

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAIBA

PRO-REITORIA PARA ASSUNTOS DO INTERIOR

CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

CARACTERIZAÇÃO E ESTABILIZAÇÃO COM CAL DE
UMA ARGILA MOLE DO MANGUÊ DE JOÃO PESSOA

CINTIA MACEDO PEREIRA DA COSTA

CAMPINA GRANDE - PARAIBA

DEZEMBRO DE 1992

CARACTERIZAÇÃO E ESTABILIZAÇÃO COM CAL DE
UMA ARGILA MOLE DO MANGUÊ DE JOÃO PESSOA

CINTIA MACÊDO PEREIRA DA COSTA

CARACTERIZAÇÃO E ESTABILIZAÇÃO COM CAL DE UMA ARGILA MOLE DO
MANGUÊ DE JOÃO PESSOA

DISSERTAÇÃO APRESENTADA AO CURSO DE
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAIBA, EM
CUMPRIMENTO AS EXIGÊNCIAS PARA OBTENÇÃO
DO GRAU DE MESTRE

AREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA

ORIENTADOR: HEBER CARLOS FERREIRA

CO-ORIENTADOR: FRANCISCO BARBOSA DE LUCENA

CAMPINA GRANDE - PARAIBA

DEZEMBRO DE 1992

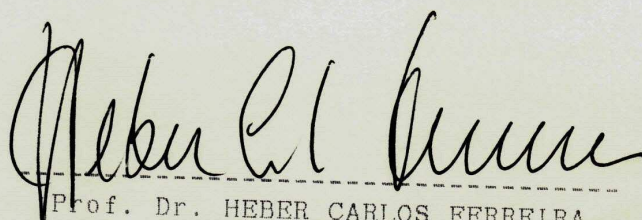
DS
634.135(013)
C137C

EP-8-11 011

CARACTERIZAÇÃO E ESTABILIZAÇÃO COM CAL DE UMA ARGILA MOLE DO
MANGUÊ DE JOÃO PESSOA

CINTIA MACÊDO PEREIRA DA COSTA

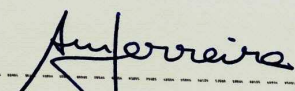
DISSERTAÇÃO APROVADA EM: 17 DE DEZEMBRO DE 1992



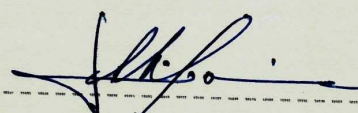
Prof. Dr. HEBER CARLOS FERREIRA
Orientador



Prof. M.Sc. FRANCISCO BARBOSA DE LUCENA
Co-Orientador



Prof. M.Sc. ADEMILSON MONTES FERREIRA
Examinador Interno



Prof. M.Sc. LUIZ CARLOS S. DA SILVEIRA
Examinador Interno

CAMPINA GRANDE - PARAIBA

DEZEMBRO DE 1992

DEDICATORIA

A DEUS.

Aos meus pais

José Pereira da Costa e

Roldemilia Macedo Pereira,

pela confiança e incentivo constantes.

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

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

Aos amigos, professores e funcionários do laboratório de Solos II que souberam se colocar em disponibilidade nos momentos mais necessários.

A Universidade Federal da Paraíba, Departamento de Engenharia Civil, pela realização do curso.

A MARILDA BARBOSA DO O, pela amizade e colaboração nos trabalhos de digitação.

R E S U M O

Este trabalho estuda a evolução do comportamento de uma argila mole, originária de João Pessoa, quando submetida à estabilização com cal nas condições naturais de umidade, no que se refere a mudanças nas suas propriedades de engenharia.

As amostras foram coletadas através de tubos de paredes finas, tipo "shelby", sendo submetidas a ensaios de laboratório, no estado natural e com cal. Os ensaios mineralógicos por análise termodiferencial evidenciam tratar-se de uma argila caulinitica com presença de matéria orgânica, o que foi confirmado pelo ensaio de combustão com álcool e peróxido de oxigênio. Outros ensaios de caracterização, usuais em geotecnia, tais como limites de Atterberg e granulometria por sedimentação, além da massa específica dos grãos, determinação da área específica e do limite de liquidez pelo cone de penetração, foram também efetuados. A resistência ao cisalhamento foi avaliada pelo vane "test" laboratorial e pelo ensaio de compressão simples o que comprovou tratar-se de uma argila de média sensibilidade.

Posteriormente, os solos foram tratados com 3, 6, 9 e 12% de cal, sendo novamente realizados os ensaios de plasticidade, granulometria e resistência já citados, após 3, 28 e 60 dias de cura. Foram realizados também ensaios de adensamento com o solo no estado natural e tratados com 3, 6, 9 e 12% de cal após 28 e 60 dias de cura.

Pelos resultados obtidos na pesquisa, pôde-se observar que o processo de tratamento com cal foi intensamente afetado pelo teor de matéria orgânica presente no solo, não tendo sido observadas melhorias apreciáveis nas suas características de resistência, adensamento e granulometria. Contudo foi verificada uma diminuição substancial na plasticidade da mistura solo-cal.

A B S T R A C T

This work studies the conduct development of a soft clay from João Pessoa when it is submitted to stabilization using lime in natural conditions of humidity focusing the changes occurred in the clay's engineering properties.

The samples were collected using tubes from thin walls called "shelby". These samples were submitted to laboratory test in natural conditions and with lime. The mineralogical tests by chermodifferential analysis have shown that deals about a kaolinitic clay with organic matter, this characteristic was confirmed by combustion test with alcohol and peroxide of oxygen. Other characterization analysis usual in geotechnique such as atteberg limits and granulometry by sedimentation; also the real specific mass, the determination of the specific area and the liquid limit by penetration of the cone, were done. The strenght shear was evaluated by the laboratorial vane test and by simple compression test. It proved that it is a clay of a mid sensibility.

Moreover, the soils, were treated with 3, 6, 8 and 12% of lime and the tests of plasticity, granulometry and strenght, previously refered, were done again after 3, 28 and 60 days of cure.

Considering the results got in the research. It can be observed that the progress of the treatment with lime was hardly affected by the tenor of the organic matter that is present in the soil, it was not observed significant improvement in the clay's characteristic of strenght, consolidation and granulometry. Therefore was checked an essential degrease in the lime soil's plasticity.

SIMBOLOGIA UTILIZADA

vii

		UNIDADE
h	= teor de umidade	%
LL	= limite de liquidez	%
LP	= limite de plasticidade	%
IP	= índice de plasticidade	%
γ	= massa específica aparente úmida	g/cm ³
γ_d	= massa específica aparente seca	g/cm ³
γ_s	= massa específica dos grãos	g/cm ³
LL _{cone}	= limite de liquidez obtido com o cone de penetração	%
TMO	= teor de matéria orgânica	%
AE	= área específica	m ² /g
Cu	= coesão não drenada	kg/cm ²
Rcs	= resistência à compressão simples	1kg/cm ²
Cv	= coeficiente de adensamento	cm ² /seg
Cc	= índice de compressão	
mv	= coeficiente de compressibilidade volumétrica	cm ² /Kg
Av	= coeficiente de compressibilidade	cm ² /Kg
K	= coeficiente de permeabilidade	cm/seg
Pa	= pressão de pré-adensamento	kg/cm ²
σ_e	= pressão efetiva "in situ"	kg/cm ²
OCR	= razão de pré-adensamento	
P	= pressão aplicada	kg/cm ²
e	= índice de vazios	
es	= índice de vazios "in-situ"	
γ_{smax}	= máxima massa específica aparente seca	kg/cm ³

I N D I C E

	Página
CAPITULO 1	
1.1 - Introdução	01
1.2 - Objetivos	02
 CAPITULO 2	
REVISÃO BIBLIOGRAFICA	
2.1 - Introdução	03
2.2 - Estudo das Argilas	03
2.3 - Estudo das Argilas Orgânicas	06
2.4 - Ensaios de Argilas Orgânicas	10
2.4.1 - Caracterização	10
2.4.2 - Resistência	14
2.4.3 - Adensamento	16
2.5 - Métodos de Estabilização	17
2.6 - Estabilização com Cal	19
2.6.1 - Reação Solo-Cal	19
2.6.2 - Propriedades Físicas das Misturas de Solo-Cal	22
2.6.3 - Fatores que Influenciam a Reatividade do Sistema Solo-Cal	25
2.6.4 - Técnicas de Estabilização de Solos Moles com Cal	26
2.7 - Estudo da Cal para Estabilização	29

CAPITULO 3

MATERIAIS

3.1 - Introdução	34
3.2 - Argila Mole	
3.2.1 - Localização	34
3.2.2 - Formação Geológica	34
3.3 - Cal	35

CAPITULO 4

METODOS

4.1 - Introdução	38
4.2 - Ensaio "in situ" e Preparação de Amostras	38
4.2.1 - Ensaio de Penetração Dinâmica (SPT)	39
4.2.2 - Coleta de Amostras	39
4.2.3 - Preparação das Amostras	40
4.3 - Ensaio Laboratoriais	41
4.3.1 - Análise Química da Cal	42
4.3.2 - Teor de Umidade	42
4.3.3 - Limites de Atterberg	42
4.3.4 - Teor de Matéria Orgânica	43
4.3.5 - Análise Granulométrica por Sedimentação .	45
4.3.6 - Massa Específica dos Grãos	45
4.3.7 - Massa Específica Aparente Umida	46
4.3.8 - Análise Termodiferencial	46
4.3.9 - Área Específica	47
4.3.10 - Vane "test" Laboratorial	47

CAPITULO I

INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

1.1 - Introdução

O desenvolvimento urbano verificado nos últimos anos tem evidenciado uma tendência de crescimento da cidade de João Pessoa em áreas que apresentam camadas de argila mole, que se distribuem ao longo de perfil do subsolo, de alta compressibilidade. A utilização racional dessas áreas para construção de edificações é feita dimensionando-se a estrutura em função da resistência e deformabilidade do subsolo ou procurando-se atravessar as camadas de baixa capacidade, utilizando-se fundações profundas (estacas, tubulões, etc) ou ainda modificando-se as suas propriedades de engenharia, através de uma estabilização do solo. Tais propriedades podem ser modificadas através de vários processos, dentre os quais se inclui a utilização da cal, um dos mais eficientes procedimentos de melhoria aplicados a solos argilosos.

Para avaliar o efeito da estabilização nas propriedades físico-químicas dos solos naturais, necessita-se de estudo preliminar dessas propriedades tanto do solo natural, como da cal e do solo-cal. Um dos problemas relativos à estabilização com cal resulta da baixa reatividade do sistema solo-cal, fazendo com que obras assim construídas necessitem de um longo período de cura. Estudos específicos demonstram que o mecanismo de reação do solo-cal é influenciado primariamente por propriedades do solo natural, como: tipo de argilomineral predominante, teor de

matéria orgânica presente, etc. O material poderá ser considerado estabilizado se houver melhoramento nas propriedades do solo natural com adição de quantidade prática de agente estabilizador.

1.2 - Objetivos

Devido à necessidade de uma maior contribuição no estudo dos solos moles litorâneos da cidade de João Pessoa, este trabalho consiste em ampliar os dados existentes sobre os solos moles, bem como analisar o comportamento da argila mole quando estabilizada com cal hidratada calcítica.

Para tanto, foram realizados ensaios de caracterização, adensamento e resistência da argila no estado natural e aditivada com cal.

CAPITULO 2

REVISÃO BIBLIOGRAFICA

2.1 - Introdução

O presente capítulo tem como objetivo revisar conceitos de fundamental importância no desenvolvimento deste trabalho. É composto essencialmente dos seguintes pontos:

- . estudo das argilas;
- . estudo das argilas orgânicas;
- . ensaios de argilas orgânicas;
- . métodos de estabilização;
- . estabilização com cal;
- . estudo da cal para estabilização;

2.2 - Estudo das Argilas

Denomina-se argila a todo material de granulação fina que, quando umedecido com água, adquire uma certa plasticidade, composta essencialmente por argilominerais e podendo conter minerais que não são considerados argilominerais (calcita, dolomita, quartzo, etc), matéria orgânica e outras impurezas, SOUSA SANTOS (1975). A ABNT (1969) define argila como o solo situado numa faixa de dimensões de partículas cujo diâmetro máximo corresponde a 0,005mm, enquanto outros sistemas utilizam o diâmetro máximo de 0,002mm para definir este material.

Segundo GRIMM (1968), geralmente as propriedades de uma determinada argila são controladas pelos seguintes fatores:

composição mineralógica dos argilominerais e distribuição granulométrica das partículas; natureza e teor dos componentes orgânicos; teor dos eletrólitos, quer dos cations trocáveis, quer de sais solúveis; textura da argila, tais como forma dos grãos de quartzo, grau de orientação ou paralelismo das partículas dos argilominerais.

Segundo QUEIROZ DE CARVALHO (1979), o que mais parece influenciar as propriedades de engenharia de um solo fino é a fração argila.

A fração argila é composta essencialmente por argilominerais que se grupam ordenadamente, formando uma estrutura tridimensional cristalina. Quimicamente os argilominerais são formados por silicatos hidratados de alumínio ou magnésio, contendo em certos tipos outros elementos.

Baseados nesta estrutura e na composição química, os grupos de maior interesse são caulinita, esmectita e illita. Estes grupos são diferenciados pela capacidade de troca de cations, área específica, cations trocáveis, entre outras propriedades.

Os argilominerais do grupo da caulinita são formados pelo empilhamento regular de camadas, consistindo cada camada numa folha de tetraedros SiO_4 e numa folha de octaedros $\text{Al}_2(\text{OH})_6$, ligadas entre si através do oxigênio comum, apresentando uma estrutura rígida, SOUSA SANTOS (1975).

MERCADO (1966) apresentou a seguinte composição química geral: $(\text{OH})_8 \text{Al}_4 \text{Si}_4 \text{O}_{10}$.

Os argilominerais do grupo da esmectita são constituídos por duas folhas de silicatos tetraédicos SiO_4 , com uma folha central octaédrica $\text{Al}_2(\text{OH})_6$, unidas entre si por oxigênio comum às folhas. A ligação frouxa entre as camadas e o elevado grau de substituição isomórfica tornam fácil a clivagem, em meio líquido, das partículas, como também tornam as argilas esmectitas muito expansivas e instáveis na presença da água, SOUSA SANTOS (1975). As esmectitas apresentam a seguinte fórmula geral:

$[(\text{OH})_4 \text{Al}_4 \text{Si}_8 \text{O}_{20} - n\text{H}_2\text{O}]$, MERCADO (1966).

Os argilominerais do grupo illita têm uma estrutura cristalina semelhante à esmectita, com a diferença de ser uma estrutura mais estável. Possuem as camadas estruturais rigidamente ligadas, tornando-as menos expansivas que as esmectitas, SOUSA SANTOS (1975). Apresentam a seguinte fórmula geral: $\{ (\text{OH})_4 \text{Ky} (\text{Si}_8 - y * \text{Al}_y) (\text{Al}_4 \text{Fe}_4 \text{Mg}_4) \text{O}_{20} \}$. Geralmente o valor de y é 1,5. Para as micas, o valor de y é 2, CAPUTO (1980).

Quando o depósito argiloso apresenta uma consistência mole (SPT entre 0-4 e coesão não drenada entre 0 e $0,25\text{kg/cm}^2$), o solo é denominado argila mole.

Segundo BJERRUN (1973), geralmente a identificação e classificação das argilas moles baseiam-se nas seguintes informações:

- . história geológica do depósito;
- . teor de umidade, limites de Atterberg e teor de matéria orgânica;
- . descrição baseada em estudo visual da estrutura da argila;

. resultados de um ou mais vane "test in-situ" nos quais a variação da resistência em relação à profundidade pode ser avaliada, como também a sensibilidade;

. resultados de ensaios de consolidação para avaliar a forma da curva, índice de vazios \times log das tensões e o valor da pressão de pré-adensamento.

Este solo, tão susceptível a grandes deformações, quando submetido a carregamentos externos, tem recebido crescente interesse por parte dos pesquisadores, especialmente aqueles problemas relacionados com a resistência ao cisalhamento e recalques. Segundo os pesquisadores, a resistência dos solos argilosos é influenciada por vários fatores, dentre os quais se destacam: teor de umidade, tensão efetiva secundária na ruptura, coesão, ângulo de atrito interno, história das tensões e sensibilidade. Segundo BOWLES (1978), os solos coesivos perdem uma porção ou quase toda resistência ao cisalhamento na remoldagem ou amolgamento. Estes amolgamentos no solo poderão ser causados por estacas, escavações, aterros ou sapatas. Portanto a sensibilidade da argila é um parâmetro de considerável importância para a classificação e avaliação do comportamento no campo, que é definida como a razão de resistência ao cisalhamento sem distúrbio e com completa remoldagem.

2.3 - Estudo das Argilas Orgânicas

Quando nos depósitos de argila mole se incorpora matéria orgânica ao manto argiloso, obtém-se uma argila com impurezas

orgânicas, denominada pela maioria dos pesquisadores como argila orgânica.

Segundo TERZAGHI (1962), "Argila orgânica é a argila que possui algumas das suas propriedades físicas mais importantes devidas à presença da matéria orgânica finamente dividida. Quando saturada, a argila orgânica pode ser muito compressível, mas quando seca sua resistência é muito alta. Sua cor é geralmente cinza ou preta e pode ter um odor característico".

A matéria orgânica presente no solo é obtida do resultado da decomposição de restos de vegetais e animais sob a ação dos microrganismos existentes no solo.

SILFVERBERG (1957) resume os diferentes tipos de matéria orgânica nos solos da seguinte maneira: produtos não decompostos e em fase de decomposição mais produtos decompostos. A parte não decomposta e em fase de decomposição refere-se a restos de origem vegetal e animal, incluindo microrganismos mortos e vivos. Os produtos decompostos são formados pelos constituintes não húmicos, sendo os compostos químicos presentes neste grupo os aminoácidos, álcoois, aldeídos e bases orgânicas; e o produto final da decomposição chamado húmus, o qual forma uma massa de cor escura, amorfa, de composição não uniforme.

Segundo a classificação geral do LPC, os solos orgânicos são diferenciados da seguinte maneira: solos poucos orgânicos, $3 < \text{TMO} < 10\%$, incluídos na classe de solos finos; solos medianamente orgânicos, $10 < \text{TMO} < 30\%$ e solos muito orgânicos, $\text{TMO} > 30\%$. Os dois últimos formam a classe dos solos orgânicos, PERRIN (1974).

Segundo COUTINHO (1986), a quantidade (teor) e qualidade (tipo e grau de decomposição) da matéria orgânica condicionam fortemente o comportamento dos solos orgânicos. QUEIROZ DE CARVALHO (1982) evidencia que a matéria orgânica no estado ativo (formando complexos com os argilominerais e/ou cobrindo as partículas) afeta as propriedades do solo com maior intensidade que a matéria orgânica no estado inativo.

SCOTT (1965), afirma que algumas propriedades do solo são modificadas quando a argila absorve matéria orgânica, tais como: aumento de poder de absorção e adsorção de água, elevada capacidade de troca de cátions, considerável diminuição da resistência do solo e dificuldade de estabilização.

COUTINHO e LACERDA (1987) observaram que a presença de matéria orgânica em uma argila do Rio de Janeiro provocou altos valores da capacidade de troca de cátions e baixos valores de pH. Foi detectado também que o teor de matéria orgânica aumentou a umidade, o limite de liquidez, o índice de plasticidade e diminuiu a massa específica dos grãos. O aumento da umidade natural do solo é devido à grande capacidade de absorção de água pela matéria orgânica. A massa específica dos grãos dos solos orgânicos varia entre a massa específica do mineral e da matéria orgânica. Portanto quanto maior o teor de matéria orgânica mais a massa específica dos grãos do solo se aproxima da massa específica da matéria orgânica.

A existência de matéria orgânica no solo também modifica a compressibilidade do solo, aumentando o efeito da compressão

secundária. Por esta razão e pela grande variação do coeficiente de consolidação (Cv) e índice de vazios (e) em contraposição a hipótese da teoria, é que a consolidação primária das argilas orgânicas desvia-se tanto da curva teórica, COUTINHO (1986).

Segundo BRAND e BRENNER (1981), as principais causas do pré-adensamento nestes depósitos são o ressecamento da parte superior das camadas, o efeito do tempo (compressão secundária) devido ao peso do material e, possivelmente, à influência da variação do nível d'água. Segundo ORTIGÃO (1978), as argilas cinzas do Rio de Janeiro (cuja cor é devido à matéria orgânica presente, é na ordem de 5%) apresentam relação de sobreadensamento elevada nos 2,5m iniciais. Para profundidades maiores, esta relação diminui. ALMEIDA (1982) atribui o sobreadensamento das argilas cinzas do Rio de Janeiro a eventuais movimentos do nível d'água. Na Baixada Santista, as argilas apresentam também relações de sobreadensamento decrescentes com a profundidade, na faixa de 2 para 1, MASSAD (1987). Geralmente os depósitos de argila orgânica do Recife são normalmente adensados ou com um certo pré-adensamento ao longo das camadas, COUTINHO e FERREIRA (1988).

Quanto à sensibilidade de campo, as argilas orgânicas do Recife, pesquisadas por SOARES (1975), e do Rio de Janeiro, por ORTIGÃO (1980), apresentam valores variando de 2-4, sendo classificadas como uma argila de baixa sensibilidade.

Encontram-se, nas Tabelas 2.1 e 2.2, características geotécnicas obtidas por SILVA (1977), SANTOS (1977) e CONCEIÇÃO (1977), relacionadas com depósitos de argila orgânica de João

Pessoa. Segundo esses pesquisadores, a argila orgânica é altamente plástica, com um teor de matéria orgânica de 1,40 a 4,40%. Quanto à consistência, é classificada como argila muito mole, com um perfil não homogêneo, apresentando uma baixa sensibilidade de campo e é praticamente impermeável. Tal como os depósitos de argila anteriormente citados, a argila mole é pré-adensada nos primeiros metros da camada e, a partir daí até o final, é normalmente adensada.

2.4 - Ensaio de Argila Orgânica

2.4.1 - Caracterização

São muito poucas as referências relativas à variabilidade dos ensaios de granulometria e densidade real. SHERWOOD (1970) é um dos poucos pesquisadores que refere resultados de análises granulométricas das frações silte e argila de três solos, indicando que sua repetibilidade (mesmo operador) foi boa mas a reprodutibilidade (conjunto de operadores) nos resultados de laboratório apresentou grande dispersão.

Com referência à variabilidade de resultados de densidade real em solos, SHERWOOD (1970) constatou que a fonte de erro mais comum é a incompleta remoção de ar.

Em contrapartida, é vasta a experiência em relação à variabilidade dos limites de consistência. Os limites de consistência de um solo são parâmetros definidos em forma arbitrária, não sendo possível, portanto, sua interpretação em termos fundamentais. Entretanto, correlações empíricas dos

limites de consistência com parâmetros de engenharia são parte fundamental da mecânica dos solos e sua utilidade é ainda maior para propósitos de classificação. Disso decorre a permanente preocupação sobre a variabilidade desse parâmetro.

PINTO e MASSAD (1971) estudaram a reprodutividade dos limites de consistência de três solos constituídos de argila orgânica na Baixada Santista, usando os resultados obtidos em seis laboratórios, evidenciando uma variação, em termos de diferença entre os valores extremos, bastante acentuada e sempre maior para o limite de liquidez.

BOGOSSIAN e LIMA (1974) analisaram a variação dos limites de consistência de argilas siltosas orgânicas, entre ensaios com secagem prévia e sem-secagem prévia.

SHERWOOD et alli (1970) especificam alguns problemas inerentes ao uso do aparelho de Casagrande, como: dificuldades na feitura da ranhura em alguns solos, principalmente aqueles que contêm areia; tendência dos solos de baixa plasticidade a deslizar na concha antes de fluir como um plástico; tendência de alguns solos de baixa plasticidade a liquefazer-se com o choque antes de fluir como um líquido. Segundo os pesquisadores, a maior desvantagem do aparelho de Casagrande é que o limite é obtido por um ensaio de cisalhamento dinâmico, o qual ocasiona problemas fundamentais para interpretação do comportamento de alguns solos. CASAGRANDE (1958), concluindo seus artigos, comenta sobre a desvantagem do ensaio dinâmico por não oferecer uma base uniforme de comparação para solos de grãos finos, que diferem em

suas reações quando sujeito a ensaio dinâmico. Além disso, menciona o ensaio de penetração estática como caminho para eliminar as dificuldades do método convencional. Métodos alternativos para determinação do limite de liquidez vêm sendo estudados há alguns anos por diversos pesquisadores.

Segundo WROTH e WOOD (1978), correlações entre os limites e propriedades de engenharia serão mais confiáveis se estes limites forem determinados por ensaios do cone de penetração que já é padronizado para determinação do limite de liquidez em diversos países.

O ensaio do cone de penetração é incluído na BS (1975) como método para determinação do limite de liquidez de solos argilosos e é largamente preferível ao método de Casagrande, por apresentar melhor repetibilidade e poucas variações devido a operadores ou equipamentos. O ensaio, além do mais, retém a simplicidade e economia do método original.

WASTI e BEZERCÍ (1985) observaram em resultados experimentais que os limites de liquidez determinados pelo método do cone de penetração e Casagrande mostraram boa concordância para valores acima e próximo de 100.

Existem vários métodos para determinação do teor de matéria orgânica. Contudo controvérsias têm sido verificadas na aplicação desses métodos, pois a aplicação de processos distintos em amostras de um mesmo material tem apresentado resultados discordantes.

Segundo SILFVERBERG (1957), existem duas maneiras para se determinar o teor de matéria orgânica nos solos: através dos métodos diretos ou dos métodos indiretos.

Nos métodos diretos, o solo é tratado com agentes químicos cuja finalidade é a eliminação da matéria orgânica no solo. Neste método, o material tratado é pesado e a diferença de peso encontrada corresponde ao teor de matéria orgânica.

Os métodos indiretos são baseados na hipótese de que a porcentagem de matéria orgânica pode ser determinada através de medida quantitativa de certos elementos presentes na matéria orgânica.

Nesta revisão, citaremos apenas os métodos diretos que foram utilizados na pesquisa os quais consistiram no tratamento com peróxido de oxigênio (H_2O_2) e combustão com álcool.

Segundo JACSON (1964), no método de oxidação por H_2O_2 , a decomposição da matéria orgânica se realiza a baixa temperatura ($60^{\circ}C$), e o seu teor se determina por perda de peso, através da fórmula:

$$\% \text{ matéria orgânica} = \frac{\text{peso da matéria orgânica}}{\text{peso da amostra seca em estufa}} \times 100$$

O uso da temperatura pouco elevada (menor que $100^{\circ}C$) tem a finalidade de conservar os grupos de oxidrilas e a água adsorvida pelos colóides minerais. Neste método, o carbono elementar (grafite, carvão vegetal, etc) não é atacado pelo H_2O_2 , como também não o é o carbono em forma de carbonatos bem como

certas resinas e graxas de origem orgânica. É um método dos mais demorados.

No método de combustão com álcool, a eliminação da matéria orgânica se obtém através da queima do solo, utilizando-se o álcool puro (96GL) sucessivas vezes até se verificar constância de peso. O teor de matéria orgânica é obtido através da fórmula citada para o método do tratamento com o peróxido de oxigênio (H_2O_2).

2.4.2 - Resistência

Segundo pesquisadores, alguns problemas são verificados nas relações entre valores de resistência obtidos por diferentes métodos ou pelos métodos "in situ" e em laboratório. Este fato se deve a inúmeras variáveis que afetam a resistência ao cisalhamento do solo quando se empregam diferentes instrumentos de ensaios, principalmente no que se refere à geometria do aparelho utilizado, velocidade de aplicação dada à carga, velocidade de deformação, distribuição não uniforme de tensões de cisalhamento dentro da massa do solo.

Em argilas saturadas, a resistência ao cisalhamento sem drenagem representa a tensão cisalhante máxima que a argila suporta quando carregada para romper sem variação no teor de umidade. Segundo CONCEIÇÃO (1977), o fato de a resistência ao cisalhamento sem drenagem de um solo ser bastante sensível às condições do ensaio torna difícil estabelecer uma resistência sem um erro inferior a mais ou menos 20%.

Segundo BJERRUN (1973), após o desenvolvimento do vane "test in-situ", a maioria das incertezas associadas com o efeito do distúrbio da argila em medidas de resistência foram removidas. Em poucos anos, tornou-se boa prática em muitos países a medida da resistência ao cisalhamento através do vane "test".

Geralmente são obtidos valores maiores de resistência ao cisalhamento sem drenagem pelo vane "test" laboratorial do que pelo ensaio de compressão simples. Segundo GRAY (1955), os valores da resistência ao cisalhamento diminuem na seguinte ordem: vane "test" in-situ, vane "test" laboratorial e compressão simples. Esta diferença é atribuída ao amolgamento produzido na obtenção das amostras a serem ensaiadas.

ALMEIDA (1986), em ensaios realizados com vane "test in-situ" e triaxial UU, observou que não existe relacionamento consistente entre os resultados dos ensaios e que os ensaios de vane "test in-situ" foram ligeiramente maiores que os resultados obtidos de ensaios triaxiais UU de boa qualidade.

Segundo GOUGHNOUR e SALHBERG (1964), os fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento do vane "test" estão relacionados à não uniformidade da estrutura, a pressão neutra durante o cisalhamento, à rutura progressiva e ao procedimento do ensaio. SHARIFOUNNSAB e ULLRICH (1985), executando ensaios de vane "test" laboratorial em caulinita, observaram que poderá ocorrer drenagem parcial no solo, caso a velocidade de cisalhamento do vane "test" seja baixa.

2.4.3 - Adensamento

Os parâmetros de consolidação de um solo poderão ser determinados no laboratório através do ensaio de adensamento.

Segundo LAMBE et alli(1969), os fatores que mais afetam os parâmetros de compressibilidade, determinados a partir do ensaio de adensamento, são:

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

LEONARDS (1962), objetivando diminuir o atrito da amostra na parede do anel e, conseqüentemente, o erro introduzido na determinação dos parâmetros, propõe que a relação altura/diâmetro da amostra esteja compreendida entre 0,25 e 0,33. LAMBE et alli(1951) sugere que o diâmetro da amostra seja superior a 6,35cm.

A preparação da amostra é um fator muito importante no ensaio de adensamento. Vários autores afirmam que amostras amolgadas fornecem valores inexatos de pressão de pré-adensamento, fornecendo baixos valores para o coeficiente de consolidação (cv).

Nos ensaios de consolidação, devem-se usar o maior numero possível de estágios de carga, com o objetivo de obter curvas de consolidação que não resultem distorcidas pelo efeito

secundário. BADILLO e RODRIGUES (1975) sugerem que a melhor maneira de executar o ensaio é usando uma série de incrementos de cargas, em que cada uma duplique a carga total precedente.

2.5 - Métodos de Estabilização

Solos são materiais complexos e, muitas vezes, apresentam propriedades que não atendem às especificações de serviço, sendo necessário, na maioria dos casos, optar por algumas das seguintes soluções:

- . aceitar o material do local tal como é, respeitando as restrições impostas pelo solo;
- . substituir o solo por outro de características boas para as obras de engenharia;
- . alterar as propriedades do solo existente, criando um solo capaz de suportar as solicitações impostas.

Alterar propriedades do solo existente, criando um solo capaz de suportar as solicitações impostas, tem-se tornado, algumas vezes, a solução técnico-econômica para os solos que nem sempre atendem às especificações de serviços quando utilizados "in natura". Este melhoramento é conhecido como estabilização dos solos. Dentre os métodos de estabilização, os mais comumente utilizados são: estabilização mecânica, estabilização com cimento, estabilização com betume e estabilização com cal. A variedade dos métodos de estabilização existe em virtude da grande variação de solos. Segundo INGLES e METCALF (1972), pode-se generalizar amplamente o uso de aditivos da seguinte maneira: "uso de cimento para areias e cal para argilas"

A estabilização mecânica de um solo é realizada com um material ou combinação de dois ou mais materiais para obter um

material que possa atender às especificações de serviço. A estabilização dependerá basicamente do material empregado, pois alguns materiais apresentam maior resistência e são mais estáveis quando compactados; dependerá também de uma drenagem que previnirá contra infiltração de água no solo com subsequente perda da densidade e resistência.

Quando o material ou combinação de materiais não apresentam a estabilização exigida, ou se é preciso apresentar resistência quando imerso, se faz necessário optar pela adição de aditivos como cimento, betume, cal.

A estabilização do solo com cimento é amplamente empregada na construção de estradas. A técnica consiste na pulverização do solo, adicionamento do cimento, geralmente com espalhamento na superfície do solo solto, e mistura do cimento com o solo para, em seguida, ser umedecido e compactado de maneira usual. Quando o cimento reage com o solo, ocorrem alterações nas propriedades do solo natural como segue: aumento da durabilidade para ciclos de molhagem e secagem; aumento da resistência e capacidade de carga do solo; diminuição de permeabilidade dos solos. Verifica-se um crescimento na variação das propriedades do solo com aumento do teor de cimento. Segundo INGLES e METCALF (1972), a adição de pequenas quantidades de cimento modificam as propriedades do solo, visto que grandes quantidades alteram radicalmente as propriedades.

Os solos em geral, com exceção dos materiais altamente orgânicos, quando tratados com cimento, exibirão um melhoramento

em suas propriedades. Dificuldades de estabilização têm sido registradas em solos salinos, podendo ser vencidas comumente pelo aumento do teor de cimento. Solos com alto teor de argila são difíceis de estabilizar com cimento, sendo necessária a utilização de alto teor de aditivos para obter apreciável variação nas propriedades.

A estabilização dos solos com betume é utilizada convencionalmente em solos granulares não coesivos. A estabilização acarretará um aumento substancial da resistência coesiva e impermeabilização dos solos. A impermeabilização do solo é resultante do revestimento das superfícies das partículas do solo.

Pelo fato de o betume ser mais expansivo que o cimento ou cal, e devido ao seu custo elevado, o betume apresenta seu uso limitado.

2.6 - Estabilização com Cal

2.6.1 - Reações Solo-Cal

A estabilização da mistura solo-cal é realizada com hidróxido de cálcio ou óxido de cálcio. A estabilização depende do ataque químico pela cal aos argilominerais do solo para formar compostos cimentícios.

Quando adiciona-se cal a um solo argiloso em presença de água, diversos tipos de reações químicas ocorrem. Algumas dessas reações acontecem rapidamente, enquanto outras acontecem gradualmente, sendo afetadas pelo tempo e temperatura.

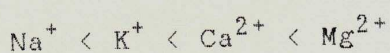
Segundo BOYTON (1970), 10% de minerais argilosos precisa estar presente no solo para que a sua reação com a água e cal seja efetiva. Algumas dessas reações já foram detectadas e analisadas, sendo geralmente aceitos, como mais importantes, os três tipos de reações a seguir:

- Reação de troca de cátions e floculação

Quando a cal e o solo argiloso são misturados, é observado um imediato efeito de floculação. Isto reflete na diminuição do limite de liquidez e no aumento da plasticidade e contração e diminuição da massa específica aparente do solo.

Esta reação de troca de cátions ocorre com o cálcio bivalente da cal e os íons monovalentes da dupla camada do argilomineral. Eles tendem a diminuir a espessura da dupla camada e diminuir o potencial zeta, causando a floculação.

Geralmente, a ordem de substituição dos cátions associados com os solos dá-se na seguinte ordem:



Nota-se, portanto, que os cátions monovalentes tendem a ser substituídos pelos cátions bivalentes.

Essas reações são claramente dependentes da natureza do cátion originalmente dominante adsorvido na dupla camada e do tipo de argilomineral.

- Reação pozolânica

A reação pozolânica ocorre quando a cal é adicionada à maioria dos solos coesivos, o que resulta, com o passar do tempo,

na cimentação das partículas de solo nos seus pontos de interação.

Esta reação ainda não está claramente entendida. Alguns autores afirmam que começa simultaneamente com o processo de floculação.

A reação se processa quando a cal, como forte alcalino que é, ataca a sílica (e/ou alumina) das estruturas dos minerais argilosos, removendo-a na forma de gel de silicato ou aluminato de cálcio, que ao flocular e endurecer torna-se o agente de cimentação e provoca a ligação das partículas. Para obter o máximo de ação estabilizadora e cimentante, EADES et alii (1962) afirmam que ocorre a elevação pela cal do pH do solo, visto que, em níveis altos de pH, a dissolução da sílica fica facilitada para reações pozolânicas, ALHBERG e BARENBERG (1965) afirmam que a forma cristalina da sílica será essencialmente insolúvel.

DIAMOND e KINTER (1965) e outros concordam que os gels cimentícios formados com o tempo nas misturas solo-cal, são essencialmente sílica e aluminatos de cálcio hidratados (SCaH, ACaH).

- Carbonatação

A reação de carbonatação se processa quando o dióxido de carbono do ar e da precipitação converte os óxidos de cálcio e magnésio e hidróxido, fazendo-os voltar aos seus respectivos carbonatos. Esses carbonatos são responsáveis pela cimentação o qual nos primeiros tempos são considerados ser a principal fonte de resistência do solo cal. No entanto é aceito que o ganho de

resistência devido à carbonatação é mínimo em comparação com os efeitos de indesejáveis destes.

2.6.2 - Propriedades Físicas das Misturas de Solo-Cal

A adição da cal aos solos, em especial aos solos argilosos, provoca variações em muitas de suas propriedades de engenharia, como segue:

. Modificação do tamanho dos grãos

Quando a cal é adicionada a um solo de grão fino, a primeira mudança física que se dá é a aglomeração ou floculação das partículas de argila, o que produz um solo mais graúdo. A aglomeração das partículas é devido a diversos fatores, sendo o mais importante o tipo de solo. Além disso, a aglomeração pode ser influenciada pela quantidade de cal, tempo de cura inicial e, possivelmente, tipo de cal.

. Plasticidade

A cal, na maioria dos casos, tem um efeito instantâneo na plasticidade das argilas. Reduz a plasticidade, diminuindo o limite de liquidez e aumentando o limite de plasticidade.

A quantidade da redução do índice de plasticidade obtida em um solo com a adição de cal depende de muitos fatores, sendo o principal o tipo de solo. Segundo HERRIN e MITCHEL (1968), os índices de plasticidade das argilas altamente plásticas têm o seu valor diminuído consideravelmente com a adição de pequenas quantidades de cal, enquanto que os solos

menos plásticos são apenas ligeiramente afetados pela adição de cal.

O índice de plasticidade do solo cal é influenciado também pelo tempo de reação da cal com o solo e pelo tipo de cal. HERRIN e MITCHEL (1968) afirmam que uma notável redução geralmente é observada dentro das primeiras horas após a adição da cal, e, dentro de dois a três dias, quase toda a mudança da plasticidade do solo ter-se-á dado.

. Resistência

É verificado um aumento substancial da resistência do solo argiloso quando tratado com cal. A resistência do solo tratado com cal irá normalmente aumentar com a idade até todas as cais livres serem usadas. Verifica-se também um crescimento da resistência com o crescimento da dosagem quando esta atinge seu valor máximo para, em seguida, ocorrer um declínio.

Pode ser enfatizado que a resistência das misturas de solo-cal dependem de muitas variáveis, que sofrem mudanças substanciais, tais como: tipo de solo, tipo de cal e tipo de cura, incluindo tempo e temperatura.

A resistência da mistura solo-cal poderá ser determinada por ensaios diversos como: compressão simples, índice de suporte californiano, triaxial, etc, sendo a compressão simples o mais comumente utilizado. Segundo HERRIN e MITCHEL (1968), a tendência dos resultados obtidos por diferentes ensaios são, em geral, similares; se o ensaio de compressão simples indica um aumento de resistência, o mesmo acontece com o CBR.

Contudo a porcentagem de mudança em grandeza de valor da resistência varia consideravelmente com os diferentes métodos de ensaio.

. Compressibilidade

BROMS e BOMAN (1979) afirmam que a adição de cal afeta a compressibilidade dos solos moles a qual diminui bruscamente, tornando-se, portanto, mais estável o solo tratado com cal.

Resultados de ensaios de consolidação obtidos por FOSSBERG (1965) mostram um aparente efeito do pré-adensamento, aumentando com o teor de cal e tempo de cura. O aumento da pressão de pré-adensamento acarreta um substancial aumento da resistência ao cisalhamento do solo.

. Compactação

Verifica-se uma redução do σ_{smax} com a adição da cal. Este fato é atribuído à agregação e floculação das partículas, o que aumenta o número de vazios, e, como consequência, o peso por volume é reduzido. O teor de umidade ótimo tem o seu valor aumentado devido ao aumento do número de vazios do solo o qual retém mais água.

. Contração e expansão linear

Diminuem bruscamente a contração e expansão linear e, portanto, o solo tratado com cal torna-se mais estável.

. Permeabilidade

Verifica-se aumento no coeficiente de permeabilidade da mistura solo cal para solos coesivos e reativos. este aumento é devido à imediata floculação do solo ao ser adicionado à cal.

. Trabalhabilidade

A cal e a água aceleram a desintegração dos torrões argilosos durante a pulverização. Os solos, assim, tornam-se mais friáveis, beneficiando a trabalhabilidade.

. Ação de secagem

Adicionado-se cal a um dado solo argiloso, este retém uma quantidade de água adicional.

2.6.3 - Fatores que Influenciam a Reatividade do Sistema Solo-Cal

Além das reações básicas e das variações nas características do sistema solo-cal, estudos específicos demonstram que o mecanismo de reação solo-cal é influenciado primariamente por propriedades do solo natural.

O tipo de argilomineral predominante no solo tem grande influência nas características da mistura solo cal, para um mesmo teor e tipo de cal, ORNESBY e KINTER (1973), estudando o comportamento de argilas caulinitas e montmorilonitas estabilizadas com cal, verificaram haver diferenças nas suas características de resistência. Segundo QUEIROZ DE CARVALHO (1979), quando a origem da sílica ou alumínio é a caulinita, a

reação solo cal ocorre pela liberação da sílica e alumínio para reagir com os íons de cálcio, sendo, portanto, a solubilidade da caulinita relacionada com a sua cristalinidade. INGLES e METCALF (1972) afirmam que a cal reage mais rapidamente com argilas - montmorilonitas do que com caulinitas.

A opinião geral é que o teor de matéria orgânica presente no solo retarda ou impede os efeitos de estabilização com cal. Este fato é devido à alta capacidade de troca de cátions pela matéria orgânica que inibe a reação solo cal até o cation Ca^{+2} da cal satisfazer a capacidade de troca da matéria orgânica reduzindo, conseqüentemente, a reação solo cal. Contudo é observado que baixos teores de matéria orgânica presentes no solo não afetam significativamente a estabilização dos solos. THOMPSON (1964), baseado em estudos estatísticos, sugere que um solo responderá à estabilização com cal se seu teor de matéria orgânica não exceder 1%. SHERWOOD (1967) cita a matéria orgânica como fator deletério de solos.

2.6.4 - Técnicas de Estabilização de Solos Moles com Cal

No passado, existia uma forte tendência para utilizar a cal apenas como melhoradores das propriedades físicas de pavimentos de solos argilosos. Contudo importantes aplicações têm aparecido no campo da estabilização de lugares moles.

COSTA (1977) verificou um considerável aumento da resistência do solo em relação ao solo natural. Na estabilização de uma argila mole de João Pessoa (depósito II - Tabelas 1 e 2) com cal virgem, a argila mole teve um ganho de resistência de

740%.

Técnicas para estabilização "in-situ" de solos de grãos finos para uma profundidade de 3m ou mais vêm sendo desenvolvidas desde a década passada. Certas técnicas incluem construção de colunas de cal, injeção sob pressão de cal, perfuração de furos e enchimento com cal ou cal e lama.

BROMS e BOMAN (1979) desenvolveram a técnica que consta de colunas de cal manufaturadas por misturas feitas, no local, de cal com argila mole. Bons resultados foram obtidos, destacando-se entre eles, aumento da capacidade de carga, diminuição da compressibilidade do solo e aumento do coeficiente de consolidação do solo. Os mesmos autores observaram ainda que:

- o aumento da resistência ao cisalhamento sem drenagem foi menor para solos com altos teores de matéria orgânica e para argilas sedimentares marinhas;

- a quantidade de cal requerida para a estabilização das argilas dependeram principalmente do teor de umidade inicial da argila como também do teor de matéria orgânica;

- a resistência ao cisalhamento médio das colunas estabilizadas com cal virgem fina foi consideravelmente mais alta que para colunas tratadas com cal mais granular, concluindo, portanto, que a qualidade da cal tem grande influência no aumento de resistência;

- a resistência ao cisalhamento do solo estabilizado no

campo foi bem mais alta que a amostra preparada no laboratório.

Segundo HOLM et alii (1981), o projeto de fundação de colunas de cal é normalmente baseado em resultados de ensaios de compressão sem confinamento em amostras de solos estabilizados no laboratório. As colunas de cal podem ser usadas como fundação para estruturas leves com a finalidade de reduzir recalques diferenciais e totais.

A técnica de estabilização no local pela injeção de lama de cal consiste em injetar no solo, sob pressão de 350 a 1380kPa, cal ou lama de cal aérea. A lama é injetada por meio de uma cavidade do tubo de injeção de 38 a 41mm conveniente com esguincho. O tubo de injeção é empurrado no solo e a lama de cal contendo 30% de sólido é injetada dentro do solo em intervalos de 30 a 45cm, ROBERT e THOMPSON (1975).

JOSHI et alii (1981) afirmam que a técnica de estabilização no local pela injeção de lama de cal tem vantagens significativas. Através de observações de campo, notou-se que a injeção de lama de cal produz imediata rigidez em solos moles. Segundo JOSHI e WRIGHT (1978), este método tem sido usado para melhorar a capacidade de carga, minimizar recalques diferenciais abaixo de estruturas e cargas de pavimentos pesados, reduzir inchamento e erosão de argilas altamente plásticas e estabilizar inclinação de aterros na redução de custos.

A técnica de perfuração e enchimento do solo com cal ou cal e lama tem sucesso limitado na estabilização, devido à lenta migração da cal no solo, HANDY e WILLIAMS (1967). O método

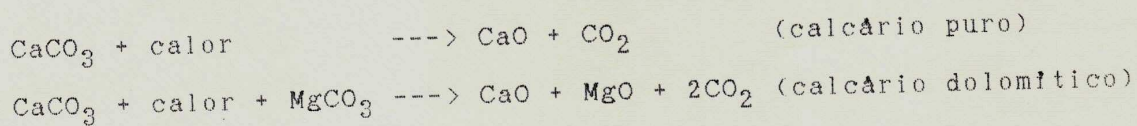
consiste na abertura de furos de 22,86cm (9in) de diâmetro e 76,20cm (30in) de profundidade, introduzindo-se em cada furo cal hidratada e água.

2.7 - Estudo da Cal para Estabilização

A cal é produzida pela queima do calcário ou pela calcinação de pedras calcárias britadas. Se o calcário é tratado puro, ou seja, carbonato puro (CaCO_3), a cal produzida é descrita como alto cálcio ou cal calcítica. Caso a pedra calcinada seja o calcário dolomítico, o qual contém alta proporção de carbono de magnésio (MgCO_3), a cal produz os dolomíticos ou cal magnesiana. Portanto, quando a cal contém mais de 20% de carbono de magnésio, denomina-se cal dolomítica.

Além dos constituintes principais, como CaO , MgO e CO_2 , diversos outros elementos, alguns com participação substancial Fe, Al, Si, P, K, MH, S, fazem parte da composição química do calcário.

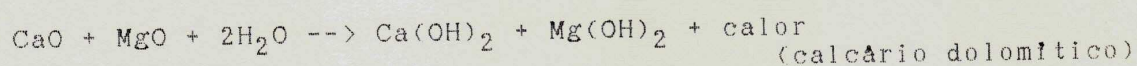
Na calcinação do calcário ocorre o seguinte fenômeno:



A temperatura de queima do calcário dependerá da composição química da pedra. Os carbonatos de cálcio são decompostos à temperatura de cerca de 900°C e os carbonatos de magnésio por volta de 550°C , HERRIN e MITCHEL (1968).

A cal virgem, assim obtida, combina-se facilmente com água,

transformando-se em hidróxido de cálcio, que é conhecido comumente como cal extinta ou cal hidratada. A reação de hidratação é exotérmica, isto é, se realiza com o desprendimento de calor.



Chama-se rendimento da cal a quantidade de cal virgem necessária para produzir certa quantidade de cal em pasta.

Quanto ao rendimento, classificam-se as cals em:

- a) cal magra - rendimento inferior a 1,82
- b) cal gorda - rendimento superior a 1,82

Além do rendimento determinado de acordo com a consistência da pasta, a cal apresenta outras propriedades, sendo as principais:

a) plasticidade - define a facilidade ou dificuldade de manuseio com as pastas ou argamassas de cal calcítica que produzem uma certa argamassa menos trabalhável que a cal magnésiana;

b) endurecimento - importante no estudo da estabilização de argila orgânica com cal virgem, o endurecimento ocorre com absorção de CO_2 , realizando-se fora d'água;

c) retração - na ocasião da carbonatação do hidróxido, ocorre uma certa perda de volume denominada retração.

Um grupo de pesquisadores afirmam que o tipo de cal

utilizado na estabilização de solos tem forte influência nas propriedades da mistura solo-cal, devendo-se ter precauções no uso da cal dolomítica, pelos efeitos dos compostos de magnésio. COSTA (1977), BROMS e BOMAN (1979) obtiveram bons resultados na estabilização de solos moles com cal virgem, sendo, porém, seu uso limitado, devido ao difícil manuseio. Por razões de segurança, existe forte tendência à utilização da cal hidratada na estabilização de solos. Além da cal hidratada comercial, poderá ser usada a cal impura, resíduos de carbureto de cálcio ou resíduos de cal hidratada, sendo necessária, porém, a utilização de porcentagens mais altas que a cal hidratada comercial, a fim de compensar o menor teor de óxido ou de cal disponível e a granulometria mais grosseira desses materiais.

DEPÓSITO DE ARGILA I (COSTA 1977 E CONCEIÇÃO 1977)					
DESCRIÇÃO PROF. (m)	W %	LL	LP	IP	TMO %
3,00	148.50	61.76	40.88	20.88	2.41
4,00	104.35	41.63	26.34	15.49	3.05
5,00	103.40	50.70	32.74	17.96	4.20
6,00	159.91	60.10	44.38	15.73	3.10
7,00	121.58	47.60	32.50	15.10	3.40
8,00	129.75	48.87	26.37	22.50	—
9,00	105.86	52.23	24.33	27.90	—
10,00	35.49	36.43	19.63	16.80	—
11,00	70.51	47.87	24.76	23.11	—
12,00	58.72	30.87	14.49	16.38	—

DEPÓSITO DE ARGILA II (SILVA 1977)					
DESCRIÇÃO PROF. (m)	W %	LL	LP	IP	TMO
3,60	127.60	56.03	33.40	22.59	—
5,00	121.20	51.97	30.76	21.21	—
6,00	77.30	50.94	29.82	21.12	2.01
7,00	98.50	55.40	29.36	26.04	3.48
8,00	95.50	57.02	28.70	28.32	4.27
9,00	93.90	59.06	27.61	31.45	1.84
10,00	96.70	60.18	35.12	25.06	3.07
11,00	90.90	63.19	40.94	22.25	4.41
12,00	86.10	62.73	33.70	28.97	4.34
13,00	84.20	62.40	25.40	36.97	4.26
14,00	81.00	60.20	24.97	35.23	3.05
15,00	47.90	51.40	21.25	30.15	3.26

TABELA 2.1 — RESUMO DOS PARÂMETROS FÍSICOS DE DEPÓSITOS DE ARGILA MOLE DE JOÃO PESSOA — PB.

DEPÓSITO DE ARGILA I (CONCEIÇÃO 1977)							
DESCRICAÇÃO PROF. (m)	VANE TEST LAB INDEFORMADA C_u (Kg/cm ²)	VANE TEST INDEF. IN SITU C_u (Kg/cm ²)	COMPRESSÃO SIMPLES R_s (Kg/cm ²)	SENSIBILIDADE DE CAMPO		COEF. DE CONSOLIDAÇÃO $\times 10^{-4}$ (cm ² /seg)	O C R
3,00	—	0.130	0.130	2.00		—	—
4,00	—	0.259	0.259	1.89		—	—
5,00	0.136	0.130	0.130	2.50		0.309	1.656
6,00	0.134	0.130	0.130	—		0.228	1.836
7,00	0.228	0.259	0.259	2.85		0.182	1.891
8,00	—	—	—	—		—	—
9,00	—	0.292	0.292	3.74		—	1.102
10,00	0.215	0.260	0.260	2.50		0.081	0.980
11,00	0.219	0.389	0.389	2.40		0.087	0.980
12,00	0.164	—	—	—		0.099	0.810

DEPÓSITO DE ARGILA II (SILVA 1977 E SANTOS 1977)							
DESCRICAÇÃO PROF. (m)	VANE LAB. INDEFORMADA (Kg/cm ²)	VANE IN SITU INDEFORMADA (Kg/cm ²)	COMPRESSÃO (Kg/cm ²)	SENSIBILIDADE DE CAMPO	SENSIBILIDADE DE LAB.	COEF. DE CONSOLIDAÇÃO $\times 10^{-4}$ (cm ² /seg)	O C R
3,60	0.26	0.19	0.14	2.38	2.60	1.11	1.293
5,00	0.15	0.19	0.07	2.30	2.50	1.75	1.068
6,00	0.19	0.35	0.04	2.69	2.71	1.80	1.149
7,00	0.24	0.19	0.03	3.80	3.00	1.22	1.100
8,00	0.11	0.19	0.09	2.38	2.75	1.77	0.667
9,00	0.14	0.25	0.14	1.92	3.50	1.33	0.655
10,00	0.16	0.35	—	1.75	4.00	1.81	0.672
11,00	0.15	0.19	0.15	2.38	3.75	0.76	0.500
12,00	0.18	0.16	0.14	2.00	4.50	1.09	0.567
13,00	0.20	0.32	0.12	3.20	4.00	1.24	0.461
14,00	0.20	0.32	0.12	2.46	4.00	0.99	0.506
16,00	—	0.32	0.20	2.46	—	—	—

TABELA 2.2 — RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA E COMPRESSIBILIDADE DE DEPÓSITOS DE ARGILA MOLE DE JOÃO PESSOA — P.B.

CAPITULO 3

MATERIAIS

3.1 - Introdução

Os materiais utilizados na realização do presente trabalho resumiram-se, basicamente, à argila orgânica proveniente de João Pessoa, e à cal hidratada comercial calcítica.

3.2 - Argila Mole

3.2.1 - Localização

Para retirada da amostra, escolheu-se um local situado à margem direita do Rio Sanhauá, na cidade de João Pessoa-PB, Figura 3.1.

A distribuição dos furos foi escolhida de maneira tal que o solo pudesse apresentar as mesmas características. O perfil do local estudado é mostrado na Figura 3.2.

3.2.2 - Formação Geológica

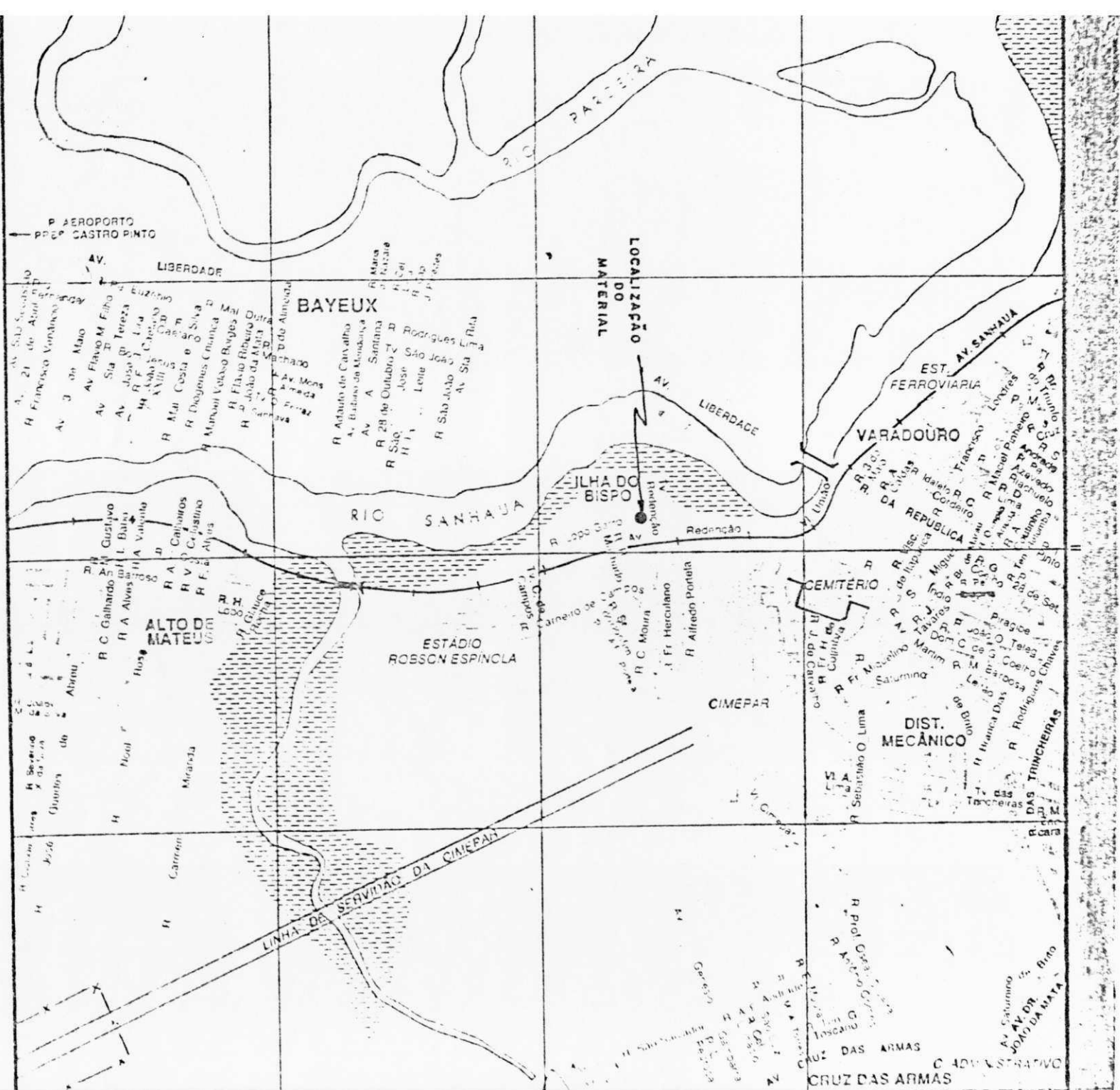
O depósito está inserido na formação de sedimentos quaternários ou holocênicos. Esta formação é constituída por depósitos recentes. Em geral, essas camadas são irregulares, não consolidadas, e são formadas de areia, argila e depósitos orgânicos, sobrepostos ou não. Essa formação corre na estreita faixa litorânea sob a forma de praias, dunas, restingas, terraços litorâneos, mangues, recifes de coral e arenitos, e, também, em penetrações no continente, ocupando vastas áreas ao longo dos vales que entrecortam a formação Barreiras, BARROS (1969).

3.3 - Cal

A cal utilizada neste trabalho foi uma cal hidratada (CaOH_2), fabricada pela DOLOMIL, localizada na Av. Sen. Argemiro de Figueiredo s/n - Distrito Industrial - Campina Grande-PB.

A cal chegou ao laboratório acondicionada em sacos de papel "kraft", com três camadas, tendo sido retirada da embalagem original e colocada em sacos plásticos que foram lacrados em seguida, a fim de não alterar as propriedades da mesma.

FIGURA 3.1 - MAPA DA CIDADE DE JOÃO PESSOA, MOSTRANDO A LOCALIZAÇÃO DOS FUROS



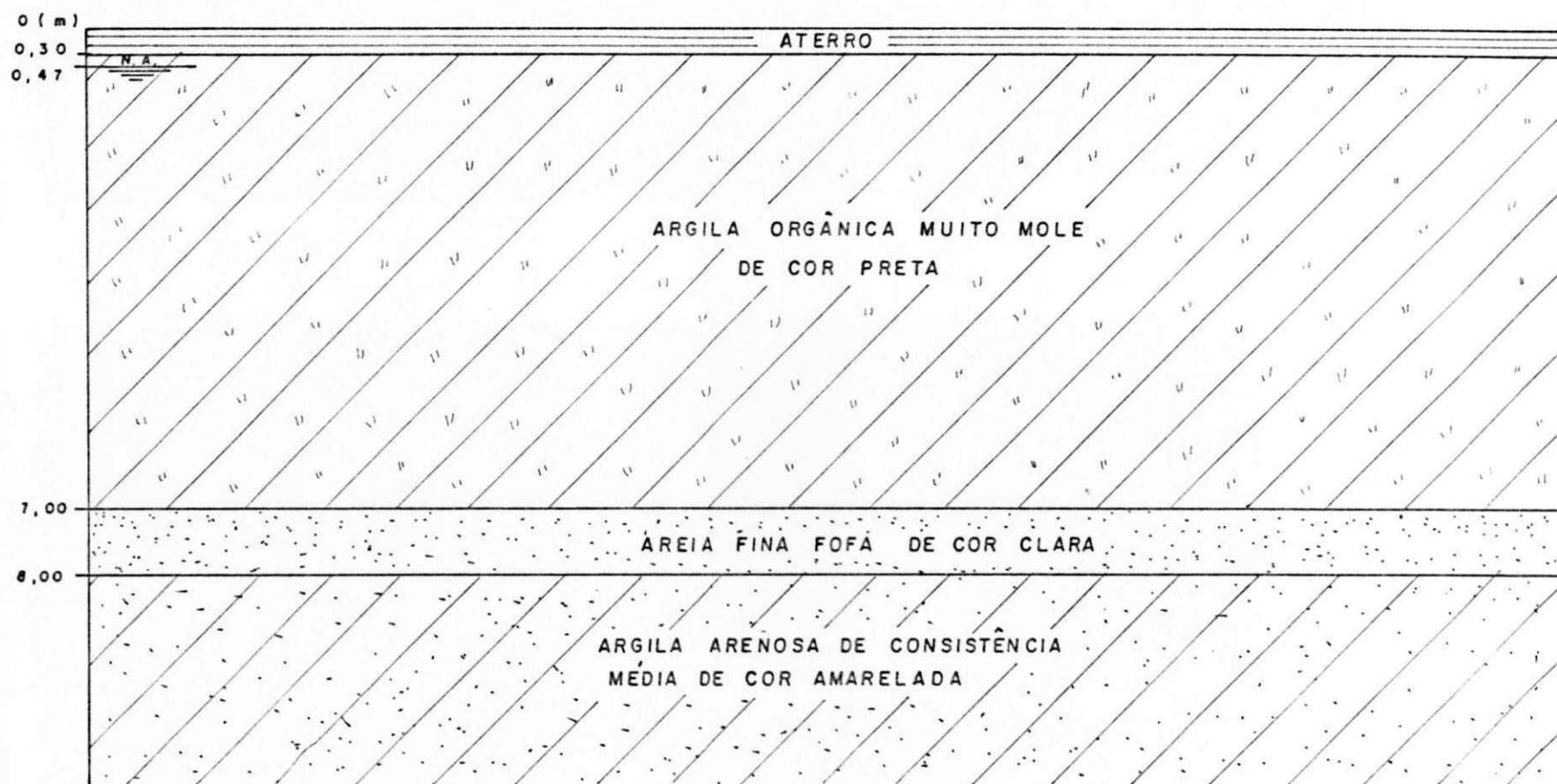


FIGURA 3.2 — PERFIL DO SUBSOLO NO LOCAL DA RETIRADA DAS AMOSTRAS.

CAPITULO 4

MÉTODOS

4.1 - Introdução

Apresentamos neste capítulo os métodos utilizados no desenvolvimento deste trabalho:

- . ensaios "in situ" e preparação das amostras;
- . ensaios laboratoriais.

O processo de preparação do solo no laboratório e os ensaios executados estão mostrados diagramaticamente na Figura 4.1.

4.2 - Ensaios "in situ" e Preparação de Amostras

Tratamos neste item dos métodos que foram adotados para coleta e preparação das amostras, bem como da determinação da resistência à penetração dinâmica (SPT), que foi realizada durante a coleta de amostras.

4.2.1 - Ensaio de penetração Dinâmica (SPT)

Este ensaio foi realizado em concomitância com a coleta de amostras.

Este método de ensaio determina a resistência do solo à penetração como sendo o número de golpes N , necessários para que um peso de 65Kg, caindo em queda livre de uma altura de 75cm, faça um amostrador padrão penetrar 30cm no interior do solo.

Segundo TERZAGHI e PECK (1967), o índice de resistência à penetração (SPT) é a soma do número de golpes necessários à penetração do solo, dos 30cm finais do amostrador. Despreza-se,

portanto, o número de golpes correspondentes à cravação dos 15cm iniciais do amostrador.

As medidas foram realizadas em toda profundidade da argila mole. Além da determinação do SPT, as amostras eram coletadas através do amostrador, com a finalidade de serem inspecionadas.

4.2.2 - Coleta de Amostras

O equipamento utilizado para coleta de amostras foi o SPT.

Para coleta das amostras foram cravados no solo tubos de revestimento. O furo por eles produzido foi limpo por lavagem e seco, sendo nele introduzido o conjunto amostrador, tubo shelby, cabeça de fixação e haste de extensão até a profundidade de amostragem. Este conjunto foi introduzido estaticamente, sob pressão contínua, com velocidade lenta e constante, procurando-se assim evitar ao máximo o amolgamento da amostra. Após, pelo menos, 15 min da cravação do amostrador, rodou-se o conjunto para cisalhar a amostra, sendo este retirado cuidadosamente. Retirado o conjunto, removeu-se a cabeça de encaixe e parafinaram-se cuidadosamente as extremidades do amostrador para impedir a perda de umidade do solo no seu estado natural. Para coleta das amostras amolgadas foram dispensados cuidados na cravação do amostrador.

As amostras foram coletadas em tubos de parede fina sem costura (tubo "shelby"), com as seguintes finalidades:

ensaio de compressão simples - para este ensaio, foram coletadas amostras indeformadas em tubos com 3,81cm de diâmetro;

. vane "test" laboratorial e adensamento - para execução destes ensaios, foram coletadas amostras indeformadas em tubos com 7,26cm;

. ensaios de caracterização e ensaios com amostras aditivadas com cal - para execução destes ensaios foram coletadas amostras em tubos com 12,70cm de diâmetro.

4.2.3 - Preparação das Amostras

. Amostras Amolgadas

Na preparação das amostras amolgadas sem cal, obedeceu-se a seguinte sequência:

1 - retira-se o material do tubo "shelby". Tiram-se três amostras para determinação da umidade do solo;

2 - coloca-se o material no molde, cujas dimensões variam com o tipo de ensaio a ser realizado (Compressão simples, Vane "test" ou adensamento). O material é compactado estaticamente de maneira tal que o solo apresente a mesma massa específica aparente úmida da amostra indeformada.

Assim que as amostras foram preparadas imediatamente foram ensaiadas.

. Amostras Preparadas com Cal

Na preparação da mistura solo-cal obedeceu-se a seguinte sequência:

1 - retirou-se o material do tubo "shelby",

2 - colocou-se o material em câmara úmida de forma tal, que não ocorresse perda de umidade, tirando-se uma pequena porção para determinação da umidade,

- 3 - conhecendo-se o teor de umidade do solo e o seu peso úmido determina-se o peso da cal. Efetuou-se a mistura da cal com o solo procurando-se homogeneizar bem e evitar-se a perda de umidade do solo,
- 4 - compactou-se estaticamente a mistura no molde de tal maneira que o solo apresentasse a mesma massa específica aparente úmida da amostra indeformada,
- 5 - depois de moldados, protegeram-se com saco plástico, todos os corpos de prova, colocando-os em seguida na câmara úmida a temperatura constante de 22°C para serem curados.

Este procedimento foi realizado para preparação dos corpos de prova com 3,6,9 e 12% de cal.

Para os ensaios com amostras indeformadas praticamente não houve preparação de amostras uma vez que os "shelbies" já possuíam os diâmetros requeridos.

4.3 - Ensaio Laboratoriais

Neste item, tratar-se-ão os métodos utilizados na execução dos ensaios laboratoriais.

Os ensaios levados a efeito consistiram de: análise química da cal, teor de umidade, limites de Atterberg, teor de matéria orgânica, análise granulométrica por sedimentação, massa específica dos grãos, massa específica aparente úmida, análise termodiferencial, área específica, vane "test" laboratorial, compressão simples e adensamento.

4.3.1 - Análise Química da Cal

Este ensaio foi realizado de acordo com o método da MB 342 (1971). Os resultados reportados são a média aritmética de duas determinações, a qual não difere de mais de 3,0% dos valores obtidos isoladamente. Os resultados são apresentados em porcentagem com quatro algarismos significativos.

4.3.2 - Teor de Umidade

Este ensaio foi realizado segundo o método da estufa. Cada ensaio foi realizado com três amostras secas em estufa a 60°C durante, no mínimo, 72h.

Os resultados do ensaio referem-se à média aritmética de três determinações, a qual não ultrapassa 5% dos valores isolados e são apresentados em porcentagem com 3 algarismos significativos.

4.3.3 - Limites de ATTERBERG

. Limite de Liquidez

Este parâmetro foi determinado por dois métodos a seguir:

- Aparelho de Casagrande;
- Cone de penetração.

O limite de liquidez obtido com o aparelho de Casagrande foi determinado segundo orientação da norma técnica NBR 6459(1984), mantendo-se entretanto a estufa com 60°C e empregando-se a amostra sem secagem prévia, ou seja, com o solo na unidade natural, adicionando-se água ou deixando secar ao ar,

de modo a se configurarem os cinco pontos do ensaio.

Os resultados do ensaio referem-se à média aritmética de três determinações, a qual não ultrapassa 3% dos valores isolados. Os resultados são apresentados em porcentagem com 3 algarismos significativos.

O ensaio para as determinações do limite de liquidez através do cone de penetração foi realizado de acordo com a norma inglesa BS 1377(1975), sem secagem prévia da amostra.

O aparelho utilizado é constituído de um cone inoxidável, tendo ângulo e peso respectivamente de $30 \pm 1^\circ$ e $80 \pm 0,05g$. O teor de umidade do solo correspondente à penetração do cone de 20mm determina o limite de liquidez do solo. Para cada amostra foram efetuadas três determinações, sendo que em cada uma delas obtiveram quatro pontos, com uma variação de penetração de 15 a 25mm em relação ao primeiro ponto. Os resultados foram apresentados em porcentagem com três algarismos significativos.

. Limite de Plasticidade

O procedimento foi análogo ao explicado para o limite de liquidez, ou seja, executando-se o ensaio de acordo com a norma técnica NBR 7180(1984), sem secagem prévia.

Neste caso, também a estufa foi mantida a $60^\circ C$, sendo os teores de umidade, também aqui calculados através dos pesos secos, determinados após constância de peso. Os resultados são apresentados em porcentagem com 3 algarismos significativos.

4.3.4 - Teor de Matéria Orgânica (TMO)

O teor de matéria orgânica foi determinado por dois métodos:

- . combustão com álcool,
- . peróxido de hidrogênio (H_2O_2)

O teor de matéria orgânica através do método de combustão com álcool foi obtido com a queima do solo, utilizando-se o álcool puro (96^oGL) sucessivas vezes, até se verificar constância de peso na amostra. O teor se determinou por perda de peso através da fórmula:

$$TMO = \frac{\text{Peso da matéria orgânica}}{\text{Peso da amostra seca em estufa}} \times 100$$

O ensaio foi executado segundo COSTA (1977).

O método do peróxido de oxigênio se baseia essencialmente no seguinte: adicionar cerca de 100ml de água oxigenada em 20,0g de solo seco, em estufa a 110^oC, durante 1 a 2 horas, mantendo o "becker" coberto como um vidro de relógio e agitando de vez em quando. Após 2 horas, adicionar mais uma pequena quantidade de água oxigenada e continuar o aquecimento por mais 2 horas. O processo é repetido até não haver mais formação de gás. Filtrar através de um funil de Bucker pequeno, com papel de filtro de filtração lenta. Lavar 3 a 4 vezes com água quente e secar em estufa a 110^oC até peso constante. A perda de peso da amostra corresponde ao teor de matéria orgânica, SANTINI, SANTOS e ALVES (1962).

Os resultados do ensaio referem-se à média aritmética de três determinações cuja média não ultrapassa 3% dos valores

isolados.

Os resultados são apresentados em porcentagem com quatro algarismos significativos.

4.3.5 - Análise Granulométrica por Sedimentação

Este ensaio foi realizado com a amostra no estado natural e preparada com cal.

Para as amostras no estado natural, este ensaio foi realizado de duas maneiras: a 1^a, com o solo no seu estado natural e a 2^a, com o material sendo submetido a um tratamento com água oxigenada para eliminar a matéria orgânica, segundo o método descrito por SANTINI, SANTOS e ALVES (1962).

A análise foi executada atendendo às recomendações da norma técnica NBR 7181(1984). As amostras foram ensaiadas sem secagem prévia, com exceção das amostras tratadas com água oxigenada, as quais foram secas em estufa. Os resultados foram apresentados em porcentagens dos diâmetros representativos da amostra.

4.3.6 - Massa Específica dos Graãos

Para o ensaio da massa específica dos graãos procedeu-se de acordo com as recomendações da norma técnica NBR 6508(1984), com a amostra sem secagem prévia. Para retirada do ar dissolvido na água e contido nos vazios do solo, foi utilizada a bomba de vácuo. Para cada amostra, foi efetuado um mínimo de duas determinações e tomou-se a massa específica dos graãos como sendo a média destas, caso encontrassem dentro das variações que o método especifica. Os resultados apresentados são adimensionais

com precisão de décimos.

4.3.7 - Massa Específica Aparente Úmida

As determinações da massa específica aparente úmida, foram realizadas pela medida das amostras preparadas para os ensaios de compressão simples. As dimensões das amostras foram obtidas pela medida direta da altura e diâmetro.

Todas as medições foram feitas com aproximação de 0,01g e 0,01cm respectivamente massa e comprimento da amostra. Tomou-se a massa específica aparente úmida como sendo a média de três determinações, a qual não ultrapassava 5% dos valores isolados. Os resultados foram apresentados em g/cm^3 com precisão de décimos.

4.3.8 - Análise Termodiferencial

Na análise termodiferencial foi usado um equipamento marca Deltatherm III, fabricado pela Thermal Analysis Instrumentation. O método de análise termodiferencial consiste em se aquecer, a velocidade constante, uma amostra de argila juntamente com uma substância inerte e registrar as diferenças de temperatura entre o padrão inerte e o material em análise.

O ensaio foi realizado nas seguintes condições:

- temperatura máxima 1000°C
- velocidade de registro 7,5 cm/h
- sensibilidade $2^{\circ}\text{C} / 2,5\text{cm}$

As amostras usadas para este ensaio foram obtidas da seguinte maneira: a amostra seca ao ar é destorroada, e, em seguida, feito o peneiramento; o material utilizado é o que passa

na peneira ABNT n^o 200 (0,074mm).

4.3.9 - Area Especifica

A determinação das áreas específicas foi fundamentada nos trabalhos de BRUNAUER, HEMMETT e TELLER (1938).

A equação utilizada foi a BET para valores de P / P_0 , menores que 0,3:

onde: V_g = é o volume de N_2 líquido;

V_m = é o volume de N_2 para cobrir a superfície livre do adsorvente com uma camada monomolecular;

C = é uma constante na qual intervêm a energia de condensação do N_2 líquido.

A equação BET é a de uma reta do tipo $y = a + bx$.

Determinam-se os valores de a e b e, a partir destes, o valor de V_m : $V_m = 1 / (a+b)$. O cálculo da área é feito a partir da equação: $S_g = S_0 - V_m$, onde:

S_0 = é a área em cm^2 / cm^3 de N_2 ;

S_g = é a área específica do solo em m^2/g .

Para determinações das áreas específicas, as amostras foram secas em estufa a 110^oC. A seguir, as amostras foram destorradas e peneiradas em peneiras ABNT n^o 200 (0,074mm).

4.3.10 - Vane "test" Laboratorial

Este ensaio, cujo objetivo é determinar a coesão não drenada da argila em estudo, foi realizado segundo orientação de HEAD(1982).

O aparelho usado é equipado para medir o torque e a rotação do vane em graus. Empregou-se uma velocidade constante de

2,4 rotações/min e um par de palhetas quadradas com 1,27cm de lado. As amostras indeformadas foram ensaiadas no próprio tubo "shelby" em três pontos equidistantes do mesmo plano, considerando, como torque do ensaio, o valor médio dos três e, através desta determinação, a coesão não drenada c_u , pela expressão $c_u = k * M_t$ em que k é uma constante que depende da geometria da palheta, sendo igual a $0,233 \text{ cm}^{-3}$ ($3,816 \text{ pol}^{-3}$). O cálculo de k encontra-se no Apêndice.

Utilizou-se o mesmo procedimento para amostras amolgadas e com aditivo, sendo que as mesmas foram colocadas em um cilindro apropriado de maneira tal que as amostras ficassem nas mesmas condições de massa específica das amostras indeformadas.

Os resultados do ensaio referem-se à média aritmética de três determinações, a qual não ultrapassa 10% dos valores isolados. Os resultados são apresentados em kg/cm^2 com precisão de centésimos.

4.3.11 - Compressão Simples

O ensaio de compressão simples foi realizado segundo orientação de BOWLES (1970), e o seu objetivo foi medir a resistência à compressão simples tanto da amostra no estado natural como para amostra preparada com cal. Cada ensaio foi efetuado com três amostras cujas dimensões médias eram 4,00 e 8,00 cm respectivamente diâmetro e altura do corpo de prova, mantendo-se assim uma relação altura diâmetro em torno de 2. O ensaio foi realizado com a deformação controlada, velocidade de deformação de $0,0061 \text{ cm/min}$ ($0,002 \text{ pol/min}$).

Com os resultados obtidos neste ensaio, obteve-se a tensão de ruptura do solo e com ela a coesão do solo $C_u = q_u/2$, admitindo-se que $\phi = 0$.

Os resultados do ensaio referem-se à média aritmética de três determinações, a qual não ultrapassa 10% dos valores isolados. Estes resultados são apresentados em kg/cm^2 , com precisão de centésimos.

4.3.12 - Adensamento

O ensaio de adensamento foi realizado como descrito por BOWLES (1970).

O ensaio foi realizado em amostras no estado natural e tratadas com cal. Para cada amostra, foram realizados dois ensaios, garantindo, dessa forma, a exatidão dos resultados obtidos.

O diâmetro do anel foi de 5,85cm, entretanto manteve-se a folga entre a amostra e o anel de 0,05cm recomendado pela BS 1377(1975).

As aplicações dos carregamentos foram feitas em progressão geométrica de razão 2. Foram aplicados de acordo com a pressão efetiva existente no solo, sendo três carregamentos menores e três maiores. Após o carregamento, a amostra foi submetida a um descarregamento, cujas cargas correspondiam às pressões calculadas para o carregamento, exceto o primeiro e o último carregamento.

O coeficiente de adensamento foi calculado segundo o método da raiz quadrada, determinando-se o tempo correspondente a 90% do recalque (t_{90}); o coeficiente de adensamento foi calculado

pela expressão:

$$cv = \frac{T_{90} H^2}{t_{90}}$$

onde: $T_{90} = f(u) = 0,804;$

H é a altura efetiva do corpo de prova no instante correspondente a t_{90} .

A pressão de pré-adensamento, índice de vazios, índice de compressão, índice de vazios "in situ", foram obtidos na curva índice de vazios x log das tensões.

Para o cálculo da compressibilidade volumétrica, usou-se a seguinte equação: $Mv = h / (H_0 + T)$

O índice de compressão foi determinado através da equação:

$$Cc = \frac{e_1 - e_2}{\log_{10} \frac{P_2}{P_1}}$$

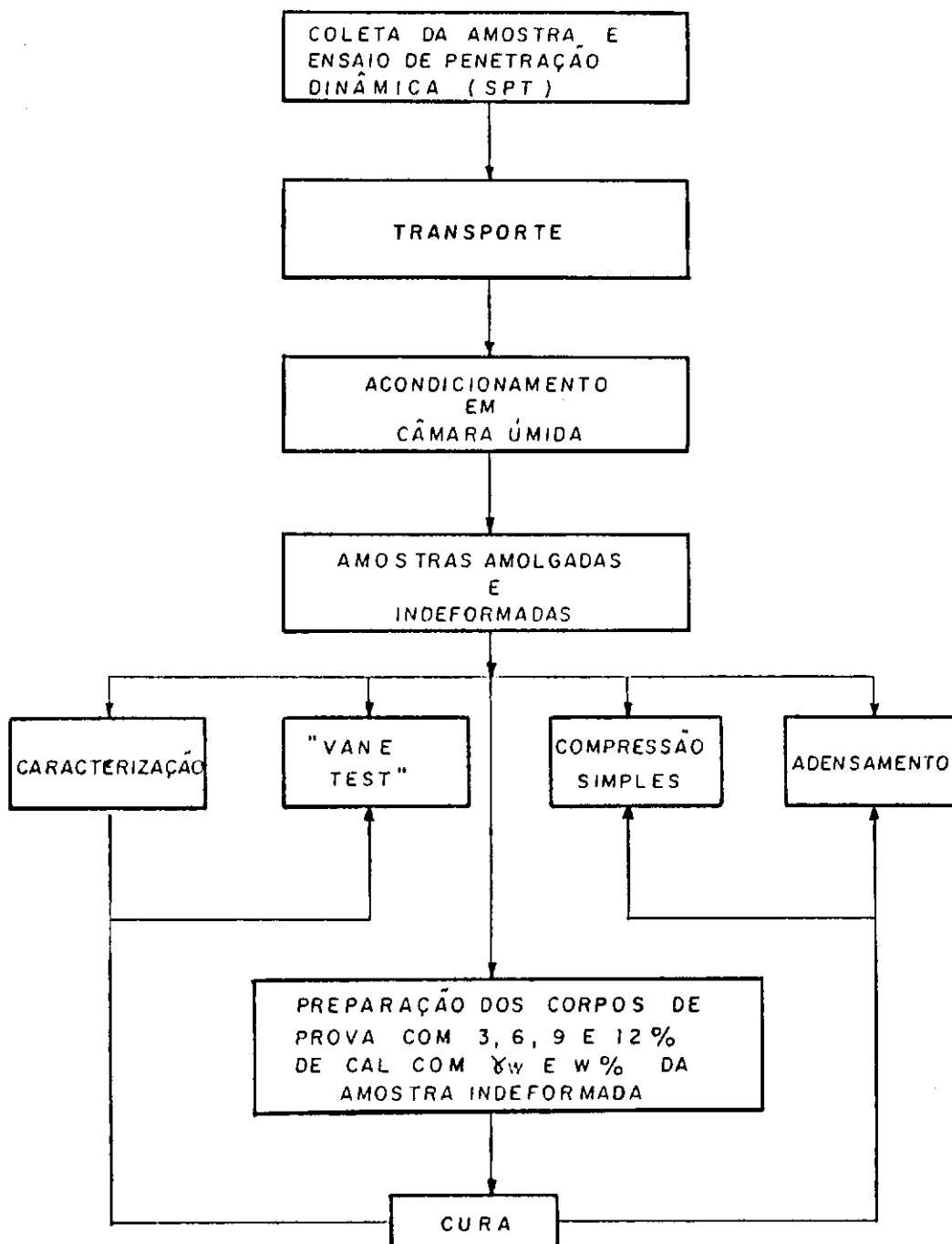
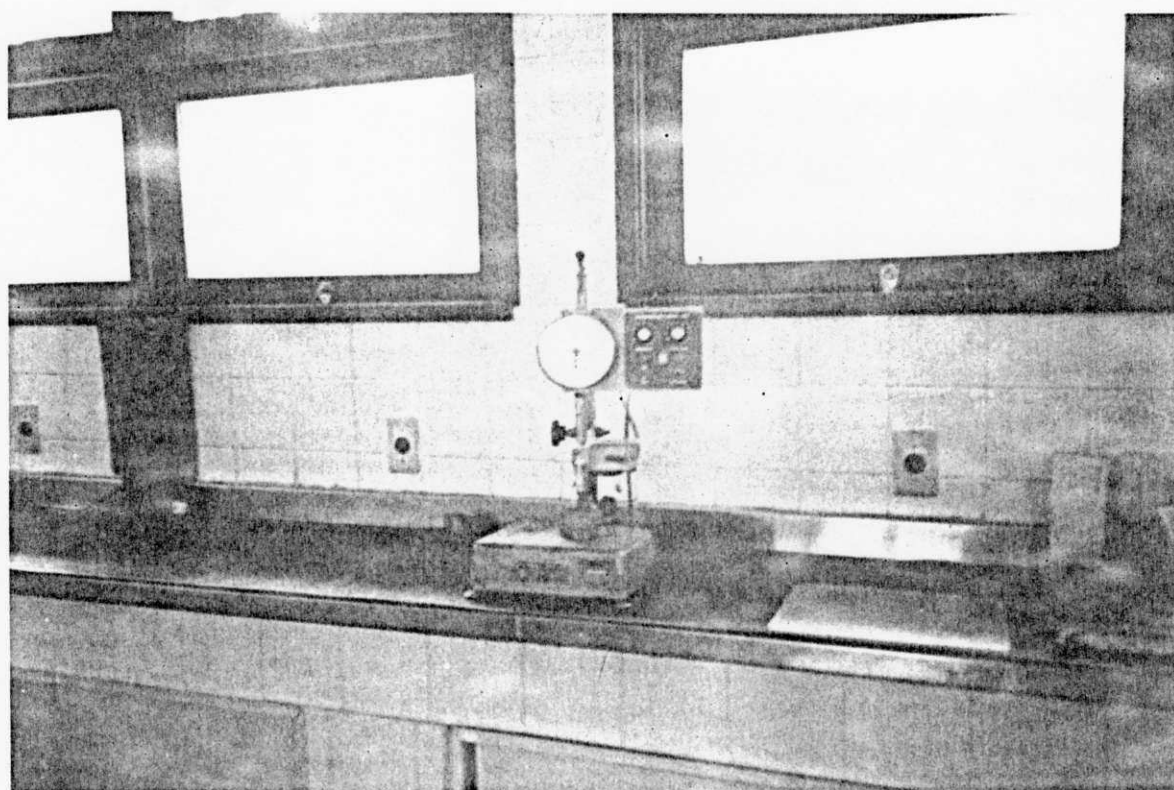
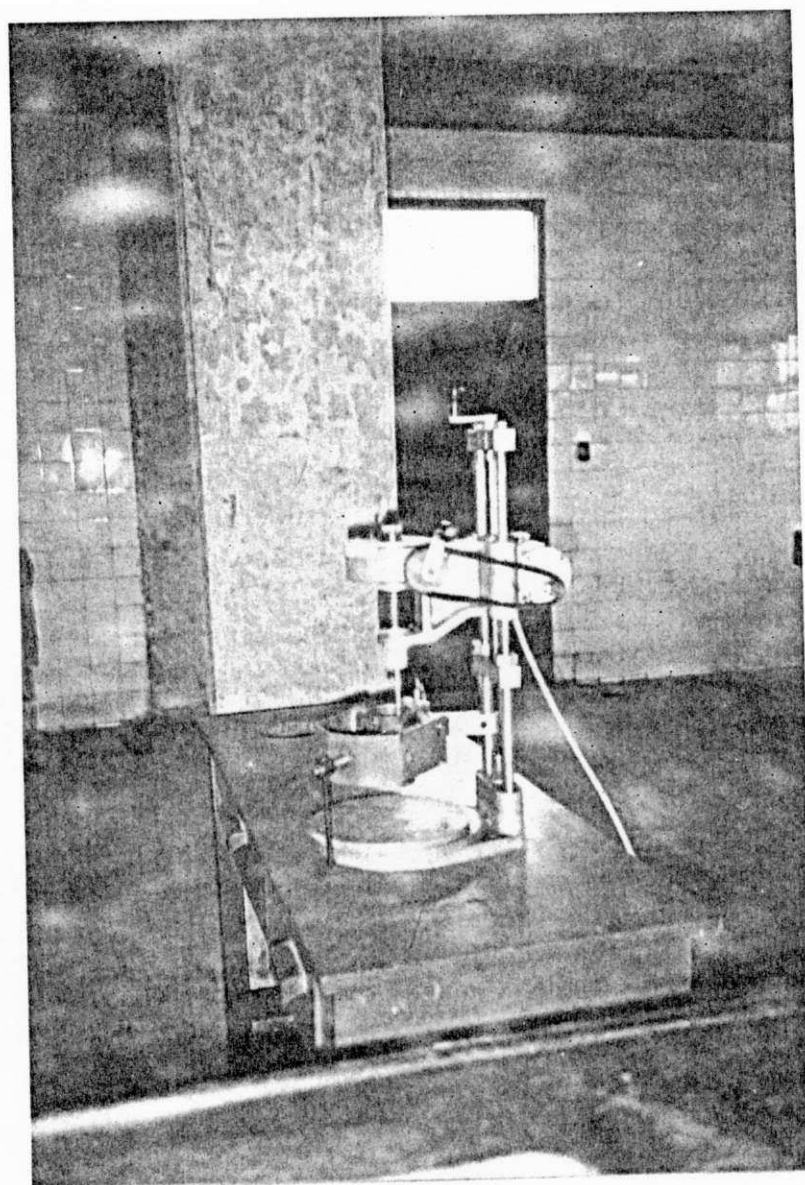


FIGURA 4.1 — PROCESSO DE PREPARAÇÃO DO SOLO NO LABORATÓRIO E OS ENSAIOS EXECUTADOS

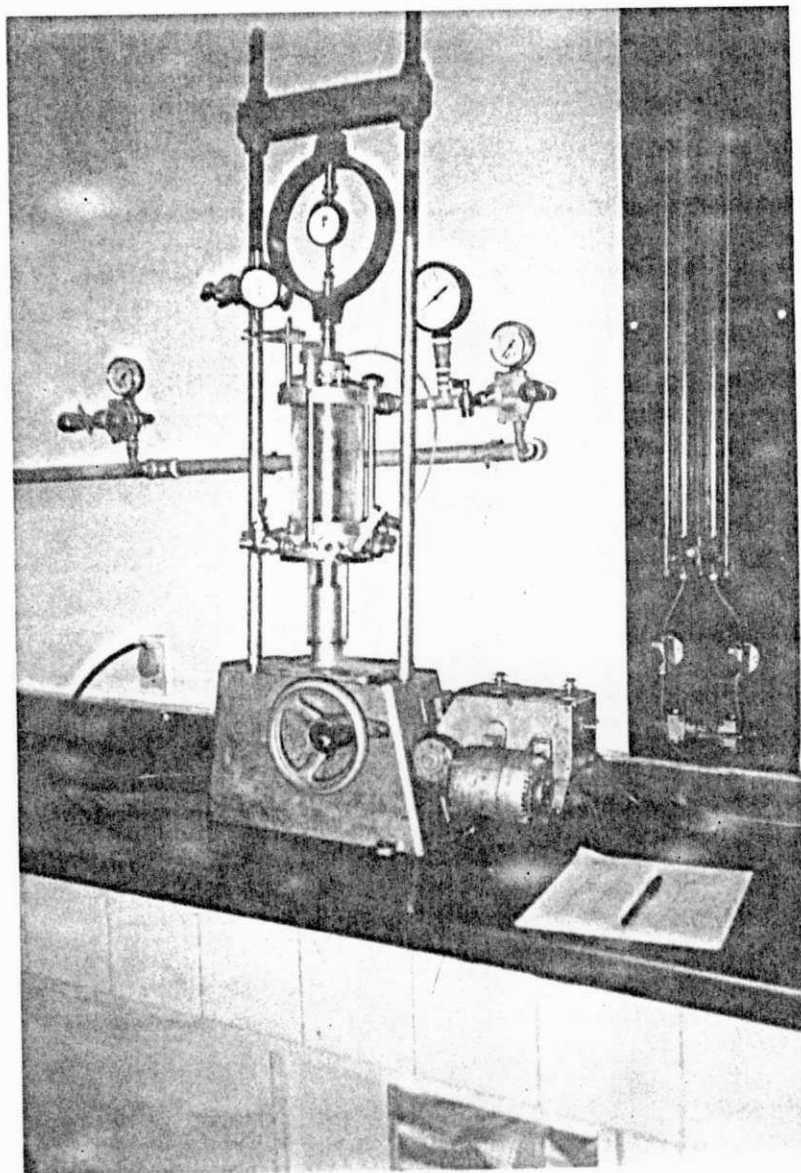
FOTOGRAFIAS



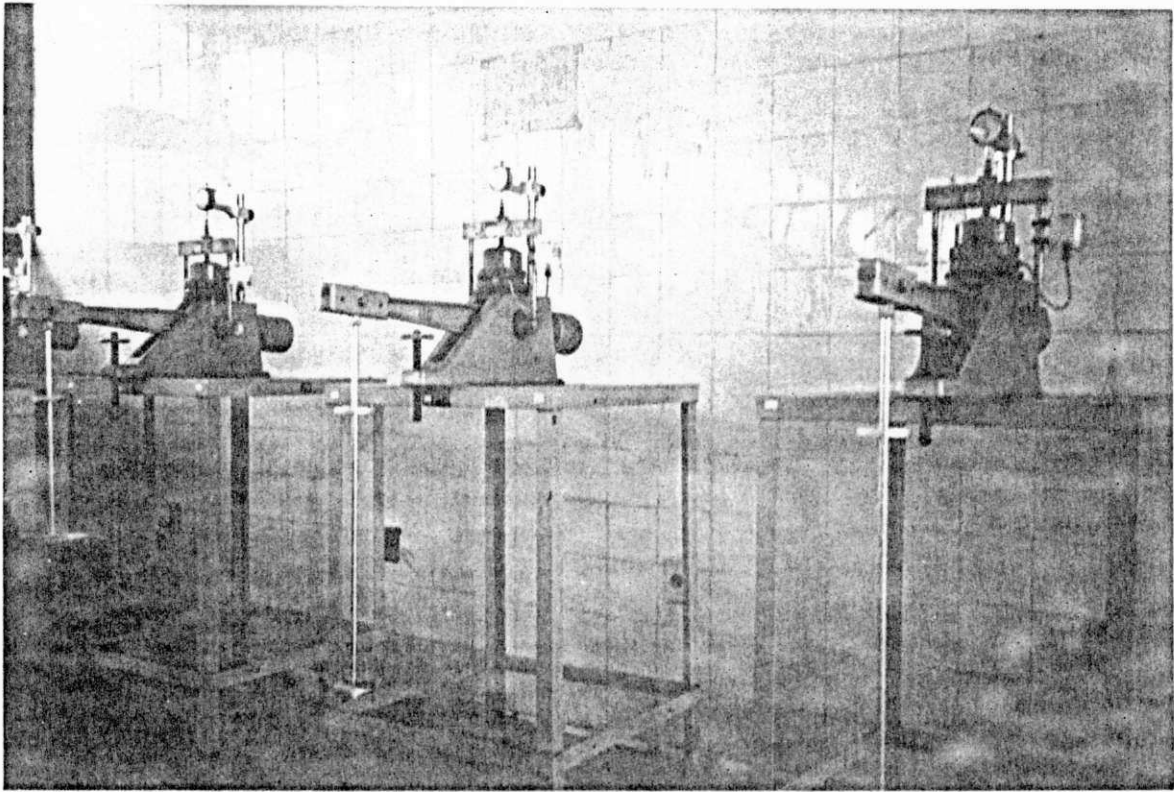
4.1 - FOTOGRAFIA DO CONE DE PENETRAÇÃO REALIZANDO O ENSAIO DO LIMITE DE LIQUIDEZ.



4.2. - FOTOGRAFIA MOSTRANDO O EQUIPAMENTO NECESSARIO PARA REALIZAÇÃO DO ENSAIO VANE "TEST" LABORATORIAL.



4.3. - FOTOGRAFIA DO APARELHO REALIZANDO O ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES.



4.4 - FOTOGRAFIA DAS MAQUINAS DE ADENSAMENTO REALIZANDO O ENSAIO.

CAPITULO 5

RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 - Introdução

Este capítulo apresenta e discute resultados de caracterização, SPT, análise termodiferencial e área específica da amostra in natura e a análise química da cal. Como também, as variações de plasticidade, granulometria, resistência à compressão simples e vane "test" laboratorial da amostra aditivada com 0, 3, 6, 9 e 12% de cal, curadas por períodos de 0, 3, 28 e 60 dias e parâmetros de adensamento da amostra aditivada com 0, 3, 6, 9 e 12% de cal, curadas por períodos de 0, 28 e 60 dias, em câmara úmida, com 100% de umidade relativa a uma temperatura de $22 \pm 2^{\circ}\text{C}$.

5.2 - Ensaio de Penetração Dinâmica

Na Figura 5.1 são apresentados os resultados do ensaio de penetração dinâmica relativos às profundidades da camada de argila, estudada.

A argila mole estudada apresentou uma resistência muito baixa à penetração. O número de golpes para fazer o amostrador padrão penetrar 30cm, através do ensaio de SPT, foi menor que 1, em todas as profundidades da camada de argila, sendo portanto classificada como muito mole, de acordo com a NBR 6484 (1980).

5.3 - Análise Química da Cal

A composição química da cal está apresentada na Tabela 5.1..

A cal hidratada utilizada neste trabalho evidencia ser uma cal essencialmente cálcica ($\text{CaO} = 60.04$). Os alcalinos (K_2O e Na_2O) estão presentes em quantidade muito pequena. Outras determinações, tais como SO_3 e CO_2 , não foram realizadas, pois a cal havia sido recentemente produzida, tendo sido acondicionada em saco plástico para evitar sua carbonatação, o que garante sua qualidade para uso como aditivo.

5.4 - Teor de Umidade

São apresentados, na Tabela 5.2 e Figura 5.2, os teores médios de umidades referentes às várias profundidades da camada de argila estudada. O valor máximo encontrado foi de 212%, correspondente a 3,00m de profundidade, e o valor mínimo foi de 155%, correspondente a 6,00m. Observa-se na Figura 5.2. que a variação não foi uniforme ao longo da profundidade.

5.5 - Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg foram determinados para amostras no estado natural, em toda a profundidade da camada de argila, como também para amostras aditivada com cal.

Na Tabela 5.2 e Figura 5.3, são apresentados os LL, LP, IP e LL_{cone} relativos às profundidades da camada de argila, estudada. Observa-se que os LL, LL_{cone} e LP apresentaram uma pequena variação, ora decrescente, ora crescente, até 5,00m de profundidade, compatível com a repetibilidade dos ensaios de

consistência, havendo, no entanto, uma diminuição mais significativa a 6,00m de profundidade, o que caracteriza uma mudança da plasticidade do material ensaiado.

Os resultados dos ensaios efetuados com as amostras aditivadas estão condensados na Tabela 5.3. Nas Figuras 5.4, 5.5, 5.6 e 5.7, estão apresentados, respectivamente, os LL, LP, IP e LL_{cone} em função do tempo de cura, com variações nas porcentagens de cal.

Como mostra a Tabela 5.3 a adição de cal a argila mole resultou em diminuição do LL e LL_{cone} e aumento do LP, havendo uma redução significativa da plasticidade do solo-cal. Os resultados obtidos estão coerentes com as observações de HERRIN e MITCHEL (1968), onde praticamente toda mudança de plasticidade do solo é observada dentro dos primeiros dias de cura.

Uma interpretação satisfatória para os aumentos dos valores do LP dos solos quando misturados com cal tem sido dada por CABRERA e O'FLAHERTY (1975), em termos das variações que ocorrem na micro estrutura da partícula do argilomineral, isto é, formação de flocos dentro dos quais microporos retêm a água por tensão superficial, e o aumento da espessura da água absorvida na superfície das partículas, onde a água é novamente retida, aumentando, desta forma, a quantidade total de água para atingir o LP.

A título de comparação observa-se que os LL obtidos com o aparelho de Casagrande apresentaram valor máximo de 191% e mínimo de 147%. O mesmo material, ensaiado com o cone de penetração apresentou valores de LL, entre 184 e 142%. Verifica-se que os

valores dos LL_{cone} foram bem próximos aos valores obtidos com o aparelho de Casagrande, os quais estão coerentes com aqueles encontrados por WASTI e BEZERCÍ (1985) para solos argilosos, em que mostraram boa concordância para valores acima e próximo de 100.

É evidente que os resultados desta pesquisa com o cone de penetração são muito limitados, no entanto pode-se dizer que a experiência realizada mostra que o cone de penetração se afigura com muito potencial como um substituto do aparelho de Casagrande.

5.6 - Teor de Matéria Orgânica

São apresentados, na Tabela 5.2 os TMO para o intervalo de 2,00 a 3,00m de profundidade.

A determinação quantitativa do TMO foi feita através dos métodos descritos anteriormente, apresentando os valores 18,40 e 20,00%, obtidos, respectivamente, com o ensaio de combustão com álcool e o método do peróxido de oxigênio (H_2O_2).

Se a caracterização do solo é feita baseada somente nos resultados quantitativos do TMO e utilizando-se a classificação geral do LPC, para solos orgânicos, PERRIN (1984), o solo é classificado como medianamente orgânico.

5.7 - Análise Granulométrica

Esta análise foi determinada para o solo com e sem matéria orgânica e aditivado com cal. Na Tabela 5.4. é apresentado o resumo dos resultados obtidos. O solo, tanto no estado natural

como aditivado com cal, apresentou, em maior escala, partículas com diâmetros inferior a 0,074mm. Verificou-se a presença predominante de argila (diâmetros < 0,002mm) com considerável participação de silte (0,002mm < diâmetros < 0,02mm).

Constata-se na Tabela 5.4. que a adição de cal ao solo resultou em um solo levemente mais graúdo. Este fato deve-se à aglomeração das partículas do solo ao se adicionar cal.

5.8 - Massa Específica dos Graãos

São apresentadas, na Tabela 5.2. e Figura 5.8. as referentes às várias profundidades da camada de argila estudada.

Observa-se na Figura 5.8. que a variação da não foi uniforme com a profundidade, e apresentou um intervalo de 2,43 à 2,47, respectivamente, no meio e começo da camada.

5.9 - Massa específica Aparente Úmida e Seca

São apresentadas, na Tabela 5.2 as e para intervalo de 2,00 e 3,00m de profundidade.

A apresentou o valor de $1,28\text{g/cm}^2$ e a , calculada a partir do e , apresentou o valor de 0,46.

5.10 - Análise Termodiferencial

Na Figura 5.9. é apresentado o termograma obtido com a análise termodiferencial da amostra retirada no intervalo de 2,00 a 3,00m de profundidade, no estado natural. O termograma apresentou as seguintes características:

- a) pico endotérmico de perda de água aproximadamente a 110°C;
- b) banda exotérmica de 220 a 480°C, correspondente à oxidação de matéria orgânica;
- c) pico endotérmico a 550°C correspondente à perda de hidroxilas;
- d) pico endotérmico mal definido, correspondente à nucleação da mulita.

O termograma obtido com a análise termodiferencial permitiu identificar que o argilomineral predominante na fração argila é a caulinita com presença de matéria orgânica.

5.11 - Area Especifica

É apresentada na Tabela 5.2 a AE para o intervalo de 2,00 a 3,00m de profundidade.

O valor numérico de 99 m²/g encontrado na fração tamanho argila, segundo SOUSA SANTOS (1975) corresponde a valores típicos do argilomineral caulinita. Constata-se mais uma vez que o argilomineral predominante na fração argila é a caulinita.

5.12 - Vane "Test" Laboratorial

Os valores obtidos para a Cu das amostras sem aditivo amolgadas e indeformadas, e das amostras aditivadas estão condensados na Tabela 5.5.

Nas Figuras 5.10. e 5.11, são apresentadas, respectivamente, a Cu em função da porcentagem de cal, com variação do tempo de cura, e a Cu em função do tempo de cura, com variação das porcentagens de cal.

Observa-se na Tabela 5.5., que à proporção que se adiciona cal ao solo se verifica um aumento gradativo da Cu em relação ao solo natural amolgado. Contudo, apenas a partir da adição de 9% de cal, é que se verifica aumento da Cu da mistura solo-cal em relação à amostra indeformada com o tempo de cura.

Na Figura 5.12., mostra-se graficamente a porcentagem de aumento da Cu das amostras aditivadas com cal em relação às amostras indeformadas com o tempo de cura. Obteve-se um aumento na Cu do solo de 150% quando se adicionou 12% de cal aos 60 dias de cura.

5.13 - Compressão Simples

Os valores obtidos para a Rcs das amostras sem aditivo, amolgadas e indeformadas, e das amostras aditivadas estão condensadas na Tabela 5.5..

Os valores obtidos para Rcs das amostras sem aditivo, amolgadas e indeformadas, foram, respectivamente, $0,023\text{kg/cm}^2$ e $0,074\text{kg/cm}^2$, apresentando uma Cu ($\text{Cu}=\text{Rcs}/2$) para as amostras amolgadas e indeformadas, respectivamente, de $0,012\text{kg/cm}^2$ e $0,037\text{kg/cm}^2$. A Cu da amostra indeformada, determinada pelo ensaio de vane "test" laboratorial, apresentou o valor de $0,062\text{kg/cm}^2$. Observa-se que as resistências obtidas com o ensaio de compressão simples apresentaram valores superiores aos obtidos com o vane "test" laboratorial.

Quando se realizou o ensaio de compressão simples para amostras amolgadas, observou-se que estas perdem grande parte da resistência devido ao efeito do amolgamento. Segundo CAPPER e

CASSIE (1971), esta perda de resistência é causada pela perturbação da estrutura original do solo. Através da razão entre a resistência ao cisalhamento da argila indeformada e amolgada, é determinado o grau de sensibilidade laboratorial. A argila em estudo apresenta sensibilidade de 3,22. Adotando-se o critério estabelecido por SKEMPTON e NORTHEY (1952) é classificada como uma argila de média sensibilidade.

Nas Figuras 5.13., e 5.14 são apresentadas, respectivamente, Rcs em função do tempo de cura, com variações das porcentagens de cal, e a Cu em função do tempo de cura, com variações das porcentagens de cal.

Observa-se que, à proporção que se misturou cal hidratada de 3 a 12%, verificou-se aumento da Rcs do solo. Na Figura 5.15., mostra-se graficamente a porcentagem de aumento da Rcs das amostras aditivadas com cal em relação às amostras indeformadas com o tempo de cura. Verifica-se uma tendência de crescimento da Rcs do solo cal até os 12% da quantidade de solo nas condições naturais. Evidencia-se também um aumento na resistência do solo de 270% quando se adicionou 12% de cal, em 60 dias de cura.

COSTA (1977) obteve um aumento na resistência de uma argila mole de João Pessoa de 740% com a adição de 8% de cal. Tal argila apresentou resultados de estabilização mais significativos que a argila mole desta pesquisa, face à seguinte comparação:

. a argila mole da presente pesquisa apresenta um TMO 8 vezes maior que a argila mole estabilizada por COSTA (1977).

Fica evidenciada, dessa forma, a grande influência do alto TMO na reatividade do sistema solo-cal, sendo possível a obtenção

de bons resultados com baixo TMO presente no solo, confirmando-se, dessa forma, informações obtidas na revisão bibliográfica.

5.14 - Adensamento

Os parâmetros obtidos com amostras sem aditivo, amolgadas e indeformadas encontram-se na Tabela 5.6.. Curvas típicas deste ensaio para amostras sem aditivos, amolgadas e indeformadas são mostradas nas Figuras 5.16. e 5.17..

Os C_v apresentados nas Tabelas 5.6. e 5.7., são os valores correspondentes a pressão de $0,151 \text{ kg/cm}^2$.

O C_v e o C_c da amostra indeformada apresentaram, respectivamente, valores de $1,94 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg}$ e $1,66$, o valor do C_v mostra-se coerente para solos orgânicos. Segundo LAMBE e WHITMAN (1974), a variação deste coeficiente situa-se entre $1,0 \times 10^{-4}$ e $2,0 \times 10^{-4} \text{ kg/cm}^2$.

O ensaio realizado com a amostra indeformada apresentou, na curva $e \times \log p$ o trecho de compressão virgem perceptivelmente curvo, Figura 5.16.. Este comportamento coincide com o encontrado por COUTINHO (1986), com amostras de boa qualidade.

A P_a é uma característica evidentemente correlacionada com a estrutura que o solo possa ter. Verificou-se que a argila mole apresenta um certo pré-adensamento aos 2,00m de profundidade da camada de argila, $OCR=1,20$. As principais causas do pré-adensamento observado podem ser: o ressecamento da parte superior das camadas; o efeito do tempo (adensamento secundário) devido ao

peso próprio do material e, possivelmente, a variação do nível da água. Estudos mais detalhados neste sentido, contudo, ainda devem ser realizados.

O valor obtido para o K da amostra indeformada foi de $8,15 \times 10^{-8}$ cm/seg, situando-se dentro da faixa de variação das argilas que, segundo CRUZ e SAES (1972), é de 10^{-7} à 10^{-10} cm/seg.

Os parâmetros obtidos com amostras aditivadas com cal encontram-se na Tabela 5.7.. Curvas típicas deste ensaio para amostras aditivadas com cal são mostradas nas Figuras 5.18. a 5.25..

A proporção que se misturou cal hidratada de 3 a 12% ao solo, verificou-se pequena variação nos parâmetros de compressibilidade.

O C_c variou de 1,66 a 1,33, resultando em diminuição na compressibilidade do solo, tornando-se mais estável. Observa-se na Figura 5.26. que toda diminuição do C_c foi obtida aos 28 dias de cura.

Verificou-se um crescimento na P_a^* , cujo parâmetro variou de 0,180 à 0,290 kg/cm². Observa-se na Figura 5.27 que o crescimento da P_a está coerente com as observações de FOSSBERG (1965), cuja P_a cresce com o aumento do teor de cal e tempo de cura.

* Deve-se considerar a P_a da mistura solo-cal, como pressão de moldagem.

Obteve-se um aumento do Cv, cujo parâmetro atingiu o valor máximo de $8,55 \times 10^{-4}$ cm²/seg com a adição de 12% de cal aos 60 dias de cura. Observa-se na Figura 5.28. que o Cv cresceu com o aumento do teor de cal e tempo de cura.

Verificou-se também um crescimento no K do solo, cujo parâmetro variou de $8,15 \times 10^{-8}$ à $2,00 \times 10^{-7}$ cm/seg.

AUFMUTH (1972) encontrou variações na permeabilidade do solo aditivado de 10 a 100. Observa-se na Tabela 5.7 que não houve variação no K da mistura solo-cal com aumento do teor de cal.

C O M P O N E N T E S	P O R C E N T A G E N S
PR (Perda ao Rubro)	27,34
RI (Resíduo Insolúvel)	3,08
SiO ₂ (Óxido de Silício)	5,22
Fe ₂ O ₃ (Óxido de Ferro)	0,08
Al ₂ O ₃ (Óxido de Alumínio)	1,08
CaO (Óxido de CÁLCIO)	60,04
MgO (Óxido de MAGNÉSIO)	2,52
Na ₂ O (Óxido de Sódio)	0,20
K ₂ O (Óxido de Potássio)	0,09

TABELA 5.1 — COMPOSIÇÃO QUÍMICA DA CAL.

SÍMBOLO	h	δ	LL	LP	IP	LL CONE	TMO	AE	γ	γ_s
PARÂMETROS PROF. MÉDIA (m)	TEOR DE UMIDADE (%)	MASSA ESPEC. REAL (g/cm ³)	LIMITE DE LIQUIDEZ (%)	LIMITE DE PLASTICIDADE (%)	ÍNDICE DE PLASTICIDADE (%)	CONE DE PENETRAÇÃO (%)	TEOR MAT. ORGÂNICA (%)	ÁREA ESPECÍFICA (m ² /g)	MASSA ESPECÍFICA APARENTE ÚMIDA (g/cm ³)	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA (g/cm ³)
2,00	180	2,47	191	90	101	184	18,40(1) 20,00(2)	99	1,28	0,46
3,00	212	2,45	210	101	109	199	—	—	—	—
4,00	200	2,43	202	90	112	200	—	—	—	—
5,00	204	2,44	199	103	96	190	—	—	—	—
6,00	155	2,45	164	103	61	170	—	—	—	—

TABELA 5.2 — PARÂMETROS DE CARACTERIZAÇÃO DE UMA ARGILA MOLE DE JOÃO PESSOA — PB

(1) MÉTODO DE COMBUSTÃO COM ALCOOL

(2) MÉTODO DO PERÓXIDO DE OXIGÊNIO

ENSAIOS TEMPO DE CURA	PORCENTAGENS DE ADITIVOS (%)															
	3				6				9				12			
	LL	LP	IP	LL _{cone}	LL	LP	IP	LL _{cone}	LL	LP	IP	LL _{cone}	LL	LP	IP	LL _{cone}
3 DIAS	184	90	94	179	180	93	87	174	164	93	71	161	157	93	64	155
28 DIAS	175	90	85	174	175	95	80	172	161	97	64	155	147	99	48	142
60 DIAS	167	91	76	166	163	95	68	167	168	97	61	151	147	99	48	145

TABELA 5.3 — RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PLASTICIDADE EM FUNÇÃO DO TEOR DE ADITIVO E DO TEMPO DE CURA DE UMA ARGILA MOLE DE JOÃO PESSOA — PB .

TEMPO DE CURA (dias) % DE CAL		PORCENTAGEM QUE PASSA DO MATERIAL											
		0,074 mm				0,02 mm				0,002 mm			
		0	3	28	60	0	3	28	60	0	3	28	60
0	C/ M.O.	73	—	—	—	65	—	—	—	45	—	—	—
	S/ M.O.	98	—	—	—	75	—	—	—	44	—	—	—
3		—	71	71	71	—	62	60	60	—	44	43	43
6		—	71	70	69	—	64	59	59	—	34	34	34
9		—	71	70	69	—	59	58	54	—	38	32	30
12		—	65	64	64	—	54	54	54	—	25	30	30

TABELA 5.4 — RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE GRANULOMETRIA DE UMA ARGILA MOLE DE JOÃO PESSOA-PB, NO ESTADO NATURAL, COM E SEM MATERIA ORGÂNICA E ADITIVADA COM CAL EM FUNÇÃO DO TEMPO DE CURA.

TIPO DE ENSAIO	AMOSTRA INDEF.	AMOSTRA AMOLGADA	TEMPO DE CURA	PORCENTAGENS DE ADITIVO			
				3 %	6 %	9 %	12 %
VANE TEST Cu (kg/cm ²)	0,062	0,023	3 DIAS	0,023	0,030	0,044	0,061
			28 DIAS	0,039	0,043	0,065	0,077
			60 DIAS	0,046	0,050	0,065	0,093
COMPRESSÃO SIMPLES RS (kg/cm ²)	0,074	0,023	3 DIAS	0,059	0,059	0,091	0,150
			28 DIAS	0,056	0,079	0,120	0,150
			60 DIAS	0,077	0,090	0,140	0,200

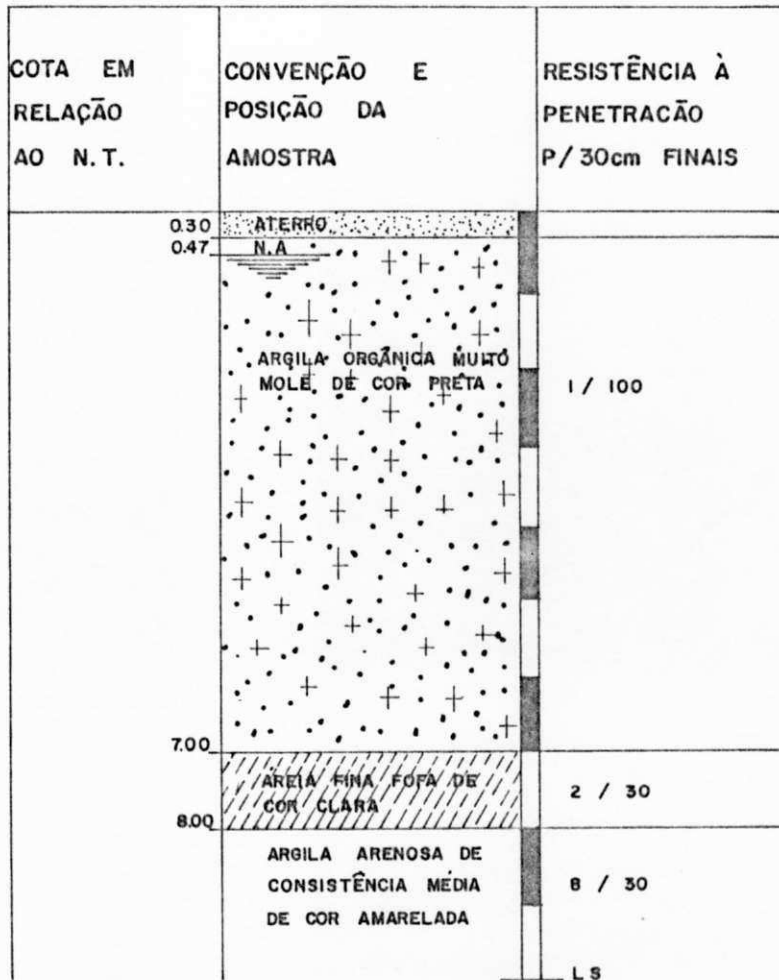
TABELA 5.5 — VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE UMA ARGILA MOLE DE JOÃO PESSOA - PB NO SEU ESTADO NATURAL E ADITIVADA COM CAL EM FUNÇÃO DO TEMPO DE CURA .

PARÂMETROS	AMOSTRA INDEFORMADA	AMOSTRA AMOLGADA
C_v (cm^2/seg)	$1,94 \times 10^{-4}$	$0,652 \times 10^{-4}$
C_c	1,660	1,340
P_A (Kg/cm^2)	0,180	—
σ_e (Kg/cm^2)	0,151	0,151
M_v (cm^2/Kg)	0,420	0,620
Q_v (cm^2/Kg)	2,160	2,810
K (cm/seg)	$8,15 \times 10^{-8}$	$4,04 \times 10^{-8}$
OCR	1,200	—

TABELA 5.6 — PARÂMETROS OBTIDOS NO ENSAIO DE ADENSAMENTO COM AMOSTRAS NO ESTADO NATURAL E AMOLGADA.

PARÂMETROS	TEMPO DE CURA	TEOR DE ADITIVO			
		3%	6%	9%	12%
C_v ($cm^2/seg.$)	28 DIAS	$2,000 \times 10^{-4}$	$4,23 \times 10^{-4}$	$4,98 \times 10^{-4}$	$5,00 \times 10^{-4}$
	60 DIAS	$3,67 \times 10^{-4}$	$5,00 \times 10^{-4}$	$5,06 \times 10^{-4}$	$8,55 \times 10^{-4}$
C_c	28 DIAS	1,610	1,470	1,200	1,260
	60 DIAS	1,600	1,470	1,200	1,330
P_A (Kg/cm^2)	28 DIAS	0,150	0,170	0,200	0,240
	60 DIAS	0,160	0,170	0,220	0,290
K ($cm/seg.$)	28 DIAS	1×10^{-7}	1×10^{-7}	1×10^{-7}	1×10^{-7}
	60 DIAS	2×10^{-7}	2×10^{-7}	2×10^{-7}	2×10^{-7}

TABELA 5.7 — PARÂMETROS OBTIDOS NO ENSAIO DE ADENSAMENTO COM AMOSTRAS ADITIVADAS COM CAL EM FUNÇÃO DO TEMPO DE CURA



LS — LIMITE DA SONDAAGEM
NA — NÍVEL D'ÁGUA

FIGURA 5.1. PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAAGEM À PERCUSSÃO

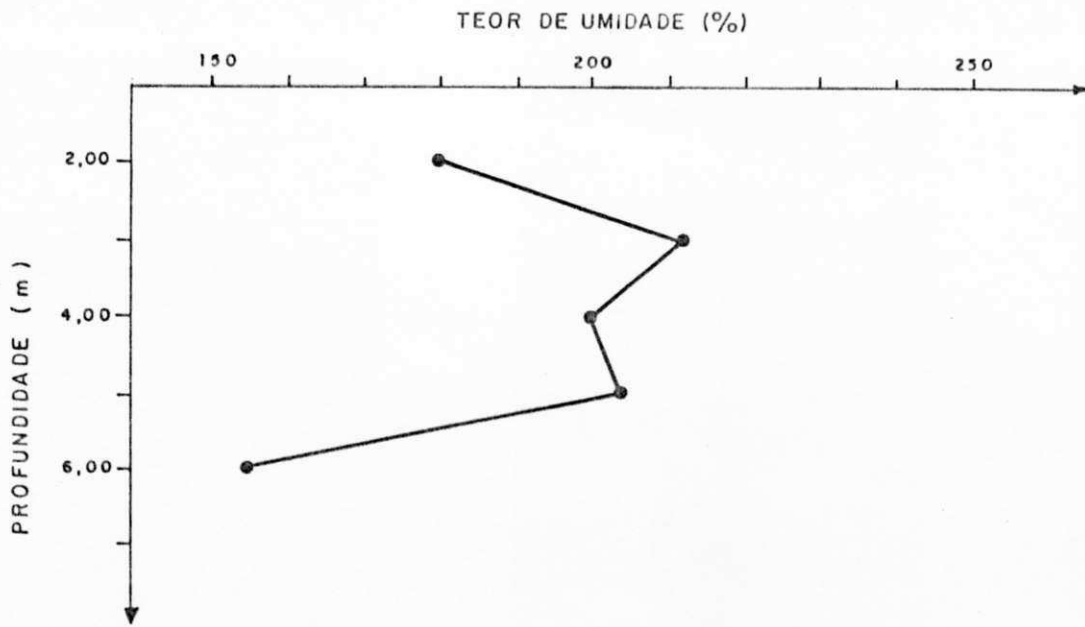


FIGURA 5.2 — VARIAÇÃO DA UMIDADE NATURAL COM A PROFUNDIDADE

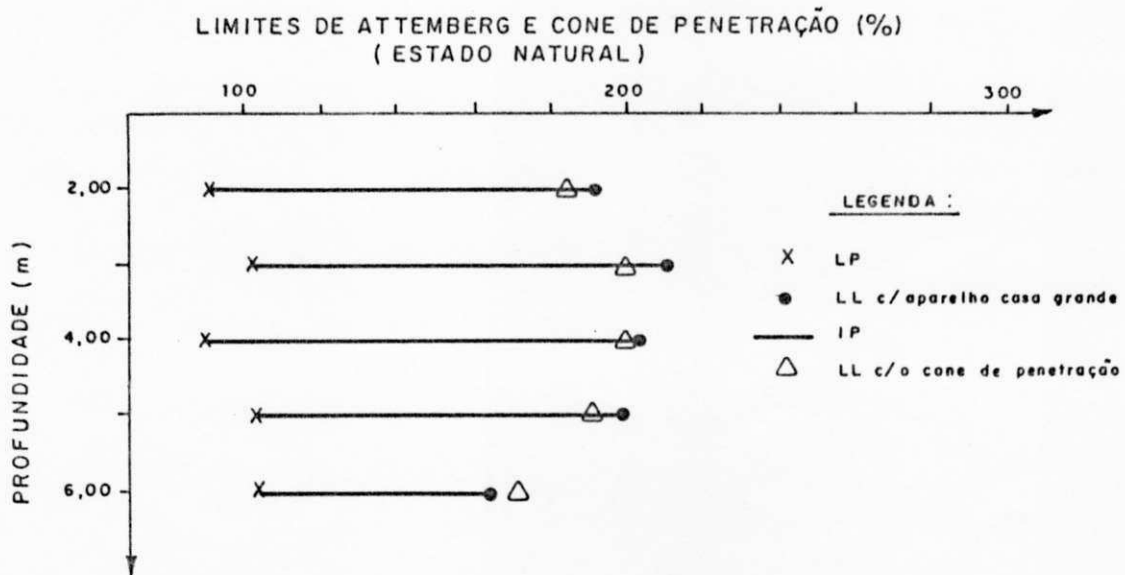


FIGURA 5.3 — VARIAÇÃO DOS LIMITES DE ATTEBERG DA AMOSTRA NO ESTADO NATURAL COM A PROFUNDIDADE

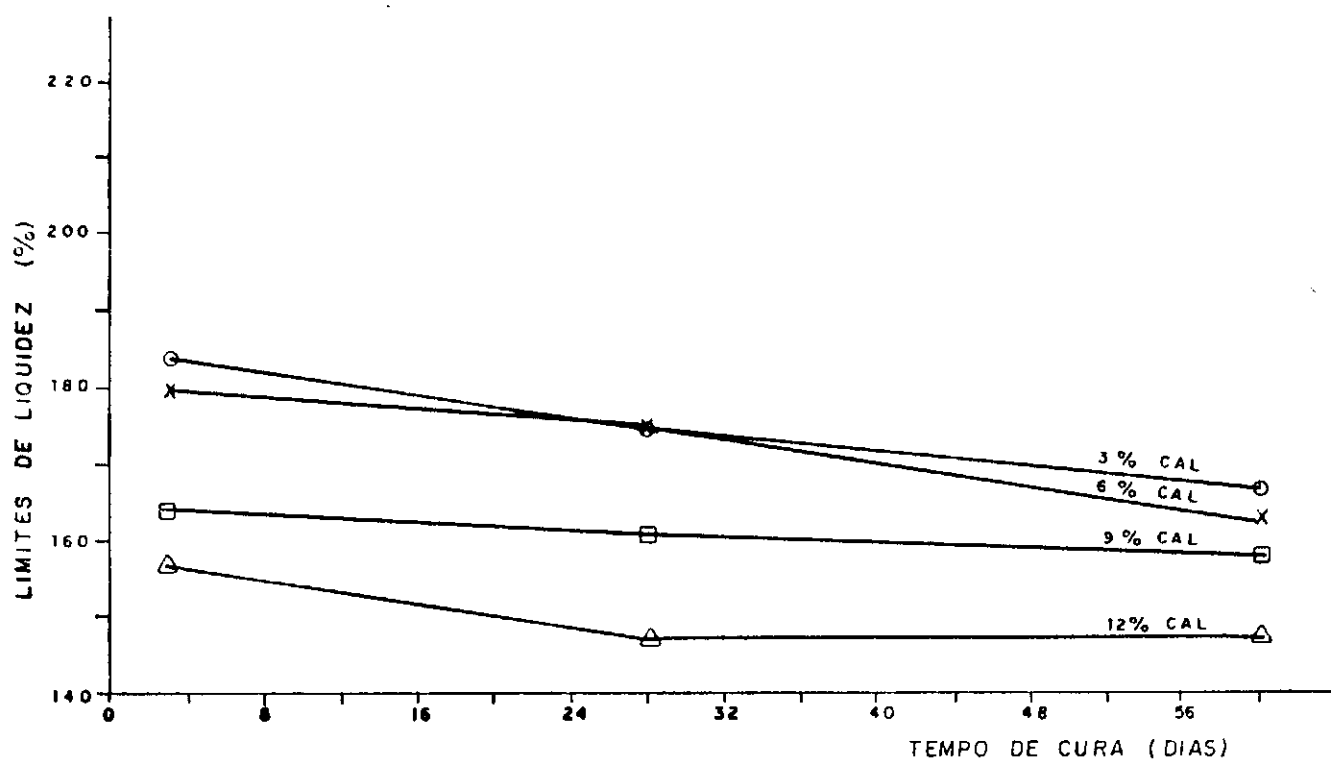


FIGURA 5.4 — LIMITE DE LIQUIDEZ EM FUNÇÃO DO TEMPO DE CURA, COM VARIAÇÕES DAS PORCENTAGENS DE CAL.

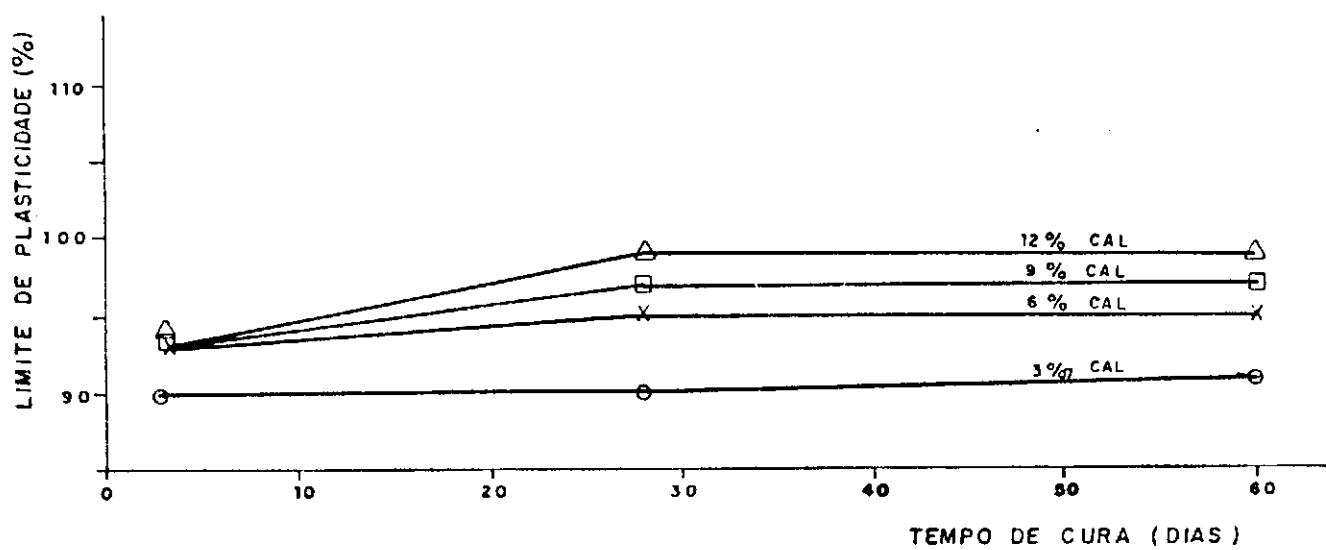


FIGURA 5.5 — LIMITE DE PLASTICIDADE EM FUNÇÃO DO TEMPO DE CURA, COM VARIAÇÕES DAS PORCENTAGENS DE CAL.

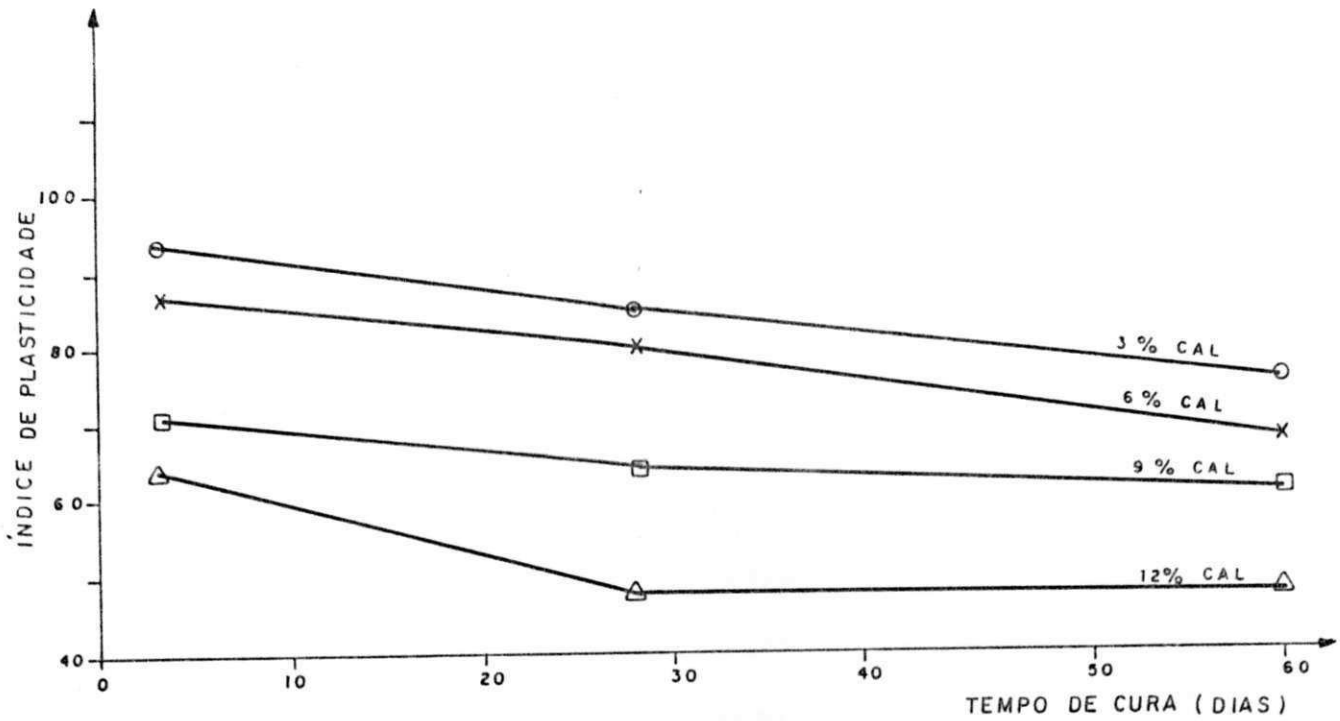


FIGURA 5.6 — ÍNDICE DE PLASTICIDADE EM FUNÇÃO DO TEMPO DE CURA COM VARIAÇÕES DAS PORCENTAGENS DE CAL.

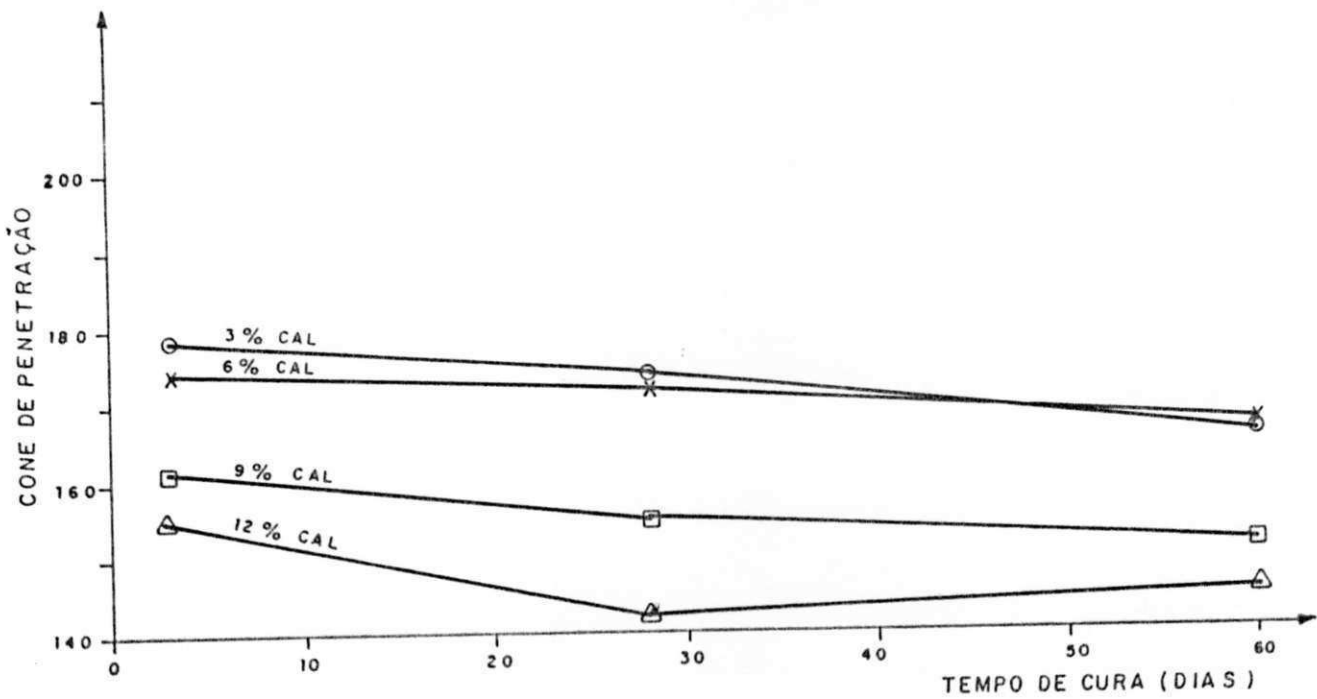


FIGURA 5.7 — LIMITE DE LIQUIDEZ DETERMINADO PELO CONE DE PENETRAÇÃO EM FUNÇÃO DO TEMPO DE CURA COM VARIAÇÕES DA PORCENTAGEM DE CAL.

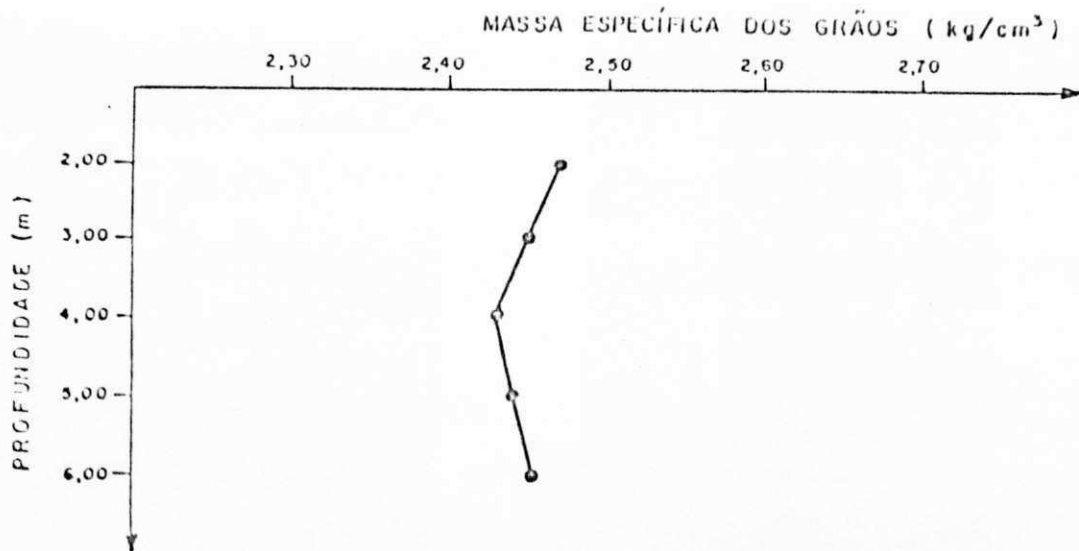


FIGURA 5.8 — VARIAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS COM A PROFUNDIDADE DA AMOSTRA NO ESTADO NATURAL

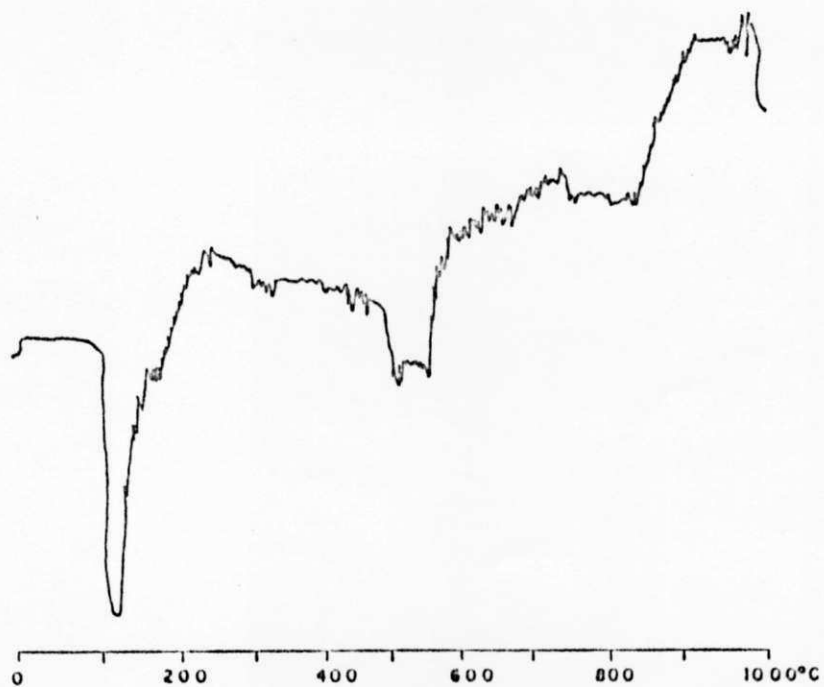


FIGURA 5.9 — CURVA DE ANÁLISE TÉRMICA DIFERENCIAL REPRESENTATIVA DA ARGILA ORGÂNICA DE JOÃO PESSOA - PB

VEL. DE AQUECIMENTO 12°C/min.
 VEL. DE REGISTRO 7,5 cm/h
 SENSIBILIDADE 2°C/2,5 cm
 APARELHO DELTATERM III

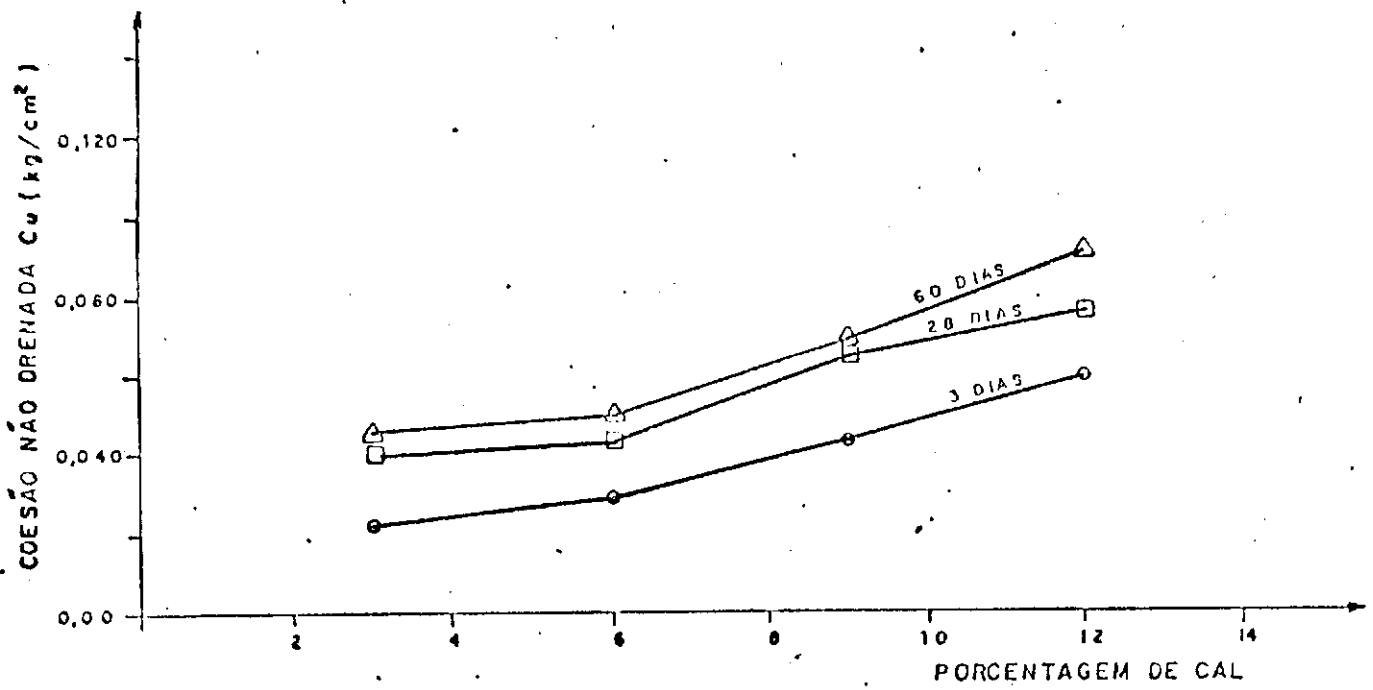


FIGURA 5.10 — COESÃO \bar{n} DRENADA EM FUNÇÃO DA PORCENTAGEM DE CAL COM VARIACÕES NOS TEMPOS DE CURA.

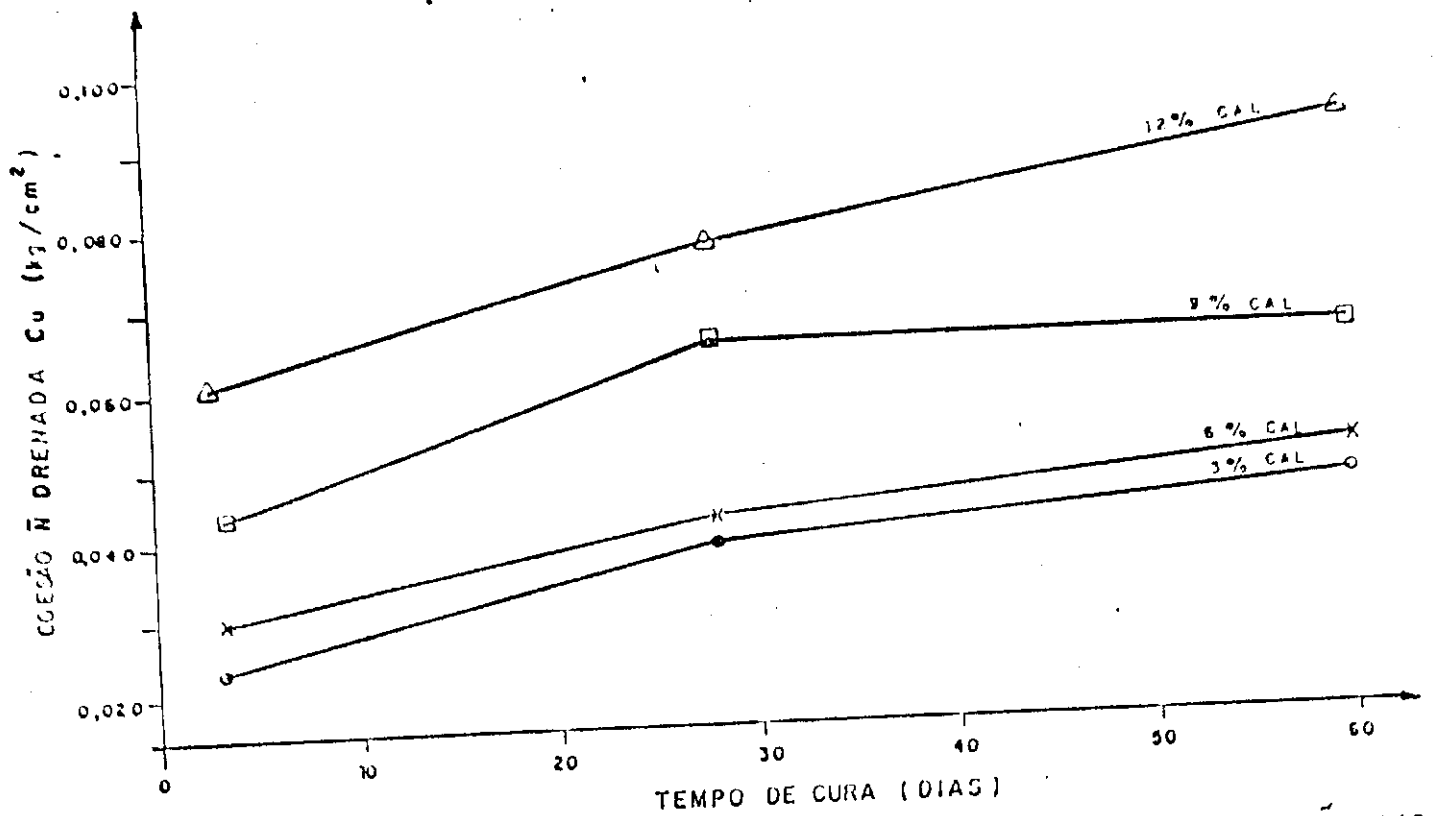


FIGURA 5.11 — COESÃO \bar{n} DRENADA EM FUNÇÃO DO TEMPO DE CURA, COM VARIACÕES DAS PORCENTAGENS DE CAL

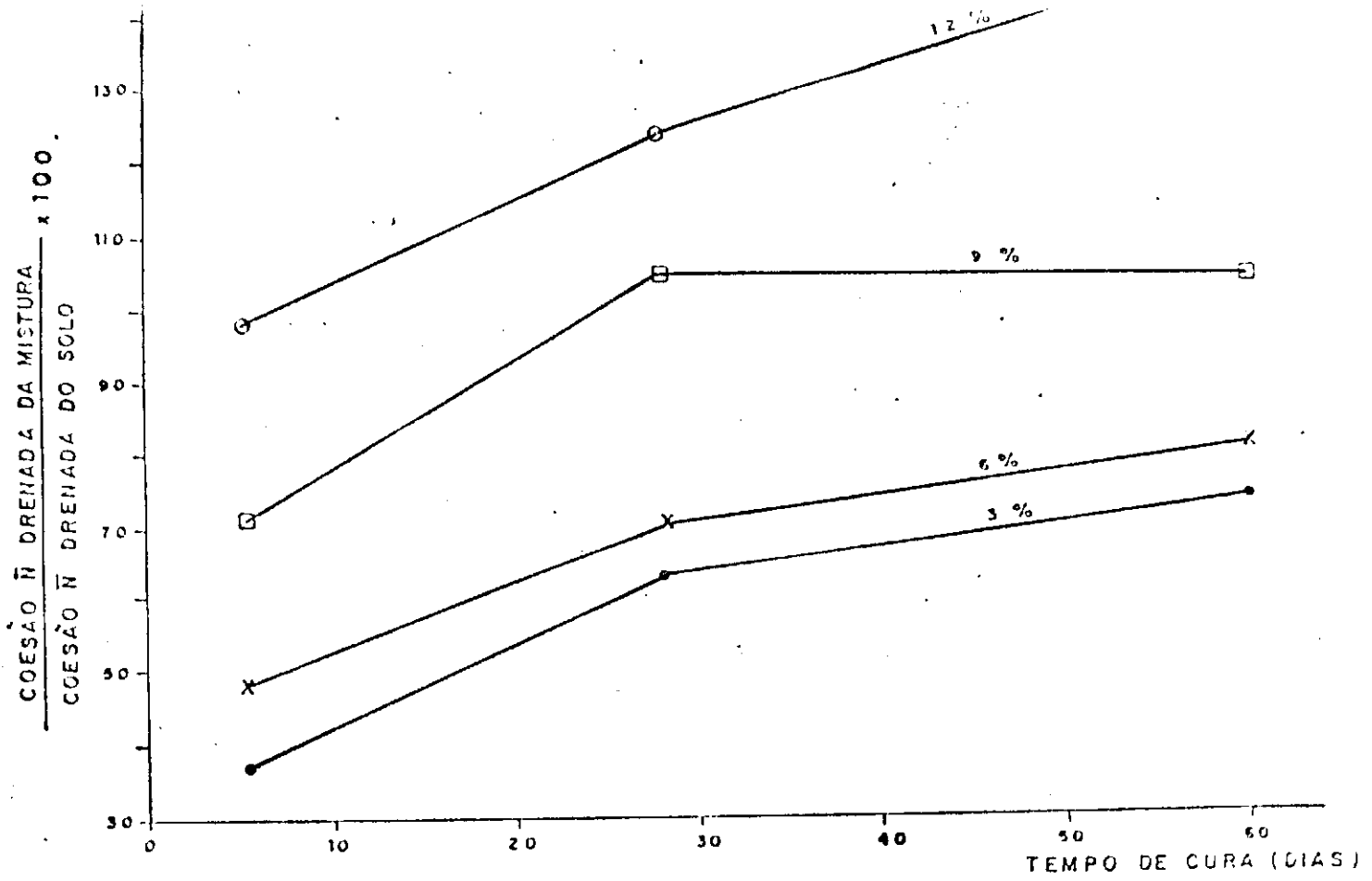


FIGURA 5.12 - PORCENTAGEM DE AUMENTO DA COESÃO Ñ DRENADA DAS AMOSTRAS ADITIVADA EM RELAÇÃO ÀS AMOSTRAS INDEFORMADAS COM O TEMPO DE CURA.

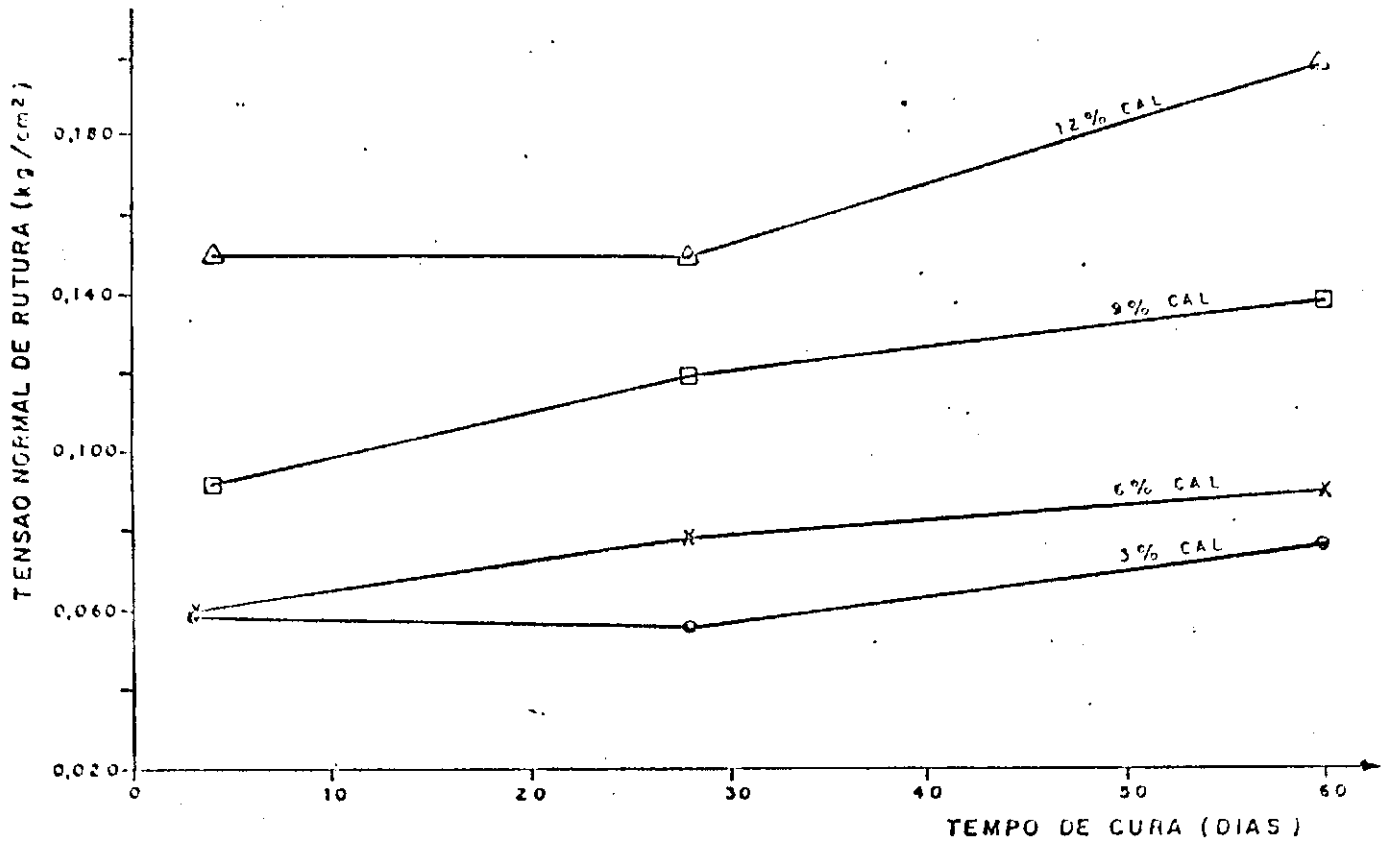


FIGURA 5.13 - RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES EM FUNÇÃO DO TEMPO DE CURA COM VARIAÇÕES NAS PORCENTAGENS DE CAL.

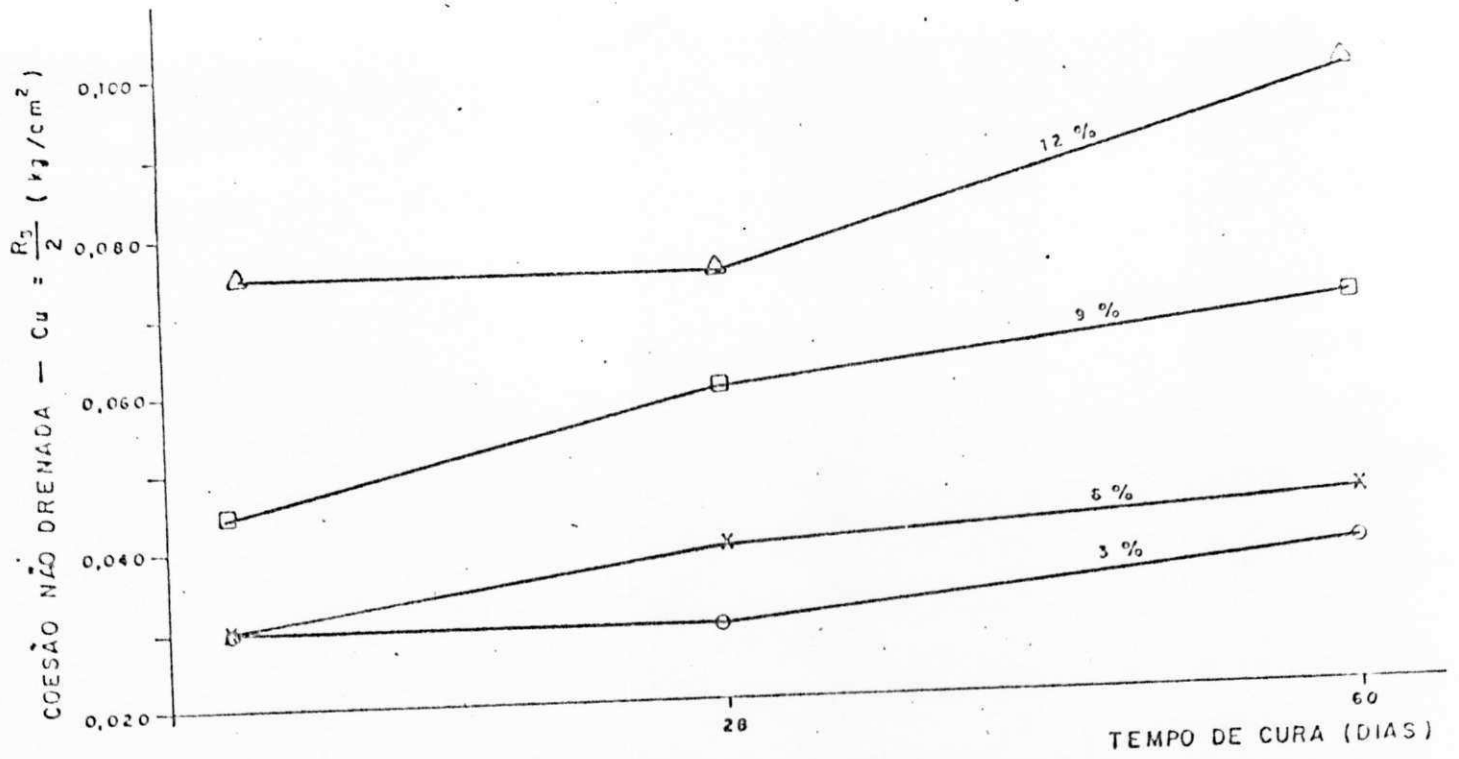
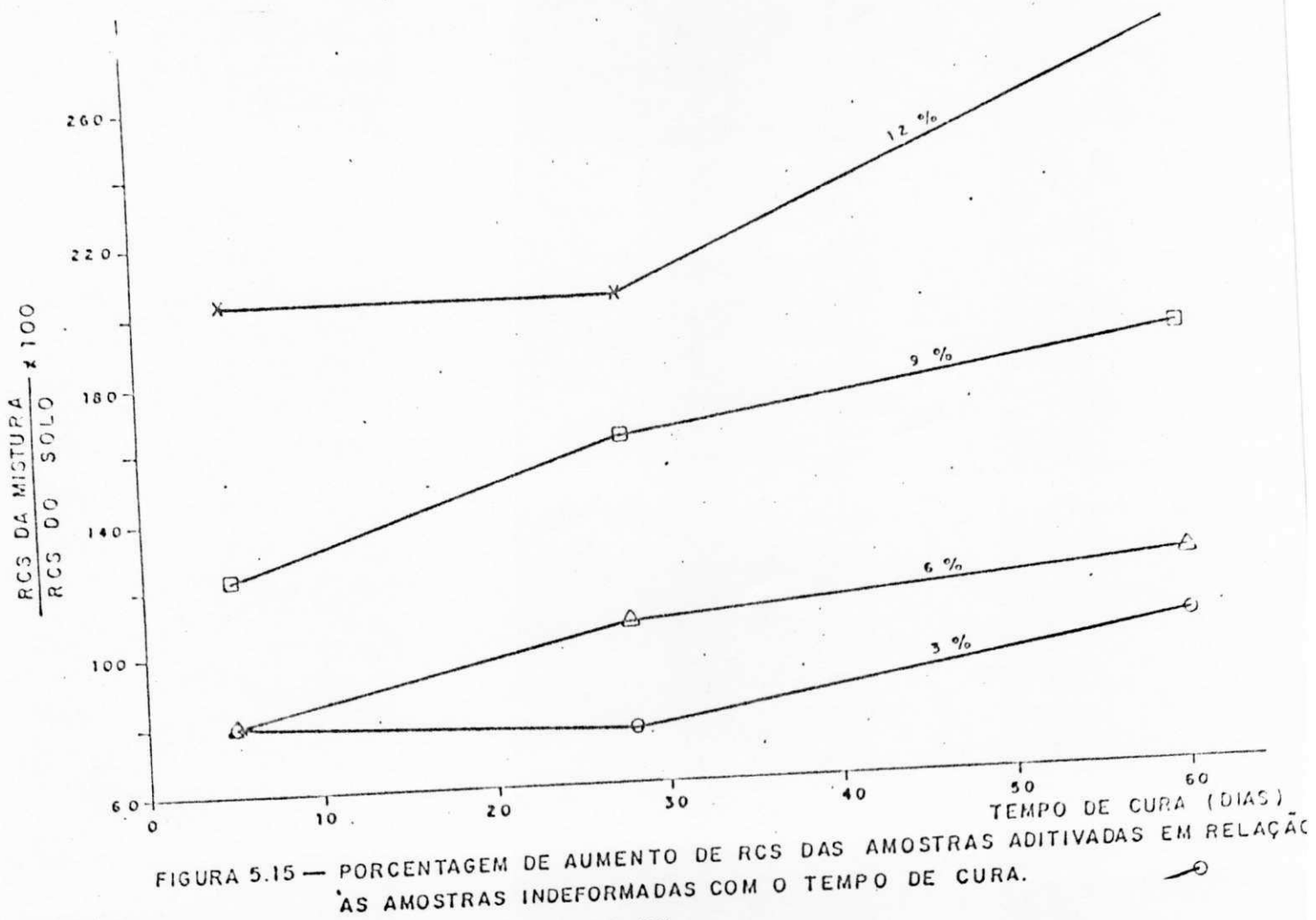


FIGURA 5.14 — COESÃO Ñ DRENADO EM FUNÇÃO DOS TEMPOS DE CURA COM VARIAÇÕES NAS PORCENTAGENS DE CAL.



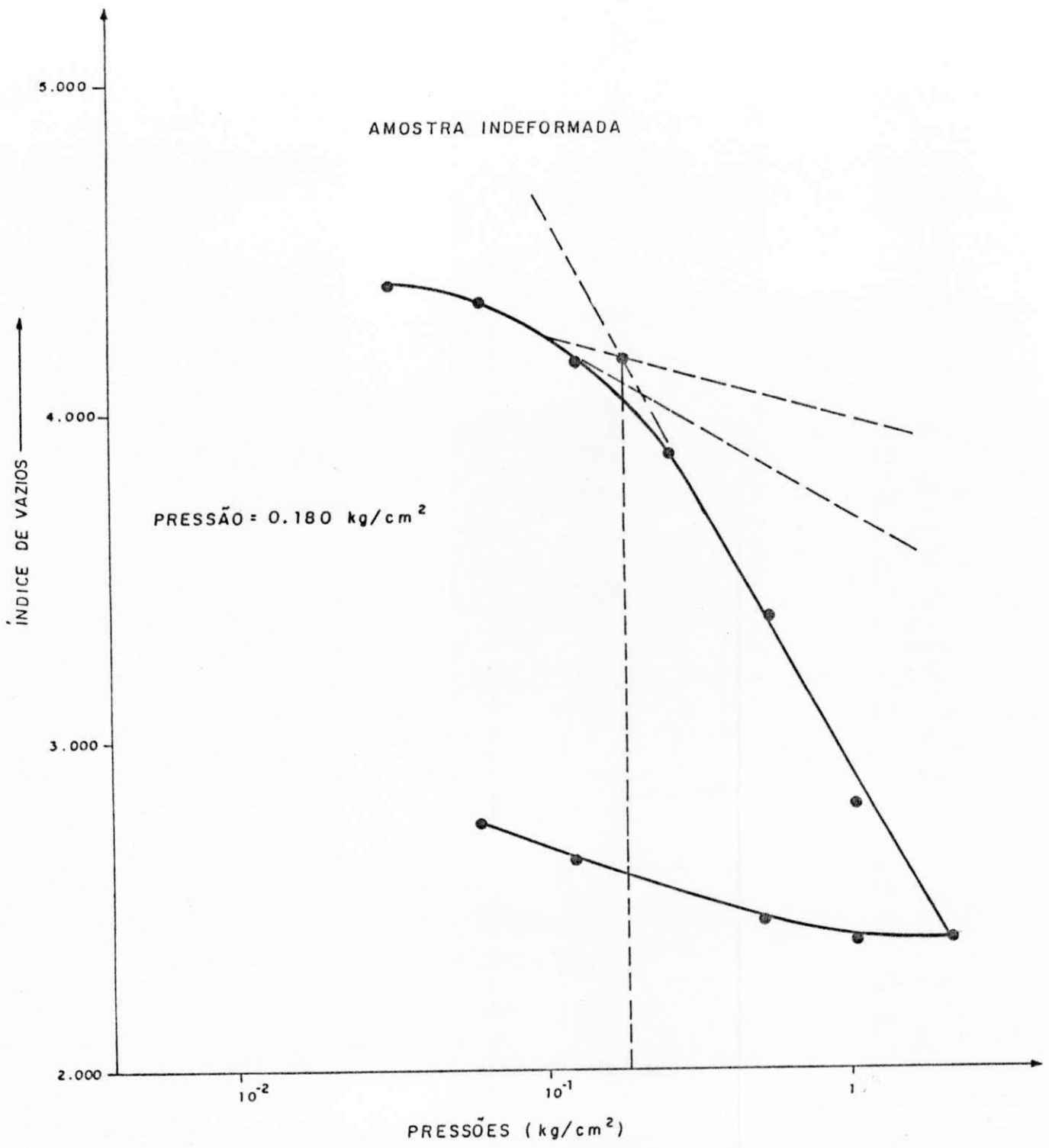


FIGURA 5.16 — VARIACÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS EM FUNÇÃO DA PRESSÃO

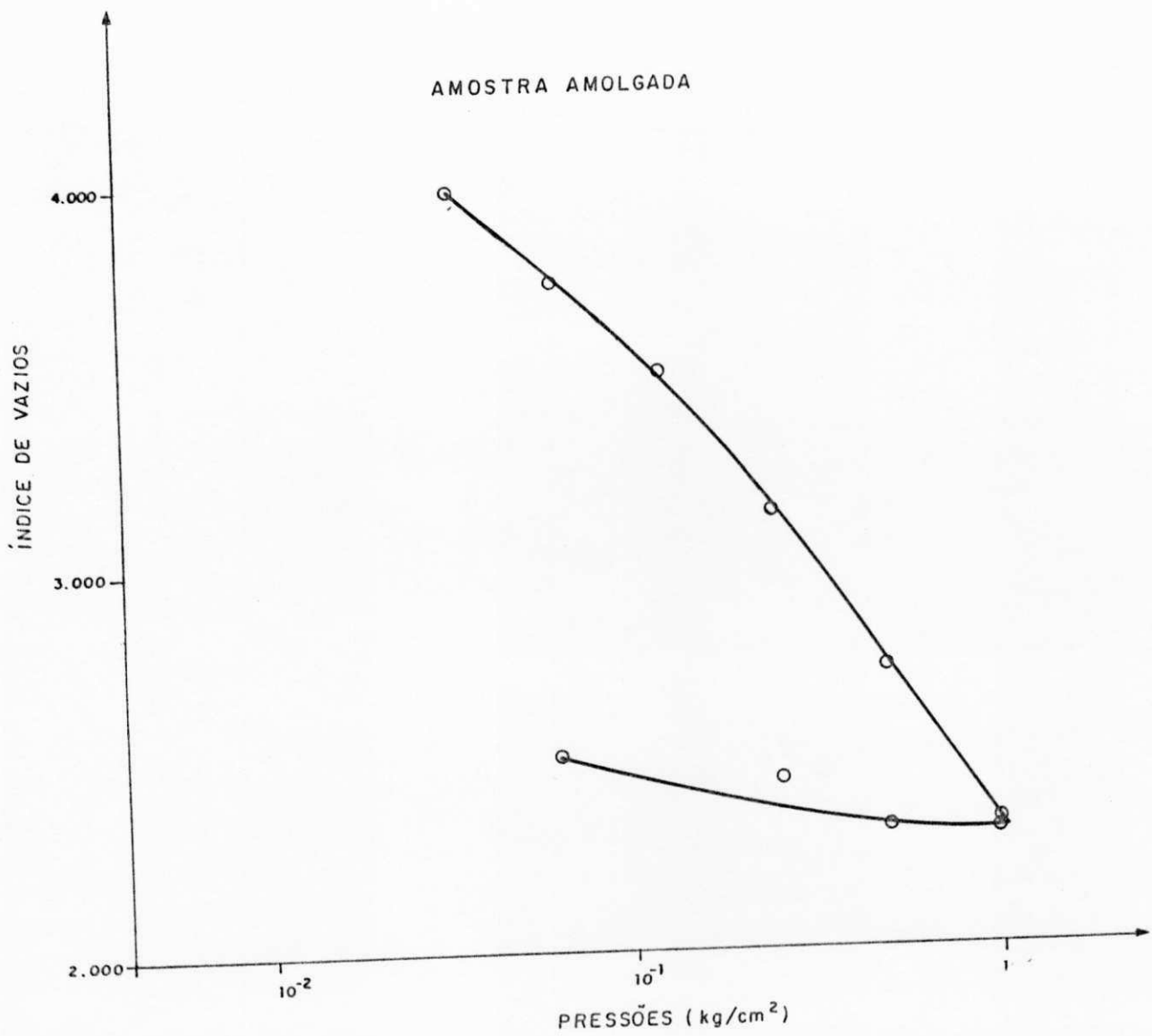


FIGURA 5.17 - VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS EM FUNÇÃO DA PRESSÃO

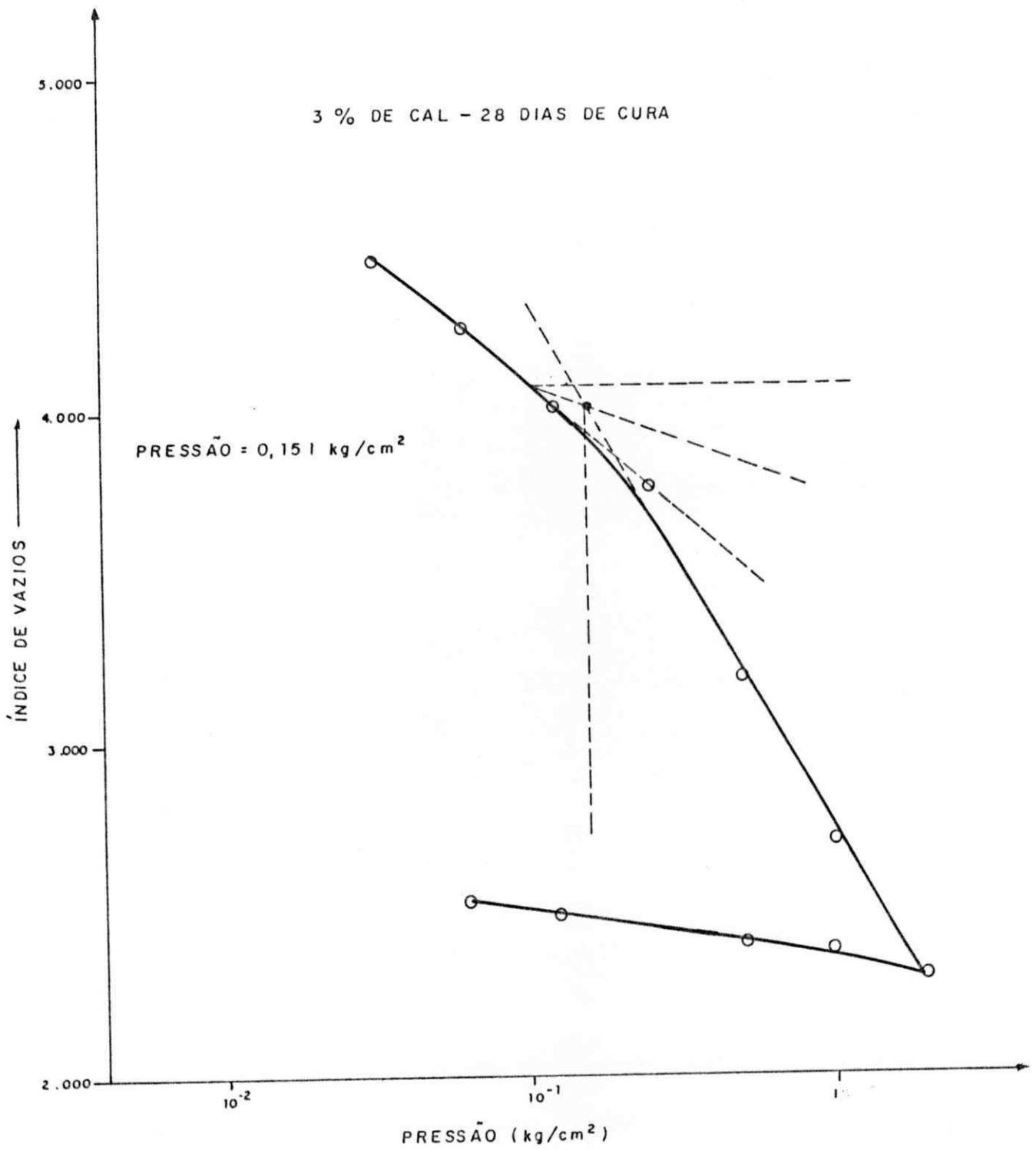


FIGURA 5.18 — VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS EM FUNÇÃO DA PRESSÃO

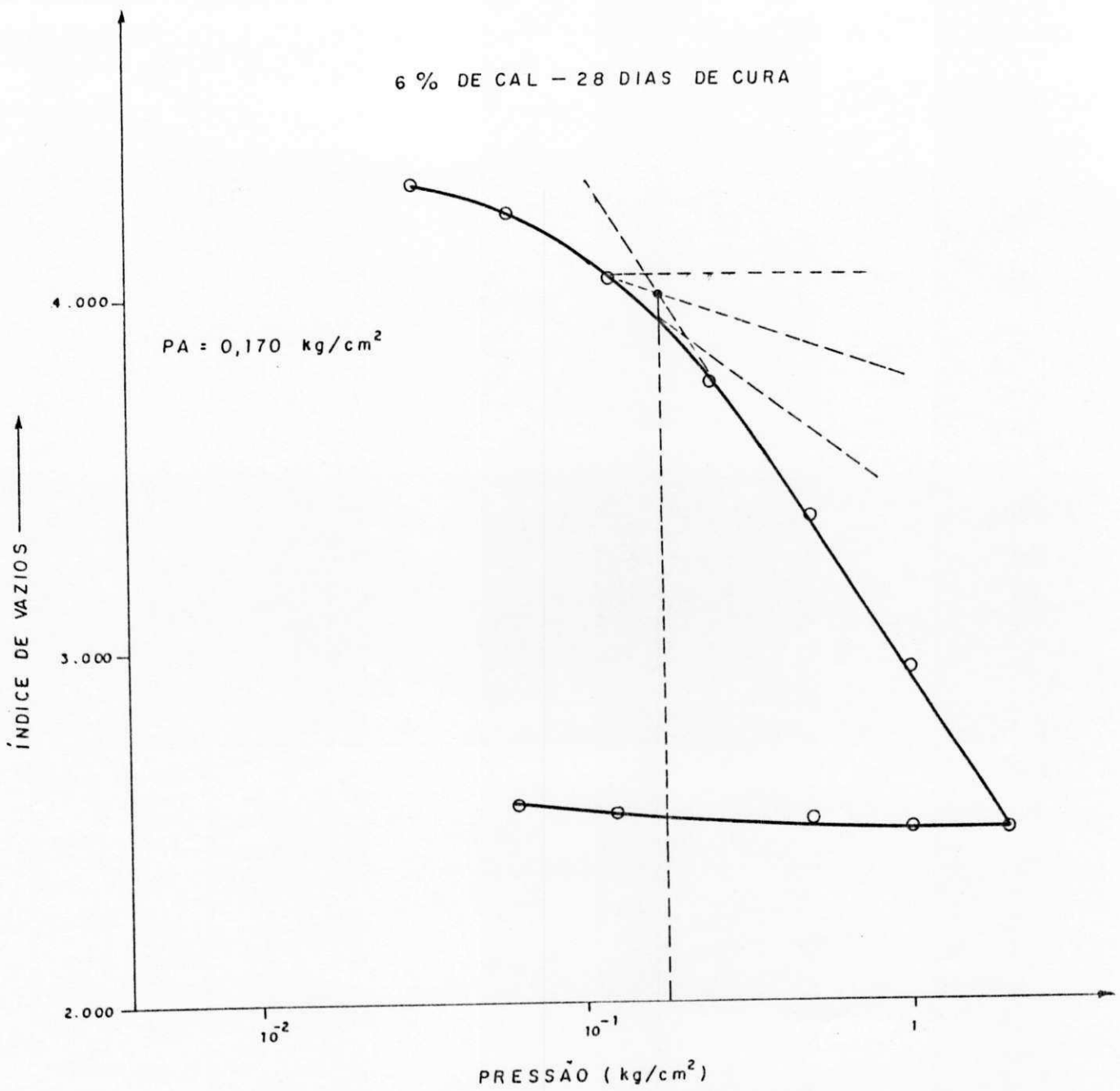


FIGURA 5.19 - VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS EM FUNÇÃO DA PRESSÃO

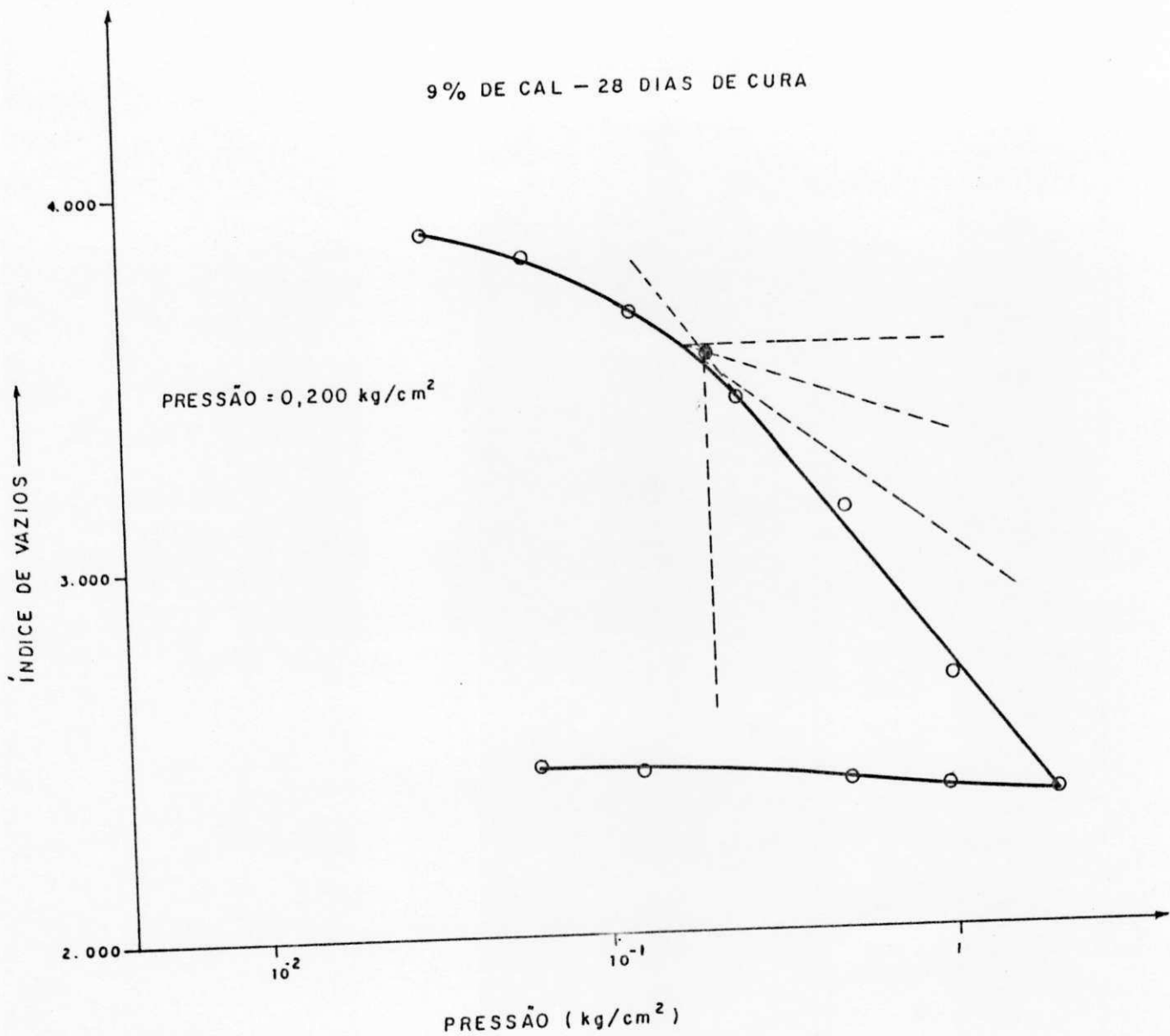


FIGURA 5.20 - VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS EM FUNÇÃO DA PRESSÃO

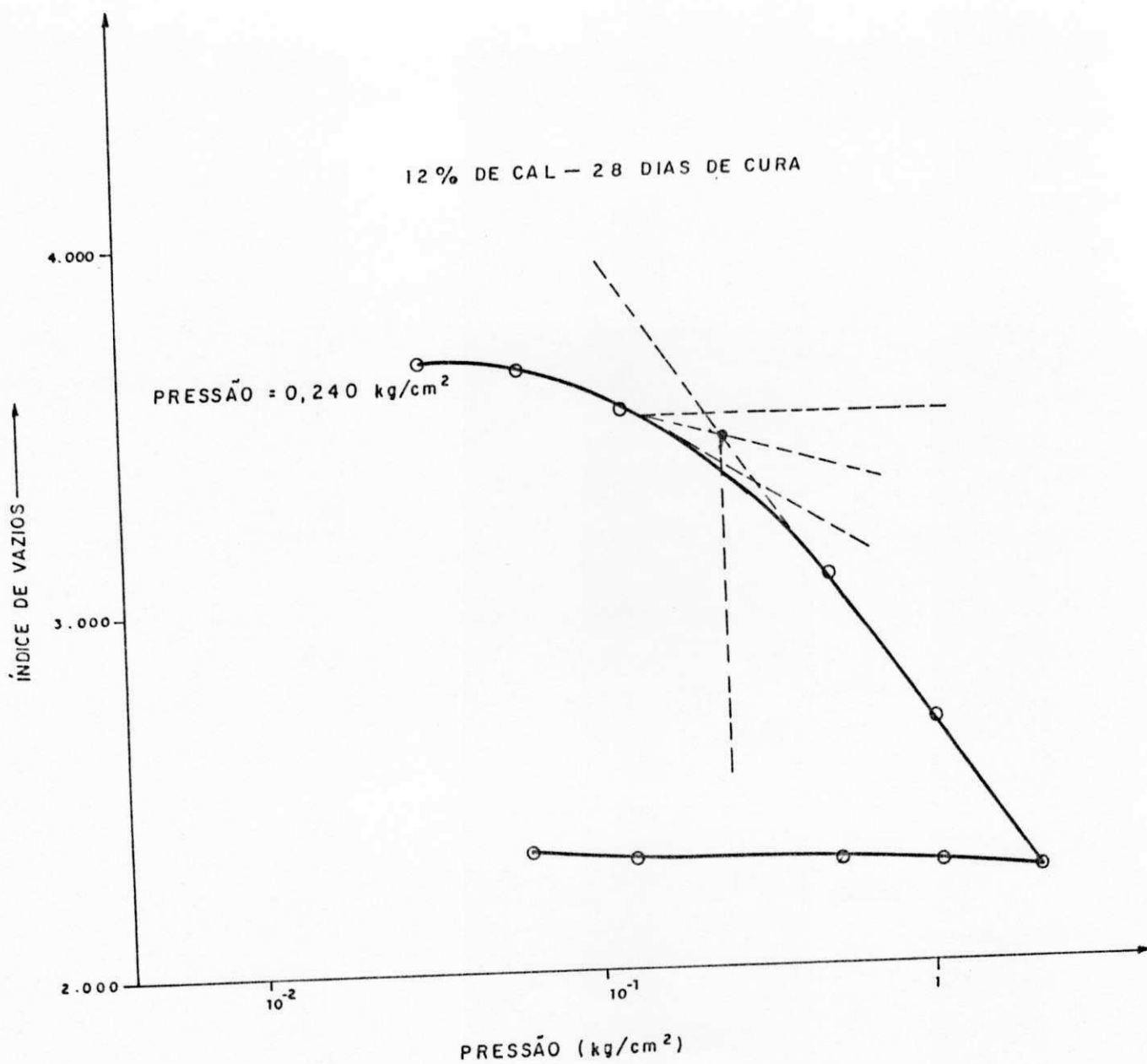


FIGURA 5.21 - VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS EM FUNÇÃO DA PRESSÃO

3% DE CAL — 60 DIAS DE CURA

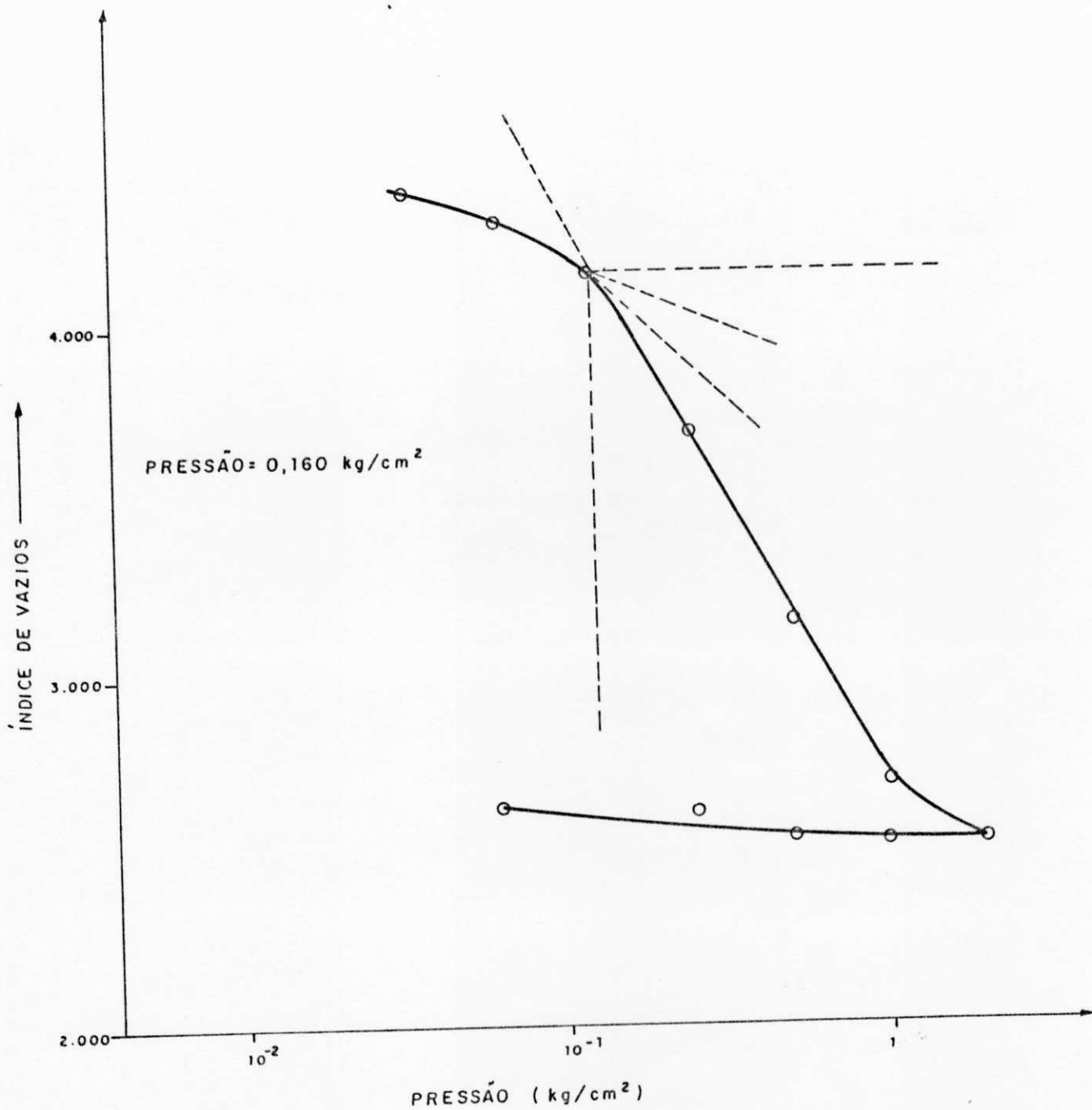


FIGURA 5.22 — VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS EM FUNÇÃO DA PRESSÃO

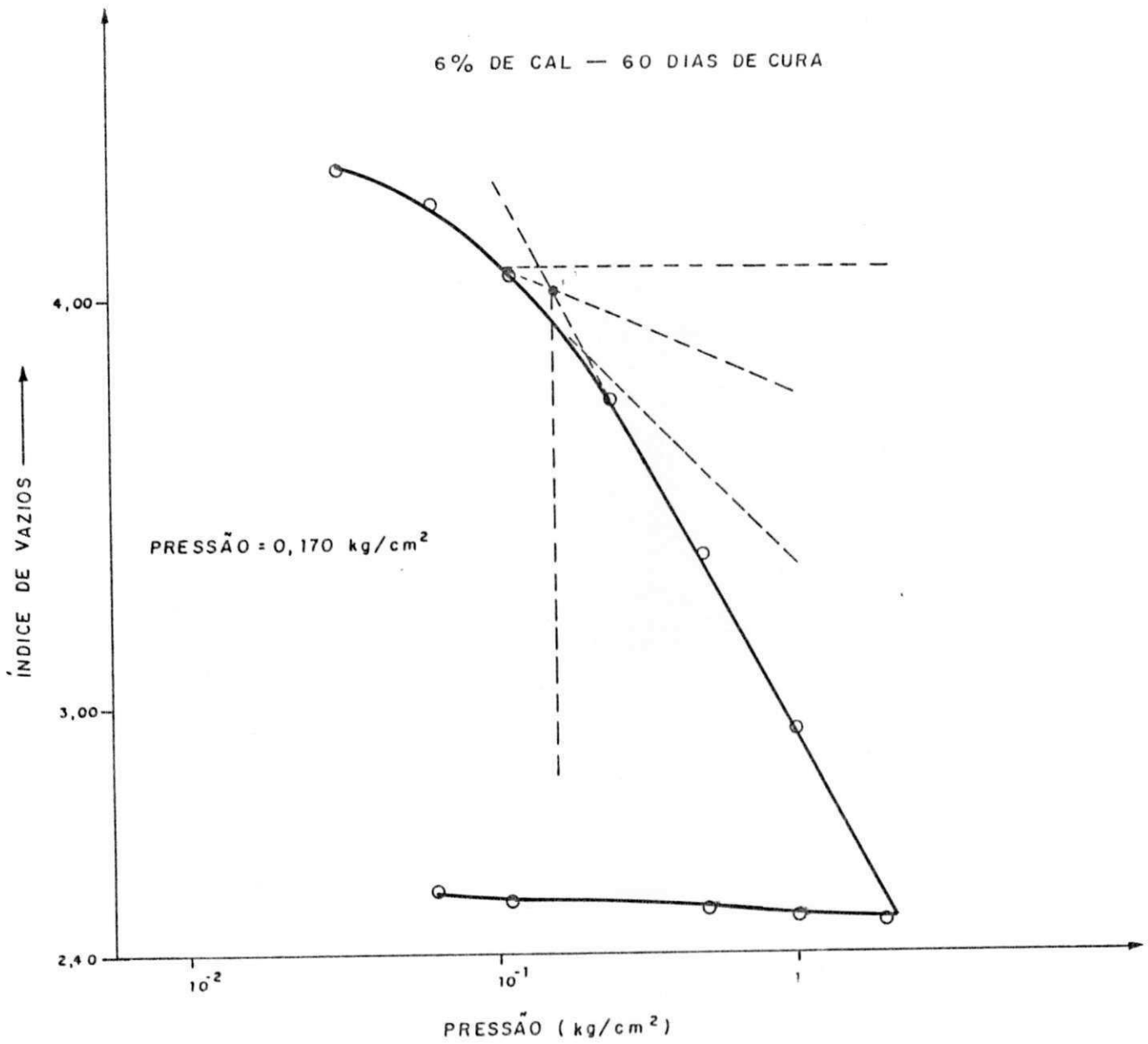


FIGURA 5.23 — VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS EM FUNÇÃO DA PRESSÃO

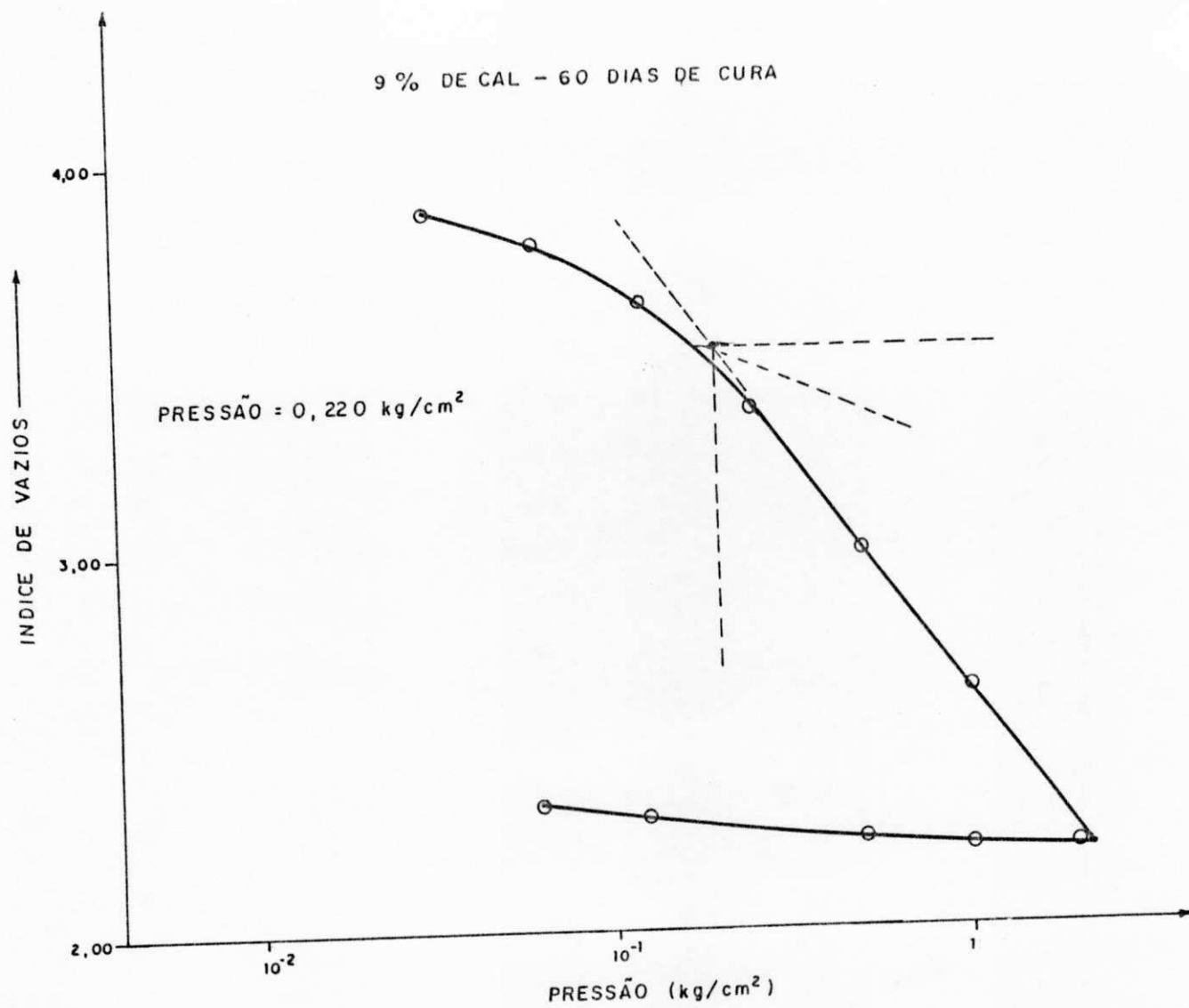


FIGURA 5.24 - VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS EM FUNÇÃO DA PRESSÃO

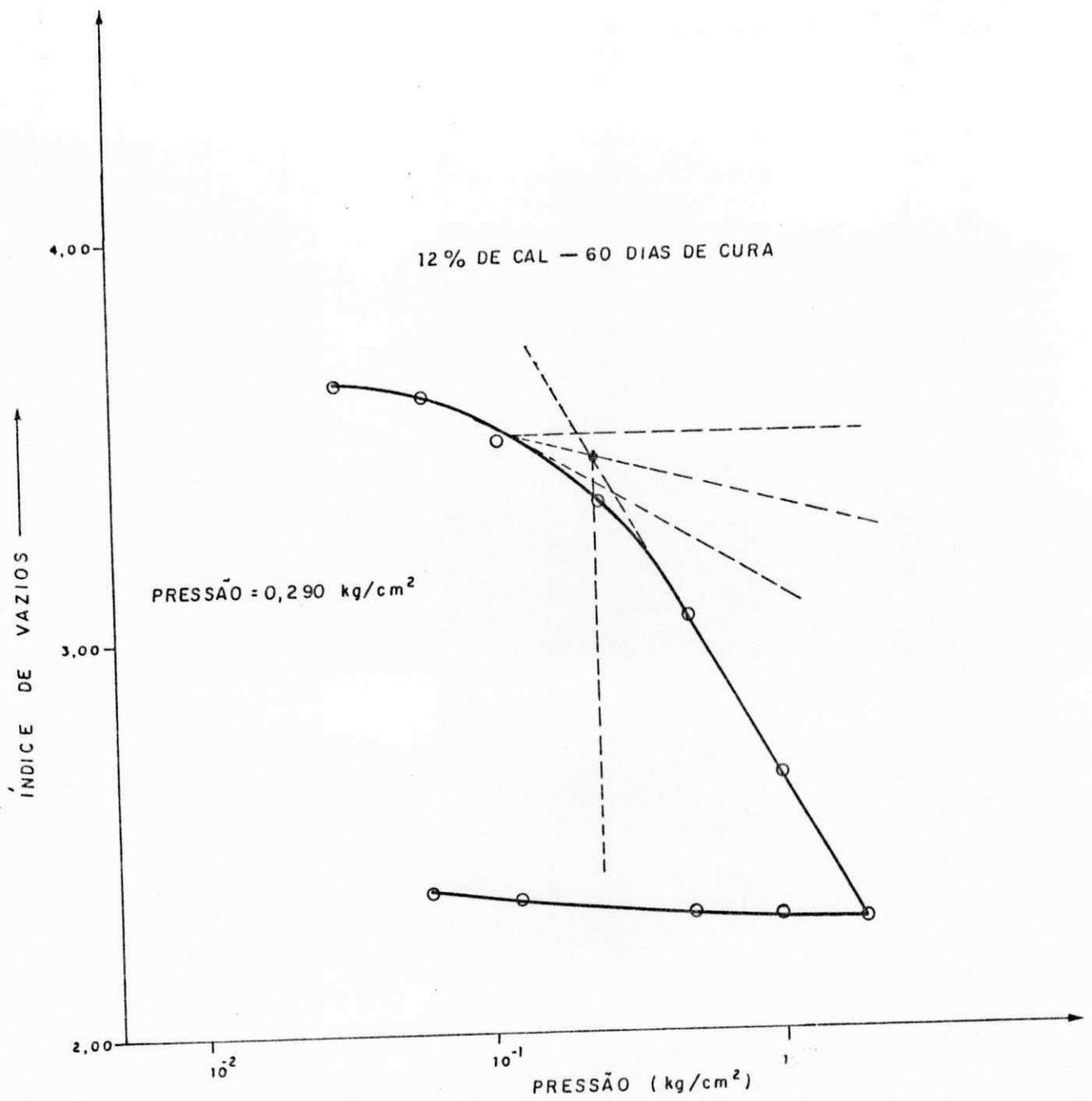


FIGURA 5.25 — VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS EM FUNÇÃO DA PRESSÃO

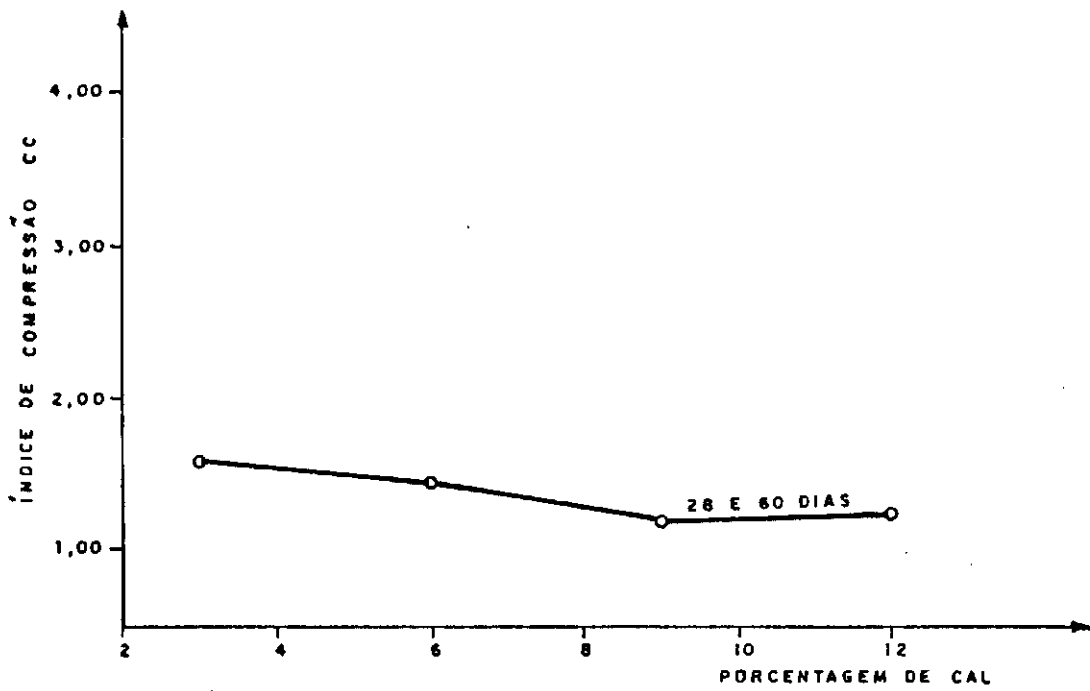


FIGURA 5.26 — ÍNDICE DE COMPRESSÃO EM FUNÇÃO DA PORCENTAGEM DE CAL, COM VARIAÇÕES NOS TEMPOS DE CURA

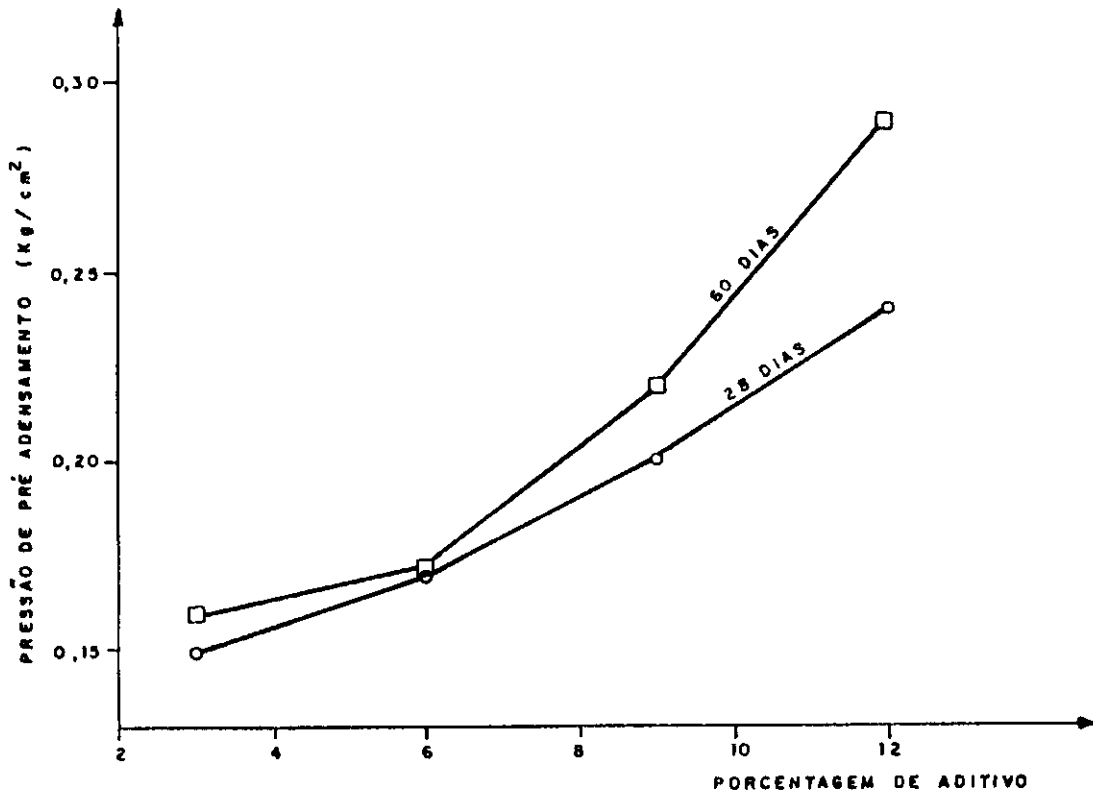


FIGURA 5.27 — PRESSÃO DE PRÉ ADENSAMENTO EM FUNÇÃO DA PORCENTAGEM DE CAL, COM VARIAÇÕES NOS TEMPOS DE CURA

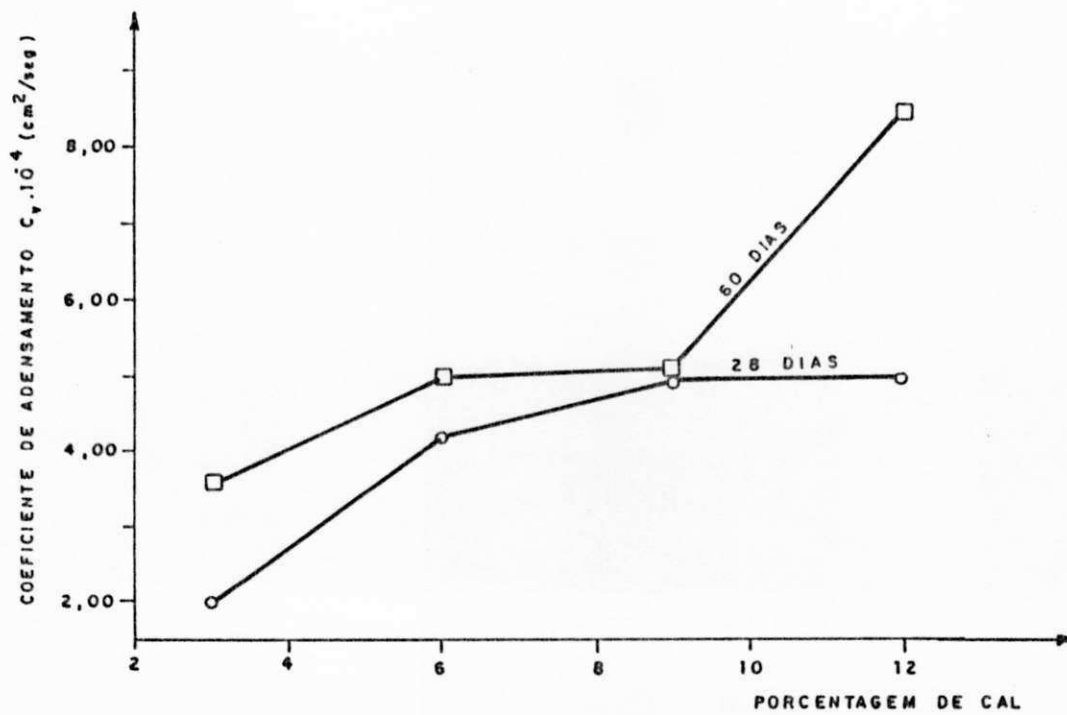


FIGURA 5.28 - COEFICIENTE DE ADENSAMENTO EM FUNÇÃO DA PORCENTAGEM DE CAL, COM VARIAÇÕES NOS TEMPOS DE CURA

CAPITULO 6

CONCLUSÕES

Resume-se neste capítulo, as conclusões que se podem considerar, diante dos resultados obtidos.

1) Com relação a caracterização da camada de argila estudada:

. o solo pesquisado pode ser classificado quanto à sua consistência como sendo uma argila mole;

. o argilomineral predominante na fração argila é a caulinita;

. o coeficiente de permeabilidade é da ordem de 10^{-8} cm/seg, sendo portanto, esta argila, praticamente, impermeável;

. a argila apresenta o TMO de 18,40 e 20,00% respectivamente com o ensaio de combustão com álcool e peróxido de oxigênio, sendo classificada como medianamente orgânica;

. apresenta uma sensibilidade de 3,22, sendo classificada como uma argila de média sensibilidade;

. a argila apresentou bons resultados do LL com o cone de penetração.

2) Com relação a estabilização da argila mole com cal hidratada calcítica:

. a mistura solo-cal apresentou diminuição do LL e aumento do LP, reasultando em diminuição da plasticidade. O melhor resultado de plasticidade foi obtido com 12% de cal aos 28 dias de cura;

. verificou-se pequena variação na granulometria da mistura solo-cal, obtendo-se um solo um pouco mais granular;

. obteve-se aumento na Cu e RCS da mistura solo-cal;

. a mistura solo-cal apresentou um ganho de resistência de 278% e 150% respectivamente com o ensaio de compressão simples e vane "test" laboratorial, com a adição de 12% de cal aos 60 dias de cura;

. obteve-se aumento do Cv, diminuição do Cc e aumento do K da mistura solo-cal;

. apesar dos melhoramentos obtidos nas propriedades da mistura solo-cal, observou-se que a reatividade do sistema solo-cal foi inibida pela presença de quantidade apreciável de matéria orgânica no solo.

SUGETÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- 1) Realizar ensaios de laboratório para amostras com tempos de cura acima de 90 dias e porcentagens variáveis de cal.
- 2) Realizar ensaios com amostras de argila mole, estabilizadas com injeção de cal.
- 3) Comparar resultados de estabilização obtidos com injeção de cal e colunas de cal manufaturados no local.
- 4) Executar o mesmo trabalho realizado nesta pesquisa, em outros locais, onde haja evidência de argila mole.
- 5) Realizar ensaios de campo e comparar com os obtidos no laboratório.

CAPITULO 7

REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS

- . ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, "Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm - Determinação da massa específica", NBR 6508, 1984.
- . ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, "Solo - análise granulométrica", NBR 7181, 1984.
- . ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, "Solo - Determinação do Limite de Liquidez", NBR 6459, 1984.
- . ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, "Solo - determinação do limite de plasticidade", NBR 7180, 1984.
- . ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas, "Ensaio de Caracterização com Cal", MB - 342, 1971.
- . ALHBERG, H. L. e BARENBERG, E. I., Pozzolanic Pavements, Bulletin 473, Engineering Experimental station, University of Illinois Bulletin, vol.62, n^o55, 1965.
- . ALMEIDA, M. S. S., The Undrained Behavior of the Rio de Janeiro in the Light of Critical State Theories, Solos e rochas, vol.5, n^o2, pp.3-24, 1982.
- . ALMEIDA, M. S. S., Propriedades Geotecnicas da Argila Mole do Rio de Janeiro à luz de Estados Criticos e Correlações Empiricas. VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos

Solos e Engenharia de Fundações, Vol. VIII, pp-15-24,
Porto Alegre, 1986.

- . AUFMUTH, R. E., Stabilization Studies of Southeast Asian Soils: Vietnam, Construction Engineering Research Laboratory, 1972.
- . BADILLO, E. J. e RODRIGUES, A. R. , Fundamentos de la Mecanica de Suelos. Tomo I, Editora Limusa, Mexico, 1975.
- . BARROS, H. D., Aspectos Geológicos da Cidade de João Pessoa (inédito), UFPB, Campina Grande, 1969.
- . BJERRUN, L., Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally unstable Soils (Collapsible, expansive and others), International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1973.
- . BOGOSSIAN, F. e LIMA, S. A., Sobre os Limites de Consistência das Argilas Orgânicas, V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, vol.2, São Paulo, pp.293-299, 1974.
- . BOYTON, R. S., Experiências de Estabilização de Solos com Cal nos Estados Unidos, Conferência Internacional sobre cal, Austria, 1970.
- . BOWLES, J. E., Engineering Properties of Soils and their Measurement, Mc Graw-Hill Book Company, Ed.2^a, USA, 1970.

- . BRAND, C.W. e BRENNER, R. P., Soft Clay Engineering, Elsevier scientific publishing company, Amsterdam, 1981.
- . BROMS, B. B. e BOMAN, P., Lime Columns - a New Foundation Method, ASCE. J.Geotech, Eng.Div., n^o105, pp.539-556, 1979.
- . BRUMAUER, S., HEMMETT, P. H. e TELLER, E., Adsorption of gases in Multimolecular Layers, J. Amer. Chem. Soc., pp.60,309, 1938.
- . British Standards Institution, Methods of test for soils for Civil Engineering Purposes, Bs 1377 : 1975.
- . CABRERA, J. G. e O'FLAHERTY, C. A., The Modifying Effects of lime on the Engineering Properties of Clay Soils. Presented to the Australian Road Research Board for Publication in the Proceedings, 1975.
- . CAPPER, P. H. e CASSIE, W. F., The Mechanics of Engineering Soils, E. e F. N. Spon, London, 1971.
- . CAPUTO, H. P. Mecânica dos Solos e suas aplicações, Vol.1, Livros Técnicos e Científicos S.A., Rio de Janeiro, 1980.
- . CASAGRANDE, A., Notes on the Design of the Liquid Limit Device. Geotechnique, B(2), pp.84-91, 1958.
- . CONCEIÇÃO, A. C., Estudo das Propriedades de Resistência e Adensamento de uma Argila Mole de João Pessoa, Dissertação M.Sc, UFPB, Campina Grande-PB, 1977.

- . COSTA, M. A., Resistência ao Cisalhamento de uma Argila Mole Estabilizada com Cal (CaO), Dissertação M.Sc., UFPB, Campina Grande-PB, 1977.
- . COUTINHO, R. Q., Aterro experimental instrumentado e levado à ruptura entre Solos Orgânicos - Argilas Moles da Barragem de Jurtunaíba, Tese D. Sc., Rio de Janeiro, 1986.
- . COUTINHO, R. Q. e FERREIRA, S. R. M., Argilas Organicas do Recife - Estudos de Caracterização e de Compressibilidade em seus depósitos. Simposio Dep. Quat. das Baixadas lit Bras. SIDEQUA, Tema 3, ABMS, ABGE, Rio de Janeiro, 1988.
- . COUTINHO, R. Q. e LACERDA, W. A., Characterization Consolidation of Jurtunaíba Organic Clays, Proc. Int. Symp. on Geot. Eng. of Soft Soils, Mexico, 1987.
- . CRUZ, P. T. e SAES, J. L., Problemas de Mecânica dos Solos, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1972.
- . DIAMOND, S. e KINTER, E. B., Mechanism of Soil lime Stabilization: an interpretation review, H.R.B., n^o92, 1965.
- . EADES, J. G., NICHOLS, F. P. e GRIM, R. C., Formation of new Minerals with Lime Stabilization as proven by field experiment in Virginia, H.R.B., 1962.
- . FOSSBERG, B. E., Some Fundamental Engineering Properties of a Lime Stabilized Clay, VI ICSMFE, voll, pp.221-225, Canadá, 1965.

- . GOUGHNOUR, R. D. e SALHBERG, J. R., Evolution of the Laboratory Vane Shear Test, H.R.B., n^o48, 1964.
- . GRAY, H., Field Vane Shear Test of Sensitive Cohesive Soils, Trans. ASCE, 1955.
- . GRIMM, R. E., Clay Mineralogy. Mc Graw-Hill, New York, 2o. Ed., 1968.
- . HANDY, R. L. e WILLIAMS, W. W., Chemical Stabilization of an Active Landslide, Civil Engineering, ASCE, 1967.
- . HEAD, K. H., Manual of Soil Laboratory Testing, vol2, Londres, 1982.
- . HERRIN, M. e MITCHEL, H., Mistura de Solo-cal, IPR, Publicação 426, 1968.
- . HOLM, G., BREDEBERG, H. e BROMS, B. B., Lime Columns as Foundation for Light Structures, X ICSMFE, Stockholm, vol.3, pp.687-694, 1981.
- . INGLES, O. G. e METCALF, J. B., Lime Stabilization, Ed. Butterworthes, pp.127-141, 1972.
- . JACSON, M. L., Analisis Quimicas de Suelos, Universidade de Wiscosin, 1964.
- . JOSHI, R. C., NATT, G. S. e WRIGHT, P. J., Soil Improvement by Lime Ash Slurry Injection, X ICSMFE, Stockholm, vol3, pp.707-712, 1981.

- . JOSHI, R. C. e WRIGHT, P. J., In situ Soil improvement by Lime and Lime Fly Ash Slurry Injection Process, Proc. SSRSTGP, Australia, 1978.
- . LAMBE, T. W. e WHITMAN, R. V., Soil Mechanics, John Willey e Sons, New York, 1969.
- . LAMBE, T. W. e WHITMAN, R. V., Mecânica de Suelos, Instituto Tecnológico de Massachusetts, Editorial Limusa, México, 1974.
- . LEONARDS, G. A., Foundation Engineering, Civil Engineering Serie, Mac Graw-Hill, London, 1962.
- . MASSAD, F., Sea - Level Movements and the Preconsolidation of Brazilian Marine Clays, Inter. Simp. on Geotech. Eng. of soft Soils, México, 1987.
- . MERCADO, G. J. I. H., Teoria y Pratica del Stabilizado del Suelo com Cal, Anais da VII Reunião Anual da Associação Brasileira de Pavimentação, Curitiba-PR, 1966.
- . ORTIGÃO, J. A. R., Efeito do Pré-adensamento e Consolidação em Argila Mole da Baixada Fluminense. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações, Vol 1, Rio de Janeiro, 1978.
- . ORTIGÃO, J. A. R., Aterro Experimental levado à ruptura sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro, Tese D. Sc., UFRJ, Rio de Janeiro, 1980.

- . ORNESBY, W. C. e KINTER, E. B., Strenght Development and Reaction Products in Lime - Montmorillonte Water Systems, Public Roads, n^o4, vol.37, pp.136-148, 1973.
- . PERRIN, J., Classification des Sols Organiques, Bulletin de Liaisson des LPC, n^o69, pp.39-47, 1974.
- . PINTO, C. S. e MASSAD, F., A Resistência ao Cisalhamento dos Solos variados da cidade de São Paulo, revista Politécnica, n^o176, 1971.
- . QUEIROZ DE CARVALHO, J. B., Soil Properties Affecting the Lime Stabilization of Red Tropical Soil from Northeast of Brazil, Tese D. Sc., Universidade de Leeds, Inglaterra, 1979.
- . QUEIROZ DE CARVALHO, J. B., Argila Organica do Recife: Caracterização da Materia e sua Relação com algumas Propriedades de Engenharia, VII Congresso Bras. de Mec. dos Solos e Eng. de Fund., Vol IV, pp.35-45, Recife, 1982.
- . ROBERT, Q. L. e THOMPSON, M. R., Field Evaluation of Pressure Injection Lime Treatment for Strengthening Subgrade Soils. Proc. RSLIC, little rock, 1975.
- . SANTINE, P. SANTOS, P. S. e ALVES, V. F., Determinação do Carbono e Matéria Orgânica em Argilas, Cerâmica 8(30), 46, 1962.
- . SANTOS, J. D., Estudo da Consolidação de uma Argila Mole do Manguê de João Pessoa, Dissertação M. SC., UFPB, Campina grande-PB, 1977.

- . SCOTT, R. F., Principles of Soil Mechanics, Wesley Publishing Comp. Inc., London, 1965.
- . SHARIFOUNNSAB, M. e ULLRICH, C. R., Rate of Shear Effects on Vane Shear Strength. Journal of Geotechnical Engineering, Vol 111, No.1, 1985.
- . SHERWOOD, P. T., The Properties of Cement Stabilized Soils for Civil Engineering Purposes, British Standard Institution, London, 1967.
- . SHERWOOD, P. T., FRIC, B. S. C. e RYLEY, M. D., An Investigation of a Cone Penetrometer Method for the determination of the Liquid Limit, Geotechnique, vol.20, n^o2, 1970.
- . SILFVEBERG, L., Influence of Organic matter on differential Thermal Analysis of Clays, A critical Review of existing methods - Royal Swedish Geotechnical Institute Proceedings, n^o15, Stockholm, 1957.
- . SILVA, A. J., Propriedades de Resistência de uma Argila Mole do Manguê de João Pessoa, Dissertação M. SC., UFPB, Campina Grande-PB, 1977.
- . SOARES, V. B., Propriedades de Engenharia de uma Argila Orgânica do Recife, Dissertação M. SC., UFPB, Campina Grande-PB, 1975.
- . SOUSA SANTOS, P., Tecnologia de Argilas, vol1, Ed. Edgard Blucher, São Paulo, 1975.

- . SKEMPTON, A. W., e NORTHEY, R. D., The Sensibility of Clays. Geotechnique, Londres, Vol. III, No.1, 1952.
- . THERZAGHI, K. e PECK, R. B., Mecânica dos Solos na prática da Engenharia, Livro Técnico S.A., Rio de Janeiro, 1962.
- . THERZAGHI, K. e PECK, R. B., Soil Mechanics in Engineering Practice, 2end Ed., Wiley, New York, 1967.
- . THOMPSON, M. R., Lime Reactivity of Illinois Soils as it is Related to Compressive Strenght, Ph. D. Theses, Civil Engineering, The University of Illinois, USA, 1964.
- . WASTI, Y. e BEZERCI, H., Determination of the Consistency Limits of Soils by the Fall Cone Test, Can. Geotech. J., 23, pp.241-246, 1985.
- . WROTH, C. P., e WOOD, D. M., The Correlation of Index Properties with some Basic Engineering Properties of Soils, Geotch. J., pp.137-145, 1978.

A P Ê N D I C E

CALCULO DA CONSTANTE DO VANE "TEST" LABORATORIAL

- As palhetas do Vane "test" laboratorial sendo quadradas,
 $h=2r$.

CALCULO DOS MOMENTOS RESISTENTES NAS FACES SUPERIORES (M_1) E
 INFERIORES (M_2).

$$\begin{aligned}
 - dA &= 2 \pi * dx \\
 dF &= 2 \pi * dx * C_u \\
 dM &= 2 \pi * dx * X * C_u * X \\
 dM &= 2 \pi * C_u * X^2 * dx \\
 M_1 &= \sum dM = \int_0^r 2 \pi * C_u * X^2 * dx \\
 M_1 &= \frac{2 \pi * C_u * r^3}{3}
 \end{aligned}$$

Como o momento resistente na face inferior (M_2) é igual ao da face superior, teremos que o momento nas duas faces será:

$$2M_1 = \frac{4 \pi * C_u * r^3}{3}$$

Calculo do momento resistente na superficie lateral (M_3):

$$\begin{aligned}
 A &= 2 \pi * r * h \\
 F &= 2 \pi * r * h * C_u \\
 M_3 &= 2 \pi * r * h * C_u * r \\
 M_3 &= 2 \pi * C_u * h * r^2
 \end{aligned}$$

sendo $h=2r$,

$$M_3 = 2 \pi * C_u * 2 * r^3$$

$$M_3 = 4 \pi * C_u * r^3$$

O momento resistente total (M_r) será:

$$2M_1 + M_3 = M_t$$

$$M_t = \frac{4}{3} \pi * C_u * r^3 + 4 * C_u * r^3$$

$$M_t = \frac{4 \pi * C_u * r^3 + 12 \pi * C_u * r^3}{3} = \frac{16}{3} \pi * C_u * r^3$$

$$\text{Sendo } r = 0,25 \text{ pol} \Rightarrow r^3 = 0,0156$$

e

$$M_t = \frac{16 * 3,14 * 0,0156 * C_u}{3}$$

$$M_t = 0,2612 C_u$$

$$C_u = \frac{M_t}{0,2612} \Rightarrow C_u = 3,816 M_t$$

Sendo M_t em $\text{lb} * \text{pol}$ e C_u em lb / pol^2 então

$$K = 3,816 \text{ pol}^{-3}$$