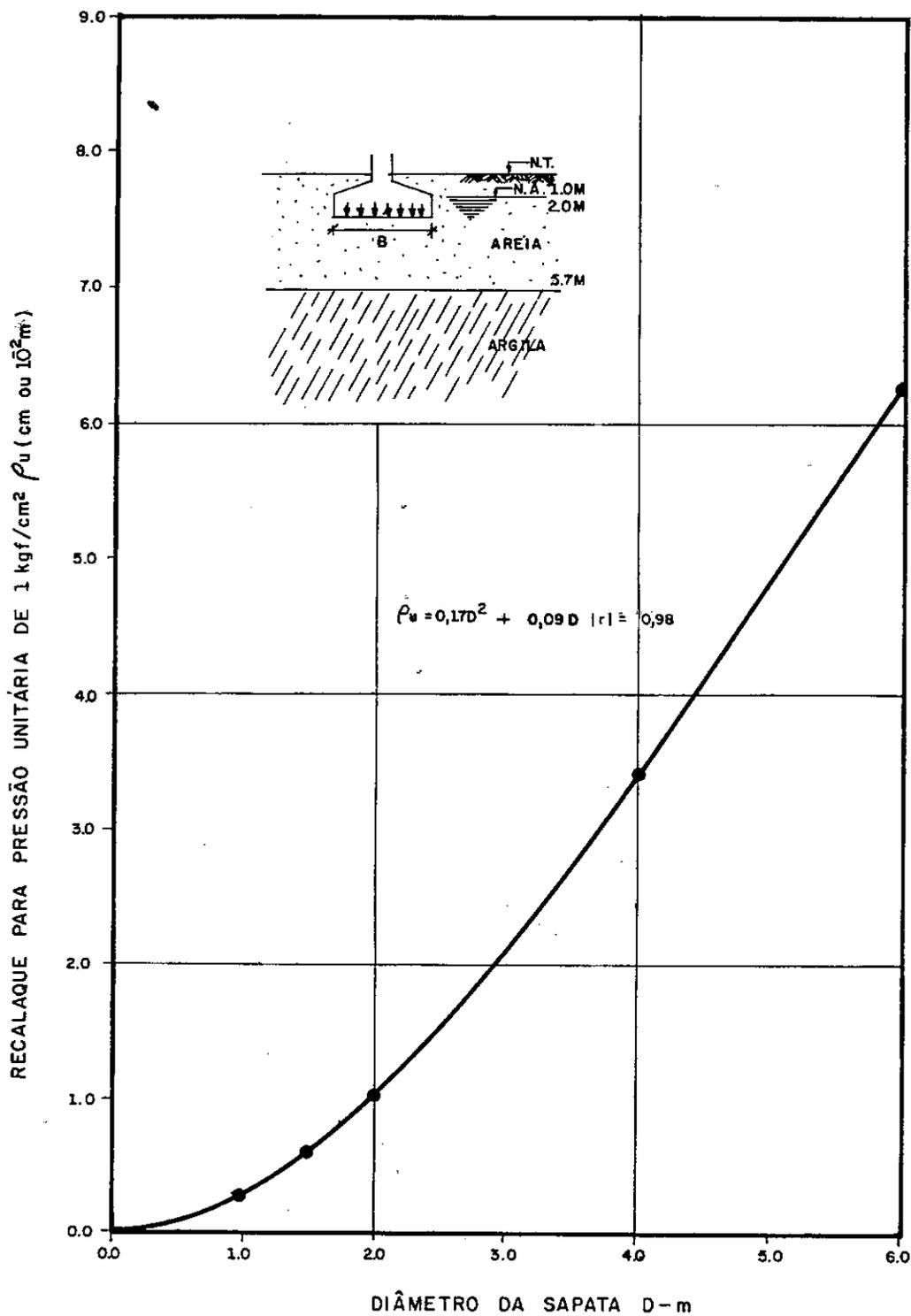


Fig. A.2 — CURVAS DE RECALQUE PARA UMA PRESSÃO UNITÁRIA DE 1 kgf / cm² (ρ_u) VERSUS DIA METRO DA SAPATA (D).

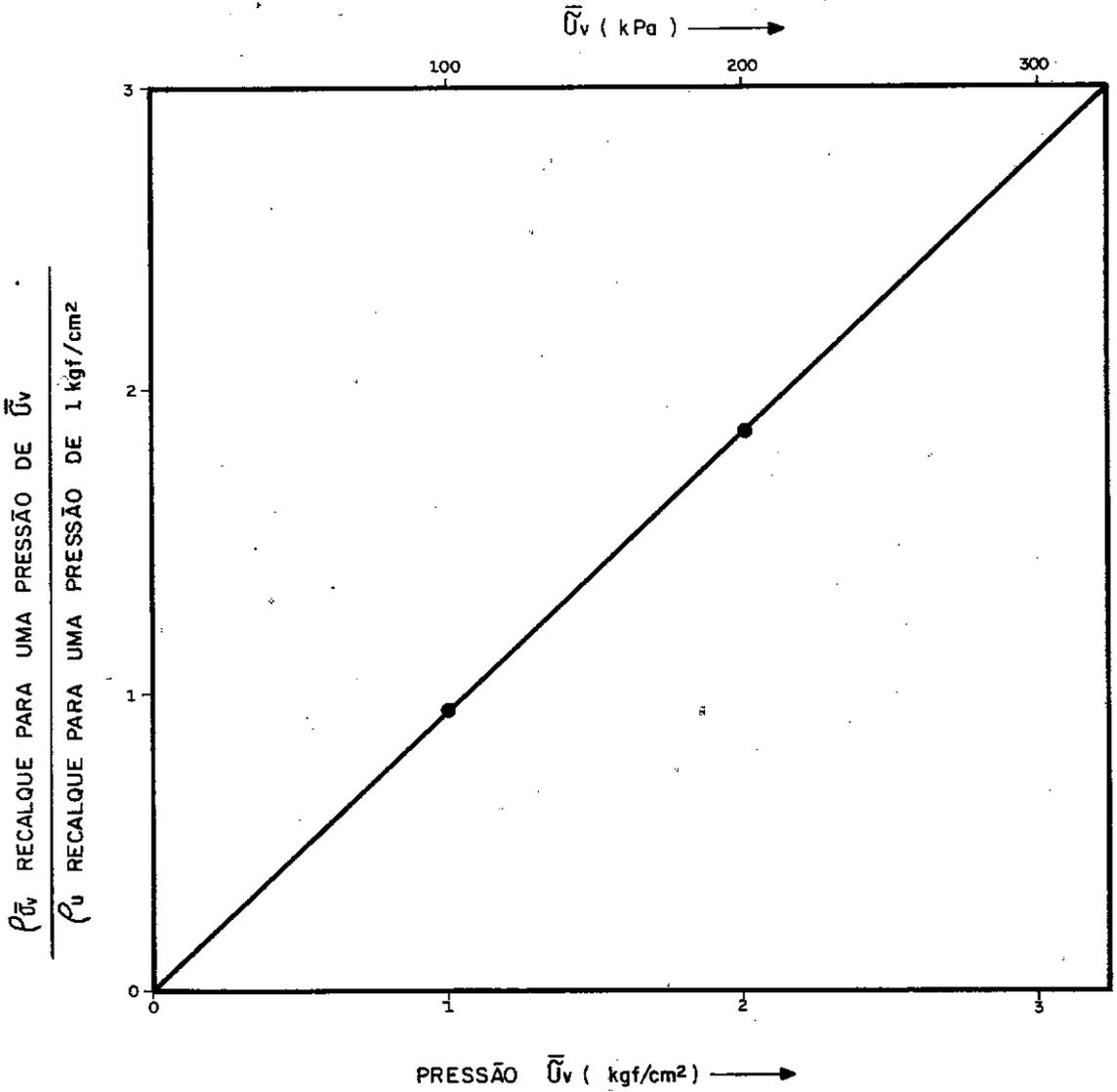


Fig. A.3 — RELAÇÃO ENTRE RECALQUE PARA UMA PRESSÃO QUALQUER E RECALQUE PARA UMA PRESSÃO UNITÁRIA DE 1 kgf/cm^2 VERSUS PRESSÃO APLICADA.

APÊNDICE - B

**AFERIÇÕES EM ENSAIOS DE
ADENSAMENTO**

APÊNDICE - B

AFERIÇÕES EM ENSAIOS DE ADENSAMENTO

B - 1 AFERIÇÃO DA RELAÇÃO DE CARREGAMENTO DA PRENSA DE ADENSAMENTO

Nos ensaios de adensamento, procurou-se aferir a relação de carregamento entre as cargas aplicadas e as transmitidas para a prensa do tipo BISHOP de fabricação nacional.

O procedimento adotado na aferição constitui-se das seguintes etapas:

- 1 - Nivelamento completo da prensa, mesa e placa - forma de apoio da célula.
- 2 - Fixação lateral do anel dinamométrico de capacidade de 500kgf/cm^2 , de fabricação DIPLING.D. TIEDEMAM MUNCHEN 42, com calibração prévia nas hastes da prensa de adensamento sem causar qualquer tração.
- 3 - Ajustamento do anel dinamométrico ao pistão e à plataforma da prensa, para que fiquem na mesma linha de ação (vertical).
- 4 - Após todo o sistema estar em equilíbrio sob o peso próprio, aplicam-se as cargas aferidas ini

cialmente à prensa, obtendo-se as leituras do anel dinamométrico e, através da curva de calibração do anel, a carga transmitida ao pistão.

As três prensas apresentaram um mesmo comportamento havendo pequenas variações entre elas. A figura (B-1) apresenta uma relação entre as cargas aplicadas e as cargas transmitidas, obtendo-se através da regressão linear dos valores obtidos a seguinte relação:

$$P_t = 9,92 P_a - 0,16 \quad |r| = 1,00$$

P_t - Peso transmitido ao pistão em kgf

P_a - Peso aplicado a prensa em kgf

$|r|$ - coeficiente de correlação

Embora se tenha encontrado uma relação de carregamento de 9,92:1, foi considerada para a determinação das cargas dos ensaios a relação de 10:1. Concluiu-se, então, que o erro encontrado em cerca de 1%, podendo, para todos os efeitos práticos ser considerado desprezível, pois situa-se dentro dos limites de imprecisão dos pesos utilizados e das perdas por atrito lateral do anel confinante.

B - 2 MEDIDA DE DEFORMAÇÃO DA CÉLULA DE ADENSAMENTO

Na montagem da célula para o ensaio de adensamen -

to, existem espaços vazios entre a prensa e a célula e na própria célula que são reduzidos à medida que as pressões são aplicadas, sendo estas incorporadas na deformação medida do corpo-de-prova pelo deflectômetro, como mostra a figura (B.2).

Procurou-se avaliar estas deformações, assumindo-se que a célula e o disco de aço que substitui o corpo-de-prova são rígidos, e todas as deformações que ocorrem são decorrentes da redução dos vazios existentes. Esta consideração é bastante real, principalmente quando comparada com as deformações do corpo-de-prova do solo (argila orgânica mole).

O procedimento do ensaio adotado constitui-se das seguintes etapas:

- 1) A célula de adensamento é preparada com o mesmo procedimento e cuidados, como se estivesse realizando-se um ensaio com amostras do solo.
- 2) O corpo-de-prova do solo é substituído por um disco de aço rígido com dimensões muito próximas do corpo-de-prova, tendo 6,90cm de diâmetro, 1,99 cm de altura.
- 3) A prensa de adensamento é nivelada e colocada em equilíbrio sob o peso próprio e célula completa
- 4) As cargas são aplicadas à prensa, sendo estas iguais as do ensaio de adensamento, como se o

corpo-de-prova fosse de solo, sendo efetuadas medidas de deformações ocorridas.

As três prensas utilizadas na pesquisa apresentaram comportamento similar aos da figura (B-3), tendo uma deformação máxima para a pressão de $12,8 \text{ kgf/cm}^2$ de $0,50 \text{ mm}$ em média, ou seja $2,5\%$ da deformação do corpo de prova, apresentando, portanto, pequena influência na deformação do corpo de prova medido. Observou-se, também, que as deformações da prensa para cada estágio de carregamento ficaram próximas das deformações ocorridas entre a leitura final do deflectômetro para a pressão anterior e a leitura correspondente à deformação inicial (do) pelo método de Casagrande no gráfico deformação versus $\log t$ da pressão subsequente. Assim, considerando-se a leitura inicial de cada estágio como sendo a leitura, correspondente a d_0 , as deformações da prensa já estão sendo corrigidas.

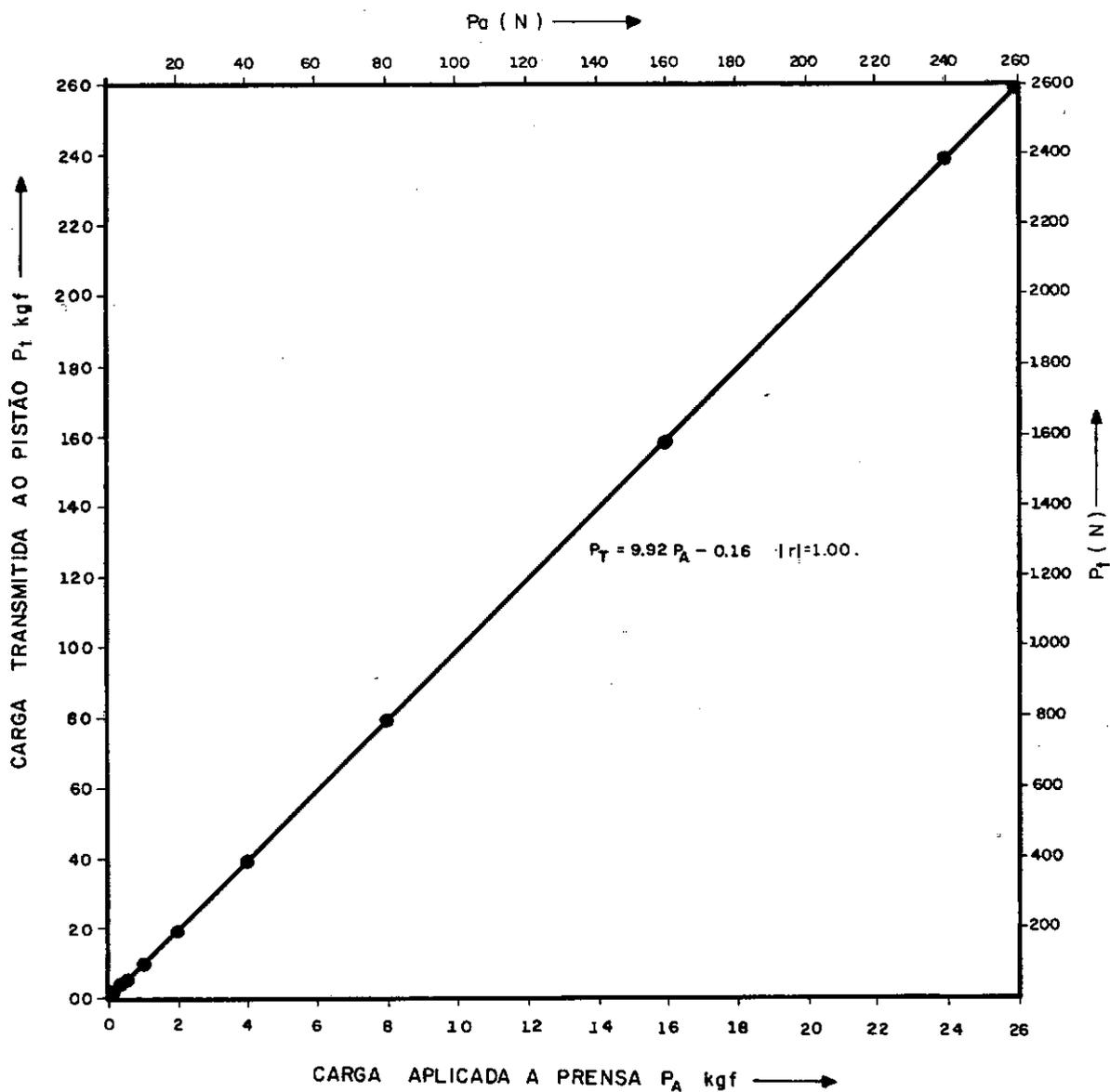
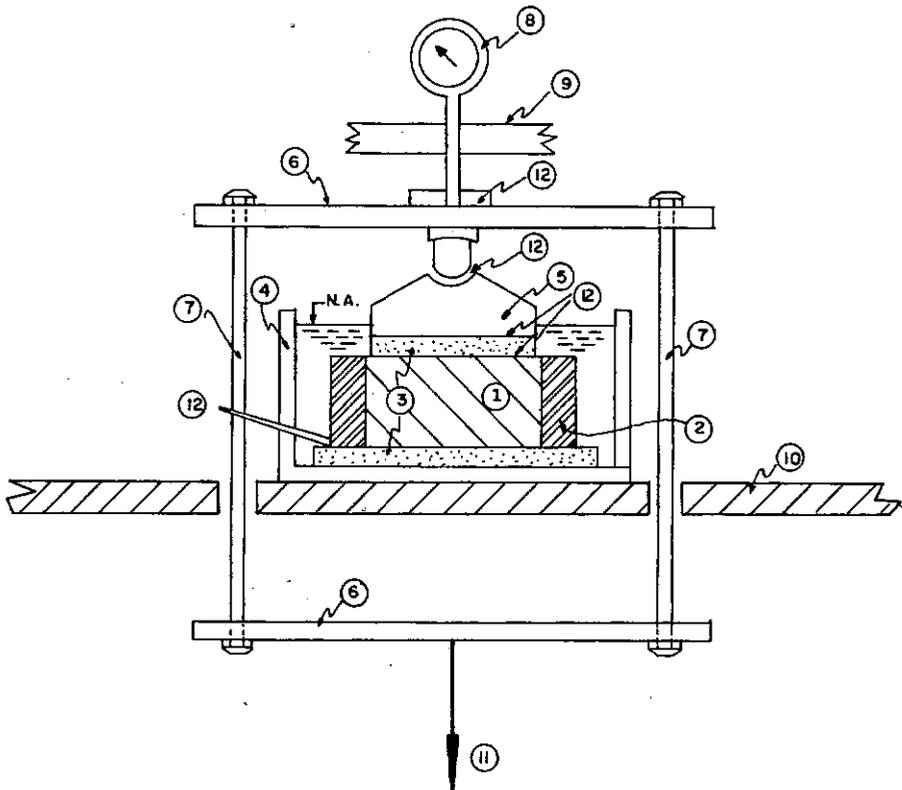


Fig. B.1 - RELAÇÃO DE CARREGAMENTO ENTRE A CARGA TRANSMITIDA AO PISTÃO E A CARGA APLICADA À PRENSA.



- ① Corpo-de-prova cilíndrico.
- ② Anel metálico.
- ③ Pedras porosas.
- ④ Recipiente com água.
- ⑤ Placa rígida para aplicação de cargas.
- ⑥ Vigas.
- ⑦ Tirantes.
- ⑧ Deflectómetro para medida das deformações de altura do corpo de prova.
- ⑨ Suporte do deflectómetro.
- ⑩ Mesa de apoio.
- ⑪ Cargas axiais "U" aplicadas por meio de alavancas.
- ⑫ Espaço vazios entre as peças.

Fig. B. 2 – ESQUEMA DE MONTAGEM DO ENSAIO DE ADENSAMENTO, E DE VAZIOS DEIXADO ENTRE AS PEÇAS.

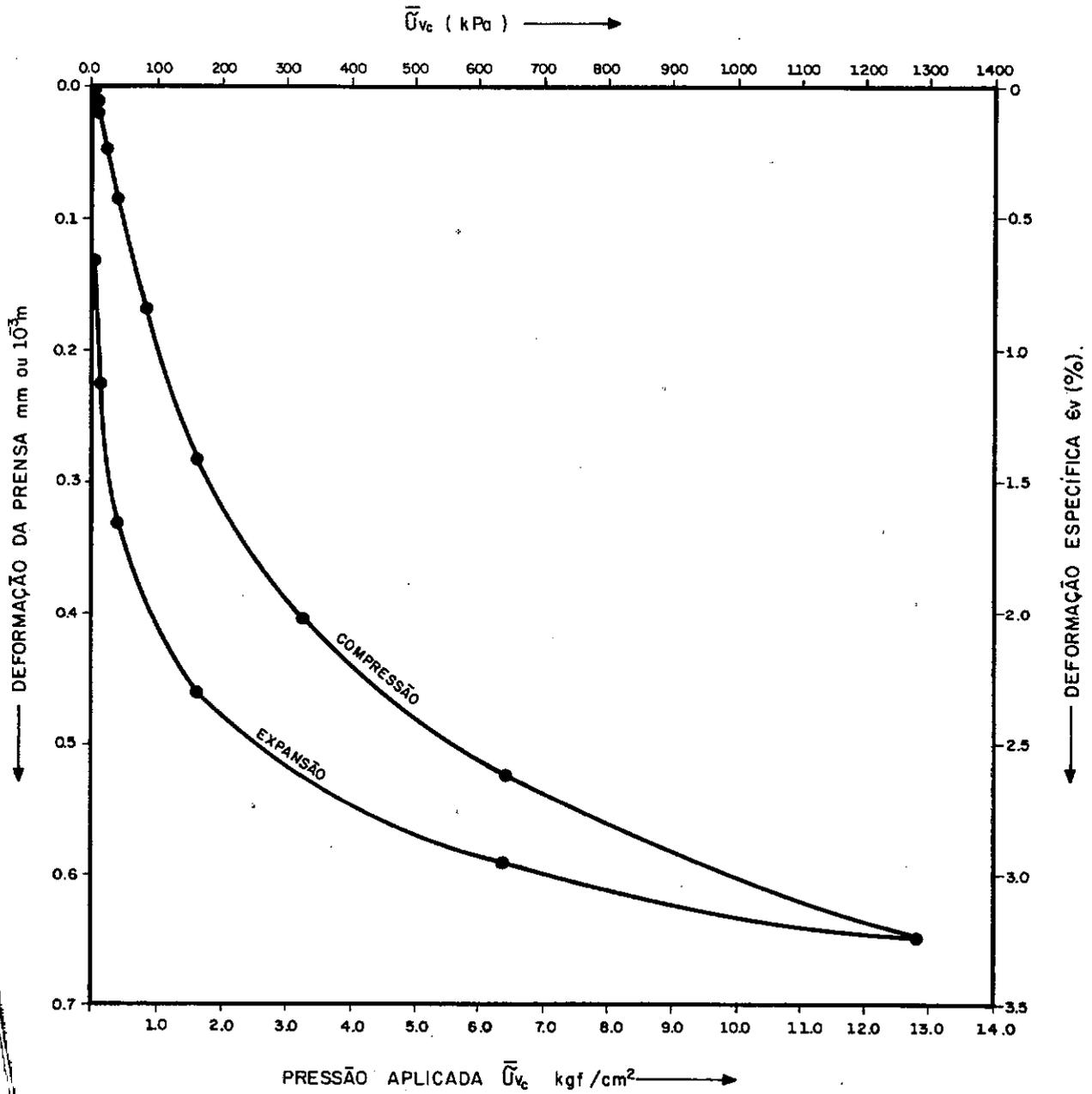


Fig. B.3 — CURVA DE DEFORMAÇÃO DA PRENSA.