

*Estudo da Consolidação de uma
Argila Mole do Mangue de
João Pessoa*

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA - CCT
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

ESTUDO DA CONSOLIDAÇÃO DE UMA ARGILA MOLE
DO MANGUE DE JOÃO PESSOA

João de Deus dos Santos
Engenheiro Civil

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS
DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DO CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNO
LOGIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA, COMO PARTE DOS RE
QUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS (M.Sc.).

APROVADA POR:



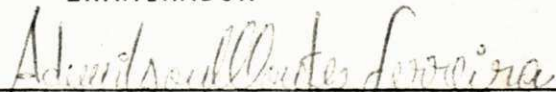
PROF. VALDÉS BORGES SOARES - M.Sc.

PRESIDENTE



PROF. HEBER CARLOS FERREIRA - DOUTOR

EXAMINADOR



PROF. ADEMILSON MONTES FERREIRA - M.Sc.

EXAMINADOR

CAMPINA GRANDE
ESTADO DA PARAÍBA - BRASIL
JULHO - 1977

"... Na paisagem do rio
difícil é saber
onde começa o rio;
onde a lama
começa do rio;
onde a terra
começa da lama..."

João Cabral de Melo Neto

*Aos meus pais João Maria e Olinda,
pela confiança gerada no amor
que converte todo medo em luta.*

A G R A D E C I M E N T O S

- À Universidade Federal de Mato Grosso pela oportunidade concedida.

- À Universidade Federal da Paraíba, Departamento de Engenharia Civil, pela realização do Curso.

- Ao professor Valdez Borges Soares, Orientador e amigo, pela confiança, sugestões e estímulo à pesquisa.

- Ao professor Heber Carlos Ferreira, Chefe do Departamento de Engenharia Civil, pela maneira com que conduziu esse Departamento em todo o período da realização do Curso.

- A todos os professores do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil e, em especial aos professores visitantes J.G. Cabrera da Universidade de Leeds - Inglaterra, H.S. Radhakrishna da Universidade de Waterloo - Canadá, e Yoshischkika Nishida da Universidade de Kanazwa - Japão; cujos ensinamentos nos tornaram possível desvendar novos horizontes.

- Aos meus colegas de pesquisa pela solidariedade nos caminhos percorridos.

- Aos amigos que souberam se colocar em dis
ponibilidade nos momentos mais necessários.

- A todos aqueles, que direta ou indireta -
mente, contribuíram para a realização deste trabalho.

CONSOLIDATION STUDY OF A SOFT CLAY
FROM MANGUE OF JOÃO PESSOA

M.Sc. Dissertation

by

João de Deus dos Santos

ABSTRACT

The study presented in this dissertation concerns the consolidation of a soft clay from the city of João Pessoa, in the State of Paraíba, Brazil.

The consolidation properties were determined by means of consolidation tests in an oedometer, with undisturbed samples representative of various depths within the clay layer. Tests were also performed in order to determine the clay characteristics, in terms of plasticity, grain size and specific gravity.

The parameters of consolidation and consistency obtained during the laboratory program were analyzed in relation to their variation as a function of depth. The results of this analysis show that the coefficient of consolidation C_v and the coefficient of permeability K , of the soil which was studied are practically constant throughout the layer, while the coefficient of compressibility a_v , the compressive index C_c , and void ratio decrease with increase of depth.

These results also permit the formulation of mathematical relationships, some of them showing notable statistical validity, thus permitting their use in civil engineering designs.

ESTUDO DA CONSOLIDAÇÃO DE UMA ARGILA MOLE
DO MANGUE DE JOÃO PESSOA

Tese de Mestrado

por

João de Deus dos Santos

RESUMO

O estudo apresentado nesta dissertação trata da consolidação de uma argila mole da cidade de João Pessoa, Estado da Paraíba, Brasil.

Para a determinação das propriedades de consolidação foram realizados ensaios de adensamento no aparelho edométrico, com amostras indeformadas, representativas de diversas profundidades da camada de argila. Também realizou-se ensaios de caracterização da argila, em termos de plasticidade, granulometria e pesos específicos.

Os parâmetros de consolidação e os parâmetros de consistência da argila obtidos durante o programa de laboratório foram analisados em relação as suas variações com a profundidade. Os resultados desta análise, mostram que o coeficiente de consolidação C_v e o coeficiente de permeabilidade K , do solo estudado, são praticamente constantes ao longo da camada, enquanto que o coeficiente de compressibilidade a_v , o índice de compressão C_c e os índices de vazios, decrescem com a profundidade.

Estes resultados permitiram também formular relações matemáticas, algumas delas com notável validade estatística, permitindo conseqüentemente a sua utilização em anteprojetos de Engenharia Civil.

NOTAÇÕES ADOTADAS

σ	- tensão total
σ'	- tensão efetiva
σ'_v	- tensão efetiva vertical in situ
σ'_c	- tensão de pré-adensamento
u	- pressão neutra, ou excesso de pressão hidrostática, ou sobrepressão
$\Delta\sigma'_v$	- variação da tensão efetiva in situ
$\Delta\sigma'_c$	- variação da tensão de pré-adensamento
P	- carga aplicada
Δp	- carga adicionada pela estrutura
$U(\%)$	- porcentagem de adensamento
T	- fator tempo
ΔH	- recalque total
$\Delta H(t)$	- recalque no tempo t
t	- tempo a partir da aplicação do incremento de carga
H	- altura de drenagem
C_v	- coeficiente de consolidação
a_v	- coeficiente de compressibilidade
m_v	- coeficiente de compressibilidade volumétrica
K	- coeficiente de permeabilidade
C_c	- índice de compressão
C_s	- índice de expansão
r	- razão de compressão primária
e	- índice de vazios
Δe	- variação do índice de vazios
e_0	- índice de vazios inicial
e_s	- índice de vazios in situ
e_p	- índice de vazios de pré-adensamento
n	- porosidade
h	- teor de umidade natural

Gs	- densidade real
γ	- peso específico aparente úmido
γ_d	- peso específico aparente seco
δ	- peso específico das partículas do solo
γ_{sub}	- peso específico aparente submerso
P_s	- peso da amostra seca
V_s	- volume da amostra seca
Hs	- altura da parte sólida do solo
LL	- limite de liquidez
LP	- limite de plasticidade
IP	- índice de plasticidade
IC	- índice de consistência
NA	- argila normalmente adensada
PA	- argila pré-adensada
MO(%)	- teor de matéria orgânica
A	- área da amostra do anel de adensamento
Di	- diâmetro interno do Shelby
De	- diâmetro externo do Shelby
Ar(%)	- grau de deformação (amolçamento)
r	- coeficiente de correlação

Í N D I C E

			Página
CAPÍTULO	1	- INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO	2	- OBJETIVOS DA PESQUISA	3
CAPÍTULO	3	- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
		3.1 - Introdução	5
		3.2 - Influência das propriedades <u>In</u> <u>tr</u> insecas das Argilas nas <u>se</u> <u>g</u> uintes Propriedades de <u>Enge</u> <u>nh</u> aria:	6
		3.2.1 - Consistência do Solo	6
		3.2.2 - Compressibilidade e <u>A</u> densamento	7
		3.3 - Argilas Indeformadas	7
		3.3.1 - Argilas Indeformadas Normalmente Adensadas	8
		3.3.2 - Argilas Indeformadas Pré-adensadas	9
		3.4 - Compressibilidade das Argilas Saturadas	11
		3.5 - A Consolidação Primária	13
		3.5.1 - Física do Fenômeno	13
		3.5.2 - Analogia Mecânica de Terzaghi	15
		3.5.3 - Evolução dos Recalques Primários de uma <u>Cam</u> <u>da</u> de Solo	16
		3.5.4 - Determinação do <u>Coefi</u> <u>ci</u> ente de <u>Consolida</u> <u>ç</u> ão (C_v)	18
		3.5.5 - Influência dos <u>Desloca</u> <u>ment</u> os Laterais	20

		Página
	3.5.6 - Fatores que influenci	
	am as determinações dos	
	Parâmetros de Engenharia	20
	3.5.7 - Relações Matemáticas	
	de algumas Propriedades	
	de Engenharia das	
	Argilas, obtidas por	
	outros Autores	22
CAPÍTULO	4 - MATERIAIS E MÉTODOS	30
	4.1 - Introdução	30
	4.2 - Geologia da Região	31
	4.3 - Coleta e Preparação das Amos	
	tras para os Ensaios de Labora	
	tório	32
	4.4 - Ensaios Realizados	32
	4.4.1 - Teor de Umidade Natural	32
	4.4.2 - Peso Específico Aparen	
	te Úmido	33
	4.4.3 - Densidade Real	33
	4.4.4 - Limites de Atterberg	33
	4.4.5 - Análise Granulométrica	34
	4.4.6 - Adensamento	34
CAPÍTULO	5 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	46
	5.1 - Introdução	46
	5.2 - Densidade Real	46
	5.3 - Peso Específico Aparente Úmido	
	e Peso Específico Aparente Se	
	co	46
	5.4 - Teor de Umidade Natural	47
	5.5 - Limites de Atterberg	47
	5.6 - Análise Granulométrica	47
	5.7 - Ensaio de Adensamento	47

			Página
CAPÍTULO	6	- DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	81
		6.1 - Introdução	81
		6.2 - Caracterização do Solo que For ma a Camada de Argila Mole	81
		6.3 - Consolidação da Camada de Argi la	83
		6.4 - Relações Matemáticas obtidas com alguns Parâmetros determi nados nesta Pesquisa	85
CAPÍTULO	7	- CONCLUSÕES	110
CAPÍTULO	8	- SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	112
		REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	114
APÊNDICE	A	- TABELAS	119
APÊNDICE	B	- DEDUÇÕES DE FÓRMULAS	125
APÊNDICE	C	- GRÁFICOS	133
APÊNDICE	D	- TABELAS	144
APÊNDICE	E	- PROGRAMA FORTRAN	146

CAPÍTULO I

I N T R O D U Ç Ã O

A Engenharia de Fundações enfrenta sérios problemas em terrenos onde ocorre a presença de argila mole, porque estes solos, além de apresentarem uma baixa capacidade de carga, são susceptíveis a grandes deformações, assim, a ocorrência de argila mole em locais onde se pretende construir faz com que se torne obrigatório o estudo específico da mesma, no sentido de identificar as suas propriedades de engenharia a fim de se determinar com segurança o comportamento do solo diante das cargas que irá suportar. O subsolo da área do mangue da cidade de João Pessoa sendo formado por uma espessa camada de argila com identificável presença de matéria orgânica, situada sobre camadas de areia, requer então um estudo de talhado de modo a se poder prever sua performance diante das obras previstas para aquele local.

As propriedades que parecem mais importantes em termos de Engenharia Civil são aquelas relacionadas com a resistência ao cisalhamento e com a consolidação do solo.

Silva (27), estudou esta argila quanto à resistência ao cisalhamento "in situ" e em laboratório. O estudo consistiu na determinação e análise da coesão não drenada, penetração estática e dinâmica e Vane Test de campo e labora-

tório. Procurando ampliar o conhecimento desta argila orgânica, realizou-se neste trabalho o estudo da sua consolidação.

O assentamento dos solos origina-se principalmente pela redução dos vazios do mesmo. Assim, se estes vazios estão cheios de água, o assentamento se associa à expulsão da água dos vazios e só assim poderá ocorrer. O assentamento de um terreno, em tais condições, seja por peso próprio ou pela construção de estruturas sobre ele ou por ambos se chama adensamento.

Se um solo saturado é muito permeável, como no caso das areias puras, seu adensamento devido à aplicação de novas cargas estáticas é quase instantâneo, visto não haver dificuldade para a água abandonar os vazios do solo. Isto explica a pouca dificuldade que se tem em edificar estruturas sobre depósitos de material granular, já que os assentamentos ocorrem durante o período construtivo devido a pequena variação no índice de vazios que ocorre nestes materiais pois as maiores variações no índice de vazios deste tipo de solo deve-se não a cargas estáticas, mas à cargas dinâmicas (vibrações). Por outro lado, se o solo saturado é argila, com baixa permeabilidade, seu adensamento será muito lento, prolongando-se acentuadamente além do período construtivo. Um agravante no caso das argilas é que, devido aos seus aspectos estruturais, resulta uma tendência, muito acentuada, de apresentar grandes variações do índice de vazios e, conseqüentemente, assentamentos consideráveis.

CAPÍTULO 2

OBJETIVO DA PESQUISA

O estudo dos parâmetros intrínsecos dos solos nas suas propriedades de engenharia é de fundamental importância para a determinação correta do seu comportamento. Logo, extrapolações de um estudo particular não são de confiança e, além disso, a natureza não homogênea da camada de solo implica que os resultados são válidos somente no sentido estatístico. Desse modo, o principal objetivo desta pesquisa limitada foi o estudo de um depósito de argila do subsolo do mangue da cidade de João Pessoa, no que tange à consolidação da camada de argila, e portanto, ao que parece, de grande importância para fins de Engenharia Civil.

O estudo foi conduzido utilizando-se "amostras indeformadas" retiradas por meio de tubos "Shelbies". Os ensaios foram realizados com amostras retiradas em intervalos de um metro de profundidade ao longo da camada de argila, determinando-se a partir do ensaio de adensamento os diversos parâmetros que caracterizam a consolidação da argila. Além disso, foram realizados ensaios de caracterização da plasticidade e da granulometria, pesos específicos e teor de umidade. Isso permitiu o estudo das variações das propriedades do solo com a profundidade da camada de argila.

Com os resultados tentou-se obter correlações estatísticas entre certas propriedades de engenharia do solo estudado. Essas correlações são, obviamente, válidas só para este solo em particular e para as condições de estudo propostas.

CAPÍTULO 3

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 - Introdução

A variação do sistema de tensões aplicado a um material qualquer provoca deformações desse material. No caso dos solos essas deformações vão ocorrer geralmente com uma variação de volume da massa de solo considerada. Para os solos esses fenômenos são muito mais complexos que para os outros materiais que entram nos problemas de Engenharia Civil, porque é praticamente impossível definir uma lei de comportamento, uma relação entre as tensões, as deformações e o tempo. Isso poderá ser feito, somente depois de simplificações radicais.

Os problemas de mecânica dos solos onde precisaremos definir essas noções de tensão e de deformação são essencialmente de dois tipos: o primeiro tipo compreende os casos onde as tensões não superam a resistência do solo, embora elas possam provocar deformações importantes. Esses problemas são essencialmente os problemas de "recalques" que vão constituir o assunto da presente pesquisa. O segundo tipo compreende os casos onde as tensões podem ultrapassar a resistência ao cisalhamento do solo. São os problemas de estabilidade ou de ruptura.

3.2 - Influência das Propriedades Intrínsecas das Argilas em algumas Propriedades de Engenharia:

3.2.1 - Consistência do Solo

Grim (1) afirma que não é um simples valor de limite de plasticidade que caracteriza um particular argilo-mineral. A variação para um mesmo mineral pode ser grande, como acontece por exemplo na haloisita e na montmorilonita. Essa variação não é devida somente à variação na troca de cátions e da presença de componentes que não sejam argilo-minerais, mas também deve-se à variação da estrutura e composição dentro da unidade do argilo mineral. Geralmente o valor de LP decresce para os argilos minerais na seguinte ordem: montmorilonita, haloisita, ilita e caulinita. Em materiais compostos de montmorilonita, outros fatores, tais como a presença de não argilo-minerais, provavelmente causa grande variação no valor de LP (2). O sódio por exemplo causa ligeiro decréscimo no valor do LP para os argilos minerais acima citados, enquanto causa aumento para o LP nas montmorilonitas.

A variação dos valores do limite de liquidez para um grupo de argilo-mineral é bem maior do que a variação para os valores do LP. Os valores do LL decrescem para os seguintes argilo-minerais, nesta ordem: montmorilonita com sódio, cálcio, magnésio e potássio, ilita, caulinita mal cristalizada, haloisita e caulinita bem cristalizada. Segundo Grim (2) não existe variação significativa no valor do LL com relação à troca de cátions, mas sim com relação ao estado de cristalização e tamanho das partículas. O mesmo autor enfatiza que $\pm 5\%$ de montmorilonita associado a outros argilo-minerais pode aumentar consideravelmente o valor do LL. Afirma ainda que os limites de Atterberg aumentam com a diminuição do tamanho

das partículas, e o valor do LL tende a aumentar mais que o valor do LP.

Segundo Caputo (3), as argilas classificam-se quanto ao índice de consistência ($IC = \frac{LL - h}{IP}$) em: muito moles - $IC < 0$; moles - $0 < IC < 0,50$; médias - $0,50 < IC < 0,75$; rijas - $0,75 < IC < 1,00$ e duras - $IC > 1,00$

3.2.2 - Compressibilidade e Adensamento

Skempton (4) mostra que o índice de compressão e conseqüentemente a compressibilidade, aumenta com a porcentagem da fração argila e depende da composição mineralógica da referida fração argila. A compressibilidade de amostras de caulinita é consideravelmente menor do que amostras de montmorilonita. A compressão decresce na seguinte ordem de seus constituintes mineralógicos: alumínio, cálcio e sódio, embora dependa muito pouco da capacidade de troca de cátions. Lambe e Martin (5) mostram que a compressibilidade de solos compostos de uma mistura de illita e montmorilonita varia com a troca de cátions na seguinte ordem decrescente: Na, Ca, Mg, K e H.

3.3 - Argilas Indeformadas

Conhecendo a pressão de consolidação σ'_c de um solo e a pressão vertical efetiva σ'_v que o solo suporta atualmente "in situ", existem as seguintes possibilidades:(6)

- a) $\sigma'_c \cong \sigma'_v$ - o solo é totalmente adensado sob a pressão σ'_v e durante a sua história geológica ele nunca suportou pressões superiores.
- b) $\sigma'_c > \sigma'_v$ - o solo é pré-adensado, porque anteriormente

ele suportou uma pressão σ'_c superior à pressão de adensamento atual σ'_v .

- c) $\sigma'_c < \sigma'_v$ - o solo é parcialmente ou normalmente adensado; o seu adensamento sob a pressão σ'_v não está totalmente concluído.

A maioria das argilas sedimentares nos vales de rios e em zonas litorais, são normalmente adensadas.

3.3.1 - Argilas Indeformas Normalmente Adensadas

A discussão a seguir limita-se à argilas que nunca foram submetidas a pressão maior que a correspondente à carga atual devida ao peso próprio do solo. Tais argilas são denominadas normalmente adensadas. A experiência mostra que o teor de umidade natural das argilas normalmente adensadas está geralmente próximo ao limite de liquidez. Se h é consideravelmente mais baixo que LL, a sensibilidade da argila provavelmente será excepcionalmente baixa. Por outro lado, se h é consideravelmente maior que LL, a argila provavelmente terá uma alta sensibilidade. (6).

A compressibilidade de uma camada normalmente adensada de argila, com um limite de liquidez conhecido, pode ser aproximadamente estimada por meio da seguinte equação empírica proposta por Skempton (4): $C_c = 0.009 (LL - 10\%)$, desde que a argila não tenha propriedades particulares. Se, porém, a argila tem limite de liquidez acima de 100%, se seu teor de umidade a 5 ou 10 m de profundidade é maior que o limite de liquidez ou se ela contém uma alta porcentagem de matéria orgânica, a compressibilidade da camada pode ser várias vezes a calculada por meio da equação anterior (6). Nessas

condições, se um edifício vai ser construído acima de uma argila excepcional, é aconselhável determinar a sua compressibilidade por meio de ensaios de adensamento em amostras indeformadas.

Crispél (8) apresenta a seguinte variação de argilas N.A. quanto ao índice de compressão C_c e ao índice de expansão C_s :

montmorilonitas	-	$C_c > 1,5$	e	$C_s > 0,30$
ilitas	-	$0,50 < C_c < 1,0$	e	$0,10 < C_s < 0,30$
caulinitas	-	$0,20 < C_c < 0,50$	e	$0,05 < C_s < 0,10$

3.3.2 - Argilas Indeformadas Prē-adensadas

Uma argila é dita prē-adensada se ela esteve em alguma ocasião sujeita a uma pressão superior à atual de vida à carga do solo.

A maioria das argilas mais antigas (Eocênio, Getáceo, Jarássico) são geralmente prē-adensadas. Entre os fatores geológicos que podem produzir um prē-adensamento, tem-se (6):

- a) pressão de sobrecargas retiradas pela erosão;
- b) alteração dos minerais argilosos das camadas superiores;
- c) Secagem devida à exposição temporária;
- d) forças tectônicas;
- e) forças devidas a deslocamentos verticais.

O excesso de pressão $\Delta\sigma$ sendo menor que cerca de 4 kg/cm^2 , a argila pode estar ainda mole. Se entretanto $\Delta\sigma$ fôr muito maior, a argila é rija. (6)

A compressibilidade de uma argila pré-adensada depende não somente do seu limite de liquidez mas também da relação $\Delta p / (\sigma'_v - \sigma'_c)$ em que Δp é a pressão adicionada pela estrutura a pressão atual do solo σ'_v , e σ'_c é a pressão máxima que já atuou na argila. Se essa relação é menor que 50%, a compressibilidade da argila será provavelmente de 10 a 25% a de uma argila semelhante em estado normalmente adensado. O efeito do pré-adensamento na compressibilidade da argila decresce com o aumento do valor dessa relação. Para valores maiores de 100% a influência do pré-adensamento no recalque da estrutura pode ser desprezada. (6)

O pré-adensamento de uma camada de argila sendo devido a uma carga que foi removida, o excesso de pressão que atuou no solo é o mesmo em qualquer ponto ao longo de uma linha vertical abaixo da superfície do terreno. Se, entretanto, fôr devido a secagem dos minerais argilosos, o excesso de pressão provavelmente diminui na direção descendente, a partir da primeira superfície de evaporação, e a profundidade total da camada pré-adensada não pode exceder a uns poucos pés. (6)

A compressibilidade de camadas de argila altamente pré-adensadas é geralmente desprezível, a menos que se tenha que construir sobre uma espessa camada de argila rija, uma estrutura excepcionalmente grande e pesada que seria danificada mesmo por moderados recalques diferenciais. Se o problema justifica o cálculo de recalques, devem ser realizados ensaios de adensamento em amostras indeformadas. (6)

3.4 - Compressibilidade das Argilas Saturadas

Uma amostra de solo sendo submetida a uma variação das tensões aplicadas, provocará uma diminuição do seu volume, diminuição essa que pode ser atribuída a três fatores (7):

- a) a uma compressão das partículas sólidas;
- b) a uma compressão da água e do ar nos vazios do solo;
- c) a uma expulsão da água e do ar dos vazios do solo, acompanhado logicamente por uma diminuição do volume dos vazios e por um deslocamento relativo.

No caso de solos saturados, e para as cargas geralmente encontradas nas massas de solo, a compressibilidade dos grãos e da água é praticamente nula; logo para esses solos a diminuição de volume será devida totalmente a uma expulsão d'água dos vazios (8). Para os solos parcialmente saturados, a compressão do ar podia ser não desprezível, embora os depósitos naturais de argila estejam quase sempre totalmente saturados. (8)

Tudo isso indica que a compressibilidade dos solos depende sobretudo da rigidez do esqueleto sólido, das possibilidades de deslocamento relativo que têm os grãos; um solo de porosidade elevada será mais compressível que um solo denso, um solo constituído de grãos planos e delgados será mais compressível que um solo de grãos esféricos, um solo amolgado será muito mais compressível que esse mesmo solo no estado natural. (8)

Até agora abordamos sobre compressão em geral. Entretanto não é possível analisar o caso geral tridimensional, mas o caso da compressão unidirecional é relativamente simples, e muitas vezes corresponderá à realidade no terreno. Um exemplo frequente é o problema das deformações de camadas de argila, devidas ao peso de aterros ou de construções. Geralmente as dimensões horizontais das camadas de argila serão muito maiores que as suas dimensões verticais, e se por outra parte elas estão situadas numa profundidade suficiente entre camadas de solos muito mais rígidos (areia, pedregulhos, rochas) é claro que as deformações horizontais serão desprezíveis em comparação das deformações verticais (recalques). Logo, a compressão do solo poderá ser considerada unidirecional. Encontraremos também essas condições até para pequenas profundidades, para as compressões na vertical das zonas centrais da área carregada (8). Por isso as características da compressibilidade dos solos são geralmente determinadas, realizando um ensaio de compressão unidirecional (ensaio de compressão confinada ou ensaio edométrico).

Quando, no edômetro, aplicamos uma carga σ sobre uma amostra de argila saturada, observa-se primeiramente uma deformação quase instantânea devida às deformações elásticas das partículas. A amplitude deste recalque porém, é reduzida. A pressão σ se transmite à água intersticial; estabelece-se portanto um gradiente, e a água inicia um processo de percolação para as regiões exteriores à massa do solo submetida ao incremento de pressão. A velocidade de percolação $v = ki$ é dependente da permeabilidade do solo e do gradiente hidráulico. À proporção que o volume de água, expulso da massa de solo, aumenta, a pressão na água diminui. Progressivamente aquela parte do incremento de pressão exterior inicialmente absorvido pela água, vai passando à estrutura do solo. O processo de percolação termina no momento em que o gradiente é nulo. (9)

Então a sobrepressão vai diminuindo, e a essa diminuição corresponde um aumento das tensões efetivas. A expulsão d'água é acompanhada por uma redução do volume de vazios e logo, por uma compressão do esqueleto sólido do solo. Após certo tempo a amostra vai alcançar o estado de equilíbrio, para o qual a pressão neutra será praticamente nula, fenômeno esse denominado "consolidação primária".

Quando todas as sobrepressões "u" têm-se dissipado dentro da amostra, as deformações podem continuar, porém, com uma velocidade muito menor. Esse fenômeno chama-se "consolidação secundária", e sua natureza não é muito conhecida, podendo se admitir que geralmente se trate de deformações plásticas das camadas envolvidas. Também, acredita-se que deve-se à compressibilidade do esqueleto mineral do solo. Em muitos solos estas deformações são desprezíveis. Em outros casos, no entanto, costuma assumir valores superiores à deformação de vida à compressão primária. Isso se acentua nos solos de alto teor de matéria orgânica, tais como a turfa, onde a compressão secundária apresenta interesse primordial. (10)

3.5 - A Consolidação Primária

3.5.1 - Física do Fenômeno

Na Figura 1 a linha AC representa a relação tensão-índice de vazios, para um aumento de tensão de $\sigma'_C - \sigma'_A$. Se admite que essa linha é reta para qualquer intervalo de pressão, se essas pressões correspondem à primeira compressão do solo. Se admite também, e isso é fundamental, que essa relação é válida para quaisquer condições e em particular é independente do tempo. (8)

Exatamente antes da aplicação da tensão su-

plementar, a amostra está em equilíbrio, sendo a pressão intergranular σ'_A e o índice de vazios e_A (ponto A). Imediatamente após a aplicação da carga suplementar $\sigma'_C - \sigma'_A$, a pressão total atuando sobre a amostra é σ'_C , mas o índice de vazios é ainda e_A . A pressão σ'_C não pode ser efetiva dentro do solo até que o índice de vazios torne-se igual a e_C . Em consequência nesse instante inicial a pressão efetiva deve ser ainda σ'_A . Logo nesse mesmo instante, o aumento da pressão exterior aplicada $\sigma'_C - \sigma'_A$ pode somente ser aplicado à água intersticial da amostra. Essa pressão neutra "u" tem o seu valor máximo no início quando $u = \sigma'_C - \sigma'_A$. O que vai ocorrer posteriormente depende das condições de drenagem da amostra. Se a amostra fosse hermeticamente fechada, sem nenhum escoamento possível, é claro que as condições iniciais ($\sigma' = \sigma'_A$ e $u = \sigma'_C - \sigma'_A$) se manteriam assim indefinidamente. Mas no ensaio de adensamento com as amostras colocadas entre duas pedras porosas drenantes, no instante imediatamente após o aumento de pressão, a pressão neutra "u" é nula nas extremidades da amostra, mas vale praticamente u_i no resto da amostra. O gradiente elevado perto das extremidades é a causa dessa drenagem quase imediata.

Pouco a pouco, a pressão neutra diminui em todos os pontos da amostra, o índice de vazios também diminui, e a pressão efetiva aumenta. (8)

Esse processo é sempre mais avançado perto das extremidades que na zona central da amostra. A amostra está se adensando sob o aumento de pressão $\sigma'_C - \sigma'_A$; e o fenômeno continua até que em toda a amostra o índice de vazios seja e_C . Nesse momento a pressão neutra é nula, não há nenhum escoamento, a pressão intergranular é σ'_C e a amostra é totalmente adensada sob a pressão σ'_C . A duração do fenômeno é essencialmente ligada à permeabilidade do solo.

3.5.2 - Analogia Mecânica de Terzaghi

Consideremos um cilindro de seção reta A , comportando um pistão sem atrito, que tem um pequeno orifício. O pistão é suportado por uma mola e o cilindro está cheio d'água que considera-se como um fluido incompressível. Colocando-se sobre o pistão um peso P , e sendo o orifício fechado, é claro que não se registrarã nenhuma deformação (fluido incompressível), embora apareça na água a sobrepressão uniforme $u = P/A$ (Fig. 2). Se o orifício for aberto, existirá um gradiente hidráulico devido a "u" que irá provocar um escoamento da água para fora do cilindro; a sobrepressão d'água irá diminuir progressivamente e a mola irá deformar-se. Logo ocorrerã uma transferência da tensão exterior, da água para a mola.

A velocidade do fenômeno depende da dimensão do orifício e da viscosidade da água. Finalmente o sistema vai alcançar um estado de equilíbrio em que a sobrepressão na água será nula e toda carga aplicada P será transmitida à mola.

Se em vez de considerar um único cilindro, considerarmos uma série de cilindros que constituem a Fig. 3, a distribuição inicial (antes da aplicação da carga P) da pressão neutra será dada por A_1B_1 . Se aplicarmos bruscamente uma pressão P sobre o primeiro pistão, isso provocará no instante imediatamente posterior uma sobrepressão uniforme na água $u = P/A$. Logo, nesse instante, a distribuição da pressão é dada pela linha A_2B_2 da Fig. 3. Se os orifícios são abertos, existe no nível do orifício superior um gradiente hidráulico que vai provocar um escoamento da água; mas como a sobrepressão dentro do primeiro cilindro diminui, aparece um gradiente entre os dois primeiros cilindros que provoca um escoamento da água entre esses cilindros. Podemos repetir o raciocínio para

todos os cilindros. No instante t qualquer a distribuição das pressões neutra é dada pela linha quebrada A'B'.

Aqui também o sistema vai alcançar um estado de equilíbrio, em que a pressão do fluido será de novo a pressão hidrostática (A_1B_1), e a carga P será suportada pelas molas. Se considerarmos um número muito grande de cilindros de dimensões muito pequenas, a linha quebrada A'B' será praticamente linha contínua.

Nessa analogia, as molas representam o esqueleto compressível do solo saturado, a água é a água contida nos vazios do solo e os orifícios representam os tubos capilares do solo. (6)

3.5.3 - Evolução dos Recalques Primários de uma Camada de Solo

Suponhamos que uma amostra de solo saturada e homogênea foi submetida a um incremento de pressão e que os recalques foram observados com o tempo.

Se esse solo seguir a teoria do adensamento proposta por Terzaghi, será possível exprimir tanto o recalque, como o tempo, por fatores adimensionais e que valem para qualquer solo que obedeça a teoria do adensamento. Esses fatores são a porcentagem de adensamento U e o fator tempo T . (8)

$$U = \frac{\Delta H(t)}{\Delta H} \quad \text{e} \quad T = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$$

sendo:

U - porcentagem do adensamento

T - fator tempo

- ΔH - recalque total
- $\Delta H(t)$ - recalque no tempo t
- t - tempo a partir da aplicação do incremento de carga
- C_v - coeficiente de consolidação do solo
- \bar{H} - altura de drenagem, ou seja a máxima distância que uma partícula de água do interior de amostra do solo tem que percorrer até uma superfície drenante.

A função teórica $U = f(T)$ vai depender da distribuição inicial da sobrepressão e das condições de drenagem.

Por outra parte devemos admitir que o C_v determinado a partir da consolidação de uma amostra no laboratório pode ser utilizado para estudar a consolidação da camada "in situ". (9)

Sendo ΔH o recalque final de compressão primária, e $\Delta H(t)$ o recalque no instante t após o início do fenômeno, podemos escrever, utilizando a definição do grau de adensamento:

$$\Delta H(t) = \Delta H \cdot \frac{U(\%)}{100}$$

A esse tempo t , corresponde um valor de T (função de C_v e H , que são características conhecidas). A esse valor de T corresponde um valor de $U(\%)$. Logo é possível conseguir os pontos da curva $\Delta H(t)$.

Por outra parte podemos calcular o tempo (t_{100}) de fim de consolidação primária. $\Delta H(t_{100}) = \Delta H$, o que corresponde a $U(\%) = 100\%$. Teoricamente esse tempo é infinito. Mas os valores numéricos de $U(T)$ mostram que para $T = 2$,

$U \cong 100\%$. Na prática poderemos utilizar o resultado: (9)

$$t_{100} = \frac{2 \bar{H}^2}{C_v}$$

3.5.4 - Determinação do Coeficiente de Consolidação (C_v)

A determinação da evolução do recalque de consolidação primária duma camada de argila requer o conhecimento do coeficiente C_v . Esse coeficiente é determinado no laboratório no edômetro, traçando para uma carga fixada, a curva das leituras no extensômetro em função do tempo. Existem dois métodos empíricos para determinar o C_v , os dois utilizando o resultado teórico, bem verificado pela experiência, que na primeira parte do fenômeno ($U < 60\%$), os recalques são proporcionais à raiz quadrada do tempo.

3.5.4.1 - Método da Raiz Quadrada (Fig. 4)

Traça-se para uma carga fixa as leituras do extensômetro em função da raiz quadrada do tempo. A parte reta da curva encontra o eixo das ordenadas num ponto d_c que é o zero corrigido. Desse ponto traçamos uma reta de inclinação 1,15 vezes a da parte reta da curva. A interseção com a curva de consolidação dá o ponto que corresponde a 90% da consolidação primária. (8)

Se \bar{H} é a altura efetiva da amostra, temos nesse caso:

$$C_v = \frac{0,848 \bar{H}^2}{t_{90}} \quad \left[0,848 = T(90\%) \right]$$

3.5.4.2 - Método do Logarítmo (Fig. 5)

Traçam-se as leituras do extensômetro em função do logarítmo do tempo. A interseção das partes re_{tas} da curva dão d_{100} e t_{100} . Para conseguir o zero corrigido d_c , se toma um ponto A na primeira parte da curva (tempo t_A) e um ponto B correspondendo a $t_B = 4 t_A$. O zero corrigido deve ser tal que: $d_c - d_B = 2(d_c - d_A)$.

Toma-se $d_{50} = 1/2 (d_c + d_{100})$ e tira-se t_{50} .
Neste caso:

$$C_v = \frac{0.197 \bar{H}^2}{t_{50}} \quad \text{para } T (50\%) = 0,197$$

Chama-se razão de compressão primária "r", a razão do recalque primário e o recalque total, para a duração da experiência (geralmente 48 horas).

temos:

$$r = \frac{10}{9} \frac{d_c - d_{100}}{d_i - d_f} \quad (\text{m\u00e9todo da raiz quadrada})$$

$$r = \frac{d_c - d_{100}}{d_i - d_f} \quad (\text{m\u00e9todo do logar\u00edtimo})$$

Muitas vezes o coeficiente C_v assim determinado, \u00e9 muito disperso para um mesmo solo e ensaios com a mesma press\u00e3o. Isso deve-se principalmente \u00e0 heterogeneidade do solo, em pirismo e imprecis\u00e3o dessas constru\u00e7\u00f5es. (8)

3.5.5 - Influência dos Deslocamentos Laterais

Os recalques devido aos deslocamentos laterais não podem ser calculados. Embora possa se dar um resultado experimental baseado na comparação entre os recalques calculados e os recalques medidos no caso de aterros fundados em solos compressíveis. Chamando de θ a razão entre o recalque medido e o recalque calculado, esse parâmetro aparece ligado ao coeficiente de segurança (F) do aterro (Fig. 6).

Tem-se uma boa concordância entre recalques medidos e calculados para os valores de F elevados ($> 1,5$). Logo, para coeficientes de segurança menores, existe uma componente de recalque que não é levada em conta pelo cálculo. É a componente devida aos deslocamentos laterais (rastejo lateral) do solo de fundação. (8)

3.5.6 - Fatores que influenciam nas determinações dos Parâmetros de Engenharia

Os fatores que mais afetam os parâmetros de terminados a partir dos ensaios de adensamento são:

- distúrbio na preparação da amostra;
- atrito da amostra na parede do anel;
- história das tensões;
- relação altura/diâmetro da amostra;
- grandeza das tensões aplicadas.

Os coeficientes m_v e a_v , respectivamente coeficiente de compressibilidade volumétrica e coeficiente de compressibilidade, não são constantes, decrescem com o aumento de

tensões e dependem da história das tensões. Vários autores opinam quanto ao problema do atrito da amostra na parede do anel. Visando minimizar o atrito e conseqüentemente o erro introduzido nas determinações dos diversos parâmetros, Leonards (10) propõe que a relação altura/diâmetro esteja compreendida entre 0,25 e 0,33.

Segundo Means e Parcher (11) a altura da amostra é função do tipo de solo e sugere que, para argilas fôfas, esse valor seja de 1,27 cm e raramente igual a 2,54 cm. Tuma e Hady (12) afirmam que tanto o diâmetro quanto a altura da amostra variam consideravelmente desde 4,57 a 4,27 cm e 1,90 - 3,81 cm, respectivamente. Segundo os mesmos autores geralmente se deve usar a relação altura/diâmetro igual a 0,4. Wu (13) adota diâmetro e altura respectivamente igual a 6,35 e 2,54 cm. Lambe (14) mostra que os resultados de laboratório dependem das dimensões da amostra. Em pesquisa realizada com amostras de 10,79 cm e 3,18 cm; 6,99 cm e 2,16 cm, respectivamente diâmetro e altura, ele encontrou que a curva pressão x índice de vazios era independente das dimensões, o índice de compressão depende das dimensões. Por outro lado, altos valores para o coeficiente de adensamento foram obtidos com amostras maiores. Com base nisso ele propõe que a relação altura/diâmetro seja 0,25 a 0,33 e sempre usar diâmetro maior que 6,35 cm.

O atrito da amostra na parede do anel não é de grande importância. Taylor (7) encontrou para as argilas azuis de Boston (Boston blue clay) uma força de atrito variando de 12 a 22% da carga aplicada, isso para amostras amolgadas; para amostras indeformadas essa variação era menor (10-15%). Mesmo diante destes valores ele mostra que o coeficiente de adensamento não é afetado consideravelmente pelo atrito. Tanto Taylor (7) quando Lambe (14) sugerem que a carga do tes

te seja aumentada para compensar o atrito. O primeiro sugere um aumento de 10%.

A preparação da amostra é um fator muito importante no ensaio de adensamento. Caquot e Kerisel (15), mostram que se uma amostra for perturbada durante a sua retirada ou mesmo durante a sua colocação no anel, modifica o valor da pressão de pré-consolidação. Wu (13) concorda com a afirmação acima e acrescenta que com amostras amolgadas não se deve calcular a pressão do pré-adensamento. Rutledge (16) indica que amostras perturbadas forneceram valores inexatos de pressão de pré-adensamento.

Noorany e Poorman (17) estudando as argilas siltosas saturadas da Baía de San Francisco (Bay Mud) e de San Diego (Mission Bay) - Califórnia, U.S.A. - encontraram que um amolgamento de até 50% causado pela preparação e manejo da amostra não altera significativamente o comportamento da curva de compressão virgem. Schmertman (18) mostra que amostras perturbadas fornecem baixos valores para o coeficiente de adensamento (C_v).

Com a finalidade de reduzir o amolgamento da amostra La Rochelle e Lefevre (19) sugerem o uso de amostradores (Shelbies) onde a relação de áreas $\left[\frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2} \right]$ deve ser menor que 10% e se possível que o diâmetro seja maior que 5,08 cm; onde D_e e D_i são, respectivamente o diâmetro externo e interno do tubo Shelby.

3.5.7 - Relações Matemáticas de algumas Propriedades de Engenharia das Argilas, obtidas por outros Autores

Terzaghi e Peck (6), baseados em estudos de

envolvidos por Skempton (4) para argilas normalmente adensadas com $IP > 30\%$, e considerando os fatores que afetam os parâmetros calculados a partir do ensaio de adensamento, propuseram a seguinte relação matemática:

$$C_c = 0,009 (LL - 10,0\%) \quad 3.1$$

Para solos de baixa plasticidade Sowers e Sowers (20) relacionaram o índice de compressão C_c com o índice de vazios "in situ" e_s do solo:

$$C_c = 0,75 (e_s - a) \quad 3.2$$

onde "a" varia de 0,2 - 0,8, conforme o material seja proveniente de rocha porosa ou solo altamente micáceo.

Costa Nunes (21), citando estudos realizados por Milton Vargas (22) sobre uma argila orgânica de Santos-SP, apresenta a seguinte relação:

$$IP = 0,73 LL - 14,6 \quad 3.3$$

Mello e Teixeira (23), estudando argilas orgânicas da cidade de São Paulo-SP, encontraram estas relações, respectivamente, quando pré-adensadas e normalmente adensadas:

$$C_c = 0,003 (LL - 26,0\%) \quad 3.4$$

$$C_c = 0,01 (LL - 6,0\%) \quad 3.5$$

Machado (24) estudou uma argila mole normalmente adensada da cidade de Santos-SP, encontrando esta relação:

$$C_c = 0,017 (LL - 23,0\%) \quad 3.6$$

Queiroz (25) em seu trabalho de tese sobre uma argila orgânica pré-adensada da cidade de Recife-PE, encontrou as seguintes relações matemáticas:

$$IP = 0,71 LL - 0,19 \quad 3.7$$

$$IP = -0,02 LL + 33,8 \quad 3.8$$

$$C_c = 0,01 (LL - 19,0\%) \quad 3.9$$

$$C_c = 0,04 (LL - 41,5\%) \quad 3.10$$

$$C_c = 0,01 IP + 0,06 \quad 3.11$$

$$C_c = -0,08 IP + 3,10 \quad 3.12$$

$$C_v = 0,15 \times 10^{-4} LL - 13,10 \times 10^{-4} \quad 3.13$$

$$C_v = 0,30 \times 10^{-4} LL - 17,60 \times 10^{-4} \quad 3.14$$

$$C_c = 4,42 n - 2,20 \quad 3.15$$

$$C_c = 0,27 e_s + 0,07 \quad 3.16$$

$$C_v = 45,0 n - 28,70 \quad 3.17$$

$$C_v = -1,10 \times 10^{-4} e_s + 4,23 \times 10^{-4} \quad 3.18$$

$$C_v = -9,00 \times 10^{-4} C_c + 8,47 \times 10^{-4} \quad 3.19$$

NOTA: a) quando aparecem duas relações entre os mesmos parâmetros, a primeira refere-se a ensaios com o solo no estado natural e a segunda com o solo sendo submetido à secagem prévia em estufa à 110°C.

b) Estas correlações acima citadas não são encontradas no trabalho de Queiroz (25). Foram tomadas deste autor apenas os dados dos parâmetros com a profundidade da camada de argila por ele estudada; sendo estas correlações por nós realizadas, com a finalidade de comparação e discussão dos nossos resultados.

Cristino (26) em seu trabalho de tese sobre uma argila mole das margens do rio Jaguaribe em João Pessoa - PB, encontrou as seguintes relações matemáticas:

$$IP = 0,14 LL + 12,40 \quad 3.20$$

$$C_c = 0,04 (LL - 16,0) \quad 3.21$$

$$m_v = 0,006 LL - 0,11 \quad 3.22$$

$$C_c = 0,47 e_o + 0,13 \quad 3.23$$

$$m_v = 0,06 e_o + 0,03 \quad 3.24$$

$$m_v = 0,07 e_s + 0,002 \quad 3.25$$

$$C_c = 0,56 \times 10^8 K + 0,44 \quad 3.26$$

$$m_v = 0,09 \times 10^8 K + 0,02 \quad 3.27$$

Silva (27) em sua pesquisa de tese sobre as propriedades de resistência de uma argila mole do mangue de João Pessoa-PB, encontrou a seguinte relação, com o solo sendo submetido à secagem prévia em estufa a 60°C:

$$IP = 0,53 LL - 2,90 \quad 3.29$$

FIGURA 1 - Relação Tensão x Índice de Vazios

FIGURA 2 - Analogia Mecânica de Terzaghi

FIGURA 3 - Analogia Mecânica de Terzaghi

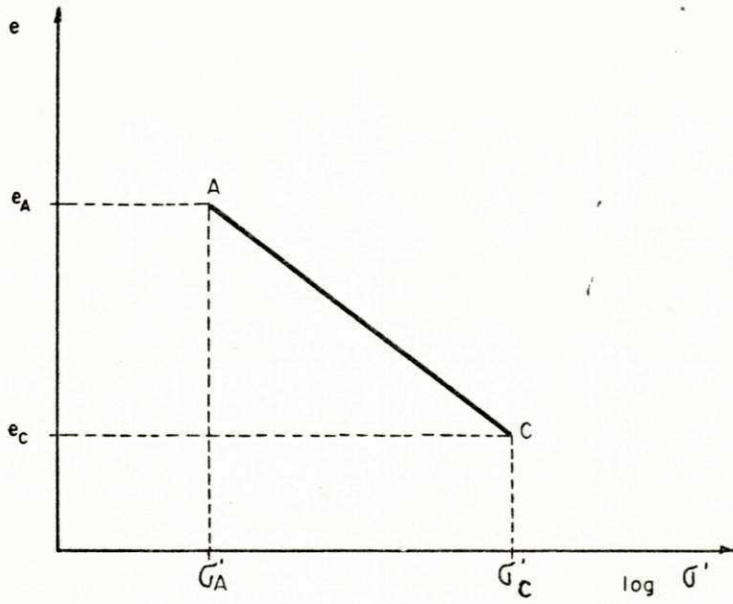


Fig. 1

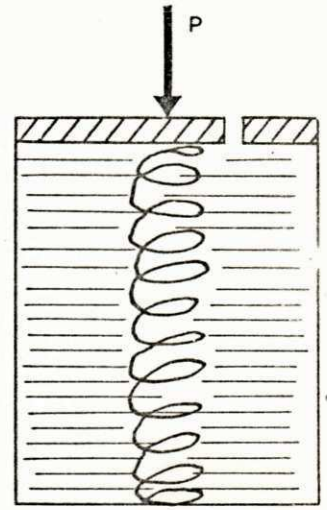


Fig. 2

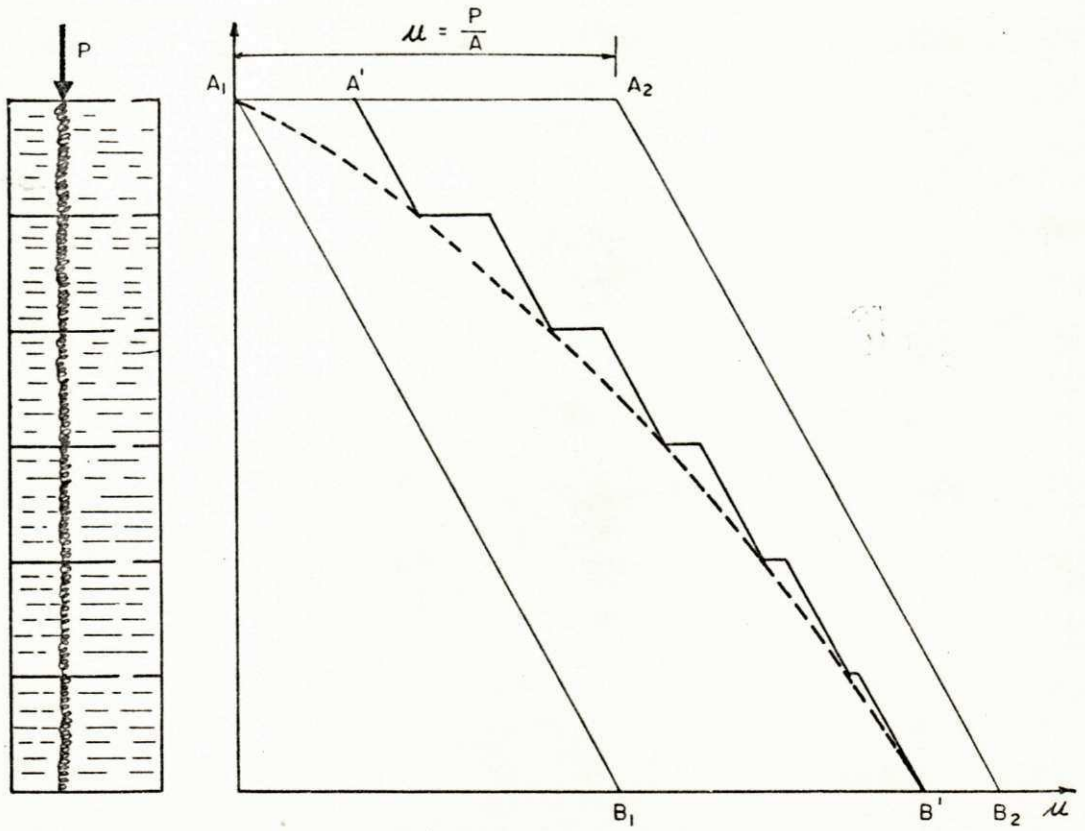
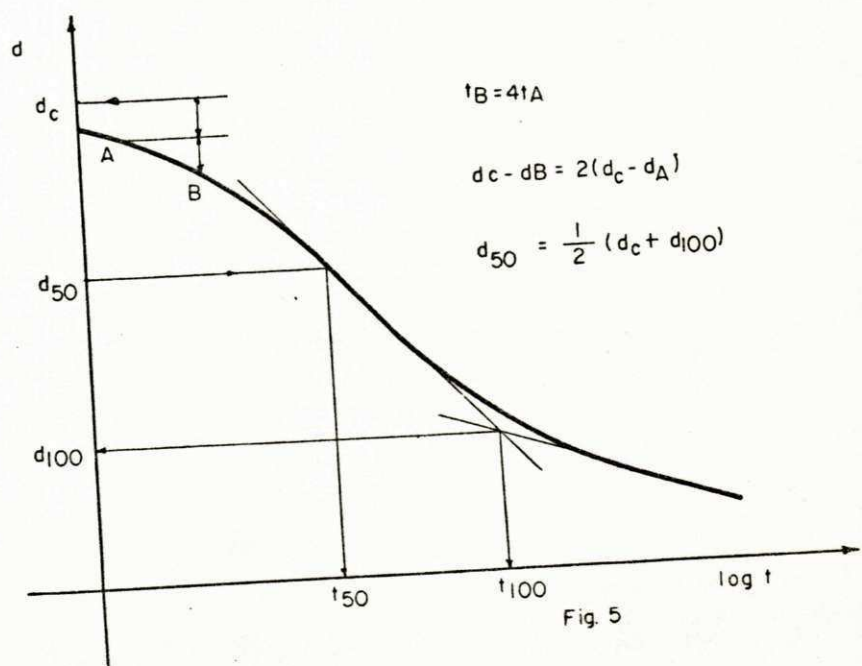
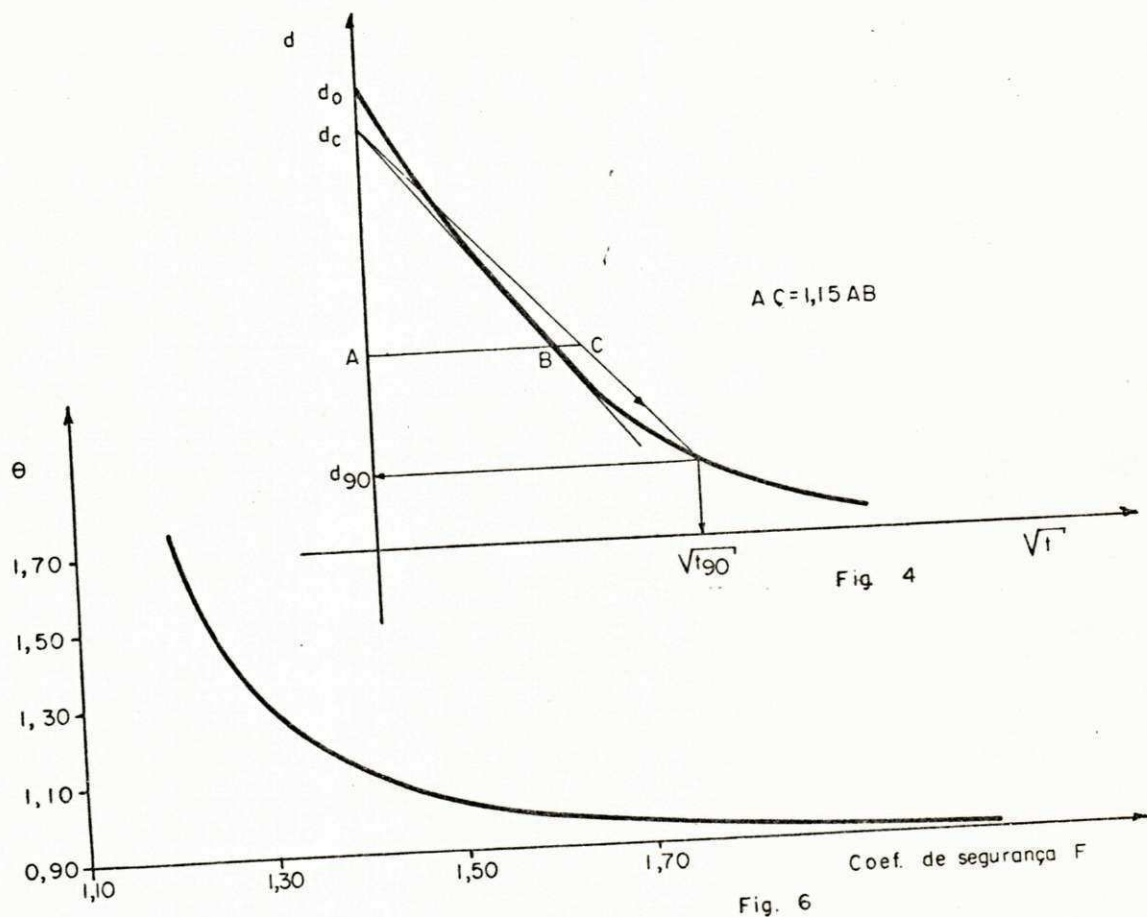


Fig. 3

FIGURA 4 - Curva Leitura no Extensômetro x Raiz Quadrada do Tempo (método da raiz quadrada)

FIGURA 6 - Curva entre a Razão Recalque Medido e Recalque Calculado x Coeficiente de Segurança

FIGURA 5 - Curva Leitura no Extensômetro x Logarítmo do Tempo (método do logarítmo)



CAPITULO 4

MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 - Introdução

A obtenção das amostras fez parte de um programa de estudo da consolidação e da resistência de uma argila orgânica de João Pessoa. A escolha do local deve-se aos objetivos da pesquisa, tais como, o aproveitamento e a utilização da área para obras de urbanização e construção civil. Esse local escolhido foi a área situada às margens do rio Sanhauã, entre a ponte Sanhauã e a Estação Ferroviária de João Pessoa. A localização dos furos de sondagem para a retirada de amostras indeformadas foi previamente determinada. Procurou-se obter a melhor representatividade da área em estudo, através de furos de reconhecimento do terreno. Essa localização fica situada entre a margem direita do rio Sanhauã e a Rede Ferroviária Federal, em frente ao entroncamento da avenida Sanhauã com a rua Padre Azevedo (Fig. 7).

O perfil do sub-solo do local dos furos, onde foram retiradas as amostras é mostrado na Fig. 8a; e a localização do furo nº 3, do qual foi retirado as amostras para o presente estudo é mostrada na Fig. 8b. Os demais furos foram utilizados no estudo da resistência do solo realizado por Silva(27).

4.2 - Geologia da Região

A cidade de João Pessoa está localizada numa bacia sedimentar litorânea que abrange os Estados de Pernambuco e da Paraíba. Esta bacia apresenta rochas de idades terciárias e quaternárias, ocupando aproximadamente uma faixa de 40 Km de largura.

Na região de João Pessoa a espessura desta bacia não deve exceder a 150 m, achando-se representada pelas seguintes formações geológicas: (28)

a) Maria Farinha - De idade terciária (paleocênica - 65 milhões de anos) constituída de calcário fossilífero, sob a forma de bancos bem distintos, margas e argilas calcíferas. Esta formação apresenta-se com uma espessura máxima de 35 m, aproximadamente.

b) Formação Barreiras - Constituída de sedimentos clásticos de origem continental, pouco consolidados, representados por areias e cascalhos de granulometrias variada e de argilas de diversas cores. São, portanto, sedimentos bastante heterogêneos e formam uma paisagem moderadamente ondulada, apresentando superfícies planas de baixa altitude (tabuleiros), entrecortadas por vales de fundo achatado que, por vezes, refletem a existência de antigas rias. A formação Barreiras é de idade terciária superior (plioceno - 17 milhões de anos) e tem espessura variada de zero a 110 m.

c) Sedimentos Quaternários (Holocênicos) - São depósitos recentes com camadas irregulares de areia, argila e depósitos orgânicos; em geral não consolidados e podendo apresentarem-se sobrepostas ou não. Ocorrem na estreita faixa litorânea sob a forma de praias, dunas, restingas, terraços li

torâneos, mangues, recifes de coral e de arenito, como também em penetrações no continente, ocupando vastas áreas ao longo dos vales que entrecortam a Formação Barreiras.

4.3 - Coleta e Preparação das Amostras para os Ensaios de Laboratório

Para a retirada das amostras indeformadas foram utilizados tubos de parede fina, sem costura, feitos de latão, conhecidos por tubos tipo "Shelby". Foram usados tubos de 60 cm de comprimento e com diâmetro interno de 5,80 cm (ver Fig. 9).

Na confecção dos tubos Shelbies procurou-se um grau de deformação inferior a 10%, visto ser este valor, o máximo aceitável para obtenção de amostras indeformadas (19). Para os tubos shelbies utilizados obteve-se o grau de deformação igual a 9,8% (ver apêndice B).

As amostras foram retiradas com intervalo de 1,0 m, ao longo da camada de argila.

4.4 - Ensaios Realizados

Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba, usando-se amostras representativas de cada metro de profundidade da camada de argila.

4.4.1 - Teor de Umidade Natural

O teor de umidade natural foi determinado

utilizando-se no máximo quatro amostras representativas de cada profundidade ensaiada da camada de argila. Estes ensaios foram realizados de acordo com a BS 1377 (29), usando-se secagem das amostras em estufa a temperatura de 60°C. Os valores obtidos para h são apresentados em tabela no apêndice A.

4.4.2 - Peso Específico Aparente Úmido

O peso específico aparente úmido foi determinado utilizando-se duas amostras representativas para cada metro da camada. Todas as medições foram feitas com aproximações de 0.01 g do peso da amostra. Foi empregado o método da balança hidrostática. Os valores obtidos para este parâmetro são mostrados no apêndice A.

4.4.3 - Peso Específico dos Grãos

O Peso Específico dos Grãos (da parte sólida do solo) foi obtido pelo processo do picnômetro descrito na BS 1377 (29). Para cada metro de profundidade da camada de argila foram feitas no mínimo duas determinações e o valor da densidade real foi obtido através da média de duas determinações quando estas não deferiam de mais que 0,03.

4.4.4 - Limites de Atterberg

Os ensaios de consistência do solo foram realizados de acordo com a BS 1377 (29), empregando-se amostras secas ao ar livre.

Os valores obtidos nesse ensaio são mostrados no apêndice A.

4.4.5 - Análise Granulométrica

Este ensaio foi realizado por sedimentação e peneiramento, com o solo seco em estufa a 60°C . O método empregado foi o proposto pelo DNER - DPT M41 - 63 (30). Na Fig. 18 é apresentada a curva representativa deste ensaio com as porcentagens dos solos representativos da amostra.

4.4.6 - Adensamento

Os ensaios de adensamento foram realizados com amostras a cada metro da camada de argila, num total de onze profundidades. O método utilizado foi o descrito por Lambe (31). Em virtude da situação em que se encontra a camada de argila (entre uma camada de areia e uma camada de aterro, onde também a areia é abundante) foram utilizadas nos ensaios duas pedras porosas (Fig. 12). O diâmetro dos anéis de adensamento ficou condicionado ao diâmetro do Shelby, entretanto, manteve-se a folga entre a amostra e o anel de 0,5 mm, recomendada pela BS 1377 (29). O diâmetro do anel usado foi de 5,85cm (Fig. 14). Como o diâmetro do anel de adensamento foi adaptado ao diâmetro do Shelby, usou-se o extrator de amostras (Fig. 10), onde as amostras eram extraídas diretamente do tubo para os anéis.

As aplicações dos carregamentos foram feitas em progressão geométrica de razão 2, obedecendo a seguinte ordem de carregamento:

$$\frac{P}{8} \rightarrow \frac{P}{4} \rightarrow \frac{P}{2} \rightarrow P \rightarrow \frac{P}{2} \rightarrow \frac{P}{4} \rightarrow \frac{P}{2} \rightarrow P \rightarrow 2P \rightarrow 4P \rightarrow 8P$$

As leituras para cada carregamento foram feitas até 48 horas

de adensamento, isto é, trocava-se de carga a cada 48 horas. O braço do aparelho edométrico foi usado na posição 10 (ver Fig. 11), ou seja, a relação entre σ'_v e P foi: $\sigma'_v = \frac{10 P}{A}$, em que σ'_v é a tensão efetiva in situ, P é o peso aplicado ao aparelho e A é a área da amostra do anel. Os valores de σ'_v são apresentados no apêndice A, sendo que a mesma foi calculada em função do peso específico submerso e da profundidade, nos diversos pontos da camada.

As amostras tinham as seguintes dimensões: diâmetro de 5,80 cm e altura de 2,00 cm (Figs. 14 e 15). A aplicação de um novo carregamento só era feita após a estabilização dos recalques do corpo de prova sob a pressão anterior; o que ocorria em 48 horas.

O coeficiente de adensamento foi calculado usando-se na curva leitura no extensômetro versus tempo o método do logaritmo (Fig. 5), para determinar o tempo correspondente a 50% do recalque (t_{50}); o C_v é então calculado pela expressão: $C_v = (T_{50} \cdot H^2) / t_{50}$, onde $T_{50} = f(U) = 0,197$ e H é a altura efetiva do corpo de prova no instante correspondente a t_{50} , ou seja, $(H_0 + H_1) / 4$, onde H_0 e H_1 são a altura inicial e final do corpo de prova, respectivamente.

A razão de compressão primária (r), que é a razão entre o recalque primário e o recalque total para a duração da experiência que foi de 48 horas; para o método do logaritmo é calculada através da fórmula: $r = \frac{dc - d_{100}}{d_i - d_f}$, onde d_i e d_f são as leituras inicial e final do extensômetro, respectivamente; dc é o d_i corrigido, também denominado "zero corrigido" e d_{100} é o d_f corrigido.

O índice de vazios (e), para cada carregamento foi calculado através da fórmula: $e = \frac{H_1 - H_s}{H_s}$ (ver apêndice B), onde H_1 é a altura final da amostra (de um carregamento) e H_s é a altura da parte sólida da amostra, que é constan

te nos diversos carregamentos, obviamente para uma única amostra. A altura final H_1 é calculada através da diferença entre a altura inicial H_0 e o recalque ΔH . A primeira altura inicial H_0 da amostra coincide com a altura do anel que é de 2,00 cm. A altura inicial H_0 do segundo carregamento será a altura final H_1 do primeiro carregamento. O recalque ΔH é dado diretamente pelo extensômetro do aparelho em leituras de 10, 15, 30 segundos; 1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos e 1, 2, 4, 6, 8, 24, 48 horas; leituras essas em 10^{-4} de polegada. A altura da parte sólida do solo H_s foi calculada por meio da fórmula: $H_s = \frac{P_s}{A \cdot \delta}$, em que P_s é o peso da amostra seca, A é a área da amostra e δ é o peso específico dos grãos do solo.

O índice de vazios inicial (e_0) para toda a série de carregamentos foi calculado pela fórmula: $e_0 = \frac{H_0 - H_s}{H_s}$, sendo H_0 a altura inicial de 2,00 cm e H_s a altura da parte sólida já referida.

O coeficiente de compressibilidade (a_v) para cada carregamento foi obtido pela fórmula: $a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma}$ (ver apêndice B), em que Δe e $\Delta \sigma$ são obtidos pela diferença, respectivamente, de índice de vazios e de tensão efetiva, entre o carregamento considerado e o imediatamente anterior.

O coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v) foi obtido por meio da fórmula: $m_v = \frac{\Delta H}{H_0 \cdot \Delta \sigma}$ (ver apêndice B), onde ΔH é o recalque verificado para um carregamento, H_0 é a altura inicial deste mesmo carregamento, e $\Delta \sigma$ é a diferença de tensões entre o carregamento considerado e o imediatamente anterior.

O coeficiente de permeabilidade (K) obteve-se pela fórmula: $K = C_v \cdot m_v \cdot \gamma_a$ (ver apêndice B), em que C_v é o coeficiente de consolidação, m_v é o coeficiente de compressibilidade volumétrica e γ_a é o peso específico da água.

A tensão de pré-adensamento σ'_c foi obtida pelo processo de Casagrande na curva índice de vazios $x \log$ das tensões (ver apêndice C).

O índice de compressão C_c , que é a inclinação da reta virgem do gráfico e $x \log \sigma'$, calculou-se pela fórmula: $C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}}$ (ver apêndice C), em que (e_1, σ'_1) e (e_2, σ'_2) são dois pontos quaisquer da reta virgem.

O índice de expansão C_s foi tomado como a inclinação da reta média que liga os pontos de descompressão calculando-se da mesma forma que o C_c (ver apêndice C).

O índice de vazios in situ e_s e o índice de vazios de pré-adensamento e_p , foram obtidos no gráfico e $x \log \sigma'$, tomando-se respectivamente, os índices de vazios correspondentes à tensão efetiva in situ σ'_v e à tensão de pré-adensamento σ'_c (ver apêndice C).

A porosidade do solo foi calculada em função do índice de vazios "in situ", e através da fórmula: $n = \frac{e}{1+e}$

Os diversos parâmetros acima referidos, obtidos através do ensaio de adensamento são apresentados em quadro resumo no apêndice A, e as curvas características (índice de vazios $x \log$ das tensões) são mostrados na Fig. 23; para as diversas profundidades da camada de argila estudada.

FIGURA 7 - Mapa da Localização dos Furos - João Pessoa - Pb.

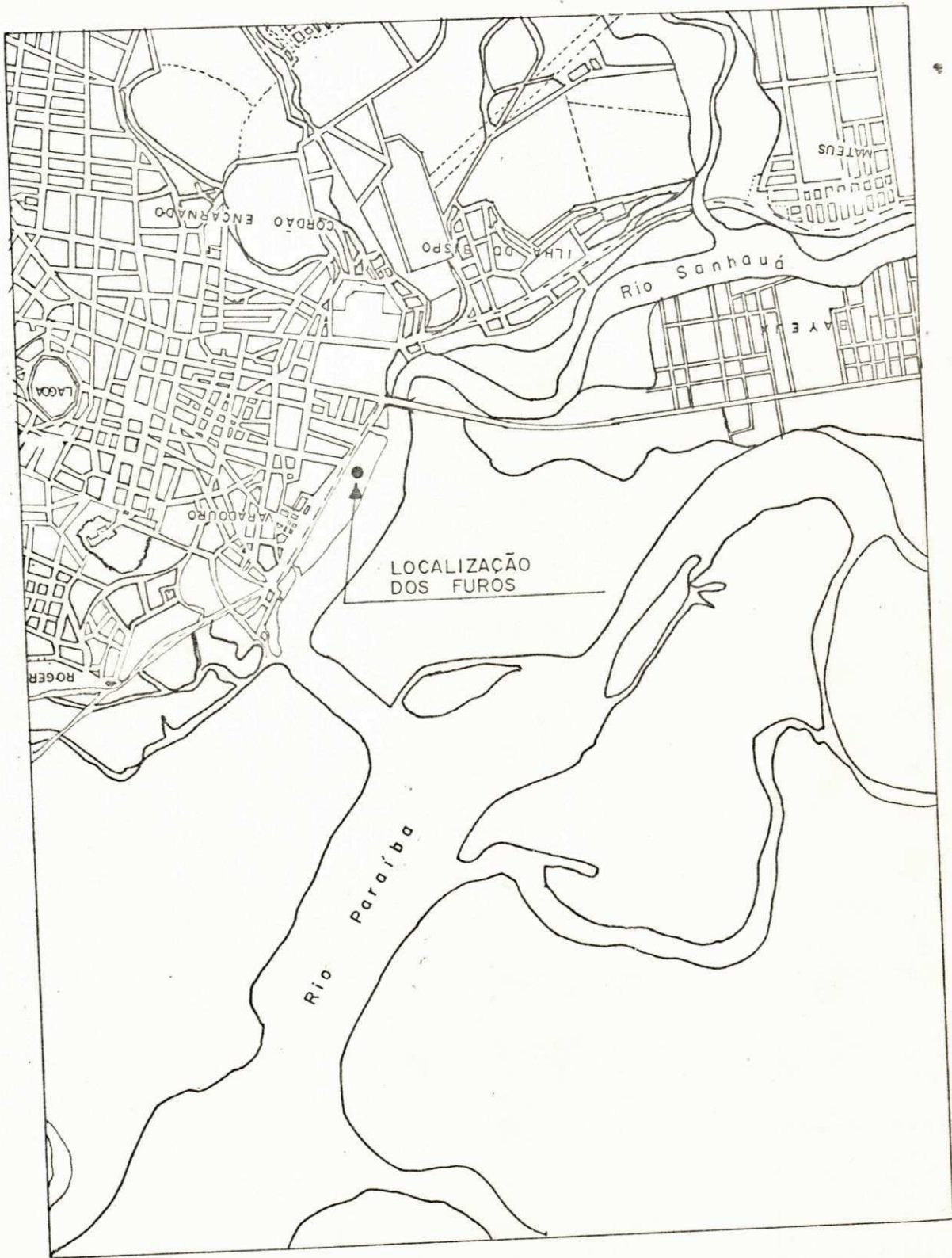
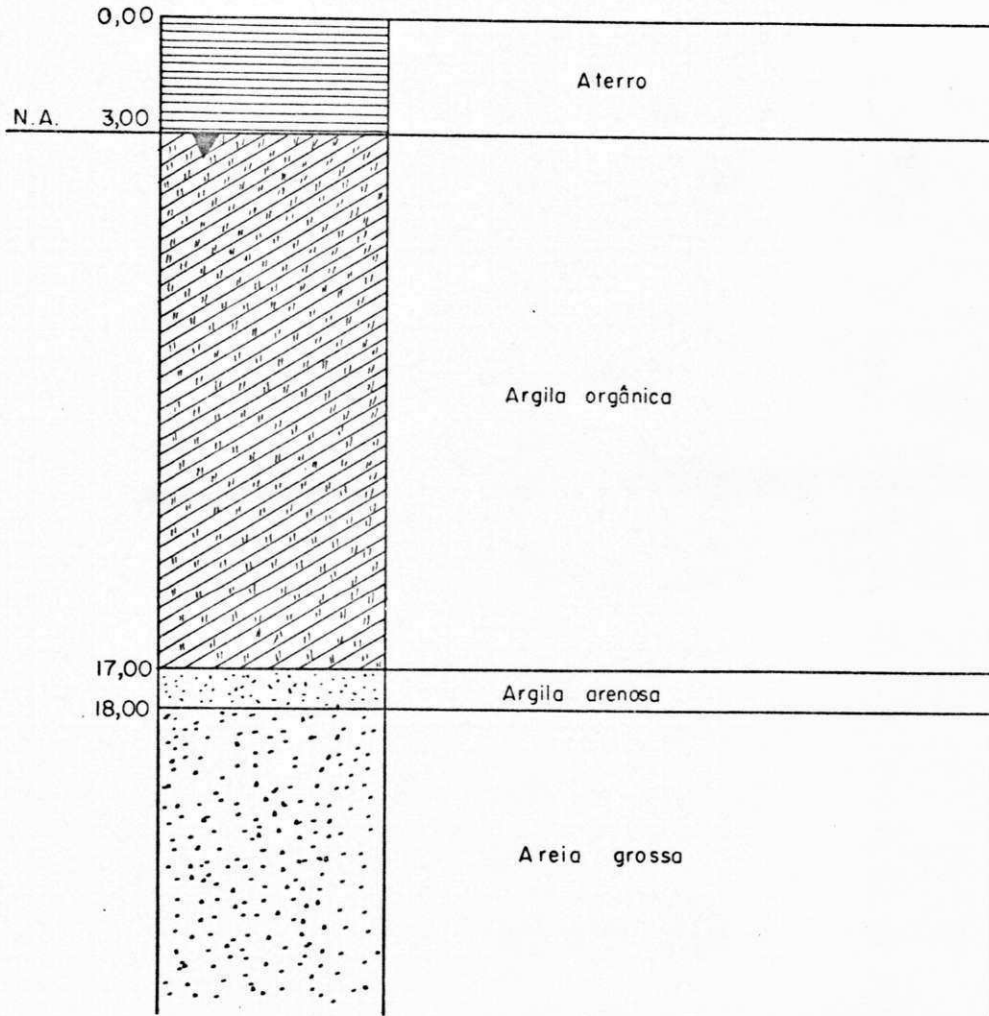


FIGURA 8a - Perfil do Sub-solo do Local da Retirada das Amostras

FIGURA 8b - Posição dos Furos

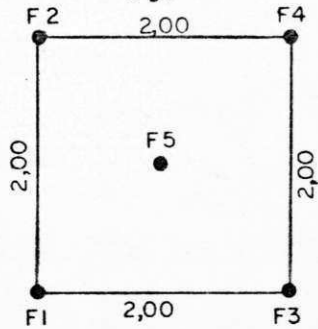
Perfil do Sub-solo

- a -



Localização dos Furos

- b -



Escala 1:200

Escala 1:100

FIGURA 9 - Tubo Shelby

FIGURA 10 - Extrator de Amostras

FIGURA 11 - Aparelho Edométrico

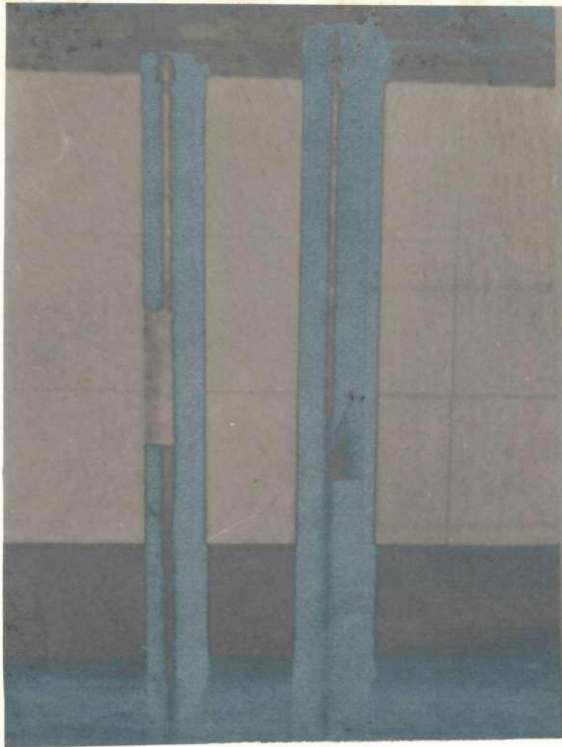


Fig. 9

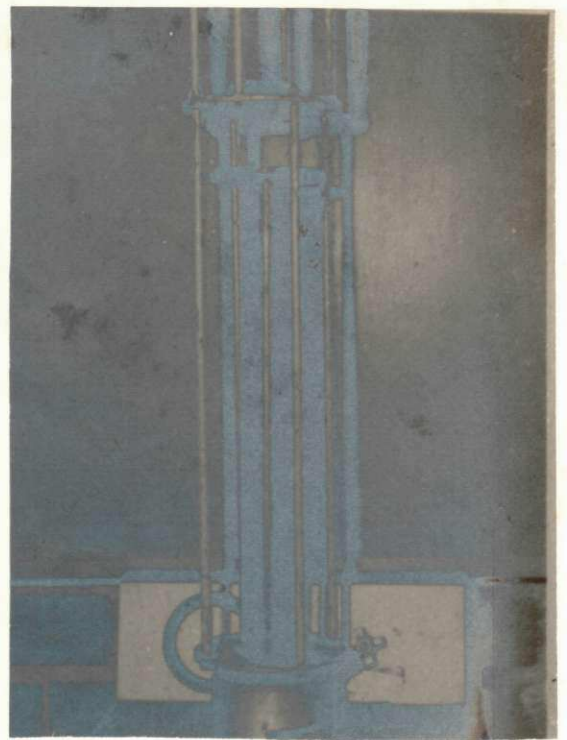


Fig. 10

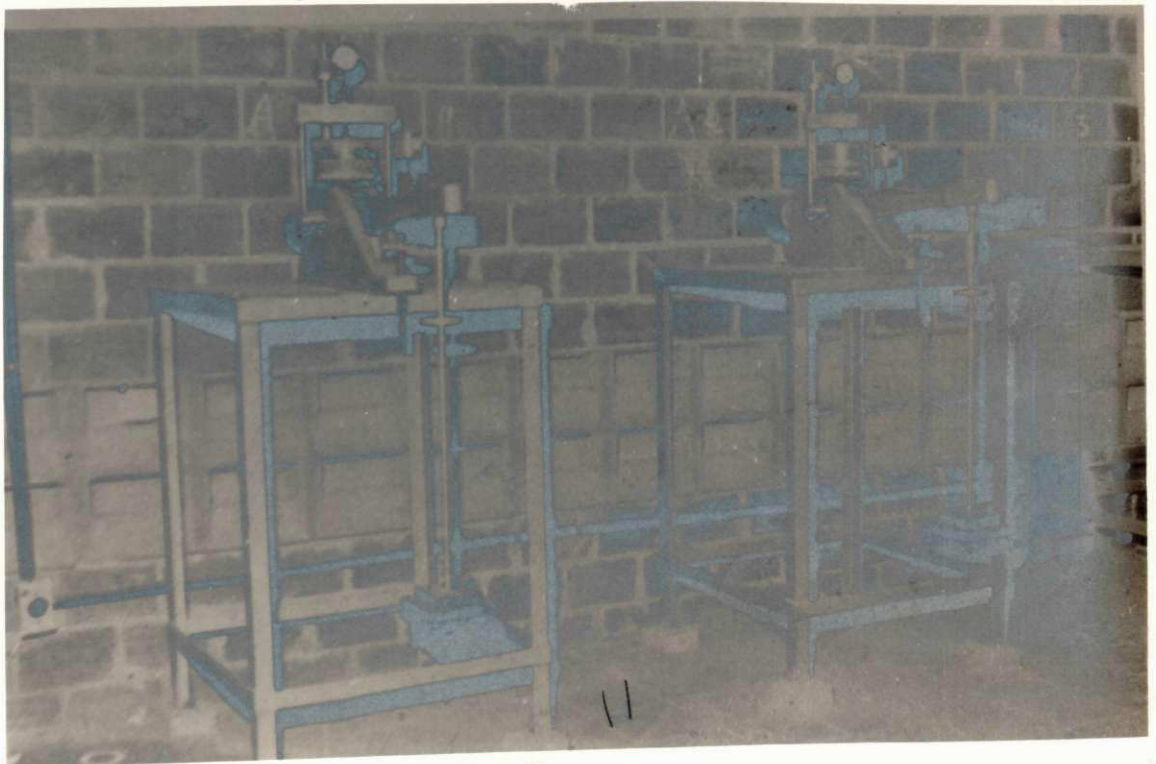


Fig. 11

FIGURA 12 - Célula Edométrica Aberta, aparecendo detalhes do anel de adensamento e das pedras porosas superior e inferior.

FIGURA 13 - Célula Edométrica Fechada, com o anel e as pedras porosas submersos na água.

FIGURA 14 - Anel de Adensamento com Amostra

FIGURA 15 - Amostras Secas Já Ensaçadas



Fig. 12



Fig. 13



Fig. 14

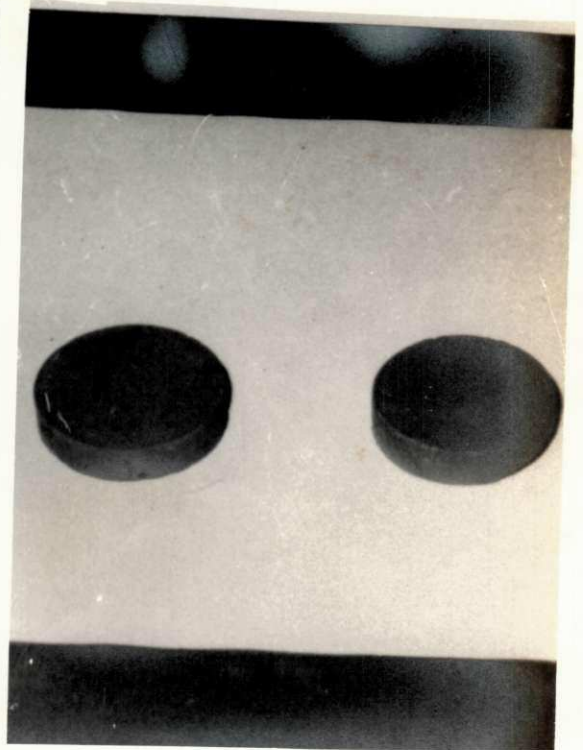


Fig. 15

CAPÍTULO 5

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

5.1 - Introdução

O grau de homogeneidade da camada de argila é observado através da variação dos resultados numéricos dos diversos parâmetros estudados em função da profundidade da camada de argila. Os pontos da profundidade da camada que foram ensaiados em Laboratório vão desde a cota de 3,0 m (início da camada de argila) até a cota de 14,0 m (final da camada), sendo que foram tomados os pontos médios de cada metro de profundidade. No apêndice A mostra-se um quadro resumo dos resultados obtidos.

5.2 - Peso Específico dos Grãos

Este parâmetro variou de $2,552 \text{ g/cm}^3$ a $2,652 \text{ g/cm}^3$, e seus valores são apresentados em função da profundidade na Fig. 16a.

5.3 - Peso Específico Aparente Úmido e Peso Específico Aparente Seco

A variação dos valores obtidos para o peso

específico aparente úmido foi entre $1,323 \text{ g/cm}^3$ e $1,529 \text{ g/cm}^3$. O peso específico aparente seco, calculado a partir do teor de umidade e do peso específico aparente úmido, variou de $0,791 \text{ g/cm}^3$ a $0,977 \text{ g/cm}^3$. A Fig. 16b apresenta a variação destes parâmetros em função da profundidade da camada de argila.

5.4 - Teor de Umidade Natural

O teor de umidade ao longo da camada de argila variou de 53,02% a 67,35%. O máximo valor verificou-se aproximadamente no meio da camada e a partir daí tende a decrescer. Na Fig. 17a é mostrada a variação do teor de umidade ao longo da camada.

5.5 - Limites de Atterberg

Os limites de liquidez e de plasticidade, determinados com secagem ao ar são apresentados na Fig. 17b. O LL variou de 60,7% a 91,4% e o LP variou de 38,7% a 47,1%. O Índice de plasticidade apresentou variação de 15,2% a 48,8% e o Índice de consistência variou de 0,40 a 0,55.

5.6 - Análise Granulométrica

Na Fig. 18 apresenta-se a curva granulométrica obtida para o material estudado, notando-se que o solo consiste de uma mistura de argila e silte, segundo as dimensões classificatórias consideradas pela ABNT (32), com predominância de fração argila.

5.7 - Ensaio de Adensamento

A partir do ensaio de adensamento foram de terminados os diversos parâmetros inerentes a este ensaio, com as respectivas variações ao longo da profundidade da camada de argila.

O coeficiente de consolidação (C_v) variou de $0,76 \times 10^{-4}$ a $1,81 \times 10^{-4}$ cm^2/s , não apresentando tendên cia generalizada em aumento ou diminuição com a profundidade (ver Fig. 19a).

O coeficiente de compressibilidade (a_v) a presentou variação, em função da profundidade, desde 0,30 até 0,53 cm^2/Kg , diminuindo notadamente ao longo da camada (ver Fig. 19b).

O coeficiente de compressibilidade volumê trica (m_v) mostrou variação de 0,09 a 0,14 cm^2/Kg , também de crescendo com a profundidade da camada (ver Fig. 19c).

O coeficiente de permeabilidade (K) variou de $0,90 \times 10^{-8}$ a $2,30 \times 10^{-8}$ cm/s , com tendência em diminuir muito pouco com o aumento da profundidade (ver Fig. 20a).

O índice de compressão (C_c) apresentou va riação de 0,88 a 1,64, decrescendo acentuadamente com a profun didade da camada (ver Fig. 20b).

O índice de expansão (C_s) variou de 0,07 a 0,15, mantendo-se aproximadamente constante dentro desta faixa de variação (ver Fig. 20c).

O índice de vazios inicial (e_0) apresentou variação desde 2,04 até 3,55, com visível tendência em decres cer em função da profundidade (ver Fig. 21a).

O índice de vazios in situ (e_s) variou de 1,61 a 3,31, apresentando acentuado decrêscimo ao longo da ca mada (ver Fig. 21b).

O índice de vazios de pré-adensamento (e_p) mostrou variação de 1,86 a 3,24, também apresentando notável diminuição com a profundidade (ver Fig. 21c).

A porosidade (n) apresentou variação de 62% a 77%, com clara tendência em decrescer ao longo da camada (ver Fig. 16c).

A razão de compressão primária (r) variou de 0,84 a 0,89, mantendo-se aparentemente constante nesse intervalo de variação.

A tensão de pré-adensamento (σ'_c) variou de 0,34 a 0,55 Kg/cm^2 , apresentando um ligeiro decréscimo, em função da profundidade (ver Fig. 22a).

A tensão efetiva in situ (σ'_v) apresentou variação de 0,41 a 0,83 Kg/cm^2 , obviamente, crescendo com o aumento da profundidade da camada de argila (ver Fig. 22b).

Curvas típicas deste ensaio são mostradas na Fig. 23, e as variações dos parâmetros com a profundidade da camada são apresentadas em tabela no apêndice A.

FIGURA 16a - Peso Específico dos Grãos

FIGURA 16b - Pesos Específicos

FIGURA 16c - Porosidade

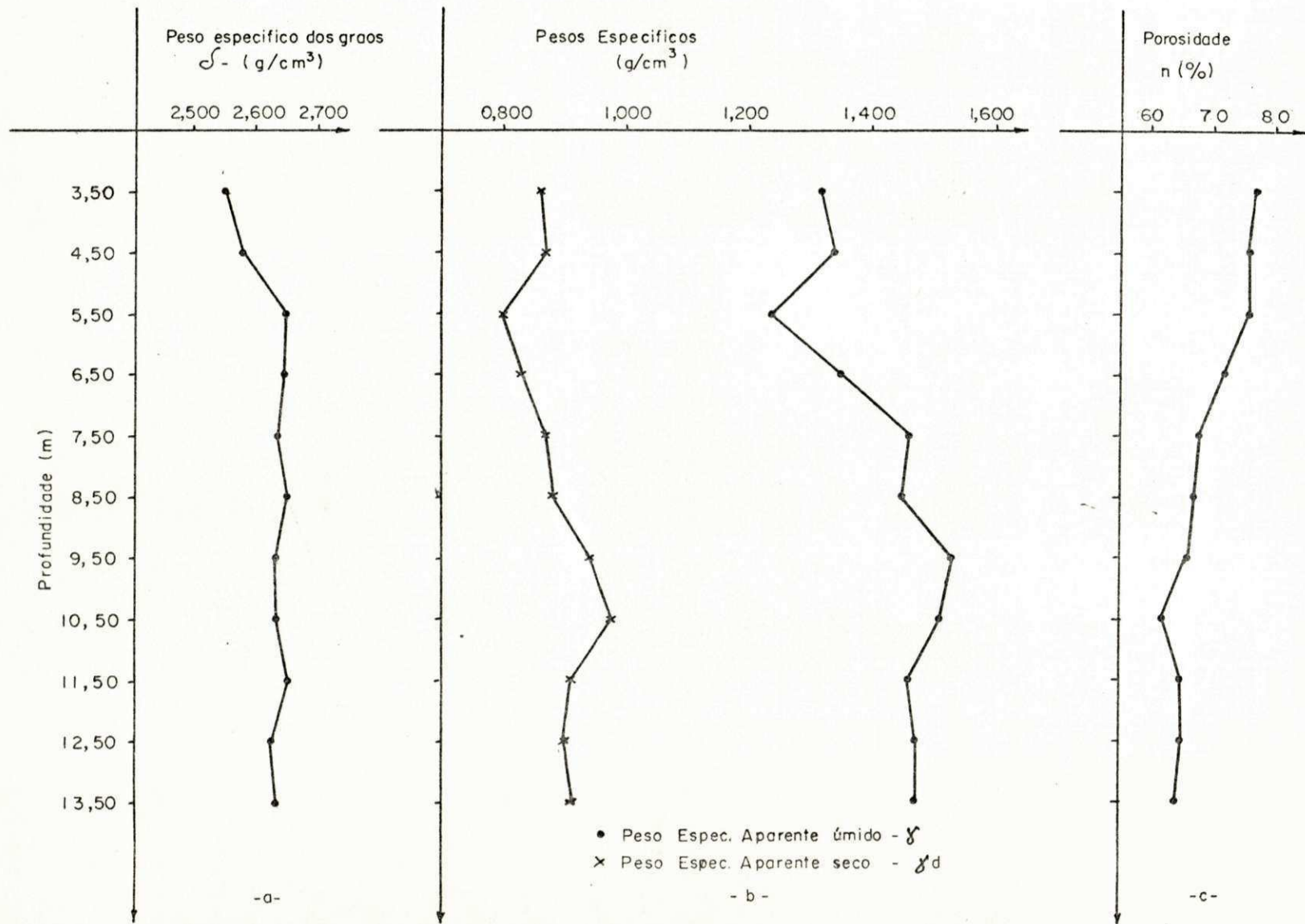
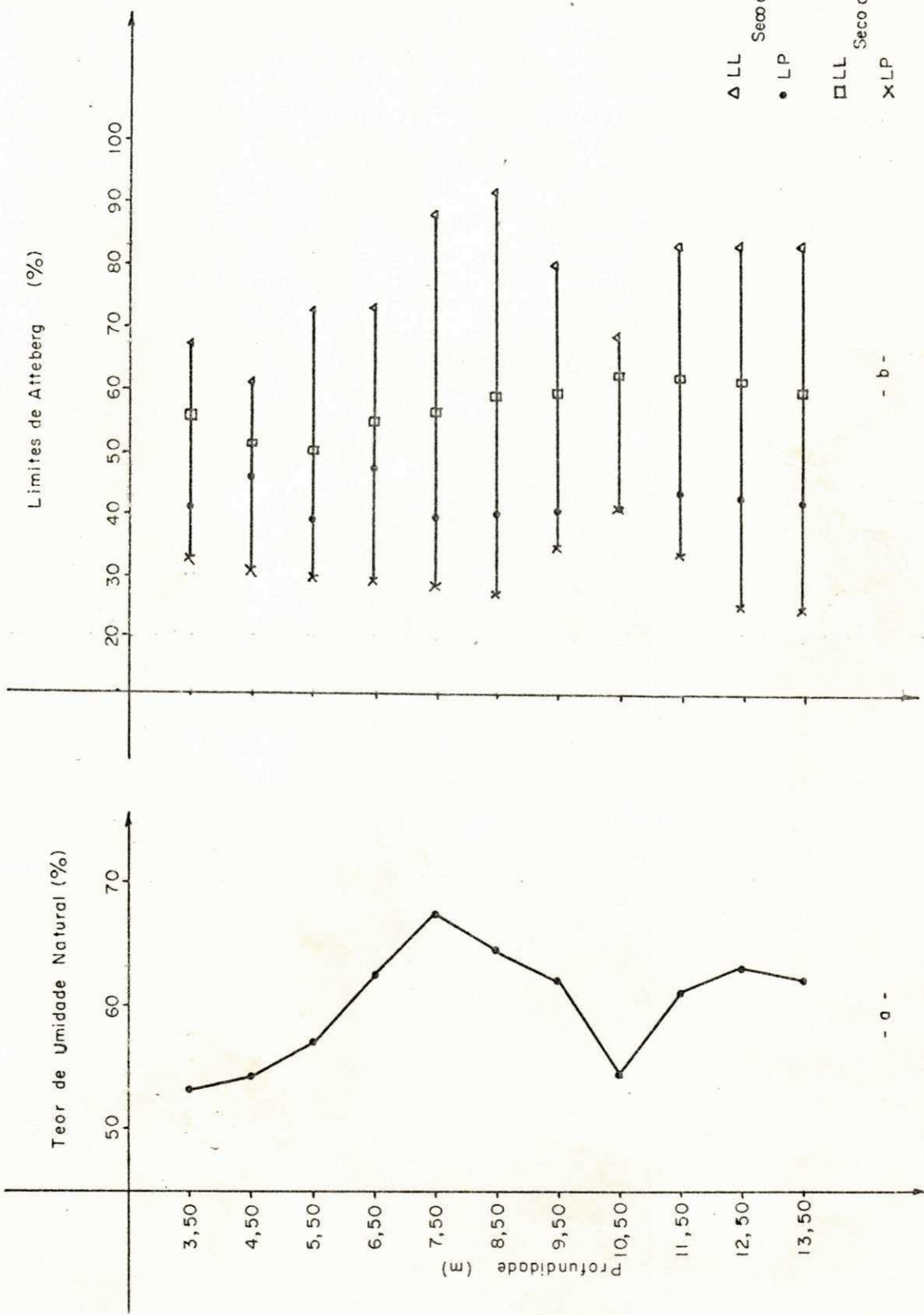


FIGURA 17a - Teor de Umidade Natural

FIGURA 17b - Limites de Atterberg



- b -

- a -

FIGURA 18 - Curva Granulométrica

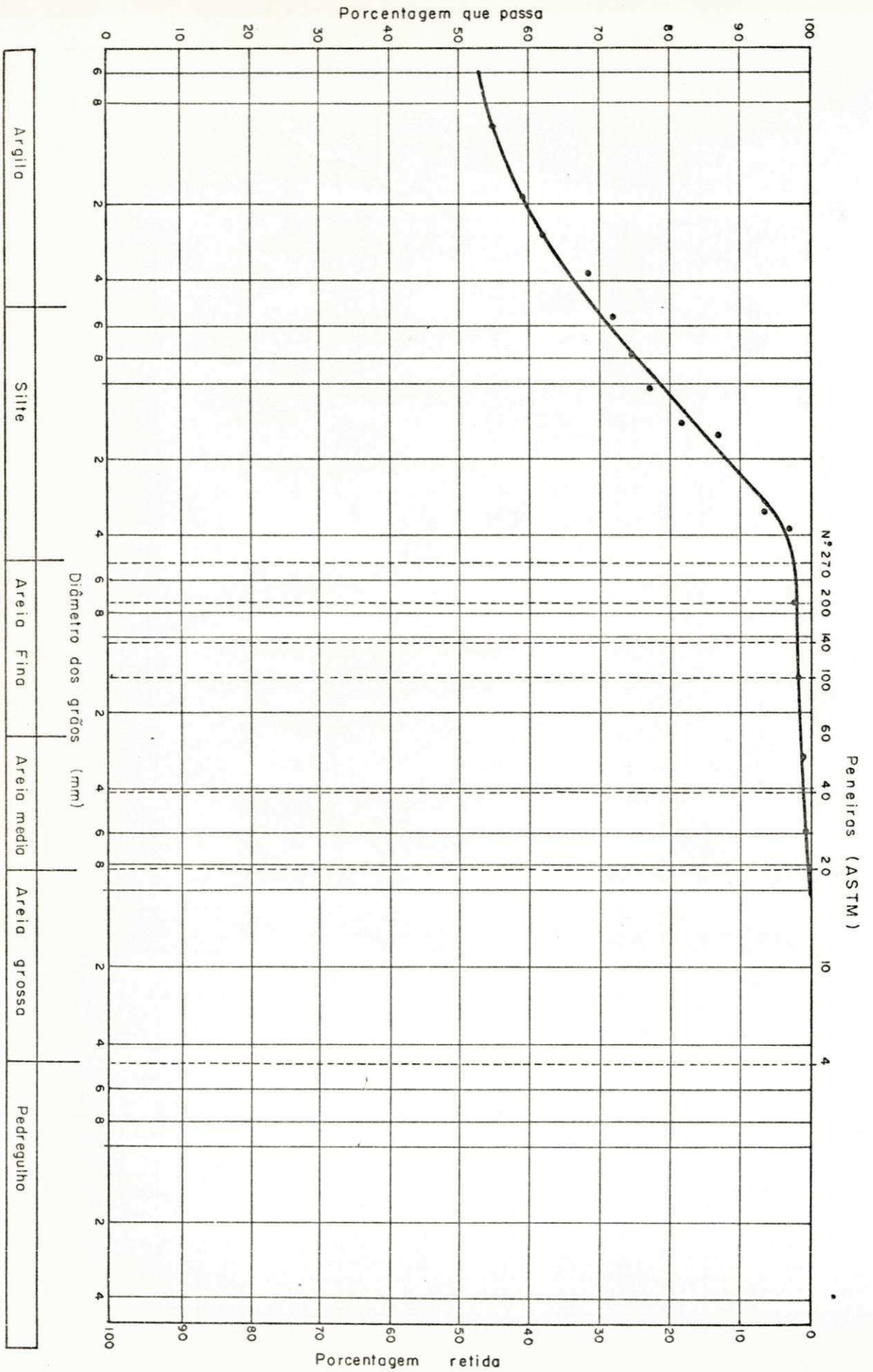


FIGURA 19a - Variação do Coeficiente de Consolidação
com a Profundidade

FIGURA 19b - Variação do Coeficiente de Compressibilidade
com a Profundidade

FIGURA 19c - Variação do Coeficiente de Compressibilidade
Volumétrica com a Profundidade

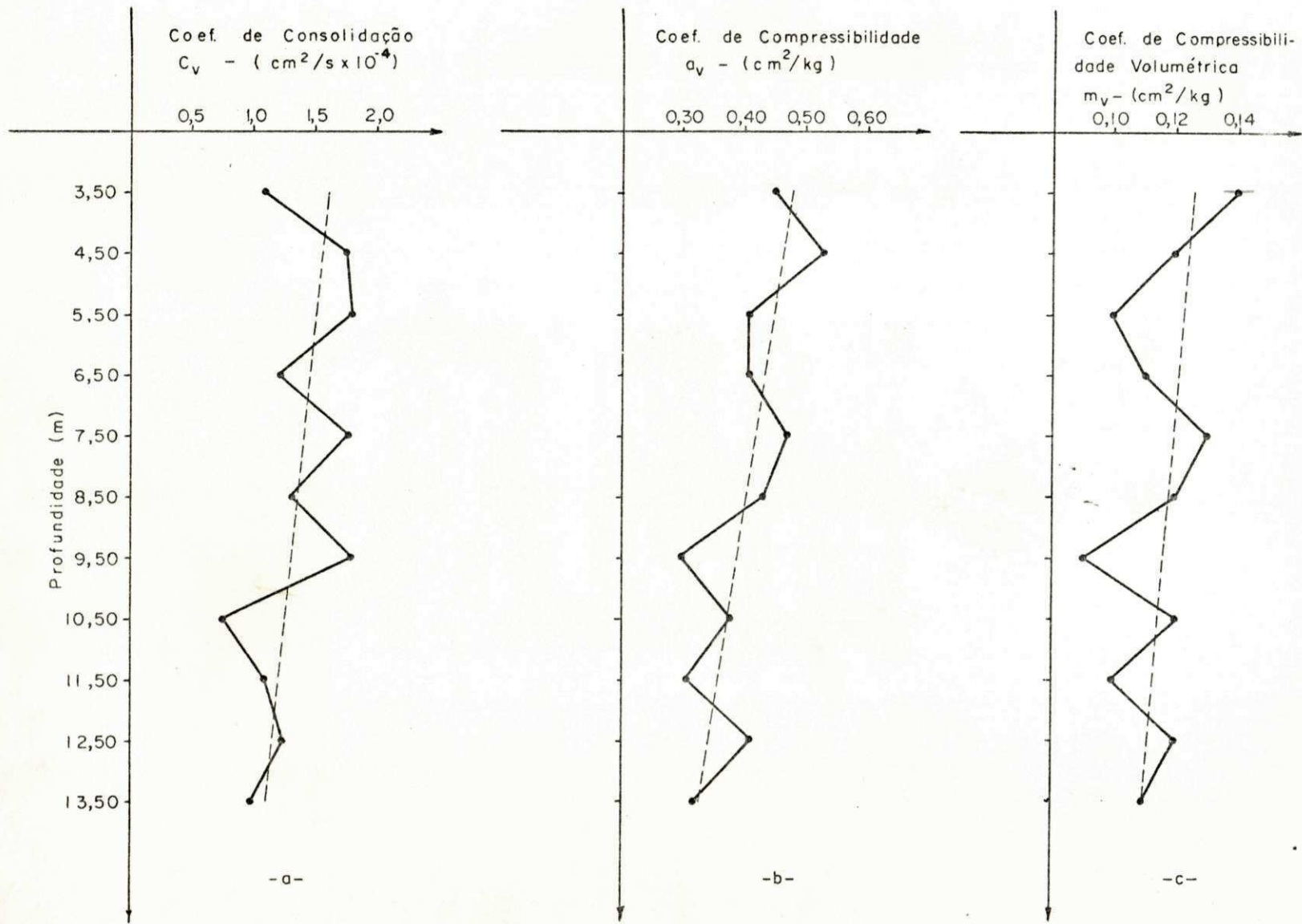


FIGURA 20a - Variação do Coeficiente de Permeabilidade
com a Profundidade

FIGURA 20b - Variação do Índice de Compressão com a
Profundidade

FIGURA 20c - Variação do Índice de Expansão com a
Profundidade

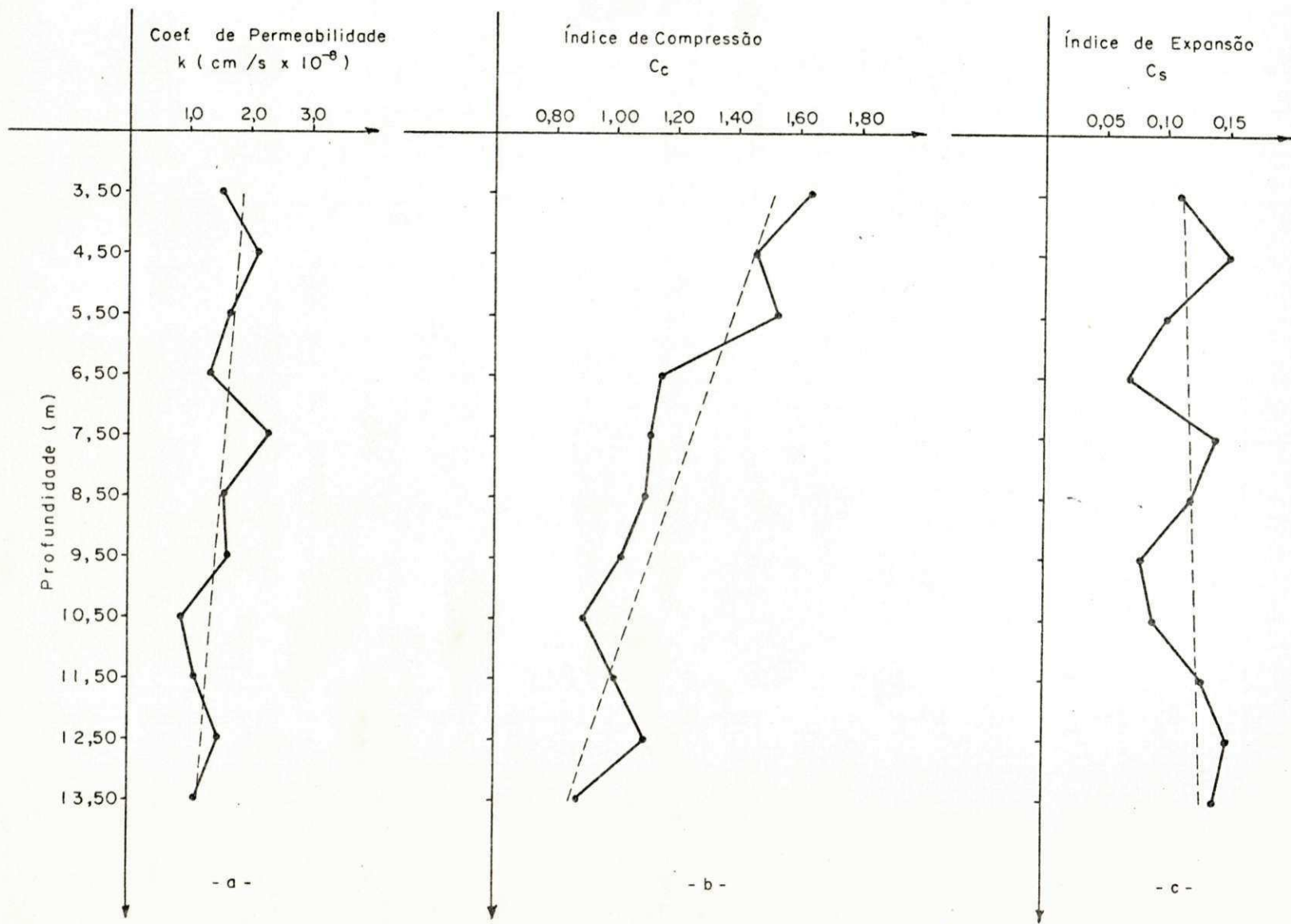


FIGURA 21a - Variação do Índice de Vazios Inicial com a Profundidade

FIGURA 21b - Variação do Índice de Vazios in situ com a Profundidade

FIGURA 21c - Variação do Índice de Vazios de Pré-adensamento com a Profundidade

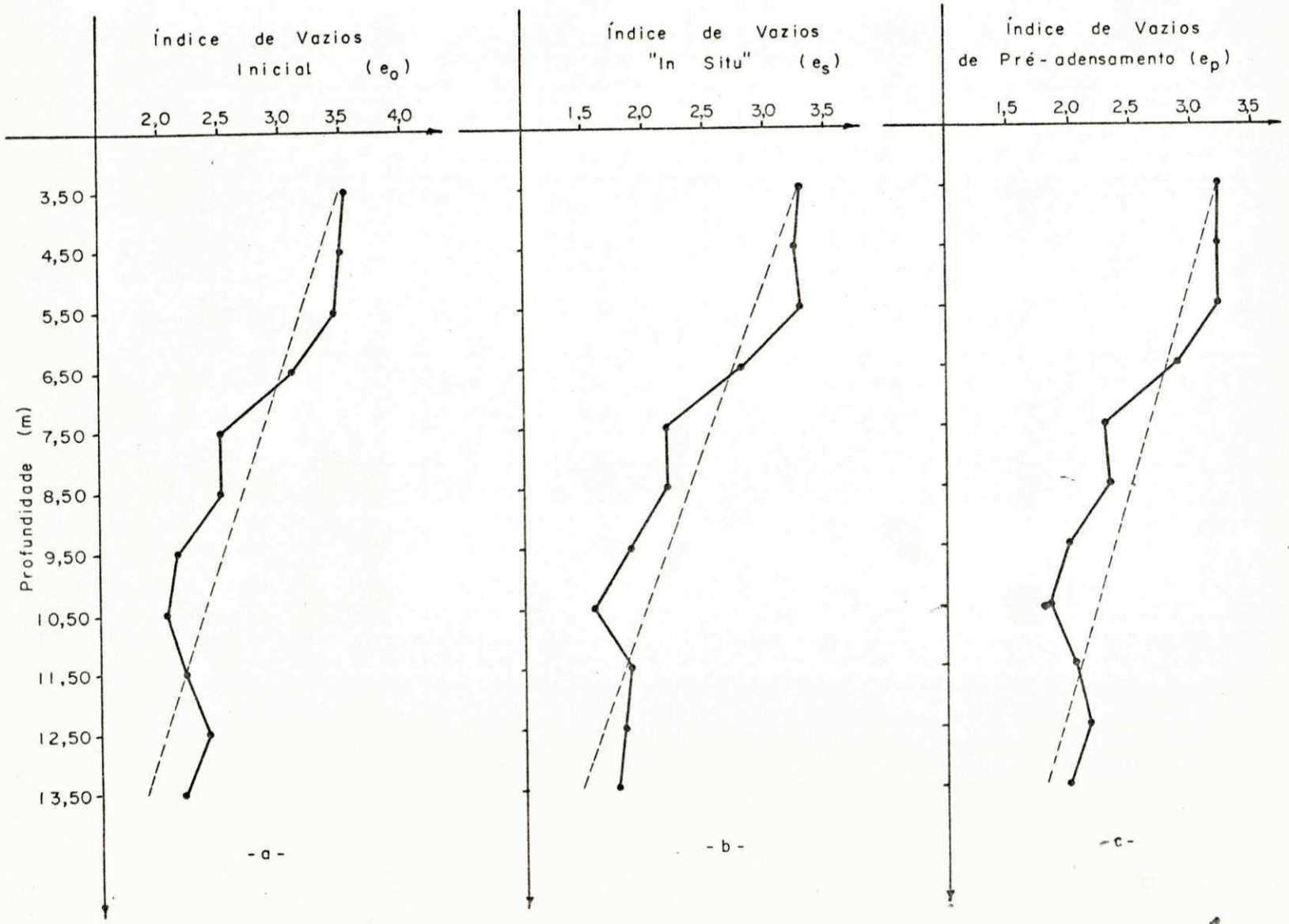


FIGURA 22a - Variação da Tensão de Prê-adensamento com a Profundidade

FIGURA 22b - Variação da Tensão Efetiva in situ com a Profundidade

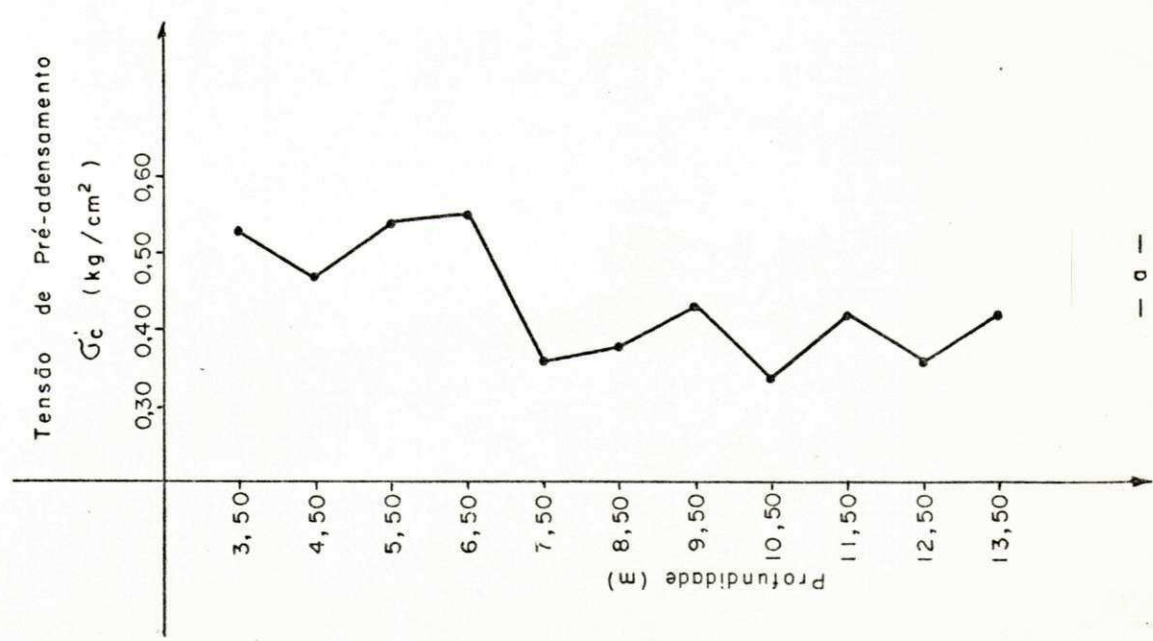
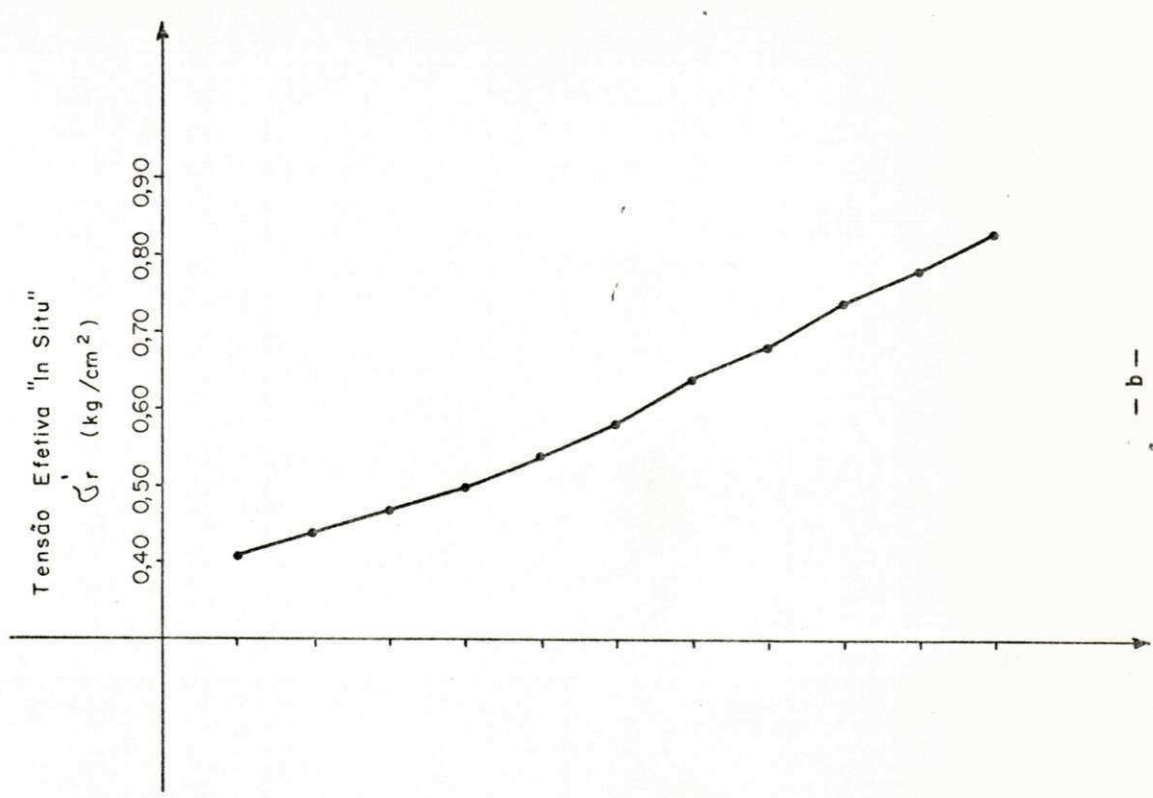
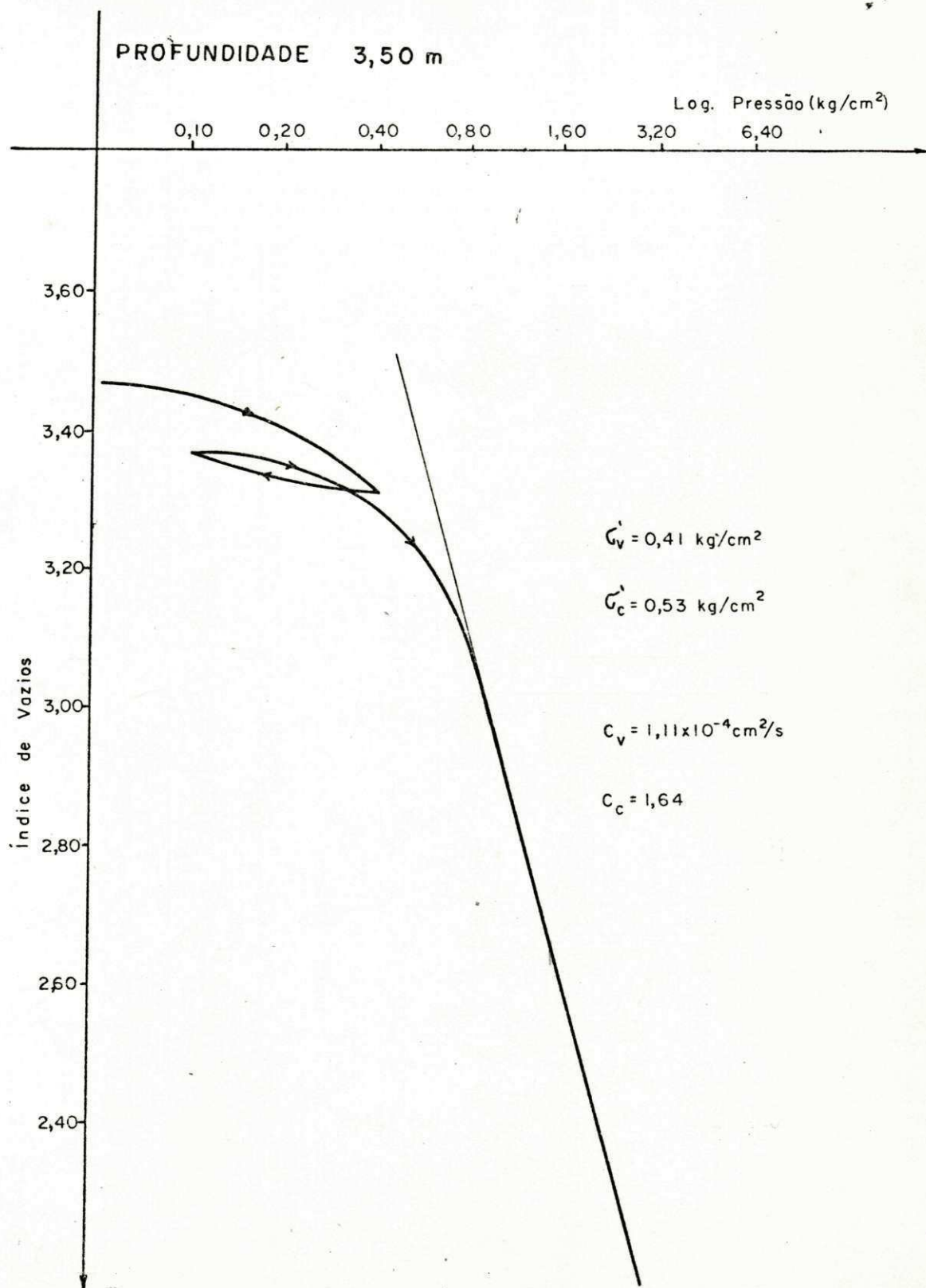
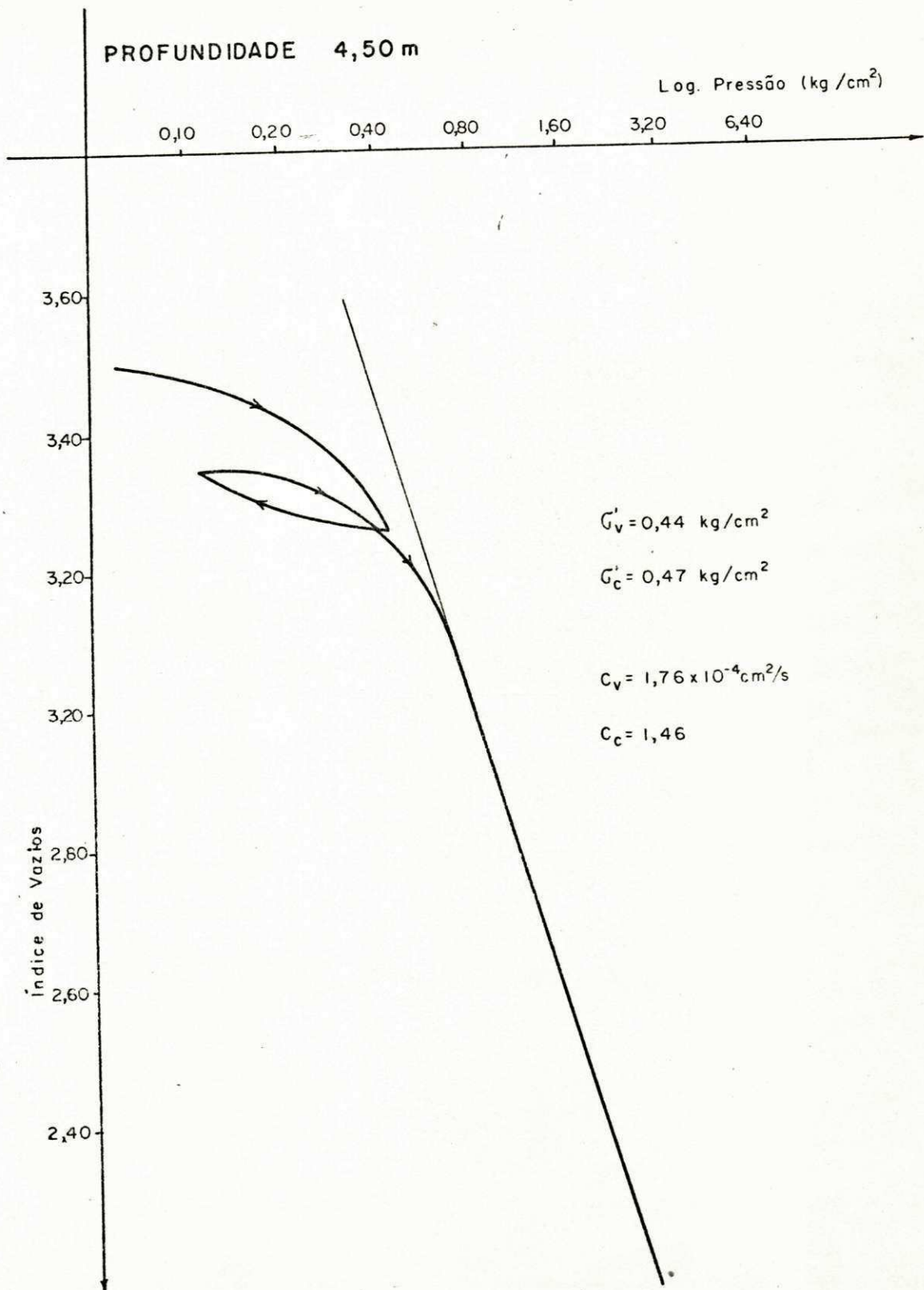
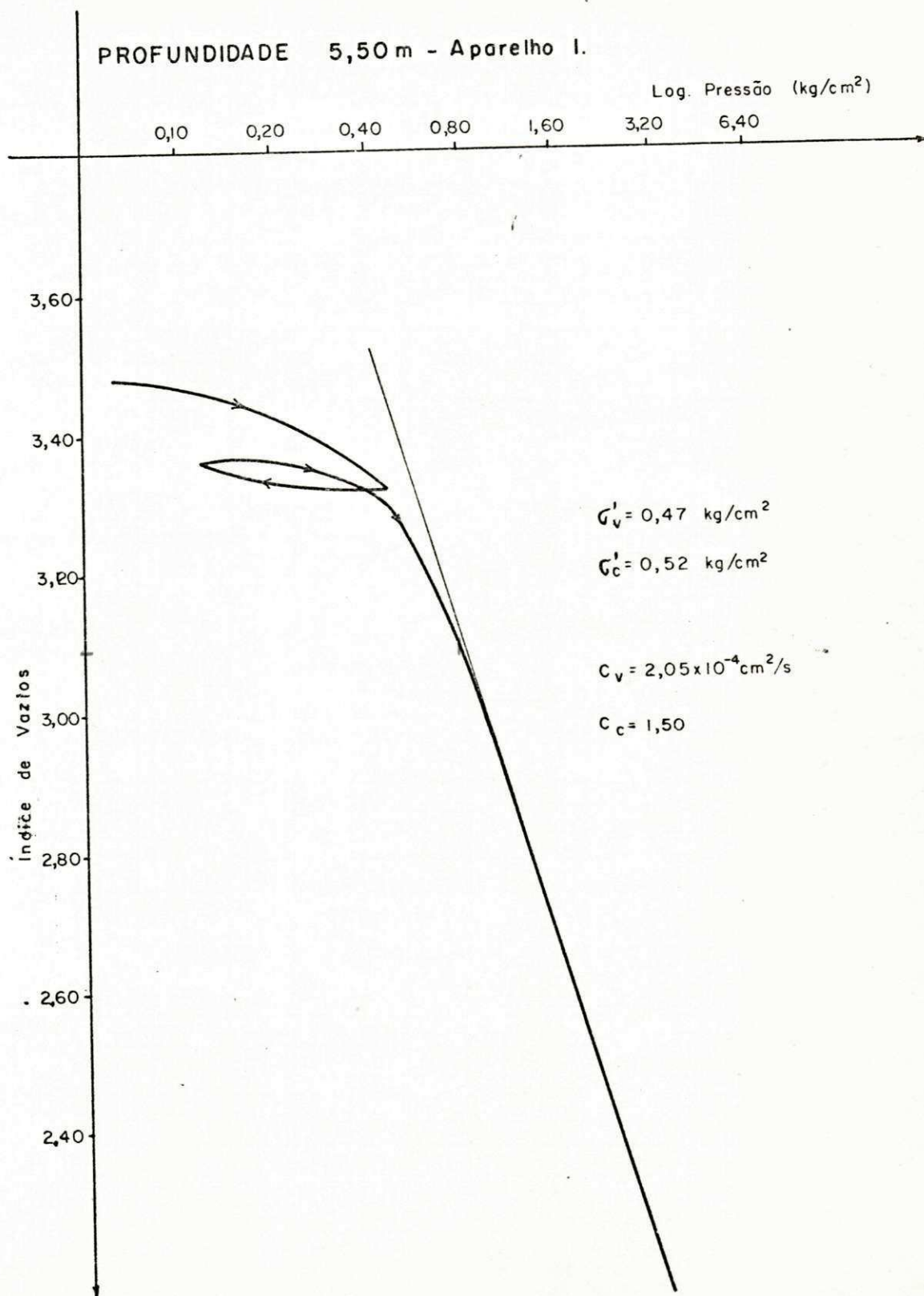
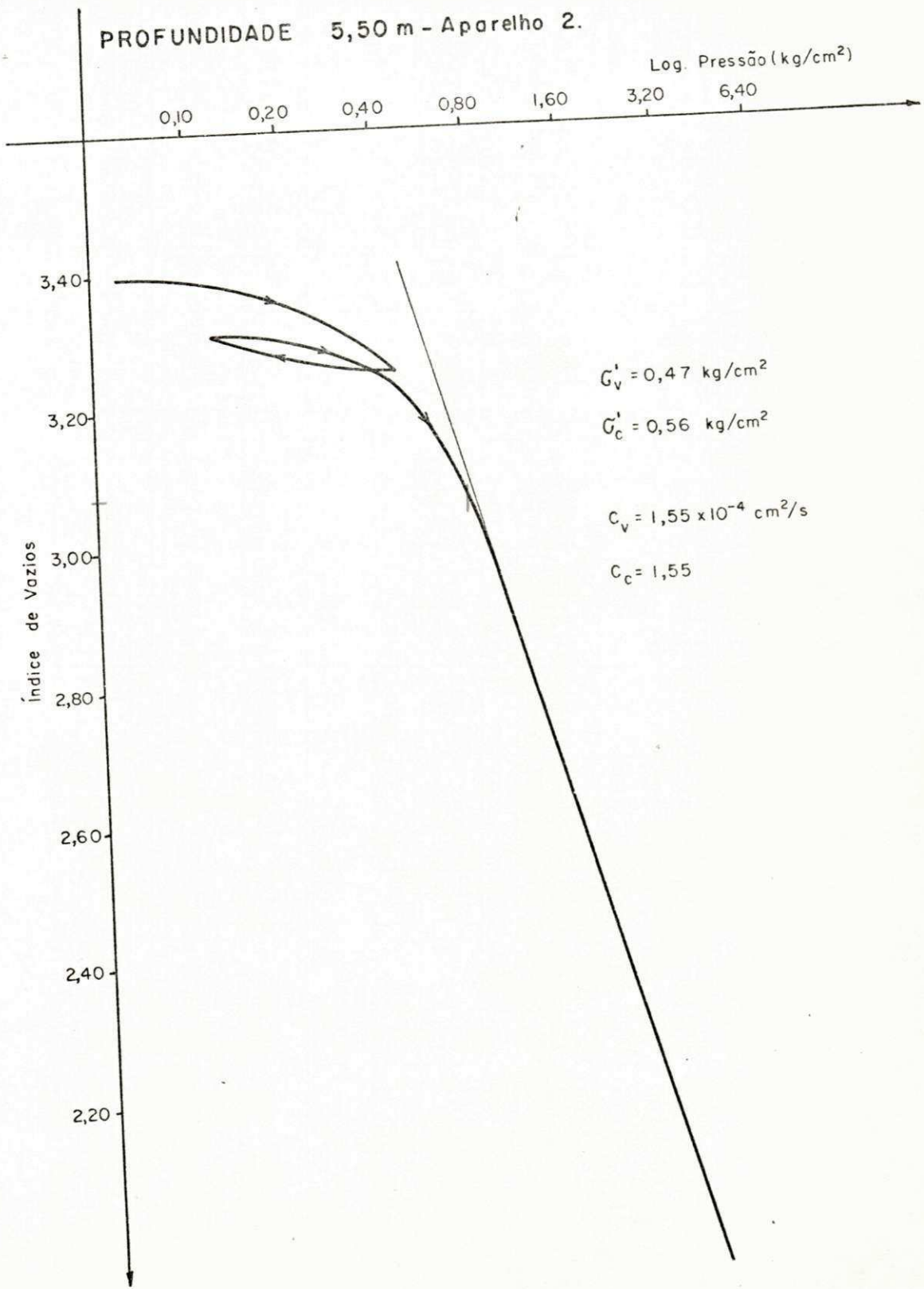


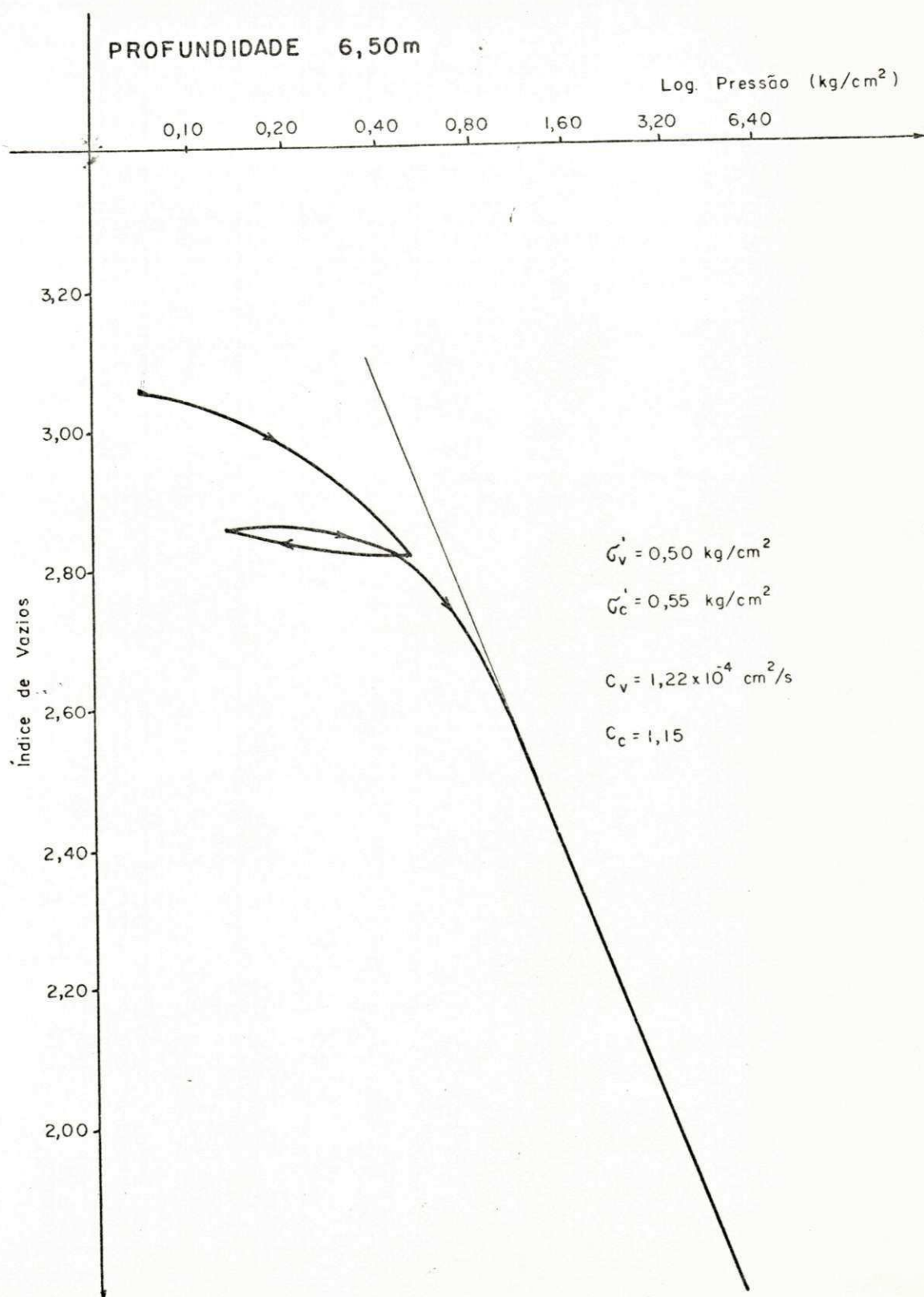
FIGURA 23 - Curvas Típicas ($e \times \text{Log. Pressão}$) - Para as
Diversas Profundidades

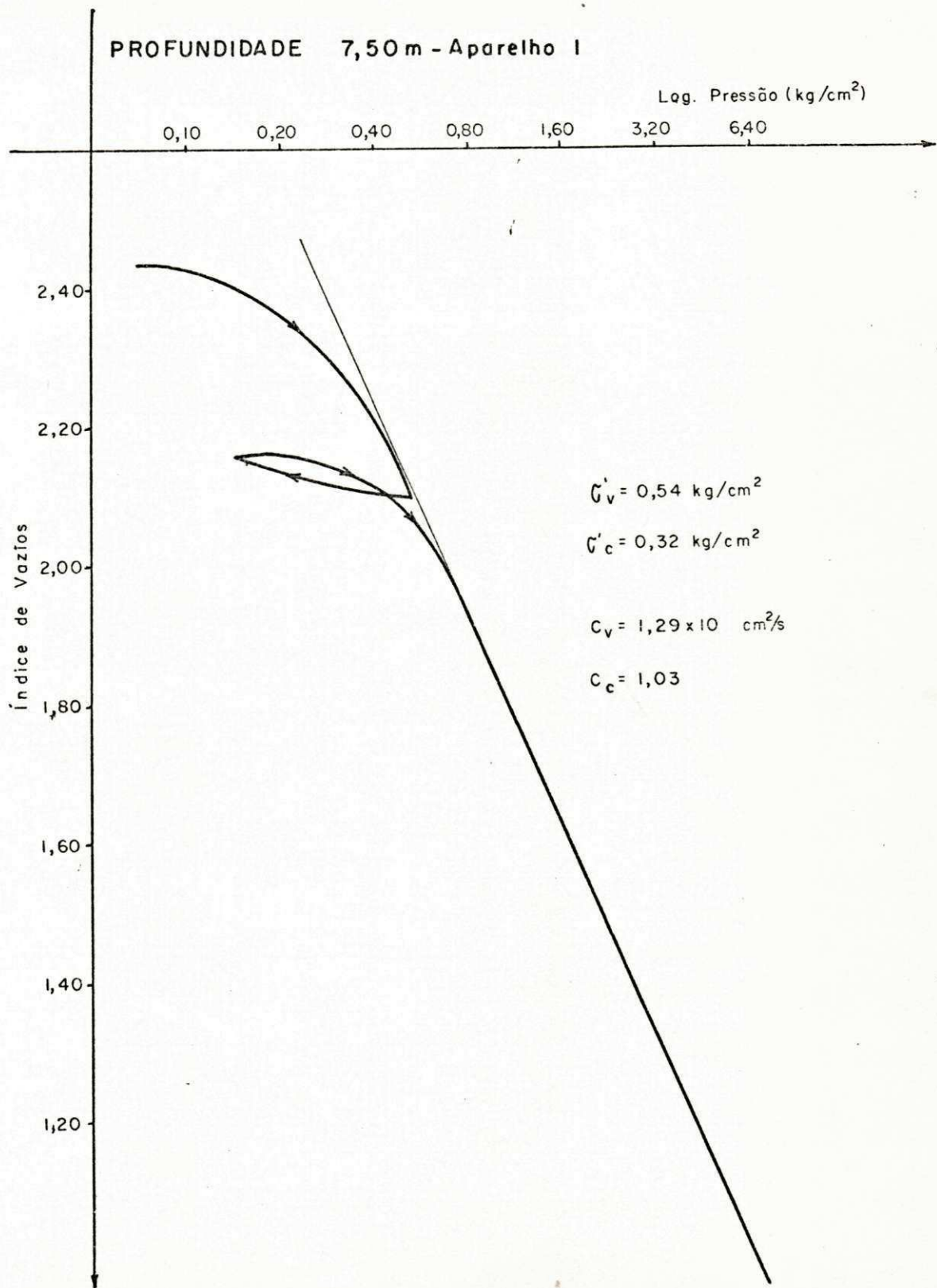




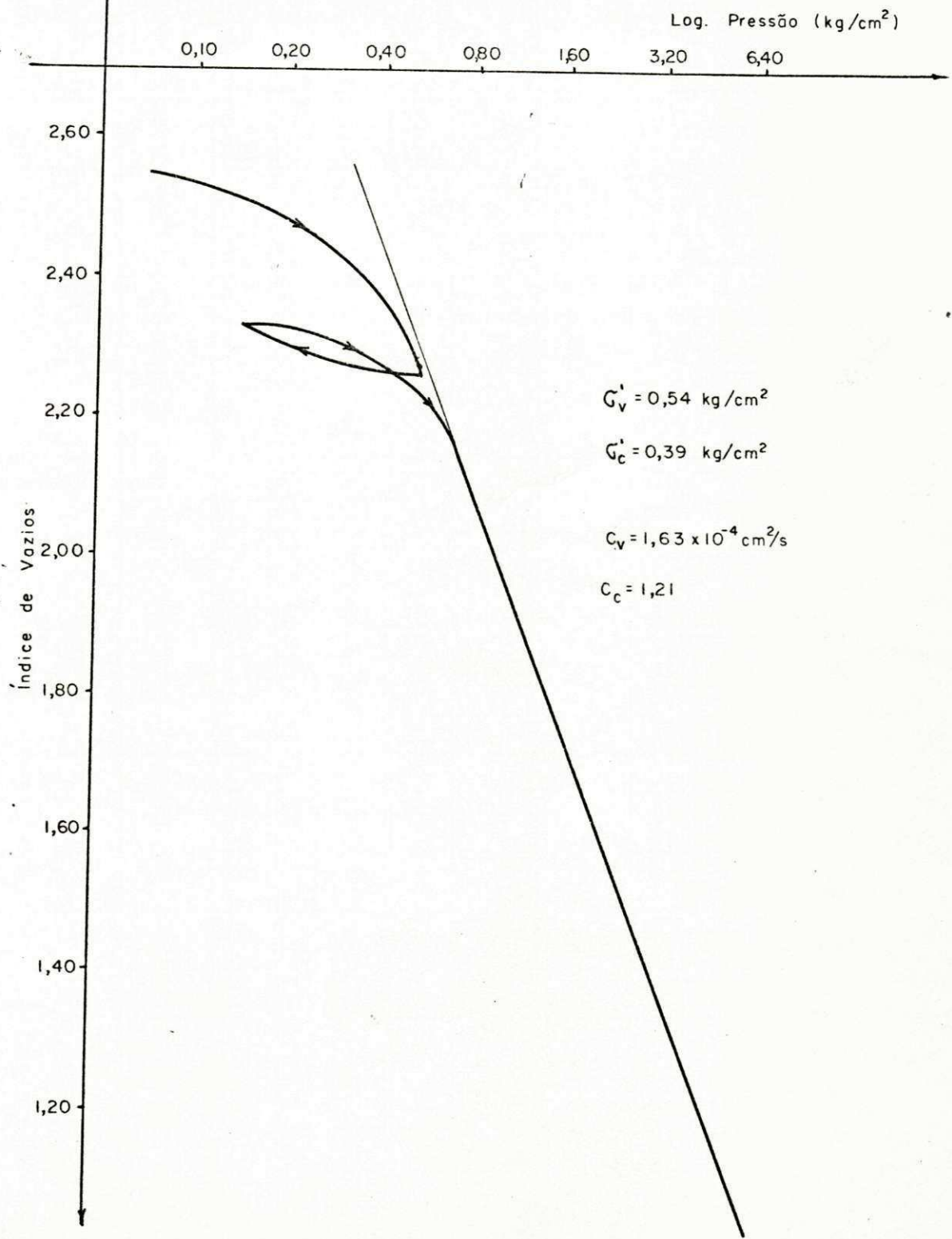


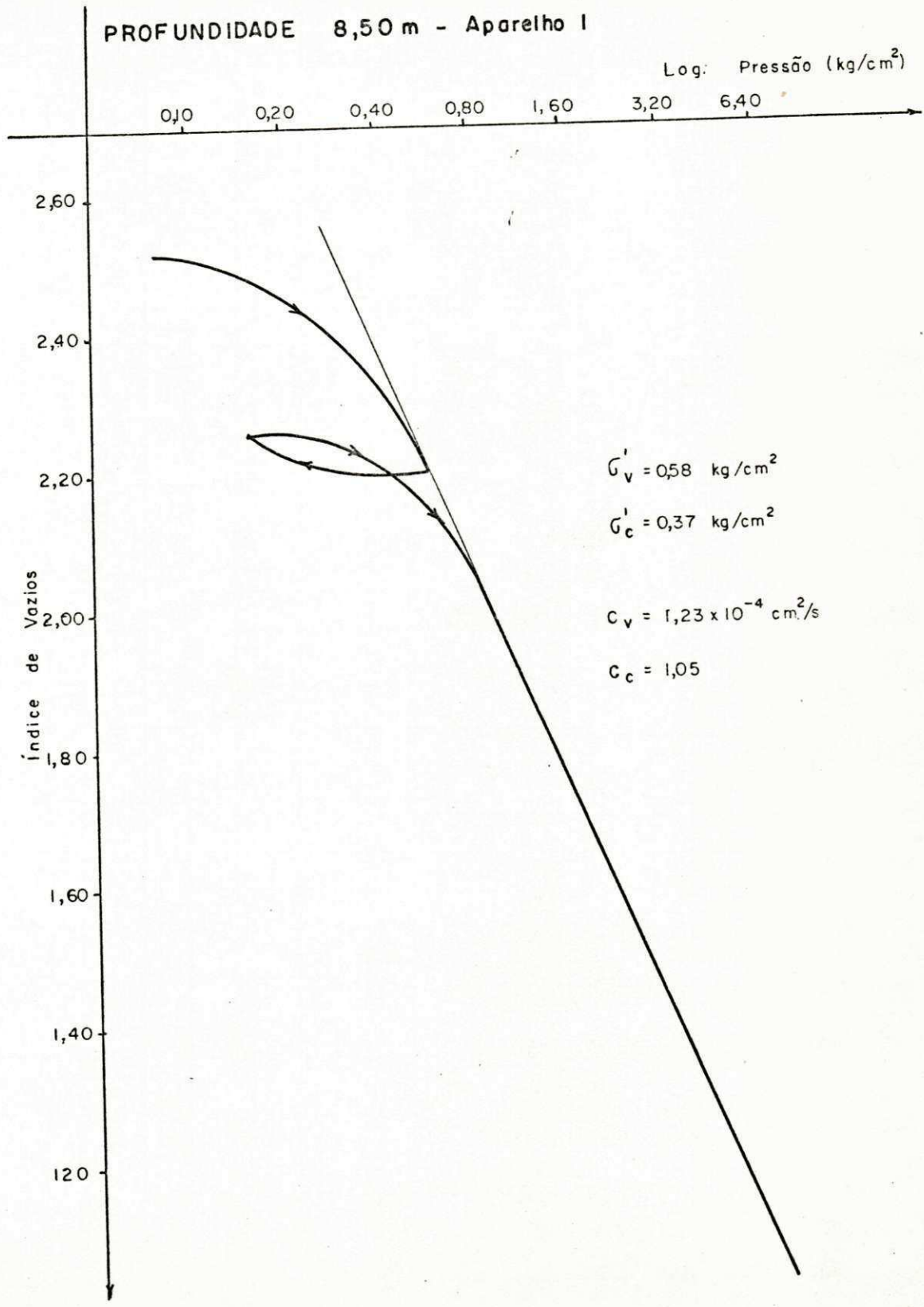


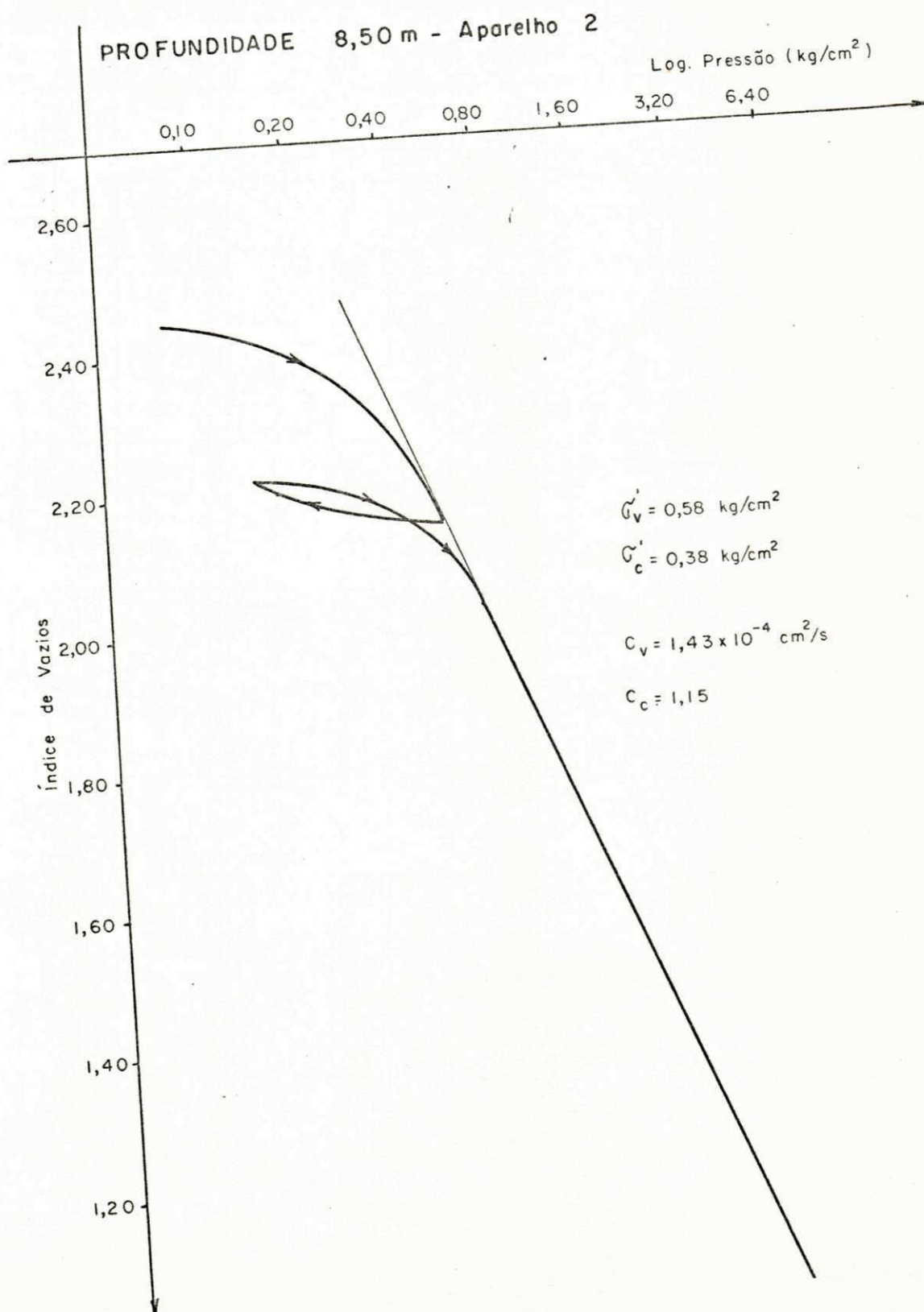


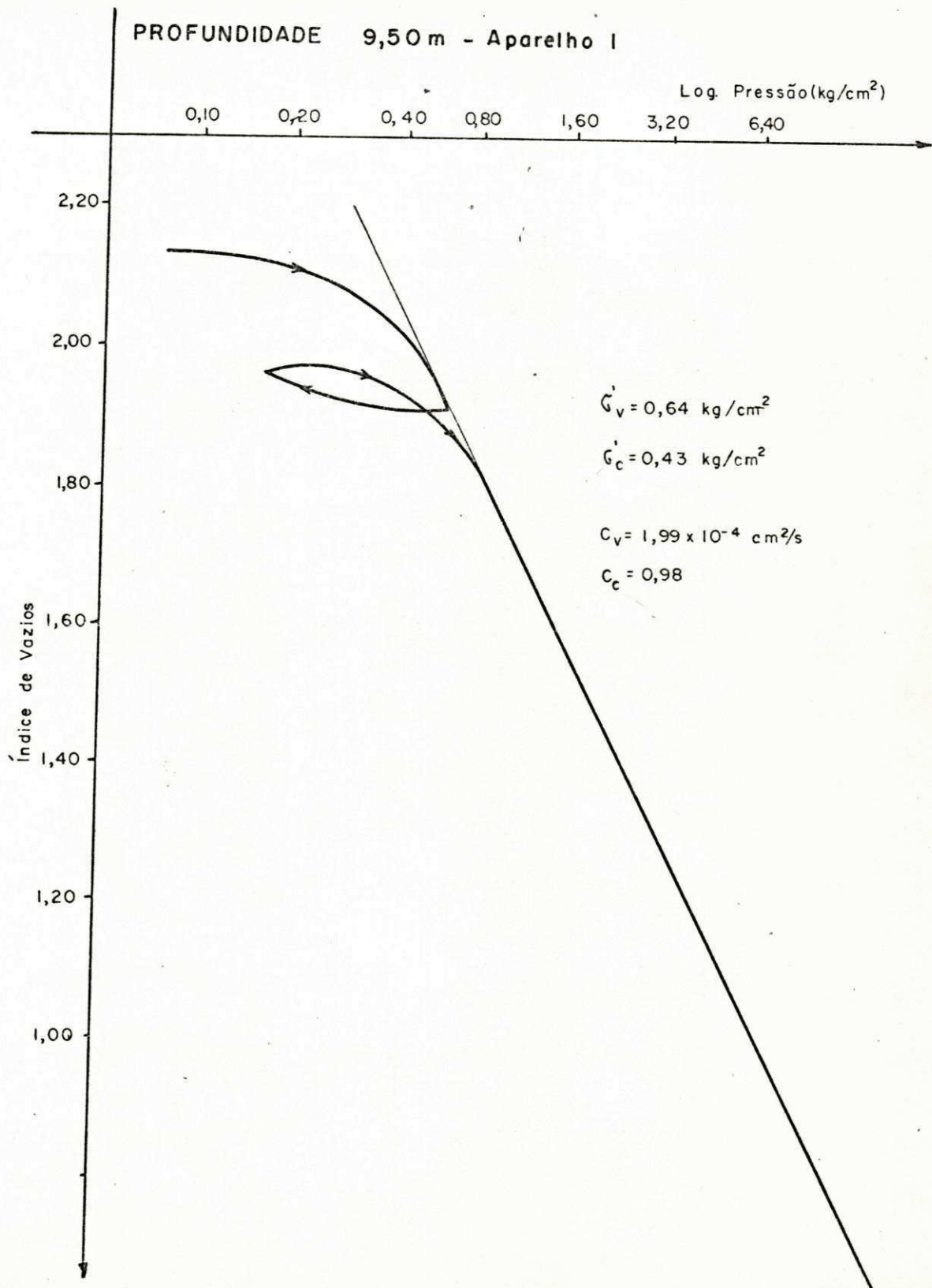


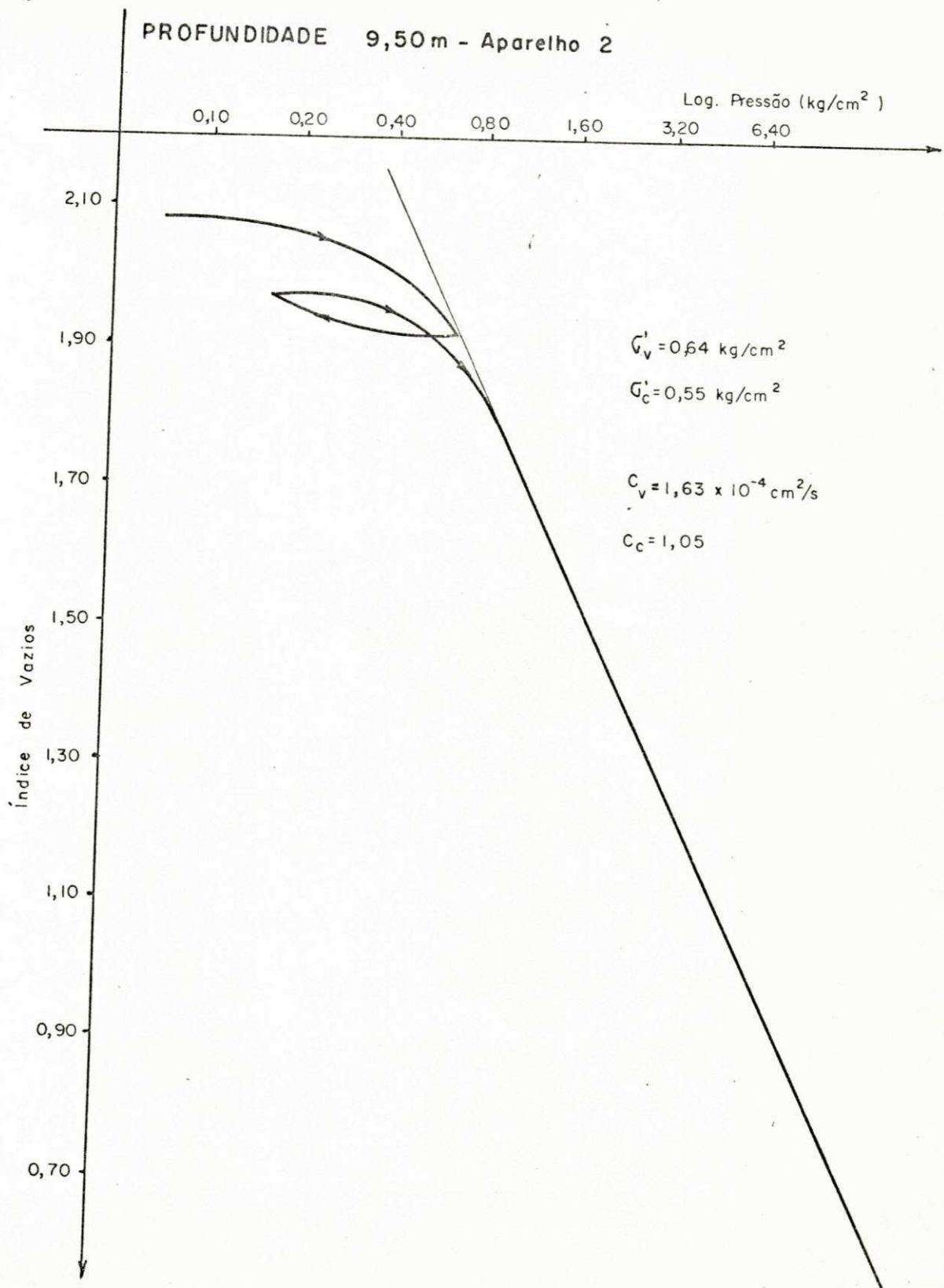
PROFUNDIDADE 7,50 m - A aparelho 2

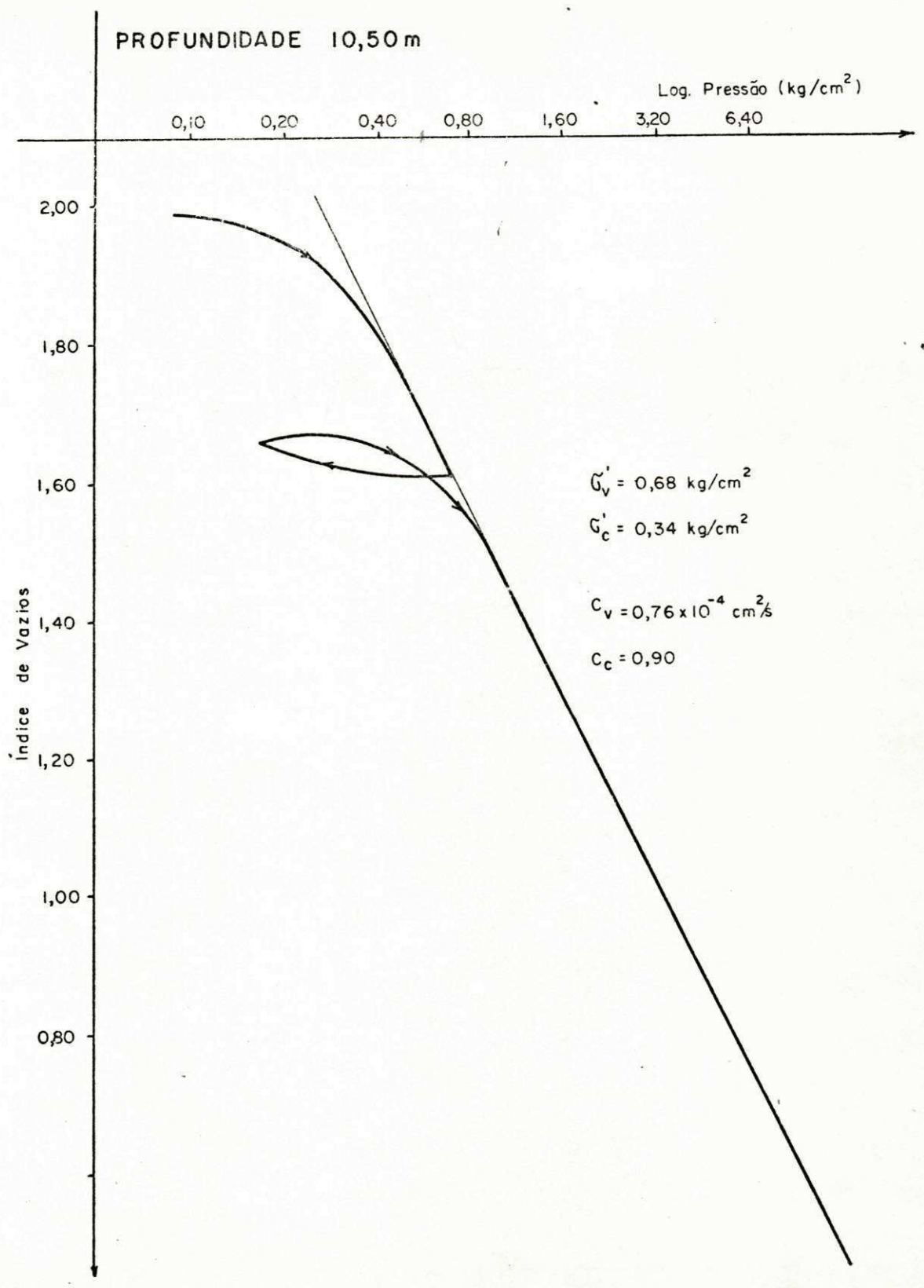


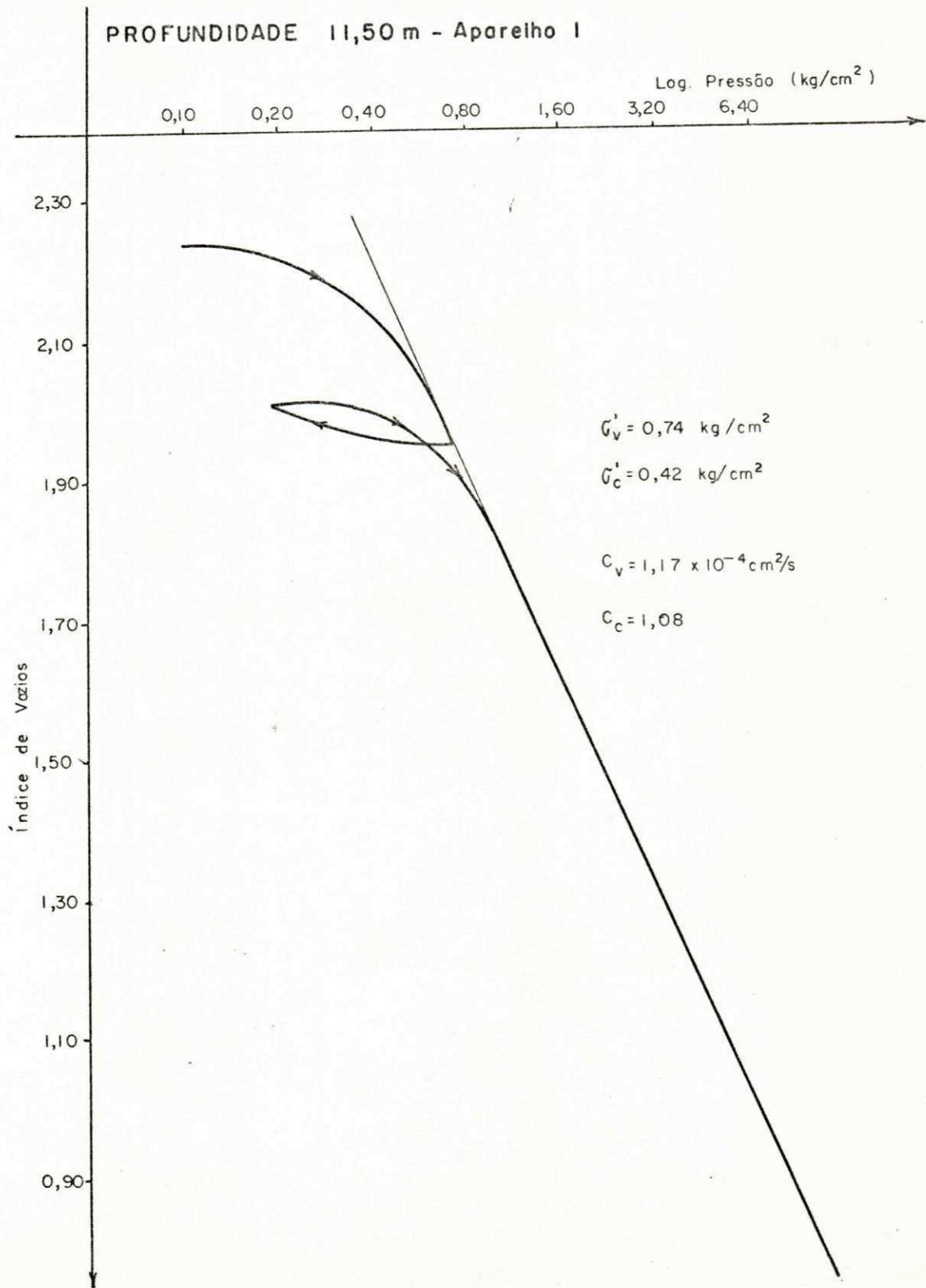


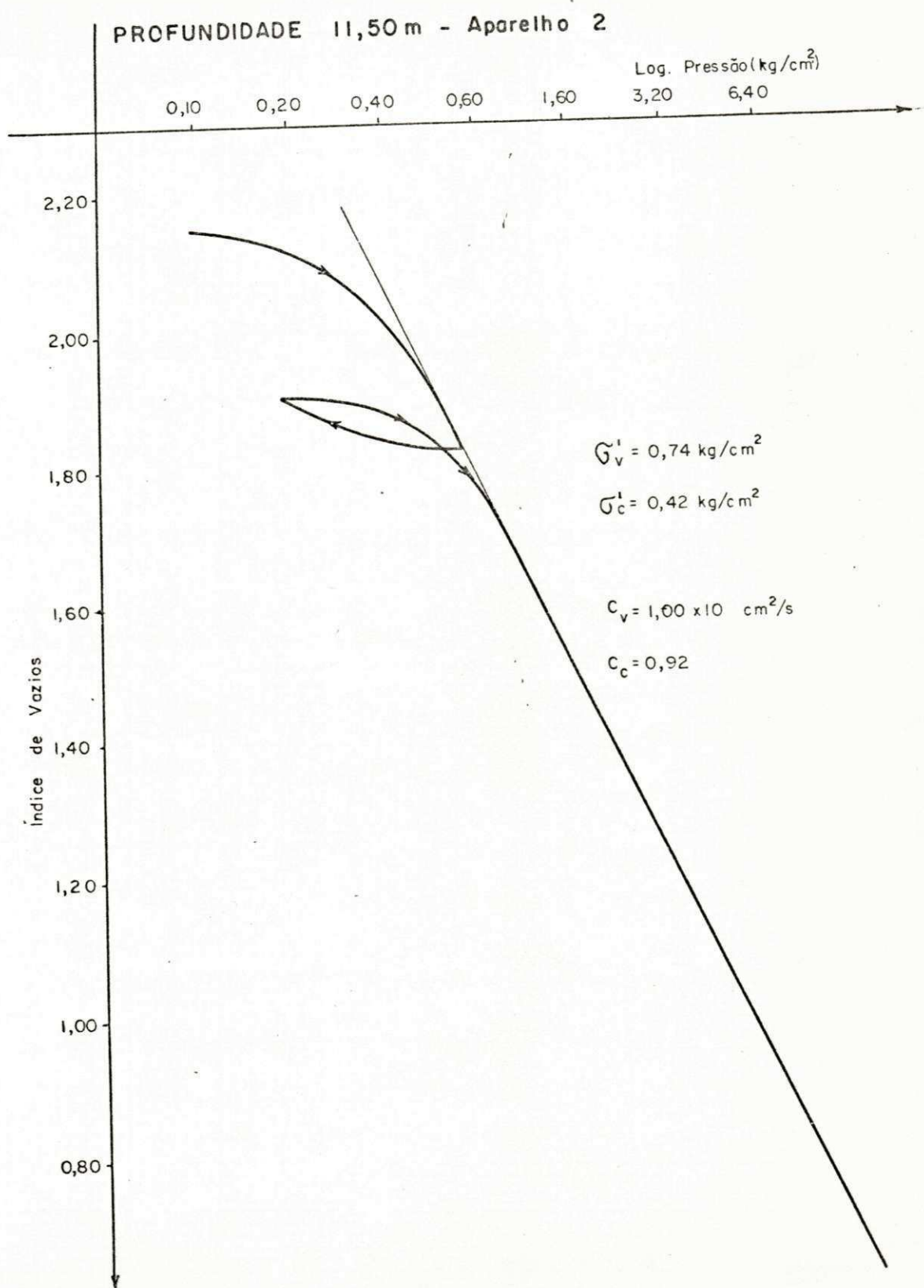


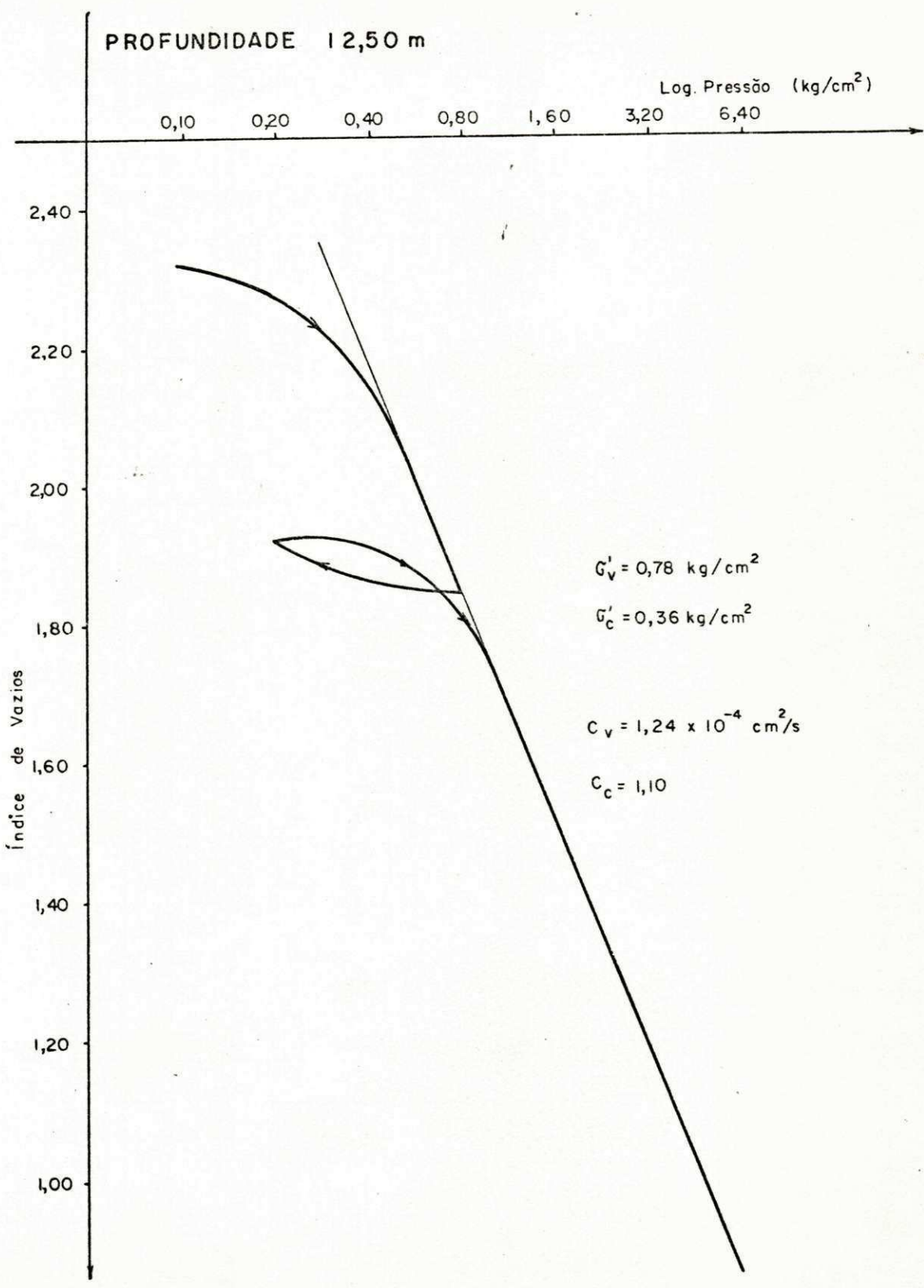


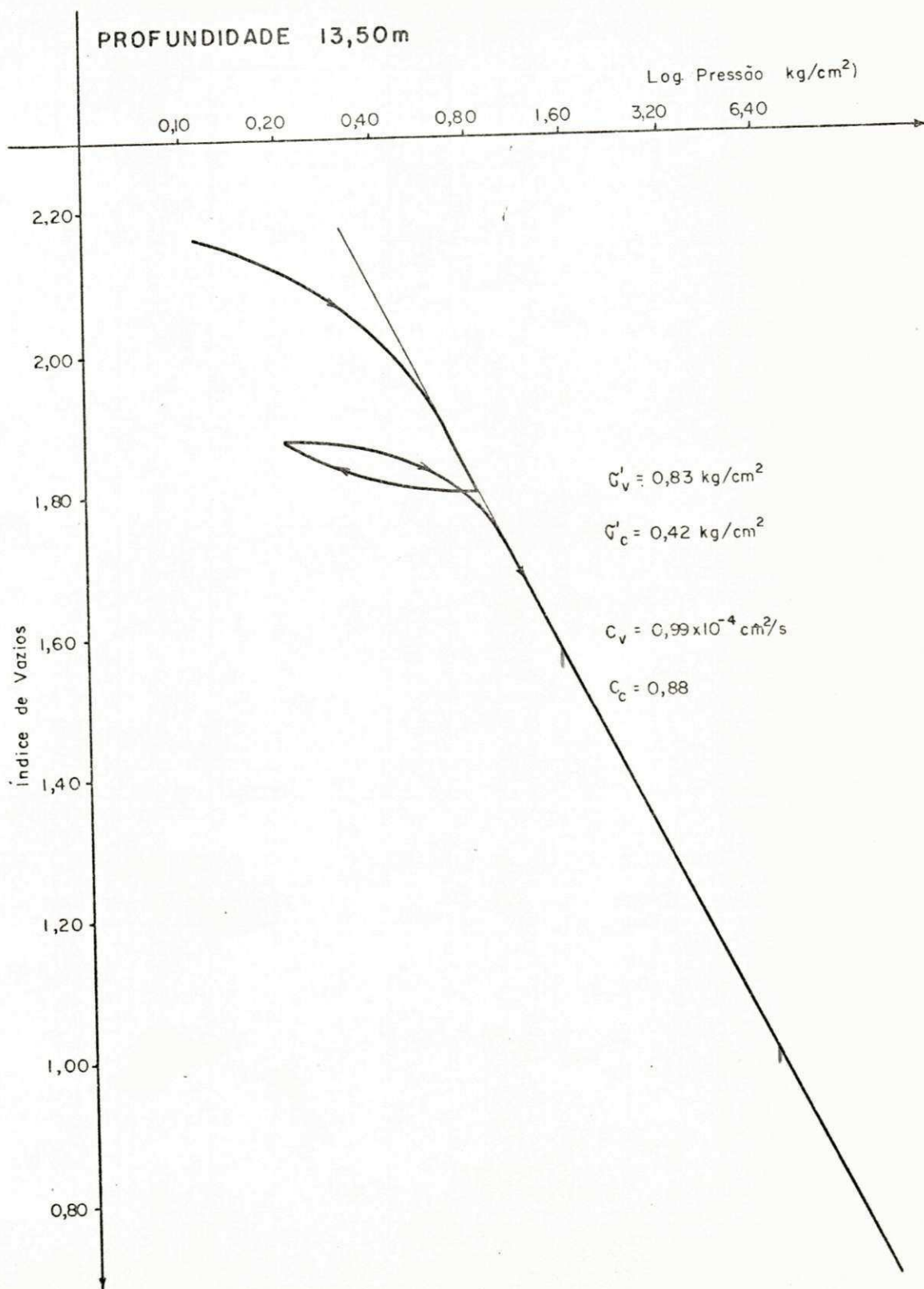












CAPÍTULO 6

DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

6.1 - Introdução

A discussão será feita com o objetivo de evidenciar a consolidação da camada de argila mole estudada, caracterizando-a em termos de suas propriedades físicas e de engenharia, e analisando as possíveis correlações que poderão existir entre os parâmetros medidos neste estudo.

6.2 - Caracterização do Solo que Forma a Camada de Argila Mole

O Peso Específico dos Grãos é praticamente constante ao longo da camada, apresentando um valor médio de $2,63 \text{ g/cm}^3$. Apenas nos dois primeiros metros de profundidade apresenta valores bem abaixo dos demais pontos, podendo-se atribuir isto à presença de turfa e de resíduos vegetais ainda em decomposição.

O peso específico aparente úmido e o peso específico aparente seco mostram em geral uma tendência a crescer com a profundidade, que segundo Lambe e Martin (5) é comum para solo natural uniforme. Este fato justifica-se também através dos valores obtidos para a porosidade da argila, que de

cresce com a profundidade da camada (ver Fig. 16c), o que implica em diminuição dos vazios do solo.

O teor de umidade natural do solo em função da profundidade mostra uma tendência de aumento até ao meio da camada (8 m), e a partir daí apresenta pequeno decréscimo até o final da camada (14 m), com exceção do ponto de cota 10,50 m, onde se verifica uma queda acentuada. As variações do teor de umidade parecem estar relacionadas com as variações do teor de matéria orgânica, determinada por Silva (27), visto que nas profundidades onde apresenta baixo teor de matéria orgânica, a argila também apresenta baixo teor de umidade, e vice-versa (ver apêndice D).

Os limites de Atterberg determinados com o solo seco ao ar apresentam valores maiores que aqueles obtidos com o solo previamente seco em estufa a 60°C.

Segundo Grim (1), qualquer que seja o argilo mineral predominante, a secagem do solo é acompanhada por contração, a qual tende a unir as partículas de modo que as forças de atração tornam-se suficientemente fortes para evitar a penetração de água entre elas, provocando uma alteração irreversível nas argilas, tendo como consequência uma diminuição dos valores limites.

O índice de plasticidade aumentou até a profundidade de 8,50 m, e a partir daí decresceu até 10,50 m, voltando a crescer posteriormente até o final da camada. Apresentou um valor mínimo de 15,2% na cota de 4,50 m e um máximo de 52,0% aos 8,50 m. Em face disso, segundo a classificação de Casagrande (6) a argila estudada é altamente plástica.

O índice de consistência apresentou variação entre 0,40 e 0,55, intervalo este em que, segundo Caputo (3), a argila classificada quanto à consistência, em argila mole.

6.3 - Consolidação da Camada de Argila

São discutidos aqui todos os parâmetros obtidos através do ensaio de adensamento, em função da profundidade, tendo em vista obter-se uma visão precisa do grau de homogeneidade da camada de argila.

O coeficiente de consolidação apresentou um valor médio de $1,50 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$, um mínimo de $0,76 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ e um máximo de $1,81 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$. Estes valores mostram-se coerentes, segundo Lambe e Whitman (31), para solos orgânicos, cuja variação situa-se entre $1,0 \times 10^{-4}$ e $2,0 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$. O valor mínimo de $0,76 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ que o C_v apresentou na profundidade de 10,50 m foi o único abaixo de $1,0 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$, podendo-se atribuir este fato à acentuada queda, nesta mesma profundidade, do limite de liquidez do solo.

O coeficiente de compressibilidade mostrou um valor médio de $0,40 \text{ cm}^2/\text{kg}$, um mínimo de $0,30 \text{ cm}^2/\text{kg}$ na profundidade de 9,50 m e um máximo de $0,53 \text{ cm}^2/\text{kg}$ aos 4,50 m. O a_v decresceu numa taxa de $0,015 \text{ cm}^2/\text{kg}$ à cada metro de profundidade, fato este justificado pela diminuição do índice de vazios do solo e pelo aumento da tensão efetiva in situ, ao longo da camada de argila.

O coeficiente de compressibilidade volumétrica apresentou uma taxa de decréscimo de $0,0015 \text{ cm}^2/\text{kg}$ a cada metro de profundidade, também justificado pela diminuição do índice de vazios ao longo da camada. Teve um valor médio de $0,11 \text{ cm}^2/\text{kg}$, um mínimo de $0,09 \text{ cm}^2/\text{kg}$ na profundidade de 9,50m e um máximo de $0,14 \text{ cm}^2/\text{kg}$ aos 3,50 m. Estes valores obtidos para o m_v foram coerentes com aqueles encontrados por Machado (24) em solos típicos na cidade de Santos - SP, cuja variação foi entre 0,07 e $0,12 \text{ cm}^2/\text{kg}$.

O coeficiente de permeabilidade mostrou pe

quena diminuição ao longo da camada, motivada pelo decréscimo da porosidade, ou seja, dos vazios do solo com a profundidade da camada. Os valores obtidos para K foram de $1,0 \times 10^{-8}$ a $2,0 \times 10^{-8}$ cm/s, situando-se dentro da faixa de variação das argilas, que segundo Cruz e Saes (9) é de 10^{-7} a 10^{-10} cm/s.

O índice de compressão apresentou um valor médio de 1,17, um mínimo de 0,88 na cota 13,50 m e um máximo de 1,64 aos 3,50 m, da camada. Mostrou acentuado decréscimo, numa taxa de 0,067 a cada metro de profundidade, fato este justificado pela diminuição dos vazios ao longo da camada. Os valores de C_c estão, segundo Crispêl (8), um pouco acima da faixa de variação característica das ilitas normalmente adensadas ($0,50 < C_c < 1,00$), mas abaixo da faixa das montmorilinitas normalmente adensadas ($C_c > 1,5$), com excessão de dois dos primeiros pontos da camada, onde a argila apresentou-se pré-adensada.

O índice de expansão manteve-se aproximadamente constante com a profundidade, com um valor mínimo de 0,07 na cota 6,50 m da camada e um máximo de 0,15 aos 4,50 m e 12,50 m. Estes valores estão, segundo Crispêl (8) dentro da faixa de variação característica das ilitas normalmente adensadas ($0,10 < C_s < 0,30$), com excessão de três pontos (cotas: 6,50 m, 9,50 m e 10,50 m) onde apresentam valores característicos de caulinitas ($0,05 < C_s < 0,10$).

A porosidade e os índices de vazios decresceram com o aumento da profundidade, o que é perfeitamente entendido, já que quanto mais abaixo da superfície do solo, maior será a tensão efetiva transmitida ao mesmo, devido ao aumento da carga, causado pelo peso próprio do solo. E quanto maior for a tensão transmitida aos grãos do solo, menor será os vazios existente entre os mesmos. O índice de vazios *in situ* apresentou decréscimo, numa taxa de 0,18 a cada metro de profundidade.

A tensão de pré-adensamento decresceu com a profundidade, enquanto que a tensão efetiva *in situ* cresceu. Isso implica no fato de, o estado de adensamento ser variável com a profundidade, ou seja, a camada de argila é pré-adensada até os 6,50 m e a partir daí é normalmente adensada.

A razão de compressão primária, que é a razão entre a porcentagem de recalque devido à consolidação primária e o recalque total, manteve-se aproximadamente constante entre 0,84 e 0,89, indicando assim a relevância dos recalques primários.

6.4 - Relações Matemáticas obtidas com alguns Parâmetros determinados nesta Pesquisa

Foram realizadas correlações estatísticas entre os parâmetros de consolidação e algumas propriedades físicas e de engenharia do solo, com a finalidade de analisar as possíveis relações lineares existentes. Foi utilizado a equação do tipo $(Y = A_2 X + A_1)$, tendo em vista obter relações lineares na mesma profundidade, para cada conjunto de pontos, sendo também calculado o coeficiente de correlação (r) entre os parâmetros relacionados, através de programação em computador.

De um modo geral as correlações efetuadas possuem validade estatística aceitável, com algumas exceções, onde a validade é discutível em virtude de seus coeficientes de correlação apresentarem valores relativamente baixos (34).

As relações lineares encontradas para cada conjunto de pontos, através da equação do tipo $(Y = A_2 X + A_1)$, são apresentadas a seguir, com seus respectivos coeficientes de correlação:

Índice de Plasticidade (IP) e Limite de Liquidez (LL)

$$\begin{aligned} IP &= 1,12 LL - 50,85 & 6.1 \\ r &= 0,98 & \text{Fig. 24a} \end{aligned}$$

Índice de Compressão (Cc) e Índice de Plasticidade (IP)

$$\begin{aligned} Cc &= -0,01 IP + 1,58 & 6.2 \\ r &= 0,49 & \text{Fig. 24b} \end{aligned}$$

Coefficiente de Compressibilidade (a_v) e Índice de Vazios Inicial (e_0)

$$\begin{aligned} a_v &= 0,08 e_0 + 0,18 & 6.3 \\ r &= 0,69 & \text{Fig. 24c} \end{aligned}$$

Coefficiente de Consolidação (C_v) e Limite de Liquidez (LL)

$$\begin{aligned} C_v &= 0,0007 \times 10^{-4} LL + 1,297 \times 10^{-4} & 6.4 \\ r &= 0,018 & \text{Fig. 25a} \end{aligned}$$

Coefficiente de Compressibilidade (a_v) e Limite de Liquidez (LL)

$$\begin{aligned} a_v &= -0,0028 LL + 0,621 & 6.5 \\ r &= 0,38 & \text{Fig. 25b} \end{aligned}$$

Coefficiente de Compressibilidade Volumétrica (m_v) e Limite de Liquidez (LL)

$$\begin{aligned} m_v &= 0,00023 LL + 0,13 & 6.6 \\ r &= 0,16 & \text{Fig. 25c} \end{aligned}$$

Índice de Compressão (Cc) e Limite de Liquidez (LL)

$$C_c = -0,015 (LL - 156,0\%) \quad 6.7$$

$$r = 0,56 \quad \text{Fig. 26a}$$

Índice de Expansão (C_s) e Limite de Liquidez (LL)

$$C_s = 0,0007 LL + 0,063 \quad 6.8$$

$$r = 0,23 \quad \text{Fig. 26b}$$

Coefficiente de Permeabilidade (K) e Limite de Liquidez (LL)

$$K = 0,00047 \times 10^{-8} LL + 1,49 \times 10^{-8} \quad 6.9$$

$$r = 0,011 \quad \text{Fig. 26c}$$

Coefficiente de Consolidação (C_v) e Índice de Compressão (C_c)

$$C_v = 0,60 \times 10^{-4} C_c + 0,64 \times 10^{-4} \quad 6.10$$

$$r = 0,41 \quad \text{Fig. 27a}$$

Coefficiente de Compressibilidade (a_v) e Índice de Compressão (C_c)

$$a_v = 0,18 C_c + 0,19 \quad 6.11$$

$$r = 0,64 \quad \text{Fig. 27b}$$

Coefficiente de Compressibilidade Volumétrica (m_v) e Índice de Compressão (C_c)

$$m_v = 0,019 C_c + 0,09 \quad 6.12$$

$$r = 0,35 \quad \text{Fig. 27c}$$

Coefficiente de Consolidação (C_v) e Coeficiente de Permeabilidade (K)

$$\begin{aligned} C_v &= 0,75 \times 10^4 K + 0,20 \times 10^{-4} & 6.13 \\ r &= 0,85 & \text{Fig. 28a} \end{aligned}$$

Coeficiente de Compressibilidade (a_v) e Coeficiente de Permeabilidade (K)

$$\begin{aligned} a_v &= 0,13 \times 10^8 K + 0,21 & 6.14 \\ r &= 0,70 & \text{Fig. 28b} \end{aligned}$$

Índice de Compressão (C_c) e Coeficiente de Permeabilidade (K)

$$\begin{aligned} C_c &= 0,36 \times 10^8 K + 0,62 & 6.15 \\ r &= 0,55 & \text{Fig. 28c} \end{aligned}$$

Índice de Compressão (C_c) e Índice de Vazios Inicial (e_0)

$$\begin{aligned} C_c &= 0,409 e_0 + 0,07 & 6.16 \\ r &= 0,95 & \text{Fig. 29a} \end{aligned}$$

Índice de Compressão (C_c) e Índice de Vazios in situ (e_s)

$$\begin{aligned} C_c &= 0,364 e_s + 0,31 & 6.17 \\ r &= 0,94 & \text{Fig. 29b} \end{aligned}$$

Índice de Compressão (C_c) e Índice de Vazios de pré-adsorção (e_p)

$$\begin{aligned} C_c &= 0,450 e_p + 0,05 & 6.18 \\ r &= 0,95 & \text{Fig. 29c} \end{aligned}$$

Coeficiente de Permeabilidade (K) e Índice de Vazios Inicial (e_0)

$$K = 0,32 \times 10^{-8} e_0 + 0,66 \times 10^{-8} \quad 6.19$$

$$r = 0,45 \quad \text{Fig. 30a}$$

Coeficiente de Permeabilidade (K) e Índice de Vazios in situ (e_s)

$$K = 0,29 \times 10^{-8} e_s + 0,83 \times 10^{-8} \quad 6.20$$

$$r = 0,46 \quad \text{Fig. 30b}$$

Coeficiente de Permeabilidade (K) e Índice de Vazios de pré-adensamento (e_p)

$$K = 0,36 \times 10^{-8} e_p + 0,62 \times 10^{-8} \quad 6.21$$

$$r = 0,47 \quad \text{Fig. 30c}$$

Coeficiente de Compressibilidade (a_v) e porosidade (n)

$$a_v = 2,06 n - 1,02 \quad 6.22$$

$$r = 0,64 \quad \text{Fig. 31a}$$

Índice de Compressão (Cc) e porosidade (n)

$$Cc = 4,97 n - 2,25 \quad 6.23$$

$$r = 0,95 \quad \text{Fig. 31b}$$

Coeficiente de permeabilidade (K) e porosidade (n)

$$K = 3,98 \times 10^{-8} n - 1,21 \times 10^{-8} \quad 6.24$$

$$r = 0,51 \quad \text{Fig. 31c}$$

Índice de Vazios Inicial (e_0) e Índice de Vazios in situ (e_s)

$$e_o = 1,12 e_s \quad \text{Fig. 32a} \quad 6.25$$

Índice de Compressão (Cc) e Índice de Expansão (Cs)

$$Cc = 9,57 C_s \quad \text{Fig. 32b} \quad 6.26$$

A equação 6.1, Fig. 24a, concorda: plenamente com a equação 3.3 obtida por Vargas (22) nas argilas orgânicas de Santos - SP, e razoavelmente com a equação 3.7, determinada por Queiroz (25) em uma argila orgânica pré-adensada da cidade de Recife - PE.

Verifica-se que a equação 6.2, Fig. 24b, é coerente com a equação 3.11, obtida por Queiroz (25) em Recife.

Observa-se que a equação 6.7, Fig. 26a, apresenta razoável concordância com as seguintes equações: 3.6 - obtida por Machado (24) em uma argila mole normalmente adensada da cidade de Santos - SP; 3.21 - determinada por Cristino (26) em uma argila mole das margens do rio Jaguaribe em João Pessoa - PB.

A equação 6.15, Fig. 28c, concorda plenamente com a equação 3.26, obtida por Cristino (26) em João Pessoa.

Constata-se que a equação 6.16, Fig. 29a, é coerente com a equação 3.23, determinada por Cristino (26).

Verifica-se que a equação 6.23, Fig. 31b, apresenta nítida concordância com a equação 3.15, obtida por Queiroz (25) na Cidade de Recife.

A equação 6.25, Fig. 32a, mostra que o índice de vazios inicial da amostra é cerca de 12% maior do que o índice de vazios in situ da argila.

A equação 6.26, Fig. 32b, aponta que o índice de expansão é em torno de 10% do valor do índice de compressão.

Essas relações por mais que não possuam um elevado grau de precisão em termos de validade estatística, constituem importante fonte de informações para anti-projetos de obras em engenharia de fundações, desde que sejam utilizadas por especialistas em condições de discernir as situações prováveis em que possam ser utilizadas.

FIGURA 24a - Índice de Plasticidade e Limites de Liquidez

FIGURA 24b - Índice de Compressão e Índice de Plasticidade

FIGURA 24c - Coeficiente de Compressibilidade Índice de
Vazios Inicial

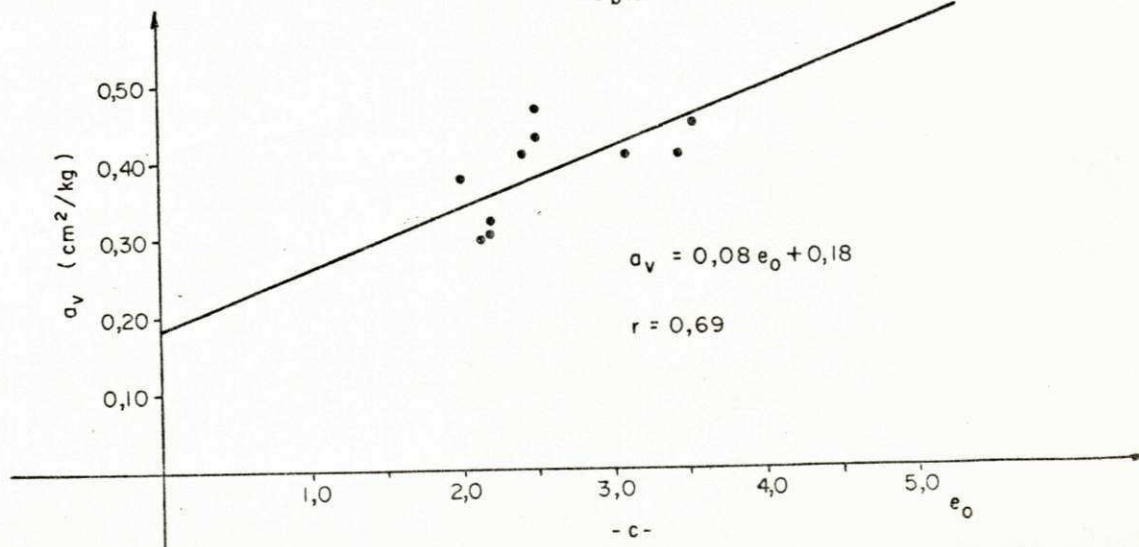
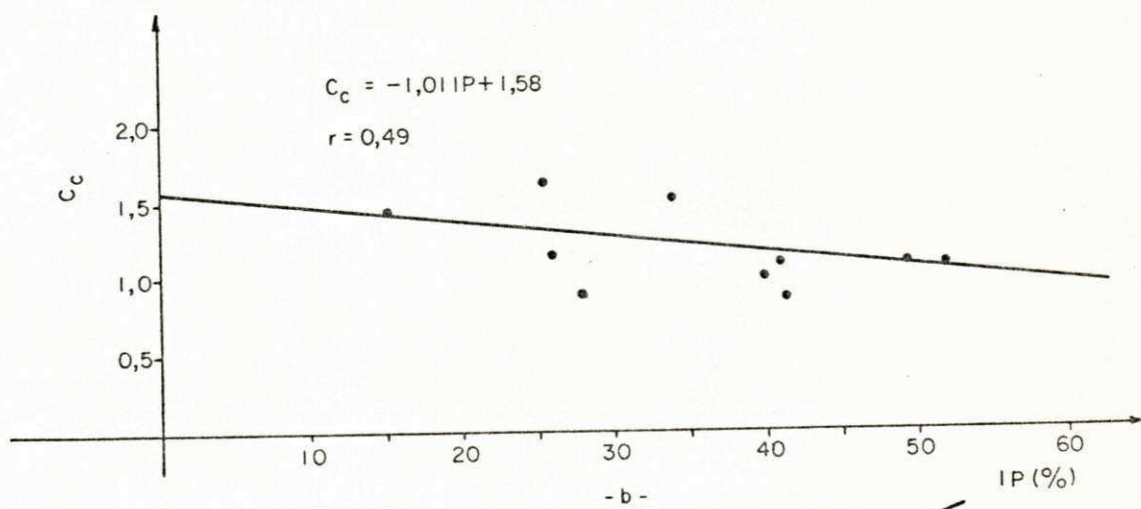
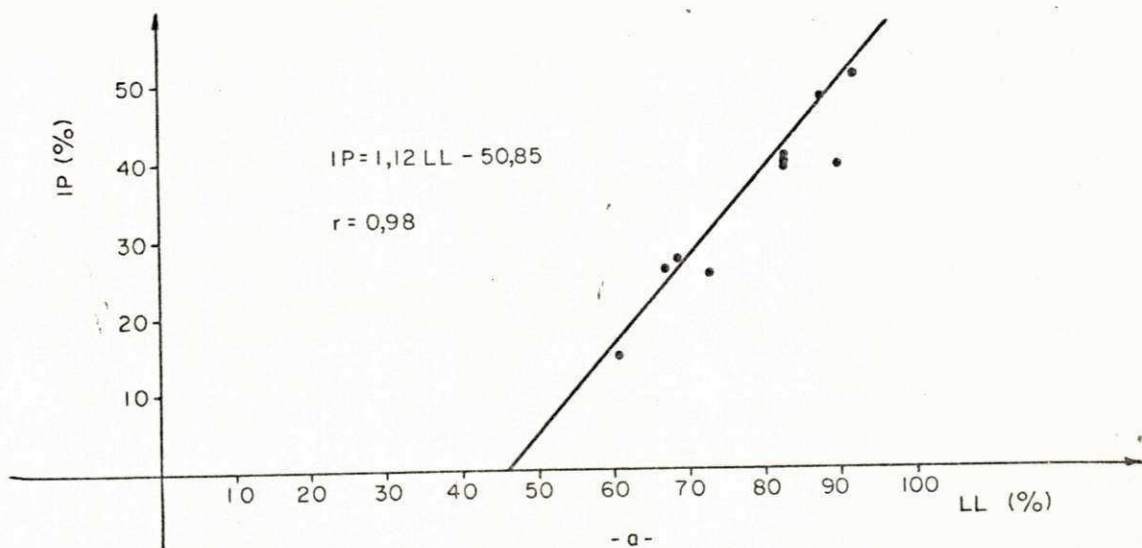


FIGURA 25a - Coeficiente de Consolidação e Limite de Liquidez

FIGURA 25b - Coeficiente de Compressibilidade e Limite de
Liquidez

FIGURA 25c - Coeficiente de Compressibilidade Volumétrica e
Limite de Liquidez

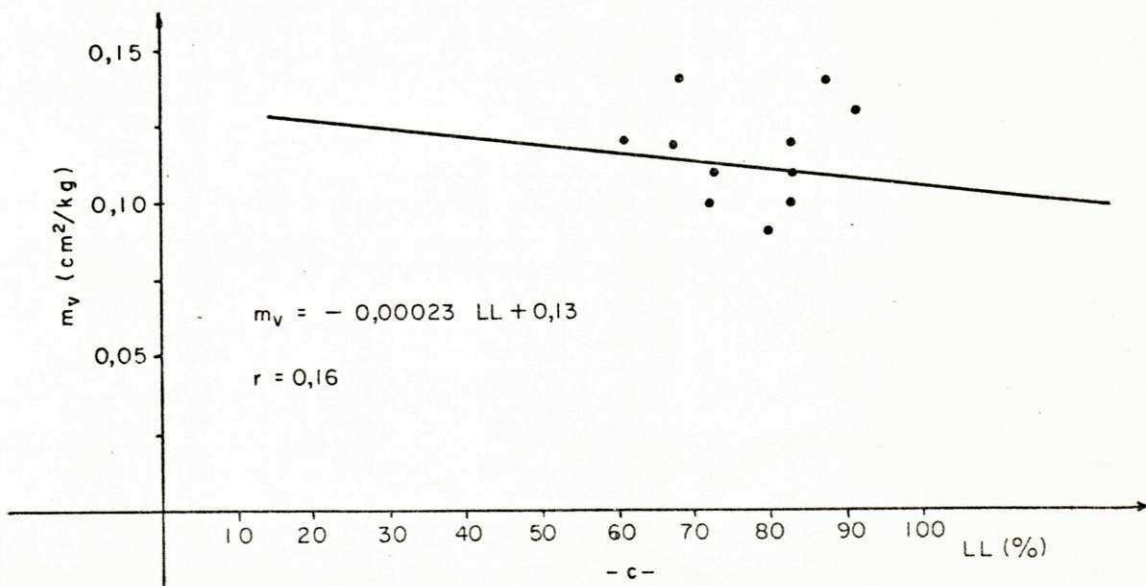
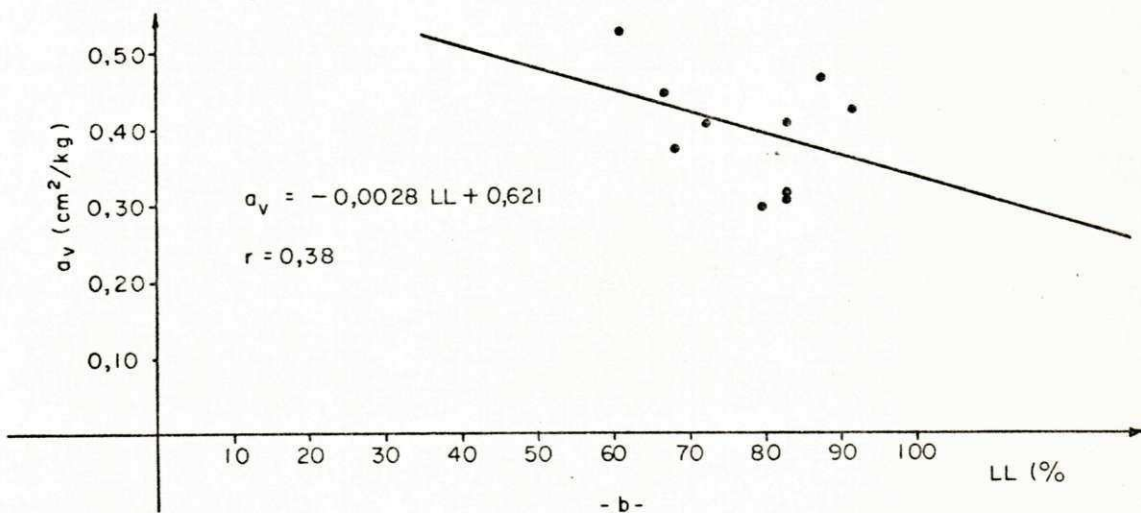
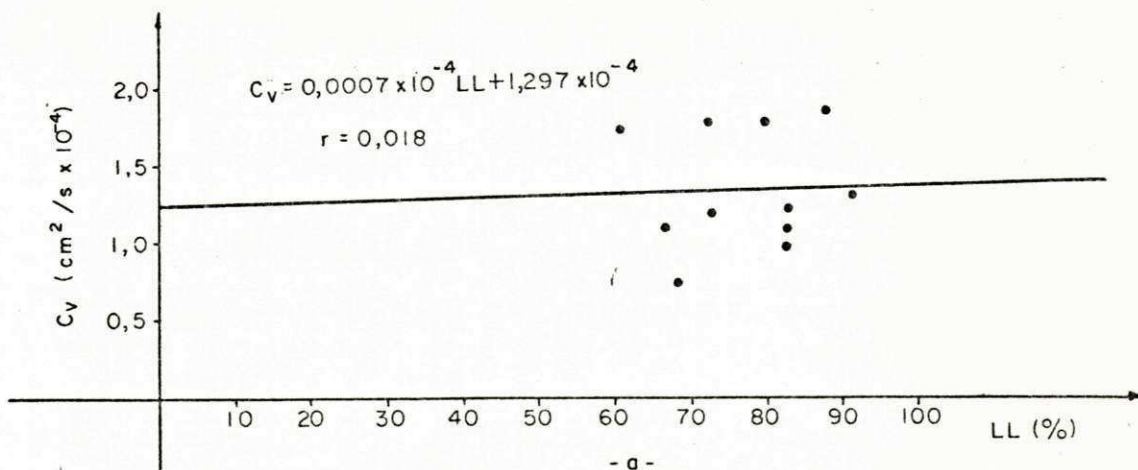


FIGURA 26a - Índice de Compressão e Limite de Liquidez

FIGURA 26b - Índice de Expansão e Limite de Liquidez

FIGURA 26c - Coeficiente de Permeabilidade e Limite de
Liquidez

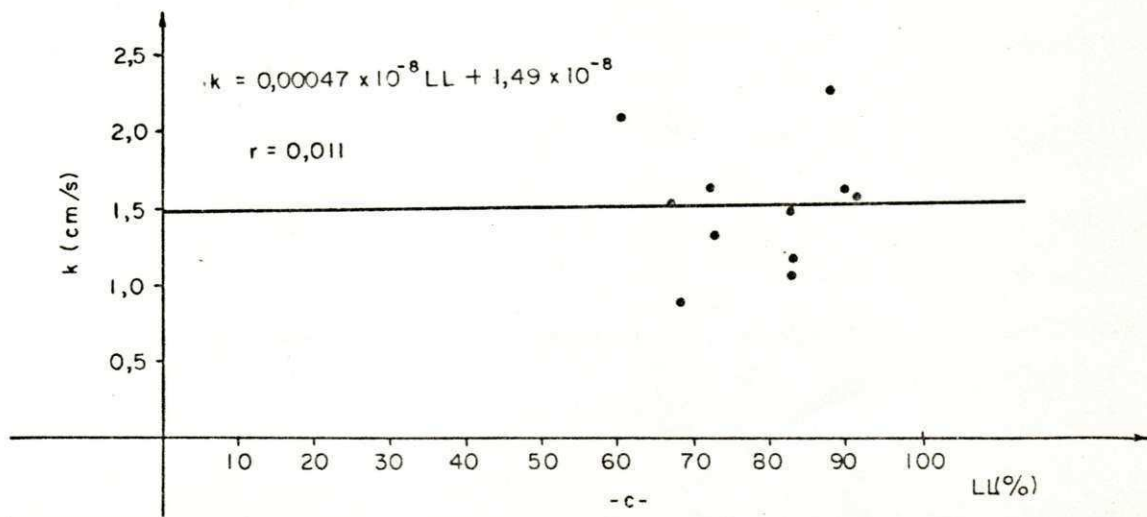
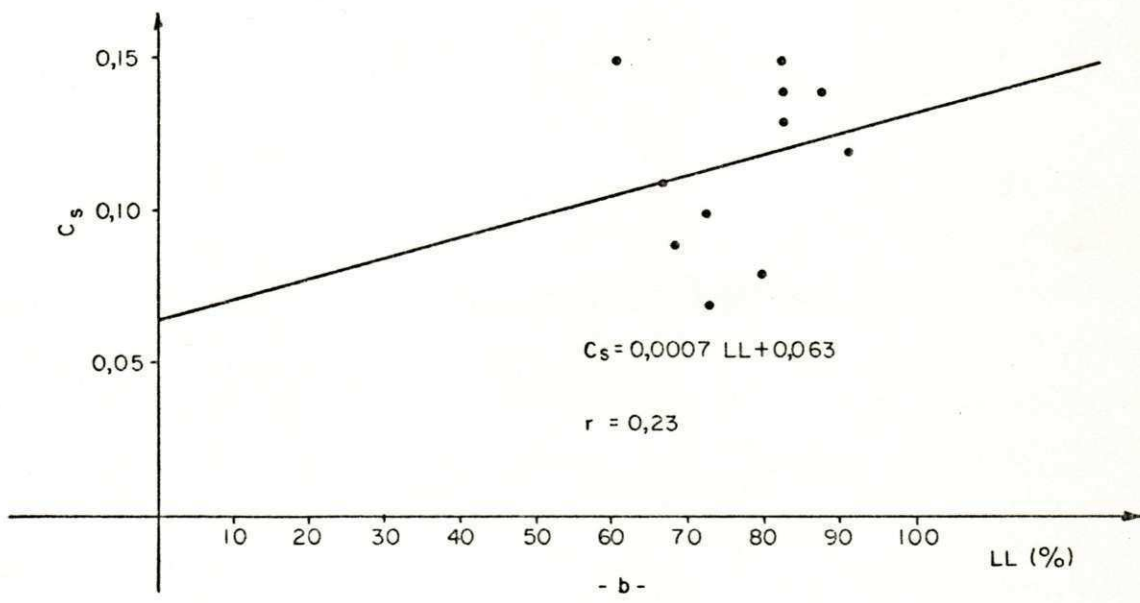
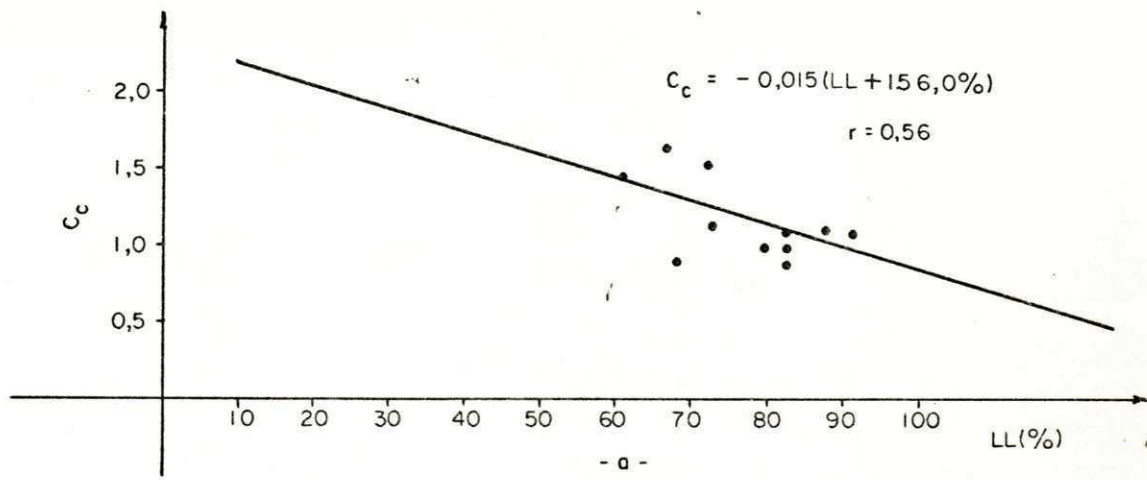


FIGURA 27a - Coeficiente de Consolidação e Índice de
Compressão

FIGURA 27b - Coeficiente de Compressibilidade e Índice de
Compressão

FIGURA 27c - Coeficiente de Compressibilidade Volumétrica e
Índice de Compressão.

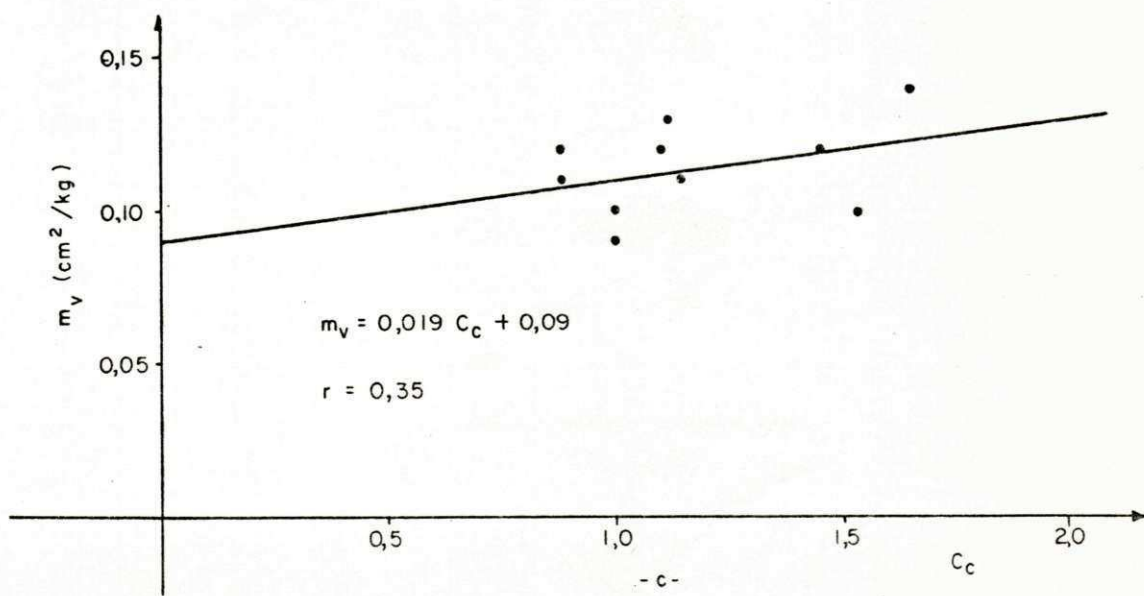
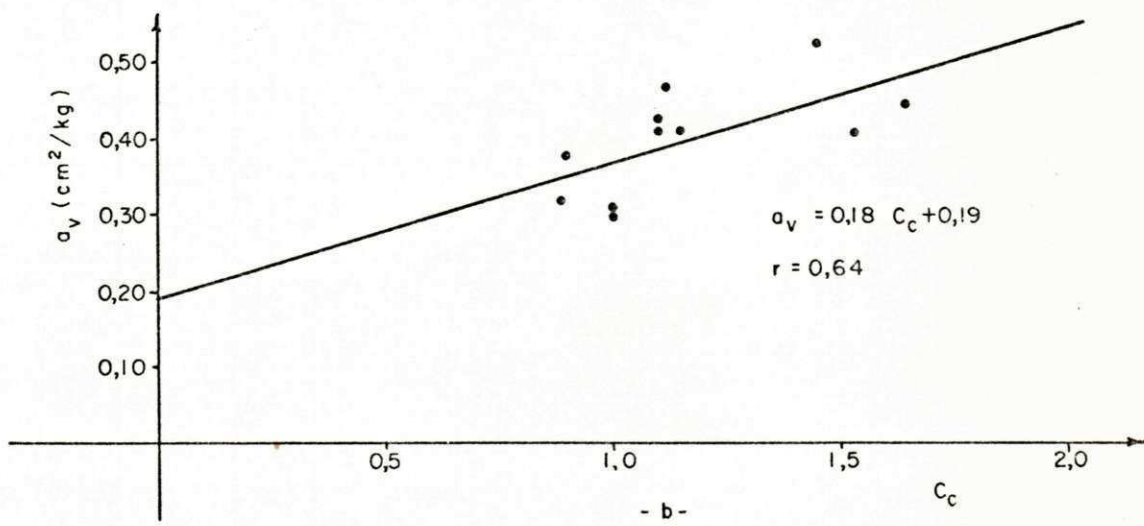
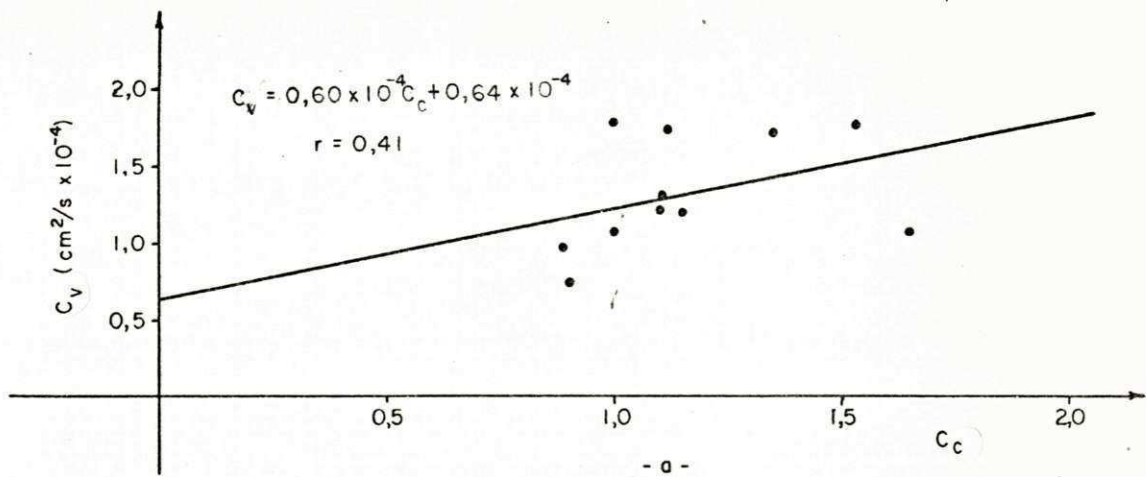


FIGURA 28a - Coeficiente de Consolidação e Coeficiente de Permeabilidade

FIGURA 28b - Coeficiente de Compressibilidade Volumétrica e Coeficiente de Permeabilidade

FIGURA 28c - Índice de Compressão e Coeficiente de Permeabilidade

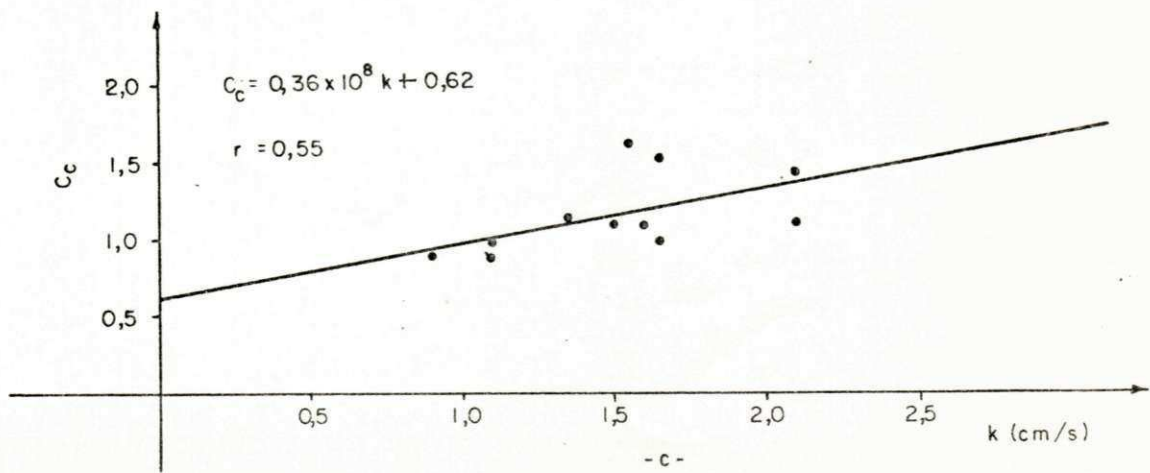
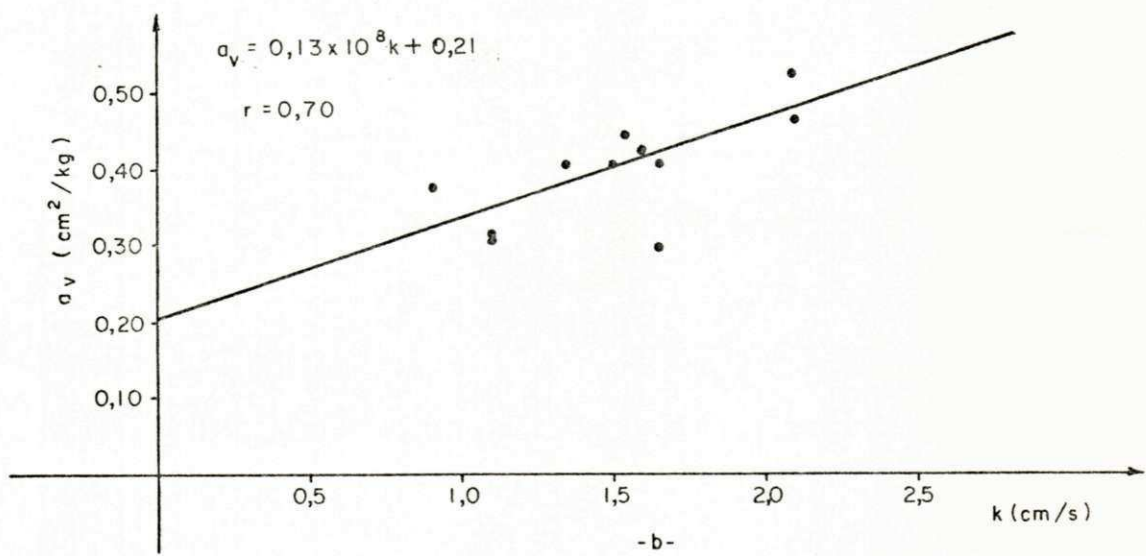
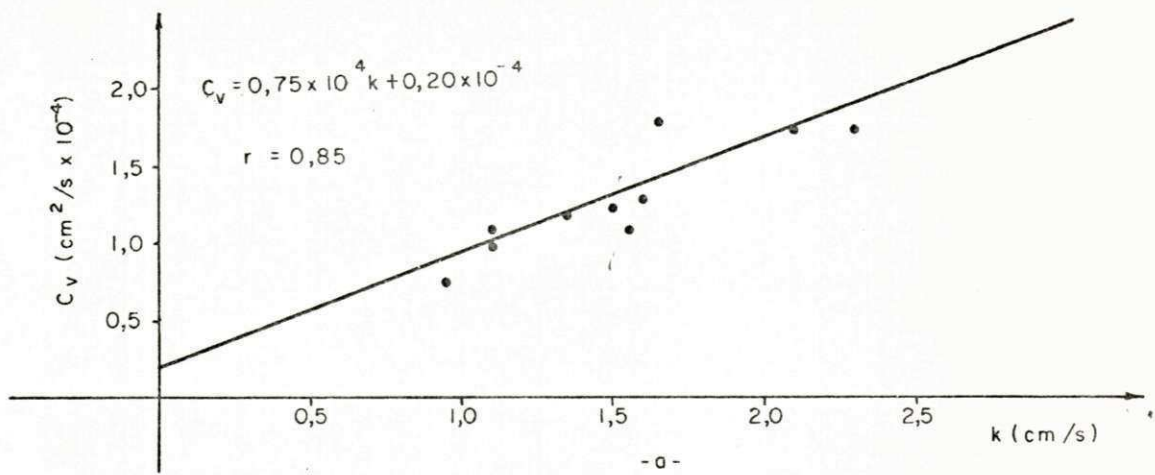


FIGURA 29a - Índice de Compressão e Índice de Vazios Inicial

FIGURA 29b - Índice de Compressão e Índice de Vazios in situ

FIGURA 29c - Índice de Compressão e Índice de Vazios de Prê
adensamento

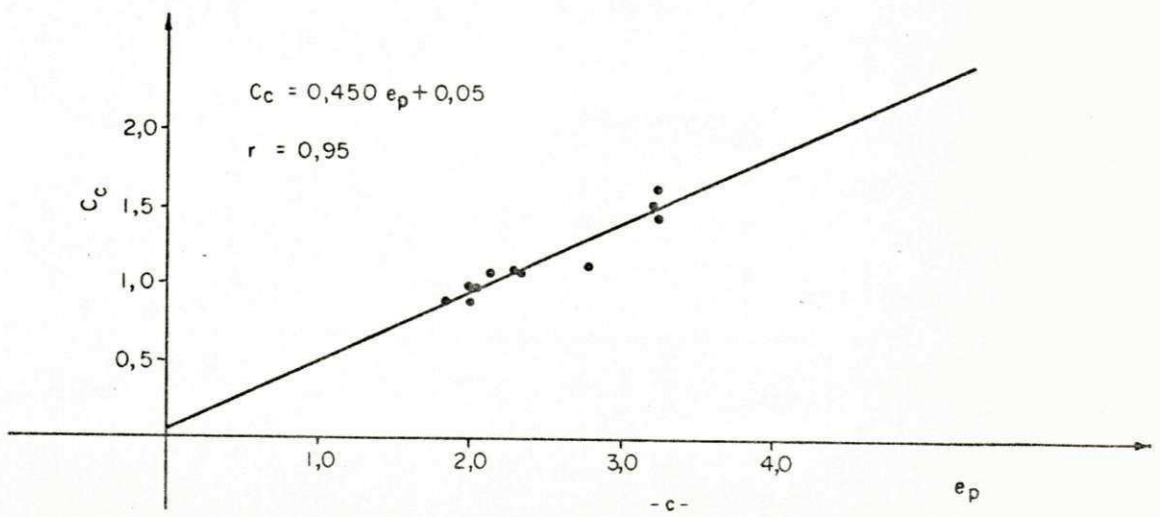
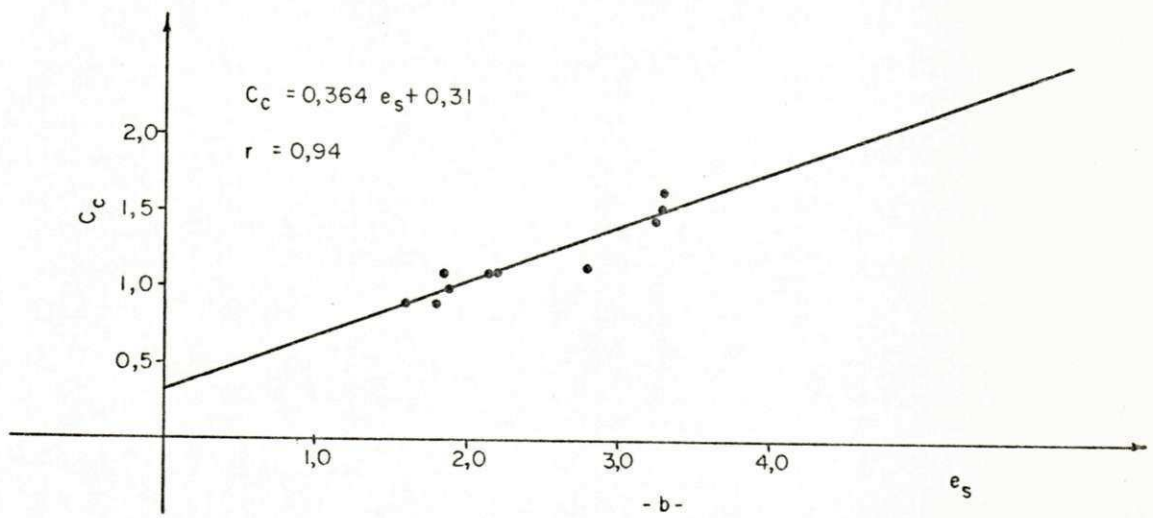
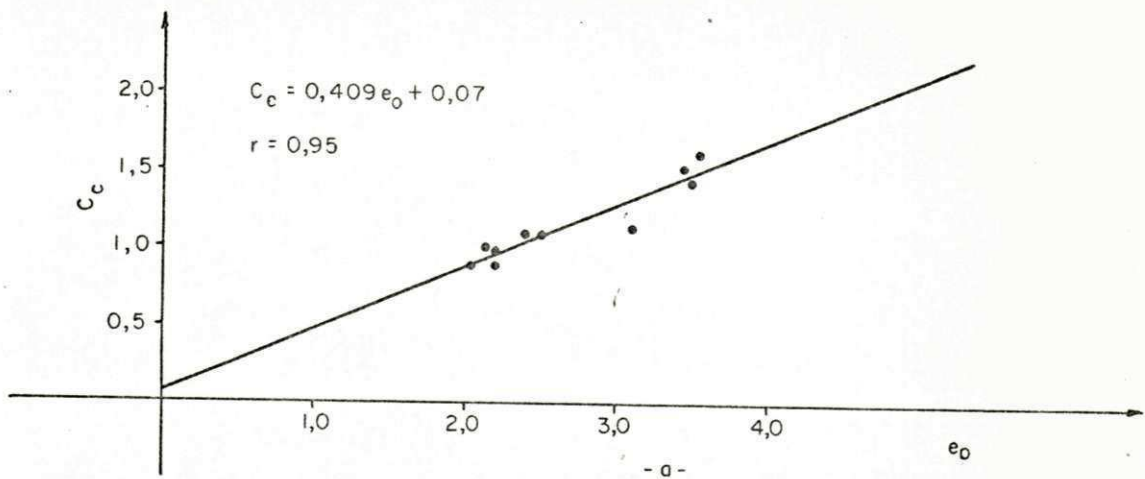


FIGURA 30a - Coeficiente de Permeabilidade e Índice de Vazios
Inicial

FIGURA 30b - Coeficiente de Permeabilidade e Índice de Vazios
in situ

FIGURA 30c - Coeficiente de Permeabilidade e Índice de Vazios
de Pré-adensamento

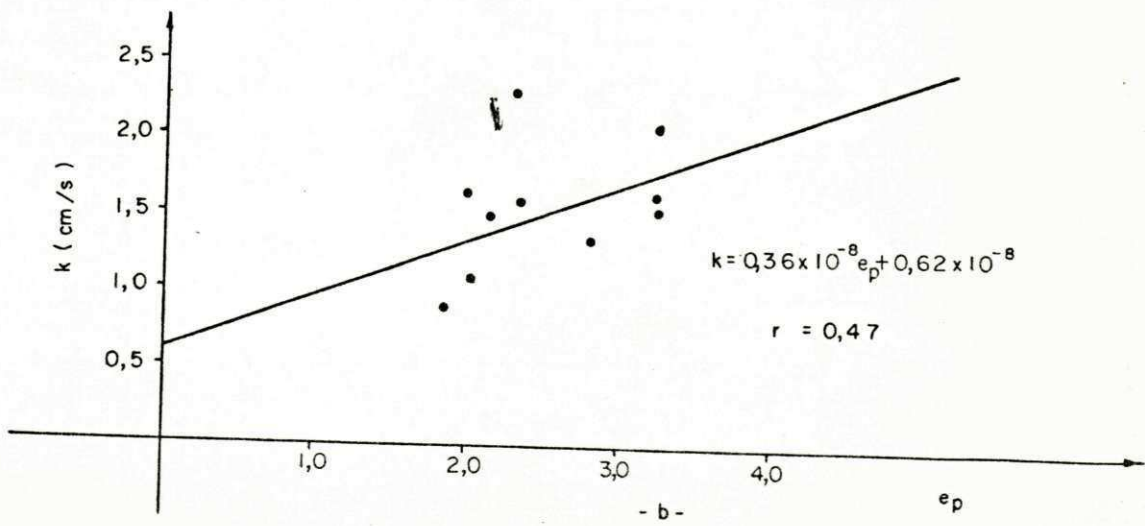
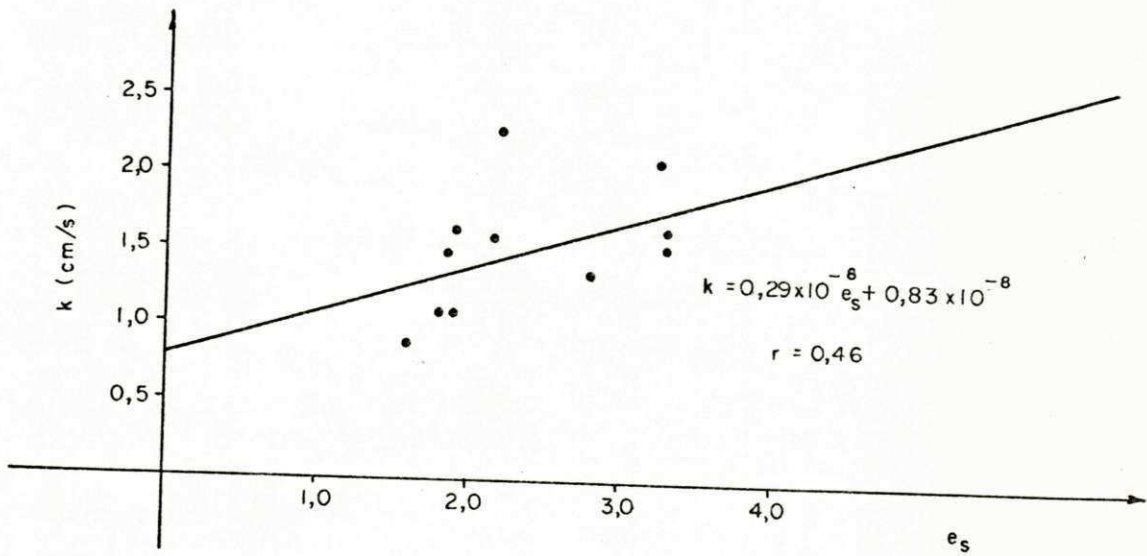
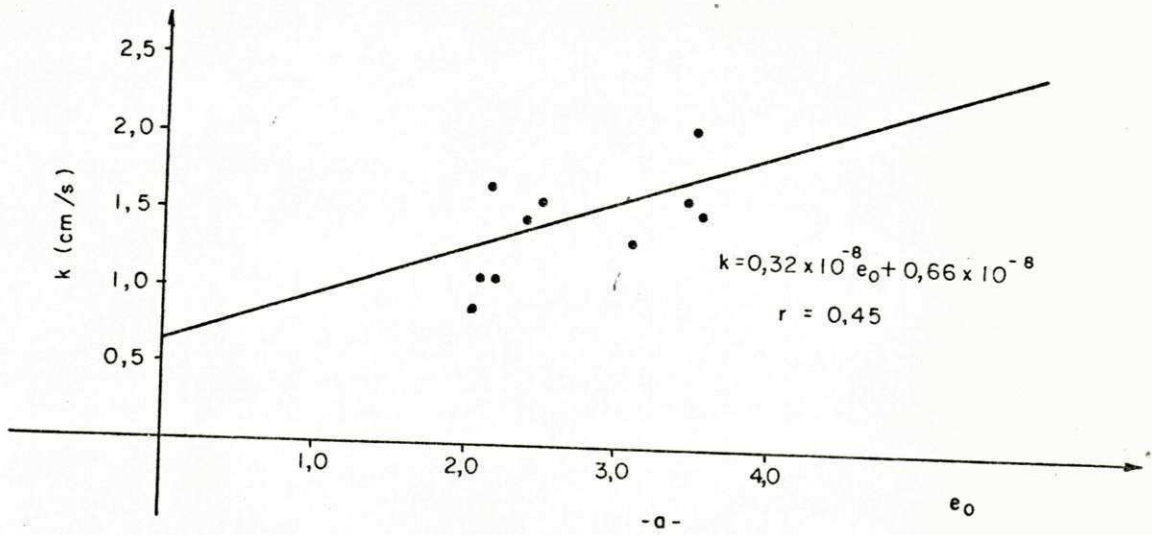


FIGURA 31a - Coeficiente de Compressibilidade Volumétrica e Porosidade

FIGURA 31b - Índice de Compressão e Porosidade

FIGURA 31c - Coeficiente de Permeabilidade e Porosidade

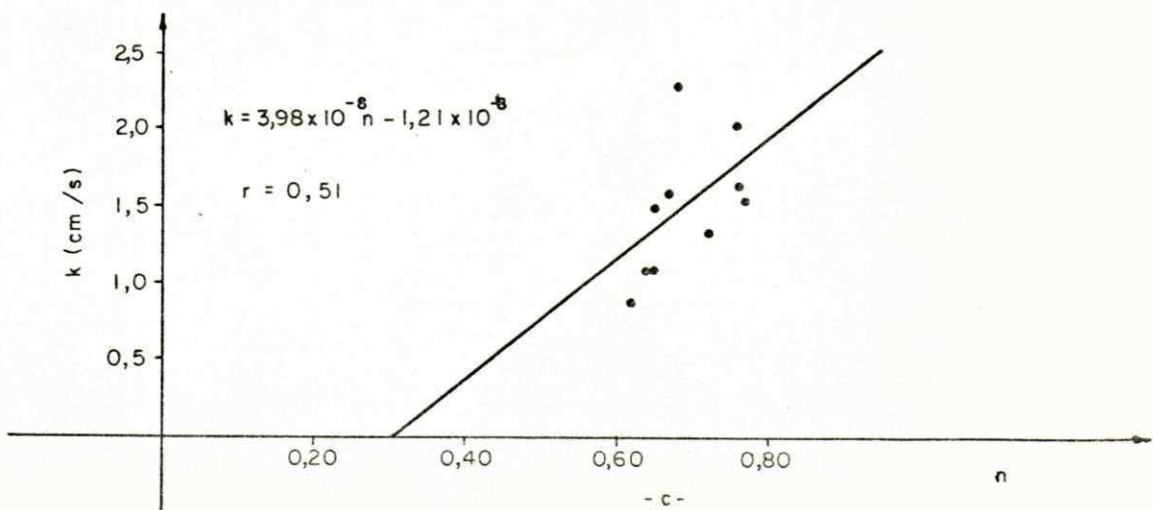
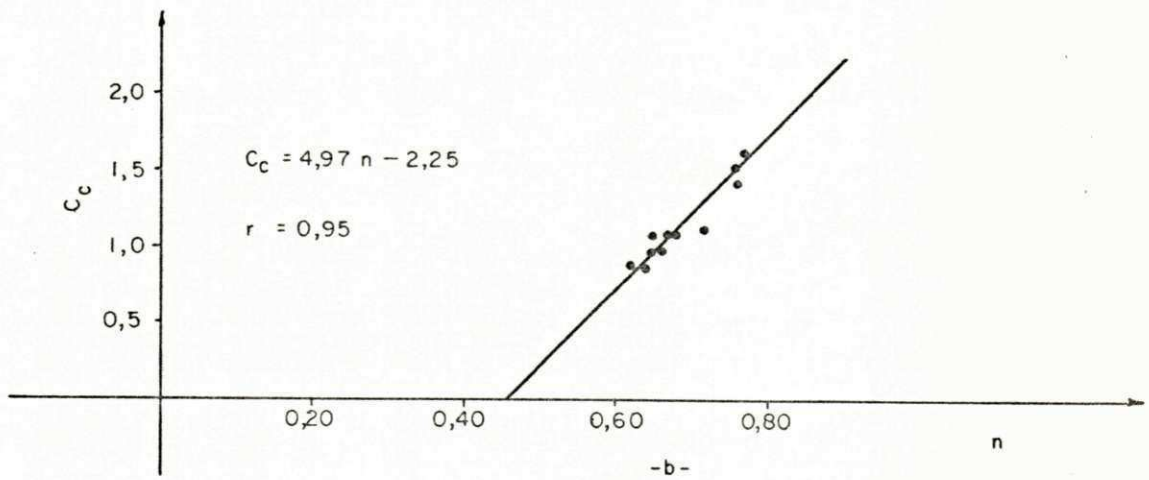
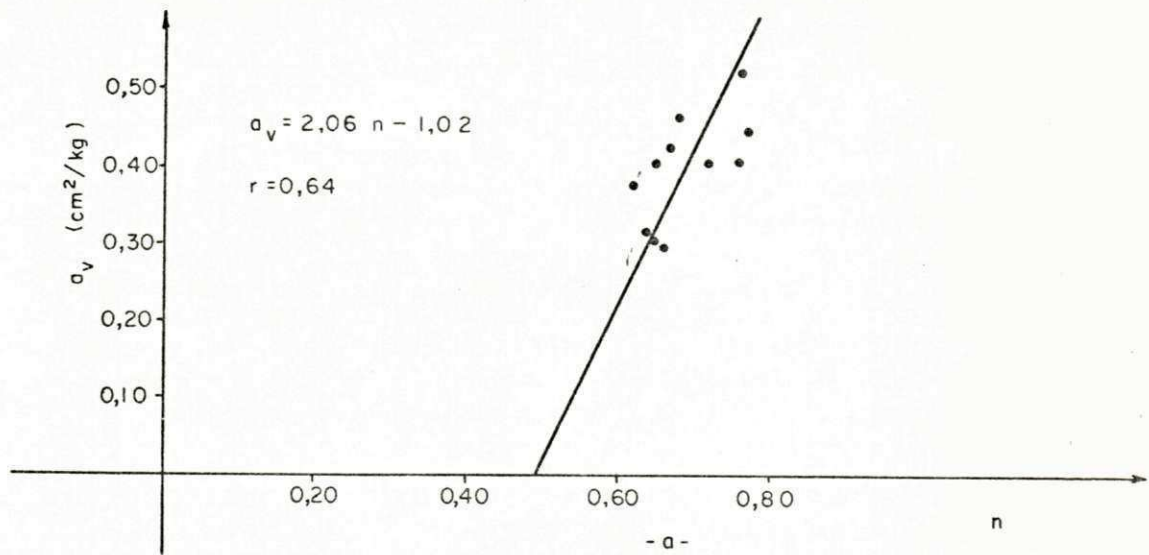
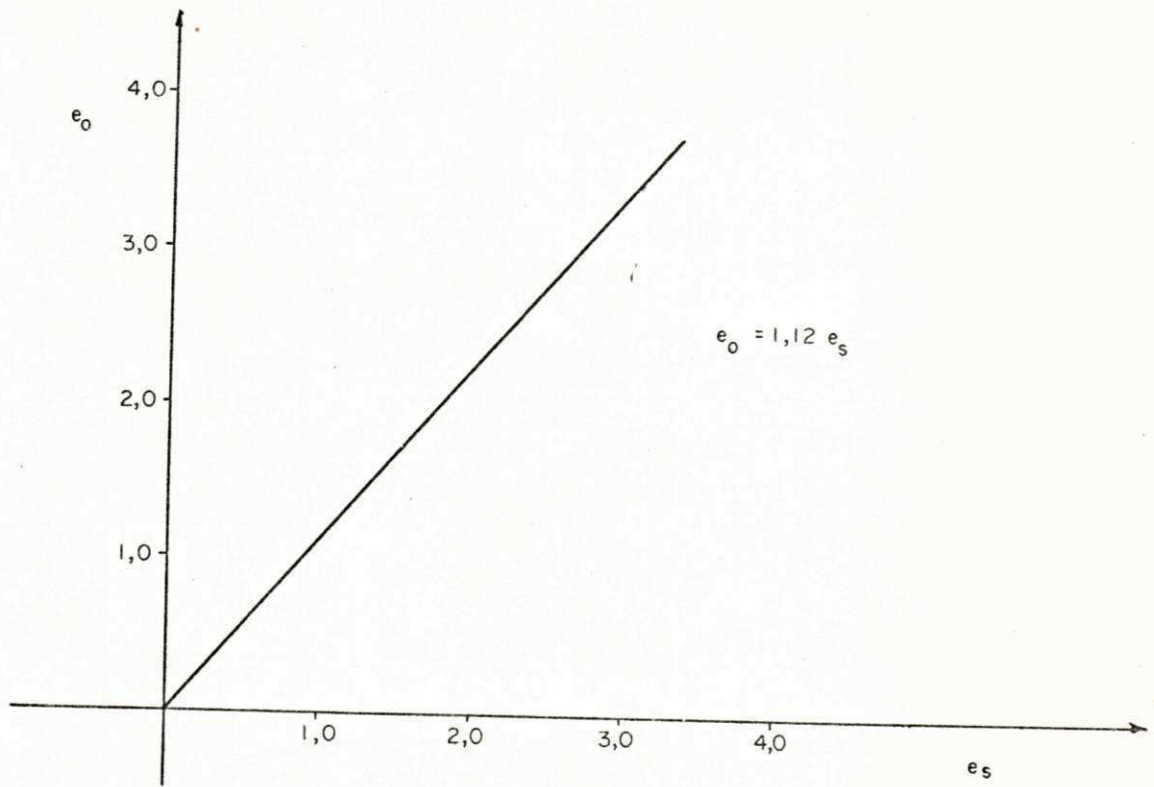
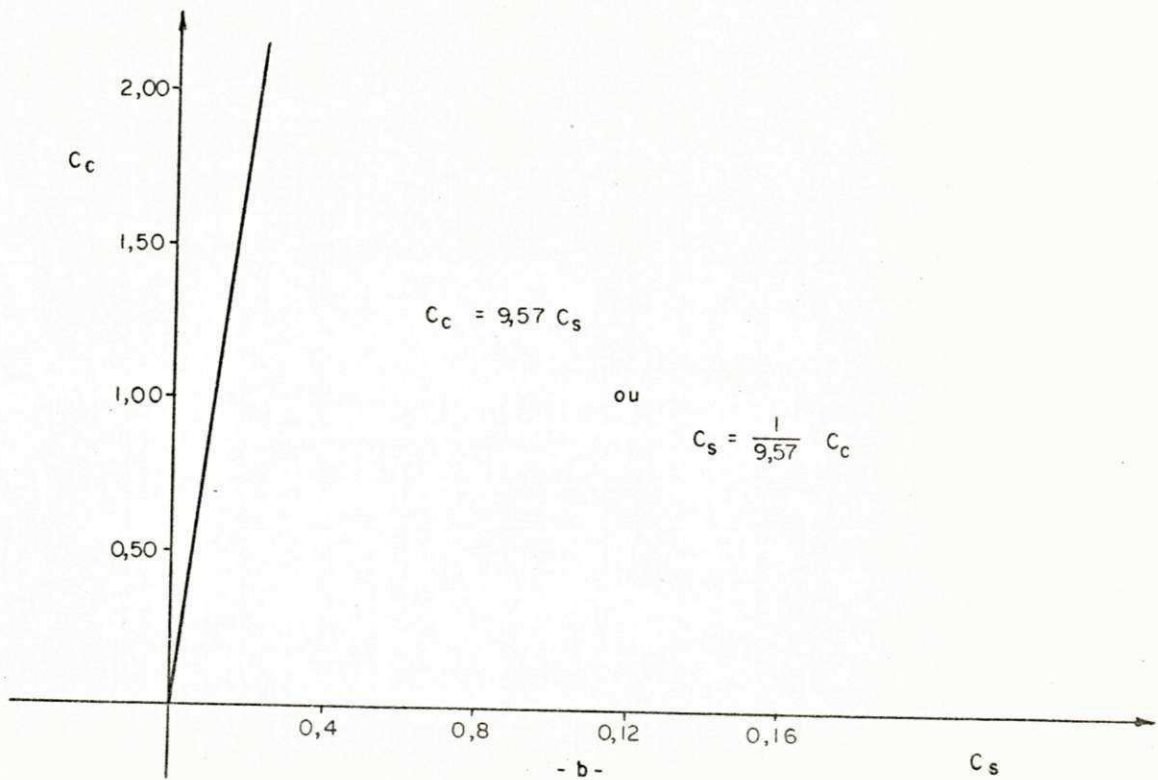


FIGURA 32a - Índice de Vazios Inicial e Índice de Vazios in situ

FIGURA 32b - Índice de Compressão e Índice de Expansão



- a -



- b -

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES

Os resultados obtidos na presente pesquisa permitem apresentar as seguintes conclusões:

1. A argila investigada classifica-se quanto a consistência do solo, em uma argila mole.
2. Em relação à plasticidade, a argila é considerada altamente plástica.
3. Os resultados dos limites de Atterberg para amostras secas ao ar livre aumentam de valor, comparados aos obtidos com amostras secas em estufa a 60°C; sendo que o limite de liquidez é afetado em maior proporção que o limite de plasticidade.
4. A argila mole estudada é pré-adensada até aos quatro primeiros metros da camada, e a partir daí até o final, é normalmente adensada.
5. Os recalques devido à consolidação primária são responsáveis por aproximadamente 90% dos recalques totais verificados nesta argila.
6. O coeficiente de consolidação C_v médio obtido foi de $1,50 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$.

7. O coeficiente de compressibilidade volumétrica m_v médio foi em torno de $0,11 \text{ cm}^2/\text{kg}$.
8. O coeficiente de permeabilidade K foi da ordem de 10^{-8} cm/s , sendo portanto, esta argila, praticamente impermeável.
9. O índice de Compressão C_c no início da camada foi de 1,64, apresentando um decréscimo da ordem de 0,067 por metro de profundidade, o que indica que a argila estudada é altamente compressível.
10. O índice de vazios "in situ" e_s , no primeiro metro de profundidade foi de 3,31, apresentando uma taxa de decréscimo de 0,18 por cada metro de profundidade da camada.
11. O índice de expansão C_s do solo estudado foi em torno de 10% do seu índice de Compressão C_c .
12. Cogitando-se a elaboração de projetos de engenharia civil na área de incidência desta argila, aconselha-se a utilização de sistemas drenantes, em virtude da baixa permeabilidade da argila.
13. As relações matemáticas determinadas, que podem ser utilizadas em anti-projetos de engenharia civil, porque apresentam validade estatística apreciável, são as seguintes:
 - a. $IP = 1,12 LL - 50,85$
 - b. $a_v = 0,08 e_o + 0,18$
 - c. $C_v = 0,75 \times 10^4 K + 0,20 \times 10^{-4}$
 - d. $a_v = 0,13 \times 10^8 K + 0,21$
 - e. $C_c = 0,41 e_o + 0,07$
 - f. $C_c = 0,36 e_s + 0,31$

CAPÍTULO 8

SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com o desenvolvimento desta pesquisa observou-se, devido ao seu caráter limitado, que a mesma não abrangeu alguns aspectos que parecem de grande interesse. Desse modo, faz-se a seguir, algumas sugestões para pesquisas futuras:

1. Executar o mesmo trabalho realizado nesta área específica, em outros locais da cidade de João Pessoa, onde haja evidência desta argila mole, a fim de aumentar a disponibilidade de dados, e conseqüentemente ter-se melhor conhecimento a respeito da mesma.
2. Estudar as propriedades físico-químicas e mineralógicas desta argila orgânica.
3. Fazer um estudo completo sobre recalques de fundações, em construções já existentes na área do mangue, a fim de se obter dados disponíveis para as fundações de futuras obras de engenharia civil a serem realizadas no referido local.
4. Fazer um estudo detalhado sobre a influência do "atrito negativo" proporcionado pela argila orgânica nas

fundações em estacas, já que a camada de argila está situada entre uma camada incompressível e uma camada de aterro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

01. GRIM, R. E., Clay Mineralogy,
Editora McGraw - Hill, New York, 1953.
02. GRIM, R. E., Applied Clay Mineralogy
Editora McGraw - Hill, New York, 1962.
03. CAPUTO, H. P., Mecânica dos Solos, Cap. I,
Ao Livro Técnico S.A., Rio de Janeiro, 1962.
04. SKEMPTON, A. W. and BISHOP, A. W., The Measurement of
Strength of Soils,
Geotechnique, 11, nº 2, 1950.
05. LAMBE, T. W. and MARTIN, R.T., Composition and Engineering
Propertiers of Soils
Proc. U. S. Highway Research Board, (34, 566, 582),1955.
06. TERZAGHI, K. e PECK, R.B., Mecânica dos Solos na Prática
da Engenharia
Ao Livro Técnico S.A., Rio de Janeiro, 1962.
07. TAYLOR, D. W., Fundamentals of Soil Mecanics
John Wiley e Sons, Inc., London, 1963.
08. CRISPÉL, J. J., Notas de Aula do Curso de Pós-Graduação
em Engenharia Civil
Campina Grande - 1972.

09. CRUZ, P. T. e SAES, J. L., Problemas de Mecânica dos Solos
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1972.
10. LEONARDS, G. A., Foundation Engineering, Civil Engineering
Serie
MacGraw - Hill London, 1962.
11. MEANS, R. E. and PARCHER, J. V., Physical Properties of
Soils
London: Constable and Company Limited, 1964.
12. TUMA, J. J. and HADY, A. M., Engineering Soil Mechanics
Prentice - Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1973.
13. WU, T. H., Soil Mechanics
Alyn and Bacon Inc., Boston, 1970.
14. LAMBE, T. W., Soil Testing for Engineers
Wiley, New York, 1951.
15. CAQUOT, A. y HERISEL, J., Traité Mécanique des Sols
Gauthier, Villars, Paris, 1966.
16. RUTLEDGE, P. C., Relation of Undisturbed Sampling to Labo
ratory Testing
Trans. ASCE, Vol. 109, p 1155, 1944.
17. NOORANY, I. and POORMAND, I., Effect of Sampling on the
Consolidation of Soft Clay, Soil Mechanics Research
Report
Department of Civil Engineering - Scholl of Engineering
San Diego State College, Califõrnia, 1970.

18. SCHMERTMAN, J. M. The Undisturbed Consolidation of Clay
Trans. ASCE, Vol. 120, 1955.
19. LA ROCHELLE, P. and LEFBYRE, G., Sampling Disturbance in
Champlain Clays, Sampling of Soil and Rock, ASTM STP
483
American Society for Testing and Materials, pp. 143, 163
1971.
20. SOWERS, G. B. and SOWERS, G. F., Introductory Soil Mechanics
and Foundations
Collier Macmillan International Editions, London, 1970.
21. NUNES, C. A., Curso de Mecânica dos Solos e Fundações
Editora Globo, Rio de Janeiro, 1958.
22. VARGAS, M., Some Engineering Properties of Residual Clay
Soil Occurring Southern Brazil
Proc. Third Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation
Engineering, Vol. 1, Zurich, 1953.
23. MELLO, V. F. B. e TEIXEIRA, A. H., Mecânica dos Solos
Escola de Engenharia de São Carlos, USP, Vol. 1, Publ.
Nº 35, 1960.
24. MACHADO, J., Estudo Comparativo de Recalques Calculado e
Observado em Fundações Diretas em Santos
Anais do II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos
Recife e Campina Grande, 1958.
25. QUEIROZ, J. B. C., Algumas Propriedades Físico, Químicas
e de Engenharia de uma Argila Orgânica do Recife
Tese M.Sc., UFPb, Campina Grande, 1975.

26. CRISTINO, A. C., Estudo das Propriedades de Resistência e de Adensamento de uma Argila Mole de João Pessoa
Tese M.Sc., UFPb, Campina Grande, 1977.
27. SILVA, A. J., Propriedades de Resistência de uma Argila Mole do Mangue de João Pessoa
Tese M.Sc., UFPb, Campina Grande, 1977.
28. BARROS, H. D., Aspectos Geológicos da Cidade de João Pessoa
UFPb, Campina Grande, 1969.
29. BRITISH STANDARD 1377, Methods of Testint Soils for Civil Engineering Purposes
British Standards Institution, London, 1967.
30. D.N.E.R., Métodos de Ensaios
Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Divisão de Pesquisas Tecnológicas, Rio de Janeiro, 1964.
31. LAMBE, T. W. and WHITMAN, R. V., Mecânica de Suelos, Instituto Tecnológico de Massachusetts
Editorial Limusa, México, 1974.
32. A.B.N.T., Normas Brasileiras
Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1953.
33. PARADINE, C. G. e RIVETT, B. H., Métodos Estatísticos para Tecnologistas
Editora Polígno, São Paulo, 1974.

34. SPIEGEL, M. R., Estatística
Editora McGraw - Hill do Brasil, Ltda, Rio de Janeiro
1970.
35. BADILLO, E. J. y RODRIGUEZ, J. R., Mecânica de Suelos
Editorial Limusa, México, 1972.
36. MANUAL DO ENGENHEIRO GLOBO, Mecânica dos Solos e Fundaçõ
es, 4º Volume
Editora Globo, Porto Alegre, 1975.
37. CRAIG, R. F., Soil Mechanics
Van Nostrand Reinhold Company, London, 1974.
38. CAPPER, P. and CASSIE, W. F., The Mechanics of Engineering
Soils
E. e F. N. Spon, London, 1971.
39. GARCIA, J. L., Adensamento, Apostila de Mecânica dos So
los II
Universidade Federal de Mato Grosso, 1973.
40. BJERRUM, L. Settlements of Embankments on soft clay, Vol.II
Performance of Earth and Earth - Supported Structures,
Purdue University, Lafayette, Indiana
American Society of Civil Engineers, 1972.
41. FROST, R. J. and NIXON, I. K., Recompression Characteris
tics of Perth Overconsolidated Clays
Proc. IST Austral, New Zealand Conf. on Geomechanics,
Vol. I, Melbourne, 1971.
42. LEONARDS, G. A. and GIRAULT, P. A Study of the One, Di
mensional Consolidation Test
Proc. of 5th Int. Conference on Soil Mechanics
FDN ENG., Vol. I, Paris, 1961.

APÊNDICE A

TABELAS CONTENDO RESULTADOS DE TODOS
OS PARÂMETROS INVESTIGADOS

APÊNDICE A - QUADRO RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Símbolo	h	ρ	ρ	ρ_d	n
Parâmetro Prof. média (m)	Teor de umidade Natural (%)	Peso específico dos grãos (g/cm ³)	Peso Específico Aparente Natural (g/cm ³)	Peso Específico Aparente Seco (g/cm ³)	Porosidade
3,50	53,02 ✓	2,552	1,323	0,864	0,77
4,50	54,22 ✓	2,584	1,338	0,867	0,76
5,50	56,84 ✓	2,651	1,241	0,791	0,76
6,50	62,46 ✓	2,645	1,353	0,833	0,72
7,50	67,35 ✓	2,636	1,461	0,873	0,68
8,50	64,45 ✓	2,652	1,451	0,882	0,67
9,50	61,89 ✓	2,634	1,529	0,944	0,66
10,50	54,52 ✓	2,633	1,510	0,977	0,62
11,50	60,98 ✓	2,651	1,463	0,909	0,65
12,50	63,14	2,626	1,472	0,902	0,65
13,50	62,06	2,632	1,472	0,908	0,64

APÊNDICE A — QUADRO RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Símbolo	LL	LP	IP	IC
Parâmetro	Limite de Liquidez (%)	Limite de Plasticidade (%)	Índice de Plasticidade (%)	Índice de Consistência
Prof. média (m)				
3,50	67,0 ✓	40,8	26,2	0,53
4,50	60,7 ✓	45,5	15,5	0,42
5,50	72,6 ✓	38,7	33,9	0,46
6,50	73,0 ✓	47,1	25,9	0,40
7,50	87,9 ✓	39,1	48,8	0,42
8,50	91,4 ✓	39,4	52,0	0,52
9,50	79,9 ✓	40,1	39,8	0,45
10,50	68,5 ✓	40,8	27,7	0,50
11,50	83,1 ✓	43,0	40,1	0,55
12,50	83,0 ✓	42,3	40,7	0,48
13,50	83,0	41,6	41,4	0,51

APÊNDICE A - QUADRO RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Símbolo	C_v	a_v	m_v	C_c	C_s	r
Parâmetro Prof. média (m)	Coefficiente de Consolidação (cm^2/s)	Coefficiente de Compressibilidade (cm^2/kg)	Const. de Compres. Volumétrica (cm^2/kg)	Índice de Compressão	Índice de Expansão	Razão de Compressão Primária
3,50	$1,11 \times 10^{-4}$	0,45	0,14	1,64	0,11	0,87
4,50	$1,75 \times 10^{-4}$	0,53	0,12	1,46	0,15	0,85
5,50	$1,80 \times 10^{-4}$	0,41	0,10	1,53	0,10	0,84
6,50	$1,22 \times 10^{-4}$	0,41	0,11	1,10	0,07	0,86
7,50	$1,77 \times 10^{-4}$	0,47	0,13	1,12	0,14	0,87
8,50	$1,33 \times 10^{-4}$	0,43	0,12	1,10	0,12	0,88
9,50	$1,81 \times 10^{-4}$	0,30	0,09	1,02	0,08	0,86
10,50	$0,76 \times 10^{-4}$	0,38	0,12	0,90	0,09	0,89
11,50	$1,09 \times 10^{-4}$	0,31	0,10	1,00	0,13	0,88
12,50	$1,24 \times 10^{-4}$	0,41	0,12	1,10	0,15	0,88
13,50	$0,99 \times 10^{-4}$	0,32	0,11	0,88	0,14	0,89

APÊNDICE A - QUADRO RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Símbolo	K	e_0	e_s	e_p	σ'_c	σ'_v
Parâmetro Prof. média (m)	Coefficiente de Permeabilidade cm/s	Índice de Vazios Inicial	Índice de Vazios in situ	Índice de Vazios de Pré-adensa - mento	Tensão de Pré- -adensamento (kg/cm ²)	Tensão Efetiva in situ (kg /cm ²)
3,50	$1,55 \times 10^{-8}$	3,55	3,31	3,24	0,53	0,41
4,50	$2,10 \times 10^{-8}$	3,51	3,25	3,24	0,47	0,44
5,50	$1,65 \times 10^{-8}$	3,45	3,28	3,23	0,54	0,47
6,50	$1,35 \times 10^{-8}$	3,09	2,82	2,80	0,55	0,50
7,50	$2,30 \times 10^{-8}$	2,52	2,18	2,32	0,36	0,54
8,50	$1,60 \times 10^{-8}$	2,50	2,17	2,36	0,38	0,58
9,50	$1,65 \times 10^{-8}$	2,14	1,91	2,02	0,43	0,64
10,50	$0,90 \times 10^{-8}$	2,04	1,61	1,86	0,34	0,68
11,50	$1,10 \times 10^{-8}$	2,21	1,89	2,07	0,42	0,74
12,50	$1,50 \times 10^{-8}$	2,38	1,85	2,17	0,36	0,78
13,50	$1,10 \times 10^{-8}$	2,20	1,80	2,02	0,42	0,83

APÊNDICE A - QUADRO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Símbolo	P_s	H_s	γ_{sub}
Parâmetro	Peso da Amostra Seca (g)	Altura Sólida da Amostra (cm)	Peso Específico Aparente Submerso (g/cm ³)
Prof. média (m)			
3,50	29,60	0,439	0,323
4,50	30,24	0,443	0,338
5,50	1 - 31,20 2 - 31,70	1 - 0,445 2 - 0,453	0,241
6,50	34,20	0,489	0,353
7,50	1 - 40,20 2 - 39,00	1 - 0,577 2 - 0,560	0,461
8,50	1 - 39,60 2 - 40,50	1 - 0,565 2 - 0,578	0,451
9,50	1 - 44,30 2 - 44,80	1 - 0,636 2 - 0,644	0,529
10,50	45,70	0,657	0,510
11,50	1 - 43,00 2 - 44,20	1 - 0,614 2 - 0,631	0,463
12,50	41,00	0,591	0,472
13,50	43,50	0,625	0,472

APÊNDICE B

DEDUÇÕES DE FÓRMULAS EMPREGADAS

CÁLCULO DO GRAU DE DEFORMAÇÃO DOS TUBOS SHELBY

ALGUMAS NOTAS SOBRE A EQUAÇÃO DIFERENCIAL DO ADENSAMENTO

Sabemos que no início do processo de adensamento, o acréscimo de pressão " $\Delta\sigma$ ", causado pela sobrecarga aplicada, é tomado inteiramente pela água contida nos vazios do solo. Devido a este acréscimo a água vai escoar, e uma parte crescente da pressão σ vai sendo transmitida ao esqueleto sólido do solo. Assim, à medida que o excesso de pressão hidrostática u diminui em função do tempo, a pressão efetiva σ' aumenta na mesma proporção. Então:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial \sigma}{\partial t}$$

O desenvolvimento de tal condição leva à equação diferencial de segunda ordem:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{K (1 + e)}{a_v \cdot \gamma_a} \times \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

Sendo:

- K - Coeficiente de permeabilidade do solo (cm/s)
- a_v - Coeficiente de compressibilidade do solo (cm²/Kg)
- γ_a - Peso específico da água (g/cm³)
- e - Índice de vazios do solo

A relação $\frac{K (1 + e)}{a_v \times \gamma_a}$ denomina-se de coeficiente de consolidação, chamado de C_v , logo temos:

$$C_v = \frac{K (1 + e)}{a_v \times \gamma_a} \quad \text{ou ainda:}$$

$$C_v = \frac{K}{m_v \cdot \gamma_a} \quad , \quad \text{j\AA} \text{ que: } \frac{1 + e}{a_v} = \frac{1}{m_v}$$

Desta f\ormula, tamb\em pode-se tirar o coeficiente de permeabilidade:

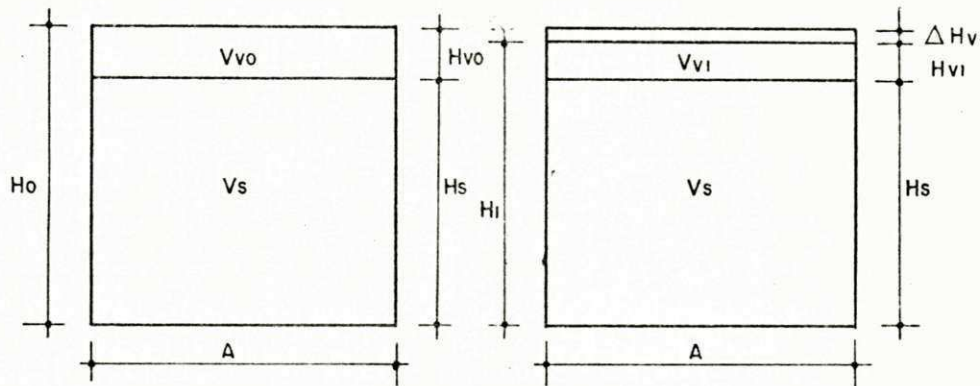
$$K = C_v \times m_v \times \gamma_a$$

C\c{A}LCULO DA F\ormULA DOS \u{I}NDICES DE VAZIOS INICIAL E FINAL DA A MOSTRA.

O diagrama \u{I}ndice de vazios x press\~ao \u00e9 obtido plotando-se as varia\~oes de \u{I}ndice de vazios (proporcionais \u00e0s varia\~oes de altura da amostra), e os correspondentes incrementos de press\~ao. As varia\~oes de altura da amostra s\~ao aquelas observadas ao fim do adensamento correspondente a cada incremento de carga. Exemplificando, consideremos que antes de um incremento de carga a altura da amostra seja H_0 e seu correspondente \u{I}ndice de vazios seja e_0 . Consideremos igualmente, que ap\~os a amostra ter-se adensado totalmente sob o novo incremento de carga, sua altura seja H_1 e e_1 o \u{I}ndice de vazios. Sendo H_s a altura correspondente \u00fanicamente \u00e0s part\i culas da amostra, H_v aos vazios, e A a sua \u00e1rea, vem:

$$e_0 = \frac{V_{v_0}}{V_s} = \frac{A \times H_{v_0}}{A \times H_s} = \frac{H_{v_0}}{H_s}$$

$$e_1 = \frac{V_{v_1}}{V_s} = \frac{A \times H_{v_1}}{A \times H_s} = \frac{H_{v_1}}{H_s}$$



Temos, então:

$$e_1 = \frac{H_{v1}}{H_s} \quad ; \quad \text{porém } H_{v1} = H_1 - H_s$$

Logo, substituindo teremos:

$$e_1 = \frac{H_1 - H_s}{H_s} \quad (\text{Índice de vazios final da amostra})$$

Podemos também ter:

$$e_o = \frac{H_o - H_s}{H_s} \quad (\text{Índice de vazios inicial da amostra}).$$

A altura final da amostra (H_1) nos é fornecida pelo ensaio de adensamento, faltando apenas a determinação de H_s .

$$V_s = \frac{P_s}{\delta}$$

em que:

- V_s = volume da amostra seca
- P_s = peso da amostra seca
- δ = peso específico dos grãos de solo

Logo, também podemos ter:

$$P_s = V_s \times \delta, \text{ ou ainda:}$$

$$P_s = A \times H_s \times \delta$$

Que tirando H_s , temos:

$$H_s = \frac{P_s}{A \times \delta}$$

CÁLCULO DA FÓRMULA DO COEFICIENTE DE COMPRESSIBILIDADE VOLUMÉTRICA (a_v)

O coeficiente de compressibilidade a_v define-se pela relação:

$$a_v = - \frac{\Delta e}{\Delta \sigma}$$

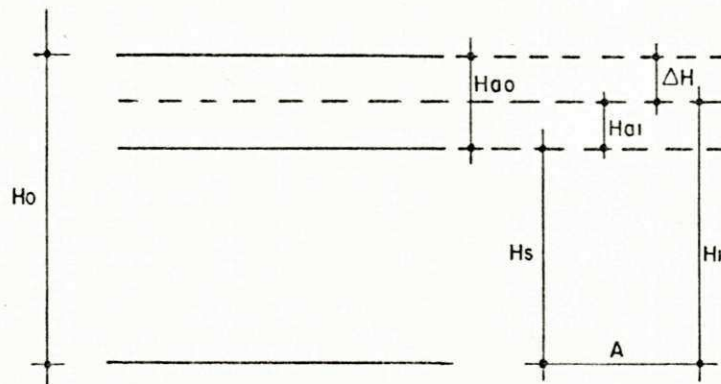
onde:

Δe = variação do índice de vazios quando a amostra de solo passa de uma altura H_0 para uma altura H_1 .

$\Delta \sigma$ = acréscimo de pressão que provocou o adensamento da referida amostra.

O sinal negativo usado, deve-se ao fato de que os valores do índice de vazios diminuem com o acréscimo de pressão.

Observe-se igualmente, que sendo a amostra ensaiada de seção constante A , seu índice de vazios pode ser expresso como uma relação de alturas:



A amostra de solo estando saturada, temos: $V_v = V_a$ ou $H_v = H_a$, ou seja, a variação de vazios pela expulsão de água da mesma. O adensamento ΔH da amostra pode ser dado por:

$$\Delta H = H_{a_0} - H_{a_1} = \frac{H_{a_0} - H_{a_1}}{H_s + H_{a_0}} \times H_0; \text{ o que não altera}$$

a expressão, visto que $H_0 = H_s + H_{a_0}$.

Agora dividindo ambos os membros da fração por H_s , vem:

$$\Delta H = \frac{\frac{H_{a_0}}{H_s} - \frac{H_{a_1}}{H_s}}{1 + \frac{H_{a_0}}{H_s}} \times H_0; \text{ ou ainda:}$$

$$\Delta H = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \times H_0$$
; onde e_0 e e_1 são os índices de vazios inicial e final, respectivamente.

Sendo $\Delta e = e_0 - e_1$, vem:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \times H_0; \text{ porém, substituindo}$$

Δe por $a_v \times \Delta \sigma$, vem:

$$\Delta H = \frac{a_v \times \Delta \sigma}{1 + e_0} \times H_0$$

Que definindo-se como coeficiente de compressibilidade volumétrica " m_v ", a relação:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0}, \text{ resulta:}$$

$\Delta H = m_v \times \Delta \sigma \times H_0$; que tirando m_v , vem finalmente:

$$m_v = \frac{\Delta H}{H_0 \times \Delta \sigma} \text{ (coeficiente de compressibilidade volumétrica - em cm}^2\text{/Kg)}.$$

CÁLCULO DO GRAU DE DEFORMAÇÃO DOS TUBOS SHELBIES

$$Ar = \frac{\frac{D_e^2}{2} - \frac{D_i^2}{2}}{D_i} \times 100$$

Onde:

Ar = grau de deformação

De = diâmetro externo = 60,8 mm

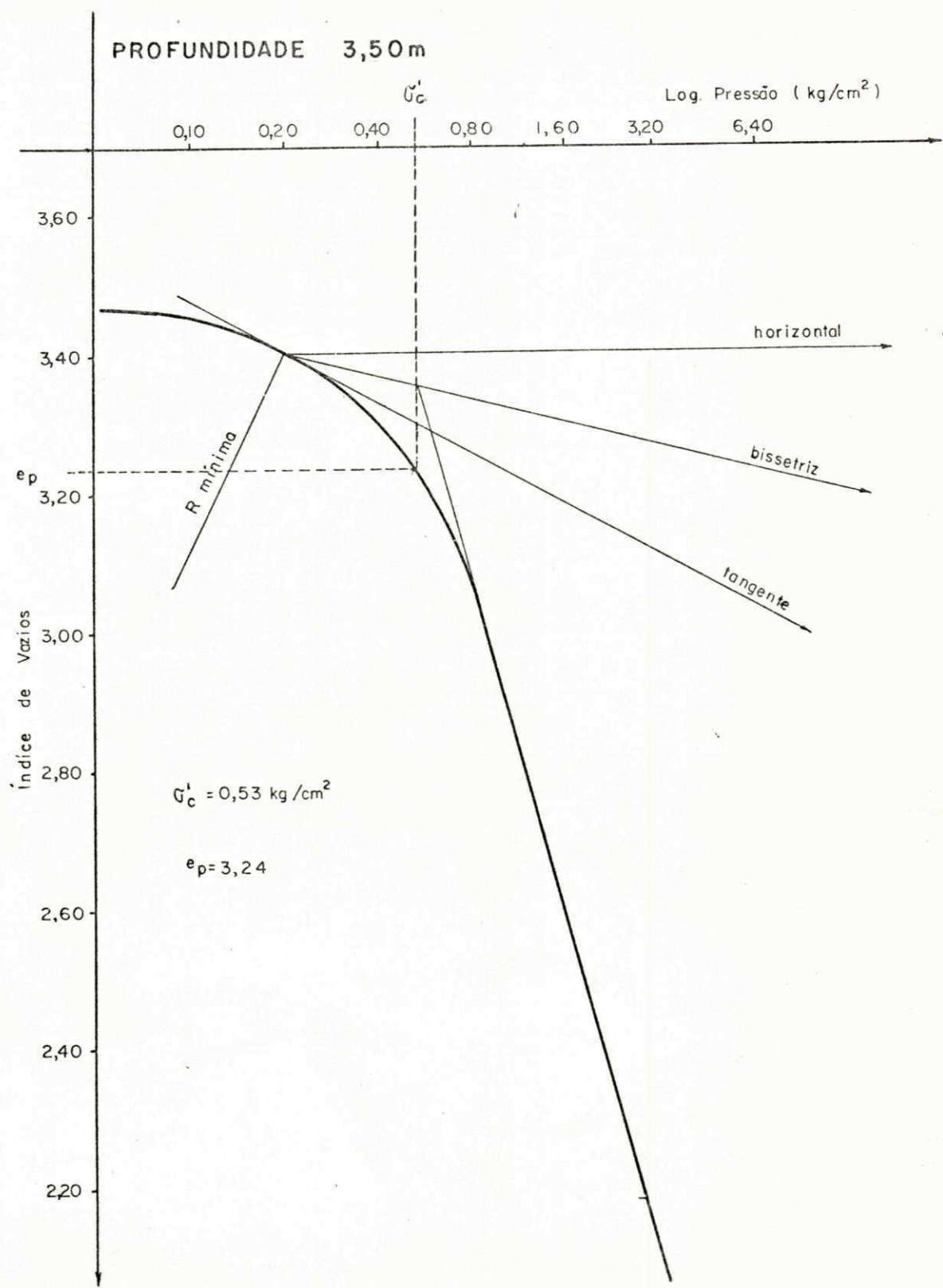
Di = diâmetro interno = 58,0 mm

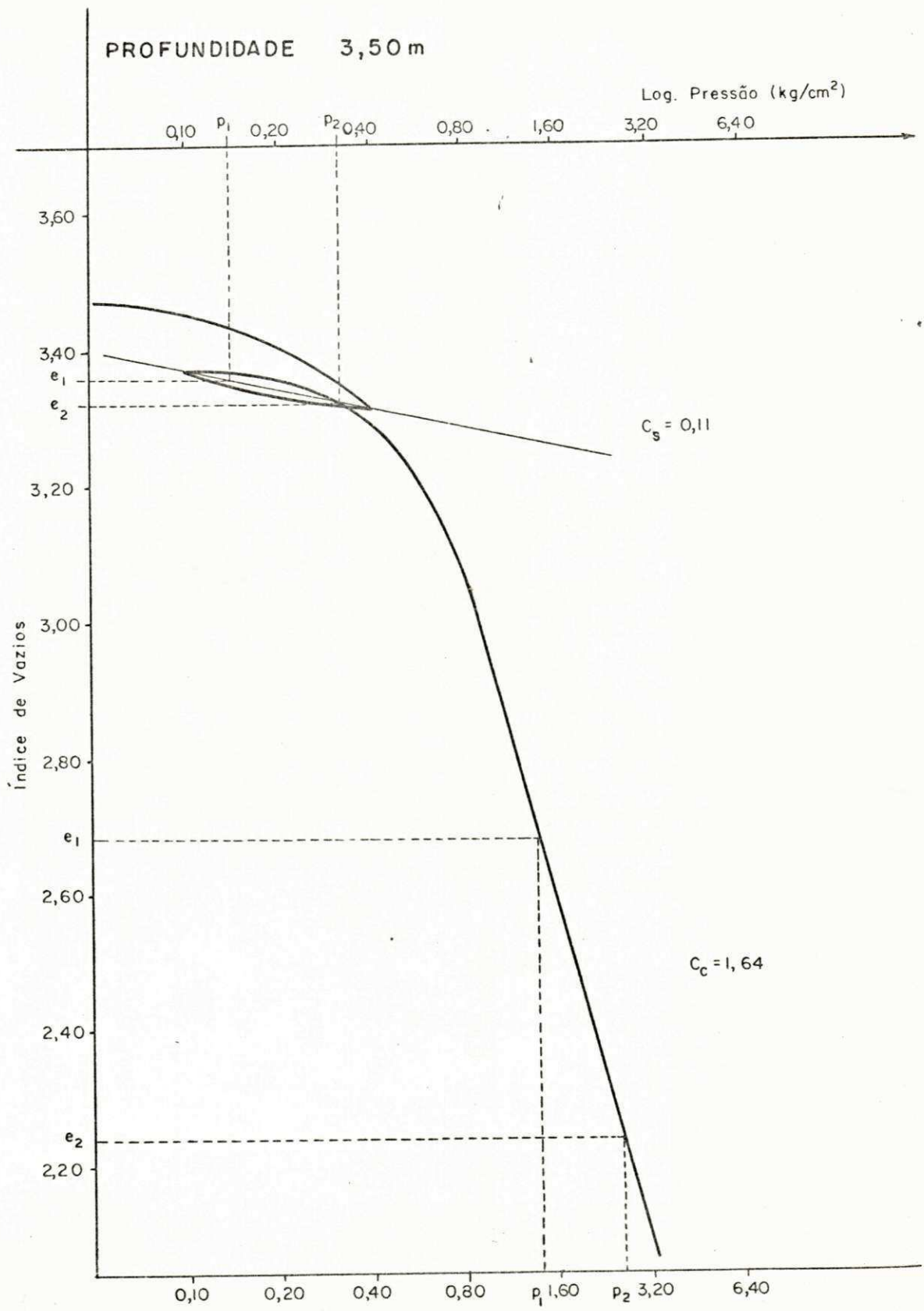
$$Ar = \frac{(60,8)^2 - (58,0)^2}{(58,0)^2} \times 100$$

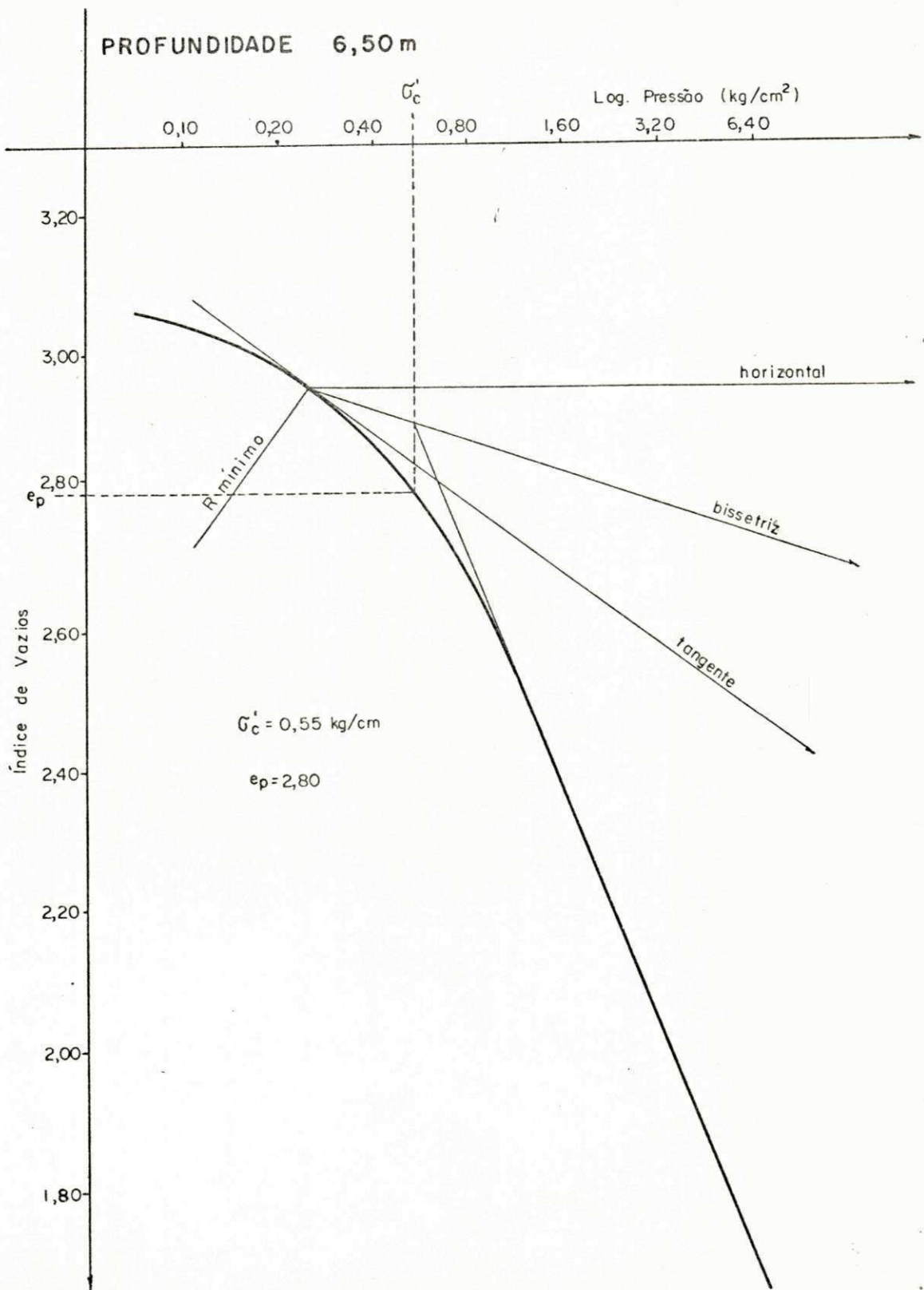
$$Ar = 9,8 \%$$

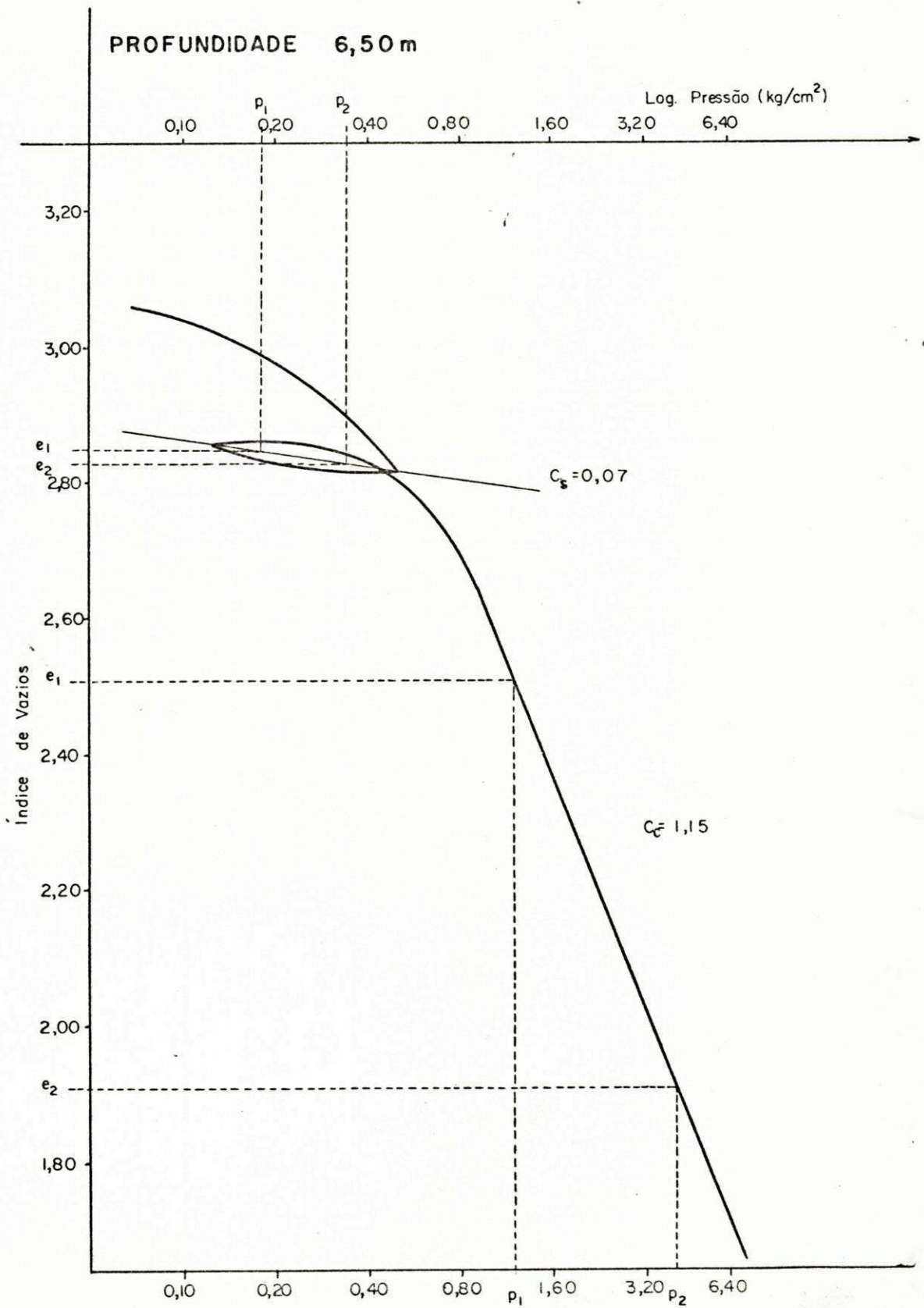
APÊNDICE C

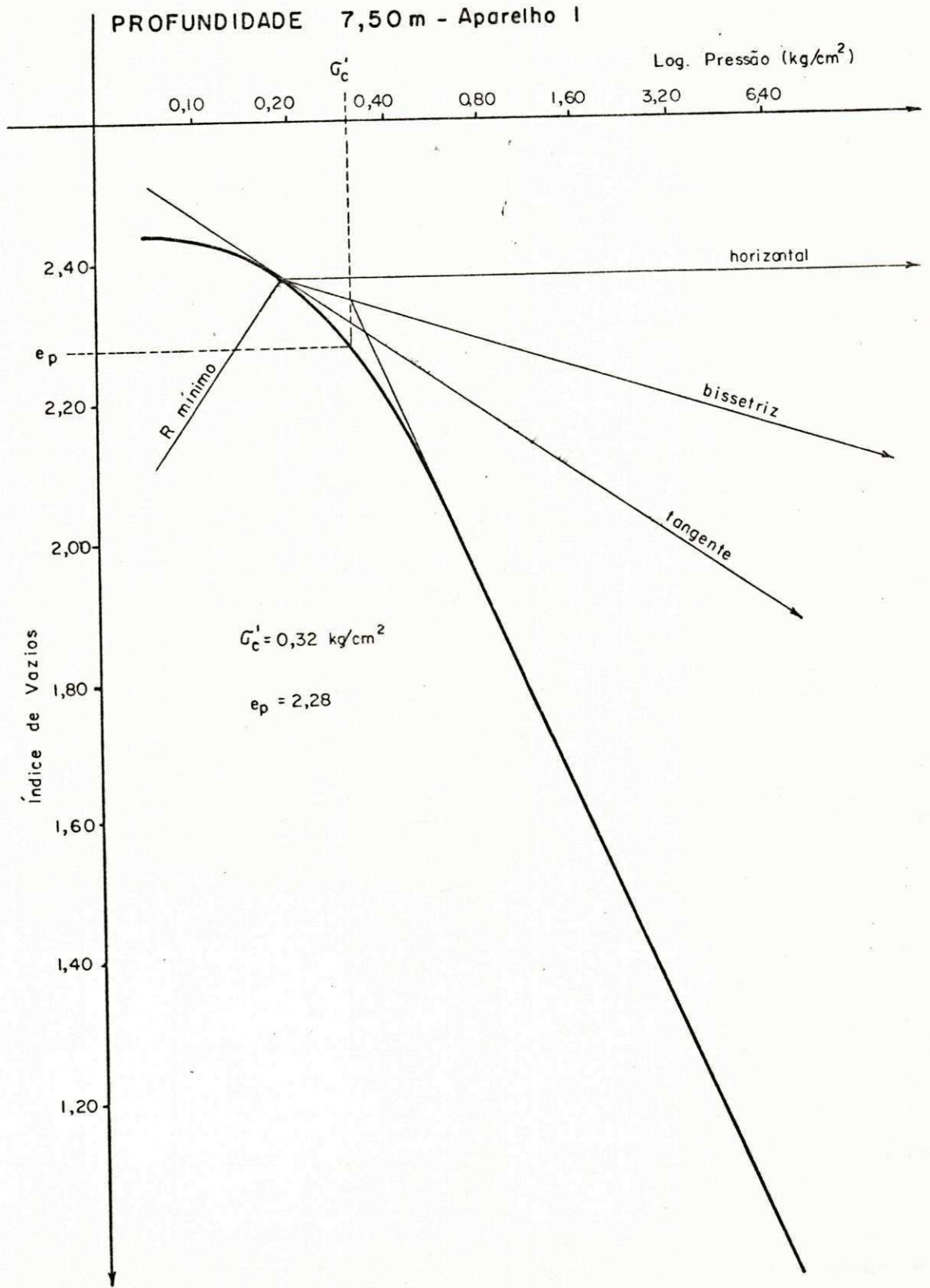
GRÁFICOS DO CÁLCULO DA TENSÃO DE
PRÉ-ADENSAMENTO, DO ÍNDICE DE COM
PRESSÃO E DO ÍNDICE DE EXPANSÃO;
PARA ALGUMAS PROFUNDIDADES DA CA
MADA DE ARGILA

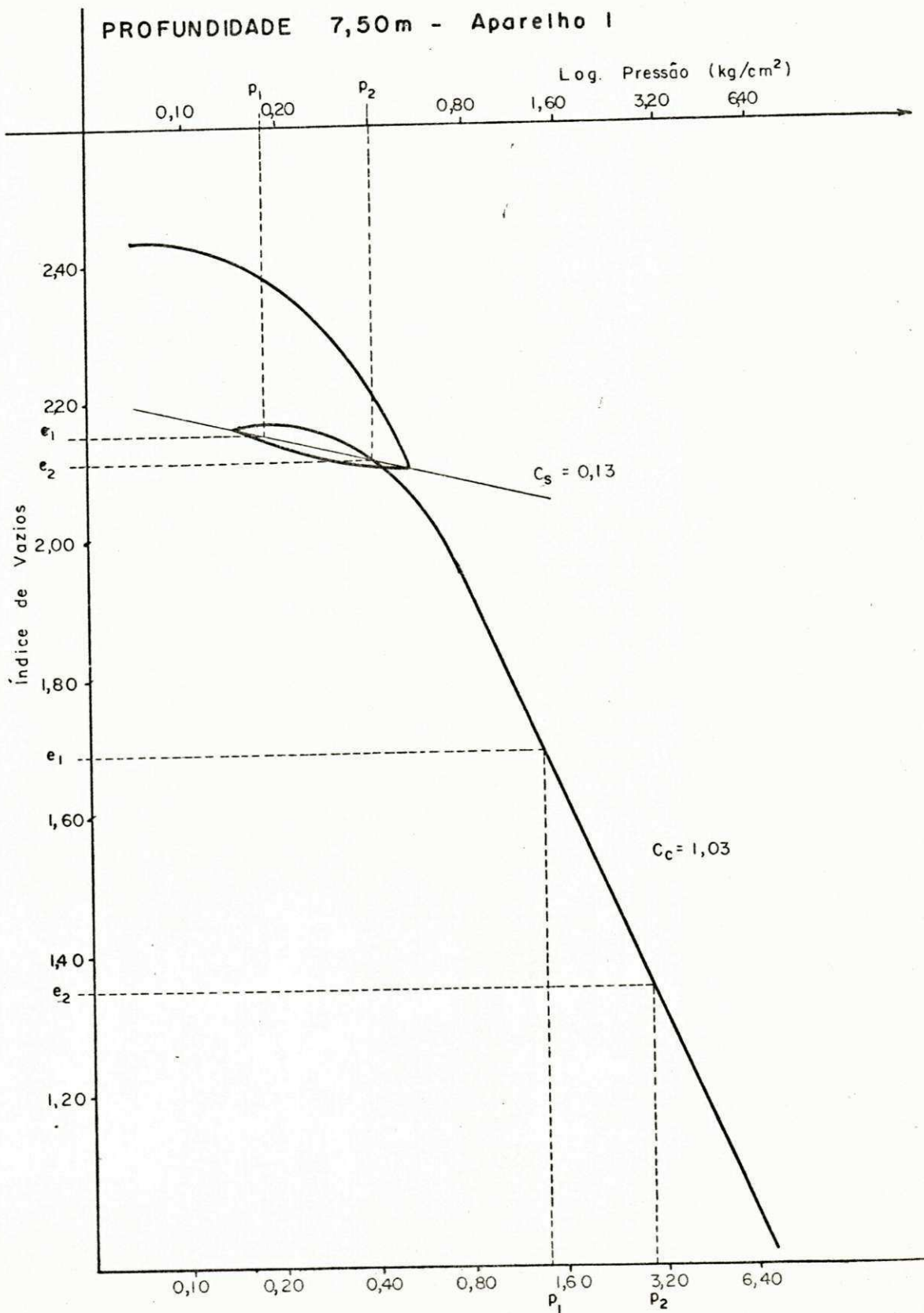


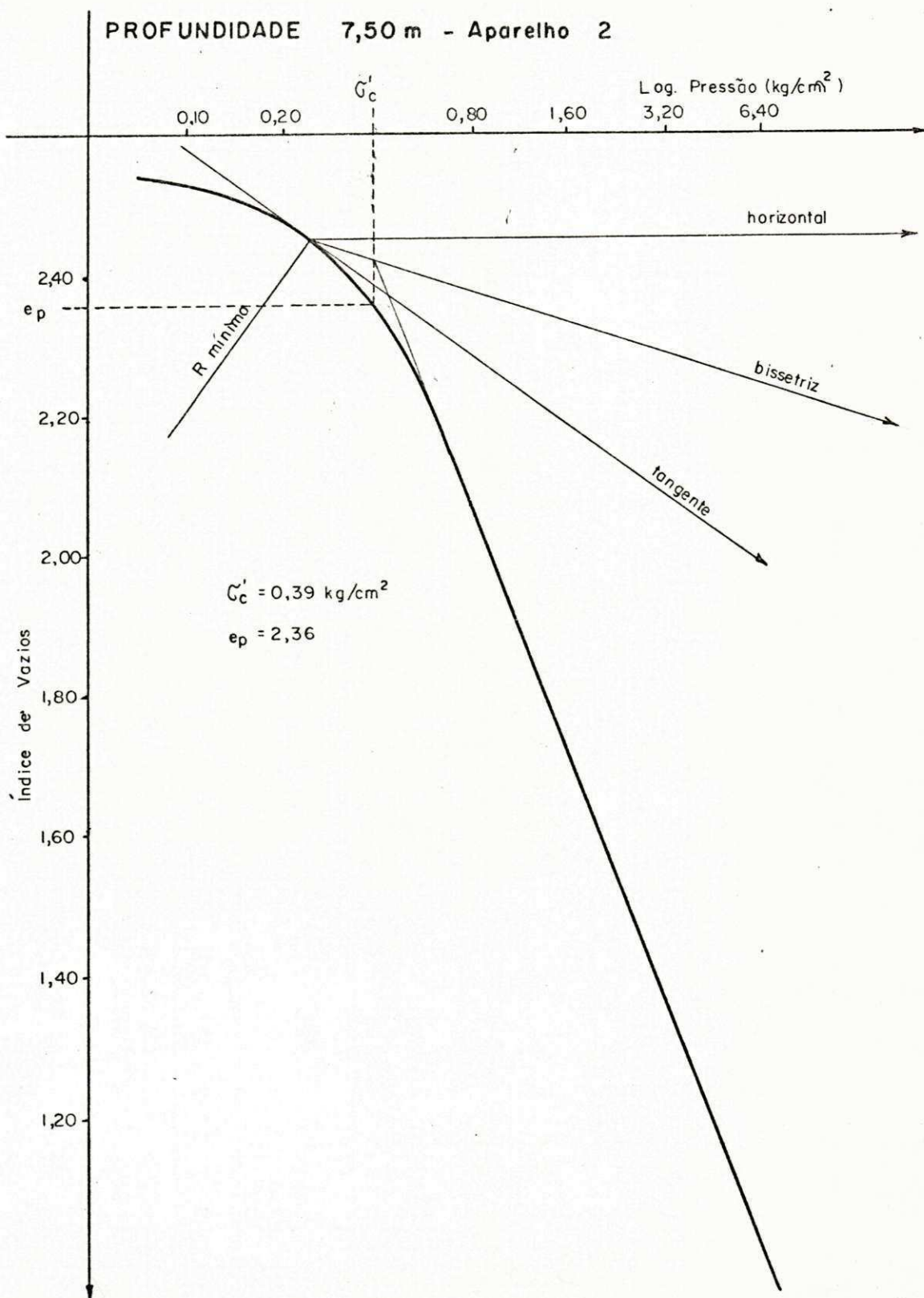


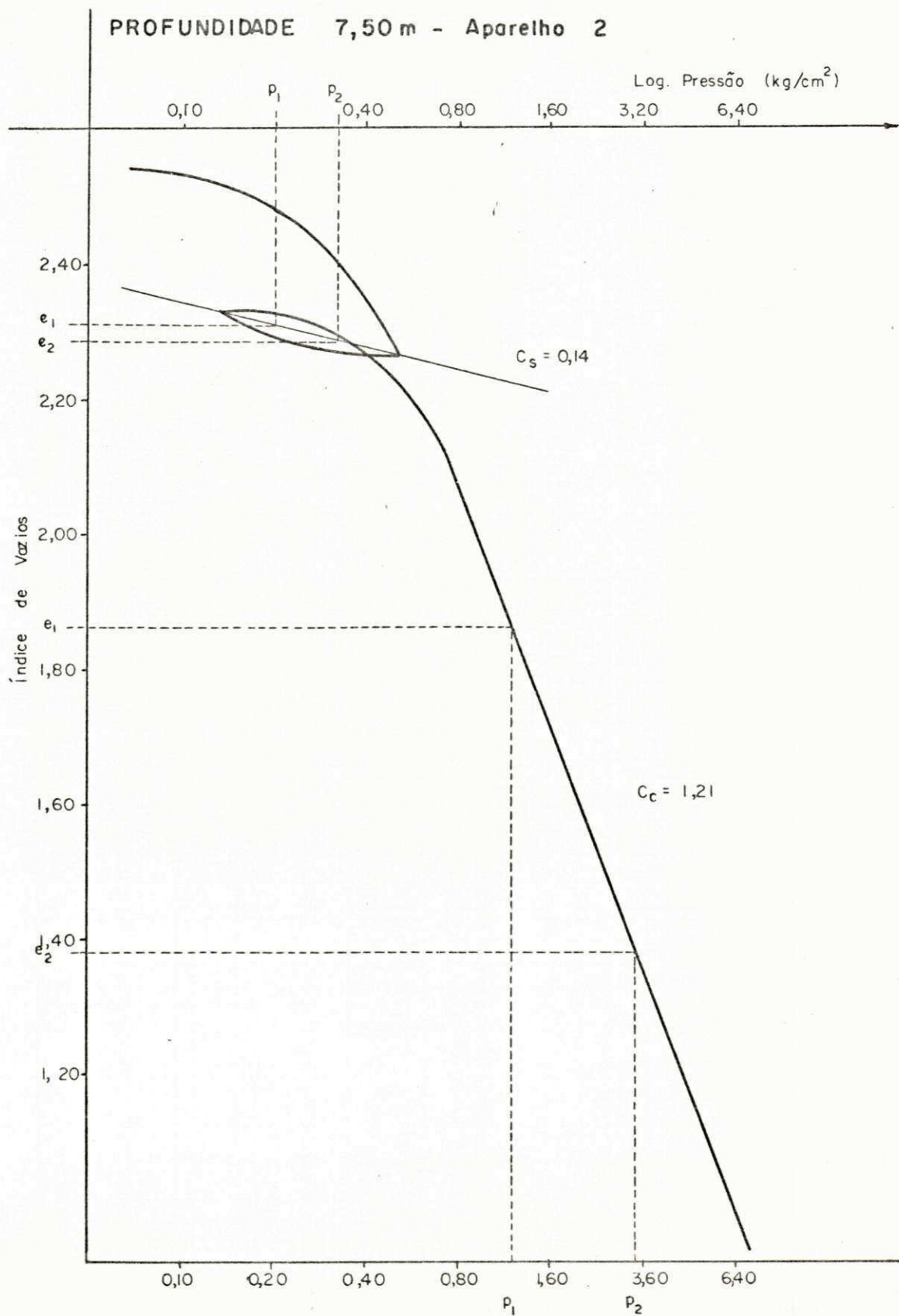


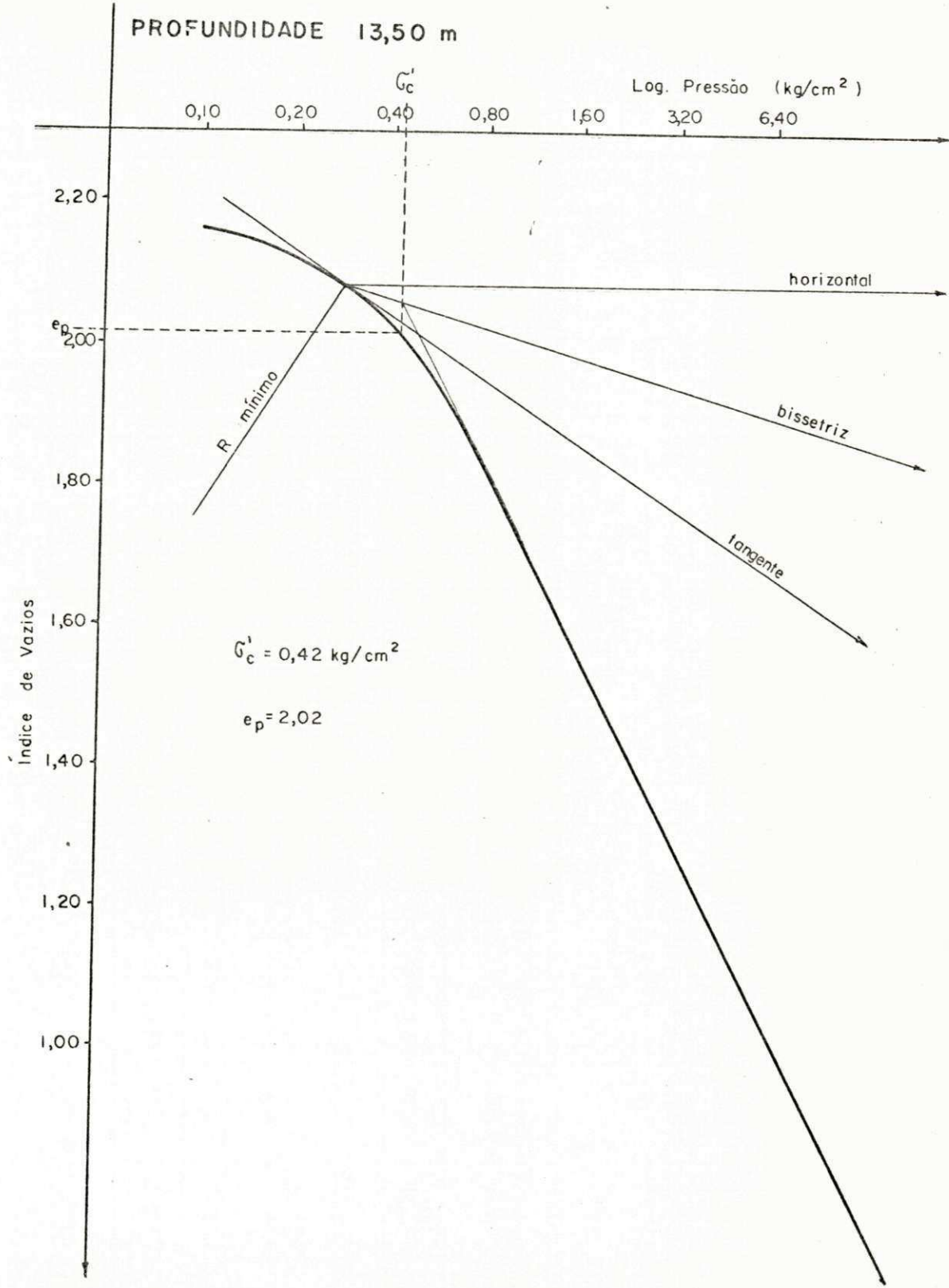


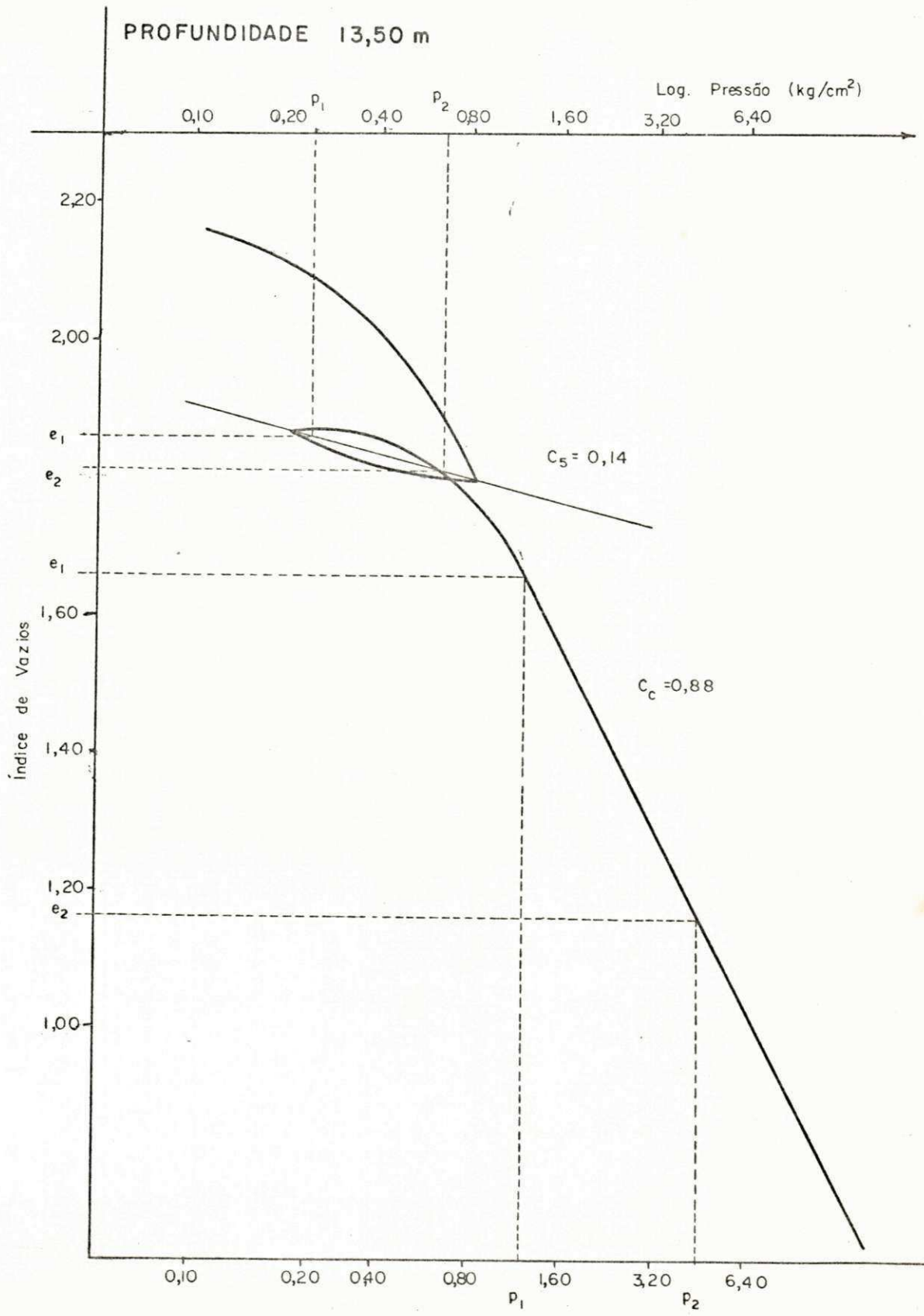












APÊNDICE D

RESULTADOS OBTIDOS POR SILVA (27)

APÊNDICE - D

Símbolo	LL	LP	IP	% M. O.	Profundidade (m)	Limites de Atteberg (%) (Após Secagem a 60°C)					
Parâmetro	Limite de Liquidez (%)	Limite de Plasticidade (%)	Índice de Plasticidade (%)	Teor de ma- téria Orgânica (%)		20	30	40	50	60	70
Prof. média (m)											
4,00	56,03	33,44	22,59	—	4,00						
5,00	51,97	30,76	21,21	—	5,00						
6,00	50,94	29,82	21,12	2,01	6,00						
7,00	55,40	29,36	26,04	3,48	7,00						
8,00	57,02	28,70	28,32	4,27	8,00						
9,00	59,06	27,61	31,45	3,07	9,00						
10,00	60,18	35,12	25,06	1,84	10,00						
11,00	63,19	40,94	22,25	4,41	11,00						
12,00	62,73	33,76	28,97	4,34	12,00						
13,00	62,40	25,43	36,37	4,26	13,00						
14,00	60,20	24,97	35,23	3,05	14,00						

△ LL
• LP

APÊNDICE E

PROGRAMA FORTRAN - COMPUTADOR IBM - 1130 PARA O
CÁLCULO DOS COEFICIENTES A_1 E A_2 , RESPECTIVAMENTE,
LINEAR E ANGULAR DA RETA DE REGRESSÃO LINEAR
DOS PONTOS REPRESENTATIVOS DA VARIAÇÃO DOS
PARÂMETROS RELACIONADOS; E PARA O CÁLCULO DO
COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO (r)

```
// JOB T
LOG DRIVE   CART SPEC   CART AVAIL   PHY DRIVE
  0000       16AA       16AA       0000
V2 M10      ACTUAL 16K   CONFIG 16K
// FOR
*LIST SOURCE PROGRAM
*IOCS(CARD,1132 PRINTER)
*EXTENDED PRECISION
*ONE WORD INTEGERS
C*TESE DE MESTRADO*
C*ARGILA ORGANICA DA CIDADE DE JOAO PESSOA
C*JOÃO DE DEUS DOS SANTOS
C*ORIENTADOR PROF. VALDEZ BORGES SOARES
    DIMENSIONX(200), Y(200), A(11,11),
    IB(11), C(11), P(20)
    LEIT=2
    IMPR=3
111 READ (LEIT,20) M
    SOM2Y=0.0
    SOM2X=0.0
    SOMAY=0.0
    SOMAX=0.0
    PROD=0.0
20  FORMAT (12)
    IF(M-99)1000,1001,1000
1000 DO 11 I = 1,201
    READ(LEIT,10) x (I), Y(I)
10  FORMAT (2F10.5)
    IF(X(I)+1) 120, 12, 120
120  CONTINUE
    WRITE (IMPR, 110) X(I), Y(I)
```

```
110 FORMAT(10X, 'X= ',F10.5,5X,' Y = ',F10.5)
    PROD = PROD + X(I)* Y(I)
    SOMAY=SOMAY+ Y(I)
    SOMAX=SOMAX + X (I)
    SOMAX=SOMAX + X(I)
    SOM2X =          SOM2X + X(I)**2
    SOM2Y=SOME2Y + Y(I)**2
11 CONTINUE
12 NUM = I - 1
    MX2= M * 2
    BX=PROD/SOM2X
    PRUDE = SOMAY * SOMAX
    NPONT = NUM
    XNOME = NPONT* PROD - PRUDE
    DENOM = SQRT((NPONT*SOM2X - SOMAX**2
1)* (NPONT* SOM2Y - SOMAY**2))
    R= XNOME/ DENOM
    DO 13 I= 1,MX2
    P(I)= 0.0
    DO 13 J= 1,NUM
13 P(I)= P(I) + X(J)**I
    N=M+1
    DO 30 I= 1,N
    DO 30 J= 1,N
    K= I + J-2
    IF(K)29,29,28
28 A(I,J) = P(K)
    GO TO 30
29 A(1,1)= NUM
30 CONTINUE
    B(1)=0.0
    DO 21 J=1,NUM
    B(1) = B(1) + Y(J)
```

```
21 CONTINUE
  DO 22 I= 2,N
    B(I)= 0,0
    DO 22 J = 1,NUM
22  B(I)= B(I)+Y(J) * X(J)** (I-1)
    NM1 = N-1
    DO 300 K= 1,NM1
      KP1 = K+1
      L = K
      DO 400 I = KP1,N
        IF(ABS(A(I,K))- ABS(A(L,K))) 400,400,401
401  L=I
400 CONTINUE
      IF(L-K) 500,500,405
405  DO 410 J= K,N
      TEMP = A(K,J)
      A(K,J) = A(L,J)
410  A(L,J) = TEMP
      TEMP = B(K)
      B(K) = B(L)
      B(L) = TEMP
500  DO 300 I= KP1,N
      FATOR = A(I,K) / A(K,K)
      A(I,K)=0.0
      DO 301 J= KP1,N
301  A(I,J) = A(I,J) - FATOR * A (K,J)
300  B(I) = B(I) - FATOR * B(K)
      C(N) = B(N) / A(N,N)
      I=NM1
710  IP1 = I + 1
      SUM = 0.
      DO 700 J = IP1,N
```



```
700 SUM = SUM + A (I,J) * C(J)
    C(I) = (B(I) - SUM) / A (I,I)
    I= I -1
    IF(1)800,800,710
800 DO 900 I = 1,N
    WRITE(IMPR,901) I,C(I)
901 FORMAT( 10X, 'A',I1,'=',F15.7)
900 CONTINUE
    WRITE (IMPR,1122) R,BX
1122 FORMAT(10X, 'R=',F10.5,10X,'B=', F10.5,/)
    GO TO 111
1001 CALL EXIT
    END
```

FEATORES SUPPORTED

ONE WORD INTEGERS

EXTEND PRECISION

IOCS

CORE REQUIREMENTS FOR

COMMON 0 VARIABLES 1760 PROGRAM 906

END OF COMPIATION

// XEQ